

橋梁の対津波・対洪水設計に関する研究小委員会

報告書

Report of The Subcommittee on Anti-Tsunami and Floods Design Methods for Bridges

2020年11月30日

東京

November 30, 2020

Tokyo

公益社団法人 土木学会 地震工学委員会

橋梁の対津波・対洪水設計に関する研究小委員会

Subcommittee on Anti-Tsunami and Floods Design Methods for Bridges

The Earthquake Engineering Committee

Japan Society of Civil Engineers

橋梁の対津波・対洪水設計に関する研究小委員会・活動報告書

目次

序論

- 1. はじめに……………序-1
- 2. 近年の大雨の概要と橋梁の被害……………序-3

第1編 橋梁等に対する水災害の概要および復旧・復興

- はじめに…………… 1-1
- 第1章 橋梁等に対する水災害の概要…………… 1-2
 - 1.1 津波被害…………… 1-2
 - 1.2 洪水被害…………… 1-3
 - 1.3 高潮被害…………… 1-56
 - 1.4 波浪被害…………… 1-61
- 第2章 津波形状に関する分析…………… 1-62
 - 2.1 観測記録にもとづく橋梁に作用する津波水理特性…………… 1-62
 - 2.2 河川津波特性が橋梁に与える影響…………… 1-77
- 第3章 復旧および復興…………… 1-104
 - 3.1. はじめに…………… 1-104
 - 3.2. 復旧対策…………… 1-104
 - 3.3. 復旧・復興に向けた課題…………… 1-106

第2編 橋梁等に対する水災害に関連する影響の評価

- はじめに…………… 2-1
- 第1章 津波波力に関する既往研究…………… 2-2
 - 1.1 津波波力の評価式…………… 2-2
 - 1.2 津波波力を算出するための数値解析等…………… 2-11
- 第2章 津波等の水災害に随伴する事象…………… 2-18
 - 2.1 津波による漂流物…………… 2-18
 - 2.2 津波越流による橋台アプローチ部の盛土の流出現象…………… 2-28
 - 2.3 高潮による漂流物…………… 2-36

第3章 鋼桁橋の横荷重に対する抵抗メカニズムに関する一考察	2-65
3.1 はじめに	2-65
3.2 解析概要	2-66
3.3 解析結果および考察	2-71
3.4 照査式の提案	2-86
3.5 おわりに	2-95

第3編 橋梁等に対する水災害への対策

はじめに	3-1
第1章 漂流物への対策	3-2
1.1 河積の阻害防止対策	3-2
第2章 洪水・津波に対する構造物の対策	3-10
2.1 橋梁の対策	3-10
2.2 盛土・背面土の対策	3-41
2.3 木除杭による対策	3-50

第4編 まとめ

1. まとめ	ま-1
2. 提言	ま-1

序論

1. はじめに

橋梁に対する津波作用については、各機関で実験や数値解析がさかんに実施されているものの、いまだ対津波設計手法は確立されていない。また近年豪雨により橋梁の被害も増加しているが、橋梁に作用する洪水時の作用力についても、これから議論を深める必要がある。本研究小委員会は、前進である「橋梁の対津波設計に関する研究小委員会」での活動を発展させることに加え、橋梁の対洪水設計に関する諸課題を整理し、これらに対する橋梁設計の考え方について広く情報を発信することを目的として設立された。活動期間は2017年5月～2020年11月である。委員名を表-1.1に示す。

まず、この分野の歴史的な経緯について、改めて振り返ってみる。2004年スマトラ島沖地震津波による橋梁の被害^{1.1)}を受け、国内では橋梁の津波被害に関する研究が始まった。この際、橋梁工学分野の研究者と海岸工学分野の研究者は、橋梁及び津波との関連に着目することがなく、分野ごとに独立した研究が行われた。この地震以降、東日本大震災の発生までに実験^{1.2-1.10)}や数値解析^{1.11-1.13)}によって、いくつかの機関で橋梁に対する津波作用力について検討されてきた。しかし、対策検討への方針^{1.14)}は提案されたものの、津波に対して既存橋梁が補強されることもなかった。そして2011年の東日本大震災によって多数の橋梁が津波によって流出する被害が発生したことにより数多くの機関で研究が進められた。特に、構造工学分野と水工学分野との横断的な研究が活発になった。

一方で、近年国内では大雨等による被害が発生し、河川に架かる橋梁が流出する被害、橋脚が沈下する等の被害、また堤防と橋台付近の洗掘による被害が多く発生している。小委員会の活動（前身からの期間も含む）期間中においては、平成29年（2017年）7月九州北部豪雨、平成30年（2018年）7月豪雨、令和元年（2019年）東日本台風（台風第19号）、そして令和2年（2020年）7月豪雨と毎年大雨による被害が発生し、橋梁の流出が認められている。災害のサイクルを考えると、津波よりも明らかに発現サイクルが短いことから、洪水を対象とした研究や対策の検討も、津波と同様に重要であると言える。なお、これらの概要は、1.2にて概要を述べる。

ここで、前身の小委員会でも述べたが、本小委員会の名称に入っている「対津波」、「対洪水」という用語についてふれておきたい。津波・洪水に対して備える設計という意味で、本小委員会では「耐」ではなく「対」という用語を用いた。これは、本小委員会での検討内容が、必ずしもこれらのインプットに耐える設計のみにとどまらない場合が含まれるためである。そのため本小委員会では、津波と洪水に対する設計ということを広義で捉え、「耐津波設計」、「耐洪水設計」ではなく「対津波設計」、「対洪水設計」という用語を用いることにした。

本報告書は3年間の活動成果をまとめたものであり、序章、第1編から第4編の5編で構成されている。序論では委員会活動の概要を、第1編では橋梁等に対する水災害の概要および復旧・復興についてまとめられている。第2編では、橋梁等に対する水災害に関連する影響の評価についてまとめられている。第3編では、橋梁等に対する水災害への対策が紹介されている。最後に第4編では、全体の取りまとめがなされている。

今後、新設橋梁の対津波設計や、既設橋梁の津波対策が検討される機会は増えてくると考えられる。その際の参考資料として本書を活用していただければ幸いである。

表-1.1 小委員会委員

	氏 名	所 属
委員長	竹田 周平	福井工業大学
副委員長	伊津野 和行	立命館大学
幹事長	佐藤 崇	株式会社 長大
副幹事長	中尾 尚史	国立研究開発法人 土木研究所
幹 事	川崎 佑磨	立命館大学
委 員	秋山 充良	早稲田大学
	浅井 光輝	九州大学
	五十嵐 晃	京都大学
	小川 宗正	株式会社 建設技術研究所
	具志 一也	大日本コンサルタント株式会社
	幸左 賢二	九州工業大学
	佐々木 達生	大日本コンサルタント株式会社
	鳴原 良典	防衛大学校
	庄司 学	筑波大学
	田崎 賢治	大日本コンサルタント株式会社
	田中 聖三	筑波大学
	中村 友昭	名古屋大学
	野阪 克義	立命館大学
	丸山 喜久	千葉大学
	宮森 保紀	北見工業大学
米山 望	京都大学	

2. 近年の大雨の概要と橋梁の被害

ここでは、小委員会の活動期間中に発生した大雨が橋梁被害をもたらした代表的なものを整理する。なお一部の橋梁は、第1編においても解説されている。

2.1 平成 29 年 7 月九州北部豪雨（2017 年）による被害

7 月 5 日から 6 日にかけて、福岡県朝倉市や大分県日田市等において線状降水帯が形成されたことで、猛烈な雨が継続された^{1,15)}。この豪雨により、朝倉市などの九州北部地方では総降水量が 500 ミリを超え、また 7 月の月降水量平年値を超えた。橋梁の被害として、**図-2.1.1** 及び **図-2.1.2** に示す様に花月川（大分県日田市）にかかる JR 久大本線の花月川橋では、多数の橋脚で基部付近が損傷し流下方向に転倒した。また、市道である夜明橋の上部構造の流失や橋台付近が洗掘した。



図-2.1.1 JR 久大本線 花月川橋



図-2.1.2 夜明橋

(著者撮影)

2.2 平成 30 年 7 月豪雨（2018 年）による被害

6 月 28 日から 7 月 8 日にかけて、前線や台風第 7 号の影響により、西日本を中心に全国的に広い範囲で記録的な大雨となった^{1,15)}。この期間の総降水量が四国で 1800 ミリ、東海で 1200 ミリを超えることとなった。また、九州北部から東海までの西日本エリアに加え北海道地方の多くの観測地点で 24 から 72 時間降水量の値が観測史上第 1 位となる記録的な大雨となった。橋梁の被害として、**図-2.2.1** 及び **図-2.2.2** に示す様に JR 芸備線の第 1 三篠川橋梁の流失や、鳥声橋の上部構造の流失が確認されている。



図-2.2.1 JR 芸備線第 1 三篠川橋梁



図-2.2.2 鳥声橋

(著者撮影)

2.3 令和元年東日本台風（台風第19号・2019年）による被害

10月10日から13日にかけて、神奈川県箱根で総降水量が1000ミリ、東日本を中心に17地点で500ミリを超える記録的な豪雨となった^{1.15)}。この影響で、東日本の広い範囲で一級河川の氾濫が相次いだほか、土砂災害や浸水被害も多数認められている。代表的な橋梁の被害として、長野県の千曲川では多くの橋梁が被災した。図-2.3.1及び図-2.3.2に示す様に、上田市の上田電鉄別所線の千曲川橋梁が左岸の橋台付近の洗掘と上部構造の落橋や、田中橋では橋台（写真中央のピアアバット形式）背面の洗掘が認められている。



図-2.3.1 千曲川橋梁



図-2.3.2 田中橋

(著者撮影)

2.4 令和2年7月豪雨（2020年）

7月3日から8日にかけて、梅雨前線が九州付近から東日本に停滞したことで、西日本や東日本で大雨となり、特に九州では4日からの4日間で記録的な大雨となった^{1.15)}。この大雨により、球磨川や筑後川といった規模の大きな河川での氾濫が相次いだほか、土砂災害や浸水被害等により、人的被害や物的被害が数多く発生し、復旧作業が新型コロナウイルスの感染拡大に影響して遅れている。橋梁の被害としては、熊本県の球磨川本流に架かる道路橋や鉄道橋の多数の橋梁で被害が認められている。特に鋼トラス橋など比較的死荷重が軽い構造での被害が多い。

【参考文献】

- 1.1) 幸左賢二, 内田悟史, 運上茂樹, 庄司学: スマトラ地震の津波による橋梁被害分析, 土木学会地震工学論文集, 第29巻, pp. 895-901, 2007.
- 1.2) 片岡正次郎, 日下部毅明, 長屋和宏: 津波衝突時の橋桁に作用する波力, 第12回日本地震工学シンポジウム, pp. 154-157, 2006.
- 1.3) 庄司学, 森洋一郎: 桁橋の津波被害再現実験, 海岸工学論文集, Vol. 53, pp. 801-805, 2006.
- 1.4) Iemura, H., Pradono, M.H., Tasuda, T. and Tada, T.: Experiments of tsunami force acting on bridge models, 地震工学論文集, Vol. 29, pp. 902-911, 2007.
- 1.5) 荒木進歩, 中嶋悠, 出口一郎, 伊藤禎和: 河口付近の橋梁に作用する津波流体力に関する実験的研究, 海岸工学論文集, 第55巻, pp. 866-870, 2008.
- 1.6) 庄司学・森山哲雄・藤間功司・鳴原良典・笠原健治: 単径間橋梁に作用する砕波津波の荷重に関する

- る実験的検討, 構造工学論文集, Vol. 55A, pp.460-470, 2009.
- 1.7) 二井伸一, 幸左賢二, 庄司学, 木村吉郎: 橋梁への津波作用力に関する実験的検討, 構造工学論文集, Vol. 55A, pp.471-482, 2009.
 - 1.8) 中尾尚史・伊津野和行・小林紘士: 津波作用時における橋梁周辺の流れと流体力に関する基礎的研究, 構造工学論文集, Vol. 55A, pp.789-798, 2009.
 - 1.9) 張 広鋒, 薄井稔弘, 星隈順一: 津波による橋梁上部構造への作用力の軽減対策に関する実験的研究, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), Vol. 66, No. 1, pp.425-433, 2010.
 - 1.10) 中尾尚史, 伊津野和行, 小林紘士: 橋梁基本断面に作用する流体力と流速・波高の関係に関する基礎的検討, 構造工学論文集, Vol. 55A, pp.564-575, 2010.
 - 1.11) 五十里洋行, 後藤仁志: 津波氾濫による橋梁被災過程の数値シミュレーション, 海岸工学論文集, 第 54 巻, pp.211-215, 2007.
 - 1.12) 鳴原良典, 藤間功司, 庄司学: 橋梁構造物に作用する津波波力の数値計算, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), Vol. 65, No. 1, pp.899-904, 2009.
 - 1.13) 薄井稔弘, 運上茂樹, 杉本健: 津波に対する道路橋の被害軽減に関する解析的検討, 構造工学論文集, Vol. 56A, pp.464-473, 2010.
 - 1.14) 片岡正次郎, 鶴田舞, 長屋和宏, 日下部毅明, 小路泰広: 道路施設の地震・津波被害想定と対策検討への活用方針, 地震工学論文集, Vol. 29, pp.918-925, 2007.
 - 1.15) 国土交通省・気象庁公式ホームページ; 災害をもたらした気象事例 (平成元年～本年), https://www.data.jma.go.jp/obd/stats/data/bosai/report/index_1989.html (閲覧日 2020 年 11 月 10 日).

(竹田 周平)

第1編 橋梁等に対する水災害の概要および復旧・復興

はじめに

これまで、「東日本大震災による橋梁等の被害分析小委員会（委員長；幸左賢二）」や「橋梁の対津波設計に関する研究小委員会（委員長；伊津野和行）」では、津波によって橋梁等の構造物に生じる作用力やその影響を、対津波設計の構築を目標として、実験や数値解析に基づく推定や設計の方法論について議論を行ってきた。

近年、国内における土木構造物への津波被害の報告は東北地方太平洋沖地震による被害以来、大きな被害は生じていない。一方、洪水被害は近年頻発しており、梅雨前線や台風等による降雨量の増加に伴い、想定する河川の流量を超過したことにより洪水が発生し、その洪水が構造物に作用することで被害が生じている。特に上部構造の流出被害については、従来の設計では上部構造に洪水が作用することは想定しておらず、今後、災害シナリオとしての影響評価等が必要であると考えられる。

本WGでは、洪水等の水害により生じた橋梁を中心とする構造物の被害の概要について2000年以降の国内で生じた災害を中心に取りまとめた。また、津波による構造への作用力を評価するために重要となる津波形状について、観測記録や被害状況から分析を行った。さらには、水災害の復旧・復興について、現状と課題について議論を行った。本章は、その研究活動の結果を報告書として取りまとめたものであり、以下の通り構成した。なお、WG1の参加委員を表-1に示す。

1. 橋梁等に対する水災害の概要（伊津野，佐藤）
 - 1.1 津波被害
 - 1.2 洪水被害
 - 1.3 高潮被害
 - 1.4 波浪被害
2. 津波形状に関する分析
 - 2.1 観測記録にもとづく橋梁に作用する津波水理特性（佐藤崇）
 - 2.2 河川津波特性が橋梁に与える影響（幸左賢二，佐々木達生）
3. 復旧および復興（川崎佑磨）

表-1 WG1 参加委員

委員名	所属
秋山 充良	早稲田大学
五十嵐 晃	京都大学
伊津野 和行	立命館大学
川崎 佑磨	立命館大学
幸左 賢二	九州工業大学
○佐藤 崇	(株)長大
丸山 喜久	千葉大学

○；WG主査

(佐藤崇)

第1章 橋梁等に対する水災害の概要

1.1. 津波被害

国内における大規模な津波被害としては 2011 年東北地方太平洋沖地震津波による被害があげられる。東北地方太平洋沖地震津波は 2011 年 3 月 11 日 14 時 46 分に、三陸沖（北緯 38.1 度，東経 142.9 度，牡鹿半島の東南東 130km 付近）深さ 24km を震源とした Mw=9.0 の地震に伴い発生した。この東北地方太平洋沖地震は、観測史上最大の地震であったのに加え、この地震により、場所によっては波高 10m 以上，最大遡上高 40.1m をも上る巨大な津波が発生し，東北地方および関東地方の太平洋沿岸部に壊滅的な被害が発生した。橋梁構造物の被害に着目すると，地震動による被害は昭和 55 年よりも古い基準で設計され耐震補強がされていない橋での損傷や，損傷は限定的であるがゴム支承の破断が確認された例あるものの，橋として致命的となる被害は生じなかった。一方，津波による被害は支承の破壊に伴う上部構造の流出，橋脚の崩壊，橋台背面土の流出，橋脚周辺や基礎の洗堀などの橋として致命的な被害が多数見られた（例えば 図-1.1.1）。なお，橋梁被害については各機関による報告書^{1.1.1), 1.1.2)}の調査結果が詳しいためここでは割愛する。

【参考文献】

- 1.1.1) (公社) 土木学会地震工学委員会 東日本大震災による橋梁等の被害分析小委員会：最終報告書，土木学会，2015.
- 1.1.2) 国土技術政策総合研究所，独立行政法人土木研究所：平成 23 年（2011 年）東北地方太平洋沖地震，土木施設災害調査速報，国総研資料第 646 号・土研資料第 4202 号，2011.



図-1.1.1 姉齒橋・上部構造流出状況

1.2. 洪水被害

表-1.2.1に、今世紀に入ってから洪水による橋梁の被害が確認された災害の一覧を示す。橋梁被害はほぼ毎年発生しており範囲は全国に及ぶ。

表-1.2.1 橋梁の被害が確認された災害一覧

No.	時期	災害名	主な被災地域
1	2001年8月	台風第11号	東海・甲信・関東地方
2	2001年9月	台風第15号	東海・関東地方
3	2002年7月	台風第6号, 梅雨前線	中部地方から東北地方
4	2003年8月	台風第10号	日本全国
5	2004年7月	平成16年7月福井豪雨	福井県
6	2005年9月	台風第14号, 前線	九州, 中国, 四国地方
7	2006年7月	平成18年7月豪雨	南九州, 北陸, 長野県, 山陰
8	2007年9月	台風第9号	東海・関東・東北・北海道
9	2009年8月	台風第9号	太平洋側と東北地方
10	2011年7月	平成23年7月新潟・福島豪雨	新潟県, 福島県
11	2011年8月	台風第12号	紀伊半島
12	2012年7月	平成24年7月九州北部豪雨	九州北部
13	2013年7月	梅雨前線および大気不安定による大雨	中国地方
14	2013年8月	大雨	中国地方
15	2013年9月	台風第18号	四国から北海道
16	2014年8月	平成26年8月豪雨	北陸, 東海, 近畿, 中国, 四国
17	2015年9月	平成27年9月関東・東北豪雨	関東, 東北地方
18	2016年8月	平成28年8月北海道・東北豪雨	北海道, 東北
19	2017年7月	平成29年7月九州北部豪雨	九州北部
20	2017年10月	台風第21号	西日本から東北地方
21	2018年7月	平成30年7月豪雨	日本全国
22	2018年9月	台風第21号	近畿地方
23	2019年10月	令和元年東日本台風	東日本
24	2020年7月	令和2年7月豪雨	九州, 中部, 東北地方

1.2.1 被害の特徴

以前は山間部に位置する小規模な橋梁が被災する例が多かったが、近年では雨の降り方が変わってきたこともあって比較的大規模な橋梁も被災している。新しい耐震設計基準で作られた橋梁や、耐震補強済みの橋梁が被災する例は少なく、地震の水平力に耐えるための支承強度の向上や落橋防止構造の設置が、洪水時の流体力にもある程度は効果があるものと考えられる。橋梁に添架されている水道管も被災することがあり、橋梁の洪水被害は交通のみならず水の供給にも影響が出る。洪水で被災した住民の命と生活を守るため、橋梁の水害対策を急ぐ必要がある。

洪水による橋梁被害を分類すると、表-1.2.2のようにA.過大な流体力が桁に作用して流出する場合と、B.桁を支える橋脚や橋台の被害により落橋もしくは流出する場合とに分けられる。

表-1.2.2 洪水による橋梁被害パターン

A. 過大な流体力が桁に作用して流出	
B. 桁を支える橋脚や橋台の被害	橋台背面土の流出 河川内橋脚の被害

Aは水位が桁位置以上の高さに達する場合に発生する。洪水時には水のみならず流木が流れてくることが多く、流木が桁に引っかかると水がせき止められて大きな力が作用することになる。土石流の場合には巨岩の衝突以外にも、桁下空間が岩で閉塞されることで水がせき止められて大きな力が作用することが考えられる。橋梁設計において、桁が水没することは想定されておらず、洪水を考えるとと言っても計画高水位を考えるのが一般的である。そのため、桁より上まで水が来る状況をどのように想定するかが課題となる。

近年の記録的豪雨に伴う計画高水位以上となる想定外の水位に対して、橋桁への水流作用の有無は以下に示すような橋桁位置と近傍の堤防高との関係から想定することができる。図-1.2.1に示すように、橋桁橋面と堤防高が同程度の高さにある場合は、堤防が破堤しない限りは河川の流れは堤防を越流することなく橋桁に作用することとなる。また、水害対策として堤防（盛土部分）の上部に胸壁を設ける構造とする場合などは、外水氾濫を低減できるものの橋桁には確実に洪水が作用することとなり、落橋の危険性は高まることに留意が必要である。そのためにも、河川改修等の防災計画と橋梁計画が一体となった治水対策を行うことが重要である。一方、図-1.2.2に示すように、堤防高が橋桁位置より低い位置にある場合、想定外の水位となった際においても、水流は堤防を越流し堤防の外へ流れることで河川の水位は上昇しないため橋桁には洪水は作用しない。ただし、内水氾濫等で堤防外の水位も河川と同様の水位となるような橋梁付近全域が浸水する場合は、当然ではあるが橋桁に洪水が作用する可能性がある。また、図-1.2.3に示すような山間部の河川に多い急峻な地形に囲まれている場合も、橋桁に洪水が作用する可能性がある。

Bはさらに、川岸の橋台が被災する場合と、河川内の橋脚が被災する場合とで、状況が多少異なる。橋台は背面土の流出による傾斜や転倒が多い。橋台背面土は特に詳細な設計計算が行われているとは言えず、適切な締め固めをすることが規定されているだけで、洪水に対する検討は行われていない。橋台背面土改良など、流出対策について検討する必要がある。一方、河川内の橋脚の被害に関しては、無筋コンクリート橋脚の打ち継ぎ目におけるずれや転倒、橋脚基部の洗掘による傾斜や沈下や転倒などが考えられる。無筋コンクリート橋脚は鉄道橋を中心にまだ多く存在しており、なかなか対策が進んでいない。橋脚基部

の洗掘に対しては、根固め等による洗掘防止対策工のように有効な対策が既に存在する。いかに危険箇所を洪水前に検知して対策をするかが重要になる。

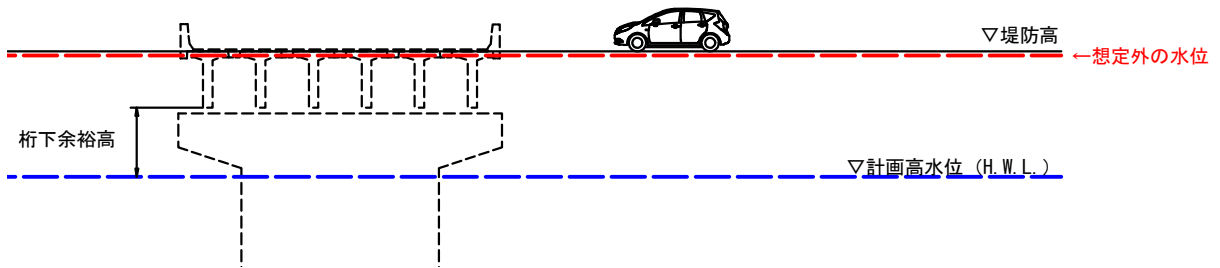


図-1.2.1 橋桁位置と堤防高と水位の関係 1

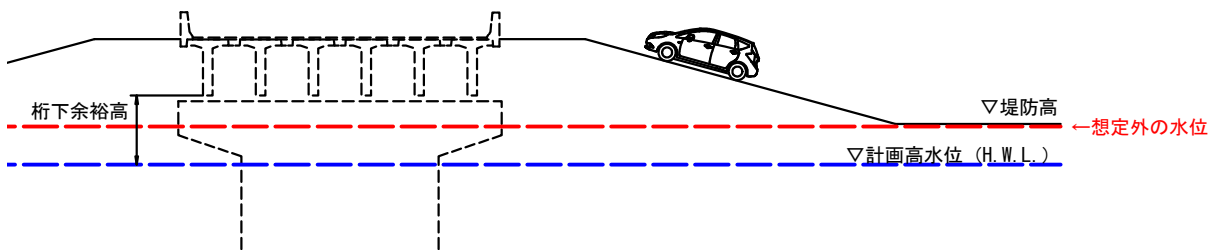


図-1.2.2 橋桁位置と堤防高と水位の関係 2

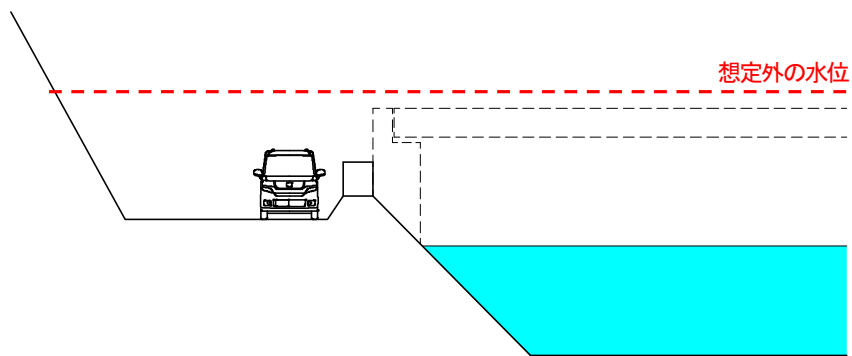


図-1.2.3 橋桁位置と堤防高と水位の関係 3

1.2.2 被害概要

以降、橋梁の被害状況について文献等で収集した事例を示す。

(1) 台風第11号(2001年8月)

台風第11号は、8月14日にマリアナ諸島近海で発生し、日本の南海上を北西から北東に進み、21日19時過ぎ和歌山県田辺市付近に上陸した。台風は、22日04時過ぎに三重県南部(志摩半島付近)を通過し、12時頃に静岡県沼津市付近、14時過ぎに神奈川県藤沢市付近、15時半頃に千葉県船橋市付近にそれぞれ再上陸したのち、三陸沿いに進み、23日03時に三陸沖で熱帯低気圧になった。この台風により、紀伊半島を中心に大雨となり、尾鷲(三重県尾鷲市)では21日の日降水量が549mm(期間降水量734.5mm)となったのをはじめ、東海、甲信、関東地方では平野部でも期間降水量が200mm前後となったところがあった。

気象庁：災害をもたらした気象事例(平成元年～本年)より抜粋)

本台風により竜西橋(安倍川 静岡県静岡市)の橋梁中央部の橋脚が沈下した。



図-1.2.4 竜西橋 陥没

[出典：https://www.mlit.go.jp/river/basic_info/jigyo_keikaku/gaiyou/seibi/pdf/abe-4-8.pdf]

(2) 台風第15号 (2001年9月)

台風第15号は、9月4日南鳥島の南海上で発生し、発達しながら北上した。9日、本州の南海上で勢力を弱めながら北東に向きを変え、11日09時半ころ神奈川県鎌倉市付近に上陸した。台風は次第に弱まりながら、東京都から茨城県北部を経て海上に進み、12日15時に千島列島付近で温帯低気圧に変わった。この台風により、東海から関東地方の山沿いで大雨となった。(気象庁：災害をもたらした気象事例(平成元年～本年)より抜粋)

本台風により、大石橋(千曲川 長野県丸子町)では橋脚が傾斜することで上部構造の流出は免れたものの、上部構造(トラス構造)は大きくねじれが生じた。



図-1.2.5 大石橋 倒壊

[出典：http://geo.d51498.com/rail_of_shinsyu/mari/00.html]

(3) 台風第6号, 梅雨前線 (2002年7月)

台風第6号は、6月29日にトラック島近海で発生し、発達しながら北西に進み、7月7日には非常に強い勢力となった。9日南大東島の東海上で次第に勢力を弱めながら北東に向きを変え、11日00時過ぎ千葉県館山市付近に上陸し、鹿島灘から三陸沖を北北東に進み、11日21時頃北海道釧路市付近に再上陸した。その後オホーツク海に進み12日00時に温帯低気圧に変わった。この間、梅雨前線が本州上に停滞し活発化したため、中部地方から東北地方にかけて大雨となった。(気象庁:災害をもたらした気象事例(平成元年～本年)より抜粋)

本台風および豪雨により、下向橋では橋台背面土が流出し取り付け道路が落橋した。滝西橋は橋梁中央部の橋脚が沈下した。

1) 下向橋 (長良川 岐阜県)



図-1.2.6 下向橋 迂回流による橋台背後の洗掘

[出典: 玉井信幸, 石野和男, 榎田真也, 前野詩朗, 渡邊康玄: 豪雨による河川橋梁災害—その原因と対策—, 技報堂出版, 2015]

2) 滝西橋 (安倍川 静岡県静岡市)



図-1.2.7 滝西橋 河床の洗掘により橋脚沈下

[出典: 玉井信幸, 石野和男, 榎田真也, 前野詩朗, 渡邊康玄: 豪雨による河川橋梁災害—その原因と対策—, 技報堂出版, 2015]

(4) 台風第10号 (2003年8月)

8月3日にフィリピンの東海上で発生した台風第10号は、発達しながら北西に進み、7日の昼前に沖縄本島を通過した。7日午後には勢力を強めながら次第に北北東に向きを変え、8日早朝にかけて奄美諸島沿いに進んだ。台風は8日夜には強い勢力を保ったまま高知県室戸市付近に上陸し、さらに9日朝には兵庫県西宮市付近に再上陸した。その後台風は勢力を弱めて北陸、東北地方を通過した。10日早朝には北海道の襟裳岬付近に三たび上陸した後、国後島付近で温帯低気圧に変わった。8月7日から9日にかけては、台風の影響で南西諸島から本州付近の広い範囲で大雨となり、9日には、オホーツク海の低気圧から伸びる前線と台風の影響により北海道の一部で大雨となった。(気象庁：災害をもたらした気象事例(平成元年～本年)より抜粋)

本台風による被害は、山間部ではなく比較的平坦な地形にある多くの橋梁上部構造が流出した。被害が生じた箇所の多くは橋梁近傍一体が水没しており、橋台の洗掘や取り付け道路や周辺護岸が崩壊していることから面的に橋梁全体が流出したと考えられる。

1) アブシトエナイ橋 (沙流川支川糠平川 北海道沙流郡平取町)



図-1.2.8 アブシトエナイ橋 橋脚転倒, 橋桁流出

2) 栄進橋 (沙流川支川貫気別川 北海道沙流郡平取町)



図-1.2.9 栄進橋 橋台洗掘, 護岸

[出典：阿部修也, 渡邊康玄, 鈴木雄一：2003年台風10号出水による沙流川橋梁被害の検討, 北海道開発土木研究所月報, No. 631 2005. 12]

3) 慶能舞橋 (慶能舞川 北海道沙流郡門別町)



[出典：芳賀裕介, 達智行, 林公悦: 平成 15 年台風 10 号で被災した慶能舞橋復旧について—被災教訓を次に活かすための方策—, 室蘭開発建設部, 道-24]

図-1.2.10 慶能舞橋 落橋、橋台洗掘

4) その他被災橋梁(北海道)

- ・長知内1号橋 (沙流川支川長知内川 沙流郡平取町) 橋台洗掘, 護岸
- ・仁世宇橋 (沙流川支川ニセウ川 沙流郡平取町) 橋梁護岸
- ・仁世宇1号橋 (沙流川支川ニセウ川 沙流郡平取町) 橋台洗掘, 護岸
- ・平和橋 (沙流川支川岩知志川 沙流郡平取町) 橋梁護岸
- ・上流小橋 (沙流川支川岡春部川 沙流郡日高町) 橋台洗掘
- ・一号の沢橋 (沙流川支川一号の沢川 沙流郡日高町) 橋台洗掘
- ・貫気別橋(人道橋) (沙流川支川額平川 沙流郡平取町) 橋脚傾斜
- ・芽生橋 (沙流川支川モソシュベツ川 沙流郡平取町) 橋台背後の流失
- ・宿主別橋 (沙流川支川宿主別川 沙流郡平取町) 橋脚傾斜
- ・幌見橋 (沙流川支川額平川 沙流郡平取町) 橋桁流出
- ・モイワ橋 (沙流川支川貫気別川 沙流郡平取町) 橋梁護岸
- ・上貫気別橋 (沙流川支川貫気別川 沙流郡平取町) 橋台背後の流失
- ・旭新栄橋 (沙流川支川貫気別川 沙流郡平取町) 橋梁護岸
- ・居辺橋 (十勝川水系居辺川 河東郡上士幌町) 橋台背面浸食
- ・アブシ橋(町道橋) (波恵川水系額平川 沙流郡平取町) 落橋
- ・JR日高線新冠古川橋梁 (新冠川水系新冠川 新冠郡新冠町) 橋脚4本のうち1本流出

[出典：平成 15 年台風 10 号による被害状況について, 国土交通省 災害情報, 平成 15 年 8 月 15 日 17:00 作成]

(5) 平成16年7月福井豪雨 (2004年7月)

7月17日夜から18日にかけて、活発な梅雨前線が北陸地方をゆっくりと南下したのに伴い、福井県や岐阜県で大雨となった。特に、18日朝から昼前にかけて福井県で非常に激しい雨が降り、美山(福井県美山町)では1時間に96mmの猛烈な雨が降り、期間降水量は7月の月降水量の平年値(236.7mm)を上回る285mmとなった。この集中豪雨により、福井市や美山町を流れる足羽川、清滝川の各地で堤防が決壊し、多数の浸水害が発生した。(気象庁：災害をもたらした気象事例(平成元年～本年)より抜粋)

本豪雨では JR 西日本越美北線の九頭竜川水系足羽川にかかる7つの橋梁のうち、5つの橋梁が流出した。損傷の多くは下部構造が流出しており、上部構造の流出要因であったと考えられる。

1) JR 西日本越美北線 第1, 3, 4, 5, 7足羽川橋梁 (足羽川 福井県福井市)



図-1.2.11 第1鉄橋 流出



図-1.2.12 第3鉄橋 流出



図-1.2.13 第4鉄橋 流出



図-1.2.14 第5鉄橋 流出



図-1.2.15 第7鉄橋 流出

[出典：玉井信幸, 石野和男, 榎田真也, 前野詩朗, 渡邊康玄：豪雨による河川橋梁災害—その原因と対策—, 技報堂出版, 2015]

2) 田尻新橋 (足羽川 福井県福井市)



[出典：玉井信幸, 石野和男, 榎田真也, 前野詩朗, 渡邊康玄：豪雨による河川橋梁災害—その原因と対策—, 技報堂出版, 2015]

図-1.2.16 田尻新橋 流出

3) 高田大橋 (足羽川 福井県福井市)



[出典：玉井信幸, 石野和男, 榎田真也, 前野詩朗, 渡邊康玄：豪雨による河川橋梁災害—その原因と対策—, 技報堂出版, 2015]

図-1.2.17 高田大橋(国道364号線) 取り付け道路崩壊

(6) 台風第14号, 前線 (2005年9月)

8月29日21時にマリアナ諸島近海で発生した台風第14号は、西に進みながら大型で非常に強い勢力に発達し、沖の鳥島から日本の南海上を北北西に進んだ。9月4日には大東島地方や奄美地方が風速25メートル以上の暴風雨域に入った。台風は進路を次第に北寄りに変えて九州の南海上に接近、広い暴風域を維持したまま九州地方の西岸に沿って北上し、6日14時過ぎに長崎県諫早市付近に上陸した。台風はその後九州地方北部を通過し、6日夜には山陰沖に抜け、速度を速めながら日本海を北東に進んだ。7日夜に北海道檜山支庁せたな町に再上陸した後、北海道北部を通過し、8日朝にオホーツク海に抜けた。この台風は、大東島地方に接近してから山陰沖に抜けるまで広い暴風域を維持したまま、比較的ゆっくりした速度で進んだため、長時間にわたって暴風、高波、大雨が続いた。この台風により、熊本県、大分県、宮崎県、鹿児島県を中心に九州地方～東北地方で土砂災害、大雨による浸水が発生した。また、岡山県、広島県、香川県では高潮による床上・床下浸水が発生した。人的被害は宮崎県を中心に全国で死者・行方不明者が29人となった。(気象庁：災害をもたらした気象事例(平成元年～本年)より抜粋)

本豪雨により宮崎県の多くの橋梁が流出した。高千穂鉄道の橋梁の多くは橋脚がせん断破壊(打ち継ぎ目から)し、上部構造が流出した。小布所橋は支承セットボルトが損傷し、上部構造(トラス橋)が流出し原型を留めていなかった。

1) 高千穂鉄道の橋梁 (五ヶ瀬川 宮崎県西臼杵郡高千穂町)



図-1.2.18 第1鉄橋 流出



図-1.2.19 第2鉄橋 流出

2) 小原橋, 小布所橋, 尾佐渡橋 (耳川 宮崎県東臼杵郡)



図-1.2.20 小原橋(美郷町) 流出



図-1.2.21 小布所橋(美郷町) 流出



図-1.2.22 尾佐渡橋(諸家村) 流出

[出典：石野和男, バンダラ ナワラトナ, 橋丸大史, 玉井信幸：集中豪雨による橋梁の被災原因調査解析と対策工, 大成建設技術センター報, 第39号, 2006年]

3) うさぎ橋 (五ヶ瀬川 宮崎県延岡市)



図-1.2.23 うさぎ橋(吊り橋式歩道橋) 流水流木により桁が破壊

[出典：玉井信幸, 石野和男, 楳田真也, 前野詩朗, 渡邊康玄：豪雨による河川橋梁災害—その原因と対策—, 技報堂出版, 2015]

(7) 平成18年7月豪雨 (2006年7月)

7月15日から24日にかけて、九州から本州付近にのびた梅雨前線の活動が活発となった。このため、長野県、富山県では7月15日から21日までの7日間の総降水量が多い所で600ミリを超え、長野県王滝村御嶽山(オンタケサン)で701ミリ、富山県立山町で678ミリとなった。また、九州では、18日から24日までの7日間の総降水量が多い所で1,200ミリを超え、宮崎県えびの市で1,281ミリ、鹿児島県さつま町紫尾山(シビサン)で1,264ミリとなった。この大雨により、長野県、鹿児島県を中心に九州、山陰、近畿、および北陸地方などで土砂災害や浸水害が発生し、死者が長野県で12名、鹿児島県で5名など27名となった。(気象庁：災害をもたらした気象事例(平成元年～本年)より抜粋)

本豪雨により吊橋である久住橋が流出した。流出直前の写真も記録されており、桁は完全に水没している。

1) 殿島橋 (天竜川 長野県伊那市)



図-1.2.24 殿島橋 河床洗掘による橋脚の沈下

[出典：玉井信幸, 石野和男, 榎田真也, 前野詩朗, 渡邊康玄：豪雨による河川橋梁災害—その原因と対策—, 技報堂出版, 2015]

2) 久住橋 (川内川 鹿児島県)



図-1.2.25 久住橋 崩壊直前



図-1.2.26 久住橋 桁が流出しケーブルアンカーが移動

[出典：玉井信幸, 石野和男, 榎田真也, 前野詩朗, 渡邊康玄：豪雨による河川橋梁災害—その原因と対策—, 技報堂出版, 2015]

(8) 台風第9号 (2007年9月)

8月29日09時に南鳥島の南東海上で発生した台風第9号は、9月4日に小笠原諸島の北海上を西に進んだ後、6日には伊豆諸島の西海上を北上した。7日00時前に強い勢力で静岡県伊豆半島南部に上陸すると、徐々に勢力を弱めながら関東地方から東北地方を縦断し、8日01時前に北海道函館市付近に、03時半頃に北海道胆振支庁西部に再上陸した。台風は同日09時に石狩湾付近の海上で温帯低気圧に変わった。

この台風により、関東甲信地方から北海道にかけての各地と東海地方、北陸地方の一部で大雨となった。この台風により、関東甲信地方で死者1名、行方不明者2名となり、大雨となった各地で住家損壊、土砂災害、浸水害等が発生した。また、農業・林業・水産業被害や鉄道の運休、航空機・フェリーの欠航等による交通障害の発生もあった。(気象庁：災害をもたらした気象事例(平成元年～本年)より抜粋)

本台風により十文字橋では河川中央に位置する橋脚が大きく沈下した。また、南秋川橋では橋脚基部が損傷し、上部構造が流出した。隣接する橋脚には多くの流木が堆積しており、橋脚に作用する洪水による流体力を増長させた可能性が考えられる。

1) 十文字橋 (酒匂川 神奈川県松田町-開成町)



図-1.2.27 十文字橋 洗掘による沈下

[出典：<http://takagi1937.sakura.ne.jp/0709/070909-zyutumoji/>]

2) 南秋川橋 (南秋川 東京都檜原村)



図-1.2.28 南秋川橋 倒壊

[出典：玉井信幸, 石野和男, 榎田真也, 前野詩朗, 渡邊康玄：豪雨による河川橋梁災害—その原因と対策—, 技報堂出版, 2015]

(9) 台風第9号 (2009年8月)

8月8日9時に日本の南海上で発生した熱帯低気圧は北西に進み、8月9日15時に同海域で台風第9号となった。台風第9号は北に進み、10日に四国、紀伊半島の南海上を通り、11日には東海地方、関東の南海上を通って、日本の東海上へ進んだ。その後、13日9時に日本の東海上で熱帯低気圧に変わり、14日21時に温帯低気圧となった。熱帯低気圧およびそれから変わった台風第9号周辺の湿った空気の影響で、8日から11日にかけて西日本および東日本の太平洋側と東北地方の一部で大雨となった。

この大雨により、徳島県、岡山県、兵庫県、長野県で死者25名、行方不明者2名となり、特に、兵庫県佐用郡佐用町では死者18名、行方不明者(状況不明も含む)2名となっている。また、岡山県、兵庫県、埼玉県など西日本から東日本の広い範囲で住家の浸水が約6,700棟を超えるなど各地で浸水害や土砂災害が発生した。さらに、農業・林業・水産業被害や鉄道の運休、航空機・フェリーの欠航等による交通障害が発生した。(気象庁：災害をもたらした気象事例(平成元年～本年)より抜粋)

本台風および大雨により、橋脚の沈下、桁の流出が生じた。津羅橋は、左岸護岸が損傷し、橋台が流出することで上部構造が流出した。

1) 新橋 (丸山川 兵庫県朝来市)



図-1.2.29 新橋 洗掘による橋脚沈下

[出典：玉井信幸, 石野和男, 榎田真也, 前野詩朗, 渡邊康玄：豪雨による河川橋梁災害—その原因と対策—, 技報堂出版, 2015]

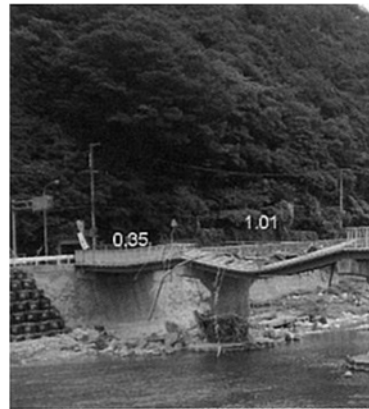
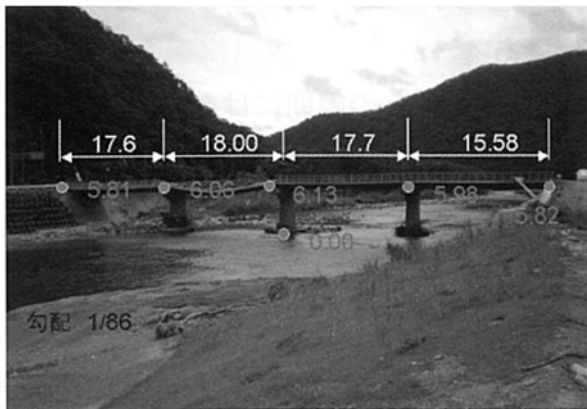
2) 津羅橋 (福地川 兵庫県宍粟市)



図-1.2.30 津羅橋 取り付け道路, 橋台, 橋桁の流出

[出典: 玉井信幸, 石野和男, 榎田真也, 前野詩朗, 渡邊康玄: 豪雨による河川橋梁災害—その原因と対策—, 技報堂出版, 2015]

3) 河野原橋 (千種川, 兵庫県赤穂郡上郡町)



[出典: 玉井信幸, 石野和男, 榎田真也, 前野詩朗, 渡邊康玄: 豪雨による河川橋梁災害—その原因と対策—, 技報堂出版, 2015]

図-1.2.31 河野原橋 歩道橋鋼製桁の変形

(10) 平成23年7月新潟・福島豪雨 (2011年7月)

7月27日から30日にかけて、新潟県と福島県会津を中心に大雨となった。特に、28日から30日にかけては、前線が朝鮮半島から北陸地方を通して関東の東にかけて停滞し、前線に向かって暖かく非常に湿った空気が流れ込み、大気の状態が不安定となって、新潟県と福島県会津を中心に「平成16年7月新潟・福島豪雨」を上回る記録的な大雨となった。この大雨により、新潟県、福島県において死者4名、行方不明者2名となった(被害の状況は消防庁による(平成23年9月8日17時00分現在))。また、新潟県、福島県では各地で堤防の決壊や河川の氾濫による住家の浸水・農地の冠水が発生したほか、土砂災害による住家や道路の被害も多数発生した。その他、停電、断水が発生し、交通機関にも大きな影響が出た。(気象庁：災害をもたらした気象事例(平成元年～本年)より抜粋)

本豪雨により只見川および只見川支川にかかる橋の多くで被害が生じた。多くは桁および橋脚の流出であり、橋台の流出や傾斜によって上部構造が落橋したと考えられる被害も多くみられる。

1) 只見川および只見川支川 (福島県)

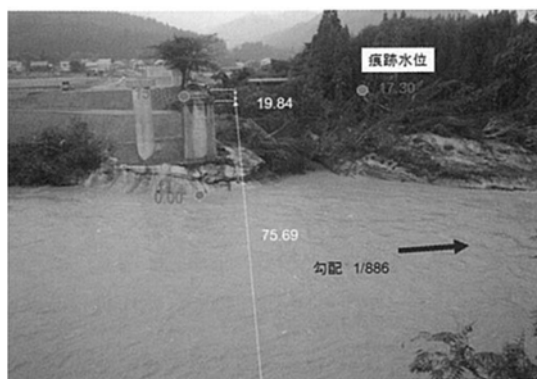


図-1.2.32 田沢橋(只見川 滝ダム下流 大沼郡金山町) 桁の流失

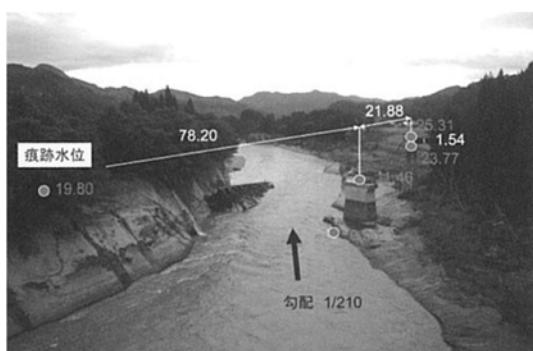


図-1.2.33 JR第7鉄橋

(只見川 滝ダム下流 大沼郡金山町) 桁の流失



図-1.2.34 二本木橋

(只見川 滝ダム下流 大沼郡金山町)



図-1.2.35 西部橋（只見川 滝ダム下流 大沼郡金山町）桁の流失



図-1.2.36 JR第6鉄橋（只見川 滝ダム下流 大沼郡金山町）桁の流失



図-1.2.37 湯倉橋（只見川 滝ダム下流 大沼郡金山町）桁の変形

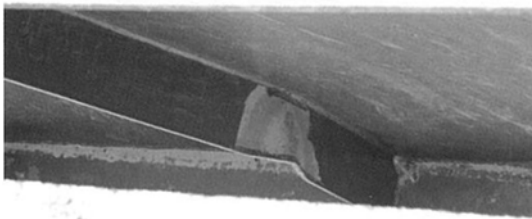


図-1.2.38 JR第5鉄橋（只見川 滝ダム下流 大沼郡金山町）上路プレートガーダの流出



図-1.2.39 万代橋（只見川 滝ダム上流 南会津群只見町）
上路プレートガーダの流出

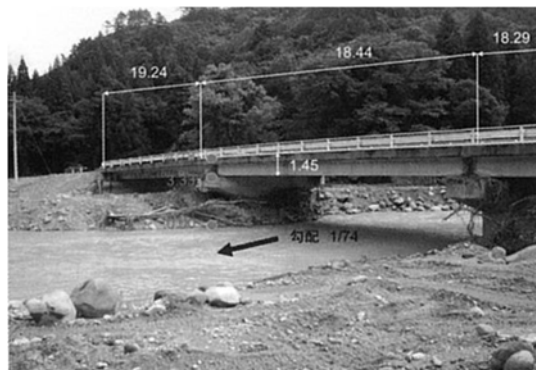


図-1.2.40 中ノ平橋（蒲生川 滝ダム上流 南会津群只見町）
洗掘による取り付け道路の流出

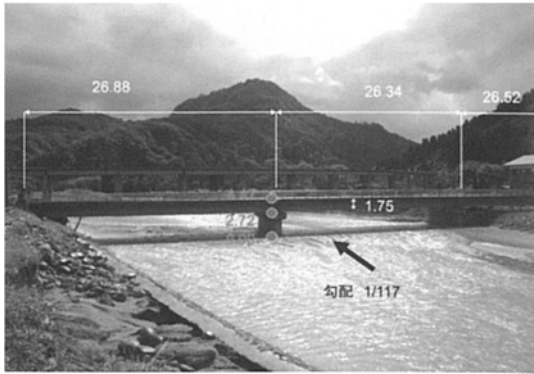


図-1.2.41 賢盤橋（蒲生川 滝ダム上流 南会津群只見町）洗掘による取り付け道路の流出

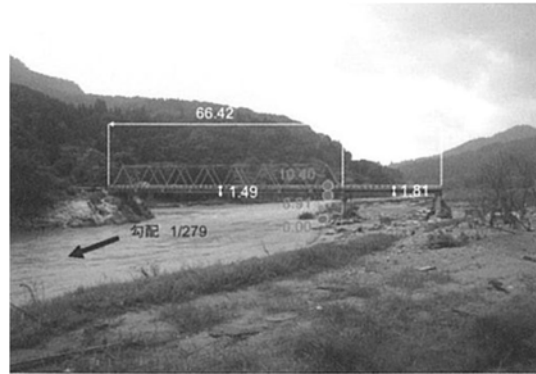


図-1.2.42 五礼橋（只見川 滝ダム上流 南会津群只見町）洗掘による取り付け道路の流出



図-1.2.43 蒲生橋（只見川 滝ダム上流 南会津群只見町）洗掘による取り付け道路の流出



図-1.2.44 峯沢橋（黒谷川（伊南川支流）橋台の洗掘による倒壊



図-1.2.45 櫛戸橋（伊南川 滝ダム上流 南会津群只見町）橋脚の傾き



図-1.2.46 小川橋（伊南川 滝ダム上流 南会津群只見町）橋脚の倒壊による流失



[出典：玉井信幸, 石野和男, 榎田真也, 前野詩朗, 渡邊康玄：豪雨による河川橋梁災害—その原因と対策—, 技報堂出版, 2015]

図-1.2.47 花立橋（伊南川 滝ダム上流 南会津群只見町）
護床工が流出し、洗掘により橋脚が沈下

2) 新潟県の被災橋梁



図-1.2.48 獅撫沢橋（只見川 魚沼市）流失



図-1.2.49 金泉橋（只見川 魚沼市）流失

[出典：「平成23年7月新潟・福島豪雨」による被害状況について（第1報），新潟県 魚沼地域振興局地域整備部，H23.8.10]



図-1.2.50 六箇橋（羽根川 十日町）落橋

[出典：新潟県ホームページ <https://www.pref.niigata.lg.jp/sec/kikitaisaku/h23gouu.html>]

(11) 台風第12号(2011年8月)

8月25日9時にマリアナ諸島の西海上で発生した台風第12号は、発達しながらゆっくりとした速さで北上し、30日に小笠原諸島付近で大型で強い台風となった。台風第12号は、進路を一旦西に変えた後、9月2日に四国地方に接近、3日10時頃に高知県東部に上陸、18時過ぎに岡山県南部に再上陸した。その後台風第12号は4日未明に山陰沖に進み、5日15時に日本海中部で温帯低気圧に変わった。台風が大型でさらに動きが遅かったため、長時間にわたって台風周辺の非常に湿った空気が流れ込み、西日本から北日本にかけて、山沿いを中心に広い範囲で記録的な大雨となった。今回の台風による土砂災害、浸水、河川のはん濫等により、埼玉県、三重県、兵庫県、奈良県、和歌山県、広島県、徳島県、香川県、愛媛県などで死者78名、行方不明者16名となり(被害状況は、平成23年11月2日17時現在の消防庁の情報による)、北海道から四国にかけての広い範囲で床上・床下浸水などの住家被害、田畑の冠水などの農林水産業への被害、鉄道の運休などの交通障害が発生した。また、和歌山県や奈良県内では豪雨に伴う山崩れにより河道閉塞(天然ダム)が生じたため、警戒区域が設定され住民の立ち入りが規制されるなど、警戒が続けられている。(気象庁:災害をもたらした気象事例(平成元年~本年)より抜粋)

本台風により那智川橋梁の橋桁2連・橋脚1基が流出した(図-1.2.51)。流出側の護岸の損傷状況からも流出した径間周辺には局所的に大きい流体力が作用した可能性が考えられる。トラス橋が落橋した折立橋は河川部が2連のトラス橋と1連の鉸桁からなり、中央部のトラス部が流出した(図-1.2.52、図-1.2.53)。鉸桁部は流出を免れたものの、支承が損傷したことで大きな段差が生じている。支承が損傷したにも関わらず桁に横ずれが生じていないことを考えると、桁に洪水による流体力が作用した可能性は低い。建設当時の折立橋の写真から、鉸桁部はトラス部の鉛直材にゲルバー構造で連結されているとみられ、トラス部の流出に伴い鉸桁部の鉛直支持機能を失い、橋脚上に桁が落下したと考えられる。

1) 那智川橋梁(那智川 和歌山県東牟婁郡那智勝浦町)



[出典: 国土交通省近畿地方整備局災害写真ライブラリー
https://www.kkr.mlit.go.jp/plan/saigairairurari/2011_t12/]

図-1.2.51 那智川橋梁(JR紀伊本線)落橋

2) 折立橋 (十津川 奈良県十津川村)



図-1.2.52 折立橋 落橋



図-1.2.53 折立橋 落橋

[出典：国土交通省近畿地方整備局災害写真ライブラリー：https://www.kkr.mlit.go.jp/plan/saigairaiburari/2011_t12/]



図-1.2.54 建設当時の折立橋

[出典：<https://www.library.pref.nara.jp/supporter/naraweb/totukawa.html>]

3) その他の被災橋梁

- ・井戸川橋梁 (井戸川 JR東海紀勢線 三重県) 流出
- ・朝明川橋梁 (朝明川 三枝鉄道三枝線 三重県) 損傷
- ・紀ノ川橋梁 (紀ノ川 南海電気鉄道高野線 和歌山県) 損傷

[出典：平成23年台風第12号による被害状況等について、内閣府、平成23年9月26日22:00現在]

(12) 平成24年7月九州北部豪雨(2012年7月)

7月11日から14日にかけて、福岡県、熊本県、大分県、佐賀県で大雨となった。11日朝に朝鮮半島付近で停滞していた梅雨前線が、12日朝には対馬海峡まで南下した。梅雨前線の南側にあたる九州北部地方では、東シナ海上から暖かく湿った空気が流入し、大気の状態が非常に不安定となった。発達した雨雲が線状に連なり次々と流れ込んだ熊本県熊本地方、阿蘇地方、大分県西部では、12日未明から朝にかけて猛烈な雨が継続した。13日には初め対馬海峡にあった梅雨前線が午後には朝鮮半島付近まで北上し、14日にかけて停滞した。この大雨により、河川のはん濫や土石流が発生し、福岡県、熊本県、大分県では、死者30名、行方不明者2名となったほか、佐賀県を含めた4県で、住家被害13,263棟(損壊769棟、浸水12,494棟)となった(消防庁調べ:7月27日12時00分現在)。その他、道路損壊、農業被害、停電被害、交通障害等も発生した。(気象庁:災害をもたらした気象事例(平成元年~本年)より抜粋)

本豪雨により被災した橋梁のうち、鷲の石橋は橋脚と橋台が沈下、流出し上部構造が落橋した(図-1.2.55)。橋脚は、流水方向には移動しておらず、鉛直に沈下している。また、橋台の流出先は不明である。周辺地盤は阿蘇のカルデラ埋積層と推測され軟弱な地盤の可能性もあることから、洪水による洗掘以外にも沈下が生じた要因がある可能性も考えられる。

1) 鷲の石橋、代官山橋(白川水系 熊本県)

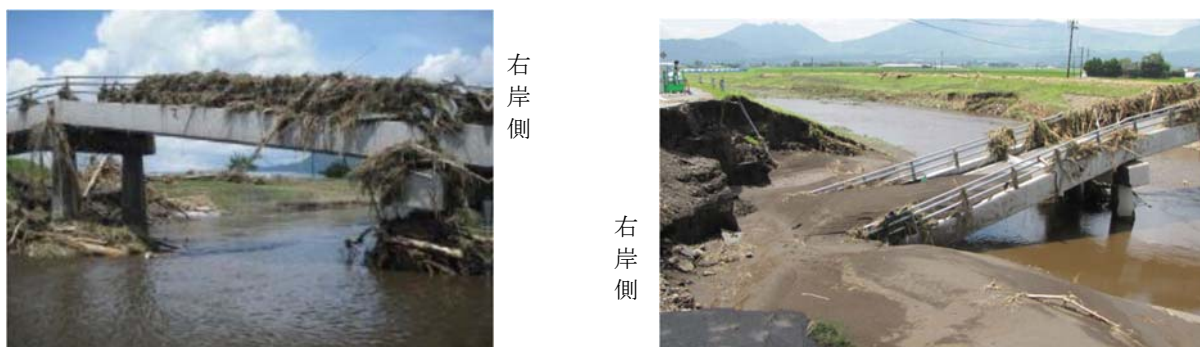


図-1.2.55 鷲の石橋(阿蘇市) 右岸側の橋脚と橋台の沈下とそれに伴う一部落橋および橋軸周りのねじれ



図-1.2.56 代官橋(大津町) 一部落橋

[出典:平成24年7月九州北部豪雨 調査団報告書, 土木学会九州北部豪雨災害調査団, 2013年2月]

2) 隈上川橋梁（隈上川 福岡県うきは市）



図-1.2.57 隈上川橋梁(JR九州久大線) 橋脚沈下

[出典：<https://kusumoridou.com/blog/jr久大本線1年ぶりに全面復旧。>「久大本線ぜんぶ」]

3) その他の被災橋梁

- ・ 須崎橋（矢部川 福岡県八女市黒木町）流出
- ・ JR九州豊肥線 第一大野川橋梁（大野川 大分県豊後大野氏市）軌道流出
- ・ JR九州豊肥線 泉川橋梁（泉川 熊本県阿蘇市）軌道流失

[出典：平成24年7月九州北部豪雨(7月11日から続く梅雨前線)による大雨の被害状況等について（第23報），国土交通省 防災状況]

(13) 梅雨前線および大気不安定による大雨 (2013年7月)

7月22日から8月1日にかけて、日本海から東北地方付近にのびる梅雨前線と、本州に沿って西から流れ込む暖かく湿った空気や上空の寒気の影響で、広い範囲で大気の状態が不安定となり、九州から北海道にかけて局地的に非常に激しい雨が降った。(気象庁:災害をもたらした気象事例(平成元年～本年)より抜粋)

本豪雨により、山口県の阿武川にかかる鉄道橋の多くが流出した。流出した橋梁の多くは柱の中間部(おそらく打ち継ぎ目)からせん断破壊しており、その損傷面からわかるように無筋コンクリートであった。一方、南河内橋や高岩橋は橋台が流出することで上部構造が落橋した。橋台付近は護岸も損傷および流出しており、非常に激しい流れが橋台周辺部に作用したと考えられる。

1) JR西日本山口線 第4阿武川橋梁, 第5阿武川橋梁, 第6阿武川橋梁 (阿武川 山口県山口市)



図-1.2.58 第4阿武川橋梁(JR西日本山口線) 流出

[出典: <http://www.civil.yamaguchi-u.ac.jp/wordpress/wpcontent/uploads/2013/09/854459903be0b2b38142348322accdce.pdf>]



図-1.2.59 第5阿武川橋梁(JR西日本山口線) 流出

[出典: <https://toyokeizai.net/articles/-/50902?page=3>]



図-1.2.60 第6阿武川橋梁 流失

[出典：<http://www.civil.yamaguchi-u.ac.jp/wordpress/wpcontent/uploads/2013/09/854459903be0b2b38142348322acdcde.pdf>]



図-1.2.61 南河内橋 橋台の転倒および桁の落下

[出典：<http://www.civil.yamaguchi-u.ac.jp/wordpress/wpcontent/uploads/2013/09/854459903be0b2b38142348322acdcde.pdf>]

2) 田万川（山口県萩市）



図-1.2.62 高岩橋 流失

[出典：平成25年7月山口・島根豪雨による被害概要と九州地方整備局の対応，九州地方整備局，平成25年8月11日]

(14) 大雨 (2013年8月)

8月23日から25日にかけて、西日本をゆっくり南下した前線に向かって、南海上から暖かく湿った空気が、太平洋高気圧の縁を回って流れ込んだため、大気の状態が非常に不安定となった。島根県西部では、24日の明け方と25日の明け方に猛烈な雨が降り、24時間降水量が多いところで400ミリを超え、8月の月降水量平年値の約3倍の記録的な大雨となった。(気象庁：災害をもたらした気象事例(平成元年～本年)より抜粋)

本豪雨により井原川橋梁(濁川 島根県川本町)の橋脚が流出した。橋脚は基礎が転倒していることと合わせて、柱中央部からせん断破壊しており、その損傷面からもわかるように無筋コンクリートであることがわかる。また、流出した橋脚近傍の護岸のり面の損傷も激しく、洪水の流れが集中して流出した橋脚近傍に作用していたと考えられる。



図-1.2.63 井原川橋梁(JR西日本三江線) 橋脚1基流出

[出典：<http://maruden.secret.jp/?p=699>]

[出典：<http://benriyamoku.lolipop.jp/index.php?ブログ/2013-08-31>]

(15) 台風第18号(2013年9月)

9月13日3時に小笠原諸島近海で発生した台風第18号は、発達しながら日本の南海上を北上し、14日9時に強風域の半径が500kmを超えて大型の台風となり、15日18時には暴風域を伴った。台風は、その後も北上を続け、潮岬の南海上を通過して、16日8時前に暴風域を伴って愛知県豊橋市付近に上陸した。その後、台風は速度を速めながら東海地方、関東甲信及び東北地方を北東に進み、16日21時に北海道の東で温帯低気圧となった。台風の接近・通過に伴い、日本海から北日本にのびる前線の影響や、台風周辺から流れ込む湿った空気の影響、台風に伴う雨雲の影響で、四国から北海道の広い範囲で大雨となった。また、台風や台風から変わった温帯低気圧の影響で、九州から北海道の各地で暴風となった。このほか、和歌山県、三重県、栃木県、埼玉県、群馬県及び宮城県においては竜巻等の突風が発生した。(気象庁：災害をもたらした気象事例(平成元年～本年)より抜粋)

本台風により、上部構造、下部構造の流出、および下部構造が沈下する被害が生じた。上部構造が流出した、杣川橋梁、飛川橋は下部構造も流出している。

1) 杣川(滋賀県甲賀市)



図-1.2.64 杣川橋梁(JR東海信楽高原鉄道) 橋脚1基と橋桁2本流出

[出典：<http://maruwill.blog92.fc2.com/blog-entry-1045.html>]

2) 弓削川(京都府京都市)



図-1.2.65 鳴滝橋(国道162号線) 落橋

[出典：京都市消防局 <https://www.city.kyoto.lg.jp/shobo/page/0000160877.html>]

3) 南川 (福井県小浜市)

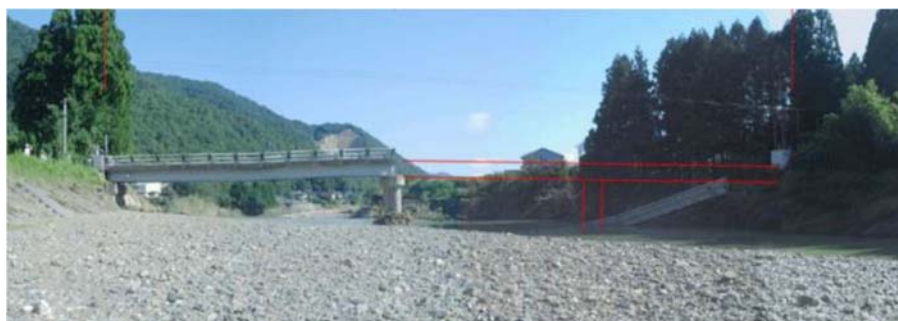


図-1.2.66 飛川橋 橋桁2径間と橋脚1基流失, 残る1基も洗掘

[出典: 国土交通省 <http://www.zenkokubousai.or.jp/download/07kairyoy2.pdf>]

4) 加古川 (兵庫県小野市)



図-1.2.67 栗田橋 洗掘による橋脚沈下

[出典: 国土交通省 <http://www.zenkokubousai.or.jp/download/07kairyoy2.pdf>]

5) 石川 (大阪府富田林市)



図-1. 2. 68 新北橋 橋脚沈下

[出典 : <http://oh-tuusinn.cocolog-nifty.com/blog/2013/09/post-0845.html>]

(16) 平成26年8月豪雨(2014年8月)

8月15日から20日にかけて、前線が本州付近に停滞し、前線上を低気圧が東に進んだ。前線に向かって暖かく湿った空気が流れ込んだ影響で、西日本と東日本の広い範囲で大気の状態が非常に不安定となった。このため、局地的に雷を伴って非常に激しい雨が降り、特に、16日から17日にかけては、近畿地方や北陸地方、東海地方を中心に大雨となり、局地的に猛烈な雨が降った所もあった。また、19日から20日にかけては、九州北部地方や中国地方を中心に大雨となり、局地的に猛烈な雨が降った所もあった。

(気象庁：災害をもたらした気象事例(平成元年～本年)より抜粋)

本豪雨により前山川にかかる国道175号の八日市橋(前山川 兵庫県丹波市)で、橋台背面土の流出および洗掘により橋台が傾斜する被害が生じた。橋台背面は川上側から背面土が流出し橋台側面川上側が大きく沈下していることから、洪水が橋台に作用した流れが持続的に作用することで、橋台下面が洗掘されたと考えられる。上流側で川が大きく湾曲していることが、片側の橋台背面土を押し流す要因になったものと考えられる。



図-1.2.69 八日市橋(国道175号線) 橋台洗掘により橋が傾く [出典：伊津野]

(17) 平成27年9月関東・東北豪雨(2015年9月)

9月7日03時に発生した台風第18号は、日本の南海上を北上し、9月9日10時過ぎに愛知県知多半島に上陸した後、日本海に進み、同日21時に温帯低気圧に変わった。台風第18号及び台風から変わった低気圧に向かって南から湿った空気が流れ込んだ影響で、西日本から北日本にかけての広い範囲で大雨となり、特に関東地方と東北地方では記録的な大雨となった。(気象庁：災害をもたらした気象事例(平成元年～本年)より抜粋)

この豪雨で東武鉄道宇都宮線 姿川第二避溢橋梁(姿川 栃木県下都賀郡壬生町)の橋台と橋脚が流出した。本橋は用水路を跨ぐ橋梁であったようであり、流出後の写真からもわかるように、線路をまたいで両側の田畑が完全に浸水していることから、線路が堤防のような役割となり狭隘な橋梁部に水流が流れ込んで橋梁が流出したと考えられる。



図-1.2.70 姿川第二避溢橋梁 橋台と橋桁流失

[出典：<https://response.jp/article/2015/09/12/259881.html>]

(18) 平成28年8月北海道・東北豪雨(2016年8月)

8月に相次いで発生した台風第7号、第11号、第9号は、それぞれ8月17日、21日、23日に北海道に上陸した。台風第10号は、8月30日に暴風域を伴ったまま岩手県に上陸し、東北地方を通過して日本海に抜けた。これらの台風等の影響で、東日本から北日本を中心に大雨や暴風となり、特に北海道と岩手県では、記録的な大雨となった。また、17日から22日にかけて北日本に、26日から27日にかけては本州付近に前線が停滞したほか、台風の周辺や日本の東海上の太平洋高気圧の縁に沿って、暖かく湿った空気が流れ込む状況が継続した。なお、北海道に3つの台風が上陸したこと、台風が東北地方太平洋側に上陸したことは、気象庁が1951年に統計を開始して以来、初めてのことである。

これらの台風等の影響で、河川の氾濫、浸水害、土砂災害等が発生し、岩手県で死者15名、北海道で死者3名、行方不明者2名、神奈川県で死者1名となった。また、北日本から西日本にかけて住家被害が生じ、停電、断水、電話の不通等ライフラインにも被害が発生したほか、鉄道の運休等の交通障害が発生した(被害状況は、平成28年8月18日、平成28年8月29日及び平成28年9月5日内閣府の情報による)。

(気象庁：災害をもたらした気象事例(平成元年～本年)より抜粋)

以降に代表的な被害事例を示す。被害の特徴としては、橋台の流出に伴い側径間の上部構造が落橋した事例が多くみられる。比較的山間部の橋梁では橋梁上部構造橋面位置と護岸の高さがほぼ同じであることから、増水した水の流れば護岸を越流することなく橋梁に作用する。橋台部については上部構造や橋脚により主流が阻害されることで橋台側面に流れ込み、橋台周辺護岸や土砂を侵食し続け、最終的には基礎底面の地盤が侵食され基礎の安定性を失うことで流出したと考えられる。また、太平洋橋や清見橋のように上部構造の流出を免れたにも関わらず、橋台背面土が流出してしまい道路としての機能を失ってしまう事例も多く見られた。

1) 石狩川(北海道上川町)



図-1.2.71 江差牛吊橋(人道橋) 落橋



図-1.2.72 高原大橋(国道273号線) 洗掘による傾斜・沈下

左図[出典：<http://www.bannaguro.net/bridge/七戸の吊橋.html>]

右図[出典：平成28年8月の大雨による出水概要について：第1回 平成28年8月北海道大雨激甚災害を踏まえた水防災対策検討委員会資料、平成28年10月28日]

2) 武利川 (北海道遠軽町)



図-1.2.73 武利橋(町道) 落橋

[出典: 北見工業大学調査チーム http://cee.civil.kitami-it.ac.jp/study/disaster_2016/]

3) 空知川 (北海道南富良野町)



図-1.2.74 太平橋(国道38号線) 橋台背面の洗掘

[出典: 北見工業大学調査チーム http://cee.civil.kitami-it.ac.jp/study/disaster_2016/]

4) 沙流川 (北海道日高町)



図-1.2.75 千呂露橋 落橋



図-1.2.76 ニセクシュマナイ橋 橋台背面の洗掘

[出典: <http://www.kozobutsu-hozen-journal.net/interviews/detail.php?id=1197&page=1>]



図-1.2.77 岩瀬橋 落橋



図-1.2.78 大鮎橋 落橋

左図[出典：<http://www.kozobutsu-hozen-journal.net/interviews/detail.php?id=1197&page=1>]

右図[出典：平成28年8月の大雨による出水概要について：第1回 平成28年8月北海道大雨激甚災害を踏まえた水防災対策検討委員会資料、平成28年10月28日]

5) 十勝川水系 北海道清水町)



図-1.2.79 小林橋(小林川) 落橋



図-1.2.80 清見橋(ペケレベツ川) 洗掘による傾斜, 沈下

[出典：<http://www.bo-ken.co.jp/itemlist10.html>]

6) その他の北海道における被災道路橋

- ・御料十二線橋(風連別川 名寄市 市道) 落橋
- ・9線橋(辺別川 美瑛町 町道) 落橋
- ・阿満一号橋(美瑛川 美瑛町 町道) 落橋
- ・湯の橋(武利川 遠軽町) 落橋

[出典：8月20日から続く大雨等による被害状況等について(第9報), 国土交通省 災害情報 <http://maruden.secret.jp/?p=699>]

7) 刈屋川 (岩手県宮古市)



図-1.2.81 日陰橋 落橋

[出典：平成28年台風第10号水害 度棒学会・地盤工学会合同調査団：平成28年台風第10号による岩手県被害調査報告書，2017年7月.]

8) JR北海道の被災橋梁



根室線 第2谷間川橋梁 線路流失



根室線 下新得川橋梁 橋梁流失



根室線 第1佐幌川橋梁 橋梁流失



根室線 清水川橋梁 橋梁流失



根室線 芽室川橋梁 路盤流失



日高線 慶能舞橋梁 橋梁流失

図-1.2.82 JR北海道の橋梁被害

[出典：一連の台風による被害状況等について：JR北海道、平成28年9月.]

(19) 平成29年7月九州北部豪雨(2017年7月)

梅雨前線が、6月30日から7月4日にかけて北陸地方や東北地方に停滞し、その後ゆっくり南下して、7月5日から10日にかけては朝鮮半島付近から西日本に停滞した。また、7月2日09時に沖縄の南で発生した台風第3号は、東シナ海を北上し、7月4日08時頃に長崎市に上陸した後東に進み、5日09時に日本の東で温帯低気圧に変わった。梅雨前線や台風第3号の影響により、西日本から東日本を中心に局地的に猛烈な雨が降り、大雨となった。特に、7月5日から6日にかけては、対馬海峡付近に停滞した梅雨前線に向かって暖かく非常に湿った空気が流れ込んだ影響で、西日本で記録的な大雨となった。(気象庁：災害をもたらした気象事例(平成元年～本年)より抜粋)

橋梁被害の被害としては大分県で夜明橋、白岩橋など市道8橋被災し、福岡県では長田橋1号、鼓川橋など計17橋被災した。また、JR九州久大線の花月川橋梁が流失した。

1) JR九州久大線花月川橋梁(大分県)

JR九州久大線の花月川にかかる花月川橋梁は旧国鉄久大本線として1934年(昭和9年)架設され、橋長79.8m、6径間@12.9mの鋼鈑桁単純桁からなる橋梁である。以下、被害について概説する。

・損傷状況

橋脚4本が倒壊し、桁が流出した。周辺の状況から、桁まで水が来たとは考えにくい。橋脚への水平力で倒壊したものと考えられる。

・損傷要因

この橋が無筋コンクリート橋脚であることが一番の原因だと考えられる。鉄道橋の材質の変遷は次の通りである。

- ・明治～大正：組積構造(レンガ、石)
- ・大正～昭和初期：コンクリート(無筋・鉄筋)

無筋コンクリートでも鉄筋コンクリートでも可。工事全体の経済性等で判断。

- ・昭和40年～：鉄筋コンクリート

このように、現在では耐震性から原則として鉄筋コンクリートになったが、鉄道橋の3割程度は、まだ無筋コンクリート橋脚だという報告がある。耐震補強のため太くすると川の流れを阻害することもあり、抜本的な耐震補強がなかなか進んでいない。

・耐震設計との関連

1930年鉄道省制定「橋梁標準設計」で初めての耐震設計(1923年関東大震災による被災を受けて制定)が規定された。自重および土圧に対し、水平震度0.2を考慮するが、それより大きな水平力に対しては、脆性的に破壊しやすい。これまでの地震でも、打ち継ぎ目でずれた事例がある。

今回の洪水により、流木等を含んだ流体力によって、打ち継ぎ目でずれて倒壊したものと考えられる。平成24年豪雨では上流で堤防が決壊したことにより、橋が被害を受けなかったものと考えられる。今回の洪水では堤防が決壊しなかったため、大きな流体力を受けることとなった。しかし、この橋の上流側、下流側の隣接橋は無被害であるため、無筋コンクリート橋であったことが一番の倒壊要因だと考えられる。



(1) 橋脚の損傷



(2) 橋桁の流出

(3) 橋台部の損傷



(4) 中間橋脚の橋座および支承の損傷

(5) 橋脚の破断面

図-1.2.83 JR九州久大線花月川橋梁の損傷状況 [出典：佐藤]

2) 小石原鼓周辺の橋梁（大分県）

小石原鼓周辺の橋梁は上部構造の流出は生じなかったものの、コンクリート高欄がすべて損傷しており洪水による流体力が非常に大きかったことが確認できる。上部構造は非常に扁平な PC 桁であったことと合わせて高欄が損傷したことにより流出を免れたと考えられる。なお、上流側の添架物は流出していなかった。



図-1.2.84 小石原鼓周辺の橋梁の損傷状況 [出典：佐藤]

3) 西河内橋（大分県）

西河内橋は小石原鼓周辺の橋梁と同様に、コンクリート製の高欄が損傷したものの上部構造の流出は生じていなかった。橋梁周辺の流木の堆積状況からも、漂流物による影響があったと考えられる。



図-1.2.85 西河内橋の損傷状況 [出典：佐藤]

4) 大肥橋（大分県）

大肥橋は1899（明治32）年に建造された石造のアーチ橋である。近隣の橋梁は過去の水害に対しても落橋等の被害が生じてきたものの、大肥橋は本災害に対しても落橋が生じなかった。石造りのアーチ橋という特性上、洪水の作用を受けやすい構造にも関わらず、写真からもわかるようにアーチ橋全体が水没してもなお落橋が生じなかったということは、橋台を支える地盤が堅固であったなど、何らかの要因があると考えられる。



図-1.2.86 大肥橋の状況 [出典：佐藤]

5) 夜明橋 (大分県)

夜明橋は昭和 47 年竣工の橋長 30m の鋼単純 I 桁橋である。夜明橋は筑後川と大肥川との合流部から上流側に約 6km 間にかかる 11 橋の内の一橋であり、唯一上部構造が流出した橋梁である。11 橋の内、夜明橋は唯一の鋼桁橋であり、その他 10 橋がコンクリート上部構造であった。夜明橋の被害状況は、以下に示すように、上部構造が流出し、図中手前の橋台背面土が上流側から流出し、図中奥の橋台は下流側のコンクリートブロックが倒壊していた。図中手前の橋台は河川内に位置していることから橋台側面に洪水の流れが直接作用し背面土を押し流し、図中奥の橋台は上流側にコンクリートの構造物があることから直接流れが橋台側面に作用せず、橋台下流側に回り込んだ流れが下流側のコンクリートブロックを破壊したと考えられる。また、対象橋梁は側道よりも低い位置にあり、周辺の浸水痕からも橋梁路面より更に高い水位であったと推定できることから、周辺護岸は損傷しているものの護岸の決壊等により流れが分散することがなかったため、下記に示すような直線的な流れが橋梁に作用したと考えられる。



図-1.2.87 河川と橋梁位置の関係



(1) 流出前

(2) 流出後

図-1.2.88 上部構造の流出前後の状況 [出典：佐藤]



図-1.2.89 パラペットに残された桁の接触痕 [出典：佐藤]



図-1.2.90 桁の損傷状況 [出典：佐藤]

(20) 台風第21号(2017年10月)

10月16日にカロリン諸島で発生した台風第21号は、21日から22日にかけて日本の南を北上し、23日3時頃、超大型・強い勢力で静岡県御前崎(おまえざき)市付近に上陸した。台風はその後、広い暴風域を伴ったまま北東に進み、23日15時に北海道の東で温帯低気圧となった。台風を取り巻く発達した雨雲や本州付近に停滞した前線の影響により、西日本から東日本、東北地方の広い範囲で大雨となった。また、台風の影響により全国的に暴風となり、太平洋側では猛烈なしけとなったほか、大潮の時期と重なったため太平洋側を中心に高潮となった所があった。これらの影響で、西日本から東北地方の広い範囲で河川の氾濫や浸水害、土砂災害等が発生した。また、全国各地で断水や電話の不通等ライフラインに被害が発生したほか、鉄道の運休や航空機・船舶の欠航等の交通障害が発生した(災害・被害に関する情報は、平成29年10月24日8時の内閣府とりまとめによる)。(気象庁:災害をもたらした気象事例(平成元年～本年)より抜粋)

南海電鉄の男里川橋梁(大阪府阪南市と泉南市の境界)は台風による河川の増水により橋脚周辺の地盤が広い範囲で洗堀され、河川中央部にある橋脚が沈下及び傾斜して軌道が大きく変形した。下り線は大正7(1918)年、上りは明治30(1897)年に設置された橋梁であり、橋脚は主にレンガで作られていた。



図-1.2.91 南海電鉄、男里川橋梁 橋脚沈下(洗堀) [出典:伊津野]

(21) 平成30年7月豪雨(2018年7月)

6月28日以降、華中から日本海を通過して北日本に停滞していた前線は7月4日にかけて北海道付近に北上した後、7月5日には西日本まで南下してその後停滞した。また、6月29日に日本の南で発生した台風第7号は東シナ海を北上し、対馬海峡付近で進路を北東に変えた後、7月4日15時に日本海で温帯低気圧に変わった。前線や台風第7号の影響により、日本付近に暖かく非常に湿った空気が供給され続け、西日本を中心に全国的に広い範囲で記録的な大雨となった。これらの影響で、河川の氾濫、浸水害、土砂災害等が発生し、死者、行方不明者が多数となる甚大な災害となった。また、全国各地で断水や電話の不通等ライフラインに被害が発生したほか、鉄道の運休等の交通障害が発生した。(気象庁：災害をもたらした気象事例(平成元年～本年)より抜粋)

橋梁の被害も多く、文献によって違いがあるが、合計100橋程度が何らかの被害を受けたとみられる。被災橋梁の報告も、北海道、広島県、高知県、岡山県と多岐にわたる。橋脚基部の洗掘、橋台背面土の流出などによる落橋や流出が報告されている。また、E32高知自動車道では、立川橋が土砂崩落に伴って桁が流出した。被害報告^{1,2,1)}によると、耐力以上の土砂が橋梁の上に崩落するとともに、崩落土砂が桁を横から押して支承が破壊されたため流出したとされている。

広島県では多くの橋梁被害が生じた。鳥声橋は橋脚の流出、橋脚の沈下により上部構造が落橋した(図-1.2.92)。第一三条川橋梁(JR芸備線)は、従来の鉄道橋でよくみられた無筋橋脚の被害により上部構造が流出した(図-1.2.94)。上部構造および下部構造が流出した真光寺橋はコンクリート製の下部構造であるが、上部構造は木製であり2016年にかけて替えられたばかりであった。なお、真光寺橋は下部構造の流出後の状況が撮影されており、下部構造の流出は上部構造の流出前であったことがわかる(図-1.2.98)。

また、岡山県の高梁川に架かる橋は室戸台風で流失したものが多く、災害復旧橋梁として現在は3橋が残っていて、室戸台風の災害復旧橋梁群として土木学会選奨土木遺産に指定されている。つまり、今後も風水害は十分に考えておくべき地域である。高梁川ではこの豪雨によって周辺が洪水被害を受け、橋桁より上まで浸水したにもかかわらず、被害がなかった橋梁も多かった。被災しなかった橋梁をいくつか調査した結果、①設計が新しく、耐震基準を満たすためにゴム支承が採用されていて横荷重に強かった橋、②落橋防止装置が備えられ橋脚も耐震補強済み(第1次緊急輸送道路のため)だったため横荷重に強かった橋、③幅員が広い(当初の2車線から右折車線を増やして3車線に拡幅されている等)橋や、橋長が長い連続桁の橋など、重かった橋、といった特徴が見受けられた。

【参考文献】

- 1.2.1) 高知自動車道 災害復旧に関する技術検討委員会：第2回技術検討委員会の結果について、2018。
<https://corp.w-nexco.co.jp/corporate/release/hq/h30/0918a/>

1) 鳥声橋 (広島県広島市)



図-1.2.92 鳥声橋 落橋 [出典：幸左]

2) 西中橋 (広島県広島市)



図-1.2.93 西中橋 落橋 [出典：幸左]

3) 第一三条川橋梁 (広島県広島市)



図-1.2.94 第一三条川橋梁 (JR 芸備線) 落橋 [出典：幸左]

4) 塚地橋 (広島県広島市)



図-1.2.95 塚地橋 落橋 [出典：幸左]

5) 北川橋 (広島県呉市)



図-1.2.96 北川橋 落橋 [出典：幸左]

6) 大広橋 (広島県呉市)



図-1.2.97 大広橋 橋脚傾斜 [出典：幸左]

7) 真光寺橋 (広島県呉市)



図-1.2.98 真光寺橋 流出 [出典：幸左]



図-1.2.99 真光寺橋 流出前の状況

[出典：<https://blog.goo.ne.jp/fancarpgo0427/e/74a453d63591e7ff2010676e1025e29c0>]

(22) 台風第21号 (2018年9月)

8月28日に南鳥島近海で発生した台風第21号は、日本の南を北西に進み、9月3日には向きを北寄りに変え、4日12時頃に非常に強い勢力で徳島県南部に上陸した。その後、4日14時頃には兵庫県神戸市に再び上陸し、速度を上げながら近畿地方を縦断し、日本海を北上、5日9時には間宮海峡で温帯低気圧に変わった。台風の接近・通過に伴って、西日本から北日本にかけて非常に強い風が吹き、非常に激しい雨が降った。特に四国や近畿地方では、猛烈な風が吹き、猛烈な雨が降ったほか、顕著な高潮となったところがあった。これら暴風や高潮の影響で、関西国際空港の滑走路の浸水をはじめとして、航空機や船舶の欠航、鉄道の運休等の交通障害、断水や停電、電話の不通等ライフラインへの被害が発生した。(気象庁：災害をもたらした気象事例(平成元年～本年)より抜粋)

本台風では木曾川にかかる大桑橋(長野県木曾郡大桑村)で落橋が生じた。大桑橋は昭和29年(1954年)竣工の上路式ワーレントラス(L=114.1m)であり、添架されていた配水管流失のため村が断水した。



図-1.2.100 大桑橋 落橋

[出典：<https://twitter.com/ktznjmr/status/1037107622506258433/photo/1>]

(23) 令和元年東日本台風 (2019年10月)

10月6日に南鳥島近海で発生した台風第19号は、マリアナ諸島を西に進み、一時大型で猛烈な台風に発達した後、次第に進路を北に変え、日本の南を北上し、12日19時前に大型で強い勢力で伊豆半島に上陸した。その後、関東地方を通過し、13日12時に日本の東で温帯低気圧に変わった。

台風第19号の接近・通過に伴い、広い範囲で大雨、暴風、高波、高潮となった。この大雨の影響で、広い範囲で河川の氾濫が相次いだほか、土砂災害や浸水害が発生した。こより、人的被害や住家被害、電気・水道・道路・鉄道施設等のライフラインへの被害が発生した。また、航空機や鉄道の運休等の交通障害が発生した。(気象庁：災害をもたらした気象事例(平成元年～本年)より抜粋)

本台風では全国各地で落橋の被害が生じた。以降に代表的な被害事例を示す。上部構造が流出した久慈川にかかる高地原橋は外地へつながる唯一の橋であったため町が孤立状態となった。田中橋は橋長97.6m、幅員5.5m、車道部PC桁+歩道部拡幅鋼桁である。田中橋は右岸の橋台盛土と取り付け道路部が流出し、走行中の車が巻き込まれて流された。護岸や橋梁下部にあったと思われる石やテトラポッドが下流部に点在していた。なお、流出した桁や道路は見当たらなかった。流出部すぐ横にある上流の家は無事であり、よほど強い局所的な流れが作用したのかもしれない。湾曲した左岸上流の護岸は堅固に守られている状況で、そこに当たった流れが田中橋右岸橋台部へ当たった可能性が考えられる。海野宿橋(橋長68.5m)は2015年に開通した海野バイパスであり、第1駐車場も含めて崩壊した。海野バイパスは、海野宿中を多くの車が通るのを避けるために作られた。海野宿橋の1径間と、海野バイパスの川沿いが長い範囲で流出した。橋台が背面土や護岸が川の流れて削られたことによって転倒し、落橋に至ったものと考えられる。千曲川橋(上田電鉄別所線)は端部にコリジョンストラットと呼ばれる補強材のついた古いトラス橋(橋長224m(支間43.89m×5径間))である。左岸側の橋台背面土と護岸が流れて削られたために転倒して落橋したと考えられる。一つ下流側に位置する道路橋の上田橋は無事であった。

被害の多くは上部構造に洪水が作用したことによる落橋とは異なり、下部構造の流出に伴う上部構造の流出と思われる被害が多くみられる。

1) 久慈川(茨城県、福島県)



図-1.2.101 第6久慈川橋梁(JR水郡線) 落橋



図-1.2.102 高地原橋 落橋

[出典：https://jp.weathernews.com/news/29409/] [http://www.town.yamatsuri.fukushima.jp/sp/page/page000425.html]

2) 多摩川 (東京都)



図-1.2.103 日野橋 橋脚の沈下

[出典 : <http://a-kyoryo.com/2019/11/04/%E5%8F%B0%E9%A2%A819%E5%8F%B7%E3%80%80%E6%A9%8B%E6%A2%81%E3%81%AB%E7%94%9A%E5%A4%A7%E3%81%AA%E8%A2%AB%E5%AE%B3/>]

3) 笹子川 (山梨県)



図-1.2.104 法雲寺橋(国道20号線) 橋脚沈下

[出典 : <https://www.iza.ne.jp/ki-ji/events/photos/191013/evt19101315300048-p1.html>]

4) 内村川 (長野県)



図-1.2.105 内村橋歩道橋 落橋

[出典 : <https://shinshu.fm/MHz/22.56/archives/0000588572.html>]

5) 千曲川 (長野県)



図-1.2.106 田中橋 一部落橋

[出典: <https://shinshu.fm/MHz/22.56/archives/0000585634.html>]



図-1.2.107 海野宿橋 一部落橋



図-1.2.108 布下橋 一部落橋

[出典: <http://www.kozobutsu-hozen-journal.net/walks/detail.php?id=278&page=2>]



図-1.2.109 千曲川橋(上田電鉄別所線) 一部落橋

6) 木津川 (京都府)



図-1.2.110 上津屋橋(通称・流れ橋) 橋板流出

[出典: <https://www.kyoto-np.co.jp/articles/-/35909>]

(2.4) 令和2年7月豪雨(2020年7月)

梅雨前線が停滞し、前線上の低気圧が九州付近を東北東に進んだ。九州地方では降り始めの7月3日からの総雨量が500ミリを超え、記録的な大雨となった。(内閣府：令和2年7月豪雨による被害状況等について、防災情報のページより抜粋)

被害状況は速報ではあるもの10橋以上の橋梁が被災し、熊本県や山形県などで落橋や流出も見られた。橋台背面土など護岸の被災にともなう落橋と、桁に作用した流木を含む流体力による流出とがあったが、特に後者が複数あったということは、水位がかなり高かったことが推察される。鉄道橋では、JR九州肥薩線の球磨川第一・第二・第四橋梁、第二野上川橋梁など、歴史的な価値のある橋梁が流出した。道路橋では、深水橋、西瀬橋など、熊本県と大分県で橋の流出が10橋以上報告されている。橋梁に添架されていた水道管が流出したことによる断水も数カ所で報告されており、落橋による交通寸断のみならず、被災者の生活に及ぼす影響は大きい。被災した橋は、1960年代までに架設された橋が多いことも特徴である。耐震補強による支承部強化は、地震のみならず洪水対策としても一定の効果が見込めるのではないかと考えられる。



図-1.2.111 上部構造が流出した橋梁

[出典：球磨川に架かる橋梁10橋，両岸道路約100kmの早期復旧に向け国の権限代行による災害復旧事業に着手～道路法改正後，県道等の災害復旧代行の初適用～：国土交通省道路局記者発表資料，令和2年7月22日]

1.3. 高潮被害

近年、地球温高化による海面の上昇と台風の大型化によって高潮による被害が増大している。次頁に被害概要を示すが、橋梁構造物の被害に着目すると、多くは台風、暴風により船舶等が流されその船舶が橋梁に衝突し橋梁が損傷する被害が多い。これは直接的に高潮による被害ではないものの、水面の上昇により特に上部構造に衝突しやすくなり生じたとも考えられる。

橋梁構造物と船舶等の衝突については、過去には海外において下部構造に船舶が衝突して落橋した事例^{1.3.1)}が数件確認できるものの、国内では1983年日本海中部地震による遡上津波により船舶が橋梁上部構造に衝突し流出した事例^{1.3.2)}が確認できる程度である。また、近年では船舶と橋脚の衝突シミュレーション^{1.3.3)}も行われており、その結果では衝突力により地震による損傷を助長する可能性があることが述べられている。

後述する近年の被害事例からもわかるように高潮と暴風の連成により、**図-1.3.2**に示すような橋脚に対する衝突防止対策^{1.3.4)}以外にも、より高い位置で橋梁と衝突する可能性をふまえて上部構造に対しても何らかの衝突防止対策が必要であると考えられる。

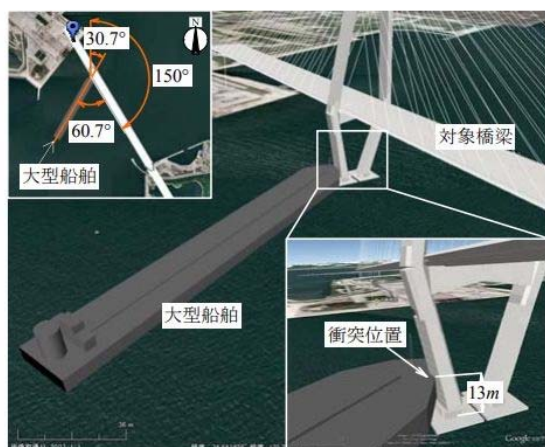


図-1.3.1 大型船舶と橋梁の衝突に関する解析^{1.3.3)}

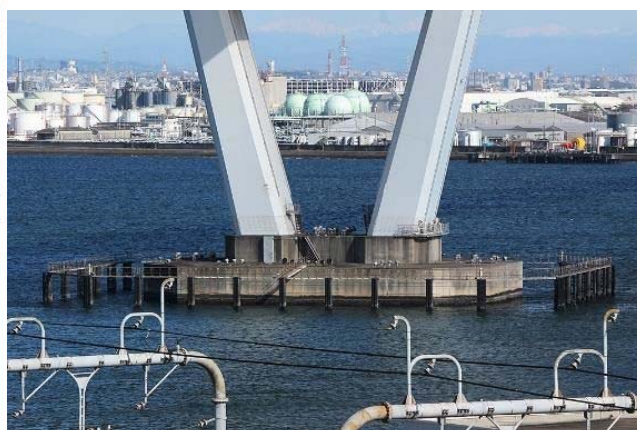


図-1.3.2 名港中央大橋の衝突防止工対策^{1.3.4)}

【参考文献】

- 1.3.1) 庄司邦昭, 若生知己: 橋梁に対する船舶衝突事故例の解析, 航海 87 巻, pp. 75-83, 1986.
- 1.3.2) むらいひろし, 日本海中部地震(津波)調査報告書, 秋田県・(財)漁港漁村建設技術研究所, 1985.
- 1.3.3) 馬越一也ら: 地震被害を受けた長大橋への津波による大型漂流物の衝突に関する解析的アプローチ, 構造工学論文集, Vol. 59A, pp405-416, 2013.
- 1.3.4) 伊勢湾岸道路編集委員会 (写真集) 『伊勢湾岸道路写真集』 日本道路公団名古屋建設局 伊勢湾岸道路工事事務所, 1998年3月.

(1) 関西国際空港連絡橋

2018年9月4日に航空燃料タンカー船が台風21号の強風に流され、関西国際空港連絡橋（西日本高速道路株式会社）の降り線の橋桁（鋼床版箱桁）に衝突した。衝突により道路橋部が横ずれし、鉄道橋部にも移動した。道路部の損傷は主に支承の損傷（セットボルトの破断）、耐震連結工付近の腹板の変形、歩道橋ブラケットの損傷であった。上部構造の撤去復旧が生じたため、本復旧には7カ月を要した。



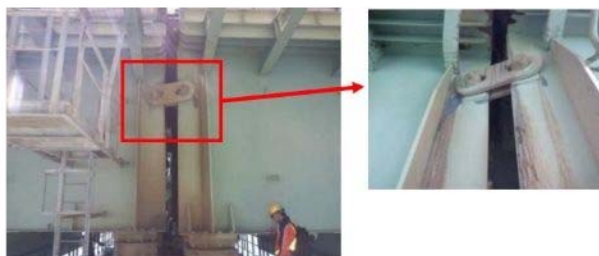
写真① 線路上状況



写真② バラスト止めの損傷



写真③ P2支承の状況



写真④ 耐震連結工付近の腹板の変形

図-1.3.3 関西国際空港連絡橋の損傷

[出典：関西国際空港連絡橋の応急復旧工事について：土木学会関西支部 鋼橋の維持管理全体の高度化に関する調査研究委員会，2019年7月.]



図-1.3.4 関西国際空港連絡橋の側面損傷状況[出典：伊津野]



図-1.3.5 関西国際空港連絡橋の側面損傷状況 [出典：伊津野]

(2) 鳴尾橋

2019年9月4日に台風21号の強風により走錨した土運搬船が、県道芦屋鳴尾浜線鳴尾橋の橋桁（鋼単純鋼床版箱桁橋 L=60m）および阪神高速5号湾岸線の鋼製橋脚に衝突し、橋脚（柱、梁）、床版、主桁および支承に損傷が生じた。支承が損傷したことで上部構造が移動し、橋面で約40cmの横ずれが生じた。上部構造の撤去復旧が生じたため、本復旧には1年を要した。

③事故による損傷状況

右写真の通り、土運船が衝突した位置において鋼床版、及び主桁の一部が損傷しました。

なお、事故発生時は強風により通行止めであったため、車両等の被害はありませんでした。

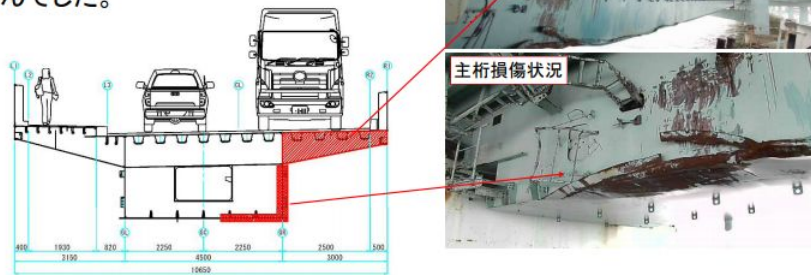


図-1.3.6 鳴尾橋の損傷 1

[出典：兵庫県阪神南県民センター西宮土木事務所・株式会社三井E&S 鉄鋼エンジニアリング：台風で損傷した鳴尾橋の復旧～大型ジャッキ搭載の台船による一括撤去・仮設～，2019年度 土木学会関西支部技術賞・技術賞部門賞資料，令和元年8月.]



図-1.3.7 鳴尾橋の損傷 2

[出典：台風21号により被災した鋼製橋脚について：阪神高速道路株式会社，2019年7月.]

(3) 南本牧はま道路

2019年9月4日に台風21号の強風により走錨した貨物船が、南本牧はま道路の橋桁（鋼床版箱桁およびPC桁）に衝突し、床版および高欄に損傷が生じた。鋼床版部については部分取替、PC桁部は上部構造を撤去復旧し、約8カ月の通行止めが生じた。



図-1.3.8 南本牧はま道路の損傷

[出典：横浜港南本牧はま道路復旧工法技術検討委員会 参考資料3 南本牧はま道路の概要等：国土交通省関東地方整備局，2019年9月。]

(4) 大黒大橋

2019年9月4日に台風21号の強風により漂流した浮きドックと大黒大橋が接触し、歩道が通行止めとなった。



図-1.3.9 大黒大橋の損傷

[出典：令和元年台風第15号及び19号による港湾の被害状況：交通政策審議会 第77回港湾分科会 参考資料，令和元年11月。]

1.4. 波浪被害

2004年9月8日、北海道西岸を北上した台風18号により、北海道積丹半島西岸を通る国道229号の大森大橋の延長429mのうち、159m区間が落橋する災害が発生した。被災の背景には、記録的な高波と強風のほかに地形の特殊性による異常な水位上昇があり、橋梁背後の急峻な崖からの反射波との重複波現象が被災の直接的原因であることが明らかとされている^{1.4.1)}。大森大橋のように、沿岸部かつ海岸線に面した橋梁については波浪のみならず津波に対しても同様の被害が生じる可能性がある。

【参考文献】

- 1.4.1) 本間大輔, 窪内篤, 山本泰司, 木村克俊: 波浪作用からみた大森大橋の被災原因の推定と復旧後の安全管理に関する実験的研究, 北海道開発土木研究所月報 No.626, 2005年.



図-1.4.1 大森大橋 落橋^{1.4.1)}

(伊津野和行, 佐藤崇)

第2章 津波形状に関する分析

2.1. 観測記録にもとづく橋梁に作用する津波水理特性

ここでは文献(2.1.1), (2.1.2)を用いて観測記録にもとづく橋梁に作用する津波水理特性の整理をした結果をまとめる。

東北地方太平洋沖地震津波は2011年3月11日14時46分に、三陸沖（北緯38.1度，東経142.9度，牡鹿半島の東南東130km付近）深さ24kmを震源としたMw=9.0の地震に伴い発生した。この東北地方太平洋沖地震は、観測史上最大の地震であったのに加え、この地震により、場所によっては波高10m以上、最大遡上高40.1mをも上る巨大な津波が発生し、東北地方および関東地方の太平洋沿岸部に壊滅的な被害が発生した。橋梁構造物の被害に着目すると、地震動による被害は昭和55年よりも古い基準で設計され耐震補強がされていない橋での損傷や、損傷は限定的であるがゴム支承の破断が確認された例あるものの、橋として致命的となる被害は生じなかった。一方、津波による被害は上部構造の流出、橋脚の崩壊、橋台背面土の流出などの橋として致命的な被害が多数見られた。橋梁被害については東日本大震災による橋梁等の被害分小委員会報告書^{2.1.3)}の調査結果が詳しい。一方、海岸線および河川を遡上する津波作用状況は、津波襲来時が日中であったことやカメラ付き携帯電話やデジタルカメラが普及していたことにより、一般人や様々なマスメディアにより写真・映像が撮影されている。また、近年、全国港湾海洋波浪情報網（NOWPHAS）の整備が進み日本沿岸部に設置された水位観測機器では今次津波を多地域で観測した。

2.1.1. 水位観測記録より得られた津波周期特性

ここで詳細に検討する東北地方太平洋沖地震津波においてもNOWPHASによる観測記録を用いた津波特性の分析^{2.1.4)}は行われているものの、東北地方沿岸部では来襲した津波規模があまりにも大きかったことから沿岸波浪計や潮位計を破壊し断片的な地点での観測記録しか得られていないためか、津波伝播に伴う周期特性の変化に関する詳細な分析は行なわれていない。ここでは、限られたデータではあるものの、水位の時刻歴波形から周期特性を詳細に分析することとした。

図-2.1.1に太平洋沿岸部4県の海岸線および沿岸部に設置されている水位観測点を示す。水位観測点はNOWPHAS（全国港湾波浪情報網）の潮位計、沿岸波浪計およびGPS波浪計と、気象庁、海上保安庁および国土地理院の潮位計が設置されており、地震発生当時では計28箇所（潮位計12箇所、沿岸波浪計9箇所、GPS波浪計7箇所）で計測が行われていた。その内、東北地方太平洋沖地震において19箇所^{2.1.5)-2.1.9)}（潮位計9箇所、沿岸波浪計4箇所、GPS波浪計6箇所）の津波による水位変動の履歴のデータが公開されている。データは、5s間隔の天文潮位を差し引いた水位であり、気象庁のデータについては紙面から水位を読み取った。ここでは図-2.1.1に示す東北地方太平洋沿岸部の19箇所で観測された今次津波の水位記録を用いて、海岸線に襲来した津波の周期特性の変化に着目した分析を行う。以降、代表例として八戸周辺、久慈港周辺、宮古湾周辺および石巻周辺の観測記録を示す。

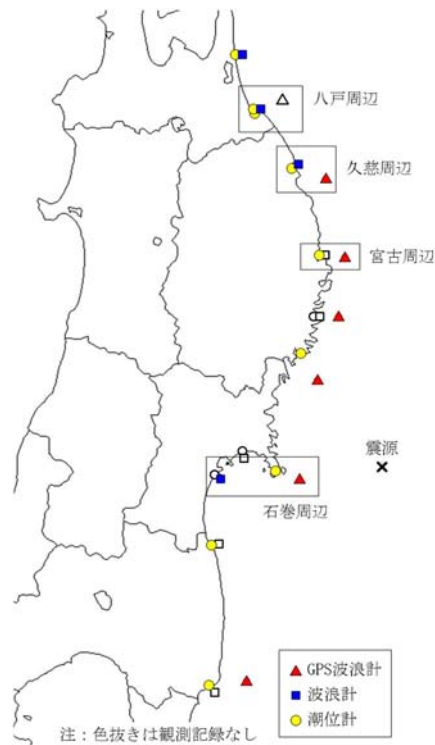


図-2.1.1 津波観測地点

(1) 八戸周辺の観測記録

図-2.1.2は、八戸周辺に設置された沿岸波浪計および潮位計の観測記録である。なお、八戸の沖合に設置されている青森八戸沖GPS波浪計は機械の調整中であつたため津波観測はできていない。まず、八戸港沖の八戸港沿岸波浪計の観測記録は、最大水位時を観測できているかは不明確ではあるが、図中逆三角形印の点を最大水位点と仮定すると、最大水位が約3m程度、水位上昇開始から最大水位までの時間を1/4周期(T/4)とした場合、T/4が8min程度の津波であつたことがわかる。また、要因は不明であるが他の地域の波浪計の観測記録と異なり、八戸港波浪計の観測記録では不連続な波形である。一方、八戸港内の潮位計の観測記録からは、振幅の大きい波が2波観測されており、1波目に最大水位が2m、T/4周期が13min程度の比較的周期の長い津波、2波目に1波目の津波に比べ最大水位は5m近くに上昇し、T/4周期が5min程度の周期の津波が襲来したことがわかる。波浪計と潮位計の1波目の水位上昇勾配を比較すると、波浪計の観測記録に比べ潮位計の観測記録は若干なだらかになっており、T/4周期も長くなっていることから、八戸港においては沖合の津波が海岸線において長周期化したと推察される。

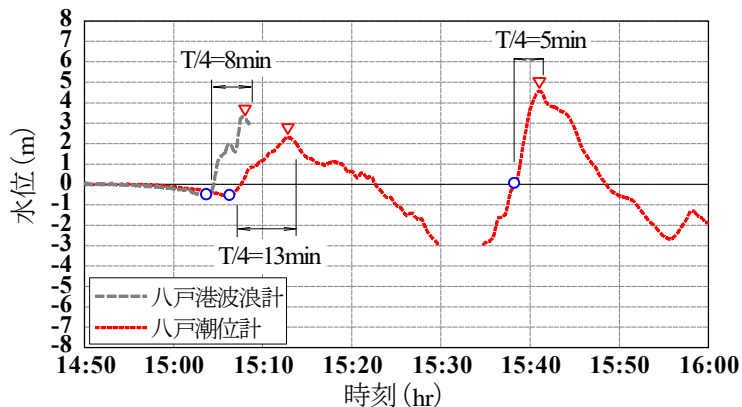
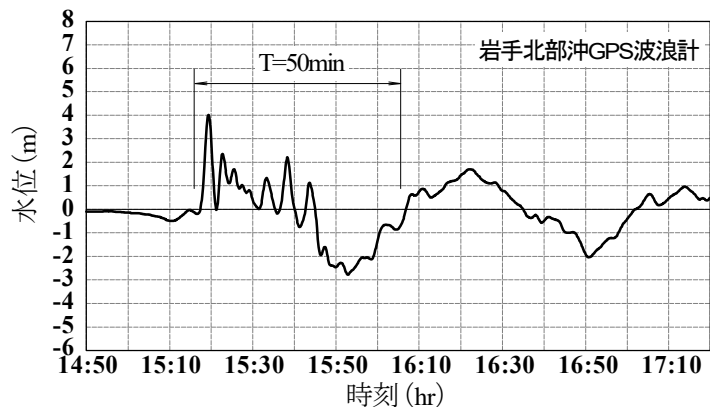


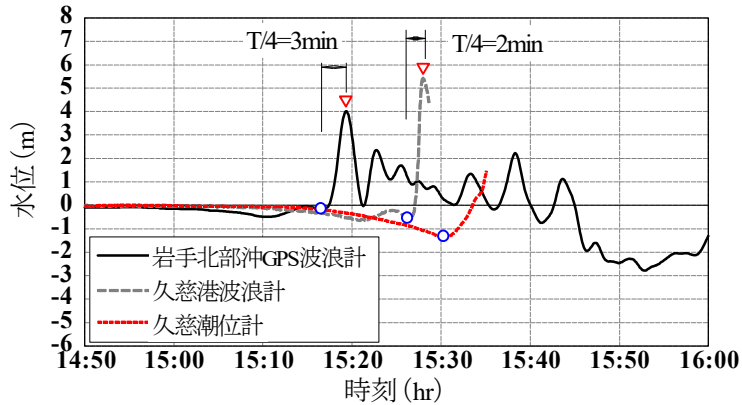
図-2.1.2 八戸周辺の観測記録

(2) 久慈周辺の観測記録

図-2.1.3は久慈周辺に設置されたGPS波浪計、沿岸波浪計および潮位計の観測記録である。まず、同図(a)より岩手県北部沖GPS波浪計の観測記録は、50min程度の周期の長い波形に、多くの短周期成分が含まれていることがわかる。同図(b)に示すようにその短周期成分の最大水位は第一波目の約4m、水位上昇開始から最大水位までの時間を1/4周期(T/4)とした場合、T/4は3minである。一方、久慈港沖の久慈港沿岸波浪計の最大水位は約5mに増幅し、T/4も2minと短周期となっている。久慈港内の潮位計の観測記録では最大水位は観測できていないものの、水位の上昇速度は上記の観測記録に比べなだらかであり長周期となっていることが推察される。



(a) 岩手北部沖 GPS 波浪計

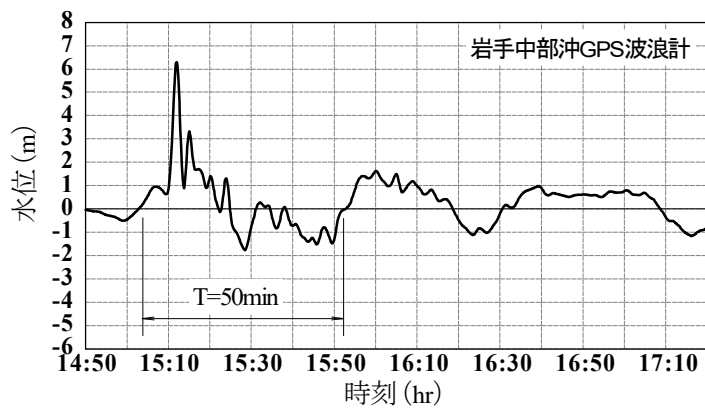


(b) 久慈港波浪計・久慈潮位計

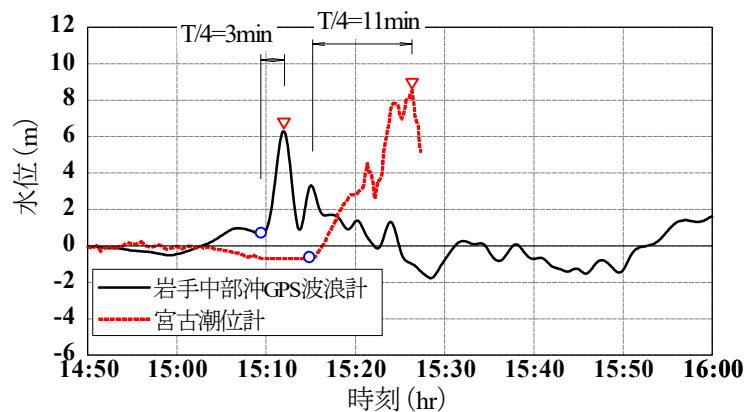
図-2.1.3 久慈港周辺の観測記録

(3) 宮古周辺の観測記録

図-2.1.4は宮古周辺に設置されたGPS波浪計および潮位計の観測記録である。まず、同図(a)より岩手中部沖GPS波浪計の観測記録は、岩手北部沖GPS波浪計の観測記録と同様に50min程度の周期内に、短周期成分が含まれており、岩手南部沖GPS波浪計の観測記録を含めても岩手県沿岸部の周期特性は概ね傾向は一致する。同図(b)に示すようにGPS波浪計での観測記録の短周期成分は、15:00以降から緩やかな水位の上昇が生じた後、急激な水位の上昇がみられ最大水位は約6m、 $T/4$ は3minと全GPS波浪計の観測記録で最も短周期であった。一方、宮古港内における潮位計の観測記録では、最大水位は約8mに増幅しGPS波浪計で計測されたような滑らかな波形とは異なり不連続な波形であり、 $T/4$ が11min程度の長周期成分の中に短周期の成分が混在している。これは、湾内に津波が侵入した際に、短周期成分の津波が砕波したことや岸壁や防波堤に衝突したため、長周期成分の津波として観測されたと推察される。



(a) 岩手中部沖GPS波浪計

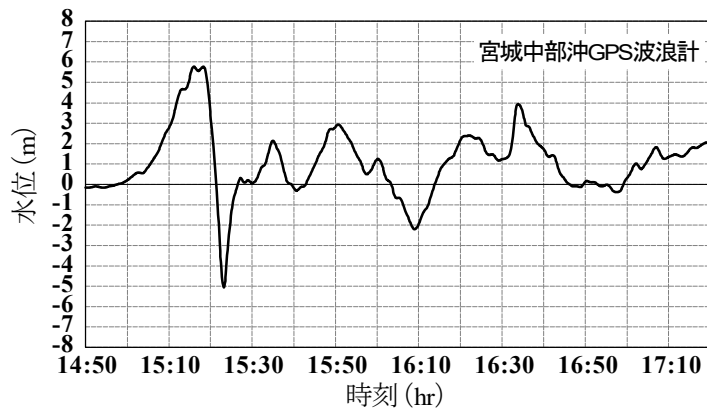


(b) 宮古潮位計

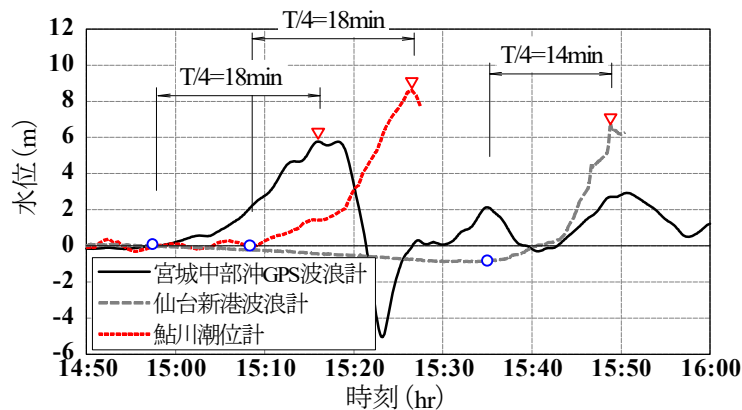
図-2.1.4 宮古周辺の観測記録

(4) 石巻周辺の観測記録

図- 2. 1. 5は石巻周辺に設置されたGPS波浪計、沿岸波浪計および潮位計の観測記録である。まず、同図(a)より宮城中部沖GPS波浪計の観測記録は他のGPS波浪計の観測記録に比べ緩やかに水位が上昇しており、最大水位は約6m、 $T/4$ は18minと上記の岩手県沿岸部と比べ最大水位はほぼ同一にも関わらず、津波周期は6倍以上長い。同図(b)に示す、仙台塩釜港の沖合にある仙台新港沿岸波浪計および石巻市鮎川にある鮎川潮位計の観測記録では、 $T/4$ はそれぞれ14min、18minとなり、他の地域に比べ周期の長い津波が襲来したことがわかる。また、この3箇所の観測記録の周期はほぼ同一であることから、沖合での周期特性を保ったまま海岸線に襲来したと推察される。



(a) 宮城中部沖GPS波浪計



(b) 仙台新港・鮎川潮位計

図- 2. 1. 5 石巻周辺の観測記録

2.1.2. 写真および映像資料により得られた津波周期特性

東日本大震災では数多くの津波が襲来する状況を写真や映像で捉えられており、そのデータは動画共有サービス「YouTube」を始め様々な方法で入手可能となっている。ここでは、海岸線に襲来する津波と河川を遡上する津波に分けて、今次津波の特徴を表す代表的な写真および映像が得られた図-2.1.6に示す[a]久慈市および[b]陸前高田市の津波の襲来状況について分析を行う。

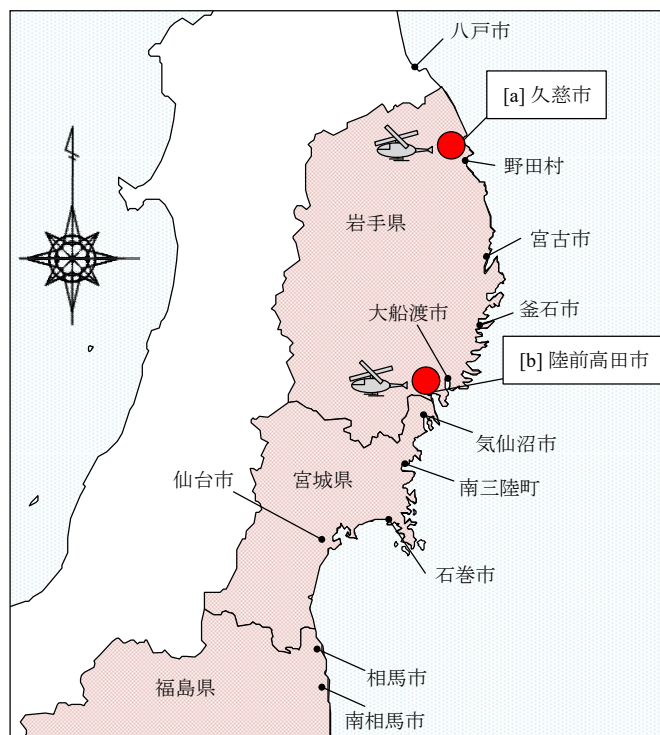


図-2.1.6 検討対象とした地区

(1) 海岸線に襲来する津波

ここでは、海岸線に襲来する津波の代表例として久慈港に襲来する津波について分析を行う。分析に用いた映像は陸上自衛隊が撮影した空撮映像および国土交通省東北地方整備局釜石港湾事務所久慈出張所から撮影された久慈港内に襲来した今次津波の映像である。

まず、久慈湾内を進行する津波形状の時系列変化を説明する。図-2.1.7に示すのは2011年3月11日15:19:03の空撮映像のキャプチャー画像である。撮影開始時刻である1分37秒前の津波状況からの変化としては、津波の先端は約2km陸向きに進行するとともに波高が増幅し、同写真の[2]に確認できるように巻き波型碎波となっている。一方、同写真の[1]と[3]の範囲は巻き波型碎波から砕け寄せ型碎波に変化しており、先端の変化の過程を孤立波から巻き波型碎波、その後には砕け寄せると仮定すれば、[2]の範囲は[1]と[3]の範囲に比して若干遅れる。この遅れは、[2]の範囲が[1]と[3]に比して水深が深いために生じたと考えられる。また、津波の先端が進行した速度を波速と定義すれば、この距離と時間の関係から波速は16m/sと求められ、さらに1分30秒後には先端部は海岸線に向かって約1km進行することから、波速は11m/sに減少する。このことから湾内に進行した津波は、津波の進行とともに水深が浅くなることで波速が減少して碎波限界を超えて碎波したと考えられる。



図-2.1.7 湾口付近の碎波 (15:19:03)

前述の久慈湾を進行する津波形状の時系列変化の様態を整理すると、概ね図-2.1.8、図-2.1.9および図-2.1.10に示すようである。湾内を伝搬する津波の変形過程について、図-2.1.8に示すA-A'断面を代表として説明する。まず、湾内に進入を開始すると、津波の先端部は徐々に明確な波の形を表し、施工中のケーソン高さに対比して推定すれば5m程度の水頭差を有する孤立波状の波に変化する。なお、先端の後方400mにも視認可能な波を有する(図-2.1.9(a))。次に、津波が陸に向けて進行するにつれて水深が浅くなるため、浅水変形により波高が発達して巻き波型へと変化する、さらに砕け寄せ型となって碎波する。砕け寄せた津波の先端の水頭差は低下する。突堤(防波堤)を超える際には越流波に変化した後、再度短周期波が形成されるものの、巻き波型碎波、砕け寄せ型碎波へと変化しながら海岸線に向けて進行し、突堤の高さに対比して推定した波高は海岸線位置で概ね2m程度となる(図-2.1.9(b))。突堤(防波堤)を超えた後の波形状については図-2.1.10に示す国土交通省東北地方整備局釜石港湾事務所久慈出張所から撮影された映像が分かりやすい。同図は、図-2.1.8に示す[b]から[c]を進行する短周期波を捉えたキャプチャー画像である。同図に示すように港内護岸直前に周期が数秒の波面が切り立った短周期波が襲来している。

以上より、久慈港に襲来する津波の例をとれば、沖合で段波状であっても防波堤の位置で砕け寄せ型に変化することや防潮堤の位置で砕けた後に越流するなど、海岸線に到達して陸上を遡上する際には明確な波高はなく徐々に水位が上昇する長周期の津波であった。一方、局所的には海岸線に波高は低いものの短周期波が襲来する場合もあった。

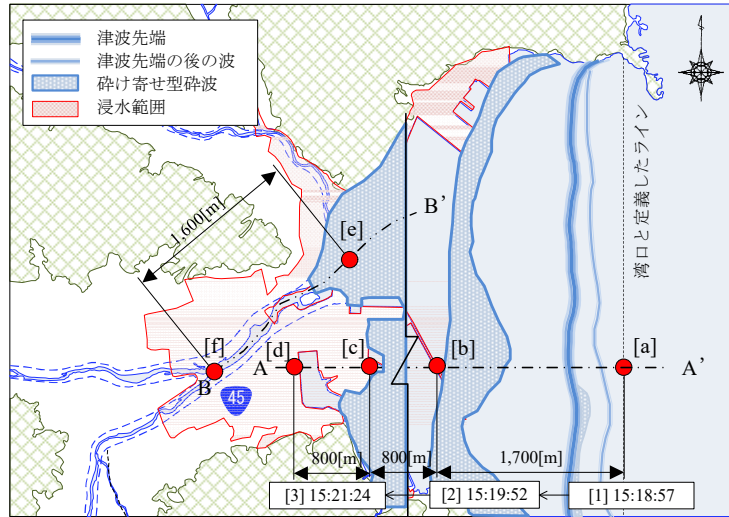


図-2.1.8 湾内を進行する津波の時系列変化（平面図）

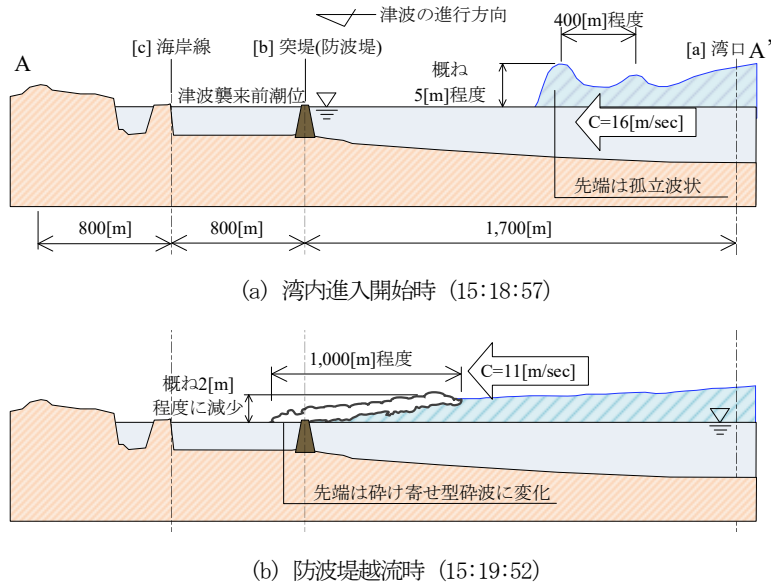


図-2.1.9 湾内を進行する津波の時系列変化（A-A' 断面）



図-2.1.10 港内護岸に作用する津波形状

東北地方太平洋沖地震津波の映像資料の多くは、海岸線に到達して陸上を遡上する際には明確な波高はなく徐々に水位が上昇する長周期の津波であった。しかし、一部には短周期波が海岸線に襲来する様子も映像として捉えられていた。図-2.1.11に示すのは、先述した久慈港から15km程南方に位置する下安家漁港に第1波目と思われる津波が来襲した様子を撮影した映像の、消波工に津波が作用する直前と直後のキャプチャー画像である。同図(a)に示すように、当該箇所は海岸線であることから水深が低く、短周期の津波は碎波限界となり波頭が碎波している。同図(b)に示す津波作用直後は、波頭が完全に碎波し、巻き波型となり消波工に衝突しており、白波の状況からも非常に大きいエネルギーの津波であったことがわかる。

以上より、防波堤がない場合、陸上に遡上する直前の海岸線沿いでは短周期の津波が襲来する可能性がある。



(a) 消波工作用直前



(b) 消波工作用直後

図-2.1.11 下安家漁港防波堤に作用する津波形状

(2) 河川を遡上する津波

ここでは、河川を遡上する津波の代表例として陸前高田市を流れる気仙川を遡上する津波について分析を行う。

図-2.1.12は、図-2.1.13に示す画像資料に基づいて推定した気仙川を遡上する津波の形状を時系列で示している。まず、気仙川を遡上する津波の先端部は高さ2m程度の段波状となっている。波が上流側へ遡上しても先端部の形状に大きな変化は無く、概ね段波の形状を保ったまま5~6m/sの速度で河川内を遡上する。その後、姉齒橋の桁下を通り抜けてから、その遡上速度は河道地形の影響を受けて7~8m/sまで上昇するものの、この先端部は桁には直接作用せず、その後続く準定常流的な流れが桁に作用する。この流れは、姉齒橋付近の漂流物の移動速度から、概ね5.5m/sの流速であったと推測される。さらに、準定常的な流れの水面勾配は、 $i=1/85$ (0.7°)、水位は2 m/minの上昇速度で緩やかに上昇し、河口から700m上流の気仙大橋や、1350m上流の姉齒橋には5 m/s程度の流速を持つ定常流状の流れが作用する。

この波頭の段波が作用せずに準定常的な持続流が橋桁に作用する状況は、釜石地区の矢の浦橋、歌津地区の歌津大橋でも確認^{2,3,3)}され、水位の上昇速度はそれぞれ2.35 m/min、1.26 m/minと陸前高田地区と同様に緩やかであった。

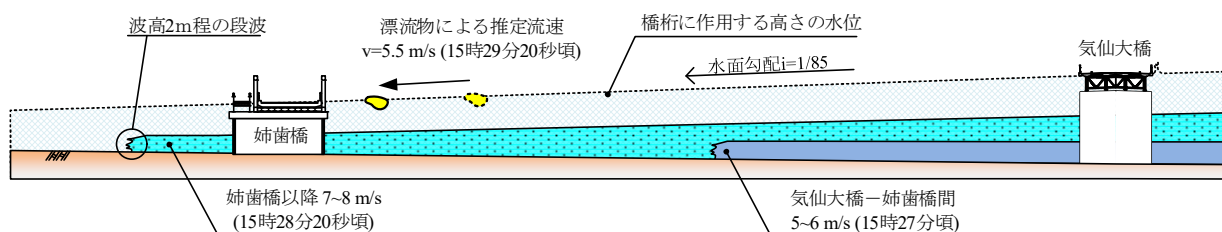


図-2.1.12 気仙川を遡上する津波の変化状況



(a) 気仙大橋

(b) 姉齒橋

図-2.1.13 橋梁位置での津波遡上状況

2.1.3. 津波周期特性の整理

まず、前述した東北地方太平洋沖地震津波における観測記録から得られた各水位計の津波の周期と水位計設置位置との関係から、海岸線に襲来する津波の周期特性を分析する。図-2.1.14は、各水位計設置位置での水深と観測された津波の周期の関係を示す。同図の横軸は沖合から海岸線まで水深がほぼ一定に浅くなると考えると、水位計設置位置の水深が浅くなるにつれ海岸線に近づくと考えられ、海岸線近傍に設置されている潮位計位置では水深が非常に浅いためここでは0と仮定した。また、GPS波浪計については明確に長周期成分と短周期成分に分類できる場合、その2種類の周期をプロットしている。同図より、GPS波浪計（海岸から概ね10~20km、水深100m~300m）で観測された短周期成分の津波周期は10min~20min程度、沿岸波浪計（海岸から概ね3km以内、水深30m~50m）で観測された津波周期は最も短周期で8min、潮位計（海岸線の岸壁等、水深0mを想定）で観測された海岸線での津波周期は八戸潮位計で2波目の津波の周期が20minと最も短周期である。これら19箇所の周期特性の変化は、水深が浅くなるに伴い海岸線に近接すると考えると、沖合で観測された津波は沖合から沿岸部に津波が伝播する過程で短周期成分が卓越した津波に変化するものの、海岸線に到達した時点では沿岸部に対して長周期成分が卓越した津波に変化することがわかる。

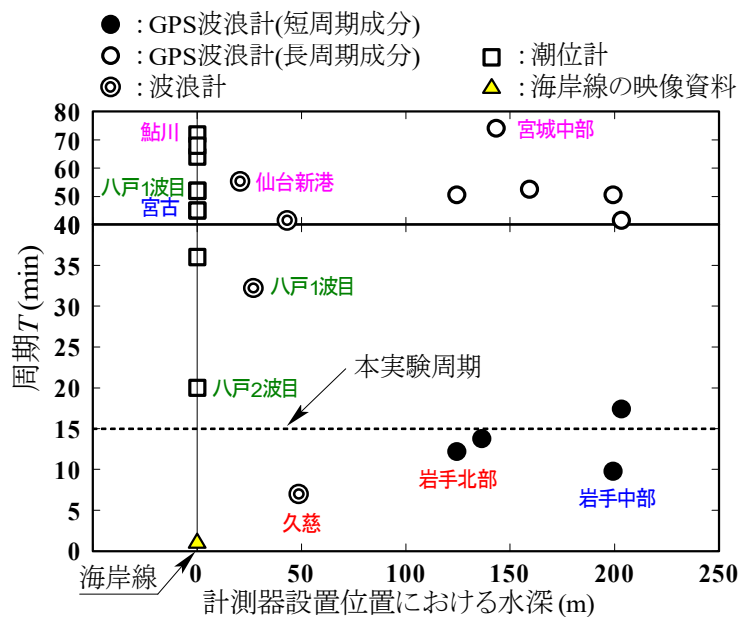


図-2.1.14 各水位計設置位置での水深と観測された津波の周期の関係

次に、潮位計において短周期成分が観測されていないことについて考察を加える。まず、日本国内の多くの潮位計はフロート式といわれる検潮井戸の水位を計測する方式であることから、ローパスフィルターの役目や、津波による海面の上下動が急激な場合には井戸の水位が追従できないことがある為^{2.1.10}、短周期の津波観測の信頼性は低いことが古くから知られている。また、潮位計のデータは設置位置によって構造物や港内の海底地形により変形した波形を計測してしまう可能性もある。そのため、ここでは潮位計のデータに加え映像から得られた津波の周期特性も加え、海岸線に襲来する津波の周期特性について分析を行う。

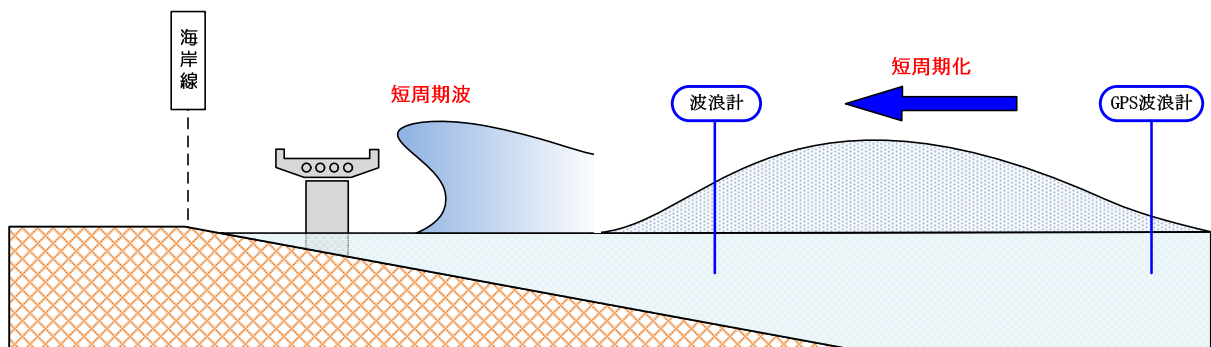
久慈港では、水位観測記録とあわせて前節で述べたように映像による資料が残されている。図-2.1.15は、久慈港周辺の港湾施設、久慈潮位計の設置位置および図-2.1.10に示す港内護岸直前での短周期波が確認された位置の関係を示す。図-2.1.15に示すように久慈潮位計の設置位置は幾分内陸に位置している。空撮映像では、短周期波は港内護岸に衝突した後、入り組んだ港内や陸上を津波が遡上していた。このことから、久慈潮位計では陸上遡上の影響などから短周期波として維持されず準定常的な持続波に変化した津波を計測したため、図-2.1.10に示すような短周期波が観測されなかったと考えられる。潮位計の設置位置に着目すると、他の潮位計も久慈潮位計同様に港内かつ防波堤内に設置されている箇所が多く、明確に海岸線に襲来した津波形状を捉えていない可能性が考えられる。

以上のことから、潮位計の観測記録で短周期成分が観測されていない要因としては、海岸線近傍に襲来した津波が、防波堤等の港湾構造物に衝突し、短周期成分が砕波するためと考えられる。言い換えれば、防波堤や消波工がない海岸線では、沿岸部から発達した短周期の津波が襲来する可能性があるともいえる。

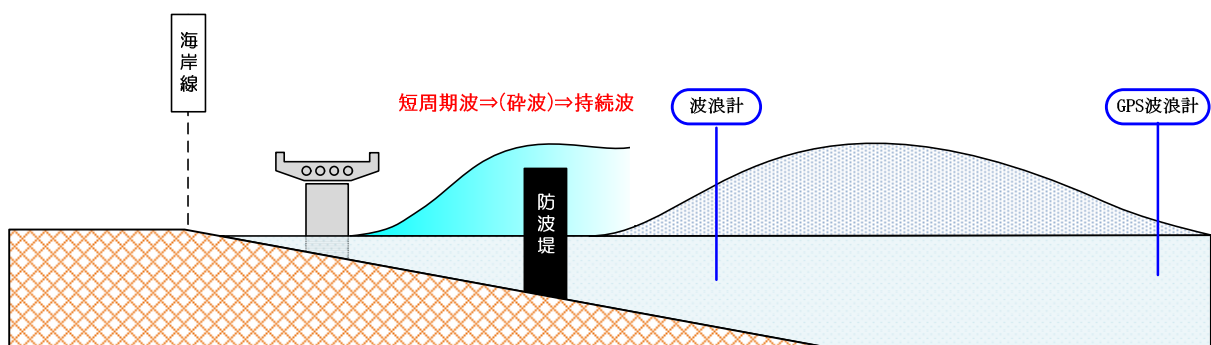


図-2.1.15 久慈潮位計位置と映像資料による波形状確認位置

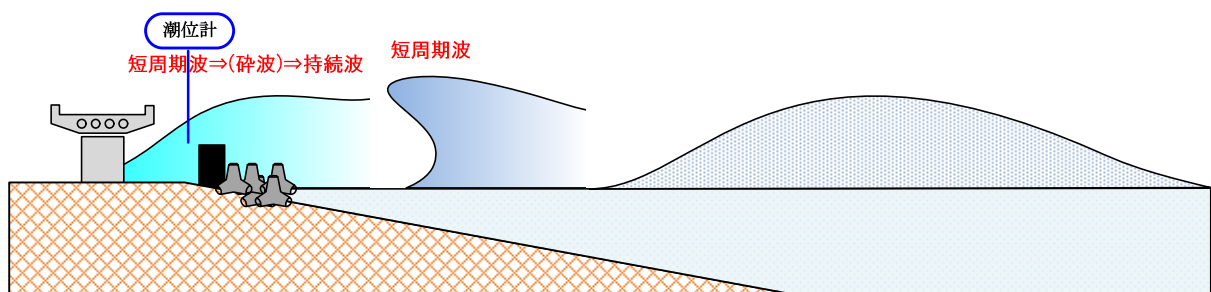
以上をふまえ、橋梁の架橋位置とその位置に作用するであろう津波の形状を整理した結果が図-2.1.16である。まず、同図(a)に示すように、橋梁が海岸線より沖側に位置する場合、沖合から伝搬した津波は短周期波となり橋梁に作用することとなる。一方、同図(b)に示すように、橋梁が海岸線より沖側に位置するが防波堤等の防波設備がある場合、海岸線付近で発達した短周期波は、砕波し持続波となり橋梁に作用することとなる。ただし、防波設備と橋梁の架橋位置まで距離がある場合は、再び短周期成分の津波が再形成される可能性があるので留意が必要である。また、同図(c)に示すように、橋梁が海岸線より内陸にある場合や河川橋の場合、持続波が作用することとなり、その持続波の周期は沖合での周期と同程度の長周期である。



(a) 海岸線より沖側に橋梁が位置する場合



(b) 海岸線より沖側に橋梁が位置し防波設備がある場合



(c) 海岸線より内陸に橋梁が位置する場合

図-2.1.16 橋梁架橋位置と波形状の関係

2.1.4. まとめ

本章では、橋梁に作用する津波の水理特性を把握することを目的に、東北地方太平洋沖地震津波を代表とする既往の津波の水位観測記録および撮影記録から、架橋位置と津波形状および津波周期の関係性に着目した津波襲来状況に関する分析を行った。以下に、得られた知見を示す。

- (1) 東北地方太平洋沖地震以前の津波の襲来した状況を撮影した写真および映像資料から、海岸線では様々な形態の津波がみられるものの、遠浅の海底地形を有する海岸に襲来した津波は段波になりやすく、その津波は海岸線では短周期波となって襲来することが明らかとなった。また、海岸線より内陸を遡上する津波は第一波目に段波を代表とする短周期波であるものの、その波高は低いため橋桁の下方を通過し、その後に準定常的な持続波が遡上することが明らかとなった。
- (2) 東北地方太平洋沖地震津波の水位観測記録からは、沖合での津波周期は長周期成分に短周期成分が含まれており、その津波は海岸線にむかうにつれ更に短周期化するものの、海岸線に設置された潮位計の計測記録では長周期成分の津波しか観測されていなかった。潮位計の観測記録で短周期成分が観測されていない要因としては、海岸線近傍に襲来した津波が防波堤等の津波防護施設に衝突することや陸上に遡上することで短周期成分の津波が碎波したためと考えられることから、架橋位置近傍に津波防護施設が有る場合、短周期の津波が作用する可能性は低い。
- (3) 東北地方太平洋沖地震津波の襲来した状況を撮影した写真および映像資料から、海岸線に襲来する津波は沖合で段波状の短周期波であっても、防波堤の位置で碎け寄せ型に変化することや防潮堤の位置で碎けた後に越流するなど、海岸線に到達して陸上を遡上する際には潮位計の観測記録同様に明確な波高はなく徐々に水位が上昇する長周期の津波であった。一方、防波堤がない場合、陸上に遡上する直前の海岸線沿いでは短周期の津波であったことから、防波堤等の港湾構造物が無い場合、橋梁位置によっては短周期の津波が作用する可能性がある。
- (4) 一方、河川を遡上する津波は、先端部は高さ 2m 程度の段波状となっていたが、その先端部は桁には直接作用せず桁下を通り抜け、その後、水位は 2 m/min 程度の上昇速度で緩やかに上昇し、続く準定常流的な流れが桁に作用する。すなわち、桁を流出させるような橋梁上部構造に作用する津波の形状は準定常的な持続波（長周期の津波）であったことが明らかとなった。

【参考文献】

- 2.1.1) 中城拓也, 幸左賢二, 佐藤崇: 岩手県北部の橋梁へ作用する津波の挙動特性の分析, 構造工学論文集, Vol.63A, pp.363-372, 2017.
- 2.1.2) 佐藤崇, 幸左賢二, 山内邦博: 東北地方太平洋沖地震津波を模擬した津波に対する橋桁の津波作用力特性評価, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), Vol.74, pp.109-124, 2018.
- 2.1.3) 土木学会地震工学委員会東日本大震災による橋梁等の被害分析小委員会: 東日本大震災による橋梁等の被害分析小委員会最終報告書, 2015.
- 2.1.4) 河合弘泰, 佐藤真, 川口浩二, 関克己: GPS 波浪計で捉えた平成 23 年東北地方太平洋沖地震津波, 土木学会論文集 B2 (海岸工学), Vol. 67, No. 2, I_1291-I_1295, 2011.
- 2.1.5) ナウファス (全国港湾波浪情報網) ホームページ, <http://nowphas.go.jp/>
- 2.1.6) 河合弘泰, 佐藤真, 川口浩二, 関克己: 平成 23 年(2011 年)東北地方太平洋沖地震津波の特性, 港湾空港技術研究所報告, 第 50 巻第 4 号, 2011.
- 2.1.7) 気象庁: 「宮古」, 「大船渡」の津波観測点の観測値について,
http://www.jma.go.jp/jma/press/1103/23b/tsunami_miyako_ofunato.html, 2011 年 3 月 23 日報道発表.
- 2.1.8) 気象庁: 「石巻市鮎川」の津波観測点の観測値について (続報),
http://www.jma.go.jp/jma/press/1106/03b/tsunami_ayukawa2.html, 2011 年 6 月 3 日報道発表.
- 2.1.9) 気象庁: 「相馬」の津波観測点の観測値について,
<http://www.jma.go.jp/jma/press/1104/13a/201104131600.html>, 2011 年 4 月 13 日報道発表.
- 2.1.10) 河合弘泰, 佐藤真, 川口浩二, 関克己: 平成 23 年(2011 年)東北地方太平洋沖地震津波の特性, 港湾空港技術研究所報告, 第 50 巻第 4 号, 2011.

(佐藤崇)

2.2 河川津波特性が橋梁に与える影響

2.2.1 河川津波の特徴

河川津波の特徴を参考文献(2.2.1), (2.2.2)に基づき説明する。河川を遡上する津波には以下のような特徴がある。

- 1) 河口部に隣接した沿岸から陸上を遡上する津波に比べて到達時間が速く、遡上する距離も長い。
- 2) 河川流の影響や比較的浅い水深の領域が連続しているため、津波の波頭部が段波となることが多い。
- 3) 入射する津波の諸元と河川条件によっては波状性段波となって、津波高が急に増大する場合がある。

本特徴について以下に詳細に説明を加える。

図-2.2.1 には津波が伝搬する過程の特徴を示す。①に示すように深海域で発生した津波は線形の分散効果を呈しながら浅海域へと進行する。ついで②の浅海域での津波は、波高浸水比が次第に大きくなる海域を進行することによって非線形効果を呈して波の峰が大きくなると共に、波前面勾配が急峻となる。さらに③に示す波高水深比が大きい遠浅の海域や河川域へと進行する津波は、波形や水深等の条件によっては非線形効果に分散効果が加わってソリトン分裂のような波状段波を形成することもある。

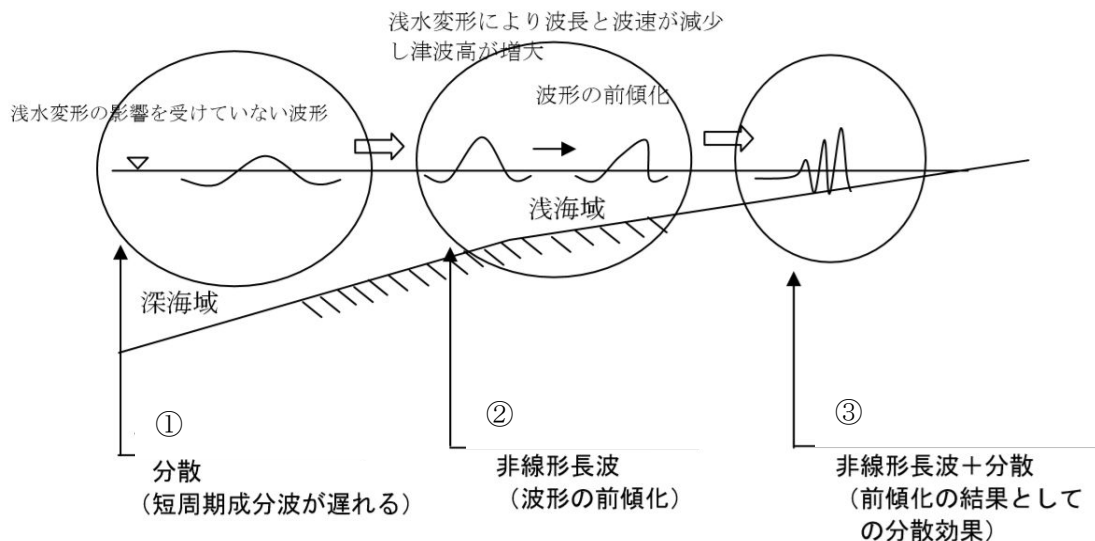


図-2.2.1 津波伝搬過程における諸効果の模式図

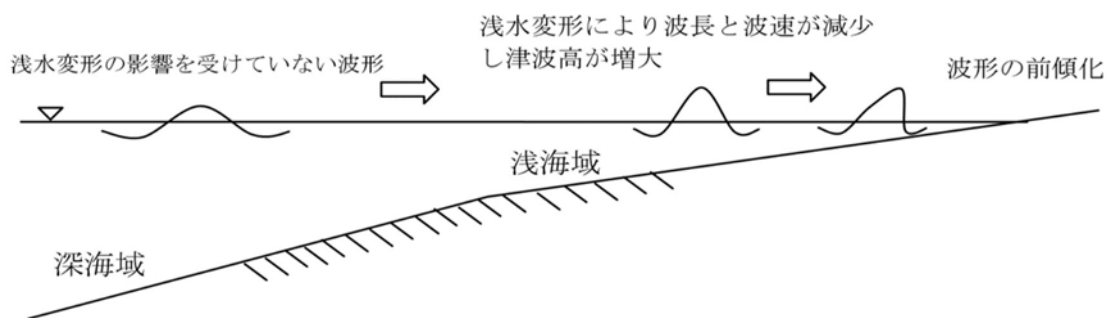


図-2.2.2 非線形長波理論による津波波形の変化

図-2.2.2には非線形長波理論による津波波形の変化を示す。②の領域では津波は浅海域や河川域において、波高水深比が深海域に比べて大きくなるため、水深の変化に伴う浅水変化によって波長、流速が減少するとともに津波高が高くなる。浅水変形によって津波高が高くなり、水位の高い部分の水面形と水位の低い部分の水面形との移動速度差が大きくなることで波の峰が前傾化することを非線形効果という。このような現象は非線形長波理論によって表現することができる。

図-2.2.3には非線形分散波理論による津波高の変化を示す。図-2.2.1の③の領域では津波が遠浅の海域や河川を伝搬するのに伴い波形や水深等の条件によっては周期の短い複数の波に分裂し波高が増幅する。このような現象をソリトン分裂といい、非線形分散長波理論によって表現することができる。ソリトン分裂のような波状段波は、津波が遠浅の場所を遡上する場合に発生しやすく、かつ、その後も遠浅の場所が続く区間を遡上するのに伴い、さらにソリトン分裂が進行するとされている。

なお、津波先端部の形状には津波が水深の浅い海域を伝搬するのに伴い、図-2.2.4に示すようにソリトン分裂による波状段波が形成される場合やソリトン分裂が発生しないで減衰していく碎波段波を形成する場合等がある。

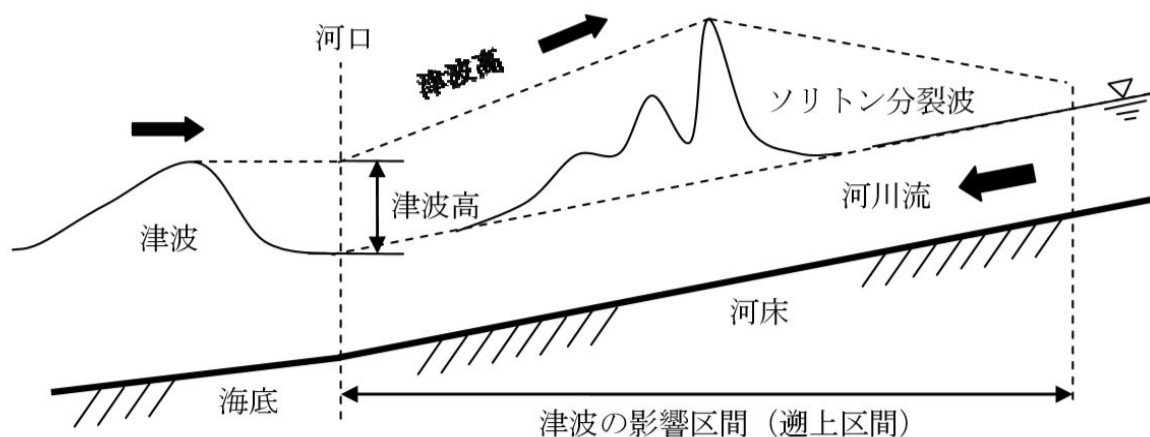


図-2.2.3 非線形長波理論による津波波形の変化

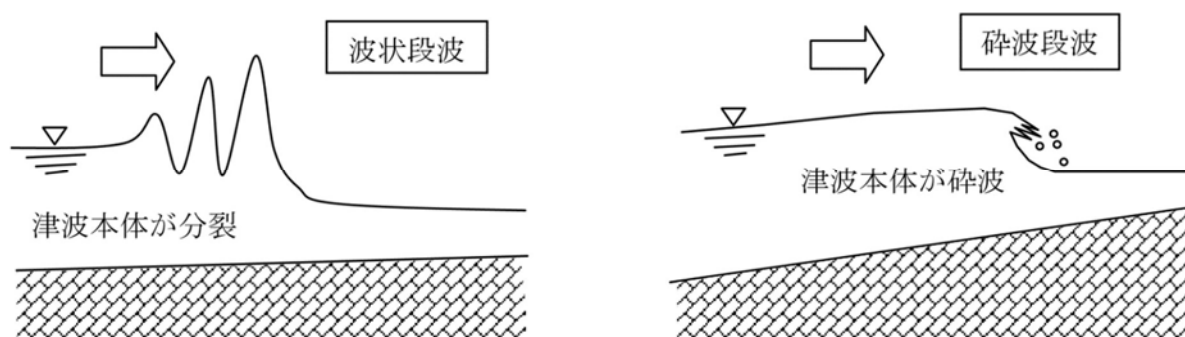


図-2.2.4 波状段波と碎波段波

2.2.2 新北上流域の津波特性

文献2.2.3) を用いて新北上川流域の津波特性をまとめる。

(1) 新北上川流域の被害の状況

1) 新北上川流域の被害の状況

図-2.2.5 に新北上川流域の津波浸水範囲及び現地調査により確認した橋梁位置と桁流出の有無を示す。同図に示す浸水範囲は、国土地理院から公開される2万5千分の1の浸水範囲である。同図に示すように、新北上川流域では、浸水範囲内に架かる橋梁の全7橋中、2橋(新北上大橋、白浜2号橋)の上部構造の流出被害が生じている。また、新北上川では、新北上大橋に上部構造流出の被害が生じているものの、新北上川に比べ小規模な河川である富士川や皿貝川での橋梁の流出被害は皆無である。

図-2.2.6 に新北上川河口から約3.8km上流に架橋される新北上大橋の流出状況を示す。流出した桁は左岸側高水敷上の2径間で、約600m上流に移動しており、流出した桁は大きく2つに折れ曲がっていることが確認できる。なお、富士川に架橋される橋梁の釜谷橋や富士川橋は流出を免れている。

2) 新北上大橋の諸元と被害状況

図-2.2.7 に被災後の新北上大橋の側面図を、図-2.2.8 に新北上大橋と地盤の側面図を、図-2.2.9 に新北上大橋断面図を示す。新北上大橋は橋長566mのうち2径間連続が2連と3径間連続が1連の合計7径間の鋼連続下路トラス橋である。上部構造の詳細は、主構高さ(上下弦材中心間隔が)9.5mのトラスの下端に、横方向に設置された横桁と、これとクロスする縦桁で構成された床組上に、RC床版が非合成構造で設置される。幅員構成は車道が6.5m、下流側のみブラケットで張り出した歩道が2.0mであり、地覆外側の全幅員が10.65mである。なお、歩道部の床版はプレキャストのPC構造である。

図-2.2.7に示すように、右岸側の3径間連続トラスや中央の2径間連続トラスは残置しており、左岸側の2径間連続トラスのみが流出している。上部構造の縦桁とケーブルでつながっていた下部構造側面のブラケットはA1橋台では6箇所中全6箇所が残置し、P1橋脚左岸側では6箇所中3箇所流出、同右岸側が6箇所中2箇所流出、P2橋脚左岸側では6箇所中3箇所流出している。

流出したトラスを支持していた下部構造は、地中部や水中部は確認できないものの、A1橋台、P1、P2橋脚とも、縦壁や柱のコンクリート表面に大きな剥離やひび割れは確認されない。一方で、これらの下部構造の沓座面は、落橋防止構造や支承等の付属物を中心に損傷している。

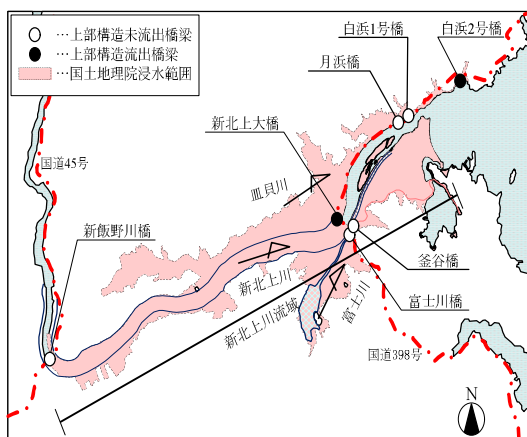


図-2.2.5 新北上川流域の橋梁

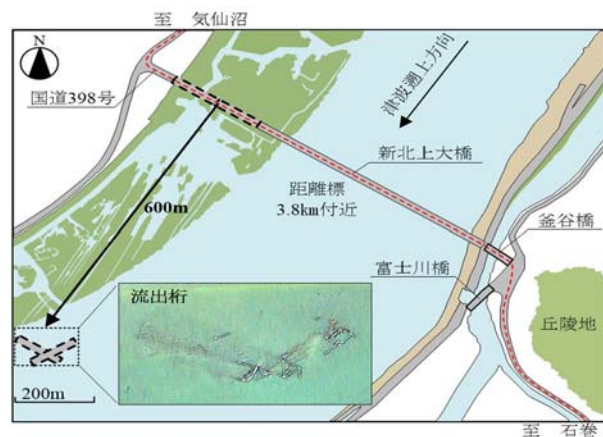


図-2.2.6 新北上大橋被害状況

図-2.2.8 に示すように、新北上大橋の位置の北上川河川断面は、高水敷を有する複断面構造となっており、左岸側の2径間鋼連続トラスの位置では、高水敷が有り、中央、右岸側の2径間、3径間の鋼連続トラスの位置では、高水敷が無いことが確認できる。1つの橋梁の中で上部構造物に流出被害の違いが生じた理由としては、流出した2径間部は高水敷上であることから、津波の遡上断面が小さくなり流速が局所的に上昇したと推察される。

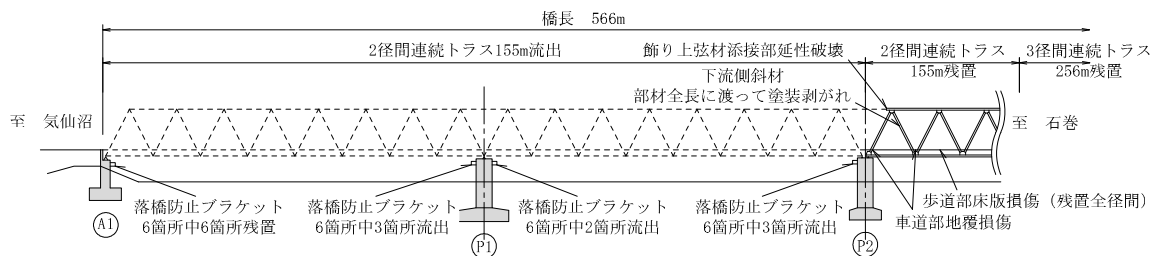


図-2.2.7 新北上大橋側面図 (被災後)

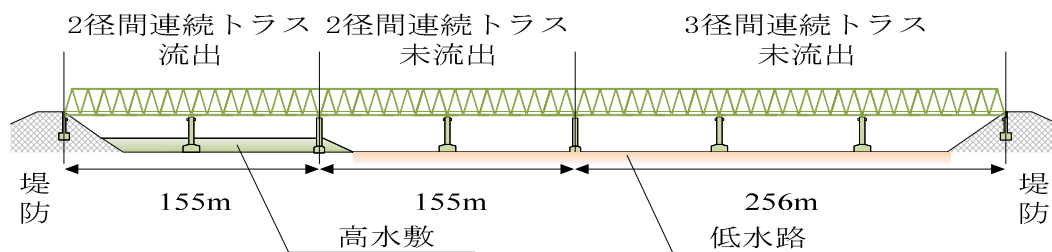


図-2.2.8 新北上川大橋と地盤の側面図

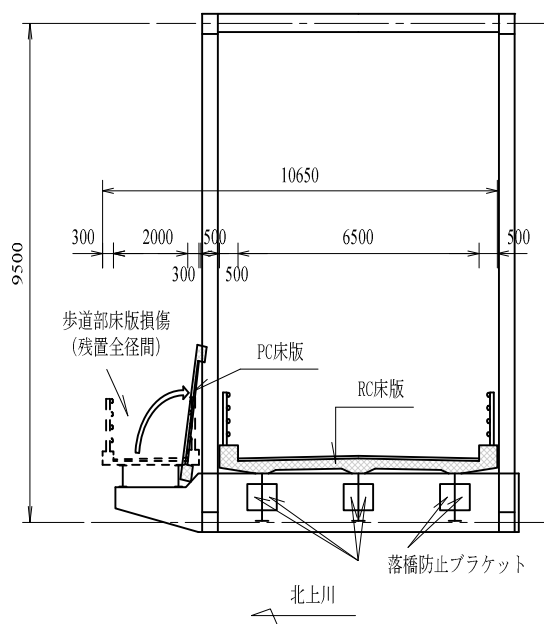


図-2.2.9 新北上大橋断面図

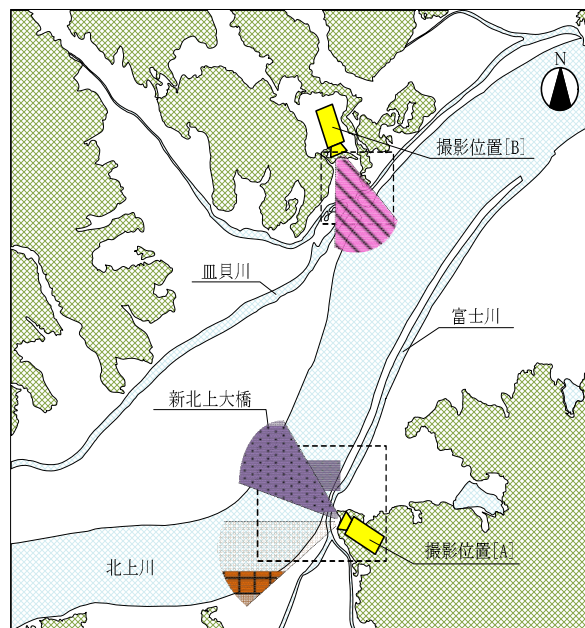


図-2.2.10 映像資料の撮影位置と撮影範囲

(2) 映像解析による津波特性の評価

1) 映像資料の概要

図-2.2.10 に分析に用いた資料の撮影位置と撮影範囲を示す。撮影位置 [A]の映像資料は、新北上大橋の南側丘陵地の斜面中腹から撮影された動画で、撮影位置 [B]の映像資料は、石巻市立北上中学校の正門前道路上から撮影されている。位置[A]の資料は、新北上大橋周辺の流速や水位、波形状の推定が可能であり、位置[B]の資料は北上川の堤防を越流した津波遡上速度の計測が可能である。

2) 流速と波形状の推定



図-2.2.11 漂流物による津波流速の測定例



(a) 15:45 時点の水位

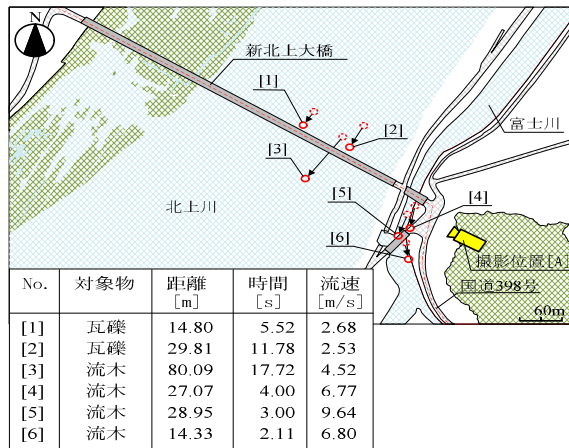


図-2.2.12 [A]位置から計測した流速



(b) 15:49 時点での水位

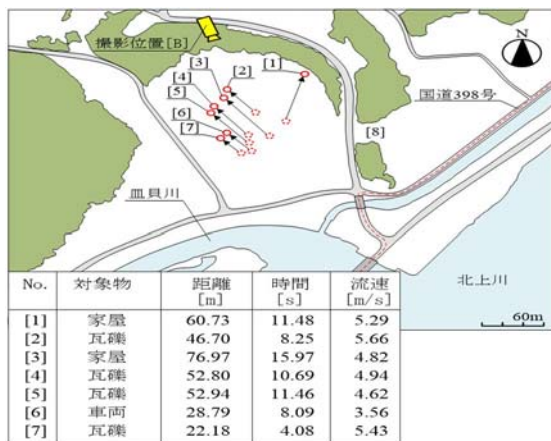
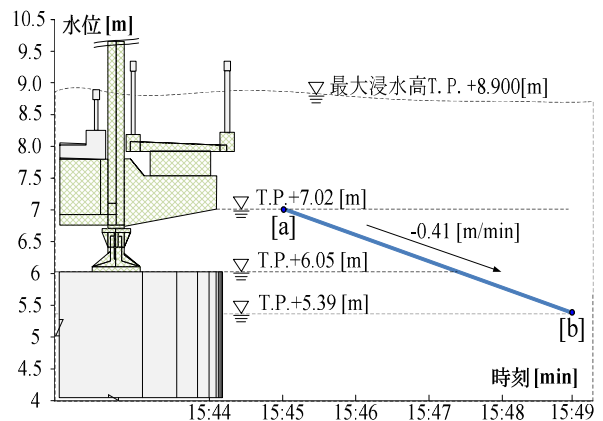


図-2.2.13 [B]位置から計測した流速



(c) 水位変動曲線

図-2.2.14 画像解析から求めた水位

図-2.2.11に漂流物を用いた津波流速の測定例を示す。

同図は、図-2.2.10に示した撮影位置 [A] で撮影された漂流物の移動速度を測定した例であり、[a]地点では15時45分22秒であったのに対して、[b]地点に移動した時間は15時45分34秒で12秒経過している。[a]地点から[b]地点までの距離は約30mで、移動距離と時間により、漂流物の移動速度は2.5[m/sec]と求められる。この速度は津波の表面上の流速であり、対象物の質量等で少なからず流速が異なってくるが、実際に作用した流速に近い値であると推察される。

図-2.2.12に示すのは、上記のような分析手法を用いて映像解析から推定した津波の流速である。同図に示す流速は、位置 [A] で撮影された映像から計測している。図中の[1]から[3]までの3点が北上川の新北上大橋付近での流速である。3点の平均値は3.24[m/sec]と非常に遅い流速であることが確認できる。これは、対象とする映像記録が第1波目のピーク後であるため、最大浸水高を迎えた以降、減少した流速を計測したためと考えられる。

[4]から[6]までの3点は富士川橋での流速であり、3点の平均値をとると、7.74[m/sec]と北上川に比べて大きな流速が得られた。これは、陸上部を遡上した津波が新北上大橋の南側の丘陵地斜面で富士川に集中して流れ込んだ影響と考えられる。

次に図-2.2.13に示すのは、位置 [B] で撮影された映像から計測した流速である。[1]から[7]までの7点の流速は、概ね5[m/sec]前後でばらつきが少なく、これら7点の流速の平均値は、4.90[m/sec]程度と、前述の北上川の流速に対して速いことがわかる。これは、北上川の堤防を越流した影響と考えられる。さらに、これらの流向は新北上大橋の方向に対して直角方向を向いている。

次に図-2.2.14に示すのは、映像資料に基づいた北上川の水位変化である。同図の映像時間は第1波目のピークを超えた後の時間帯であるため、水位は時間の経過とともに下降している。ここでは映像資料から読み取れる範囲を水位下降曲線として示した。同図(a)は、位置[A]から撮影された映像資料に基づいているが、15時45分の時点では、水位T.P.+7.02[m]となり、橋脚に津波が当たって跳ね上がる波が確認されるとともに、下部構造の支承まで水没しているのが確認できる。

同図(b)の15時49分の時点では、水位T.P.+5.39[m]となり、同図(a)よりさらに水位が低下した状態である。

これらの資料に基づいて、構造物の高さから算出した水位を(c)に示す。同図より、新北上大橋地点での水位変動曲線は、0.41[m/min]と非常に緩やかな速度で下降していることが確認できる。同図(c)には参考文献²⁴⁾から、トラス部材に生じた塗装の剥離等から推定される最大浸水高(T.P.+8.9m)を併せて示す。この最大浸水高から[a]の浸水高は[1.9m=(8.9-7.02)m]下降した状態である。

図-2.2.15に新北上大橋に作用する波形状模式図を示す。同図に示すのは、映像資料で確認できる時間

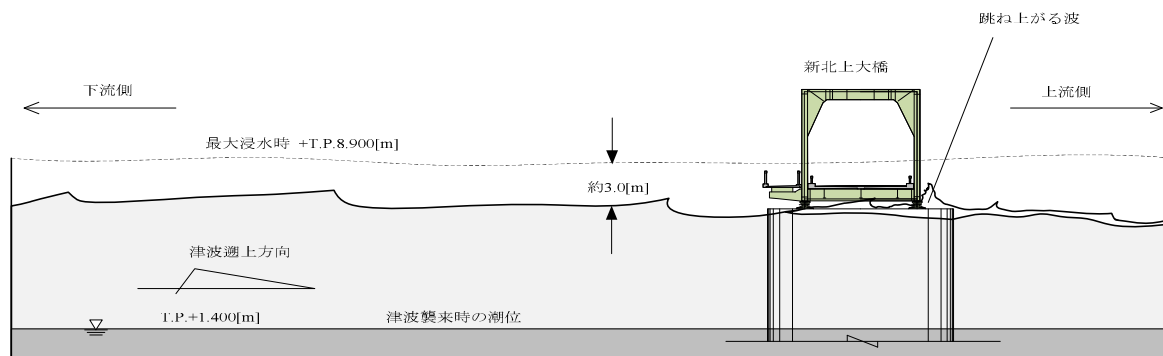


図-2.2.15 新北上大橋に作用する波形状模式図

帯の津波の水位が降下した時点のものであり、波形状は上記した国土技術政策総合研究所ら^{2.2.4)}の現地調査による最大浸水高より 3.0m 減少した時点の波形状である。

同図から、水面は若干波立っていることが確認できるものの、高い波高を有するような目立った波は映像資料の再生時間中で確認されず、桁に作用する津波の状態は、準定常的な持続流であったと推察される。

(3) 数値解析に基づく流出メカニズムの推定

1) 解析に用いた地形モデルと解析条件

解析手法は、基礎方程式に非線形長波理論を用い、波源モデルは藤井佐竹モデル (Ver4.6)を用いた。

- a) 陸域のデータは 5m, 10m メッシュを使用した。
- b) 宮城県北部沖に設置された GPS 波浪計による沖合での津波高さ 5.7m が再現できるよう、すべり面を 1.5 倍としている^{2.2.5)}。
- c) メッシュサイズは最小領域の H を 1 辺あたりの長さを 2m とし、G では 6m, F では 18m と A に向かってメッシュサイズを 3 の倍数で大きくして各領域を結合した。

なお、津波発生時の初期潮位は Mansinha and Smylie (1971) 方法を用いて、この方法の沈下量を考慮した上で、気象庁潮位観測データに基づき T.P.+1.400m を基準にして設定した^{2.2.4)}。

図-2.2.16 に、数値解析で着目した新北上大橋の解析結果抽出点と評価手法を示す。解析結果は抽出点毎に浸水高と流速の時刻歴図が得られるが、抽出点毎に生じる微小な誤差や局所的な特異値を除去することを目的として、幅員 13.9[m]×桁長 155[m] (3 径間部は 256[m]) を標準に 1 桁を対象とした面積域の中に 10[m]の間隔で設定した抽出点の結果を平均化した。すなわち、図に示すように右岸部と中央部と左岸部のそれぞれ1連の桁に対して1平面としている。1平面内の 52 または 32 着目点を平均化した値を用いて、上部構造に作用する津波特性を評価した。

2) 解析結果の妥当性評価

図-2.2.17 に数値解析の結果として、新北上大橋の中央部の流速と浸水高の時刻歴を示す。同図には、映像解析から得られた流速と浸水高を併せ示した。なお、[A]-1 は映像位置[A]の映像資料 1 番目という意味である。これらの 5 つの映像資料をそれぞれ撮影順に[A]-1, [A]-2, [A]-3, [A]-4, [A]-5 とすると、それぞれの撮影開始時間は 15:45:00, 15:49:32, 16:01:30, 16:05:44, 16:06:02 である。

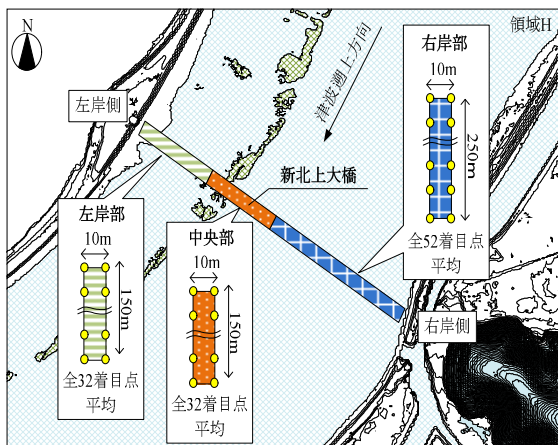


図-2.2.16 解析に用いた地形データと結果抽出点

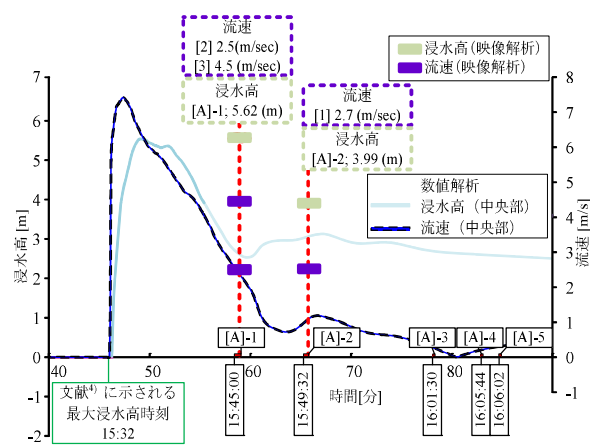


図-2.2.17 映像の時系列整理 (新北上大橋中央)

[A]-1 と[A]-2 を用いて、15:45:00 時点と 15:49:32 時点での映像解析値と数値解析結果の比較を行った。比較した津波特性は、浸水高と流速である。[A]-1 での映像解析と数値解析の浸水高は、それぞれ5.62[m], 2.60[m]と数値解析結果が映像解析結果の 1/2 以下となるものの、流速はそれぞれ 2.5[m/sec], 2.34[m/sec]と概ね一致する。また、[A]-2 での映像解析と数値解析の浸水高は、それぞれ 3.99[m], 3.00[m]と 1m 程度誤差が生じるものの、流速はそれぞれ 2.7[m/sec], 0.72[m/sec]と 2[m/sec]程度の誤差が生じた。この誤差は、数値解析結果が新北上大橋中央の桁長 155m の 2 径間分の平均値と比較したために生じたためと考えられる。従って、映像解析で計測した位置と同位置の数値解析結果との比較を行う。

図-2.2.18 に映像解析で流速を計測した位置と同じ位置に着目した、数値解析の流速を示す。これらの値を比較すると、[1]の地点では、映像解析流速値が 2.5[m/sec]であるのに対して、数値解析流速値は 2.02[m/sec]とほぼ同程度の流速値となる。同様に、[2]の地点では、それぞれ 2.7[m/sec]に対して、2.36 [m/sec]と概ね一致する結果となるものの、[3]の地点では、それぞれ 4.5[m/sec], 2.05[m/sec]と非常に大きな誤差が生じる。これは、橋脚柱周辺を通過した流れが渦流となることで生じた流速の上昇と考えられ、前述の図-2.2.14(a)でもこの現象は確認できる。一方、数値解析では橋梁はモデル化されていないため、この現象を再現できなかったことが、大きな誤差の原因と考えられる。

図-2.2.19 に東北地方太平洋沖地震津波合同調査グループの現地調査結果と数値解析の浸水高の比較図

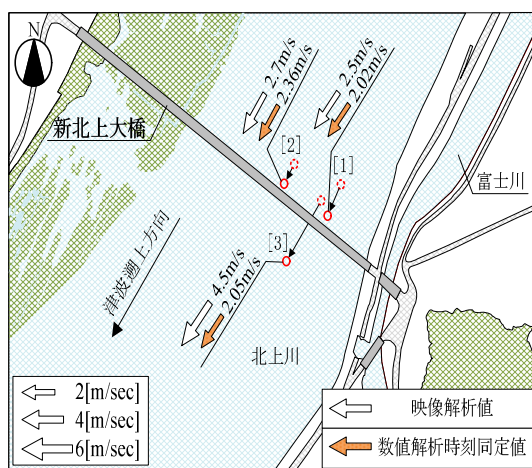


図-2.2.18 映像解析結果との比較

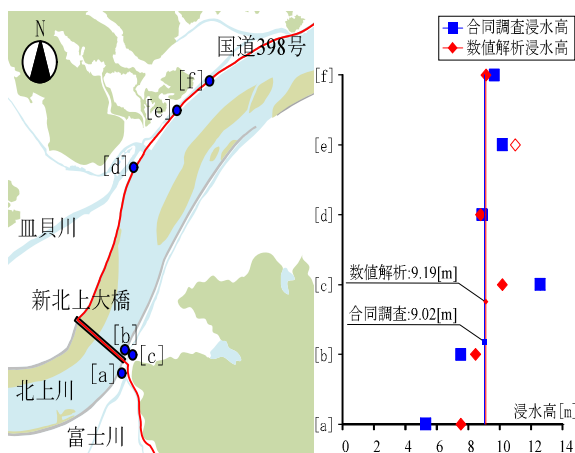
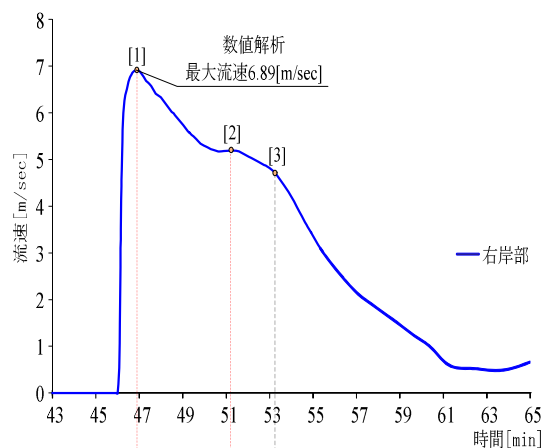


図-2.2.19 合同調査結果との比較

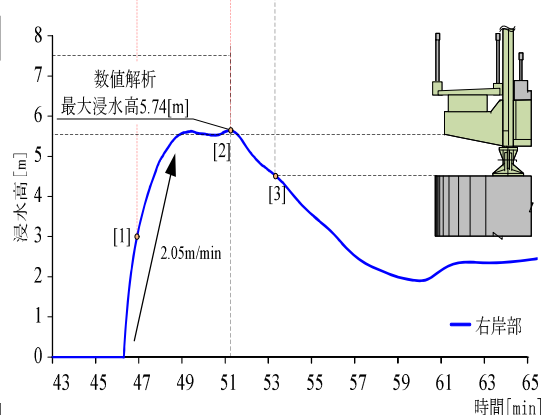


図-2.2.20 新北上大橋の流速と浸水高の時刻歴図

を示す。新北上大橋周辺 [a] 地点, [b] 地点, [c] 地点と国道 398 号沿いの左岸側 [d] 地点, [e] 地点, [f] 地点の比較を行った。[c]地点の合同調査の浸水高と数値解析の浸水高は、それぞれ 12.58 [m], 10.17 [m], と局所的に大きな誤差が生じる箇所が他にも 1 点あるものの、[d]地点は、それぞれ 8.88 [m], 8.79 [m], と誤差が少なく、他 3 点も同様の結果であった。合同調査の浸水高と数値解析の浸水高の平均は、それぞれ 9.02 [m]と 9.19 [m]と一致する。

以上より、実施した数値解析は新北上川を遡上する津波特性を概ね再現できていると判断する。

3) 北上川流域を遡上する津波の特性

図-2.2.20 に示すのは、数値解析結果に基づく流速と浸水高の時刻歴変化図である。同図には、前述の映像解析結果の流速と浸水高を併せ示した。また、同図は地震発生時、すなわち数値解析上の断層にずれが発生した時点をも 0 分として、以降の 43 分後から 65 分後の 22 分間を横軸に示した。

先ず、地震発生から 46 分頃から流速とともに浸水高の上昇が開始し、約 1 分間で急激に [1] の最大流速 6.89[m/sec]に至る。これは、例えば小泉地区²²⁾の流速の上昇傾向に比して非常に急激であることが特徴的である。

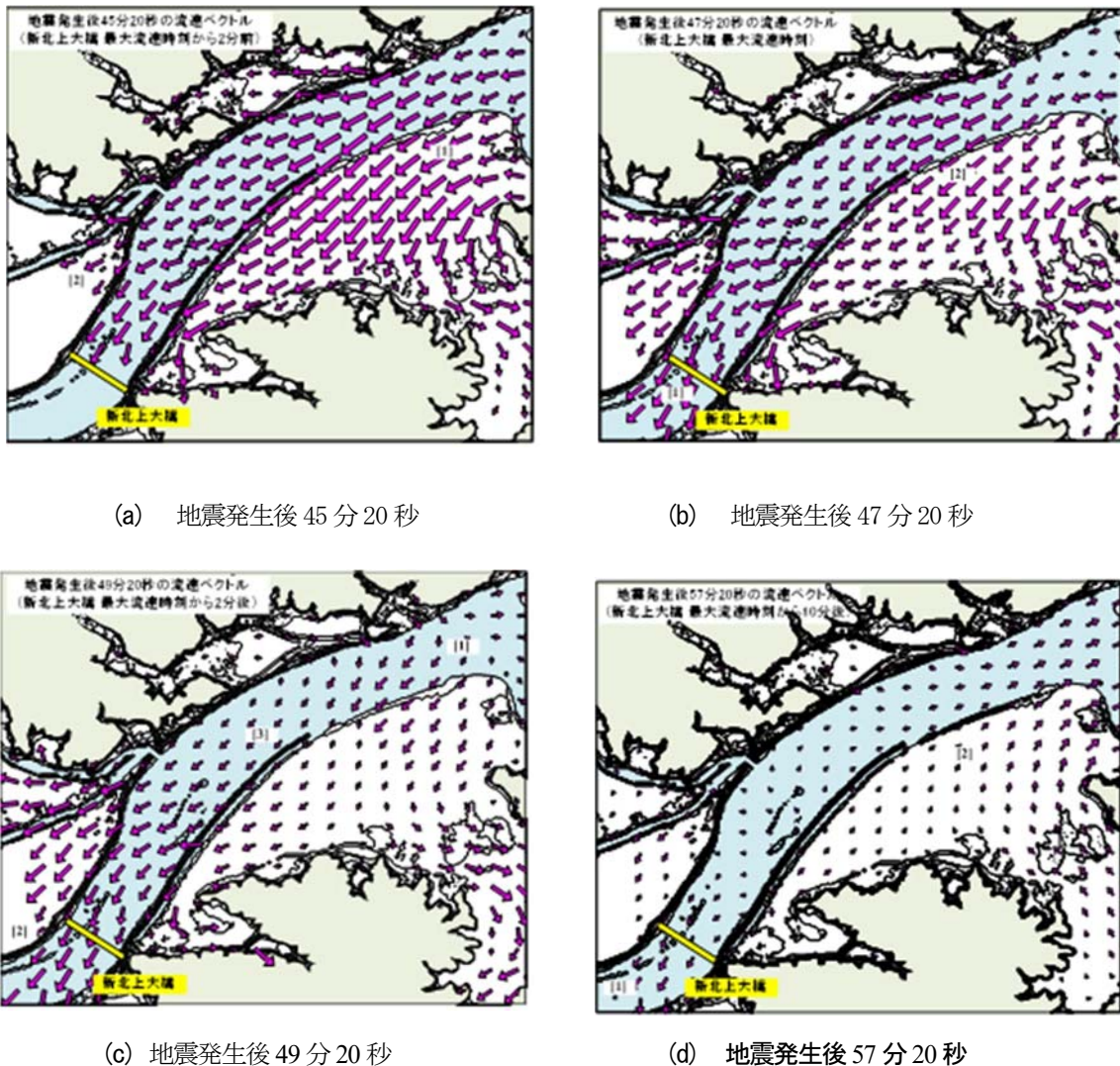


図-2.2.21 新北上大橋の流速ベクトル図

この後、流速は緩やかに減少するものの、浸水高は上昇を続け[2]で最大浸水高 5.7[m]に到達する。ここで、数値解析で得られる最大浸水高と新北上大橋の桁位置との関係は、同図に示す通り、桁下 50[cm]程度浸水する程度である。

続いて浸水高は減少に転じ、[3]の下部構造天端を経て、地震発生後 60 分まで減少を続ける。この間、流速も同様に減少する。

図-2.2.21 に新北上川流域の遡上する津波の流速ベクトル図を示す。[a], [b], [c], [d]はそれぞれ地震発生後 45 分 20 秒, 47 分 20 秒, 49 分 20 秒, 57 分 20 秒の流速ベクトルである。同図(a)では、新北上大橋に到達する直前の流速ベクトルである。右岸側河口部と河川部の[1]点周辺を遡上する流速が速いことを示し、河口部全域ですでに越流していることが確認できる。

同図(b)は、新北上大橋位置の最大流速時の流速ベクトルである。また、[a], [b]ともに右岸側の丘陵地に津波が衝突して、津波が富士川や北上川に集中していることが確認できる。

同図(c)は、最大浸水高時の流速ベクトルである。第 1 波目の遡上する波と引き波が混在する状態を河口部[1]点で確認できる。また、津波の先端部[2]の流速は速いものの、中間部[3]点では、遡上する波と引き波が混在するため、流速が遅いと考えられる。

同図(d)は、最大流速時から 10 分後の流速ベクトルである。流速や浸水高がピーク時から低下し、安定していることから、流速がほとんど出ていないことが考えられる。津波先端部[1]点の遡上速度が低下しており、河口部[2]点周辺が引き波に変化していることが確認できる。

これらの結果から、新北上流域を遡上する津波は、北上川と右岸側河口部を遡上した後、堤防を越流して左岸側陸上部を遡上する傾向にある。

4) 新北上大橋の流出メカニズム

数値解析の結果から得られた流速を用いて、連毎に流出評価を行った。図-2.2.22に示すのは、流出評価における、津波水位と作用力の概念図である。

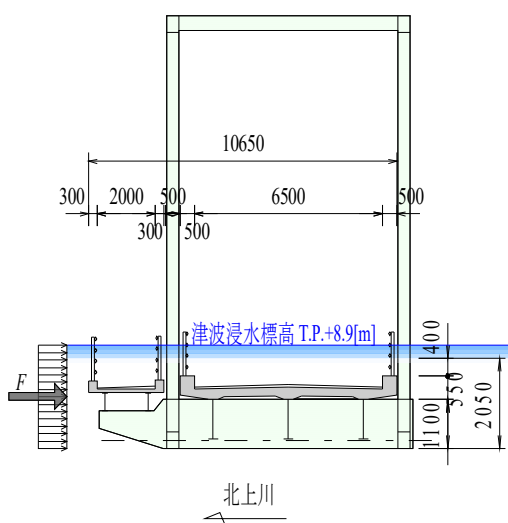


図-2.2.22 流出評価手法の概念図

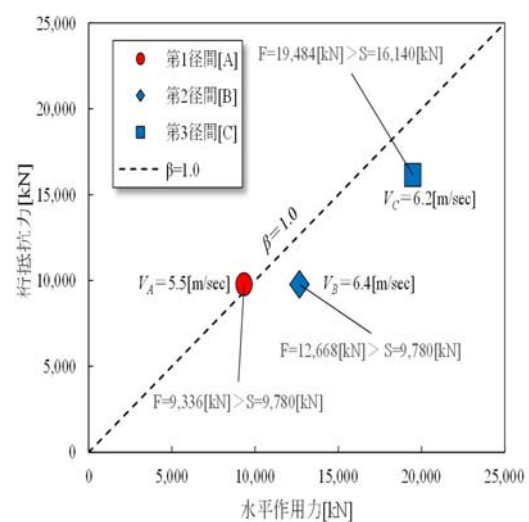


図-2.2.23 水平作用力と桁抵抗力の関係

図-2.2.23に水平作用力と桁抵抗力の関係図を示す。数値解析で求めた第1径間と第2径間、第3径間のそれぞれの最大流速は5.7[m/sec]、7.4[m/sec]、6.9[m/sec]であり、この流速を用いて水平作用力を求める。なお、数値解析の最大水位は、T.P.+7.14 [m]であり、この浸水高は桁が完全に浸水しないため、現地調査結果に基づく最大水位T.P.+8.9[m]を仮定している。

新北上大橋を対象として数値解析結果から得られた流速に基づき、式(2.2.1)から求めた水平方向の作用力と、式(2.2.2)から求めた抵抗力の関係を図-2.2.23に示す。鋼とコンクリートの間の摩擦係数には、Rabbatらの実験結果^{2.2.6)}から0.6と仮定した。

$$F = \frac{1}{2} \rho_w C_d v^2 A_n \quad (2.2.1)$$

$$S = \mu \cdot W \quad (2.2.2)$$

ここで、津波作用力 F [kN]、抗力係数 C_d 、水の密度 ρ_w (1030kg/m³)、水の流速 v 、上部構造の有効鉛直投影面積 A_n [m²]である。

以上より、図-2.2.23には桁抵抗力を津波作用力で除す式 (2.2.3) に基づき桁抵抗力津波作用力比 $\beta=1.0$ の境界線も示し、この境界線よりも右側にある場合は、作用力が抵抗力を上回り、流出する可能性があることを表す。

$$\beta = \frac{S}{F} \quad (2.2.3)$$

図中の[A]は、水平作用力と桁抵抗力がそれぞれ $F=9,336$ [kN]、 $S=9,780$ [kN]となり、水平作用力が桁抵抗力を若干下回る結果となるものの、 β 値は式(3)より1.05と求められ、作用力と抵抗力は非常に拮抗する。一方で、[B]と[C]では水平作用力が抵抗力を上回り、 β 値はいずれも0.8と求められる。

これらの β 値は全て1.0近傍となり、流出被害とやや整合しない傾向^{2.2.8)}となることがわかる。これは、[B]、[C]のそれぞれの流速に対して、[A]部の流速が5.5[m/sec]と比較的遅かったことに起因しており、今回使用した解析モデルに破堤後の断面を使用しており、当初の高水敷の影響は考慮されていないことが原因として挙げられる。今後、地形モデルを修正するなどの数値解析結果の精度向上の試みが課題であるものの、いずれの桁も、流出するか、流出を免れるかは僅差であったと考えられる。

2.2.3 気仙川流域の津波特性

文献2.2.9) を用いて気仙川流域の津波特性をまとめる。

(1) 陸前高田地区の橋梁の被害状況

1) 橋梁の被害状況

図-2.2.24に陸前高田地区の津波浸水範囲と現地調査により確認した橋梁位置と桁流出の有無を示す。同図に示すように、陸前高田地区では今時津波による浸水域に位置する全23橋中、10橋の半数近くが上部構造の流出被害が生じている。流出被害が生じた橋梁の多くは海岸線近傍であるか、または同地区内で最も大きな河川である気仙川を渡架する橋梁である。また、沼田跨線橋に代表される陸上橋にも流出被害が確認されることも特徴的である。

一方、同図中に示す川原川や浜田川は、気仙川に比べて小規模な河川であり、多数の橋梁が存在するものの、流出被害が生じた橋梁の数は少なく、川原川では2橋、浜田川では1橋にとどまる。

2) 気仙大橋の被害状況

気仙大橋の断面図と側面図をそれぞれ、図-2.2.25、図-2.2.26に示す。気仙大橋は橋長181.5mの3径間連続と2径間連続の合計5径間の非合成鋼連続鉄桁橋である。図-2.2.25に示すように、幅員構成は車道が8.5mであり、両側歩道はそれぞれ2.0m、全幅員が13.3mで厚さ220mmのRC床版を有する。桁の特徴としては、全幅員13.3mを4主桁で支えることから主桁間隔が3.5m、張出し長が1.4mと、RC床版としては比較的支間長が大きい。

図-2.2.27に気仙大橋の流出状況を示す。流出した桁は全5径間で、右岸側3径間が約330m、左岸側2径間が約290m上流に移動しており、主桁と分離した床版の一部が主桁よりもさらに上流に移動している。また、河川堤防は兩岸ともに気仙大橋の直上流でのみ破堤し、堤内地側に浸水している。橋梁の損傷状況は、全桁が流出しているものの、残された下部構造に目立った損傷はみられない。

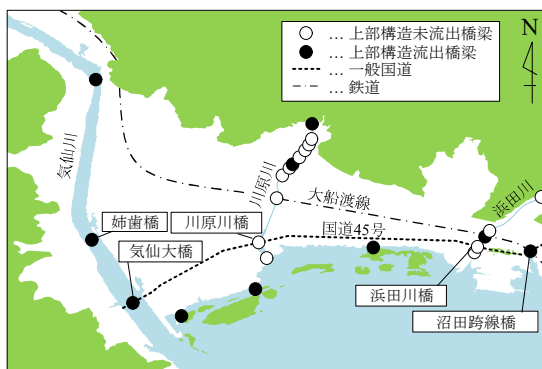


図-2.2.24 橋梁の被害概況

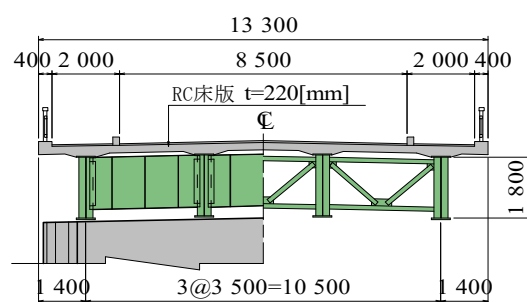


図-2.2.25 気仙大橋断面図

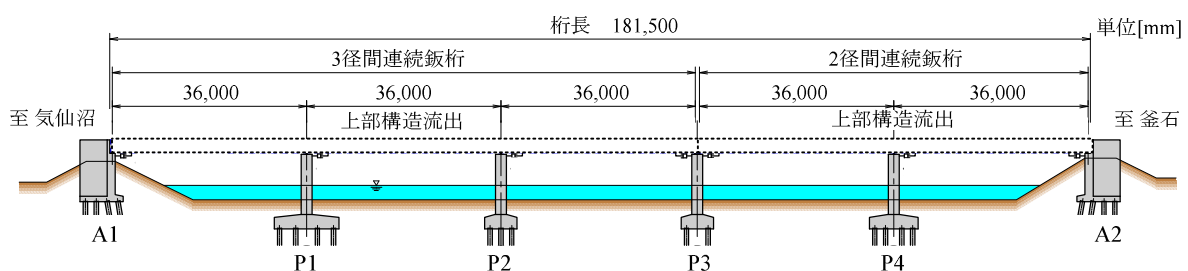


図-2.2.26 気仙大橋側面図

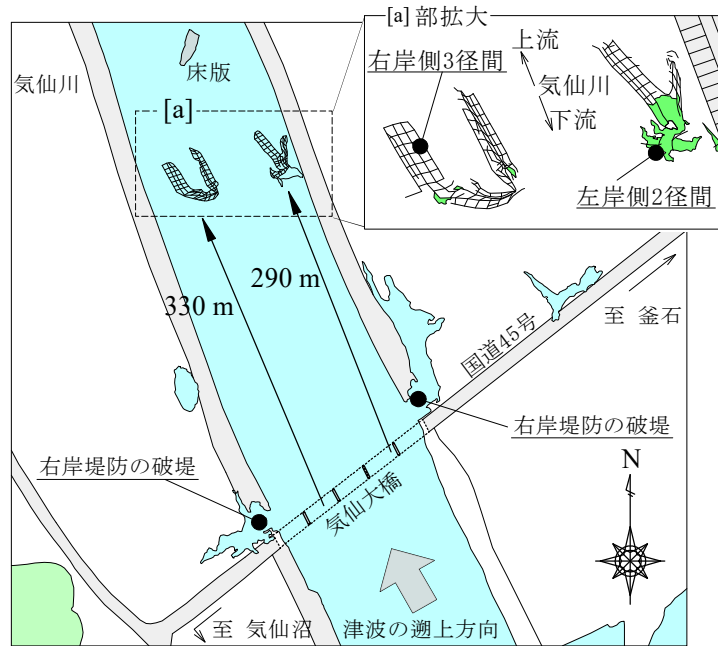


図-2.2.27 気仙大橋の流出状況

(2) 画像解析による陸域を遡上する津波の分析

著者らは、現地調査によって陸前高田地区に襲来した遡上津波を撮影した岩手県警の空撮動画をはじめとする複数の画像資料を入手している。これらの資料を用いて、流速や波形状等の津波特性の分析を行った。

特に気仙川河口部には、津波の進行を妨げる構造物が無く、越流等の影響を受けない津波特性が純粹に現れていると考えられる。このことから、本章で述べる画像解析は、主に気仙川を遡上する津波特性を推定し、後述の数値解析結果の妥当性指標を得ることに加え、河川を遡上する津波の波形状の実態把握を目的とする。

1) 気仙川の遡上状況

図-2.2.28に分析に用いた資料の撮影方向を示す。本分析では陸上部で撮影された2つの写真画像群[A]、[B]と、上空から撮影された映像[C]の合計3つの映像資料を用いており、同図はこの3つの資料の撮影位置と撮影方向を示している。[A]は気仙川に架かる姉齒橋の西側から撮影されており、気仙川を遡上する津波を追ったため撮影方向や範囲が時間とともに変化する。[B]は[A]と同様の連続した写真群であり、津波の方向に正対する向きから撮影されている。[C]は岩手県警のヘリコプターから撮影されており、撮影位置は常に上空を移動する。

なお、各資料の撮影時刻は撮影機器の設定時刻等により誤差が生じていたため、最も撮影時間の長い[B]の撮影時刻を基準とし、同一の車が橋をわたる瞬間などの3つの資料に共通して出現する特定のイベントからタイムラインを同期した。

図-2.2.29に気仙川を遡上する津波を捉えた空撮映像の画像キャプチャを示す。同図より気仙川を遡上する津波の先端部は、内陸を遡上する津波に比べると先行して遡上していることが確認できる。なお撮影時刻は15時29分14秒である。

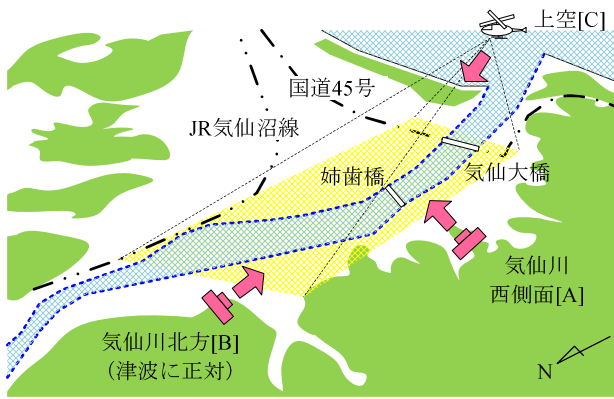


図-2.2.28 画像解析に用いた画像資料の撮影位置



図-2.2.29 陸前高田地区の海岸線に襲来する津波の画像



図-2.2.30 気仙川を遡上する津波状況 ([A]より撮影)



図-2.2.31 漂流物による津波流速の推定例 ([A]より撮影)

図-2.2.30は気仙川を遡上する津波先端部の移動速度の推定例を示す。波頭の移動距離は、画像資料上に現れる波頭の位置を衛星写真と地図上にプロットして、河川幅に対応した波頭の中心間の距離を紙面上で計測している。同図が撮影された時刻から20秒後に、波の先端が約110m上流に移動していることから、波頭の移動速度は概ね 5.5 m/secであると推定できる。

図-2.2.31には、漂流物を用いた津波流速の推定例を示す。同図は、気仙大橋の650m上流に位置する姉歯橋の桁前で確認された漂流物の移動速度を測定した例であり、前述と同様に衛星写真と地図上に漂流物の時間毎の位置をプロットして、その間の距離を計測している。写真の撮影時間間隔と移動距離から、流速は概ね 5.5 m/sec であることがわかる。なお、津波先端部の位置は指標となる構造物等から決定しており、写真の撮影角度等から奥行の倍率も考慮に入れて位置を決定している。このように決定した位置は複数人の検証でも誤差は微小であり、精度は良好といえる。

このような評価手法を用いて各資料から推定した河川堤防に対する津波先端部の角度と移動速度を図-2.2.32に示す。ここに示す移動速度は河川の遡上方向である。先端部の角度は図中[4]で示す姉歯橋付近まで堤防に対して直角であることから気仙川に対して概ね直角に津波が入射したと推定される。[4]の位置より上流は津波の左岸側部分が高水敷上に乗上げて進行が遅れる傾向が見受けられるが、低水路内の波先端部は、[4]より下流側と同様に河川堤防の延長方向に対して直角である。

波頭の移動速度は同図に示すように姉歯橋付近までは概ね5~6m/sである。高水敷のある[4]より上流側では、ばらつきがあるものの下流側に比べて大きな移動速度が得られており、これは図中[4]に示すように高水敷が出現することで生じる河川断面の変化が移動速度に影響を与えていると推察される。

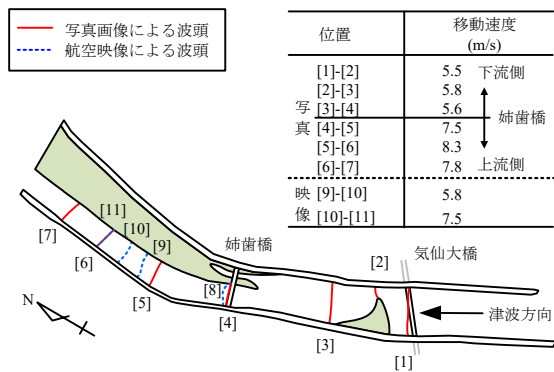


図-2.2.32 画像解析による波先位置の時系列変化

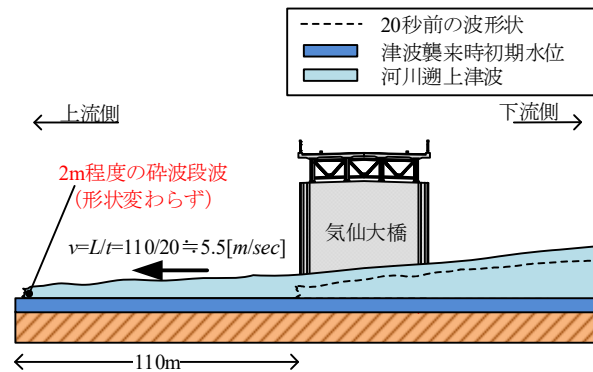


図-2.2.33 津波波頭の段波

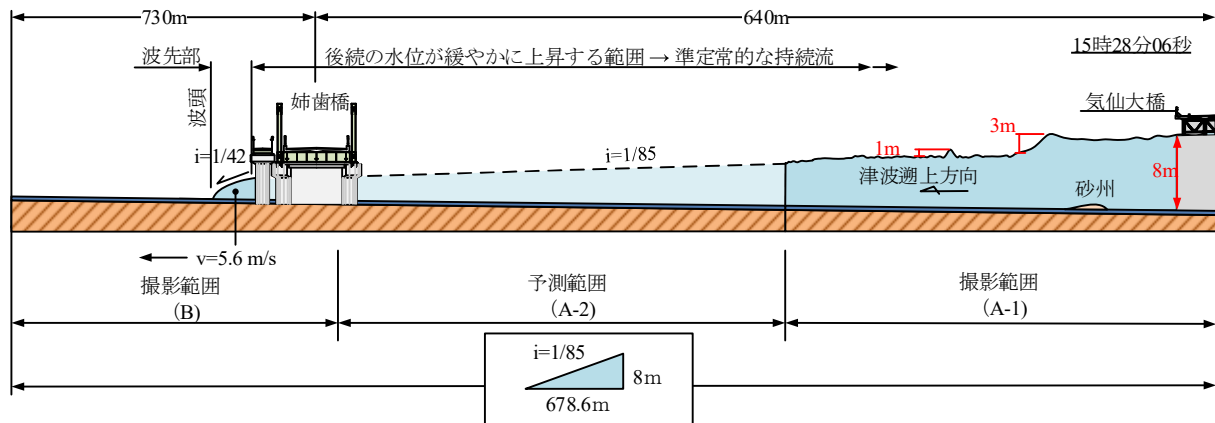


図-2.2.34 気仙川を遡上する津波の全体形状

2) 気仙川を遡上する津波の形状

図-2.2.33 に撮影範囲[A]による写真画像から推定した気仙大橋付近における津波先端部を示す。波頭は高さ 2m 程度の段波になっており、波が上流部へ遡上しても先端部の形状に変化は見られず、段波の形状を呈したまま河川内を遡上する。この波頭の移動速度は、図-2.2.30 に前述したように、5.5 m/sec である。

前述のように局所的な波形状推定と同様の手順で推定した気仙川を遡上する津波の波形状の模式図を図-2.2.34 に示す。同図はタイムラインを統一した各資料によって推定した局所的な波形状を、誤差 5 秒以内を同一の時刻とみなして合成し、代表例として 15 時 28 分 06 秒における推定結果を示している。撮影範囲 A-2 に分類される中間部は撮影枚数が少なく、同時刻から 5 秒以内の波形状が得られなかったものの、撮影範囲 A-2 の他の時刻の全ての写真や上空 [C] からの映像において特徴的な大きな波や水位変化が確認されず、一様に波先端部に向かって水位が低下していることから、予測範囲として撮影範囲 B より得られた水面に破線を用いて連続させ表現している。なお、図中に示したように、波の先端で水面が切り立って水位が急変する箇所、砕波状となる先端から 50m の範囲、以降の後続する水位が緩やかに上昇する範囲をそれぞれ波頭、波先部、準定常的な持続流と定義する。

遡上する津波の波頭は砕波しており、前述したように波先部に概ね 2m 程度の高さを持つ砕波段波である。この波先部を有したまま 5~6m/sec の速度で上流方向へ遡上する。水面勾配に着目して評価すると、画像で確認される水面の立上り位置から砕波する範囲において水位差と距離から求めた波先部の勾配は $i = 1/42$ と大きいものの、準定常的な持続流の水面勾配が概ね $i = 1/85$ と非常に緩いことから、波頭が通過した直後の波先部は水面が急激に上昇するが、その後の上昇傾向は比較的緩やかであると推測される。

以上より、気仙川を遡上した津波は、波先部に概ね高さ 2m 程度の段波を呈したまま 5m/s 程度の速度で遡上しており、全体の波形状としてみれば波先部の勾配が急であるものの、後続する波の勾配は非常に緩やかという特徴がある。

3) 橋梁に作用する津波の特性

本節では気仙大橋に作用する津波の波形状に着目して評価を行った。気仙大橋に作用する代表的な時刻を2つ取り出し、図-2.2.35、図-2.2.36に模式的に図化した。

まず、図-2.2.35に示すのは気仙大橋の橋脚位置に津波先端が到達した時刻の波形状である。前節で評価したように、遡上津波の先端部は2m程度の波高を持つ段波状の波形状を有しているのに対して、気仙大橋の桁下は河床から8.7mであるため、図に示すようにこの段波状の先端部は橋梁の桁に直接作用しないことが分かる。

次に図-2.2.36に示すのは、気仙川を遡上する津波が気仙大橋の桁下に到達した時点の波形状の模式図である。同図のように、気仙大橋に津波が作用し始めると、桁側面に衝突した津波が跳ね上がり水面は白く波立つ。一方、上流側の桁側面は、下流側と比較すると波の大きさは若干小さいものの、桁下を通じた波が飛沫状に跳ね上がっている様子が確認できる。このことから同図に示すような津波の水位が桁の高さを超えない状態では、桁を挟んで上下流での水位差は1~2m程度であると推測される。

図-2.2.37に示すのは、撮影位置[A]からの連続写真に基づく気仙大橋のP4橋脚の時刻歴水位変化である。横軸の開始時刻は津波先端部が気仙大橋に到達した時刻である。同図より、先端部が到達して概ね20秒の間に水位が急激に上昇する。その後気仙大橋の橋脚上面高さまでは概ね一様に上昇し、橋脚上面に達すると上昇傾向が緩やかになる。水位上昇が緩やかとなる変化は、橋脚上面の高さが河川堤防の高さとほぼ一致していることから、水位が堤防高さに到達して堤内地側に越流を開始したために生じたと推察される。

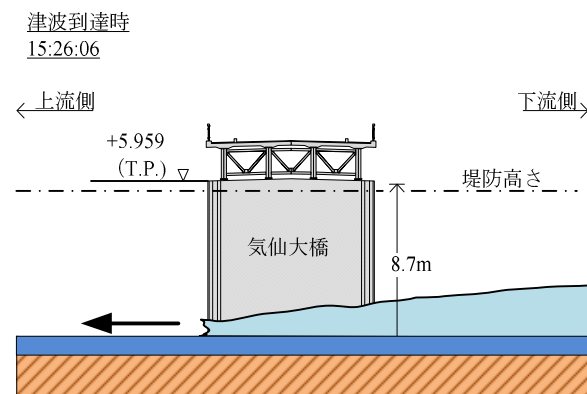


図-2.2.35 気仙大橋到達時点の波形状

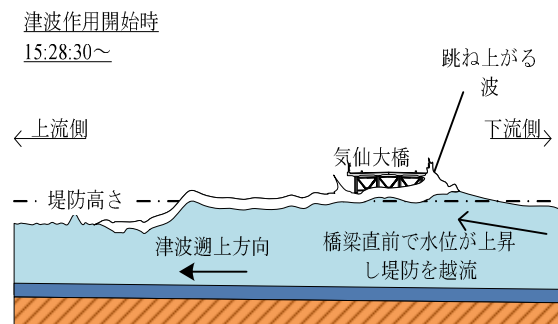


図-2.2.36 桁に作用が開始した時点の波形状

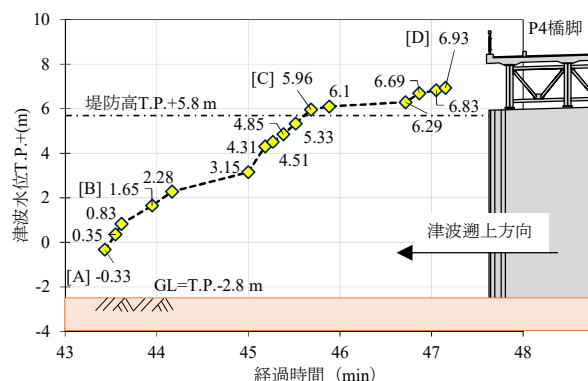


図-2.2.37 気仙大橋位置の水位の時刻歴変化

(3) 数値解析による津波の遡上分析

本章では、陸前高田地区全体を分析対象として実施した数値シミュレーションについて、その諸元を示すとともに、数値解析結果に基づく津波の遡上状況や津波特性の時間経過に伴う変化等を述べる。また、気仙大橋を代表例として数値解析から得た時々刻々と変化する流速の値を用いて、上部構造の流出被害の説明を試みる。

1) 解析条件

前述の通り、河川遡上の波頭部では段波が認められるものの、この切立った波頭は桁下を通過して、桁には準定常的な持続流が作用している。従って、ここで用いる数値解析は、桁に生じる水平作用力に着目して、水平作用力を評価するためのパラメータを得ることを目的として、式 (2.2.4)、式 (2.2.5)、式 (2.2.6) を支配方程式とする非線形長波理論に基づいている。

$$\frac{\partial \eta}{\partial t} + \frac{\partial M}{\partial x} + \frac{\partial N}{\partial y} = 0 \quad (2.2.4)$$

$$\frac{\partial M}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{M^2}{D} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{MN}{D} \right) + gD \frac{\partial \eta}{\partial x} + \frac{gn^2}{D^{7/3}} M \sqrt{M^2 + N^2} = 0 \quad (2.2.5)$$

$$\frac{\partial N}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{MN}{D} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{N^2}{D} \right) + gD \frac{\partial \eta}{\partial y} + \frac{gn^2}{D^{7/3}} N \sqrt{M^2 + N^2} = 0 \quad (2.2.6)$$

ここに、 η は津波水位、 $D (= \eta + h)$ は全水位、 h は静水深、 M と N は x 方向と y 方向の流量フラックスである。

変数の配置法はStaggered格子であり差分スキームはLeap-Frog法である。解析の主要な諸元を以下に示す。

- 波源は藤井佐竹モデル(Ver4.6)を用い、宮城県北部沖のGPS波浪計の最高潮位T.P.+5.7[m]を再現するべく、地震規模が変化しない程度に3領域のすべり量を1.5倍とした。
- 海底地殻変動は Mansinha and Smylie の方法で与えた^{2.2.10)}。
- 解析領域は図-2.2.38、図-2.2.39の通りAからGの7階層とし、最小のG領域で6[m]のメッシュとした。

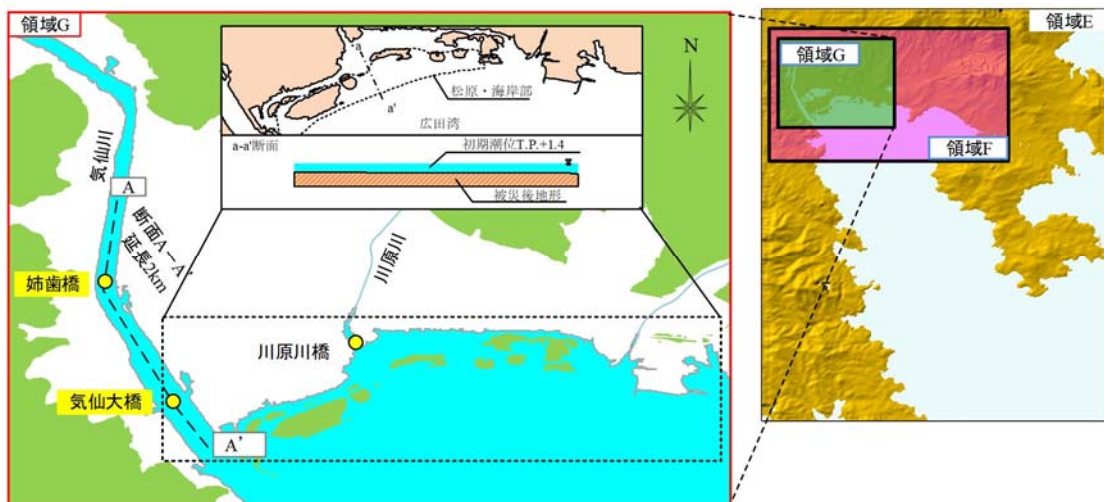


図-2.2.38 解析領域 (E~G)

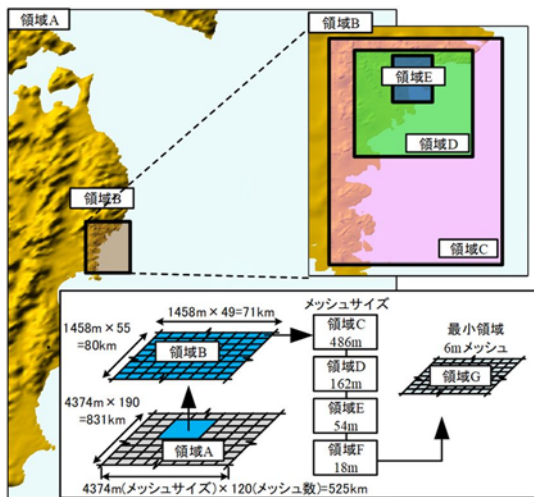


図-2.2.39 解析領域 (A～D) とメッシュサイズ

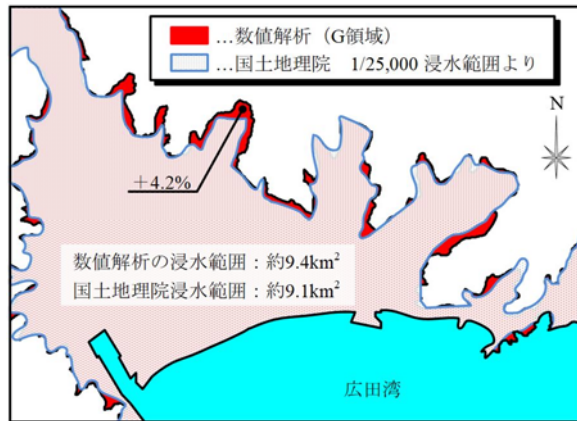


図-2.2.40 浸水範囲の比較

- d) 地形データは国土地理院が公開する5[m]メッシュデータを最小解析領域のGに用いており、海岸部は図-2.2.38に示すように被災後の地形状態をそのまま用いた。
- e) 気仙川の河道形状について、地形データでblank (欠損) の箇所は気仙大橋の河道断面を参考に復元した。
- f) Manningの粗度係数は全領域で一律0.025とした。
- g) 初期潮位は気象庁観測値からT.P.+1.4[m]とした。
- h) 計算時間間隔は1000分の1秒、計算再現時間は3時間として、計算結果の出力は5秒間隔とした。
- i) 波先端の遡上条件は地盤高さからの水位差が 10^{-5} [m]を超える際に遡上を開始することとしている。
- j) 陸域の不陸や河川堤防などを越流する際は、本間の越流公式に基づいている。

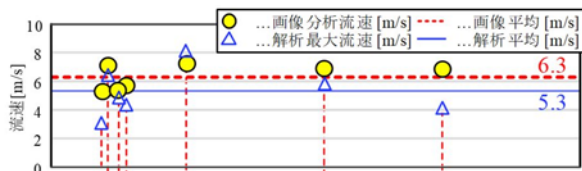
図-2.2.38 に最小領域である G 領域の平面図を示すとともに、解析結果の抽出位置を併せて示した。後述するように、気仙川の遡上状況の再現性を画像解析結果と比較するために、同図に示すように河川域 A-A'の縦断線を着目断面とした。縦断線 A-A'は気仙川の高水敷を含まない流路部の中心を結ぶ線として、海岸線と同位置である図中 A'に示す気仙川河口部を 0 m、上流側に向かって距離を正の値で示し、上流側 2000 m の範囲で定義した。この範囲は、図-2.2.28 に示した図中 [A] から撮影された連続写真が捉えた範囲である。これらの縦断線は延長 2000 m を 5m ピッチで設定している。なお同図における領域 E から領域 G の範囲は図-2.2.39 に示す領域に対応する。

2) 解析結果の分析

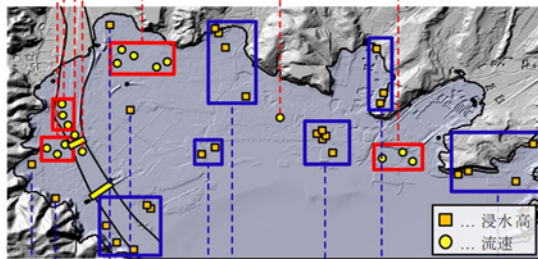
図-2.2.40に数値解析結果に基づく浸水範囲と国土地理院から公開される2万5千分の1の浸水範囲の比較を示す。比較した範囲は数値解析上の最小解析領域Gと同範囲の国土地理院が公開する浸水範囲である。

同図に示すように、実際の浸水面積が9.1[km²]であるのに対して、数値解析結果に基づく浸水面積は9.4[km²]と4%程度の微小な誤差は伴うものの、概ね近い浸水範囲が再現される。

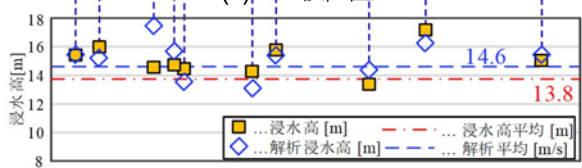
数値解析結果による浸水面積が実際よりも若干大きい範囲となる原因は、波源モデルや計算式等、様々な要因が考えられるが、特に地形モデルに被災後の地形データを用いたため、つまり、被災前に存在していた海岸線付近の砂浜や防潮堤が、数値解析上は無いものとして評価されたためと考えられる。



(a) 流速の比較



(b) 比較位置



(c) 浸水高の比較

図-2.2.41 流速と浸水高の比較

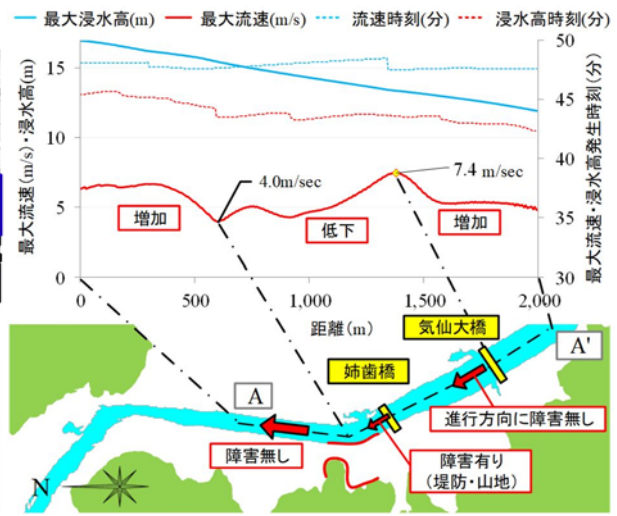


図-2.2.42 気仙川の最大流速および浸水高分布 (A-A' 断面)

次いで図-2.2.41には、実測値と数値解析結果について流速と浸水高をそれぞれ比較した結果を示す。ここで、浸水高は津波襲来前の初期潮位からの水位変動量である。また、同図に示した流速は絶対値であり、 x 方向と y 方向の流速を合成した値である。以降、特に断りがない限り浸水高と流速はこの定義に従う。同図(a)は画像解析から得た流速と数値解析による同地点の最大流速値の比較図である。同図から、最大流速の平均値は、画像解析と数値解析でそれぞれ6.3[m/s]、5.3[m/s]と15%程度の差異が認められるものの、参考文献13)では6割程度から同程度で概ね整合して良好に再現できるとされており、このことから数値解析は実測値と概ね同程度の流速が再現される。

また、同図(c)には前述の浸水高2.2.10)と同位置で抽出した数値解析結果の最大浸水高を示す。数値解析で得られた最大浸水高は、相田による幾何平均 K と幾何標準偏差 κ がそれぞれ1.01、1.14と求められることから、十分な再現性を持つ^{22.11)}とともに、図の下段に示す通り、実測の浸水高の平均値が13.8[m]であるのに対して、数値解析で得た浸水高は14.6[m]と約6%の微小な差異であることがわかる。

これらの結果をもって、本研究に用いた数値解析は、実現象に対する浸水高の十分な再現性に加え、概ね同程度の流速が再現できていることから、後述する分析に耐え得る精度を有すると判断した。

図-2.2.42に示すのは、気仙川縦断方向の津波特性を把握するために設定したA-A'断面の解析結果である。同図から、気仙川を遡上した津波の最大浸水高分布と最大流速分布、およびその発生時刻が確認できる。ここで述べる最大浸水高分布や最大流速分布とは、計算対象時間内におけるそれぞれの最大値(流速は絶対値の最大であり、河川の遡上方向を向く)をプロットしたものであり、図中に示す流速時刻、浸水高時刻とは、それぞれ最大流速が発生する時刻、最大浸水高が発生する時刻を示す。

浸水高は河川上流、すなわち内陸の山間部に近づくほど大きな最大値をとる。これは、陸奥に行くに従って左右岸の丘陵地が迫ることで気仙川に津波が集中するためと考えられる。一方、最大流速分布では縦断方向に大きな差がみられる。気仙大橋上流部では7.4[m/sec]と特に大きな値をとるものの、姉齒橋上流部では4[m/sec]程度まで低下する。これは前述の図-15に示されるように、姉齒橋近傍に着目すれば、堤防線形が屈曲しているとともに、全体の流向と方向が異なる地点であることがわかる。

一方、大きな最大流速となる気仙大橋付近では、遡上する津波全体の流向と左右岸の堤防の法線方向は平行である。これらのことから、津波の進行方向と気仙川の堤防線形方向が概ね一致する場合は最大流速が増加し、一致しない場合は流れが阻害されるために最大流速が減少すると推定される。

3) 橋梁の流出メカニズムの評価

図-2.2.43 に、気仙大橋を対象とした数値解析における結果抽出点と評価手法を示す。解析結果は抽出点毎に浸水高と流速の時刻歴が得られるが、それらに生じる微小な誤差や局所的な特異値を除去するために、桁長×幅員を1つの平面として、平面を10mピッチで設置した着目点の結果を平均化した。すなわち、図に示すように[R]の右岸側3径間部と[L]の左岸側2径間部のそれぞれ1連の桁に対して1平面として、1平面内の24または16着目点を平均化した値を用いて桁に作用した津波特性を評価した。

図-2.2.44 に気仙大橋のP4橋脚位置で計測した画像解析で得た時刻歴水位変化と、数値解析による右岸側の平均値[R]との比較を示す。縦軸は浸水高で統一しており、横軸は経過時間である。ここで、時刻は数値解析結果と画像解析結果の双方の浸水高が桁下浸水時となる時刻(図中の[C])を基準として同定した。同図に示す約3分45秒間の両者の結果を比べると、画像解析より算出した浸水高の時刻歴は図中[A]から[B]までの水位上昇開始時とその後の[B]から[D]までの上昇の傾向に差が見られ、それぞれの上昇速度は3.8m/min、1.7m/min、3分45秒間の全体の上昇速度は2.0m/minであるのに対し、数値解析の浸水高は時間の経過とともに一様に上昇し、その上昇速度は1.5m/minである。全体を通しての上昇量は画像解析結果では7.16m上昇するのに対して、数値解析結果は3分45秒間に6.77m上昇する。水位上昇を開始する[A]-[B]間では両者の水位上昇速度に差異がみられるものの、その後の上昇速度は概ね同様の上昇速度となるため、全体を通しての上昇量の差は、水位上昇開始時[A]-[B]間の上昇速度の違いによる差である。この違いが生じる理由は後述するが、数値解析では実際の切り立つ水面勾配が再現されないためと考えられる。

図-2.2.45 に、数値解析によって得られた流速の絶対値と浸水高の時刻歴変化をそれぞれ上段と下段に示す。同図は地震発生時、すなわち数値解析上の断層にずれが発生した時点をも0分として、以降の35分後から60分後の25分間を横軸に示した。図中に示す[a]点と[b]点はそれぞれ津波水位が桁に達した時刻と橋が完全に水没した時刻の浸水高を示す。

浸水高は地震発生から38分後頃から上昇を始め、46分頃に最大浸水高に至る。また流速は上昇を始めたら水位が気仙大橋の桁下の高さに至る時点で3.5m/secとなる。桁が完全に水没する時点で4.9m/secと

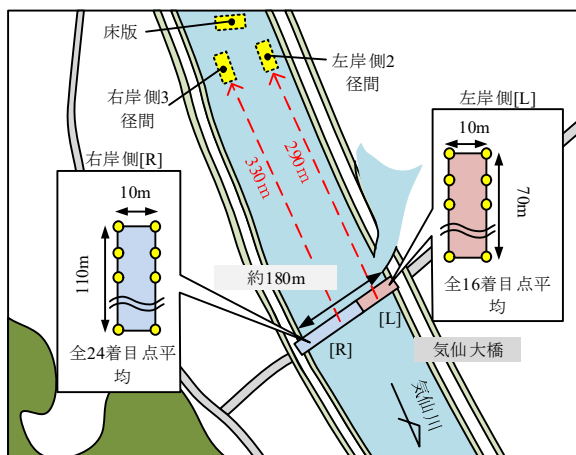


図-2.2.43 数値解析結果の抽出点と評価手法

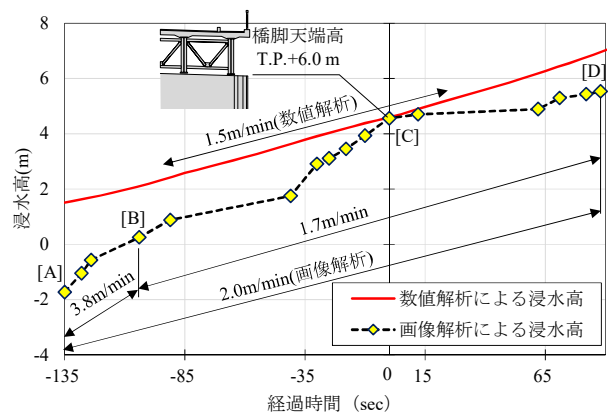


図-2.2.44 画像解析および数値解析による水位変化

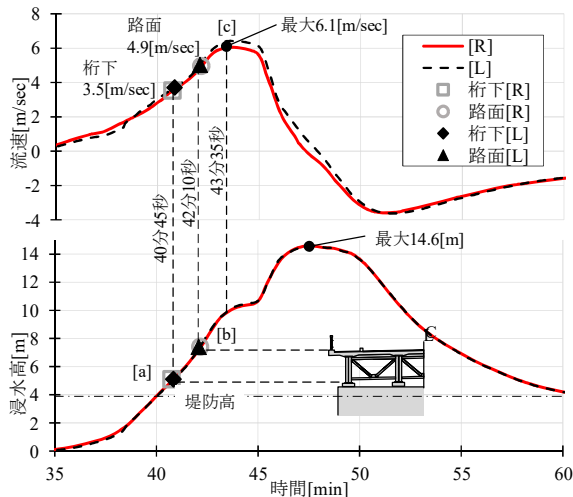


図-2.2.45 流速と浸水高の時系列変化

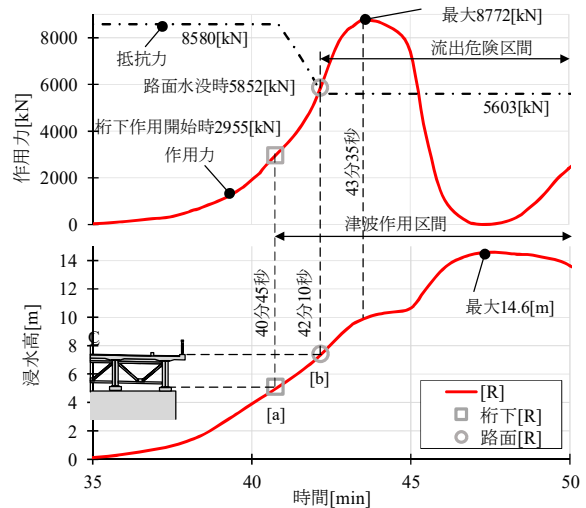


図-2.2.46 水平作用力の評価

なった後、最大流速 6.1m/sec (図中の[c]) を迎える。最大流速に達した後、流速は減少を始めるものの、水位は上昇を続け、その後最大浸水高時点で流速は負の値となることから、引き波に転じることで水位が減少すると考えられる。なお右岸側[R]と左岸側[L]とで大きな差は見られない。

気仙大橋を対象とし、数値解析で得た流速より水平方向の作用力と抵抗力の関係を算出した結果を図-2.2.46 に示す。なお、同図は式 (2.2.7) で作用力 F を、式 (2.2.8) で抵抗力 S を算出しており、式 (2.2.7) 中の抗力係数 C_d は既往研究^{22.12)}で得た知見より文献^{22.13)}より算出する。摩擦係数 μ は Rabbat and Russel の実験結果^{22.14)}から平均的な値として 0.6 を設定した。なお、気仙大橋の上部構造と橋脚上面は支承で連結されており、確実に支承が津波に対する抵抗として機能する場合はこれを評価するのが良いと考えられるものの、破壊形態が多様であり評価が困難なため、ここでは最低限発揮されるであろう上部構造の重量による摩擦抵抗のみを評価している。

$$F = \frac{1}{2} \rho_w C_d v^2 A_h \quad (2.2.7)$$

$$S = \mu \cdot (W - U) \quad (2.2.8)$$

ここで、 ρ_w は水の密度、 v は流速、 A_h は上部構造の下流側の被圧面積、 W は上部構造の重量であり、浮力 U は、桁下に水位が到達するまではゼロ、桁が完全に浸水した時点で上部構造の体積に相当する浮力が生じるとして、この間の浮力は線形的に増加すると仮定している。

同図より、図中に示す[a]の桁下に水位が到達した 40 分 45 秒の時点では水平作用力と抵抗力はそれぞれ 2955kN, 8580kN と水平作用力は抵抗力を下回る。その後水位の上昇に伴って前述のように流速が増加するために水平作用力は上昇し、一方で桁の浸水が開始するため抵抗力は減少する。図中に示す[b]の位置の 42 分 10 秒で桁は完全に水没して水平作用力と抵抗力はそれぞれ 5852kN, 5603kN となり、水平作用力が抵抗力を上回る。水平作用力が抵抗力を上回る時間帯は 42 分 10 秒から 45 分 25 秒までの 3 分間であり、前述のように 15% 程度過小に流速が評価されることを考慮しても、この間に上部構造が流出した可能性が高いと考えることができる。

図-2.2.47に示すのは、気仙大橋が流出したと推定される瞬間の写真である。同図から、気仙大橋の上部構造は水没した状態であり、橋面上に設置された照明柱が傾きながら移動している様子が確認できる。このことから、気仙大橋は準定常的な持続流の作用で、水平方向作用力を主に受けて流出したと考えられ、

さらに同写真の撮影時刻から推定すると、気仙大橋が流出したのは地震発生から44分34秒後であり、この時刻は図-2.2.46に前述した流出危険域の時間帯に該当する。

以上の分析結果から、水平方向の津波作用を受けたと考えられる気仙大橋の上部構造は、図-2.2.48に示すように徐々に上昇した津波が作用した状態で、流れによる水平方向の流速の影響によって発生した水平作用力が抵抗力を上回ることによって流出したと説明できる。さらには画像に示される流出被害の説明性が良好であることから、準定常的な持続流が作用する橋梁の流出評価は、非線形長波理論に基づいて算出した流速を用いて津波の水平作用力を算出する方法が考えられる。なお、既往研究^{22,15)}より、ダウンフォースの影響がある場合は、橋梁の抵抗力に影響を与えることも考えられ、実際の支承の耐荷力の評価なども含め、抵抗力の評価にはさらなる検討が必要である。



図-2.2.47 気仙大橋が流出したと推定される瞬間

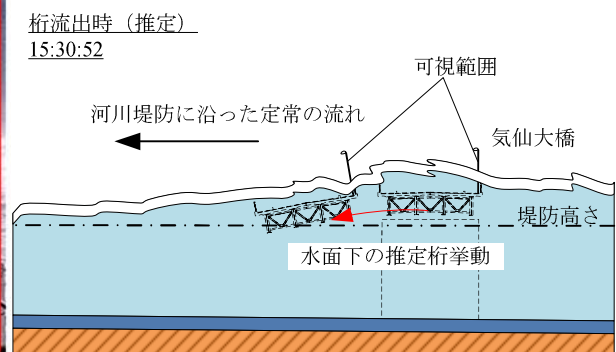


図-2.2.48 桁の流出状況

(4) 数値解析と画像解析の波形状の比較

前章で述べたように、数値解析結果から得た流速は、これを評価した津波作用力の気仙大橋の流出被害の説明性の良さから、十分な精度を有しているといえる。

本章では、橋梁の流出評価を行う上で非線形長波理論に基づく数値解析の結果の適用範囲を明らかにすることを目的として、数値解析から得た水位波形と画像解析の水位波形を比較することで、数値解析で得られる波形がどこまで再現されているかの検討を行う。

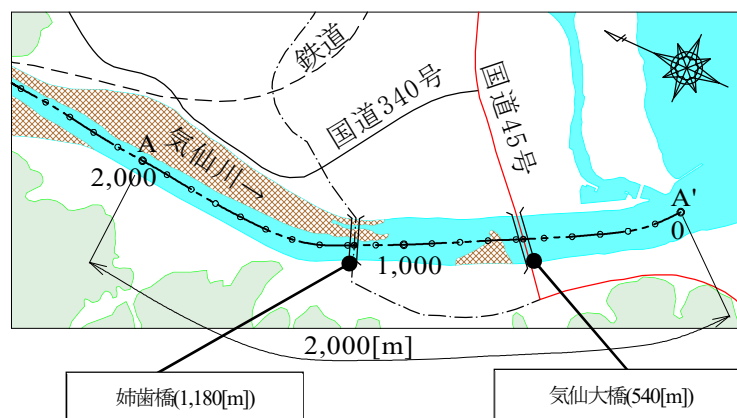


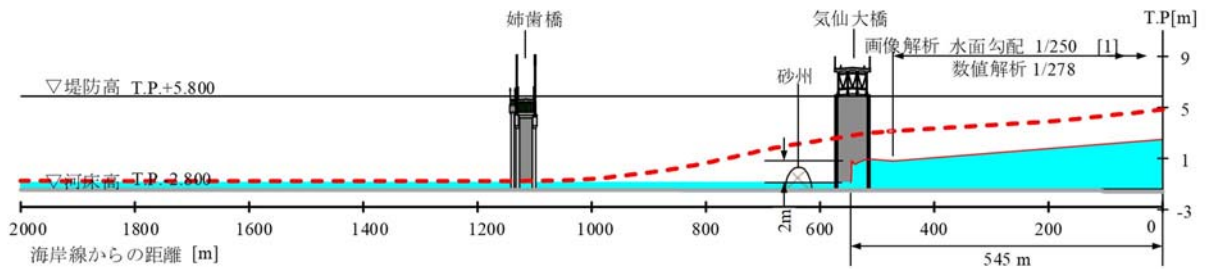
図-2.2.49 数値解析と画像解析の津波波形の描画範囲

1) 数値解析と画像解析の比較

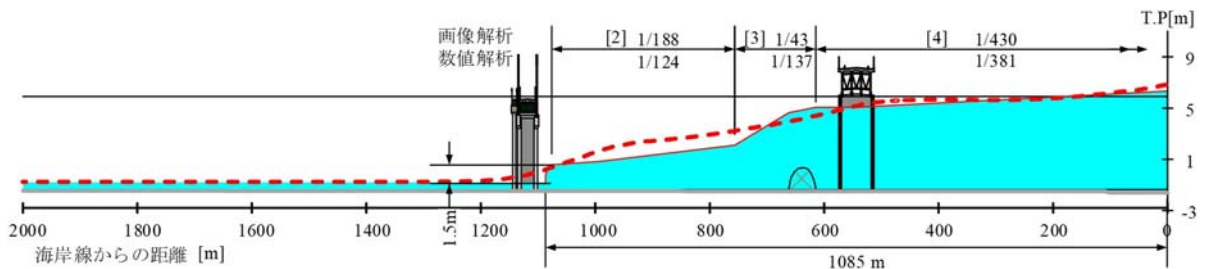
図-2.2.49に、気仙川を遡上する津波の形状を比較するための縦断線A-A'を示す。この縦断線A-A'は4.(1)で定義したA-A'と同様である。この定義に基づけば、気仙大橋は海岸線から540 mの位置、姉歯橋は1180 mの位置に架橋されていたことがわかる。

縦断線 A-A'の波形図を図-33 に示す。同図は比較が視覚化できるよう数値解析結果の水位波形と画像解析による水位波形を重ねて表示している。なお、水位は全て標高 (T.P.) 表示である。また、図中に示した [1] から [7] の範囲における水面勾配の定量的な比較結果を表-2.2.1 に示した。

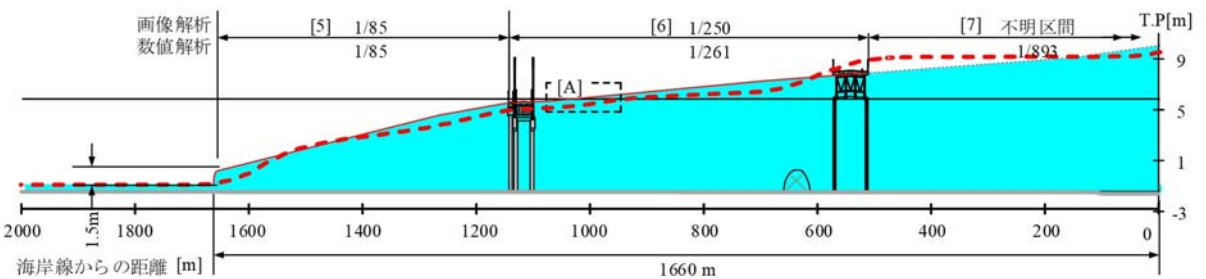
まず、図-2.2.50 (a) は、地震発生後39分40秒後、15 : 26 : 00の波形状である。画像解析による波形は3章に前述したように、津波の波頭が海岸線から540 mの位置に架橋される気仙大橋に到達している。その波頭形状は段波であり、その高さは2 m程度である。図中に示す[1]の先端部より後方 (海側) の水面勾配は1/250と緩い状態である。一方、数値解析結果は、水位の立上りの位置が海岸線より1000 mの地点に到達しているとともに、静水面からの水位の立上りの勾配は非常に緩やかである。数値解析結果に画像解析で確認された波頭の段波は確認されないが、このことについての考察は、次節に後述する。数値解析では同図における [1] の範囲の水面勾配は、画像解析と数値解析でそれぞれ1/250、1/278と非常に良好な整合性を見せる。一方で海岸線における水位標高はそれぞれT.P. + 5 m、T.P. + 2.5 mと2倍程度の差が生じているものの、これは、波頭の段波を除いて水面勾配が概ね一致する、すなわち波頭に続く準定常的な持続流の波形が概ね一致していることを踏まえれば、数値解析における津波の遡上の進行が実際に比して速いために生じた時間的差異と考えられる。以降も、同様に画像解析、数値解析の順で説明する。



(a) 15 : 26 : 00 (39 分 40 秒後)



(b) 15 : 27 : 30 (41 分 10 秒後)



(c) 15 : 29 : 20 (43 分 00 秒後)

図-2.2.50 気仙川を遡上する津波波形の比較

同図 (b) は15:27:30の波形である。津波の先端は 540 m上流側に移動して姉齒橋の下流まで到達するとともに、段波の高さは砕波して1.5m程度に減少する。これに対して数値解析結果の水位の立上りの位置はあまり変化せず、海岸線より1200m程度と、概ね画像解析と同様の位置となる。これは、姉齒橋の位置で高水敷が出現することで流路面積が激減して遡上が遅れたためと考えられる。同図に示すように、この時点の数値解析の波形は波頭の砕波段波こそ再現されないものの、画像解析に非常に近似しており海岸線位置での水位標高は両者ともにT.P. + 6.5mと一致する。画像解析の水面勾配は図中に示す [2], [3], [4]でそれぞれ1/188, 1/43, 1/430となるのに対して、数値解析の水面勾配は1/124, 1/137, 1/381と、波先部の [2] が若干急勾配となる一方で [3] の砂州の越流による急勾配は再現されていないことがわかる。同図 (c) は15:29:20の波形である。津波の先端はさらに575m上流側に移動する。波頭の段波の高さは変わらず1.5m程度であるものの、この段波は姉齒橋の桁には作用せず桁下を通過して姉齒橋の桁下に水位が到達する。これに対して数値解析は波頭の段波は同図 (a), (b) と同様に再現されないものの水位の立上りの位置は1660mと画像解析の位置と概ね一致する。画像解析の水面勾配は図中に示す [5], [6]でそれぞれ1/85, 1/250となるが、図中に示す [7] の範囲は画像の撮影角度の関係で気仙大橋に隠れるため、水面勾配は確認出来ない。これに対して数値解析の水面勾配は[5], [6]でそれぞれ1/85, 1/261となり、非常に良好な結果を得る。

ここで姉齒橋の下流側の図中 [A] に示す位置で高さ 2 m程度の擾乱が発生する。この擾乱は時間の経過とともに移動して姉齒橋に衝突するが、衝突して砕けた後は同様の擾乱の発生は認められない。このことから、緩やかな水面勾配を持つ準定常的な持続流の津波が姉齒橋の桁下に到達した際に津波の進行方向とは反対の反射波が発生し、それに続く津波の流れの相互干渉で発生したと考えられる。なお、非線形長波理論では擾乱が発生する原因と考えられる反射は解かないため、再現されない。

以上より、画像解析と数値解析の津波の波形の整合性は、時間的なずれを除けば良好な結果を得る。ただし、波頭の砕波段波や構造物などからの反射に起因する水面に現れる擾乱は再現されない。

2) 再現範囲に関する考察

前節の画像解析と数値解析の比較から、両者の水位波形の整合性は良好であることが確認された。本節では本研究で実施した数値解析で得た水面勾配がどこまで実現象を再現できているかの考察を行う。

まず、図-2.2.51は、数値解析結果から得た39分40秒後の波形を代表に、横軸に海岸線から内陸に向かう方向を正として、縦軸に水位とその勾配（浸水高を η , 距離を x として、勾配 = $d\eta/dx$ ）の関係を示した。この時点の水面勾配は、海岸線から内陸へ1100mの位置での水位の立上りとともに水面勾配も緩やかに切り立ち始める。図中に示す一点鎖線の位置で水面は最急となり、その値は1.0% (1/100) である。

表-2.2.1 水面勾配の比較

図-32	時間	範囲	画像解析	数値解析	比率(画像/数値)
(a)	15:26:00	[1]	1/250	1/278	1.11
(b)	15:27:30	[2]	1/188	1/124	0.66
		[3]	1/43	1/137	3.19
		[4]	1/430	1/381	0.89
(c)	15:29:20	[5]	1/85	1/85	1.00
		[6]	1/250	1/261	1.04
		[7]	—	1/893	—

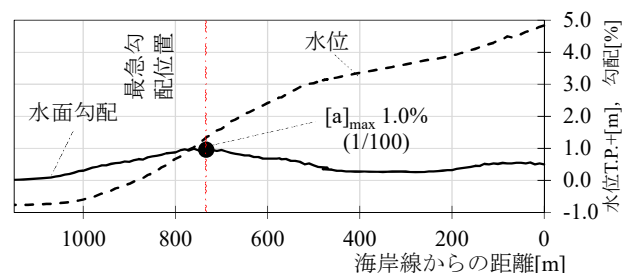


図-2.2.51 水位と水面勾配 (39分40秒後)

次に、**図-2.2.52**に、**図-2.2.50**に示した39分40秒後、41分10秒後、43分00秒後の3つの時刻について、前述の**図-2.2.51**と同様に、横軸は海岸線から内陸に向かう方向を正とした距離を示し、縦軸は水面の勾配を示すことで、各々の時刻における各波形の位置における水面勾配の分布を示している。同図に示すように、この3つの時刻をそれぞれ [a], [b], [c] と表す。以下に**図-2.2.52**の説明を列挙する。

- 1) [a], [b], [c]の各時刻における最急勾配は、それぞれ1.0% (1/100) , 1.6% (1/63) , 2.1% (1/48) と、遡上が進行するにつれ波先部は急勾配化する。
- 2) 図中 [c]_{max} に示した最も急となる勾配1/48を角度で言い直せば $1.2^\circ (= \tan^{-1}(1/48))$ であるため、波頭の段波または砕波段波のような切り立つ波面とはいえない。
- 3) 実現象では[a]の時刻で波頭部に砕波する直前の切り立った水面形状が確認されており、数値解析結果は波頭部の再現がされないが、この現象は空間解像度 (6mメッシュ) の制約と考えられる^{22,16)}。

参考文献2.2.17)によれば、津波は浅水域に進入すると、背後の高い水位が波頭に追いつくことで前傾化して、波頭に段波を形成する場合があるとされる。この段波は、その後砕波へと変化する。数値解析においては流速波速比 (流速/波速=フルード数) が砕波条件として多用されるが^{22,17)}、この値が大きい程、波頭の水面形状は切り立って段波を形成し、砕波限界を満たせば砕波となる。

このことから、**図-2.2.53**に水面勾配と流速波速比 Fr の関係を示す。ここで、波速の評価は $c = \sqrt{g(h + \eta)}$ を用いる。以下に同図の結果と考察を示す。

- 1) 前述したように、[a], [b], [c]のそれぞれの最急水面勾配1.0% (1/100) , 1.6% (1/63) , 2.1% (1/48) と増加するのに対して、流速波速比 Fr もそれぞれ 0.47, 0.48, 0.61と増加する。
- 2) この結果から、流速波速比 Fr が増加するにつれ、水面勾配が切り立つ傾向が確認できる。非線形長波理論を用いたがゆえ、Fr 数が 1 以上になることは無く、6mメッシュと段波を再現するには粗い空間解像度であるものの、これらの波先部の水面勾配は切り立つ途中の段階であるといえる。
- 3) 一方、**図-33 (a)**に示す数値解析の水位の立上りの位置が、実測の波頭に対して約600m陸奥側にあるため、津波の移動速度が実際よりも速かったと考えられる。

このことから、水面勾配が切り立たなかったのは、海岸線に入射した津波の波速が、波先部の流速に対して速すぎたためと推察される。

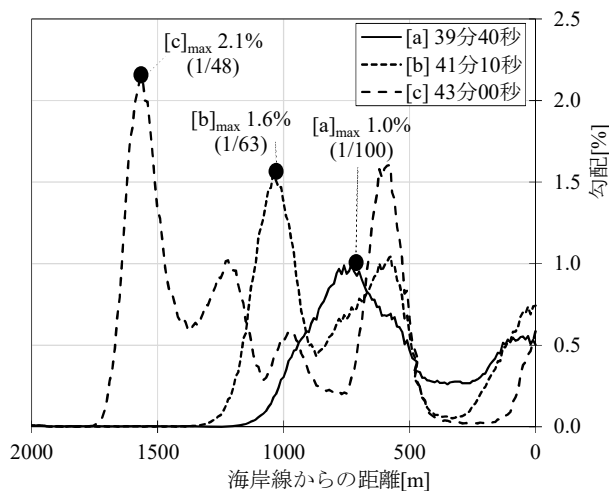


図-2.2.52 水面勾配の分布

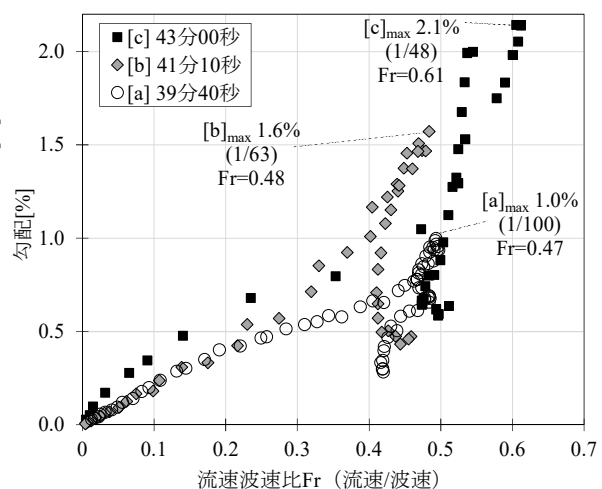


図-2.2.53 水面勾配と流速波速比の関係

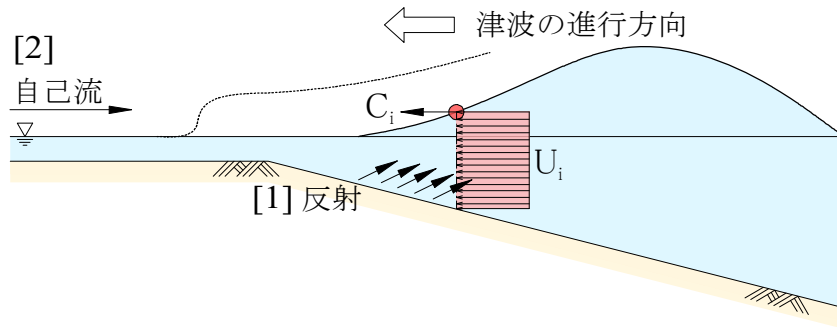


図-2.2.54 切り立つ波頭概念図

その理由として考えられる要因を図-2.2.54に示すが、図中 [1] に示すように海底からの反射を解かないことに加え、図中 [2] に示すように気仙川の自己流をモデル化していないこと、この2つの要因で津波の移動の抵抗を考慮出来ていなかったためと考えられる。

以上より、数値解析はフルード数が小さい領域、すなわち波先部に後続する準定常的な持続流の水面勾配の再現性は非常に良く、このことが準定常的な持続流が作用する気仙大橋の流出判定の精度に寄与したと考えられる。

(5) まとめ

東北地方太平洋沖地震津波で甚大な被害が生じた陸前高田地区を対象として、橋梁に作用する津波の形状を評価することを目的に画像解析を実施した。さらに、数値解析を実施して画像解析と比較を行うことで、橋梁の流出評価における数値解析の適用範囲について検討を行った。この結果、得られた知見を以下に示す。

- (1) 気仙川を遡上する津波を捉えた多方向からの写真画像並びに画像資料を分析した結果、津波の波頭は概ね2mの水位差を持つ段波である。この波頭は碎波段波に変化しながら概ね5~6m/secで移動するものの、桁下空頭を有する気仙大橋の橋桁には作用せずに桁下を通過する。その後、水位は2m/minの上昇率で緩やかに上昇して桁に到達することから、気仙大橋の橋桁には準定常的な持続流が作用したと推察される。
- (2) 津波特性を表す流速、最大浸水高、水位上昇速度について、画像解析結果と数値解析結果を比較した。その結果、画像解析と数値解析の津波特性値を確認すれば、平均流速はそれぞれ6.3m/sec、5.3m/sec、最大浸水高の平均はそれぞれ13.8m、14.6m、水位上昇速度はそれぞれ1.5m/min、1.7m/minと多少の差異は生じるものの同程度と見なせる。このことから、数値解析で得た津波特性値の再現性は良好であるといえる。
- (3) 非線形長波理論に基づく数値解析で得た流速を用いて流出評価を行った。その結果、約6m/secの流速によって津波の水平作用力が桁の水平抵抗力を上回って流出に至ると説明することができ、この結果は画像資料に基づく流出状況の説明性が非常に高い。このことから、準定常的な持続流が作用する橋梁の流出の評価は、流速を用いた津波作用力の評価手法を用いることが考えられる。
- (4) 画像解析から推定した波形状と数値解析から得た水位波形を比較した結果、波先部に続く1/100程度より緩やかな水面勾配を持つ準定常的な持続流は、数値解析で良好な再現性で表すことができる。

【参考文献】

- 2.2.1) 今村文彦, 逆流する津波, 2020.
- 2.2.2) (財)国土技術研究センター, 津波の河川遡上解析の手引き (案), 2009.
- 2.2.3) 中城拓也, 幸左賢二, 佐々木達生: 津波伝搬遡上解析を用いた新北上流域の津波特性の評価, 第17回性能に基づく橋梁等の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, pp.135-142, 2014.7.
- 2.2.4) 国土技術政策総合研究所, 独立行政法人土木研究所: 平成23年東北地方太平洋沖地震土木施設災害調査速報, 2011.7.
- 2.2.5) 佐々木達生, 幸左賢二, 神宮司博志: 津波被害を受けた小泉地区橋梁の詳細被害分析, コンクリート工学年次論文集 Vol.35, pp.805-810, 2013.7.
- 2.2.6) Rabbat, B.G. and Russel, H.G.: Friction coefficient of steel on concrete or grout, *J. Struct. Eng., ASCE*, Vol.111, No.3, pp.505-515, 1985.
- 2.2.7) 神宮司博志, 幸左賢二, 佐々木達生, 佐藤崇: 画像及び数値解析を用いた気仙大橋の津波被害分析, 第16回性能に基づく橋梁等の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, pp.349-356, 2013.7.
- 2.2.8) 佐々木達生, 幸左賢二, 鄭玉龍: 桁抵抗力津波作用力比に基づく橋梁の被害分析, 構造工学論文集 Vol.59A, pp.417-427, 2013.3.
- 2.2.9) 佐々木達生, 幸左賢二: 東日本大震災における陸前高田地区の被害分析に基づく津波特性の評価, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), 273 巻1号, pp.54-68, 2017.
- 2.2.10) Mansinha, L. and Smylie, D. E.: The displacement fields of inclined faults, *Bull. Seism. Soc. Am.*, Vol.61, pp. 1433-1440, 1971.
- 2.2.11) 土木学会原子力土木委員会津波評価部会: 原子力発電所の津波評価技術, 本編 (体系化源案), 2002.
- 2.2.12) 幸左賢二, 秋吉秀一, 二井伸一, 出口一郎: 津波による橋梁への水平作用力に関する実験的検討, 構造工学論文集, Vol. 57A, pp. 442-453, 2011.3.
- 2.2.13) (社)日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 I 共通編, pp. 53-63, 2012.3.
- 2.2.14) Rabbat, B. G. and Russel, H. G.: Friction coefficient of steel on concrete or grout, *J. Struct. Eng., ASCE*, Vol.111, No. 3, pp. 505-515, 1985.
- 2.2.15) 有川太郎, 渡邊政博, 窪田幸一郎: 津波による橋梁の安全性に関する検討, 土木学会論文集 B2 (海岸工学), Vol. 69, No. 2, pp.I_911-I_915, 2013.
- 2.2.16) 村嶋陽一, 越村俊一, 岡秀行, 村田泰洋, 鈴木崇行, 今村文彦: 非線形分散理論モデルによる十勝川津波遡上の計算と空間分解能の検討, 土木学会論文集 B2 (海岸工学), Vol. 66, No. 1, pp. 206-210, 2010.
- 2.2.17) 首藤伸夫, 今村文彦, 越村俊一, 佐竹健治, 松富英夫: 津波の辞典, 朝倉書店, 2011.

(幸左賢二, 佐々木達生)

第3章 復旧および復興

3.1. はじめに

津波や洪水により、ほぼ毎年数多くの橋梁等の土木構造物が流出・被災している。近年では、台風や集中豪雨に伴う河川増水により、背面土砂などの流出、橋梁自体への水塊や流出物衝突が起こり、特に橋梁は多大な被害を受けている。一方で、地震力による被災では、耐震技術の向上などにより、橋台や橋脚などの躯体に生じる被害は減少傾向にある。しかし、橋台背面の土砂、伸縮装置、支承、高欄などの付属物などの損傷事例は多い。自然災害による橋梁の損傷は、被災後の生活環境や経済活動にも多大な影響を与えるため、被災後に迅速に復旧・復興することが重要である。

内閣府が公開している「復旧・復興ハンドブック」^{3.1.1)}によれば、復旧対策と復興対策は表-3.1.1 に示すように区別されている。すなわち、復旧対策は対象構造物そのものに機能回復、改良などを加える行為であり、復興対策は復旧対策などを通じて被災地域の質的向上を図るものと区別できる。ここでは、復旧対策の紹介、復旧・復興に向けた課題について記載する。

表-3.1.1 復旧対策と復興対策の区別

復旧対策	災害復旧事業等では、被災した河川、道路などの公共土木施設や学校等の公共施設、ライフライン等を被災前と同じ機能に戻すことを「原形復旧」と呼び（「効用回復」等と呼ばれることもある）、再度の災害防止の観点から原形復旧だけでなく被災施設やそれに関する施設を改良することを「改良復旧」と呼ぶ。また、被害の拡大を防ぐための緊急措置としての「応急工事」も災害復旧事業等に含まれることがある。
復興対策	被災地において、被災前の状況と比較して「安全性の向上」や「生活環境の向上」、「産業の高度化や地域振興」が図られる等の質的な向上を目指すこと、の両者を併せて「(被災地の)復興対策」と呼ぶこととする。

3.2. 復旧対策

橋梁が被災して本来の機能が停止すると被災時における人や物の確保にも影響を与えるため、極力早期の復旧が重要である。直近の橋梁被害に対する復旧対策について取り上げる。

3.2.1. 平成30年7月豪雨（2018年7月）

広島県では、平成30年7月3日から8日までの6日間で7月の最大月間降水量を超える雨量を記録しており、多くの橋梁が被災した。7月18日から7月27日の間に災害緊急調査が実施され、広島市、呉市、東広島市における県や市町で被災した公共土木施設の復旧工法などの技術的助言・指導が行われている。公共土木施設の中で、橋梁は72箇所の被害報告がなされている。早期に復旧するためには、被災状況を迅速かつ正確に把握しなければならない。中国地方整備局では、7月8日から防災ヘリコプターで被害全容の把握を行い、ドローンによる詳細な被害状況の把握、衛星通信によるリアルタイム監視なども利用している。

流出した橋梁の一つとして鳥声橋がある。主桁は約40m下流に流されており、配水管も添架された橋

梁で、付近地区の 3000 世帯以上が断水被害を受けていた。先述の通り、橋梁の流出は、橋梁本来の機能である交通網としての機能を失うとともに、ライフラインの寸断にも直結する。この台風被害では、落橋に伴い破損、流出、変形した配水管路は7箇所報告されており、早期の配水管路の復旧が実施されている。なお、広島県内における公共土木施設の災害復旧状況については、図-3.2.1 に示すように、未完了もまだ多く存在している（令和2年8月末現在）。



図-3.2.1 公共土木施設の災害復旧事業箇所^{3.2.1)}

3.2.2. 令和元年10月東日本台風（2019年10月）^{3.2.2)}

長野県では、令和元年10月6日に発生した台風19号により、1351箇所の公共土木施設が被災している。一部損壊した千曲川橋梁は、橋梁自体の損傷はほとんどなく多くの部材で再利用可能であるが、崩落した左岸部の護岸や左岸橋台の新設などを進めて、2021年春頃の全線開通を目指して復旧工事が進められている。その他の橋梁でも、橋梁周辺の護岸などを先行して復旧計画されており、被害調査が進まず橋梁への影響が把握できていない箇所も存在する。したがって、橋梁における対津波および対洪水からの早期復旧・復興を進めるためには、橋梁そのものだけでなく、橋梁周囲も含めた総合的な対策が必要であることが分かる。

3.2.3. 令和2年7月豪雨（2020年7月）^{3.2.3)}

令和2年7月の豪雨により、熊本県球磨川の架かる橋梁10橋が流出などの広範囲の被害を受けた。災害復旧工事を迅速に進めるため、災害復旧工事専門の担当組織として八代復興出張所を設置している。ここでも、河川の土砂や流木の撤去、護岸など治水対策を踏まえた上で復旧作業の着手にかかる予定であり、開通の見通しが立っていない箇所が多い。例えば、球磨川第一橋梁は石積みの橋脚と鉄骨部が赤色であるため、観光スポットにもなっている。架橋から100年以上経過していることから産業遺産としても認定されているが、2020年9月4日現在では、いまだに崩落した鉄橋が球磨川に横たわっている状況である^{3.2.4)}。

国道219号等災害復旧（直轄権限代行）位置図

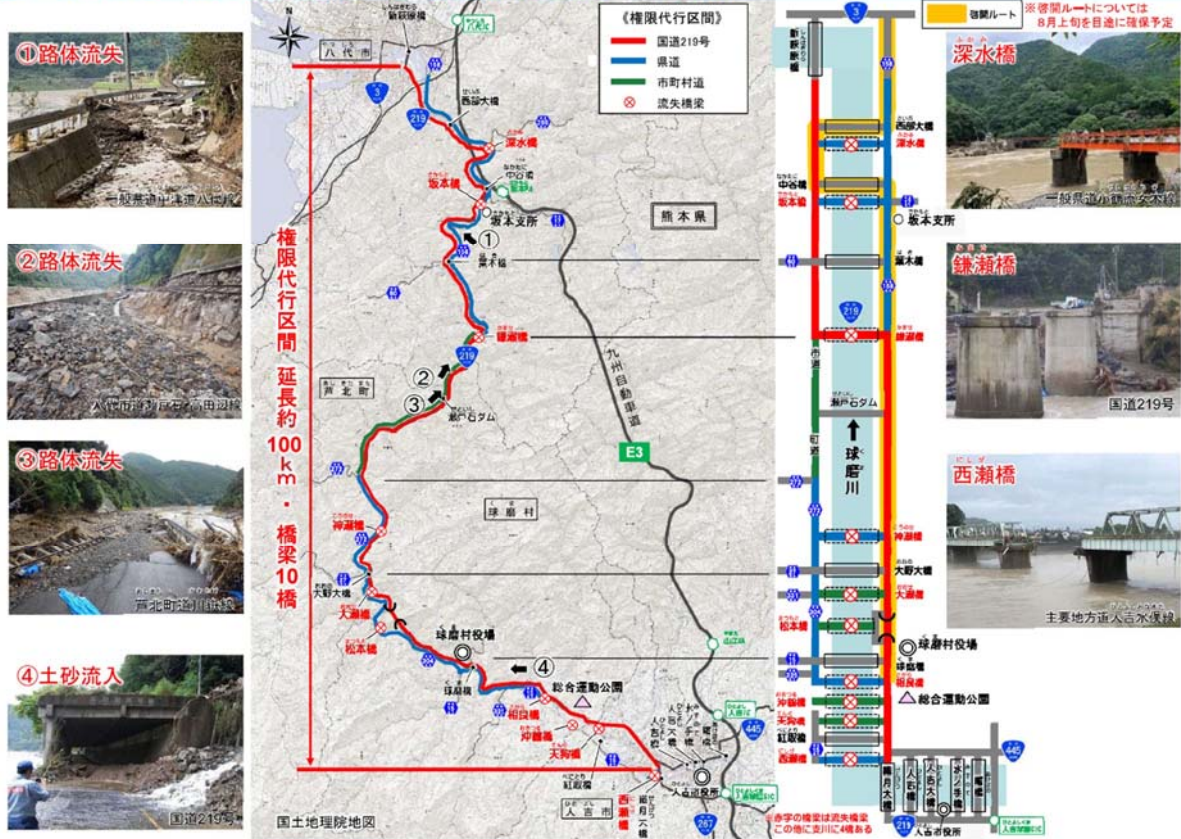


図-3.2.2 被災した10橋の位置^{3.2.3)}

3.3. 復旧・復興に向けた課題

① 橋梁を中心としたインフラ老朽化に対する戦略的な維持管理・更新の推進

復旧の観点では、外観の損傷から評価・判定し詳細な点検までは実施されないことが多い。これは迅速な開通を進めるためである。一方で、復興、維持管理などの長いスパンで考えると、老朽化などの耐久性も考慮する必要がある。通常使用する際には想定されていない影響を受けている可能性がある。例えば、津波であれば海水、洪水であれば河川の水が橋梁全体あるいは一部部材に浸水することは数多く報告されている。津波や洪水による浸水が橋梁に対してどの程度耐久性や維持管理に影響しているかは、被災前の情報が必要不可欠である。しかし、被災前後の点検結果の比較は、戦略的な維持管理・更新計画のために極めて重要であるにも関わらず、全く比較できないのが現状である。例えば、東北地方太平洋沖地震による津波被災した橋梁においても、被災前に橋梁点検を実施していなかった自治体もある。鋼橋であれば容易に腐食が進行し、コンクリート橋においても目視では確認できない箇所への浸水・滞水も考えられる。対津波、対洪水における復旧・復興として、長期的な側面も考慮した復旧・補強対策が必要であると考える。

② 耐震補強されていない橋梁への耐震補強対策

耐震補強された橋梁と耐震補強されていない橋梁では、被災後の機能回復に大きな差が生じる。

対津波・対洪水に直接的に効果を発揮できる補強対策については研究が進められている。しかし、適用されている橋梁はほとんどなく、毎年、橋梁の流出被害が発生している。これは、前述の通り橋梁のみの問題ではないが、増水に伴う強い水平力や揚力によって流出している桁も数多く報告されている。橋桁や橋脚への補強だけでなく、橋台背面土砂の流出を防止できる補強対策なども必要である。

③ ゴム支承の損傷診断技術

橋桁や橋脚を補強した場合でも、強い揚力などにより支承部や制振装置などの部材が損傷するケースもある。ゴム支承は亀裂が生じて補修して再利用することが多く、せん断変形した場合でも変形を戻して再利用することが多い。一方で、ゴム支承の損傷程度の判定・診断技術がなく、再利用するための適切な判断基準がないことも課題である。

復旧は、被災後に人・物などの交通網の早期開通を進めるために重要である。一方で、被災橋梁周辺地域も含めた復興としては、今後の津波や洪水に対する防災、減災への貢献も考えた長期的な視点も含めた復旧を進めなければならないと考える。また、橋梁を可能な限り長く安全に利用するためには、対津波・対洪水だけではなく一般的な維持管理も考慮しなければならない。そのための対策コスト、維持管理コストなどを含めたLCCが適切になる対策を進めていくことが望ましいと考える。

【参考文献】

- 3.1.1) 内閣府，復旧・復興ハンドブック，平成28年3月
- 3.2.1) 広島県庁ホームページ，<https://www.pref.hiroshima.lg.jp/soshiki/95/saigai-h30.html>
- 3.2.2) 長野県，令和元年台風第19号災害復旧・復興方針（素案），資料1-2，令和元年10月
- 3.2.3) 国道交通省九州地方整備局，Press Release，令和2年7月
- 3.2.4) 日本経済新聞，流失の球磨川橋梁、復旧メド立たず 熊本・肥薩線，<https://r.nikkei.com/article/DGXMZO63439090U0A900C2ACYZ00?s=5>，令和2年9月

(川崎佑磨)

第2編 橋梁等に対する水災害に関連する影響の評価

はじめに

これまで、「東日本大震災による橋梁等の被害分析小委員会（委員長；幸左賢二）」や「橋梁の対津波設計に関する研究小委員会（委員長；伊津野和行）」では、津波によって橋梁等の構造物に生じる作用力やその影響を、対津波設計の構築を目標として、実験や数値解析に基づく推定や設計の方法論について議論を行ってきた。

本 WG では、昨今の気象擾乱に伴う水災害の状況を鑑み、津波の他、洪水や台風や高潮に随伴する水災害に着目して、これらが発生した際に随伴して生じる現象が、橋梁等の構造物に与える影響に加え、漂流物の衝突現象にも目を向けて研究活動を実施した。

本章は、その研究活動の結果を報告書として取りまとめたものであり、以下の通り構成した。

1. 津波波力に関する既往研究

- 1.1 津波波力の評価式（佐々木委員）
- 1.2 津波波力を算出するための数値解析等（鳴原）

2. 津波等の水災害に随伴する事象

- 2.1 津波による漂流物（庄司委員）
- 2.2 越流による盛土流出（中村委員）
- 2.3 高潮による漂流物（佐々木委員，具志委員）

3. 鋼桁橋の横荷重に対する抵抗メカニズムに関する一考察（野阪委員）

なお、WG2 の参加委員を表-1 に示す。

表-1 WG2 参加委員

委員名	所属
具志和也	大日本コンサルタント株式会社
○佐々木達生	大日本コンサルタント株式会社
鳴原良典	防衛大学校
庄司学	筑波大学
田中聖三	広島大学
中村友昭	名古屋大学
野阪克義	立命館大学
米山望	京都大学

○；WG 主査

(佐々木達生)

1. 津波波力に関する既往研究

ここでは参考文献 1.1.1), 1.1.2)を中心に, 現状の橋梁の対津波設計法のうち桁の事例について概要を示す. ここに示す津波評価式による簡易照査手法は, 標準的な橋梁断面を対象とした1次スクリーニング用との位置付けである. 重要な構造物や並列橋等の場合, また, 津波対策構造を検討する場合等においては, 津波数値解析等を用いて詳細な照査手法を2次スクリーニングと位置付けて検討を行うことが望ましいものの, 一方で, 詳細な照査手法を行う際に用いる津波数値解析は, 取扱が難しい場合が多く実務的では無いという現状の課題も挙げられる.

このことを踏まえ, 本章では比較的取扱が容易であり, さらに地域によっては防災計画の一環として実施されている2次元の非線形長波理論に基づく数値解析結果を用いた津波作用力の与え方を1.1節に示す. 次いで, 1.2節では2次スクリーニングと位置付ける数値解析等について示す.

なお, 本章に示す簡易照査手法は東北地方太平洋沖地震で観測された津波の特性を分析して得られた知見に基づいて構築されたものであり, 例えば東南海・南海地震等, 他の地域における地震の発生機構に基づく津波までもが考慮されたものではなく, どの地域の橋梁にも本節に示す評価式や照査例をそのまま適用することが出来るという位置付けではないことを付言する.

1.1 津波波力の評価式

(1) 橋梁の津波作用力の評価式の適用

津波作用力の算定方法は, 防波堤の耐津波設計ガイドライン^{1.1.3)}に示される津波波力算定手順を参考に橋梁用に再構築した図-1.1.1.1に示す手順で対象橋梁に作用させる波力を選定する.

- 1) 津波シミュレーションを実施し, 橋梁位置の水位, 流速などの津波特性値を得る.
- 2) 対象橋梁の上部構造に津波の水位が到達するか否かを判定する.
- 3) 上部構造に水位が到達する場合は上部構造と橋脚, 橋台の検討を行い, 上部構造に水位が到達しない場合は, 橋脚や橋台に水位が到達する場合に橋脚と橋台のみ検討する.
- 4) 津波の作用状態として段波の発生の有無を評価する.
- 5) 段波が発生しない場合は, 上部構造, 並びに橋脚や橋台に持続波力が作用するとして検討する.
- 6) 段波が発生する場合は, 段波の切り立つ波面が上部構造に作用するか否かを水頭差で判定する.
- 7) 上部構造に段波が作用する場合は, 上部構造, 並びに橋脚や橋台に段波波力が作用するとして検討する.
- 8) 上部構造に段波が作用しない場合は, 上部構造は持続波力が作用するとして検討し, 橋脚や橋台は段波波力が作用する場合と持続波力が作用する場合を検討する.

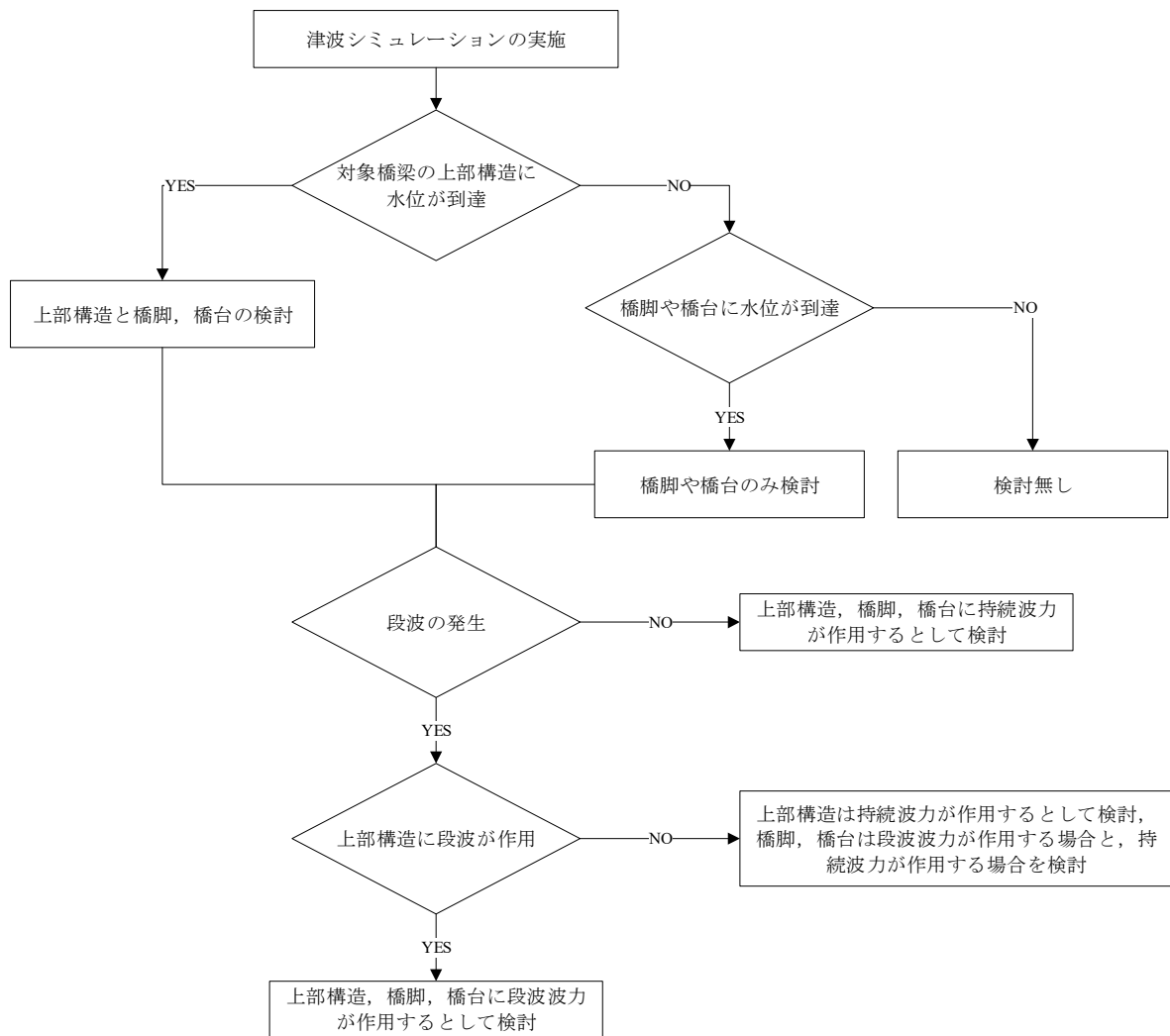


図-1.1.1.1 橋梁に作用する津波作用力の算定手順

1) 算定手順の適用範囲

図-1.1.1.1 に示す算定手順は、我が国で一般的に用いられている I 形、または T 形断面の標準的な桁形状の橋梁に、東日本大震災で観測された規模の津波が作用することを想定している。

従って、例えば東南海・南海地震等、他の地域における地震の発生機構に基づく津波までもが考慮されたものではないことに留意されたい。

なお、ここで述べる津波シミュレーションとは、非線形長波理論に基づいた 2 次元平面解析のことをいう。

2) 段波の発生の有無の評価

段波の発生の有無の評価は、図-1.1.1.2 に示すように、①海底勾配が 1/100 以下、かつ②橋梁の前面(津波の進行方向に対して海側)に防波堤等の津波防護施設がない場合に段波が発生すると考える。一方、橋梁が海岸線付近から離れて内陸部に位置する場合には段波が発生しても、当該地点では碎波状態となることから、段波条件を考える必要はない。

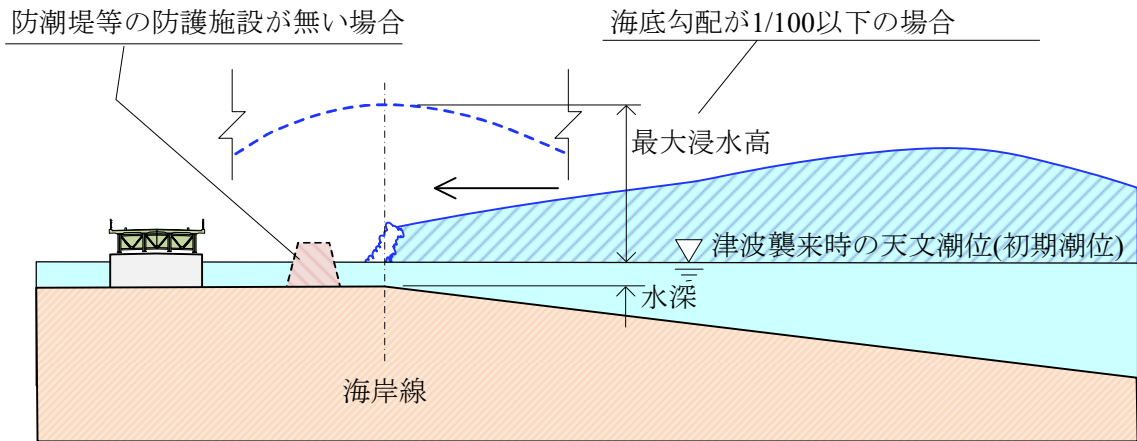


図-1.1.1.2 段波が発生する条件

3) 段波波力と持続波力

参考文献^{1.1.4)}によれば、津波が構造物に作用する際に発生する圧力は、動波圧である段波波圧と持続波圧である重複波圧、または遡上波圧に分類される。図-1.1.1.3 に示すように段波波圧の最大は衝撃段波波圧であり、極めて大きな値となる。ここでは津波が衝突した際に発生する衝撃的な波力が発生する区間を段波波力、以降の流れの作用で発生する波力を持続波力と定義する。

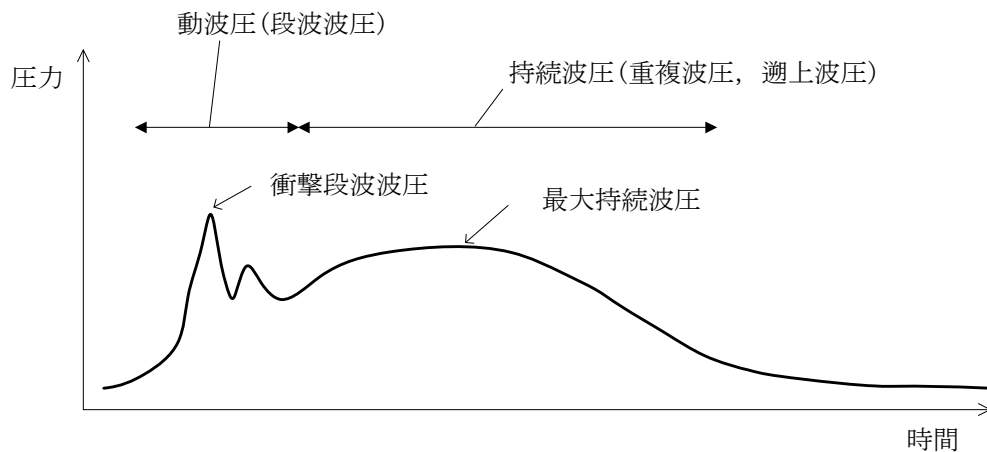


図-1.1.1.3 段波波圧と持続波圧

図-1.1.1.4 に、東日本大震災による津波で確認される、津波の水面形と段波波力、持続波力の関係を模式図で示した。

津波は一般的に長波で説明されることが多く、ここでは津波の水位が上昇を開始してから水位のピークを迎え、初期潮位まで水位が減少するまでを1つの長波と考える。

このとき、遡上を開始した津波の先端部は、海岸線で防潮堤が無い場合は水面勾配が切り立ち、段波状の水面形を成す。この津波の先端に発生する段波が橋梁に作用する場合に段波波力が発生すると評価できる。この時の先端の段波の前後の水頭差を段波高さ η_H と定義する。

続いて、津波の先端が通過した後は、津波全体が非常に周期の長い長波であるが故、局所的な位置(例えば橋梁位置等)に着目した水位の変動は、東日本大震災の例を取れば2[m/min]程度の非常に緩やかな速度で上昇するが、この緩やかに上昇する水面に擾乱が生じることも確認される^{1.1.5)}。この水面形に現

れる擾乱は局所的な地形な影響と考えられ、津波全体の周期に比して非常に高周波数成分であるが、この水面形の擾乱と表現するとともに擾乱高さを η'_H と定義する。

これらの段波高さ η_H と擾乱高さ η'_H は東日本大震災による津波の様態を撮影した多数の画像を分析した結果、最大でもそれぞれ 5[m], 3[m] である^{1.1.5), 1.1.6)}。一方で段波高さ η_H と擾乱高さ η'_H は、前述の非線形長波理論に基づく 2 次元平面解析では再現が困難であることから、本節に示す簡易照査における段波高さ η_H と擾乱高さ η'_H はそれぞれの最大値 5[m], 3[m] で評価することとした。

図-1.1.1.1 に示した上部構造に段波が作用するか否かは、初期潮位から段波高さ $\eta_H=5[m]$ とした場合に、上部構造に到達するか否かを判定すれば良い。

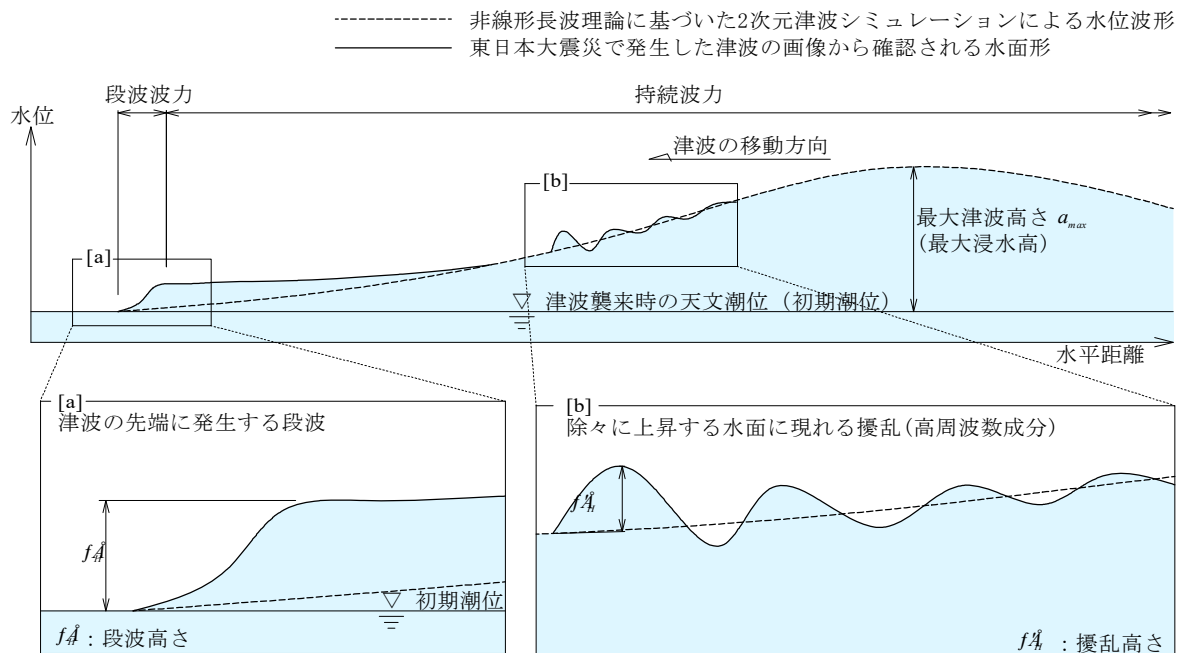


図-1.1.1.4 東日本大震災による津波で確認される津波の水面形状と波力の関係

これらを踏まえて、橋梁に津波が作用する際に橋梁に発生する津波作用力の評価方法の概念図を図-1.1.1.5 に示す。同図には、主に上部構造を対象として段波波力として検討する場合と持続波力として検討する場合のそれぞれの概念図を示している。

段波波力として検討する場合は、津波の先端部に生じる波面勾配が切り立った波が作用することを想定しており、実現象としては河川橋では段波や砕波、陸上橋にあってはサージフロントが作用する状態である。ここでは初期潮位より 5[m] の段波高さを想定する。

一方、持続波力として検討する場合は徐々に上昇する非常に緩やかな波面が作用する状態であるが、橋梁の場合、高周波数成分である擾乱の影響が極めて支配的であると考えられることから、擾乱を含めて作用力を評価することとした。ここで、擾乱高さは 3[m] を想定する。

なお、持続波力は押し波時と引き波時の両方に発生すると考えられるが、ここでは押し波時を想定している。引き波時の流速が非常に速く、押し波時よりも影響が大きいと判断出来る場合は、別途検討するのが良い。

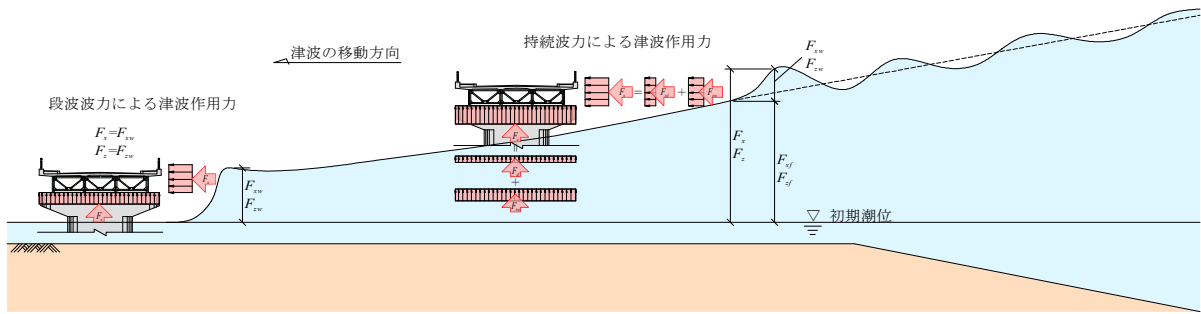


図-1.1.1.5 津波作用力の評価方法の概念図

4) 入射津波高さと水深の比

参考文献^{1.1.3)}では波状段波の作用力を考慮する条件は以下のように説明される。

「波状段波波力を考慮する条件は、おおむね入射津波高さが水深の 30%以上（シミュレーション等による津波高さが水深の 60%以上）で、かつ海底勾配が 1/100 以下程度の遠浅である場合と考えている。」

ここで入射津波高さはシミュレーション等で得られる最大浸水高と考える。また、津波高さが水深の 60%以上は砕波の発生条件であり、海岸線付近ではいずれも砕波となる、段波の発生条件としては海底勾配が 1/100 以下となる。

5) 橋梁の前面(津波の進行方向に対して海側)に津波防護施設がある場合

東日本大震災において津波の襲来状況を撮影した多数の画像を分析した結果、海岸線に防潮堤を有する陸上部の津波の波形状は、防潮堤を越流して遡上を開始するため、その多くが越流波となることが明らかになっている。

このため、対象とする橋梁の前面側(津波の進行方向に対して海側)に防潮堤などの津波の防護施設がない場合に段波が作用する可能性があると考えられる。

(2) 上部構造に生じる段波波力の評価式

上部構造に作用する段波波力は下記の算出式より算出する。

1) 水平作用力の算出式

段波波力の水平作用力は、式(1.1.1.1)で算出する。

$$F_x = F_{xw} \quad (1.1.1.1)$$

$Z/\eta_H \geq 0.5$ の場合

$$F_{xw} = \rho g (3.10\eta_H - Z/0.42) A_h \quad (1.1.1.2)$$

$Z/\eta_H < 0.5$ の場合

$$F_{xw} = 1.90 \rho g \eta_H A_h \quad (1.1.1.3)$$

ここに,

F_x : 水平作用力[N], F_{xw} : 波による水平作用力[N], ρ : 海水の密度 (=1,030[kg/m³]), g : 重力加速度 (=9.81[m/sec²]), η_H : 段波高さ, Z : 初期水位から桁中心までの距離[m], A_h : 有効鉛直投影面積[m²],

2) 鉛直作用力の算出式

段波波力の鉛直作用力は, 式(1.1.1.4)で算出する.

$$F_x = F_{xw} \tag{1.1.1.4}$$

$$F_{zw} = \rho g (0.53\eta_H - z/2.18) A_v \tag{1.1.1.5}$$

ここに,

F_z : 鉛直作用力[N], F_{zw} : 波による鉛直作用力[N], ρ : 海水の密度 (=1,030[kg/m³]), g : 重力加速度 (=9.81[m/sec²]), η_H : 段波高さ, z : 初期水位から桁下までの距離[m], A_v : 有効水平投影面積[m²]

3) 上部構造に作用する段波波力の評価式の解説

各機関で実施された孤立波や碎波段波の実験結果^{1.1.7~1.1.13}のまとめを示す. 図-1.1.1.6 は水平作用力を示し, 桁中心位置が $0.5 a_H$ より小さい場合は一定の波圧分布となり, $0.5 a_H$ より大きい場合は線形的に波圧がゼロに近づく. また, 図-1.1.1.7 は鉛直作用力を示し, 桁中心位置が波高を頂点に向かって線形的にゼロに近づく波圧分布となる. この実験結果を包括する近似線を求めると, 水平作用力と鉛直作用力は, それぞれ図中に示す式となる.

なお, 孤立波の波高として a_H と表記しているが, 段波波力の評価式は津波先端に生じる段波波力を対象としていることから, 段波の水頭差として a_H を η_H と読み替えている.

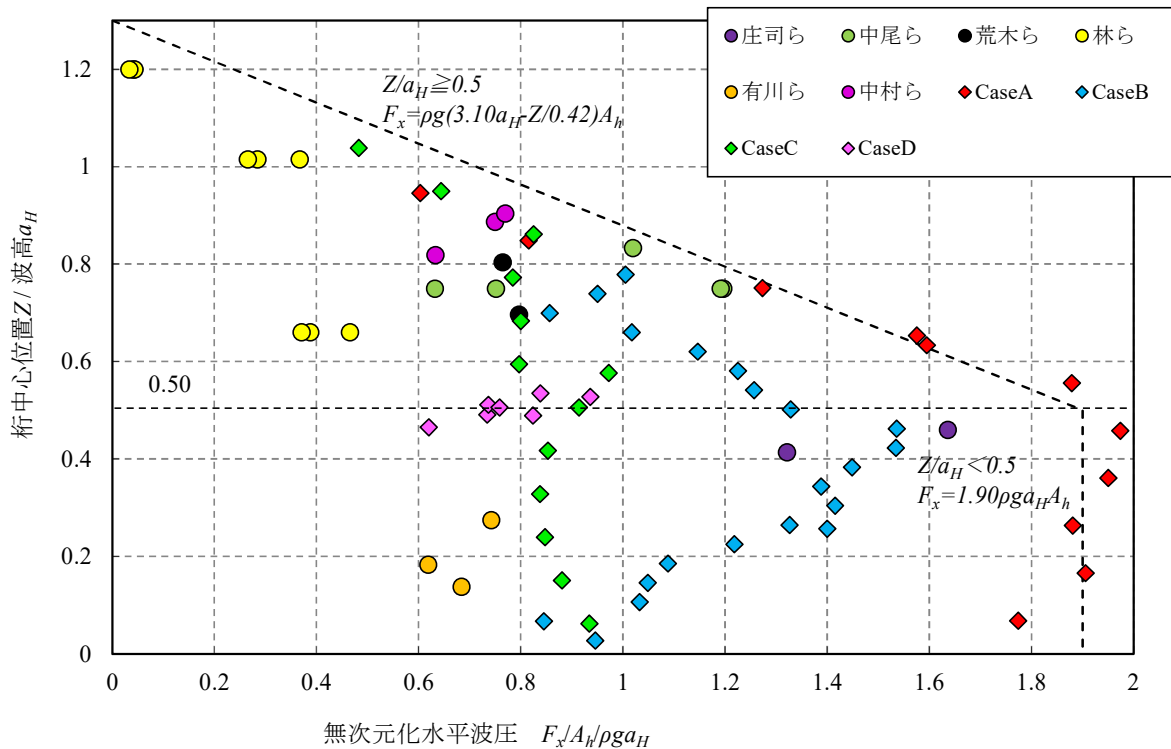


図-1.1.1.6 段波波力によって上部構造に発生する水平作用力

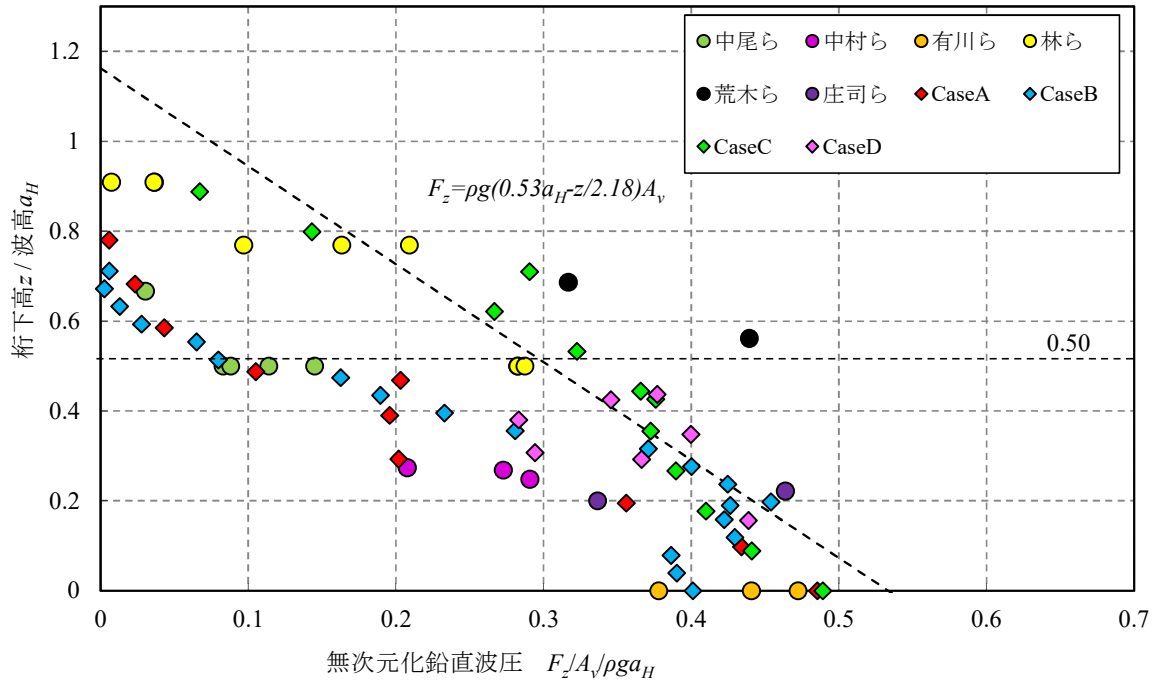


図-1.1.1.7 段波波力によって上部構造に発生する鉛直作用力

(3) 上部構造に生じる持続波力の評価式

上部構造に作用する持続波力は下記の算出式より算出する。

1) 水平作用力の算出式

持続波力の水平作用力は、式(1.1.1.7)に示す流れによる作用力と式(1.1.1.8)に示す擾乱による作用力の和で表される式(1.1.1.6)で算出する。

$$F_x = F_{xf} + F_{xw} \quad (1.1.1.6)$$

$$F_{xf} = \frac{1}{2} \rho C_d v^2 A_h \quad (1.1.1.7)$$

$$F_{xw} = \alpha \rho g \eta'_H A_h \quad (1.1.1.8)$$

$$C_d = \begin{cases} 2.1 - 0.1(B/D) & 1 \leq B/D < 8 \\ 1.3 & 8 \leq B/D \end{cases} \quad (1.1.1.9)$$

ここに、

F_x : 水平作用力[N], F_{xf} : 流れによる水平作用力[N], F_{xw} : 擾乱による水平作用力[N], ρ : 海水の密度 (=1,030[kg/m³]), g : 重力加速度 (=9.81[m/sec²]), C_d : 式(2.3.4)で求める抗力係数, B : 橋の総幅[m], D : 橋の総高[m], v : シミュレーションで得た桁位置における桁が無い場合の最大水平方向流速 [m/sec], α : 擾乱高さに乗じる係数, η'_H : 擾乱高さ[m], A_h : 有効鉛直投影面積[m²],

2) 鉛直作用力の算出式

持続波力の鉛直作用力は、式(1.1.1.11)に示す流れによる作用力（浮力）と式(1.1.1.12)に示す擾乱による作用力の和で表される式(1.1.1.10)で算出する。

$$F_z = F_{zf} + F_{zw} \quad (1.1.1.10)$$

$$F_{zf} = \rho g V \quad (1.1.1.11)$$

$$F_{zw} = \rho g (\beta \eta'_H) A_v \quad (1.1.1.12)$$

ここに、

F_z : 鉛直作用力[N], F_{zf} : 流れによる鉛直作用力[N], F_{zw} : 擾乱による鉛直作用力[N], ρ : 海水の密度 (=1,030[kg/m³]), g : 重力加速度 (=9.81[m/sec²]), V : 上部構造の体積[m³], β : 擾乱高さに乗じる係数, η'_H : 擾乱高さ[m], A_v : 有効水平投影面積[m²]

3) 上部構造に作用する持続波力の評価式の解説

持続波力による作用力は、水平方向、鉛直方向ともに流れによる作用力と擾乱による作用力の和として評価することとした。

これは、長波の緩やかな波面が橋梁に作用する場合、局所的にみれば持続波力は準定常的な流れにある橋梁に作用する流体力と考えれば、持続波力は流速の関数で表すことができる。この津波の流速は津波シミュレーションから得た流速 v であるとして、擾乱の影響は水面に現れる高周波数成分であり、現象としては水面形の不陸となるから、擾乱高さに応じた流速の増加 v' があると考えられる。

さらには、準定常的な流れの上に擾乱が乗ることによる流速の非線形緩衝項を v'' とすれば、擾乱を有する津波の波面が橋梁に作用する際の流速 V は式(1.1.1.13)で表される。

$$V = v + v' + v'' \quad (1.1.1.13)$$

ここで、非線形緩衝項 v'' は微小と無視すれば、式(1.1.1.14)で表される。

$$V = v + v' \quad (1.1.1.14)$$

次に力を考えれば、持続波力は式(1.1.1.15)のように表される。

$$\begin{aligned} \frac{1}{2} \rho C_d V^2 A &= \frac{1}{2} \rho C_d (v + v')^2 A \\ &= \underbrace{\frac{1}{2} \rho C_d v^2 A}_{[1]} + \underbrace{\frac{1}{2} \rho C_d (2vv') A + \frac{1}{2} \rho C_d v'^2 A}_{[2]} \end{aligned} \quad (1.1.1.15)$$

すなわち、例えば水平作用力の式(1.1.1.6)は、式(1.1.1.15)における[1]を津波シミュレーションで得た流速を用いて式(1.1.1.7)で評価し^{1.1.14)}、式(1.1.1.15)における[2]は津波シミュレーションで得られないことから、東日本大震災による津波の画像分析から得た知見を用いて擾乱高さの関数とした水圧の式(1.1.1.8)で評価するという意味であり、この考え方は鉛直作用力の式(1.1.1.10)も同様である。

ここで、式(1.1.1.7)中の抗力係数 C_d は、道路橋示方書^{1.1.15)}に示される抗力係数を用いる。また、鉛直作用力は定常流状態であれば 2.0[m/min]程度の水位上昇の効果を考えても浮力以上の上揚力が発生しないことが水理実験から明らかにされている。従って、式(1.1.1.11)で求められる浮力相当を考慮する。なお、ここでいう流れとは、津波シミュレーション等で得られる津波が遡上する際に生じる津波の成分をいう。

擾乱による作用力は、作用状態として、上部構造が徐々に上昇する波面に浸かり始めた状態であることから、水平方向は式(1.1.1.2)を $Z=0$ として、また鉛直方向は式(1.1.1.5)を $z=0$ として用いた。この際、 η'_H には擾乱の作用であることを表す係数を、水平方向と鉛直方向でそれぞれ α , β として乗ずることとした。これらの係数は、上部構造が水面付近であるとして、前述に示したように $\alpha=1.9$, $\beta=0.53$ とする。

【参考文献】

- 1.1.1) 土木学会：土木構造物共通示方書性能・作用編，pp.261-284，2016.
- 1.1.2) 土木学会：東日本大震災による橋梁等の被害分析小委員会最終報告書，pp.II_301-II_385,2015.
- 1.1.3) 国土交通省港湾局：防波堤の耐津波設計ガイドライン，pp.21-25，2013.
- 1.1.4) 首藤伸夫，今村文彦，越村俊一，佐竹健治，松富英夫：津波の辞典，朝倉出版，2011.
- 1.1.5) 神宮司博志，幸左賢二，佐々木達生，佐藤崇：画像及び数値解析手法を用いた気仙大橋の被害分析，構造工学論文集，Vol.60A，pp.271-281，2014.
- 1.1.6) 佐々木達生，幸左賢二，佐藤崇：コンクリート桁に作用する波形状に関する検討，コンクリート工学年次論文集，Vol.37，pp.703-708，2015.
- 1.1.7) 清水裕文，庄司学：橋桁に作用する津波波力と津波流速の関係：土木学会論文集 B2(海岸工学)，Vol. 69, No. 2, pp. I_941-I_945, 2013.
- 1.1.8) 中尾尚史，張広鋒，炭村透，星隈順一：上部構造の断面特性が津波によって橋に生じる作用に及ぼす影響，土木学会論文集 A1 (構造・地震工学)，Vol. 69, No. 4 (地震工学論文集第 32 卷)，pp. I_42-I_54, 2013.
- 1.1.9) 荒木進歩，坂下友里，出口一郎：橋桁に作用する水平および鉛直方向津波波力の特性，土木学会論文集 B2(海岸工学)，Vol. 66, No. 1, pp. 796-800, 2010.
- 1.1.10) 林秀和，青木圭一，林利久磨，鈴木利光，越村俊一：橋梁上部構造に作用する津波波力特性に関する基礎的研究，構造工学論文集，Vol. 60A, pp. 45-58, 2014.
- 1.1.11) 有川太郎，渡邊政博，窪田幸一郎：津波による橋梁の安全性に関する検討，土木学会論文集 B2(海岸工学)，Vol. 69, No. 2, pp. I_911-I_915, 2013.
- 1.1.12) 中村友昭，澤祐太朗，水谷法美：橋桁への作用津波力と橋桁の流出限界に関する実験的研究，土木学会論文集 B3(海洋開発)，Vol. 69, No. 2, pp. I_335-I_340, 2013.
- 1.1.13) 二井伸一，幸左賢二，庄司学，木村吉郎：津波形状の違いによる橋梁への津波作用力に関する実験的検討，構造工学論文集，Vol. 56A, pp. 474-485, 2010.
- 1.1.14) 佐藤崇，幸左賢二，佐々木達生，付李：橋桁に作用する準定常的な持続波力の実験的検討，土木学会論文集 B1(海岸工学)，Vol.70, No.2, pp-I_876-I_880, 2014.
- 1.1.15) (社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 I 共通編，pp. 57-59，2012.

(佐々木達生)

1.2 津波波力を算出するための数値解析等

1.2.1 3次元数値モデルにおける津波波力・波圧の再現精度に関する検討

構造物に作用する津波荷重（波圧・波力）を適切に評価することは、想定津波浸水域内の橋梁構造物等を設計する上でも重要である。現状の津波荷重の評価としては、浸水深等の水理量から経験式を適用して算出する方法が提案^{1,2,1)}されているものの、得られるのは最大値のみであり、その推定精度も過大評価になることが多い。一方で、近年急速に普及しつつある3次元数値モデルを利用することで津波荷重を直接的に求める研究も実施されている。

ここでは、構造物に作用する津波波力と波圧について、3次元数値モデルの再現精度を水理模型実験と比較することで検討した事例^{1,2,2), 1,2,3)}を紹介する。

(1) 内部空間を有する構造物に作用する津波荷重の再現

防衛大学校に設置されている全長17m、幅0.4m、高さ0.3mの開水路型を使用して、津波段波を構造物に作用させる水理模型実験を行った。実験水槽は図-1に示すように貯水部、水路部、陸上部に分かれている。貯水部は電動式ゲート（仕切板）を挟んで前後の水深を設定した後、仕切板の急開により津波を生成させることで貯水部から水路部に入り、陸上部へと遡上する。貯水部と水路部は3/5の急斜面で接続しており、水路部はドライベッド（ $h_1=30\text{cm}$ ）と没水状態（ $h_1=33\text{cm}$ ）の2種類の状況下に設定した。水路部から陸上部へは1/10の緩斜面がある。構造物模型は、模型前面が陸上部の水平面始端から60cmの位置に設置した。造波水槽内の流況を把握するために設置した容量式波高計、超音波式波高計、およびプロベラ式流速計の位置を図-1.2.1に記入した。時系列データのサンプリング周波数は100Hzとした。

対象構造物として、正方形平面のRC造3階建てオフィスビルを想定した。構造物模型は縮尺1/80とし、四隅に柱を配し中央部にコアを設けた。構造物前面部の開口率は37%である。使用した構造物模型の1階部の平面と立面および写真を図-1.2.2に示す。模型は3Dプリンター（プラスチック製）により製作した。構造物模型に取り付けた圧力計の位置を図-1.2.3に示す。外壁前面・側面・背面、コア部の9箇所設置し、データのサンプリング周波数は1kHzとした。波力の計測では、構造物上部のペントハウスの位置に3分力計（ロードセル）を固定し、津波の進行方向の水平波力と上向きの鉛直力の変化を追跡した。データのサンプリング周波数は1kHzとしたが、15Hz以上のノイズをローパスフィルターにより除去した。

3次元数値モデルによる水理実験の再現計算には商用ソフトウェアであるFLOW-3D^{1,2,4)}を用いた。解析手法は、Navier-Stokes方程式と連続式を支配方程式とする有限差分法であり、水面形状はVOF法^{1,2,5)}、地形部分はFAVOR法を採用している。乱流モデルとしてLESを使用した。境界条件はフリースリップ条件としており、建物模型後方に流出条件を設定した。また、構造物模型の底面を密着させる方法と、模型底面と水底の隙間を1メッシュ分（3mm）浮かせる方法の2通りで計算を行った。模型底面を密着させると浮力を評価できなくなるためである。計算領域は図-1.2.4に示すとおりである。水槽の貯水部から建物模型後方までの範囲を設定した。計算格子は可変メッシュとし、メッシュブロック1では水平20~30mm、鉛直6mm、メッシュブロック2では水平・鉛直ともに3.5~5mmとした。仕切板については実験時の開門速度を測定した上で、開門過程に時間を要する移動物体としてモデル化した。

計算結果として、図-1.2.5は波圧の時間変化の実験値との比較であり、構造物模型の1階と2階の腰壁①②と1階と2階コア⑥⑦の前面で出力している。構造物模型の各部位における波圧の時間変化については、ピーク値には差があるものの時間変化は十分再現されていることから、3次元数値計算を利用することにより構造物内外の任意位置における波圧は再現可能であることが確認できた。

構造物前面に最大波圧が発生する時間帯（ゲートを開けてから 3.0 秒後）における構造物内外の 1 階と 2 階の圧力計取り付け高さにおける波圧の平面分布と構造物内外における流速ベクトルを図-1.2.6 に示す。1 階と 2 階の波圧の大きさを比べると、1 階の腰壁とコアの方が大きく、円弧状の分布になっている。また、流れはコアの存在により方向を変えて側面の方向に向きを変えている。さらに同図には、波圧の立面分布と流速ベクトルを示した。高さ方向には概ね静水圧的な分布となっているが、特に 1 階部分の外壁とコアに作用する圧力が大きい。また、1 階は長時間完全没水となっている一方で、2 階は短時間完全没水、3 階は部分没水状態となった。

数値計算で得られた圧力分布を積分することで、構造物模型の水平波力と鉛直力の時間変化を求めた。実験結果との比較を図-1.2.7 に示す。水平波力の計算値は実験値とほぼ一致している。また、模型を浮かせた場合でも水平波力に大きな差は見られない。一方で鉛直力については、模型底面を水槽底面からわずかに浮かせること（図中の'cal(separated)')により浮力の影響を評価できているが、実験結果とはまだ 2~5N 程度の差が生じている。これは、実験において模型底面と水槽底面との完全密着が不可能なことや、底面の間隔を 1 メッシュ分で設定したことによる精度などが問題として考えられる。

(2) 津波波圧の再現精度に関する検討

数値計算における津波波圧の再現精度をより詳細に検討するため、構造物前面に作用する波圧を計測する実験を行った。前項の実験で使用した開水路を用いて、一辺 15 cm の内部空間のない立方体模型に対し模型中心位置の鉛直方向に圧力計を 6 点設置した（図-1.2.8）。計測時間はゲート開放時から 20 秒間、サンプリング周波数を 1kHz として 15 回分のデータを取得した。構造物模型を除いた状態での通過波水深も計測しており、それによると、本実験で発生し得る最大のケースでは構造物位置での陸上浸水深が約 4.8 m、フルード数が約 1.8（実スケール換算）に相当する。数値計算には（1）と同様、商用ソフトウェアである FLOW-3D を用いた。計算領域や計算格子の設定、境界条件についても（1）と同様である。津波の通過波水位、浸水深、流速の計算値を実験値と比較した結果、時空間変化を精度良く再現できていることを確認したため、以下では津波波圧の再現性について議論する。

図-1.2.9 は実験 1 試行分の波圧と波力の時系列である。津波波圧は、先端部が衝突することで生じる段波波圧とその後模型前面による反射波と後続波が重なることで生じる重複波圧（持続波圧）に分類される。特に後者において最大波力を示すことが知られており、図-1.2.9 から本実験は上記の特徴を良く表している。次に計算による時系列を図-1.2.10 に示す。ここで波力は実験よりも過小評価に見えるが、別途ロードセルで計測した波力の時系列と一致することを確認している（図-1.2.9 の波力は、圧力を幅方向一様と仮定して積分しているため、波力を過大評価していると考えられる）。実験と計算、両者の波圧を比較すると、計算値は実験値の時間変化を良好に再現しているが、模型下部（P01）の段波波圧の大きさに差がみられる。

実験と計算による津波波圧の差を詳細に調べるため、2~3 s を段波波圧、3~4 s を重複波圧の発生時間帯と定義し、前者は各点の波圧の最大値を、後者は波力が最大を示す時刻の波圧を通過波の最大水深 d_{max} で無次元化し、作用高さに対してプロットした（図-1.2.11）。図-1.2.11(a)において、実験の段波波圧は模型下部でばらつきが大きくなり、その中で計算は実験の平均よりも大きく下回っている。一方、重複波圧（図-1.2.11(b)）は全体的にばらつきが小さく、計算は模型上部で過小評価になるものの実験の平均値から逸脱していない。

以上の結果から、本実験の範囲内においては 3 次元数値モデルによる波圧評価は概ね精度良く可能であるが、特に構造物下部位置での段波波圧が過小評価になる可能性が示された。より一般的な知見を得るた

め、今後は他の実験ケースや空間・時間解像度による違い、他の数値モデルを使用した場合の違いなどについて、今後も幅広くデータを収集しかつ詳細な分析が必要である。

【参考文献】

- 1.2.1) 日本建築学会：建築物荷重指針・動解説(2015)，丸善出版，2015
- 1.2.2) 濱本卓司，嶋原良典，矢代晴実，井上修作：開口部と開放部を有する中低層建築物の津波水槽実験，日本建築学会構造系論文集，第82巻，第733号，359-369，2017.
- 1.2.3) 嶋原良典，井上修作，福谷陽，3次元数値モデルにおける津波波圧の再現精度について，2019年度日本建築学会大会（北陸），2019
- 1.2.4) FLOW-3D <https://www.flow3d.co.jp/products/flow-3d/index.htm>
- 1.2.5) Hirt, C.W., Nicholas, B.D.: Volume of Fluid (VOF) Method for the Dynamics of Free Boundaries, Journal of Computational Physics, Vol.39, pp.201-225, 1981.

(嶋原良典)

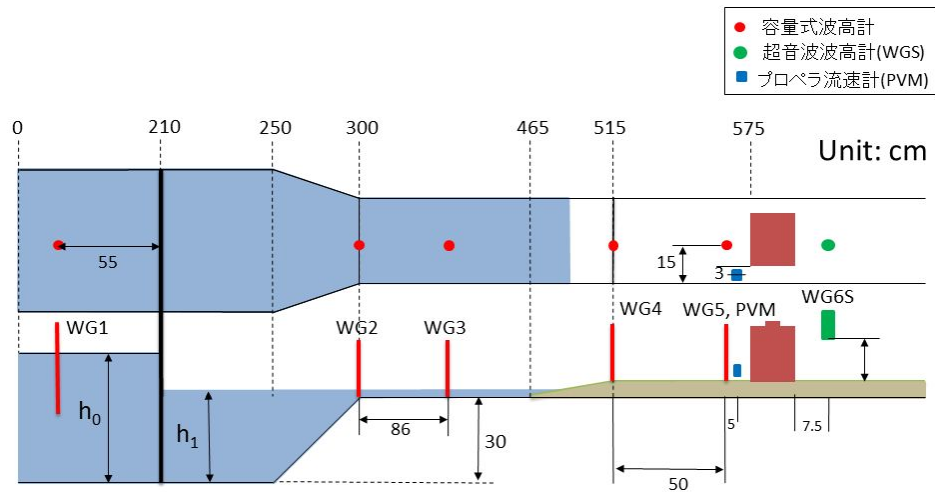


図-1.2.1 実験水槽の概要と計測器の設置位置

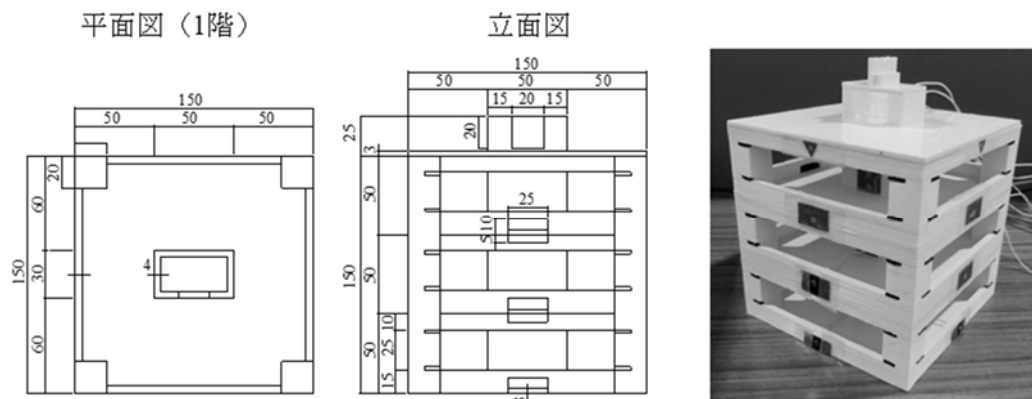


図-1.2.2 構造物模型の図面と写真. 単位は mm

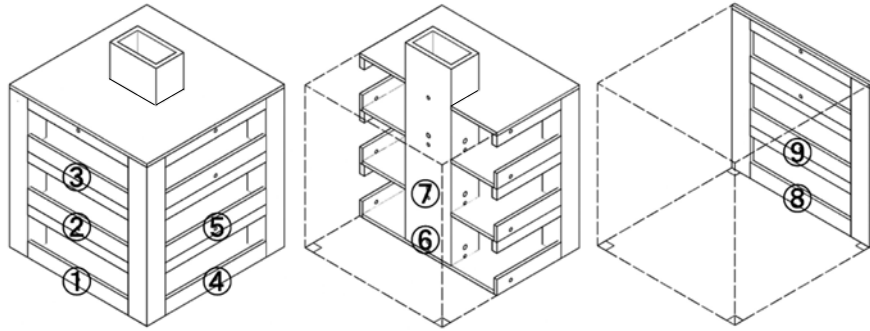


図-1.2.3 圧力計の設置位置

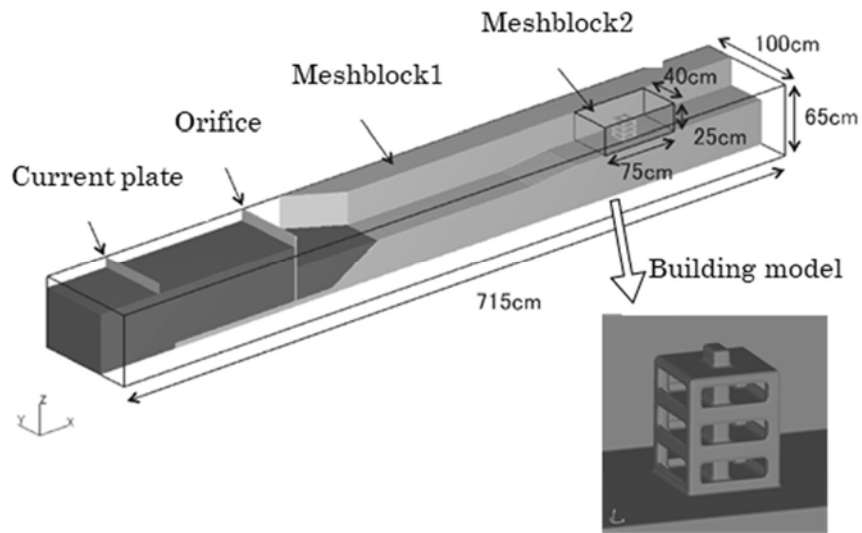


図-1.2.4 数値計算における領域設定条件

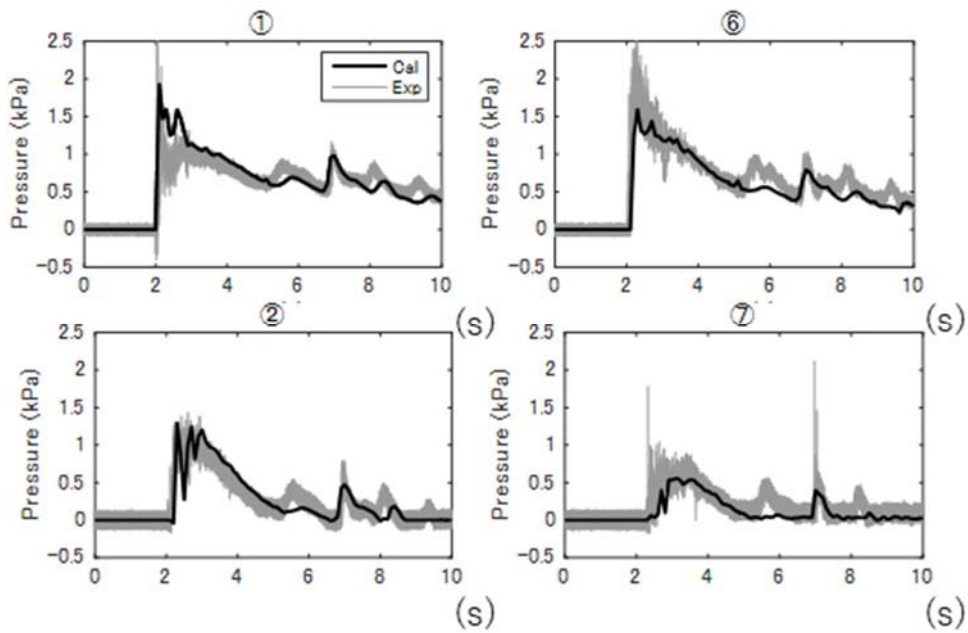


図-1.2.5 波圧の実験値と計算値の比較 ($h_0=50\text{cm}$, $h_1=30\text{cm}$ の場合)

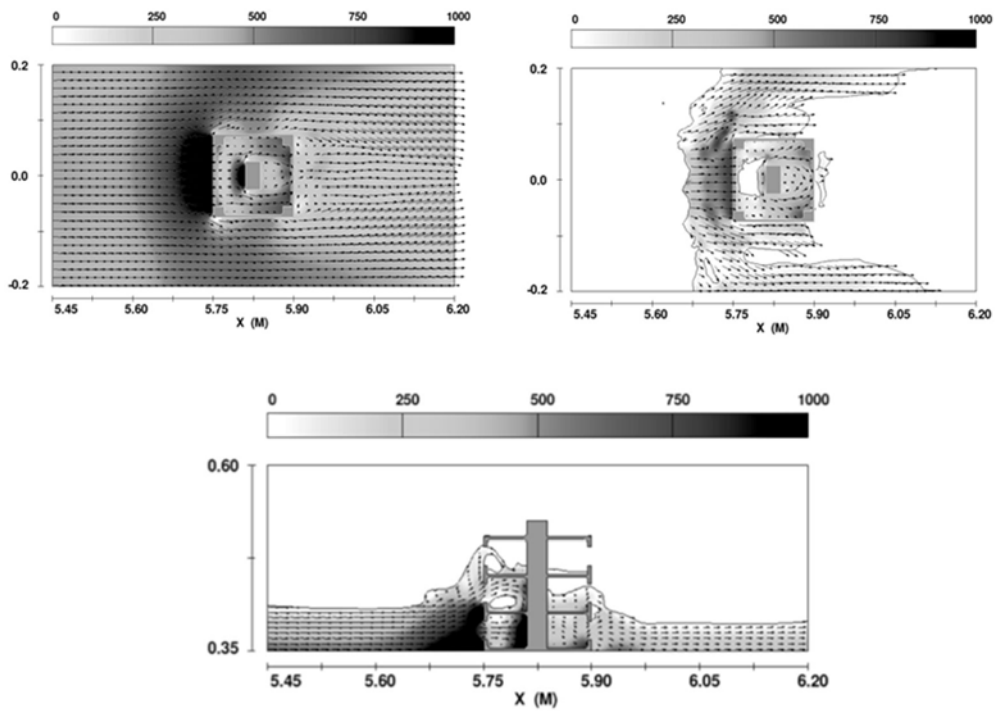


図-1.2.6 数値計算における圧力と流速ベクトルの空間分布（上段左：1階平面，上段右：2階平面，下：立面）．図中の矢印は流速ベクトルの大きさ，濃淡およびカラーバーは圧力（Pa）を示している．

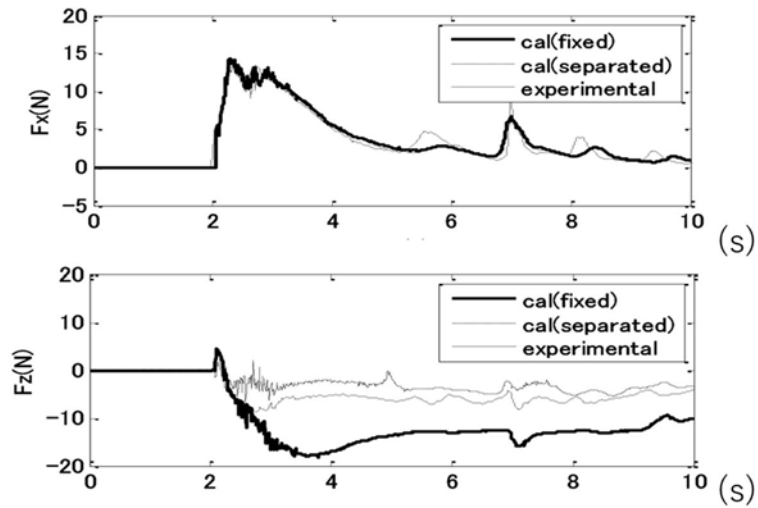


図-1.2.7 水平波力（上）と鉛直波力（下）の実験値と計算値の比較（ $h_0=50\text{cm}$ ， $h_1=30\text{cm}$ の場合）

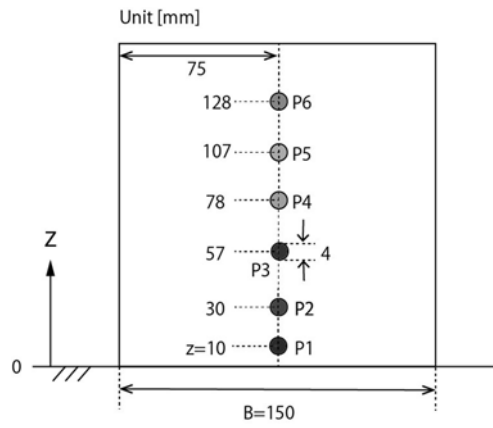


図-8 構造物模型前面部の圧力計の設置位置

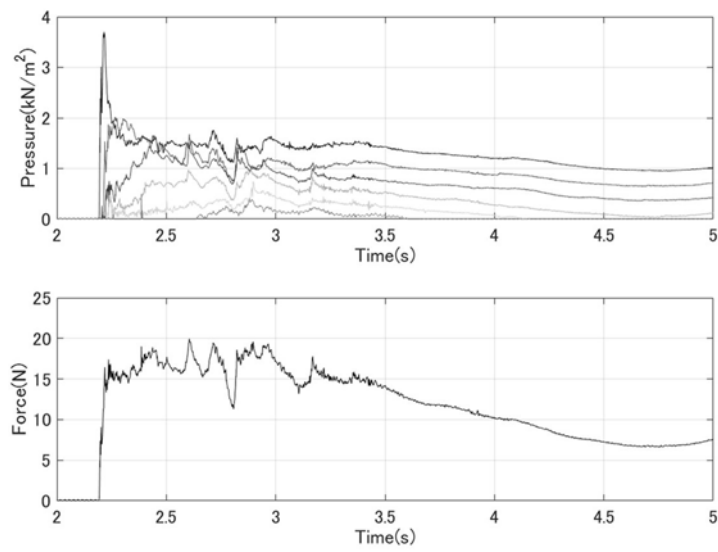


図-9 波圧と波力の時系列 (実験値, 7回目). 波力は波圧 (幅方向に一樣に作用すると仮定) の面積分で算出

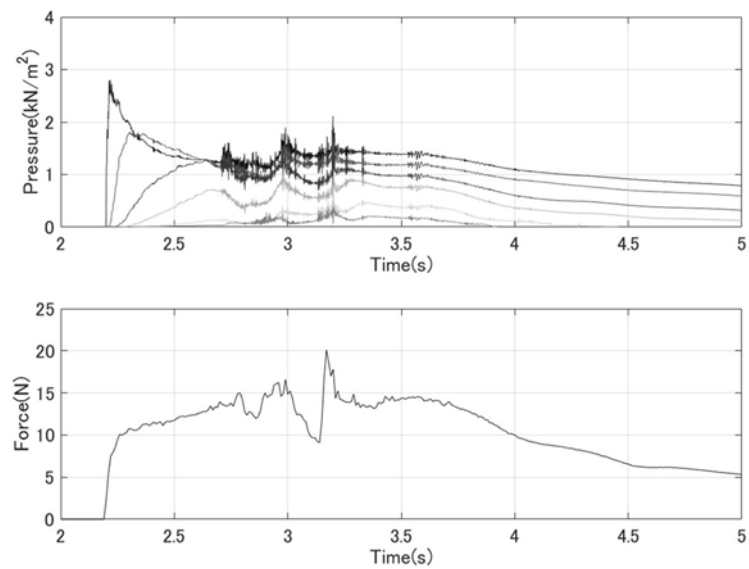
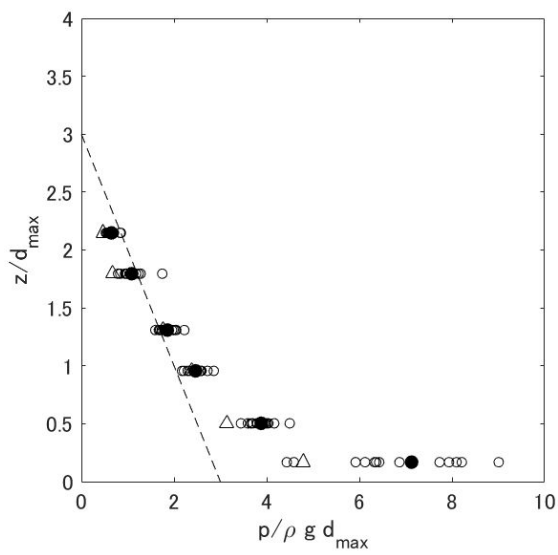
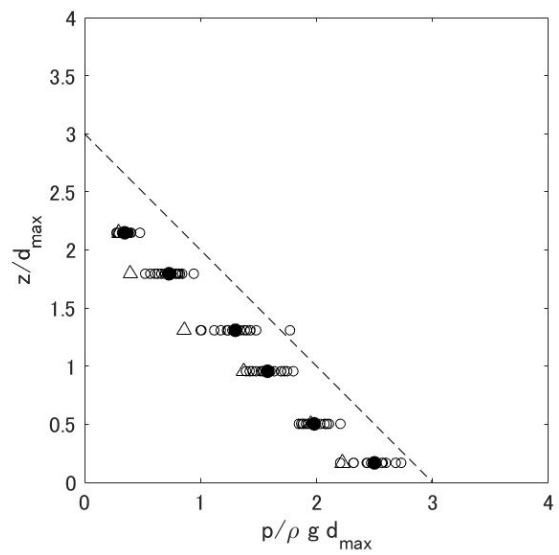


図-10 波圧と波力の時系列 (計算値)



(a) 最大段波波圧の場合



(b) 最大重複波圧の場合

図-11 無次元波圧と作用高さの関係. 白抜き丸: 全 15 回分の実験値, 黒丸: 実験値の平均, 三角: 計算値, 点線: 水深係数3のライン¹⁾

2. 津波等の水災害に伴随する事象

1. 津波による漂流物

1.1 はじめに

本節では、断面のサイズと長さが異なる6種類の直方体角柱で津波漂流物を模擬し、水理実験に基づき、橋桁に作用する津波漂流物の動態を明らかにする。具体的には、津波漂流物が橋桁の桁下空間や橋面上に漂流あるいは滞留する現象の実験的な再現を試みる。漂流物の通過率及び漂流物の閉塞率に関する6つのパラメータを定義して、それらと津波流速、橋桁の前面波高 a_f 及び背面波高 a_r との関係を明らかにする。また、既往の研究において示されているダムの崩壊流れの理論汎濫流速 u_2 と実験値との比較を行ない、実験データに対する理論的な考察を行なう。

1.2 実験方法

実験水路を図-2.1.1に示す。橋桁は、その中心線がゲートから流下方向2500mmの位置となるように、橋台の上にそのまま設置した。

漂流物の通過及び閉塞状況を観測するために、橋桁重心の真上と真下にビデオカメラ（上：CANON製DM-XV1，下：NIKON製COOLPIX AW100）を設置した。後述するStokerのモデル^{2.1.1)}を踏まえ、橋桁への津波漂流物の作用を理論的に検証するため、ビデオカメラを橋桁重心の真上と漂流物群の配置位置からの側面に設置した（上：CANON製DM-XV1，側面：NIKON製COOLPIX AW100）。その上で、ゲート開放から40秒間のビデオデータの撮影を行った。

計測した物理量は津波流速、橋桁前面及び背面の波高である。津波流速に関しては、図-2.1.1の①の位置に電磁流速計（KENEK製，VM-201HT），波高に関しては②および③の位置に容量式波高計（KENEK製，CH-601）をそれぞれ設置した。容量式波高計は橋桁模型の前面端部及び背面端部より200mmの位置、かつ、一方の橋台より40mmの位置にそれぞれ設置した。電磁流速計は前面波高計より150mmの位置、かつ、一方の橋台より40mmの位置に設置した。データのサンプリング間隔は1/1000秒とし、ゲート開放から40秒間のデータ計測を行った。

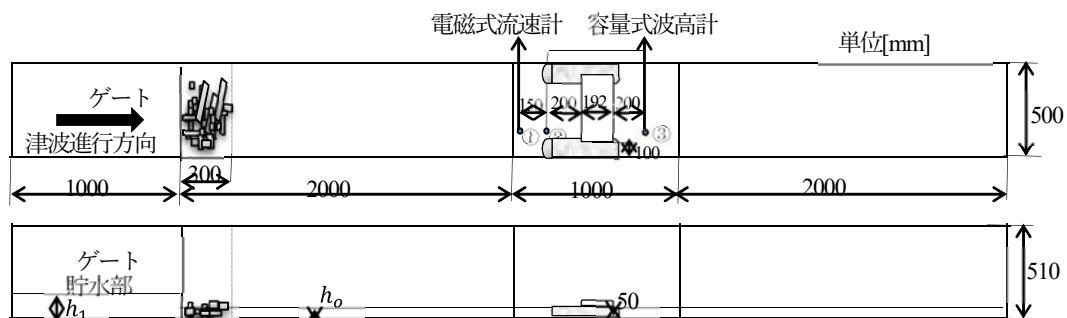


図-2.1.1 実験水路及び模型設置状況

橋桁模型はコンクリート（単位体積重量 $\rho g = 2.254 \text{ kN/m}^3$ ）で製作した。橋桁の構造形式は典型的にみられる単径間RC/PC桁とした。ここでは、文献2.1.2)で取りあげられている、2004年インド洋大津波で被災した単径間RC桁橋であるLueng Ie Bridge（インドネシア・北スマトラ島）を対象として、この橋梁の構

造諸元を図-2.1.2に示すように幾何学的に1/53.8に縮尺した。実際の橋桁は5主桁であったが、模型製作における加工の困難さの観点から3主桁に変更した。

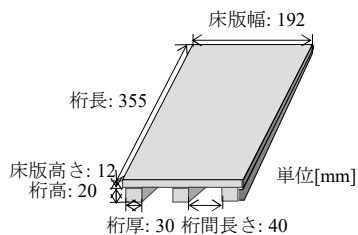


図-2.1.2 橋桁模型

表 2.1.1 津波漂流物模型

番号	実 際 長 さ [mm]	長 さ [mm]	幅 [mm]	高 さ [mm]	数 量	重 量 (浸 水 1 時 間)[g]	密 度 (浸水 1 時間) [kg/m ³]
1	1000	18.5	10	10	38	1.79	967.57
2	3000	55.5	10	10	17	5.1	918.92
3	5000	92.5	10	10	9	8.01	865.95
4	4850	90	20	12	12	21.2	981.49
5	8000	150	20	12	5	34.8	996.67
6	5400	100	60	27	3	95.67	590.56

漂流物模型の断面サイズ、長さ、及び、浸水 1 時間後の重量を表-2.1.1 に示す。津波漂流物は船舶、車輛、自転車、流木及び倒壊した建物に伴う瓦礫などであることを念頭に入れ、それらの実物の長さを 1m から 8m と想定して橋桁模型と同じ比率である 1/53.8 に縮尺した。漂流物模型は直方体の木材（乾状態比重 0.53）を用いた。松富ら^{2,13)}の研究を参考して漂流物模型の比重が大きく変化しないように、実験前に 1 時間漂流物模型を水に浸すこととした。表-2.1.1 に示す全ての漂流物は混合して漂流物群としてランダムにゲートから 300mm 範囲内の静水部に配置した。実験条件を表-2.1.2 に示す。津波の流れ場では、漂流物相互が影響を及ぼし合い、波の形成において不確実性が大きくなることから、その点を許容して、漂流物有りのケースにおいては表-2.1.2 の条件で 10 回繰り返した。津波流速及び波高の特徴を考察するために、漂流物無しのケースにおいては表-2.1.2 の条件で 3 回繰り返した。

表 2.1.2 津波漂流物模型

番号	静水深 h_0 [cm]	桁下高 h_c [cm]	貯水部水位 h_1 [cm]	記号
1	2	3	9	●
2	3	2	9	●
3	2	3	10	▲
4	3	2	10	▲
5	4	1	10	▲
6	2	3	12	■
7	3	2	12	■
8	4	1	12	■
9	2	3	15	◆
10	3	2	15	◆
11	4	1	15	◆

1.3 津波波速の定義と津波流速及び波高に対する考察

津波流速 v 及び津波波高 a の時系列の一例をそれぞれ図-2.1.3 及び図-2.1.4 に示す. 図-2.1.3 に示した津波流速 v の時系列において 4 秒前後に発生するピーク値を v_{max} [cm/s] と定義した. 津波流速の時系列において 10 秒前後のマイナスの流速は水路流下方向末端部からの反射波が橋桁に到達していることを意味している. 本実験においては, 橋桁前面に衝撃的に作用する初期の過程を考察する観点から, 反射波が橋桁に到達する前の状態のみを分析対象とした. また, 津波流速の時系列とビデオ解析結果を比較して, v_{max} の時刻の整合性を確認した上で, v_{max} 以降の 3 秒までの準定常的な区間における流速を定義する観点から, v_{max} を示した直後の 1 秒間並びに 3 秒間の時間平均を v_{ave}^1 [cm/s], v_{ave}^3 [cm/s] と定義する.

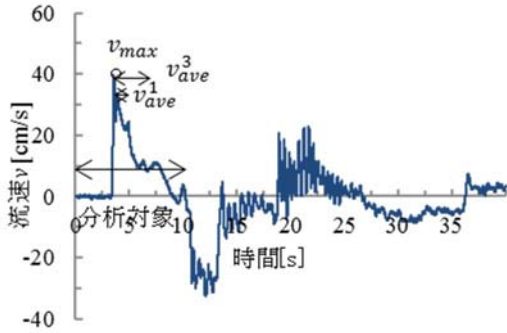


図-2.1.3 津波流速の時系列(漂流物有りの場合)

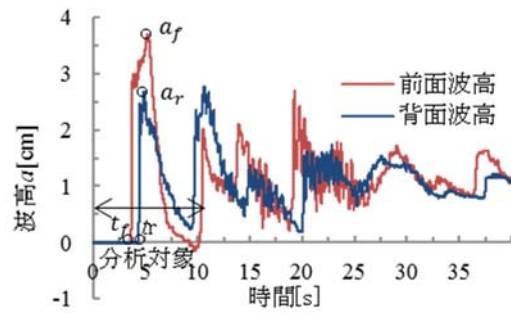


図-2.1.4 津波波高の時系列(漂流物有りの場合)

図-2.1.4 に示した津波波高に対して前面及び背面波高の時系列のピーク値を a_f [cm], a_r [cm] とし, 前面及び背面波高の立ち上がり時刻を t_f [s], t_r [s] と定義した. 以上より, 津波波速 c を以下の式(2.1.1)で定義した.

$$c = \frac{L_{r-f}}{t_r - t_f} \quad (2.1.1)$$

ここで, L_{r-f} は橋桁前面に設置した波高計から橋桁背面に設置した波高計までの距離で, $L_{r-f}=59.2$ cm である.

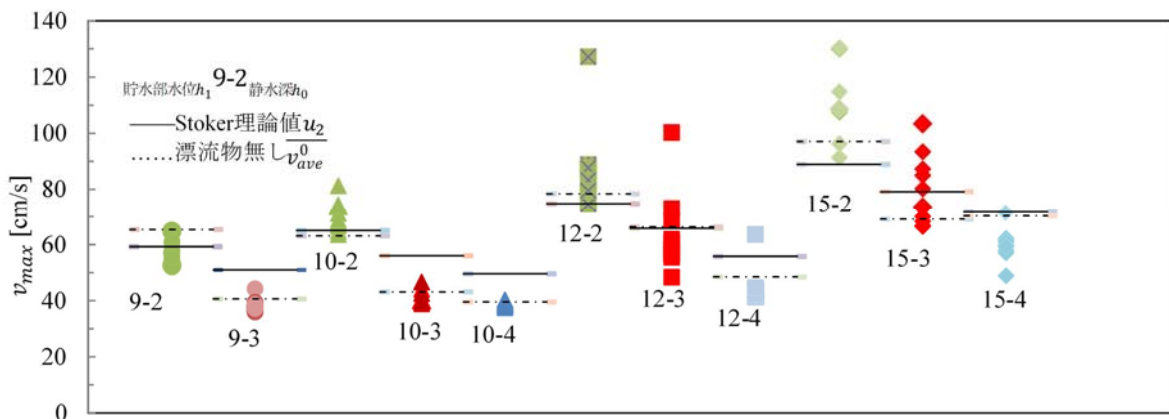


図-2.1.5 流速のピーク値 v_{max} と貯水部水位 h_1 及び静水深 h_0 の関係

図-2.1.5 は, 漂流物有りの条件のもとで, 津波流速のピーク値 v_{max} と貯水部水位 h_1 及び静水深 h_0 の関係を示す. 図中のケース番号は表-2.1.2 に示す通り, 例えば, ケース番号 9-2 は漂流物有り, 貯水部水位 $h_1=9$ cm, 静水深 $h_0=2$ cm という実験条件を表わしている. また, 漂流物無しの条件における津波流速のピ

ーク値の3回の平均値 $\overline{v_{\max}^0}$ は図-2.1.5に破線で示している。

漂流物無しの場合においては、Stoker^{2.1.1)}によるダム崩壊流の理論汜濫流速 u_2 と比較するために、その理論値 u_2 を図-2.1.5に実線で表している。なお、Stokerの理論においては、瞬時的にダムブレイクするという条件のもと、ダムの崩壊流れに対する問題をモデル化して、ダムの上流域水深 h_1 と下流域水深 h_0 から理論汜濫流速 u_2 を得る。ダム崩壊直後の時刻における、Stokerのモデルを図-2.1.6に示す。これによれば、ゲート急開直後の流れ場において、波の先端部の上流域の流速 u_2 に対して以下の関係式を得る。

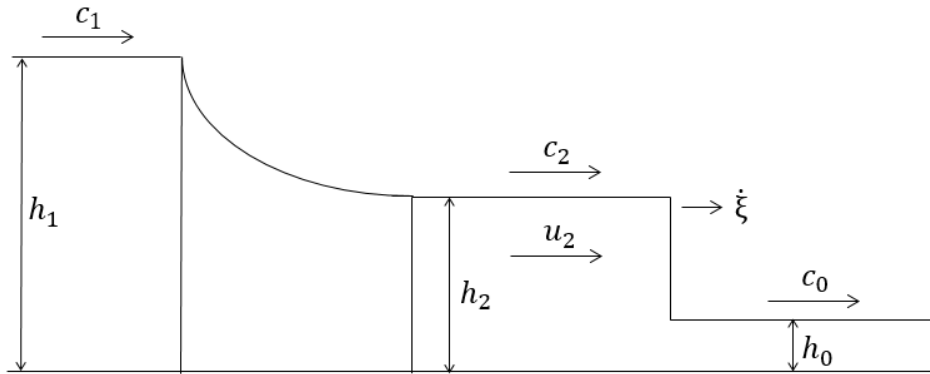


図-2.1.6 Stoker モデル^{2.1.1)}

$$\frac{u_2}{c_0} + 2 \frac{c_2}{c_0} = 2 \frac{c_1}{c_0} \quad (2.1.2)$$

ここで、 c_i は水深 h_i での波速で、次式により求められる。

$$c_i^2 = gh_i \quad (2.1.3)$$

各実験データに対しては、貯水部水位 h_1 と静水深 h_0 が与えられているので、式(2.1.3)を用いて、 c_1 と c_0 がそれぞれ求められる。また、 u_2/c_0 と c_2/c_0 が以下の式より求められる。

$$\frac{u_2}{c_0} = \frac{\xi}{c_0} - \frac{c_0}{4\xi} \left(1 + \sqrt{1 + 8 \left(\frac{\xi}{c_0} \right)^2} \right) \quad (2.1.4)$$

$$\frac{c_2}{c_0} = \left\{ \frac{1}{2} \left(\sqrt{1 + 8 \left(\frac{\xi}{c_0} \right)^2} - 1 \right) \right\}^{\frac{1}{2}} \quad (2.1.5)$$

ここで ξ は、図-2.1.6に示す波の先端部の伝播速度である。

以上より、ゲート急開直後の流れ場において、Stokerの理論を適用すると、貯水部水位 h_1 と静水深 h_0 が与えられているので、波の伝播速度 ξ が式(2.1.2)、(2.1.4)、(2.1.5)から求められ、式(2.1.4)を再度適用し波の先端部における上流域の流速 u_2 を得る。

図-2.1.5において、貯水部水位 h_1 が高くなり、また、静水深 h_0 は低くなるほど、津波流速のピーク値 v_{\max} は大きくなる。次に、静水深 $h_0=3\text{cm}$ 、 4cm の場合に、 v_{\max} は全般的にStokerの理論値 u_2 より低くなる。 $h_0=2\text{cm}$ の場合には、逆に v_{\max} は全般的にStokerの理論値より大きくなる傾向を示す。松富ら^{2.1.3)}の実験において漂流物が白木材の場合には、実験値が全般的にStokerの理論値より低くなっている。また、松富ら^{2.1.4)}の実験において漂流物が瓦礫や油の場合には、実験値は全般的にStokerの理論値より大きくなっている。このように、先行研究においては、漂流物の材質や混相の状態に応じて、実験値とStoker

の理論値との大小関係に相違がみられる。本実験結果においては、漂流物の材質が同一であるものの、静水深の違いにより混相の状態が異なるため、実験値と Stoker の理論値との大小関係は上述のように異なる結果となったと推察される。

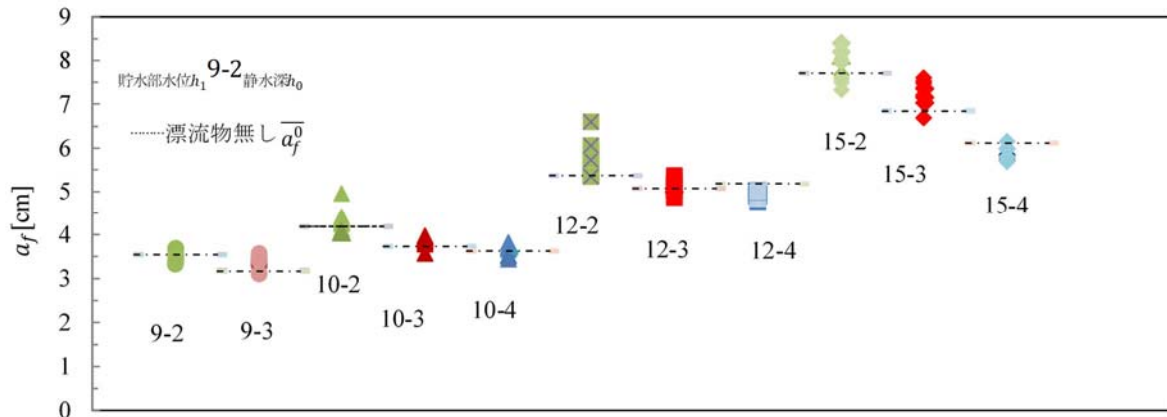


図-2.1.7 前面波高 a_f と貯水部水位 h_1 及び静水深 h_0 の関係

図-2.1.7 は、漂流物有りの条件における前面波高 a_f と貯水部水位 h_1 及び静水深 h_0 の関係を示す。また、漂流物無しの条件において、前面波高の3回の平均値 $\overline{a_f^0}$ を破線で示す。貯水部水位 h_1 が高くなり、また、静水深 h_0 が低くなるほど、図-2.1.5 に示す流速の変化の傾向と質量保存則から、前面波高 a_f は高くなる傾向を示す。さらに、漂流物有無の影響に着目すると、明らかな傾向は見られなかった。

1.4 漂流物の通過率、残留率及び閉塞率に関するパラメータの定義

実験ビデオデータに対して、Video Win Movie Maker のソフトウェアを用いて再生速度を 0.1 倍遅くなるように変換した上で、再生最小時間間隔を 0.03s と設定し、目視により、第 2 節の実験方法で述べた通り、図-2.1.3 及び図-2.1.4 において、反射波が橋桁に到達するまでのおよそ 10 秒間を分析対象として漂流物の動態を観察した。以上より、以下の漂流物の通過率、閉塞率及び残留率に関する 6 つのパラメータを算定する。

漂流物の占有率 e は以下の式で定義する。

$$e = \frac{V_f}{V_w} \quad (2.1.6)$$

ここで、 V_w は水路の一樣水深部（長さ 5000mm×幅 500mm×静水深 h_0 ）における水の全体積、 V_f は漂流物の占有体積、すなわち漂流物の全体積である。次に、漂流物の通過率 γ_p は以下の式で定義する。

$$\gamma_p = \frac{V_p}{V_f} \quad (2.1.7a)$$

$$\gamma_p = \gamma_{pn} + \gamma_{pl} \quad (2.1.7b)$$

ここで、 V_p は流れた漂流物の体積である。また、 γ_{pn} 、 γ_{pl} は以下の式で定義する。

$$\gamma_{pn} = \frac{V_{pn}}{V_f} \quad (2.1.8a)$$

$$\gamma_{pl} = \frac{V_{pl}}{V_f} \quad (2.1.8b)$$

ここで、 V_{pn} は橋桁に衝突せずに流れる漂流物の体積、 V_{pl} は橋桁に衝突して流れる漂流物の体積である。

さらに、漂流物の体積の観点からの閉塞率 γ_{cv} を以下の式で定義する。

$$\gamma_{cv} = \frac{V_{cv}}{V_f} \quad (2.1.9)$$

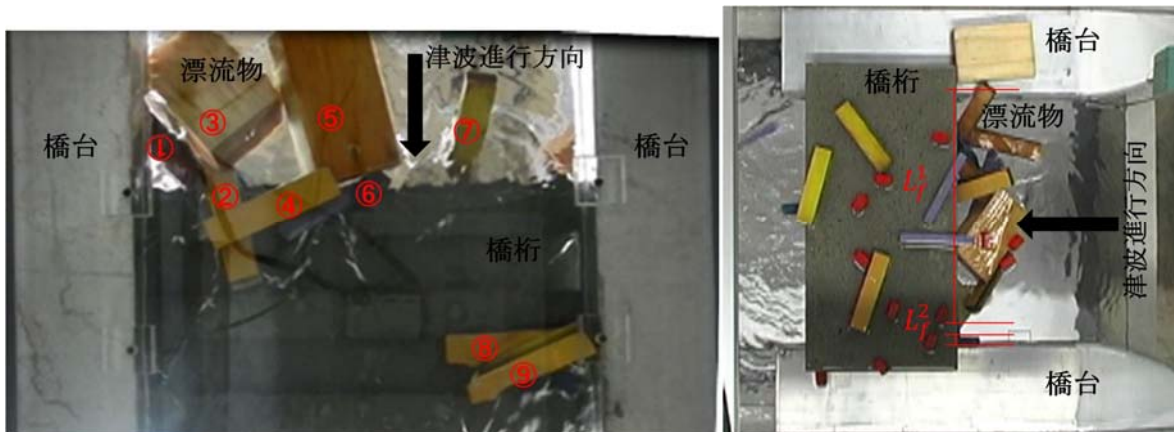
ここで、 V_{cv} は橋桁に衝突して、橋桁の前面部及び橋桁の桁下空間に詰まった漂流物の全体積である。例えば、写真-2.1.1(a)に示すように、橋桁の前面部及び橋桁の桁下空間に①-⑨まで9個の漂流物が閉塞している。反射波が橋桁に到達する前に、この状態がおよそ2秒間維持され、桁下空間に詰まった漂流物の全体積を V_{cv} と定義する。同様に、漂流物の長さの観点からの閉塞率 γ_{cl} を以下の式で定義する。

$$\gamma_{cl} = \frac{L_f}{L_b} \quad (2.1.10)$$

ここで、 L_b は桁長から橋台の桁かかり長を引いた長さである。 L_f については、写真-2.1.1(b)に示すように、漂流物が橋桁に衝突して部分的に桁下空間に詰まり、それらの長手方向の長さを橋軸方向に正射影した全長を採用する。最後に、漂流物の残留率 γ_l は以下の式で定義する。

$$\gamma_l = \frac{V_l}{V_f} \quad (2.1.11)$$

ここで、 V_l は橋桁上に残留した漂流物の体積である。



(a) 体積の観点からの閉塞率 γ_{cv} の定義

(b) 長さの観点からの閉塞率 γ_{cl} の定義

写真-2.1.1 閉塞率の定義

1.5 津波流速と漂流物の通過率、閉塞率及び残留率の関係

図-2.1.8 には、津波流速 v_{max} と漂流物の通過率、閉塞率及び残留率の関係を示す。津波漂流物が橋桁の桁下空間や橋面上を漂流あるいは滞留する現象に対して、津波流速 v_{max} 、 v_{ave}^1 及び v_{ave}^3 の3つのパラメータの中で、 v_{max} による説明性が最も高いと判断された。以上より、本節においては、 v_{max} と漂流物の通過率、閉塞率及び残留率の関係を論じる。

図-2.1.8(a)において、津波流速のピーク値 v_{max} [cm/s]と漂流物の通過率 γ_p の關係に着目すると、桁下高が一番低い $hc=1\text{cm}(e=0.0117)$ の場合(10-4, 12-4, 15-4)には、実験ケース 10-4 の一部のデータを除いて $37.58\text{cm/s} \leq v_{max} \leq 71.47\text{cm/s}$ の領域で $0.015 \leq \gamma_p \leq 0.347$ となる。図-2.1.1に示すように、漂流物を混合して漂流物群としてランダム

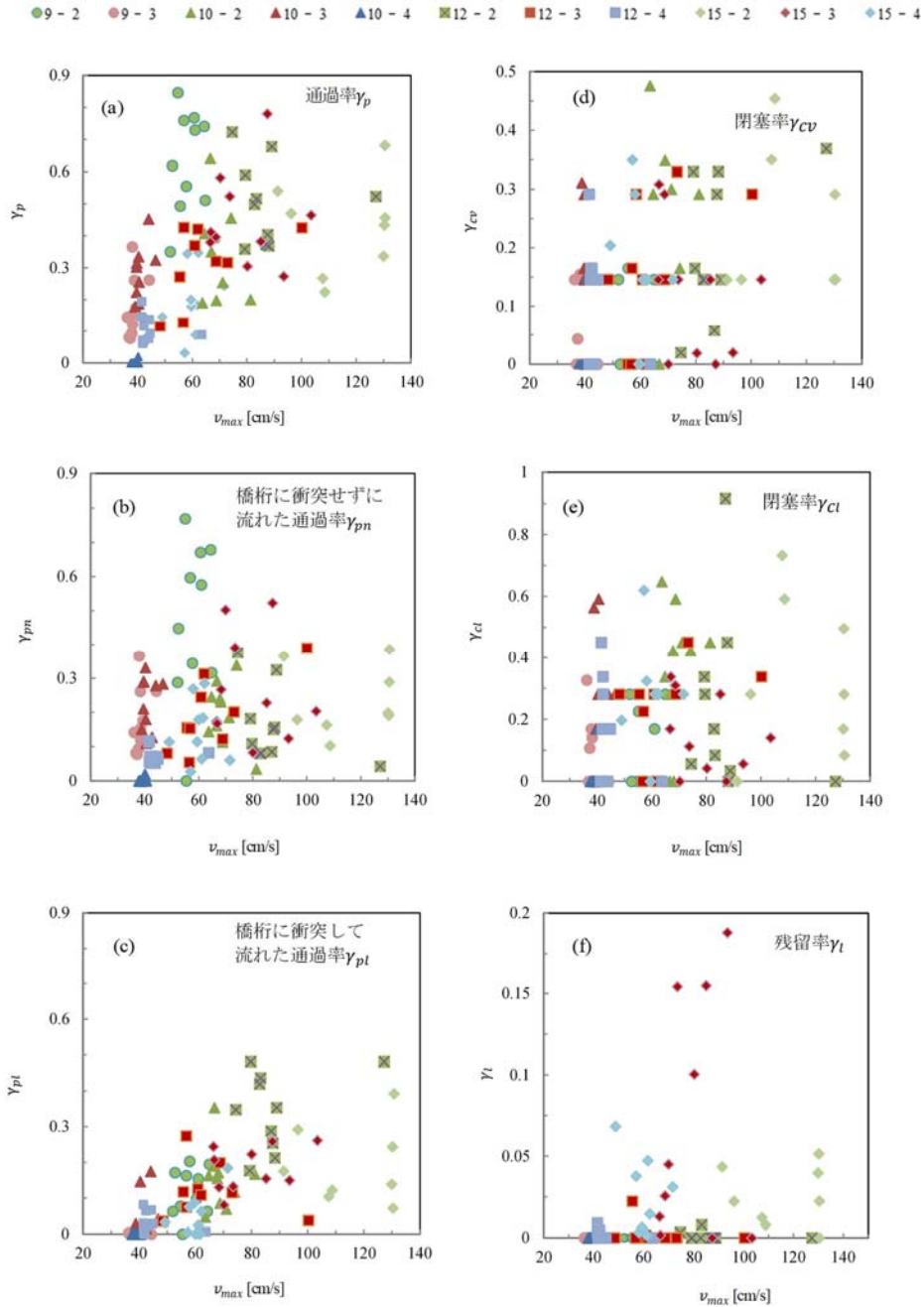


図-2.1.8 流速の最大値 v_{max} と漂流物の通過率、閉塞率及び残留率の関係

に静水部に配置するため、津波の流れ場における漂流物群の動態は大きくばらつくことから、10回の同じ実験条件においても v_{max} と γ_p の結果は大きなばらつきを示す。なお、実験ケース10-4において、実験の4回目のデータである10-4-4以外のデータは橋桁の前面に全ての漂流物が流れ場の中で停止した。それ以外のデータにおいては、 v_{max} が大きくなるに従って γ_p は高くなる傾向を示した。これらの場合より桁下高が高い $hc=2\text{cm}$ ($e=0.0156$)の場合(9-3, 10-3, 12-3, 15-3)には、 $36.05\text{cm/s} \leq v_{max} \leq 103.41\text{cm/s}$ の領域で $0.078 \leq \gamma_p \leq 0.780$ となり、 $hc=1\text{cm}$ の場合と同様に v_{max} が大きくなるに従って γ_p は高くなる傾向が見られた。桁下高が最大となる $hc=3\text{cm}$ ($e=0.0235$)の場合(9-2, 10-2, 12-2, 15-2)には、 $35.19\text{cm/s} \leq v_{max} \leq 130.48\text{cm/s}$ の領域で $0.190 \leq \gamma_p \leq 0.846$ となり、流速が低い段階から極めて速い段階まで、通過率 γ_p はばらついているが、全体として v_{max} が大きくなると γ_p は高くなる傾向を示す。

以上の通過率 γ_p の傾向を踏まえ、橋桁に衝突せずに流れた漂流物の通過率 γ_{pn} 並びに橋桁に衝突して流れる漂流物の通過率 γ_{pl} の内訳の観点から分析する。

図-2.1.8(b)において、橋桁に衝突せずに流れる漂流物の通過率 γ_{pn} の観点からは、全てのケースにおいて、 $36.05\text{cm/s} \leq v_{max} \leq 130.48\text{cm/s}$ の領域で γ_{pn} は0.769までの値を示す。これらの中で、特に実験ケース9-2において、橋桁に衝突せずに通過した漂流物の割合が高く、 $54.78\text{cm/s} \leq v_{max} \leq 64.86\text{cm/s}$ の領域で $0.575 \leq \gamma_{pn} \leq 0.769$ となる。また、桁下高が一番低い $hc=1\text{cm}(e=0.0117)$ の場合(10-4, 12-4, 15-4)には、 $37.59\text{cm/s} \leq v_{max} \leq 71.47\text{cm/s}$ の領域で γ_{pn} は0.284となり、 v_{max} が大きくなるに従って γ_{pn} は高くなる傾向を示す。この場合より桁下高が高い $hc=2\text{cm}(e=0.0156)$ の場合(9-3, 10-3, 12-3, 15-3)には、 $37.58\text{cm/s} \leq v_{max} \leq 103.41\text{cm/s}$ の領域で $0.053 \leq \gamma_{pn} \leq 0.522$ となり、 v_{max} と γ_{pn} の関係は大きいばらつきを示す。桁下高が最大となる $hc=3\text{cm}(e=0.0235)$ の場合(9-2, 10-2, 12-2, 15-2)には、 $51.99\text{cm/s} \leq v_{max} \leq 130.48\text{cm/s}$ の領域で γ_{pn} は0.769までとなり、実験ケース15-2の一部のデータを除いて、 v_{max} が大きくなるに従って全体的には γ_{pn} が小さくなる傾向を示す。

一方、図-2.1.8(c)において、橋桁に衝突して流れる漂流物の通過率 γ_{pl} の観点からは、 $36.05\text{cm/s} \leq v_{max} \leq 130.48\text{cm/s}$ の領域で γ_{pl} は0.481までの値となる。桁下高が一番低い $hc=1\text{cm}(e=0.0117)$ の場合(10-4, 12-4, 15-4)には、 v_{max} が大きくなるに従って橋桁に衝突せずに流れる漂流物の通過率 γ_{pn} と同様に γ_{pl} も高くなる傾向が見られる。これらの場合より桁下高が高い $hc=2\text{cm}(e=0.0156)$ の場合(9-3, 10-3, 12-3, 15-3)には、 v_{max} が大きくなるに従って橋桁に衝突せずに流れる漂流物の通過率 γ_{pn} は先述したように一定値に収束する傾向が見られる反面、 γ_{pl} は高くなっていく傾向を示す。桁下高が最大となる $hc=3\text{cm}(e=0.0235)$ の場合(9-2, 10-2, 12-2, 15-2)には、橋桁に衝突せずに流れる漂流物は一定の割合でシェアが低くなる一方で、橋桁に衝突して流れる漂流物のシェアが高くなり、その通過率 γ_{pl} は高くなる傾向が見られる。

漂流物の橋桁への衝突のシェアを考察するために、橋桁の桁下空間や橋面上に通過した漂流物に対する、橋桁に衝突して流れる漂流物の割合 γ_{pl}/γ_p を図-2.1.9のように算出した。また、 v_{max} に対して γ_{pl}/γ_p の10cm/s毎の平均値を計算し、図-2.1.9に併せてプロットしている。

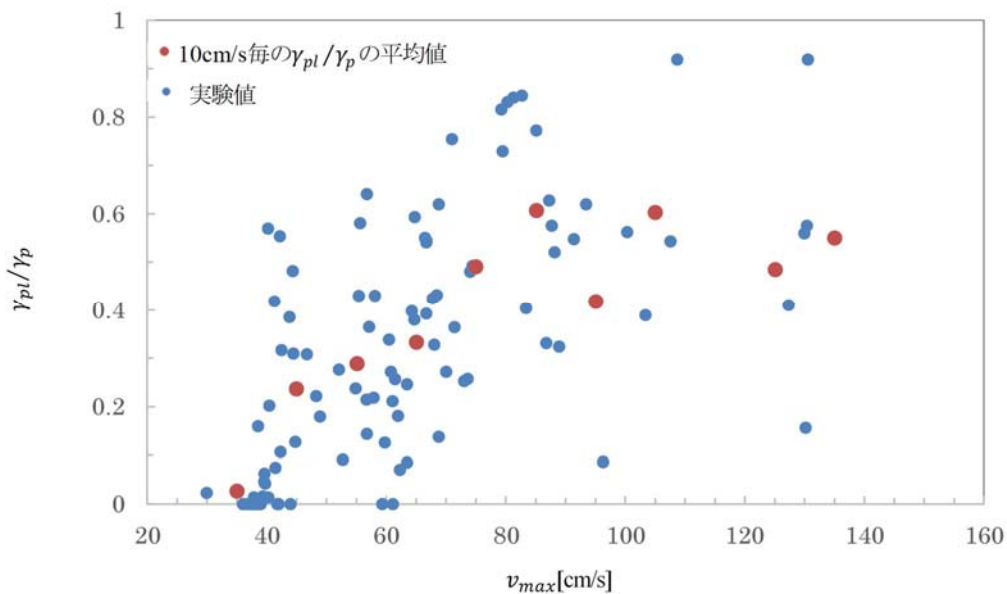


図-2.1.9 橋桁の桁下空間や橋面上に通過した漂流物に対する、橋桁に衝突して流れる漂流物の割合 γ_{pl}/γ_p と流速の最大値 v_{max} の関係

図-2.1.9より、 $36.04\text{cm/s} \leq v_{max} \leq 83.30\text{cm/s}$ の領域で、 v_{max} が大きくなるほど、全体的には γ_{pl}/γ_p が大きくなる傾向を示した。その中に、流速が相対的に低い $36.04\text{cm/s} \leq v_{max} \leq 66.76\text{cm/s}$ 領域では、一部のデータを除いて、衝突して流れる漂流物の割合 γ_{pl}/γ_p は0.5には至らない。10cm/s毎の平均値も0.4まで至らない。すなわち、橋桁に衝突して流れる漂流物より、衝突せずに流れる漂流物の割合が大きいことを意味する。79.52cm/s $\leq v_{max} \leq 83.30\text{cm/s}$ の流速が相対的に高い領域では、 γ_{pl}/γ_p の平均値が0.4を超えて0.6までの範囲で示す。 γ_{pl}/γ_p が $0.81 \leq \gamma_{pl}/\gamma_p \leq 0.84$ の範囲でピークを示すとともに、 $83.30\text{cm/s} \leq v_{max} \leq 130.48\text{cm/s}$ の流速が高い領域では $v_{max}=127.28\text{cm/s}$ において、最大値 $\gamma_{pl}/\gamma_p=0.919$ を示す。この場合には、橋桁の桁下空間や橋面上に通過した漂流物の中で、9割以上の漂流物が橋桁に衝突して流れたことを意味する。

以上より、 v_{max} と γ_p 、 γ_{pn} 及び γ_{pl} の関係について、 v_{max} が低い場合には、 v_{max} が大きくなるに従って γ_p も大きくなり、その際、 γ_{pn} 及び γ_{pl} が両方ともに大きくなっている。また、その場合には、橋桁に衝突せずに桁下空間を通過した漂流物が多く、 γ_{pn} の割合が大きくなる。さらに v_{max} が大きくなると、 γ_p はばらつくものの、 v_{max} が大きくなるに従って γ_{pn} が小さくなり、逆に γ_{pl} はさらに高くなる、その場合には、橋桁に衝突せずに流れた漂流物より、衝突して流れた漂流物のシェアが高くなる。

図-2.1.8(d)において、 v_{max} と漂流物の体積の観点からの閉塞率 γ_{cv} の関係に着目すると、 $36.05\text{cm/s} \leq v_{max} \leq 130.48\text{cm/s}$ の領域で γ_{cv} は0.476までの値を示す。 γ_{cv} の値は $\gamma_{cv}=0, 0.146, 0.292$ の3つの大別される。 $\gamma_{cv}=0.00$ の場合は漂流物が全て橋桁の桁下空間や橋面上に通過して閉塞しない場合である。 $\gamma_{cv}=0.146$ の場合は表-2.1.1に示す漂流物6番が1個のみ橋桁の桁下に閉塞した場合である。 $\gamma_{cv}=0.292$ の場合は同様の漂流物6番が2個橋桁の桁下に閉塞した場合である。これらのケースでは漂流物6番以外の漂流物は全て橋桁の桁下空間や橋面上を通過する。このことから、重量及び体積の観点から最も大きい漂流物6番の桁下への閉塞が閉塞率に支配的な影響を及ぼすことがわかる。なお、 v_{max} が大きくなるに従って、全体的には γ_{cv} が大きくなる傾向を示す。特に、実験ケース15-2の場合には、 $91.38\text{cm/s} \leq v_{max} \leq 130.48\text{cm/s}$ の領域で、全ての実験回数において γ_{cv} は0.146以上となる。また、図-2.1.8(e)において、 v_{max} と漂流物の長さの観点からの閉塞率 γ_{cl} の関係に着目すると、 $37.58\text{cm/s} \leq v_{max} \leq 130.48\text{cm/s}$ の領域で γ_{cl} は0.915までの値を示す。これは、漂流物の体積の観点からの閉塞率 γ_{cv} と調和的な傾向を示す。なお、漂流物の長さの観点からの閉塞率 γ_{cl} については、 v_{max} が低い場合にも漂流物が橋桁の桁下空間に閉塞することから γ_{cl} は大きくなる傾向を示す。

図-2.1.8(f)において、 v_{max} と残留率 γ_l の関係に着目すると、 $36.05\text{cm/s} \leq v_{max} \leq 130.48\text{cm/s}$ の領域で γ_l は0.188までの値を示す。貯水部水位が $h_1=9\text{cm}$ の場合(9-2, 9-3)及び貯水部水位が $h_1=10\text{cm}$ の場合(10-2, 10-3, 10-4)には $36.04\text{cm/s} \leq v_{max} \leq 64.87\text{cm/s}$ 及び $37.59\text{cm/s} \leq v_{max} \leq 81.30\text{cm/s}$ のそれぞれの領域において $\gamma_l=0.00$ となるが、これらの場合は漂流物が橋桁の橋面上に残留しないことを意味する。特に、先述したように、実験ケース10-4は10-4-4以外の場合には橋桁の前で全て漂流物が停止する。貯水部水位が高くなり、流量が大きくなると、 $h_1=12\text{cm}$ の場合(12-2, 12-3, 12-4)には漂流物が橋桁の橋面上に残留し始め、貯水部水位が $h_1=15\text{cm}$ の場合(15-2, 15-3, 15-4)にはおよそ1割以上の漂流物が橋桁の橋面上に残留する。この場合には、 $48.95\text{cm/s} \leq v_{max} \leq 93.40\text{cm/s}$ の領域で、 v_{max} が大きくなるに従って γ_l も増加になる。特に実験ケース15-3では、 $v_{max}=93.40\text{cm/s}$ において残留率 $\gamma_l=0.188$ の最大値を示す。なお、 v_{max} が更に大きくなると、実験ケース15-2では、前述した v_{max} と通過率及び閉塞率の関係のように γ_l は逆に小さくなる。

前述した漂流物の閉塞のメカニズムと異なり、橋桁の橋面上に漂流物が残留するメカニズムについては、表-2.1.1に示す漂流物1番の占める割合が最大0.158となり、同様に、漂流物2番、3番、4番の占める割合がそれぞれ最大0.118, 0.222, 0.083となった。すなわち、重量及び体積の観点から小さい漂流物の残留が γ_l に支配

的な影響を及ぼす。以上より、 v_{max} と閉塞率の関係については、重量及び体積の観点から大きい漂流物の桁下への閉塞が支配的である。 v_{max} と残留率 γ_l の関係については、逆に、小さい漂流物の残留が橋面上に支配的である。 $48.95\text{cm/s} \leq v_{max} \leq 93.40\text{cm/s}$ の領域で、 v_{max} が大きくなるに従って、 γ_l が0.188まで増加し、 v_{max} が更に大きくなると γ_l は逆に小さくなる。

1.5 まとめと今後の課題

以上、得られた知見をまとめると以下の通りである。

- (1) 津波作用の諸量の中で、津波漂流物が橋桁の桁下空間や橋面上を漂流あるいは滞留する現象に係る説明性が最も高かったのは津波流速のピーク値 v_{max} であった。
- (2) 漂流物の橋桁に対する通過率 γ_p については、桁下高 h_c が相対的に低い場合において、 v_{max} が大きくなるに従って γ_p が高くなる傾向が見られた。この場合には橋桁に衝突せずに流れた漂流物と橋桁に衝突して流れた漂流物のシェアーがほぼ拮抗する。桁下高 h_c が高くなると、 v_{max} が大きくなるに従って、一定量の漂流物が橋桁に衝突せずに流れるものの、橋桁に衝突して流れる漂流物のシェアーが高まり、漂流物全体としての通過率 γ_p も高まる結果となる。
- (3) 漂流物の橋桁に対する閉塞現象に関しては、体積の観点からの閉塞率 γ_{cv} は0.15から0.3程度の大きな値に収束した。これは、重量及び体積の観点から最も大きな漂流物が橋桁に1つあるいは2つ詰まった場合に相当し、橋桁のスケールに対して大きな漂流物の閉塞が閉塞率全体を支配することを意味する。
- (4) 漂流物の橋面上の残留率 γ_l については、貯水部水位 h_1 が徐々に高まり流量が大きくなると、漂流物が橋桁の橋面上に残留し始め、特に、桁下高 h_c が最も高い場合において重量及び体積の観点から相対的に小さく細長い漂流物が橋面上におよそ1割から2割前後残留することとなる。
- (5) 津波漂流物の作用を考慮した波の先端部のモデル化については、Stokerのモデルに基づき、上流域の流速 u_2 の算定式を得た。 $36.04\text{cm/s} \leq v_{max} \leq 76.81\text{cm/s}$ の流速が低い領域では、本モデルによる説明性が明らかに高い。しかし、それ以上の流速が高い領域では、本モデルの説明性の限界があり、この原因については、今後の検討課題である。

【参考文献】

- 2.1.1) Stoker, J. J.: The formation of breakers and bores, *Communications on Pure and Applied Mathematics*, Vol. 1, pp. 1-87, 1948.
- 2.1.2) 土木学会・地震工学委員会：東日本大震災による橋梁等の被害分析小委員会最終報告書，第II編，津波被害分析WG最終報告書，2015.
- 2.1.3) 松富英夫，藤井碧，山口健：漂流物を伴う氾濫流の基礎実験とモデル化，海岸工学論文集，土木学会，第54巻，pp. 226-230, 2007.
- 2.1.4) 松富英夫，榊山勉，Sindhu Nugroho，都司嘉宣，谷岡勇市郎，西村裕一，鎌滝孝信，村上嘉謙，松山昌史，栗塚一範：Banda Aceh と周辺における2004年インド洋津波と被害想定からみた課題，海岸工学論文集，土木学会，第52巻，pp. 1366-1370, 2005.

(庄司学)

2.2 津波越流による橋台アプローチ部の盛土の流出現象

2.2.1 背景

津波による橋梁の被災に関する研究はこれまでに数多く行われてきたものの、橋台アプローチ部の盛土（以下、橋台背面盛土と呼ぶ）の流出を対象に検討を行った事例は限られている。井上ら^{22.1)}と吉崎ら^{22.2)}は、2種類の橋台模型を対象に橋台背面盛土の被災メカニズムに関する100G場での遠心模型実験を実施し、盛土の平均すべり高に基づく被災度は津波の遡上端の進行速度との相関が高いことなどを明らかにしている。ただし、橋台背面盛土が流出に到る過程とその機構に対する検討は十分とは言えない。ここでは、橋台背面盛土の流出を水理実験とその再現計算により検討した事例を紹介する。

2.2.2 水理実験の概要

名古屋大学所有の図-2.2.1に示すアクリル製循環式水平開水路（長さ6.00m、奥行き0.30m、高さ0.29m）を用いて縮尺1/100の水理実験を行った。図-2.2.2に実験装置の概略図を示す。同図に示すように、水路の内部に厚さ10cmの砂地盤を、その上に橋台模型と背面盛土を設置した。ここで、橋台模型と盛土は、2011年東北地方太平洋沖地震時に津波により橋台背面盛土の流出などの被害を受けたことが佐々木ら^{22.3)}により報告されている岩手県陸前高田市の沼田跨線橋A2橋台を参考に決定した。砂地盤と盛土には、中央粒径約0.2mmの珪砂6号（トーヨーマテラン製）を用いた。砂地盤は、約2.0cmごとに締め固めを行い、湛水により飽和状態とした。盛土は、含水比を10~13%に調整し、何層かに分けて締め固めを行った。そして、水路沖側端にポンプ2台により単位幅流量0.0260 m³/s/mの水を30s間供給し、津波を想定した流れを作用させた。なお、盛土表法尻を原点とする水平岸向き座標をx軸、水路の手前側側壁を原点とする水平奥向き座標をy軸、水路底面を原点とする鉛直上向き座標をz軸とした。

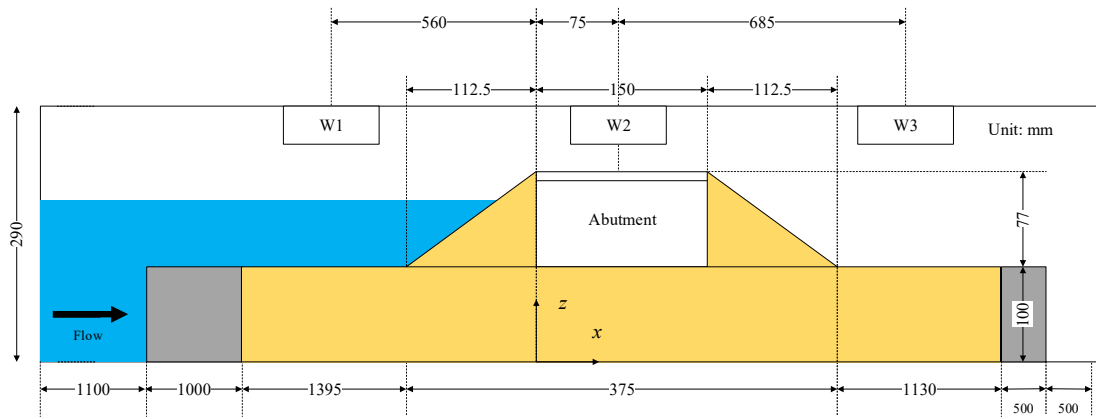
実験は、図-2.2.2に示すように橋台模型を設置したケースAと、橋台模型に加えて舗装を模擬した厚さ3mmのアルミ板を盛土上に置いたケースBも実施した。また、再現性確認のため、同一条件の実験を2回行った。津波作用時には、水路側面から動画撮影を行うとともに、W1~W3の位置に設置した超音波センサ（Omron製E4C-DS30L）により水位変動の計測を行った。津波作用前後には、レーザー変位計（Keyence社製LR-TB5000C）を用いてy=50, 100, 150, 200, 250mmの5測線で地形の計測を行った。

2.2.3 水理実験結果及び考察

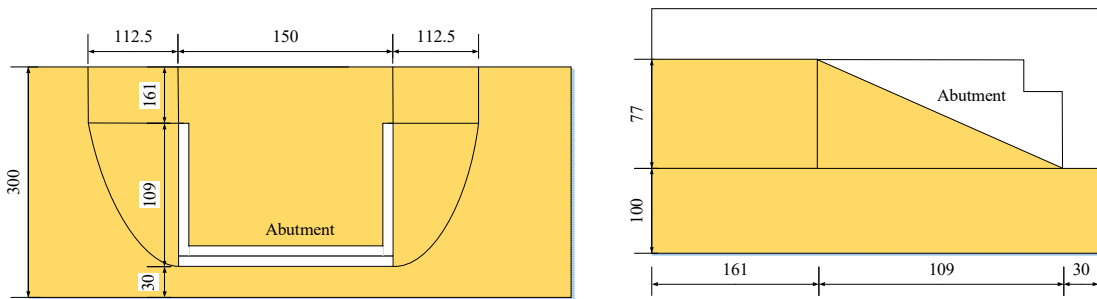
舗装モデル未設置時のケースAにおける津波作用後の背面盛土の様子を図-2.2.3に例示する。ここで、



図-2.2.1 水平開水路



(a) 水路全体



(b) 橋台模型と背面盛土 (左: 上面図, 右: 側面図)

図-2.2.2 実験装置の概略図

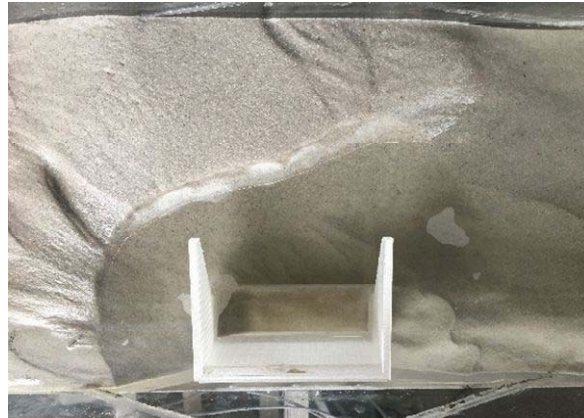


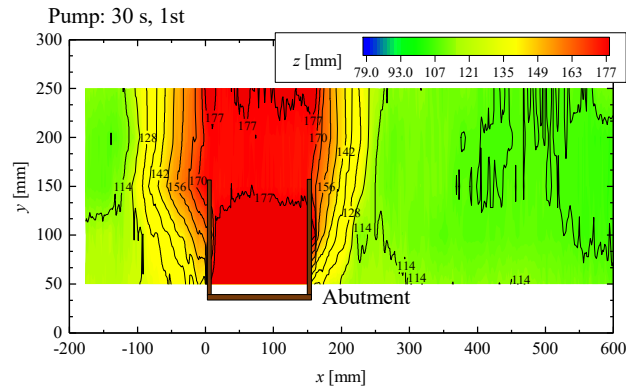
図-2.2.3 水路上側から見た津波作用後の背面盛土の様子 (舗装モデルなし; 左側が沖)

同図の左側が沖, 右側が岸である。また, 同ケースにおける水路奥側から見た津波作用後の様子を図-2.2.4に示す。ここで, 同図の白色の線は水路奥側における盛土の初期地形を示す。図-2.2.3より, 写真手前に写っている白色の橋台が下の方まで見えており, 橋台周辺の盛土には大規模な侵食が発生した一方で, 橋台から離れた側の盛土は残っていることが確認できる。図-2.2.4より, 橋台と反対側の水路奥側では初期の半分程度の高さの盛土が残っており, 橋台周辺と比較して侵食は小さくなっている。

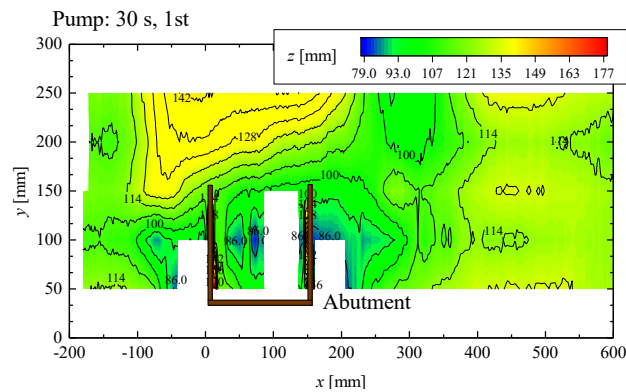
図-2.2.5に, 舗装モデル未設置時のケース A における津波作用前の盛土の初期地形と津波作用後の盛土の最終地形を例示する。なお, $y = 50 \text{ mm}$ よりも手前側と $y = 250 \text{ mm}$ より奥側の地形は計測していないことから, 空白となっている。また, 予備実験において, $z = 83 \text{ mm}$ 以下の地形は洗掘部分に溜まった水の影響によりレーザー変位計では正しく計測できていないことが分かったため, こちらも空白として示し



図-2.2.4 水路奥側から見た津波作用後の背面盛土の様子（舗装モデルなし；左側が沖）



(a) 津波作用前の初期値地形

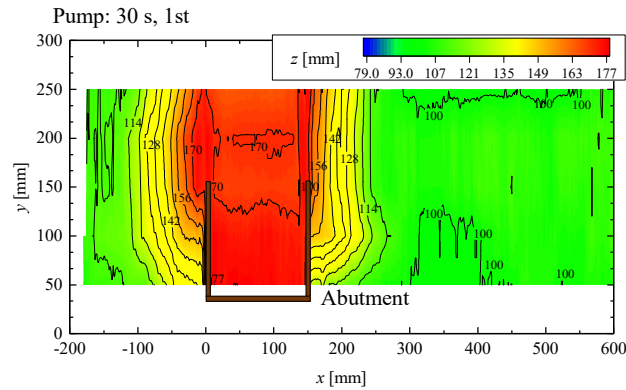


(b) 津波作用後の最終地形

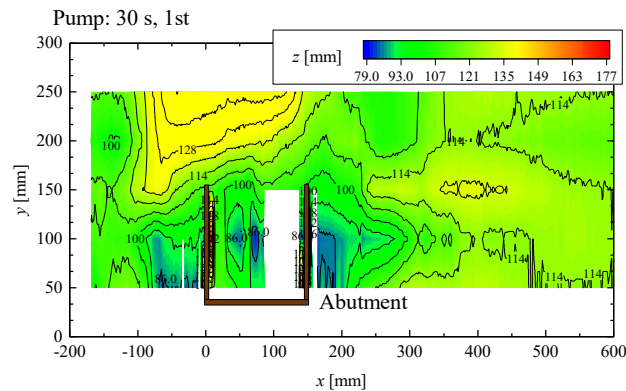
図-2.2.5 津波作用前後の地形（舗装モデルなし）

た。図-2.2.5より、津波作用前の盛土は天端が $z = 177$ mmの高さまでであったものの、津波作用後は大きく削られていることが分かる。特に、橋台の沖側、岸側、内側は $z = 83$ mm以下を示す空白となっており、元の地盤面である $z = 100$ mmよりも深くまで洗掘されていることが分かる。また、計測はしていないものの、以上のことより、橋台の手前側の開口部にも洗掘が生じているものと推測される。一方、橋台と反対側の水路奥側では、図-2.2.4と同様、盛土が残っていることが確認でき、図-2.2.5の範囲では盛土が $z = 142$ mmの高さまで残っていることが確認できる。このように、橋台周辺の盛土に侵食が発生した一方で橋台から少し離れた位置の盛土が残る現象は、2011年東北地方太平洋沖地震津波時の沼田跨線橋の橋台背面盛土の被害状況^{2.2.3}と整合していると言える。また、橋台や盛土の少し岸側の $x > 300$ mmでは津波作用後の地盤面が津波作用前よりも若干高くなっており、侵食された盛土が岸側に堆積したと考えられる。

続いて、舗装モデル設置時のケース B における津波作用前の盛土の初期地形と津波作用後の盛土の最終地形を図-2.2.6に例示する。ここで、同図の最終地形は、舗装モデルを取り除いた上で計測を行っている。図-2.2.6より、橋台と反対側の水路奥側において残存している盛土が舗装モデル未設置時と比べ



(a) 津波作用前の初期値地形



(b) 津波作用後の最終地形

図-2.2.6 津波作用前後の地形（舗装モデルあり）

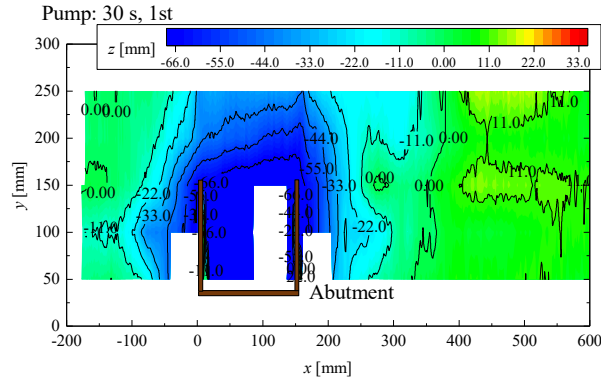
て若干小さく低くなっているものの、舗装モデルの有無は顕著な影響を与えていないことが分かる。

そこで、図-2.2.5 と図-2.2.6 から求めた津波作用前後での地形の変化を図-2.2.7 に示す。ここで、同図の正值は堆積を、負値は侵食を示す。また、図-2.2.5 や図-2.2.6 で空白となっていた場所については、図-2.2.7 でも空白とした。図-2.2.7 から、橋台周辺の地盤高が大きく低下していることが分かる。また、盛土の少し岸側の地盤高が若干高くなっていること、橋台と反対側の水路奥側での侵食が舗装モデル設置時の方が若干大きいものの、舗装モデルの有無の影響は大きくないことも確認できる。

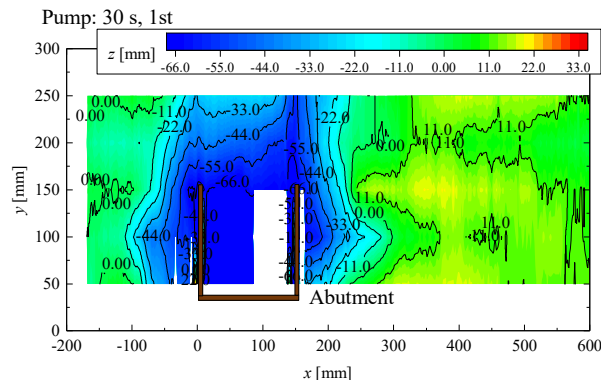
2.2.4 数値計算の概要

中村ら²²⁴⁾による 3 次元流体・構造・地形変化・地盤連成数値計算モデル FS3M (Three-Dimensional Coupled Fluid-Structure-Sediment-Seabed Interaction Model) を用いて水理実験の再現計算を行った。同モデルは、メインソルバーと 4 つのモジュールから構成されている。メインソルバーは、地形の変化や浮遊砂による流体の密度の変化を考慮して流体運動の解析を行う連続式と Navier-Stokes 方程式に基づく LES (Large-Eddy Simulation) である。そのメインソルバーには、気液界面を追跡する MARS (Multi-Interface Advection and Reconstruction Solver) に基づくモジュール、掃流砂・浮遊砂輸送による移動床の地形変化と浮遊砂濃度分布の計算を行うモジュール等が組み込まれている。

図-2.2.8 に計算領域の概略図を示す。同図に示すように、水理実験と同様に、砂地盤、橋台、背面盛土を設定した。なお、ここでは、舗装モデルがない場合のみを対象とした。砂地盤と背面盛土を構成する砂のパラメータとして、中央粒径は水理実験と同様に 0.2 mm とした。砂粒子の密度、空隙率、静止摩擦角、動摩擦角、水中安息角、斜面崩壊開始基準、斜面崩壊完了基準は、水理実験での値が得られていない



(a) 舗装モデルなし



(b) 舗装モデルあり

図-2.2.7 津波作用前後での地形の変化

ことから、それぞれ $2.65 \times 10^3 \text{ kg/m}^3$, 0.4, 45.01° , 27.0° , 45.0° , 0.0° , -0.01° とした。限界 Shields 数は岩垣の式により、砂粒子の沈降速度は Rubey の式により求めた。底質巻き上げ係数は、試行計算により、定常流に対する値 0.00033 より若干小さい 0.00025 とした。van Genuchten の式の形状パラメータ α , n^* と残留飽和度 $S_{r,r}$ も、水理実験で得られていないことから、中央粒径に近い三河珪砂 6 号^{2.2.5)} の $\alpha = 0.28 \text{ kPa}^{-1}$, $n^* = 12.898$, $S_{r,r} = 13.5\%$ を用いた。最大飽和度 $S_{r,s}$ は簡単のために 100% とした。初期飽和度は、湛水を行った $z = -0.10 \text{ m}$ より下の砂地盤では最大飽和度 $S_{r,s}$ に設定し、 $z = -0.10 \text{ m}$ より上の盛土では含水比 10~13% を参考に飽和度 28.8% とした。そして、水理実験と同様の流量の流れを 30 s 間作用させた。

2.2.5 計算結果

盛土天端の W2 と盛土岸側の W3 での水位変動に関して、水理実験結果と再現計算結果の比較を図-2.2.9 に示す。水理実験では超音波センサに最も近い位置の水面を計測していたと考えられることから、図-2.2.9 の数値計算結果でも最も上にある水面の位置を水位変動として示した。図-2.2.9 より、盛土天端の W2 では、20 s 頃までは水位の上昇が認められるものの、その後は初期の水位よりも低下していることが分かる。これは、盛土の天端高の低下に伴い、水面の位置も低下したためである。また、水理実験結果と再現計算結果を比較すると、盛土天端の W2 において 40 s 前後の時刻に若干のずれが認められるものの、それ以外では再現計算結果は水理実験結果と一致していることが確認できる。

図-2.2.10 に津波作用後の最終地形を示す。水理実験で地形の計測が行われている $y > 0.05 \text{ m}$ の範囲に着目すると、水理実験結果を示した図-2.2.5(b) で $z = 83 \text{ mm}$ 以下を示す空白となっている橋台の沖側、岸側、内部では、数値計算結果を示した図-2.2.10 でも深く掘れていることが分かる。その一方で、橋台

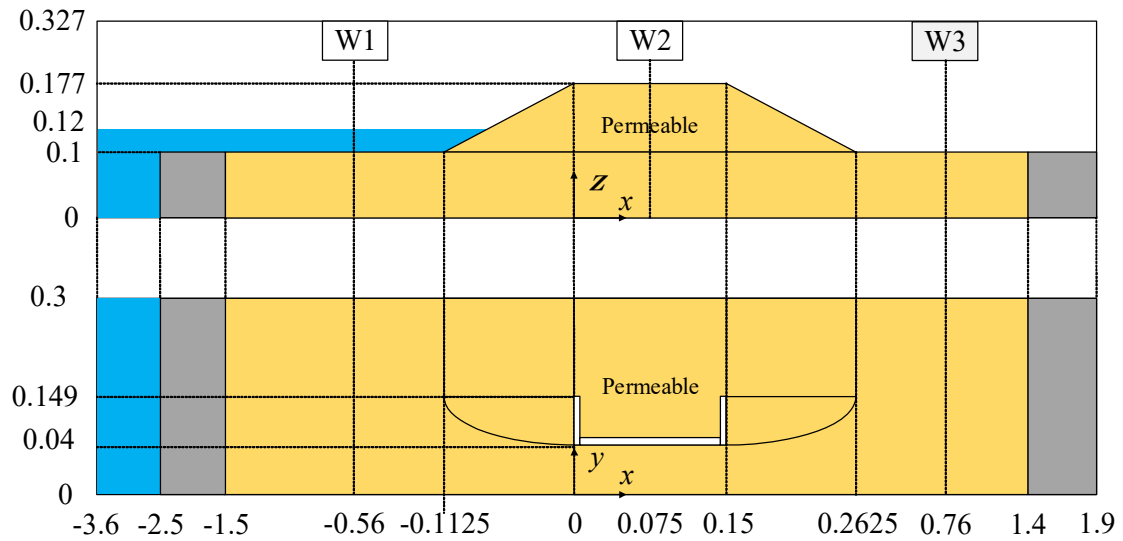


図-2.2.8 計算領域の概略図

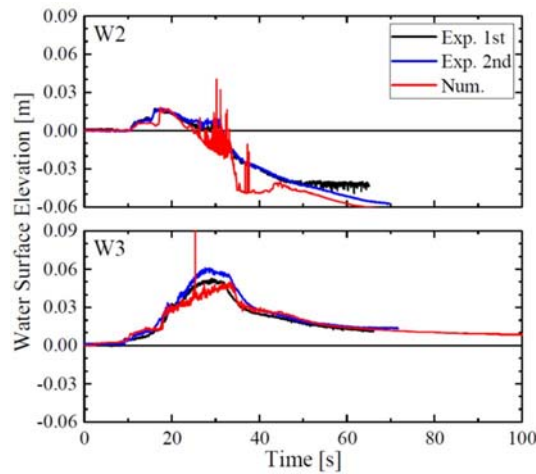


図-2.2.9 盛土天端 W2 および盛土岸側 W3 における水位変動の比較

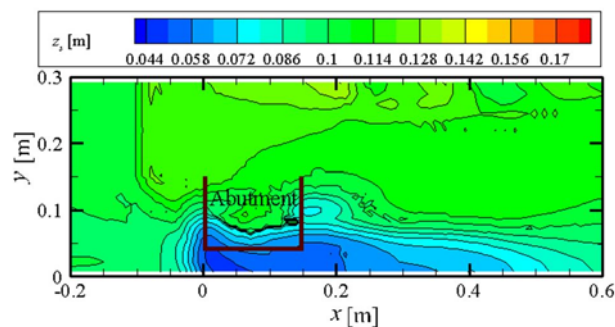


図-2.2.10 津波作用後の最終地形の再現計算結果

と反対側の水路奥側での盛土の侵食が水理実験と比べて若干大きく、橋台の少し岸側の堆積も過小評価していることが確認できる。このような課題を残しているものの、特に橋台周辺に関しては水理実験で確認された地形の変化を数値計算でも概ね再現できていると考えられる。

最後に、橋台周辺の盛土の侵食過程を図-2.2.11 に例示する。ここで、同図の左図は鳥瞰図、右図は y

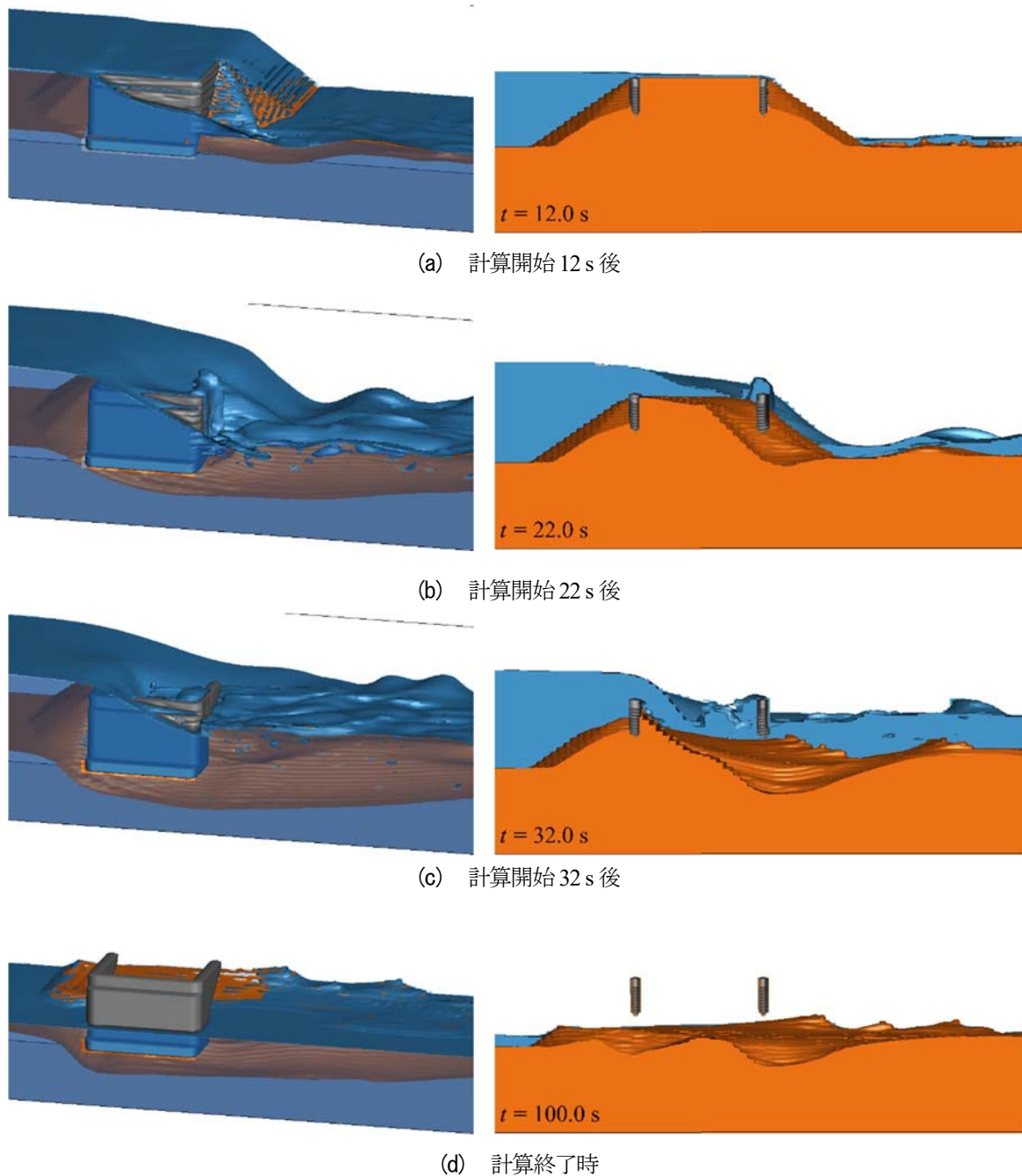


図-2.2.11 再現計算による津波作用時の地形変化の様子（左：鳥瞰図，右： $y=100\text{ mm}$ での断面図）

= 100 mm での断面図である。また、水色は水面を、茶色は盛土を表しており、可視化の都合上、灰色は橋台あるいは盛土の表面を表している。図-2.2.11 より、盛土上を津波が越流し始めるとともに、岸側の法面、特に楕円錐状になっている橋台のすぐ岸側の法面が侵食され始めることが分かる。そして、その侵食が岸側のウイングの下まで達すると、橋台の内部の盛土がウイングの下から流出し始めている。その後、橋台の内部や沖側の盛土も流出し、最終的に元の地盤面よりも下まで達する洗掘が形成されている。以上のように、橋台背後盛土の流出過程が数値計算モデル FS3M により評価できることが確認できた。

2.2.6 まとめ

ここでは、沼田跨線橋 A2 橋台をモデル化した橋台模型を対象に、背面盛土の流出現象を水理実験と数値計算の両面から検討した事例を紹介した。この検討を通じて、2011 年東北地方太平洋沖地震津波時と

類似する橋台背面盛土の侵食が水理実験で再現できるとともに、侵食に与える舗装の影響は顕著には認められないことを明らかにした。また、水理実験結果との比較により数値計算モデル FS3M の再現性が確認できるとともに、同モデルにより橋台背後盛土の流出過程の評価ができることを示した。ただし、水理実験の条件が限られているなど、課題を残していることから、さらなる検討が不可欠である。

【参考文献】

- 2.2.1) 井上貴大, 宮本 圭, 吉崎文明, 永瀬英生, 廣岡明彦 (2014) : 異なる形状の橋台背面盛土が津波を受けた際の被災メカニズムに関する遠心模型実験, 第 49 回地盤工学研究発表会, pp. 1897-1898.
- 2.2.2) 吉崎文朗, 藤岡大千, 廣岡明彦, 永瀬英生 (2015) : 橋台背面盛土の被災状況に擬似津波の流況が及ぼす影響に関する遠心模型実験, 第 50 回地盤工学研究発表会, pp. 1177-1178.
- 2.2.3) 佐々木達生, 幸左賢二, 付 李, 木下和香 (2011) 東日本大震災による津波の影響を受けた沼田跨線橋の損傷判定, 第 31 回土木学会地震工学研究発表会講演論文集, 11 p.
- 2.2.4) 中村友昭, 趙 容桓, 水谷法美 (2019) : 不飽和地盤へ適用可能な VOF 法に基づく数値計算モデルの開発と不飽和地盤の浸透・侵食現象への適用, 土木学会論文集 B3 (海洋開発), Vol. 75, No. 2, pp. I_229-I_234.
- 2.2.5) 杉井俊夫, 山田公夫, 奥村 恭 (2002) : 高飽和時における砂の不飽和透水係数に関する考察, 平成 13 年度土木学会中部支部研究発表会講演概要集, III-6, pp. 267-268.

(中村友昭)

2.3 高潮による漂流物

2.3.1 検討の目的

近年発生する気象擾乱において、平成27年(2015年)の台風18号をはじめに、平成30年(2018年)に発生した台風21号や令和元年(2019年)台風15号、同年台風19号など、台風に伴って発生する集中豪雨や河川の増水による洪水と内水氾濫、さらに高潮と波浪の影響により、インフラ施設に甚大な被害が発生する傾向にある。

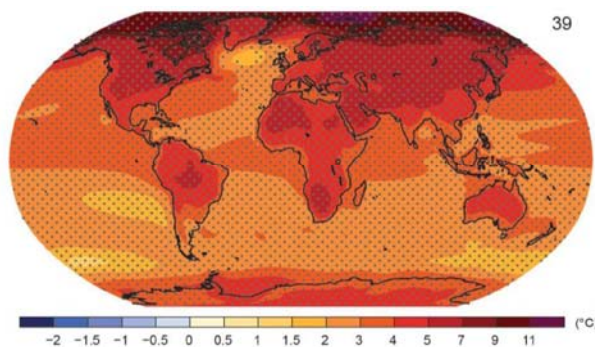
過去の気象擾乱、ここでは台風に着目して振り返ると、昭和9年の室戸台風や昭和34年の伊勢湾台風、昭和36年の第二室戸台風を筆頭に、多数の被害が生じているが、近年では活発化する台風の被害が増加している傾向が垣間見える。これらの活発化の主な要因は、地球温暖化による海水面の水温上昇に伴う豊富な水蒸気量の供給と気流の収束と鉛直シエアの継続などであるが、前述の通り、近年ではこの気象擾乱の激甚化により、被害状況が増大していると言っても過言ではない状況にある。

特に、前述した台風21号の被害状況に着目すれば、関西国際空港の滑走路が浸水する事態となった。また、関西国際空港の東側に停泊していた油タンカーが、暴風等の影響によって走錨して連絡橋に衝突した。この被害により、関西国際空港では空港機能が停止するとともに、連絡橋の機能喪失により利用客が空港に1昼夜足止めされる事態に陥った。

上述は広義の気象擾乱の中でも、台風に着目した被害の1例ではあるものの、気象擾乱の激甚化が、そもそも地球温暖化を要因とするのであれば^{23.1)}、気象の不可逆性を踏まえ、今後も同規模の台風が近年の発生頻度と同等以上で発生する可能性は否定できない。

これらのことを踏まえ、激甚化する気象擾乱に対する備えとして、社会の経済活動の一旦を担う空港と周辺施設に対する最悪シナリオによる被害の予測と対策が必須であると考えられる。

本研究は、台風によって発生する高潮と波浪に対する対策を講じるために被害発生メカニズムを理解することを目的としており、前段検討として、気象擾乱の発生による被害予測の可否を確認するために、既往の気象擾乱をサンプルとして被害状況の再現を実施した。



21世紀末(2081-2100年の平均)の気温の変化の予測
複数の気候モデルによるRCP8.5シナリオ(非常に高い温室効果ガス排出量が続いた場合)の予測結果を平均したもの。1986-2005年の平均気温からの変化を示す。(IPCC第5次評価報告書より)

図-2.3.1.1 21世紀末の気温の変化の予測^{23.1)}

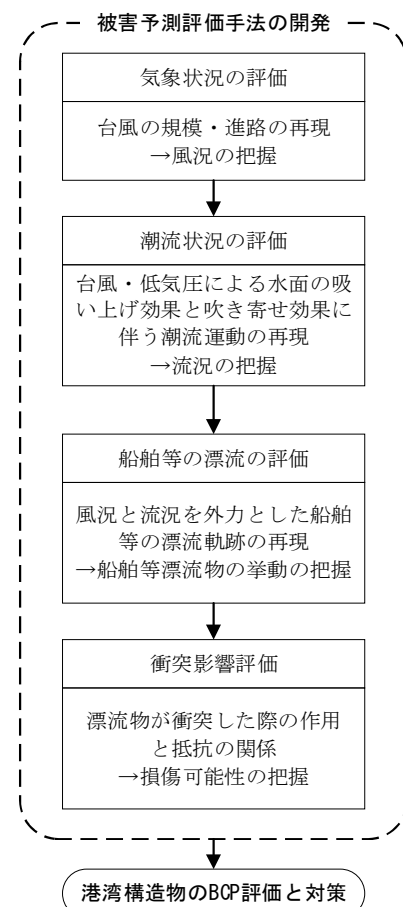


図-2.3.1.2 研究フロー

2.3.2 対象とする被災事象

気象擾乱と被害の再現において対象とするのは平成30年台風21号である。

2018年8月28日に南鳥島近海で発生した台風第21号は、日本の南を北西に進み、9月3日には向きを北寄りに変え、4日12時頃に非常に強い勢力で徳島県南部に上陸した。その後、4日14時頃には兵庫県神戸市に再び上陸し、速度を上げながら近畿地方を縦断し、日本海を北上、5日9時には間宮海峡で温帯低気圧に変わった。台風の接近・通過に伴って、西日本から北日本にかけて非常に強い風が吹き、非常に激しい雨が降った。特に四国や近畿地方では、猛烈な風が吹き、猛烈な雨が降ったほか、顕著な高潮となったところがあった。風については、高知県室戸市室戸岬では最大風速48.2メートル、最大瞬間風速55.3メートル、大阪府田尻町関空島（関西空港）では最大風速46.5メートル、最大瞬間風速58.1メートルとなるなど四国地方や近畿地方では猛烈な風を観測し、観測史上第1位となったところがあった。また、四国や近畿地方では海は猛烈なしけとなった^{2.3.2)}。

この非常に強い台風21号に伴う強風の影響により、大阪湾を含む瀬戸内海に海上台風警報が発表されている状況下において、泉州港の南東方沖に船舶中の油タンカーが台風の接近に伴い増勢した風を受けて走錨し、北方に圧流され、平成30年9月4日13時40ころに関西国際空港連絡橋に衝突した^{2.3.3)}。

衝突事故の発生位置、油タンカーの航行経路図、衝突状況について、それぞれ図-2.3.2.1、図-2.3.2.2、図-2.3.2.3に示す。

関西国際空港連絡橋は、大阪府和泉佐野市と関空島を結び、道路幅約15mの片側3車線の道路桁が2本と鉄道桁1本からなる構造であり、ガス管、通信、ケーブル等が本連絡橋に設置されていた^{2.3.3)}。

本連絡橋は、最も関空島よりの橋脚（P1橋脚）を起点として関空島側約30m、泉佐野市側約40m、P1橋脚の南東側に隣接する橋脚（P2橋脚）を基点として関空島側約50mにわたり、橋梁部に曲損、破口、擦過傷等を生じ、また、P2付近の接続部は北東側に約4m移動していた（図-2.3.2.4）^{2.3.3)}。



図-2.3.2.1 衝突事故の発生位置^{2.3.3)}



図-2.3.2.3 油タンカーの衝突状況

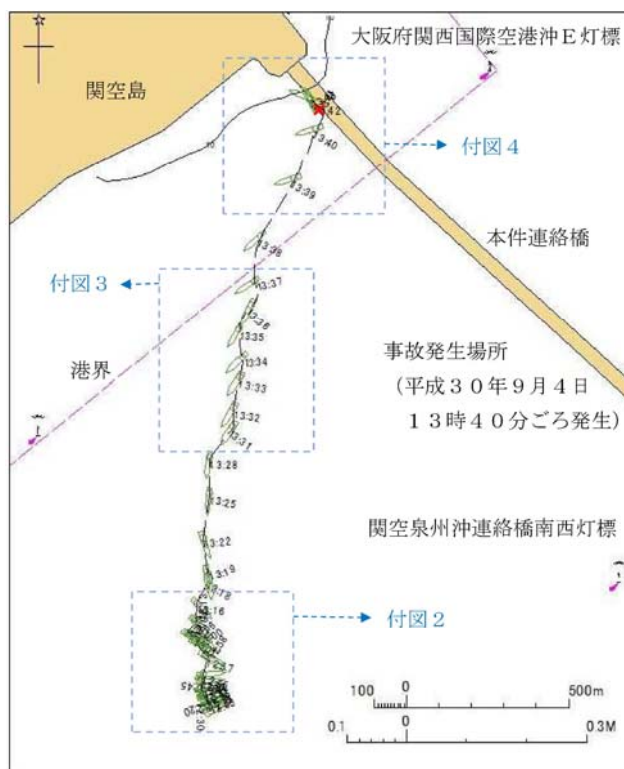


図-2.3.2.2 油タンカーの航行経路図^{2.3.3)}

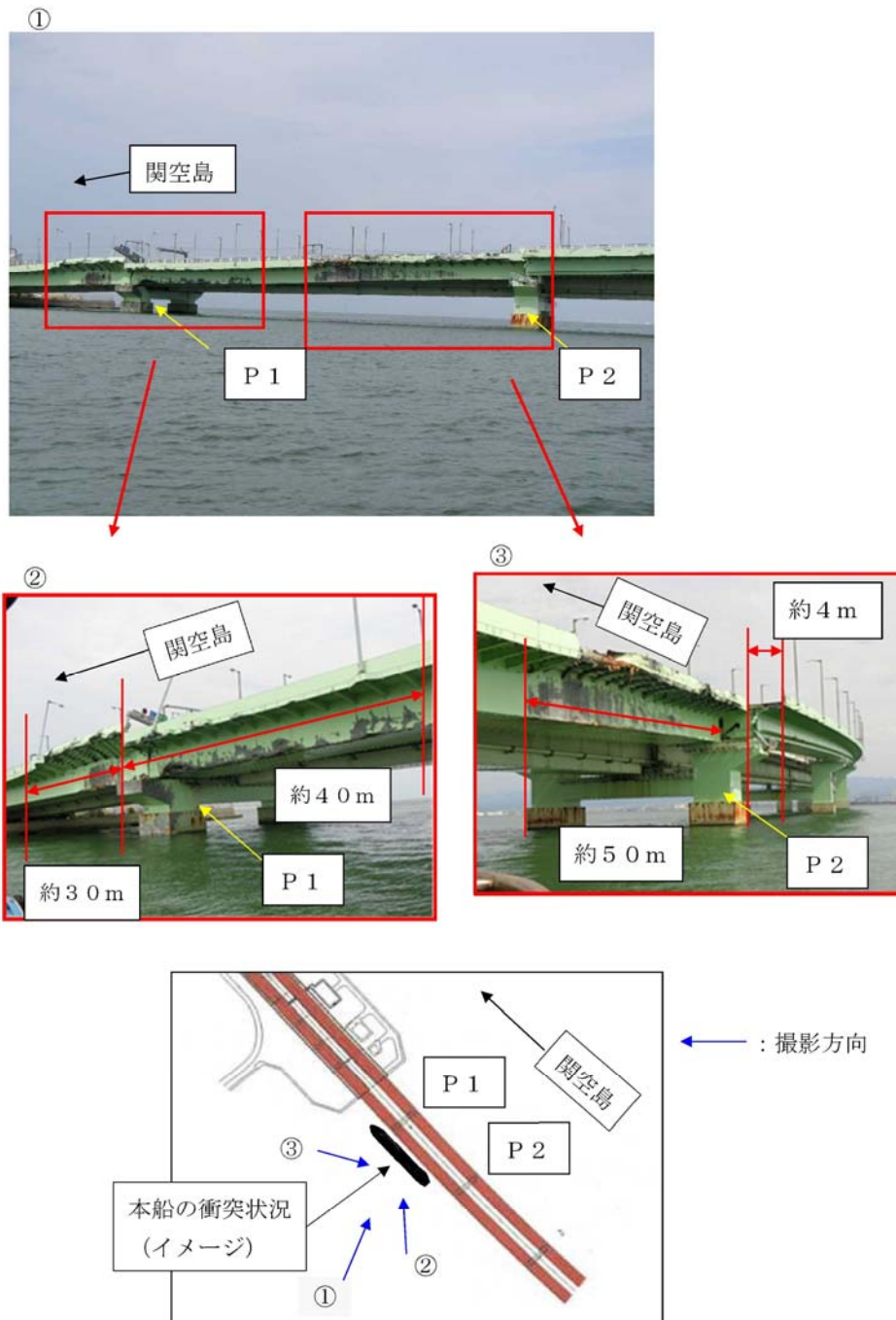


図-2.3.2.4 関西国際空港連絡橋の被害状況^{23,3)}

これらの被害状況（図-2.3.2.4）から類推すると、本連絡橋の被害は、油タンカーが直接衝突した道路橋の張出し床版の曲損や、主桁ウェブの擦過傷に加え、衝突時の衝撃によって上下部接続部である支承構造の破損が生じたことが伺える。

この被害により関空島への交通は遮断されたため、空港利用客や施設の従業員等、1昼夜孤立する事態となった。加えて、高潮による滑走路浸水により空港機能も停止することとなった。

この被害状況を鑑みるに、空港施設を含む港湾施設等へのBCP評価として、漂流船舶島の衝突リスクの把握は逼迫性が高いと考えられる。

なお、参考文献2.3.3)によれば、走錨発生に関する解析として、油タンカーの錨等の係駐力とプロペラ水力及び風波の概略から比較した事故の発生過程が検討されている。

係駐力や外力の導出過程はここでは省略するが、限界係駐力と走錨の判定は下記の通りである。

船は外力が大きくなると係駐力はそれに釣り合って大きくなり、船尾方に移動し、錨鎖が徐々に海底から離れ、海底で摩擦力を発生している錨鎖の長さが短くなる。

海底に接する錨鎖の長さは、外力が大きくなるとさらに短くなって摩擦力が小さくなり、ついには外力が係駐力を上回って走錨が開始し、この時の係駐力が「限界係駐力」であり、走錨せずに耐え得る限界の係駐力ともいえる。

従って、

- ・風圧力+波漂流力+プロペラ推力>係駐力となると走錨が発生し、
- ・風圧力+波漂流力+プロペラ推力<係駐力となると走錨が発生しない。

図-2.3.2.5に風圧力+波漂流力+プロペラ推力と係駐力の関係を示す。同図は、参考文献2.3.3)で解析されたものをグラフ化したものである。また、油タンカーの走錨時は単錨泊であったことが報告されているが^{2.3.3)}、同図には双錨泊とした場合の係駐力を併せて示している。

同図より、単錨泊での係駐力に対して外力が上回る時刻は、12:58:14、13:18:38、13:37:48であることがわかる。また、双錨泊とした場合は係駐力が増加するものの、前述のいずれの時刻も、双錨泊であっても係駐力に対して外力が上回る。

一方で、12:58:14において走錨を止めるために主機を用いるとプロペラ推力によって錨泊状態を維持できる結果である。

これらのことから、単錨泊で、かつ主機を用いない状態が走錨に対して不利な状況であるといえる。

ここで、風圧力と波漂流力、プロペラ推力などの外力の内訳に目を向ければ、概ね風圧力が支配的であることがわかる。これは、油タンカーが走錨した時点では空船状態で全てのバラスタタンクに海水バラスタを漲水し、約1,260tの積載状態であり、喫水は船主約2.40m、船尾約4.20mであったが^{2.3.3)}、海面より上方の船舶の風に対する被圧面積が、海面より下方の喫水の被圧面積よりも大きかったことが推察される。

以上を再現解析の事前情報として踏まえ、以降、再現解析を実施した結果について述べる。

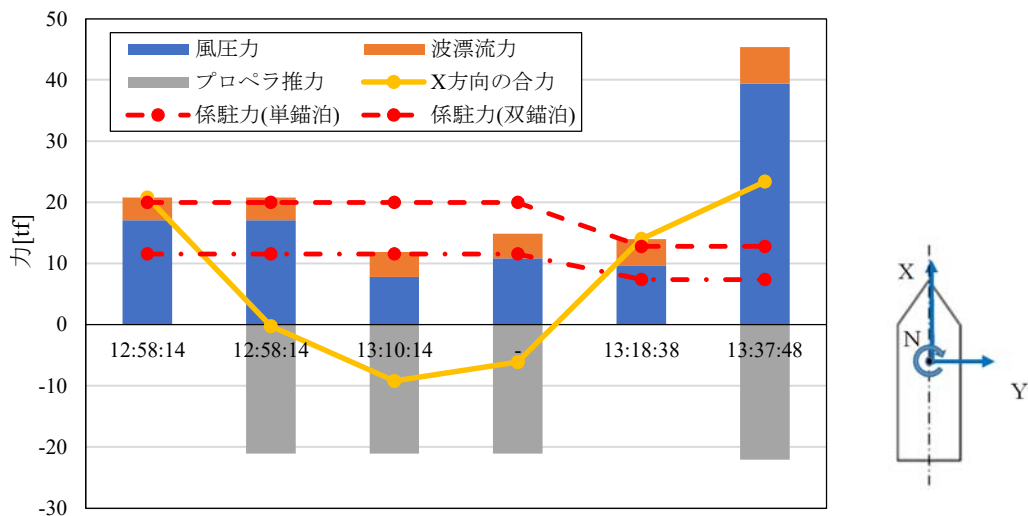


図-2.3.2.5 走錨発錆に関する解析結果^{2.3.3)}

2.3.3 気象状況と海象の再現

(1) 再現の方法

WRF(Weather Research and Forecasting)は、数値気象予報と大気シミュレーションの研究・実用を意図して米国大気研究センター(NCAR : National Center for Atmospheric Research), 米国環境予測センター(NCEP : National Centers for Environmental Prediction), 地球システム研究所(ESRL : Earth System Research Laboratory)等によって共同開発された次世代のメソスケール気候予測数値モデルである。適用可能な空間スケールは数十 m~数千 km とされる。高潮の解析においては、WRF を計算対象領域の海面更生気圧と風向・風速の時空間分布の把握に用いるが、この気象モデルには大気中の化学物質の輸送・反応を計算する機能もあり、応用の範囲は広い。

以下の大気流動解析では、WRF の運動学的解析手法として ARW (Advanced Research WRF)を利用した。この手法では、支配方程式として水平・鉛直方向の運動方程式、質量と温位の保存式、ジオポテンシャルに関する式、大気の状態方程式が取り上げられており、大気を圧縮性流体として非静水力学的に解析することが可能とされている^{2,3,4)}。

WRF の計算システムは、図-2.3.3.1 に示されるとおりに「前処理」、「計算実行」、「後処理」の三つのパートで構成される。

まず「前処理」では、地形や大気の状態に関する情報を基に計算領域の初期値・境界値データファイルを WPS で生成させる。地形と大気の情報については、NCAR によって全球スケールのデータとして取りまとめられた情報と、日本周辺の気象観測情報として気象庁の数値予報値をまとめた情報とがある。これらの概要は次節で述べる。

つぎに ARW で大気の流動解析を実行する。計算領域の範囲や計算期間は WPS, ARW, ARWpost の設定ファイル全てに記述するが、気象モデルの選定やモデルパラメータの値といった解析に関わる情報は ARW の設定用ファイルに記述する必要がある。

「後処理」では、ARW の計算結果を NetCDF 形式のファイルとして再出力させており、このファイルをプログラム処理して特定の領域や気象項目の計算値の抽出や画像処理を行う。

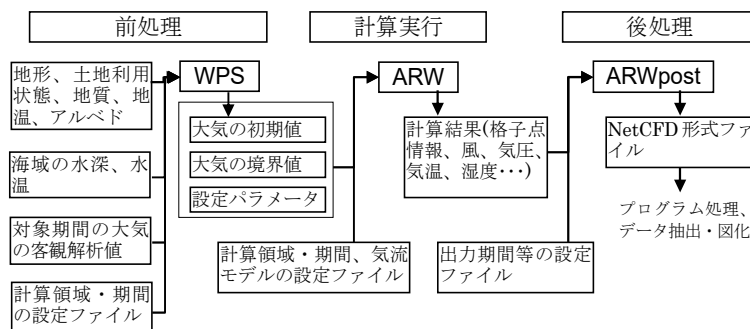


図-2.3.3.1 WRF の計算処理

高潮は台風や低気圧の接近によって生じる自然現象である。そのモデル化にあたっては、海水の流動に作用する気圧と風の影響を考慮しなければならない。具体的には、大気圧と風による作用を海水面での応力として評価するとともに、風で生じた波による作用を流体内部での応力として評価する必要がある。前者の2項目は静水力学的関係と実験・実測に基づく関係から運動方程式の外力として表現される。一方、波の作用については、波の時空間変動スケールが潮汐等による流動の変化スケールと異なることから、両

者の相互作用を考慮するには波と流れとを別々にモデル化し，計算する必要がある。

ここでは，高潮の数値解析体制の構築を目的として，潮流解析モデルと数値波浪モデル(SWAN)から成る計算手法の構築を試みた。まず，波浪モデルの利用を開始した。つぎに，波浪モデルと潮流モデルを並列処理する解析システムを開発し，これの現地適用を試みた。

採用したモデルは，デルフト工科大学(TU-Delft : Delft University of Technology)土木工学・地球科学学部の環境流体力学部門で開発された SWAN(Simulating Waves Nearshore)であり，波浪推算や高潮の解析についての多くの適用事例がある。SWAN の概要は以下のとおりである。

“SWAN is a third-generation numerical wave model developed for wave computations in coastal regions and inland waters. The model is based on an Eulerian formulation of the discrete spectral balance of action density that accounts for refractive propagation over arbitrary bathymetry and current fields. SWAN is driven by boundary conditions and local winds. The processes of wind generation, whitecapping, quadruplet wave-wave interactions, bottom dissipation, triad wave-wave interactions and depth-induced wave breaking are represented explicitly, though SWAN does not account for diffraction. SWAN's numerical propagation scheme is implicit; thus the model is most efficient when applied to cases with relatively high geographic resolution. SWAN has been validated by comparisons with analytical solutions and laboratory and field observations.”^{2.3.5)}

また，流れの影響を考慮した波浪変化が計算可能であり，浅海域における底面摩擦，3 波共鳴，碎波の影響等も加えられているとされる^{2.3.6)}。SWAN による計算実行の流れを図-2.3.3.2 に示す。

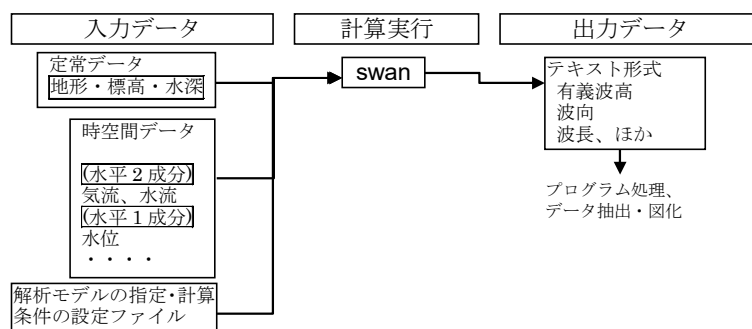


図-2.3.3.2 SWAN 実行の流れ

まず，計算の実行に必要な入力データファイルを作成する。実水域に適用する場合には ArcMAP 等の地理情報システム(GIS)によって地形や標高等の情報をまとめ，必要な領域のデータのみを抽出し，作成する。気流や水流，水位等を時間変化量として入力する際には，地形情報との空間整合をとった上で時系列データファイルとして準備する必要がある。SWAN には波浪現象のモデル化として複数の方法があるため，適切なモデル化方法を選択する必要がある。このモデル選択を始めとして，モデルパラメータの設定や空間・時間離散間隔等の情報を記載したファイルを指定の形式に則って作成する。入力ファイルの準備後に SWAN を実行させ，波浪の時空間解析を行う。ファイル出力された計算結果を Fortran や VisualBasic 等でプログラム処理し，特定位置のデータ抽出や図形処理を行う。SWAN には GUI ベースの入力データの作成・処理機能が含まれておらず(基本的に計算エンジンである)，利用環境はテキストファイルでの処理が前提となる。前章で紹介の WRF モデルも同様である。

流体運動を表現する連続方程式と運動方程式，流体の特性を表す物理量の収支式と状態方程式を基礎方程式とするモデルである。海域や湖沼等の環境水域を解析対象とするため，各基礎方程式は指定のコントロールボリュームについて体積積分した形式を採用。離散化手法として有限差分法が適用されている。

この潮流モデルは、元来、都市域雨水排除モデルの平面氾濫流を解析するモジュールとして開発され、また、島原湾や諫早湾での潮流シミュレーションに利用・拡張されてきたこともあり、Dry Bed 上の流水の処理も可能である。これまでのところ、流体運動の水平 2 次元解析、3 次元レベルモデル解析、解析対象領域の空間解像度を必要に応じて変更可能な粗細格子法による解析を実行できる。

計算の実行手順は概ね SWAN のそれに等しいが、入力データの作成と計算結果の後処理については、GIS を併用しながら、MS-Excel や VisualBasic で作成の GUI プログラムを使用することができる。

高潮の解析手順については、潮流モデルを実行した後に出力結果を波浪モデルに入力する手法(またはその逆の手順)が考えられるが、時空間的に変化する波と流れとの相互作用を十分に反映させた解析とは成り難い。そこで、マルチコア計算機での実行を前提に、各モデルによる計算をそれぞれ 1 コアに割り当てて並列処理させながら、MPI(Message Passing Interface)を使って必要な物理量の同期交換させる方法で解析を進めることとした。

処理の概要を示すと図-2.3.3.3 のとおりである。

計算開始後、①両モデルは所定のデータ入力を行い、②初期値を算定する。続いて、③物理量の解析を空間方向に行い、指定の時間間隔で積分する。図中で潮流モデルと波浪モデルとで時間積分のループ数が異なるのは計算の安定要件に起因して計算時間間隔が異なることによる。その後、④潮流モデルと波浪モデルとの間で両モデルの計算に必要な物理量の送受信がなされる。③と④の処理が計算対象期間終了まで実行される。

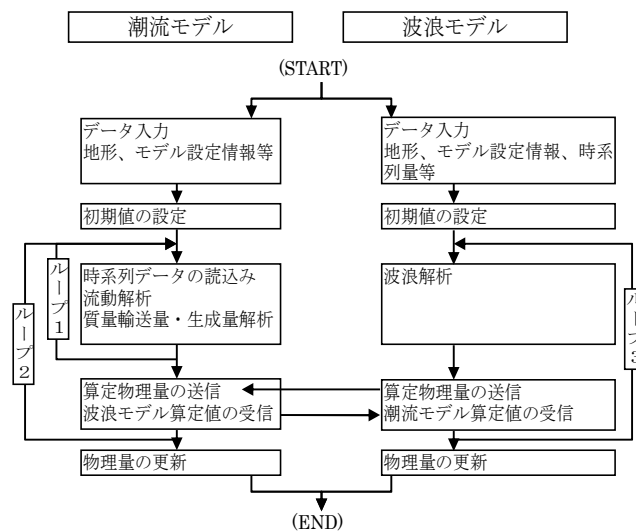


図-2.3.3.3 並列処理のフロー

次に、気象条件の変化や波の発生によって生じる海水の流動は、潮流モデルによって計算される。潮流モデルの構成を概述する。

流体運動の支配方程式は連続方程式と運動方程式である。また、流体の密度を水温と塩化物イオン濃度、懸濁物質濃度の関数とすることから、熱量と質量の収支式も基礎方程式としている。

ここで、水圧を静水圧分布とした上で、海水の流動を平面 2 次元流としてモデル化すると連続方程式と運動方程式は以下のとおりとなる。

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial uh}{\partial x} + \frac{\partial vh}{\partial y} = q \quad (2.3.1)$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial uh}{\partial t} + \frac{\partial uuh}{\partial x} + \frac{\partial uvh}{\partial y} &= fvh - gh \frac{\partial H}{\partial x} - \frac{h}{\rho} \frac{\partial p_a}{\partial x} \\ &+ \frac{\partial}{\partial x} \left(\varepsilon_{xx} h \frac{\partial u}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\varepsilon_{yx} h \frac{\partial u}{\partial y} \right) - \frac{1}{\rho} \left(\frac{\partial S_{xx}}{\partial x} + \frac{\partial S_{yx}}{\partial y} \right) + \frac{\tau_{sx} - \tau_{bx}}{\rho} \end{aligned} \quad (2.3.2)$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial vh}{\partial t} + \frac{\partial vuh}{\partial x} + \frac{\partial vvh}{\partial y} &= -fuh - gh \frac{\partial H}{\partial y} - \frac{h}{\rho} \frac{\partial p_a}{\partial y} \\ &+ \frac{\partial}{\partial x} \left(\varepsilon_{xy} h \frac{\partial v}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\varepsilon_{yy} h \frac{\partial v}{\partial y} \right) - \frac{1}{\rho} \left(\frac{\partial S_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial S_{yy}}{\partial y} \right) + \frac{\tau_{sy} - \tau_{by}}{\rho} \end{aligned} \quad (2.3.3)$$

ここに、 h ：水深、 u, v ： x, y 軸方向の流速、 q ：横流入量、 f ：コリオリの係数、 g ：重力加速度、 p_a ：大気圧、 ε ：動粘性と渦動粘性に関わる係数、 S ：radiation stress、 τ_{xy} ：水底面でのせん断応力、 τ_{sx} ：水表面でのせん断応力、である。なお、現在開発のモデルはレベルモデルによる3次元解析も可能である。

基礎方程式の離散化には explicit 型の有限差分法を適用しており、時間方向に Leap-Frog 法を適用し、空間方向の差分に Donor Cell 法を適用している。なお、汀線浅水部の計算では、摩擦項を implicit に取り扱った差分化を行っている。

境界条件は以下の通り。

水底面：せん断応力(τ_{xy})を Manning 則で評価

水表面：風速(W_{xy})の関数として評価する。

$$\tau_{sx,y} = \rho_a \gamma_a^2 W_{x,y} \sqrt{W_x^2 + W_y^2} \quad (2.3.4)$$

ここに、 γ_a^2 ：水表面での抵抗係数、である。

開境界：透過境界、または、時系列データを与える。

高潮の数値解析は広大な海域を計算対象とする。一方で、沿岸域においては、最大潮位の空間分布や浸水域と浸水深を詳細に把握することが求められる。このモデルでは、沿岸部周辺の微地形や臨海部の構造物や海岸防波堤の分布をより詳細に表現するために、図-2.3.3.4 のように計算格子の空間解像度を数段階に変化させて格子網を接続させる粗細格子法を導入している。この手法は、空間差分間隔の異なる複数の格子網を接続させた解析形式となっており、また、各格子網領域での算定結果を相互反映させるよう物理量の授受を行っている(2-way nesting)。

計算作業の観点からは、計算領域の拡張と沿岸地形の詳細表現によって計算格子数が増加し、計算時間の長大化が生じる。本解析モデルでは、近年、普及が進むメニーコアコンピュータでの計算を基本とし、演算処理の分散化で計算時間の短縮を図っている。具体的には、MPI(Message Passing Interface)によって格子網毎に並列処理を行っている。

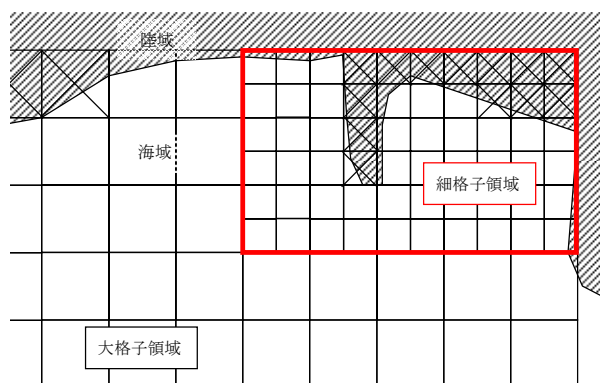


図-2.3.3.4 細格子と粗格子の接続

海域で発生する波の特性は、海上の気象状態と海域形状の水平・鉛直分布、さらには潮流の時空間分布に影響を受けて変化するため、波の解析においては、これらの変化要因を勘案した手法を採ることが望ましい。

ここで、数値波浪モデル(SWAN)では、計算対象領域を空間差分間隔の大きい格子で覆った(大格子領域)上で、この大格子領域内に差分間隔の小さい格子領域(小格子領域)を設定することによって、要求される空間解像度に応じた解析を実現可能となっている。ただし、こうした解析の際、SWAN では、領域間の物理量の授受は大格子領域から小格子領域への1方向渡し(1-way nesting)としていることもあり、計算処理手続きについては、大格子領域での計算を実行完了させて全計算期間の結果をファイルに出力させた後に、小格子領域での計算を実施することとなっている。もちろん水域内で発生する波と流れは独立した事象ではないため、時々刻々変化する相互作用を、逐次、計算モデルに反映させる処理とすることが望ましい。別途開発の潮流モデルでは大小の格子網領域を接続・同時計算する形式を既に採っており、SWAN においても同様の処理に改める方が良い。

そこで、メニーコア計算機での実行を前提として、SWAN に MPI によるプログラム処理の並列演算の機能を実装させて大格子と小格子の各領域を同時計算する形式に変更することを試みた。

複数の計算領域を対象にした SWAN による計算処理を図-2.3.3.5 (a)に示す。現状の SWAN では大格子領域から順に計算させることになっている。図に示した例では、先に大格子の領域1の計算を実行し、この計算終了後、出力された境界値データを入力条件として小格子(領域2)での計算を行う。処理手続きとして極めて分かりやすいが、計算を大格子側から順に完了させる必要があり、時間短縮のための改善が望まれる。また、流れや水深の時間変化は既知量としてモデルに与えることとなっており、波と流れの相互作用を十分に反映させているとはいえない。

これまでに開発を進めてきている潮流モデルでは、粗細格子法による計算の並列処理を可能としており、SWAN においても複数の格子領域を並列処理させる形式とする。そこで、図-2.3.3.5(b)に示されるように、計算機の1コアで1領域の計算を負担させ、1計算ステップ(時間差分間隔 dt)毎に大格子領域で算定された境界値データを小格子領域に入力させることとした。これらの処理変更において、SWAN のオリジナルプログラムの書き換え、MPI の導入等を行っている。

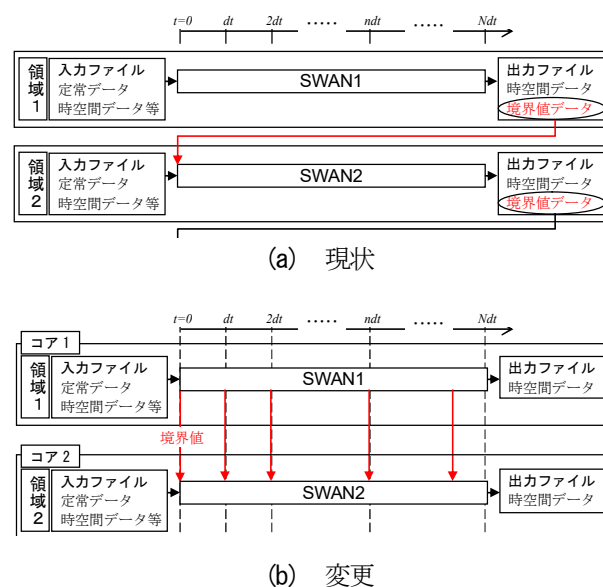


図-2.3.3.5 SWAN による波浪解析の手順

以上の気象モデルと潮流・波浪モデルを用いて、まず、台風の接近、通過に伴う大気圧や気流の時空間変化を数値気象モデル(WRF: Weather Research and Forecasting model)を用いて算定する。つぎに、WRFの算定結果を海面の気象外力として、海水の流動を鉛直方向に単層とした潮流モデルと波浪モデル(SWAN: Simulating Waves Nearshore)による計算を行い、海域の流れと潮位偏差を算定する。

ここでは、2018(平成30)年8月末に発生し、9月初旬に本土に上陸した台風21号を計算対象とする。計算期間は、全ての計算において、同台風の大阪湾への接近から通過までを含む2018(平成30)年9月2日3:00~6日14:00とした。計算領域や計算の空間解像度は次項のとおりである。

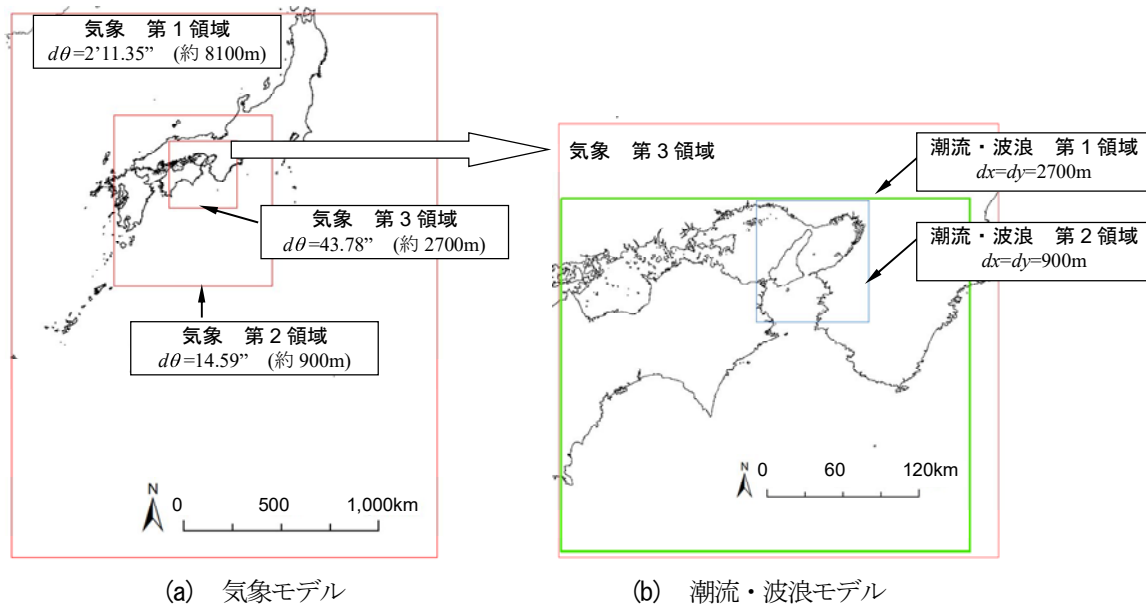


図-2.3.3.6 計算領域

1) 気象

計算領域は図-2.3.3.6(a)のとおりであり、全範囲を第1領域として、その内部に第2領域と第3領域をネスティングさせている。空間差分間隔($d\theta$)は近畿・四国付近で細くなるように設定し、各々の領域で緯度・経度方向に一樣とした上で、第1,2,3領域において、それぞれ $2'11.35''$ 、 $43.78''$ 、 $14.59''$ とした。モデルに入力する気象データにはアメリカ合衆国環境予測センター作成の最終解析データを用い、陸域の地形データは緯度・経度方向に $30''$ 間隔の全球標高データセットを用いた。

2) 潮流・波浪

計算領域は図-2.3.3.6(b)のとおりとし、気象モデルの第3領域内に第1領域を設定し、その内部に第2領域をネスティングさせた。空間差分間隔は第1,2領域で、それぞれ $dx=dy=2700m$ 、 $900m$ とした。海域の標高は、日本海洋データセンターの $500m$ メッシュ水深データを用いて作成された。なお、後記のように、WRFで算定の気象変化が報告値より早いことから、外力となる気象条件を30分早めた計算を実施している。

(2) 再現結果

以下では、気象庁によって観測され、HP で公開の報告値と各モデルによる計算値とを比較する。

1) 気象モデルによる計算結果

- ・比較項目：大阪湾周辺の大気圧と風(ただし、関空島地点は風向・風速のみ)。
- ・大気圧：時間変化を図-2.3.3.7 に示す。計算期間中の最低気圧の計算値は報告値に比して、10hPa 程度高く、また、時間変化の始まりが 30 分程度早い。台風の接近と通過に伴う大気圧の降下と回復が表現されている。

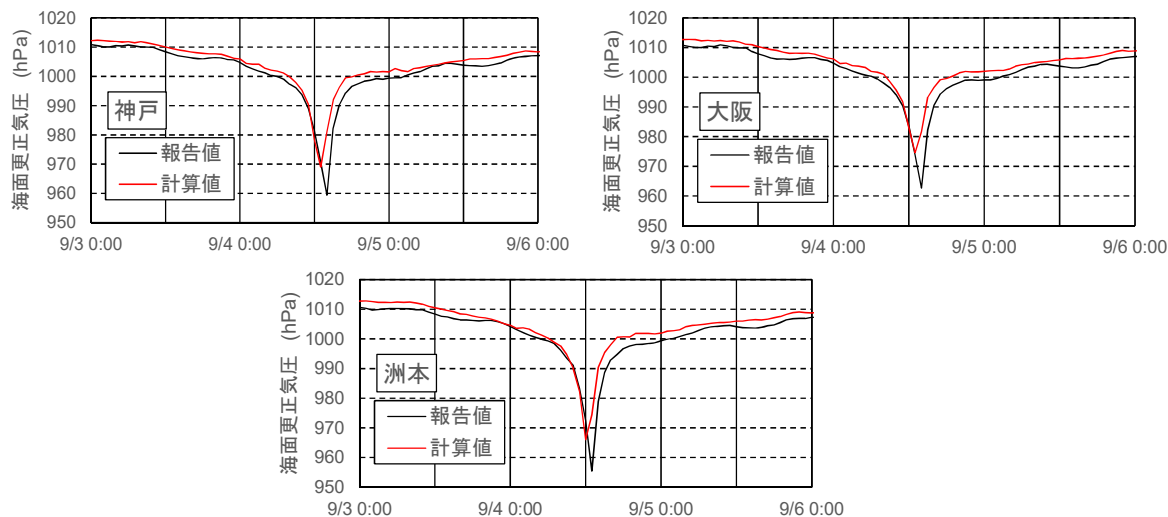


図-2.3.3.7 海面更生氣圧の時間変化

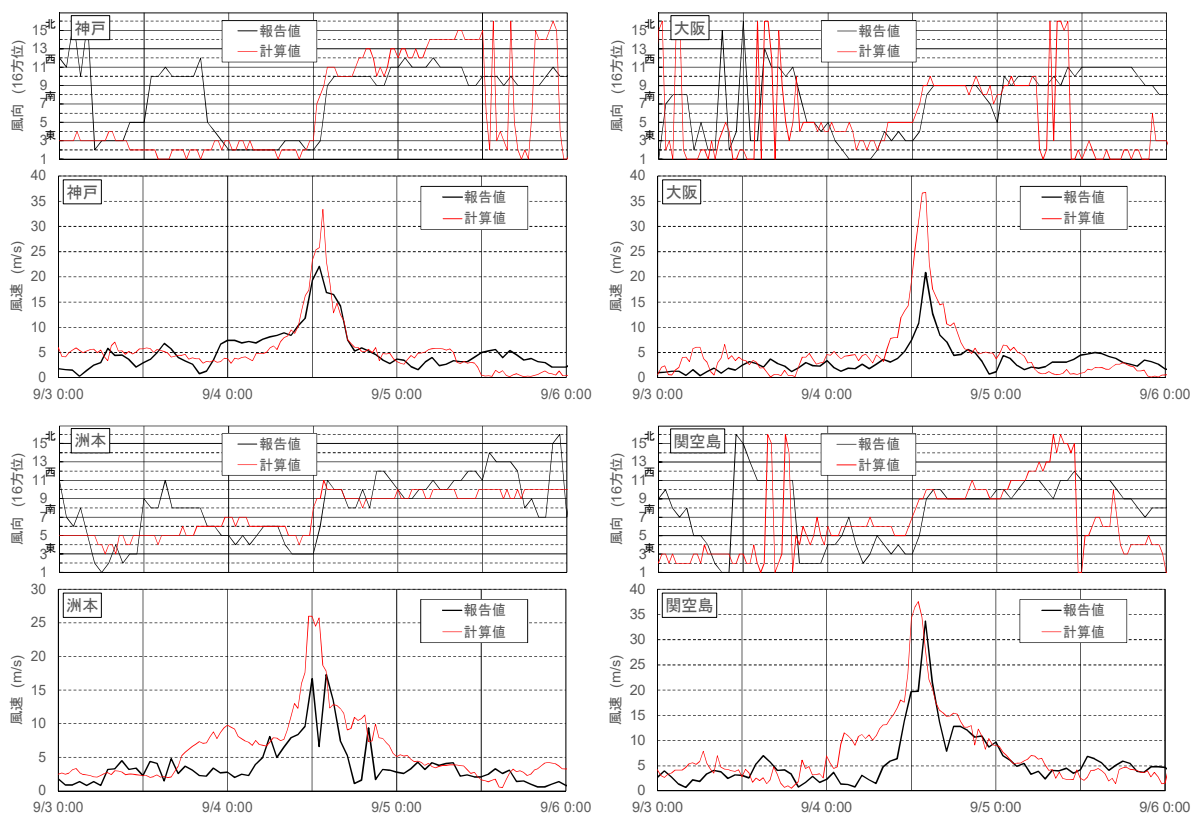


図-2.3.3.8 風向・風速の時間変化

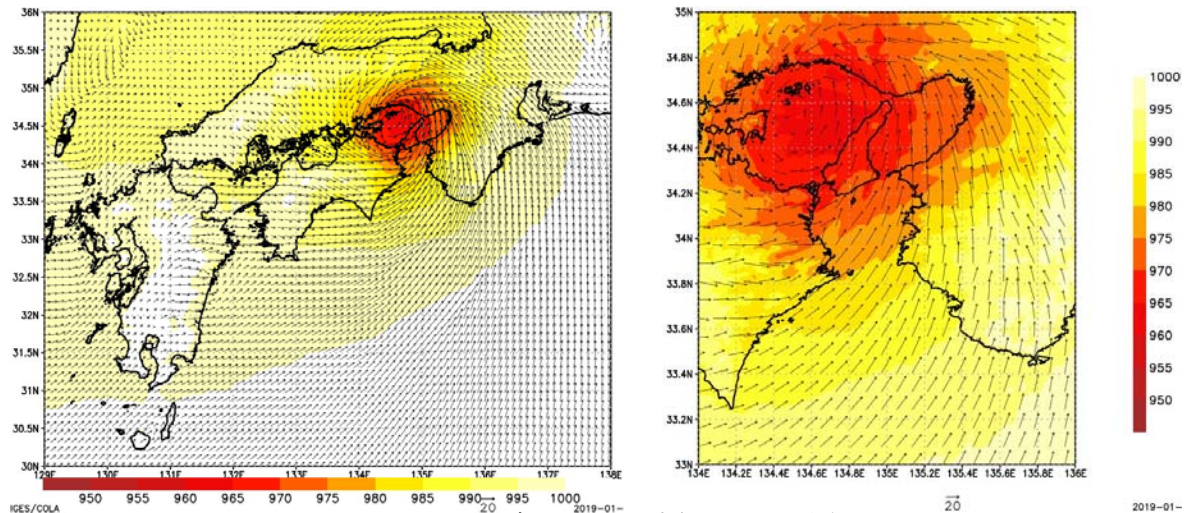


図-2.3.3.9 風速ベクトルと大気圧の空間分布
(2018(平成30)年9月4日13:00/右図は大阪湾周辺を拡大)

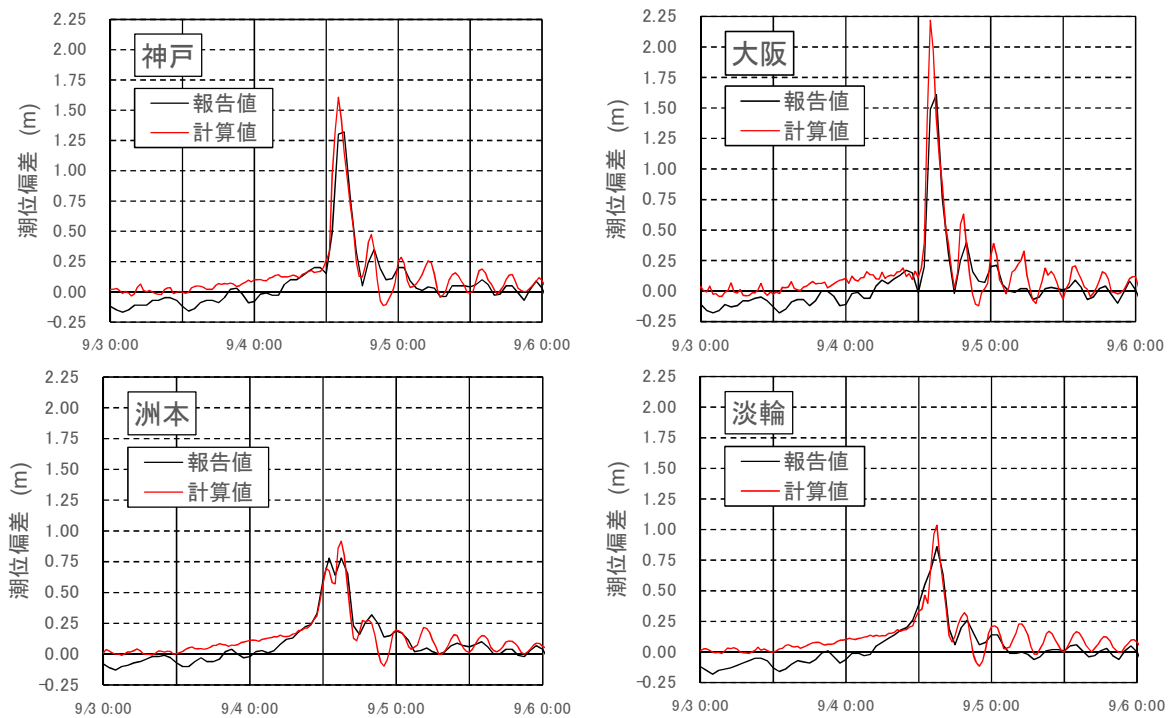


図-2.3.3.10 潮位偏差の時間変化

- ・風向・風速：時間変化を図-2.3.3.8 に示す。大気圧と同様に、台風に影響された風速の増加と低減が算定される。また、9月4日に各地点の風速が5m/s以上となり、同日の風向の時間変化過程の再現性は良い。
- ・風向・風速と大気圧の空間分布：9月4日13時相当の空間分布を図-2.3.3.9 に示す。この時刻に台風の影響は播磨灘にあり、大阪湾の海上では南よりの風が20m/s以上の風速で吹く状態にある。

2) 潮流モデル・波浪モデルによる計算結果

- ・比較項目：大阪湾と周辺海域の沿岸における潮位偏差と波高。
- ・潮位偏差：時間変化を図-2.3.3.10 に示す。図に示した港湾の潮位偏差は、大阪湾の北部側において大きく、最大値は1.25mを超えるのに対し、南部側では小さい。計算では、各地点の最大偏

差を大きく算定しているが、台風の接近に応じた偏差の急増と、その後の減少過程を再現している。

- ・ **波高**：時間変化を図-2.3.3.11 に示す。参照した地点のうち、神戸は大阪湾内にあり、小松島は湾外（徳島県の東方海域）に位置する。各地点では、図の前半期(9月3日)に波高 1m 程度の波がある。台風の最接近期間に観測が欠測となっているため厳密な比較はできないが、波高の急増が算定されている。
- ・ **空間分布**：まず、潮位偏差と海水の流速の結果を図-2.3.3.12 に示す。図示した時刻には、大阪湾内で概ね北東方向への流れが生じており、また、南部では紀伊水道からの流入が見られると共に、北側沿岸の一部では西方への流出がある。潮位偏差は神戸市の沿岸で大きいですが、最大値の分布は、これ以降の台風の移動に応じて変化しており、最大偏差は大阪湾の北東海域で発生している。

つぎに、有義波の波高と向きの空間分布を図-2.3.3.13 に示す。この時の大阪湾内の波高は東岸で低いが、南部には 5m を超える海域もある。波の向きは、大阪湾の海面上で南よりの風が吹いていたこともあり、北から北西方向となる。

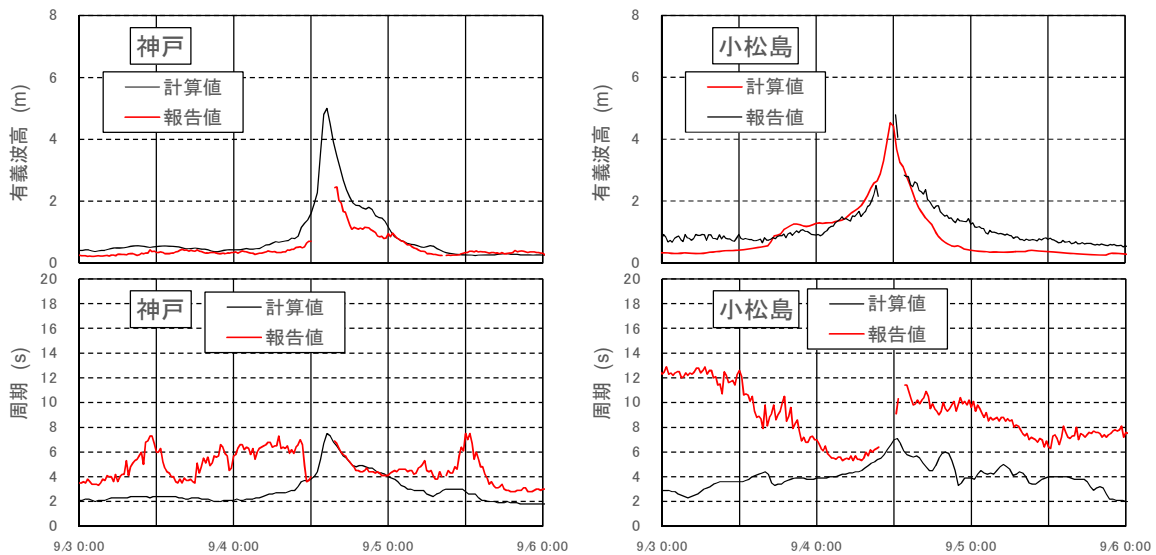


図-2.3.3.11 有義波高と波の平均周期の時間変化

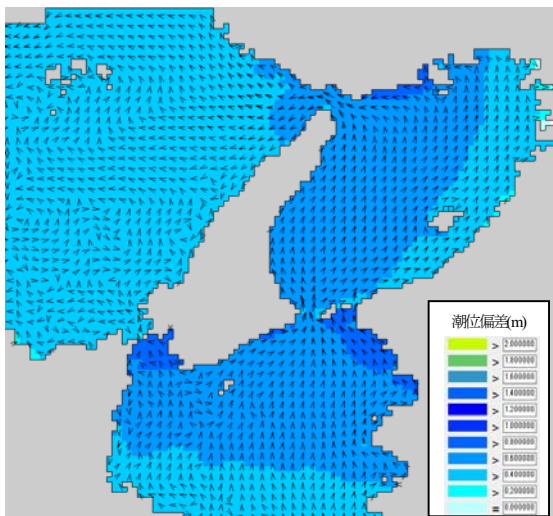


図-2.3.3.12 潮位偏差と海水の流向の空間分布 (2018(平成30)年9月4日13:00)

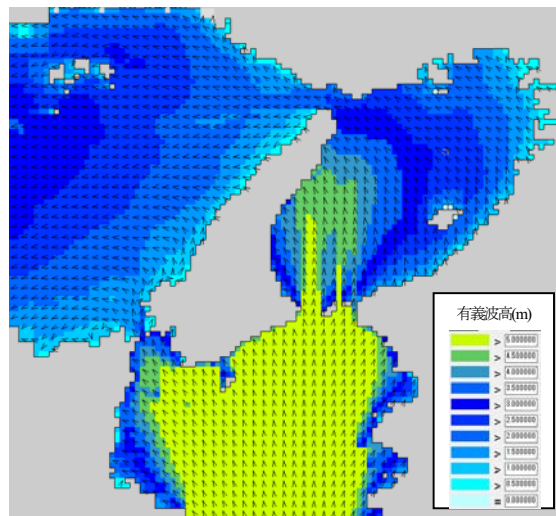


図-2.3.3.13 波高と波の向きの空間分布 (2018(平成30)年9月4日13:00)

(3) 流れ・波と風との相関

大阪湾と接続水域に検討を行う参照点を設定し、各点における計算結果を使って風と流れ・波との関連性を調べる。検討の対象期間や項目等は表-2.3.3.1のとおりである。

表-2.3.3.1 参照の位置, 期間, 項目

参照点	大阪湾内	5 地点 湾内東・西・南・北・中央
	湾外	2 地点 湾外西・湾外南
検討期間	計算結果の期間 2018年9月1日 3:00~6日 17:00	
検討項目	気流	風速 W (m/s)
		風向 α (deg.)
	海水の流れ	流速 U (m/s)
		流向 β (deg.)
	波	有義波高 H_s (m)
		波向き θ (deg.)

※ α, β, θ は東から反時計回りに測った角度)

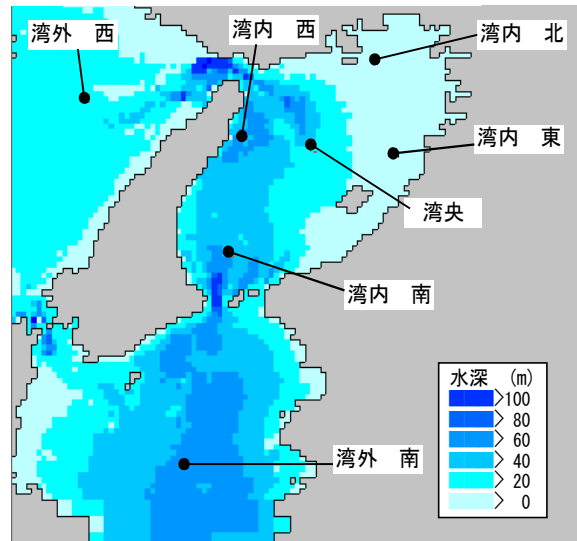


図-2.3.3.14 計算領域の地盤高と水域の分布

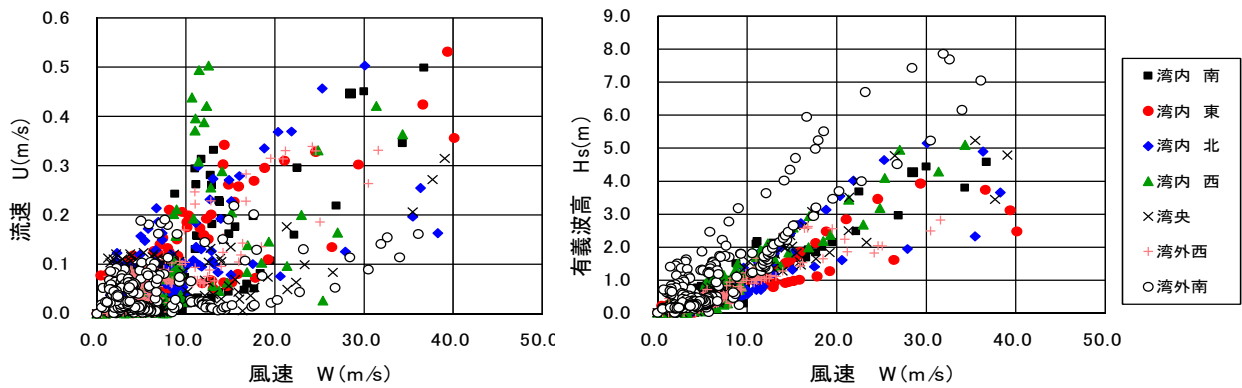


図-2.3.3.15 風速との相関関係

まず、風速 W と流速 U 、有義波高 H_s との相関を図-2.3.3.15 に示す。また、 U と H_s との相関を図-2.3.3.16 に示す。これらの結果によると、 U と H_s は W に対して正の相関がみられるが、低風速の場合に分布幅が大きい。また、台風接近時とみなされる風速 $W=15\text{m/s}$ 以上の場合においては、 U と H_s は W に対して一価的な関係とはなっていない。通常、流れと波は風速の二乗値と風の水表面に作用した時間(吹送時間・距離)に依存して発達することを考えると、参照点の陸域までの距離が台風の接近までの期間と通過以降の期間とで異なり、吹送時間・距離に差異を生じるためである。

つぎに、風向 α と流速 U 、有義波高 H_s との相関を図-2.3.3.17 に示す。 U と H_s は、台風の接近・通過に相当する $\alpha=45\sim 135^\circ$ 付近で分布幅が広いことが分かる。

最後に、風向 α に対する流向 β と波向き θ の相関を図-2.3.3.18 に示す。なお、これらの結果は、風速 $W=7\text{m/s}$ 以上の場合のみを記している。 β と α の相関は湾外(+印と○印)で高く、湾内で低くなる傾向にある。 θ に関しては、ばらつきはあるものの、 α に対する相関は β に比べて高い。

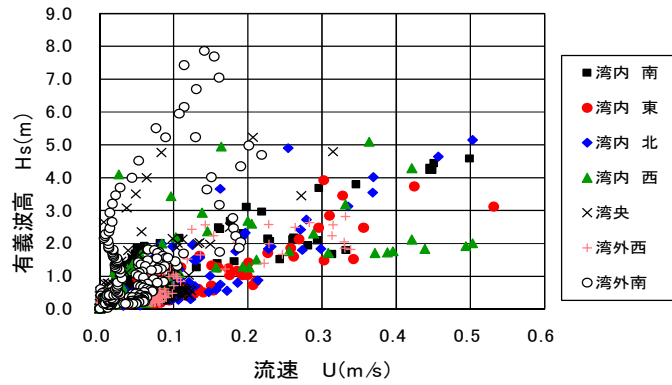


図-2.3.3.16 流速と有義波高の相関関係

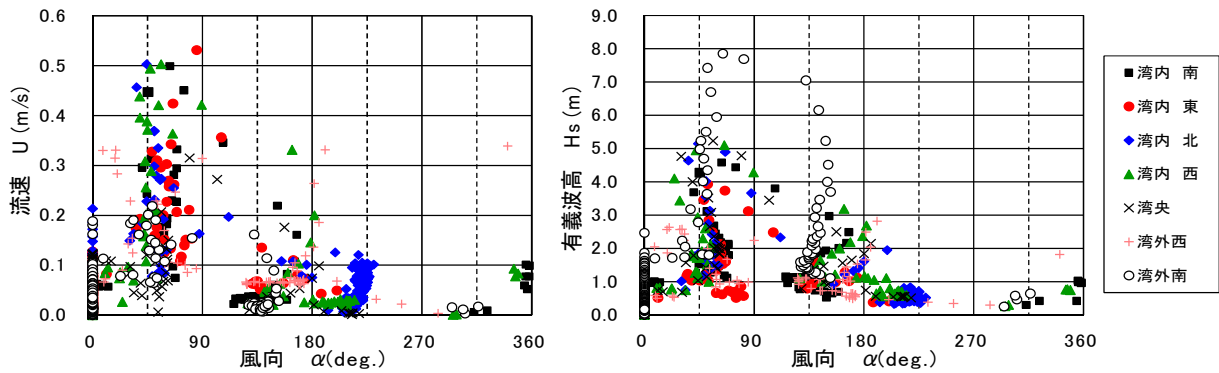


図-2.3.3.17 風向と流速, 有義波高の相関関係

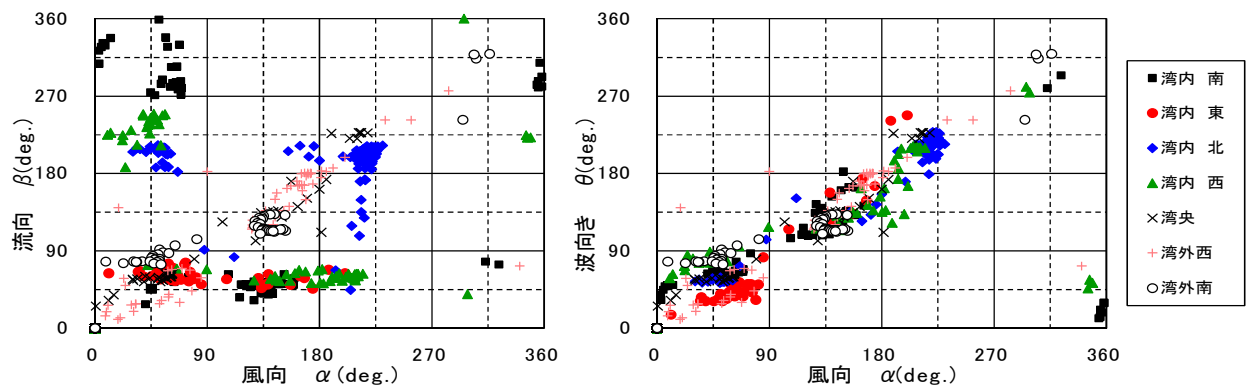


図-2.3.3.18 風向との相関関係

以上より、以下に示すことが明らかとなった。

- 1) 波と風との関係：波高は風速と、波向きは風向との相関が見られる。ただし、前者の関係に関しては、台風の接近・通過期間で風向が変化することで波高が風速に対して一価関係にないことがある。
- 2) 流れと風との関係：正の相関関係にあるが、波と風との関係に比べるとばらつきが大きい。計算では海水の流動が平面2次元流としてモデル化されており、海底地形の水平分布にも影響された結果と推察される。

(4) 潮汐の考慮

平成30年台風21号によって大阪湾内に生じた海水の流動に関する数値計算を実施し、潮位偏差や流れの時空間分布等の把握に努めてきた。ここでは、まず、数値モデルによる大阪湾の潮流の再現性を確認するために、沖合の開境界に潮位変化を含める方法を検討し、流れの空間分布について計算結果と既存の報告との比較を行う。つぎに、台風21号の襲来時の湾内の流動予測について、潮位変化の導入による予測結果への効果を調べる。

潮流モデルと波浪モデル(SWAN)を用いて海水の運動を計算する。いずれのモデルも海水の運動は鉛直方向に単層として取り扱われている。

計算領域は、これまでと同様に、四国・紀伊半島の南方海域から大阪湾を含む領域であり、大阪湾周辺での計算の空間解像度が高くなるよう粗細格子法によるネスティング処理を行っている(図-2.3.3.19)。計算期間は、台風の襲来期間を含む2018(平成30)年9月1日3:00～6日15:00とした。

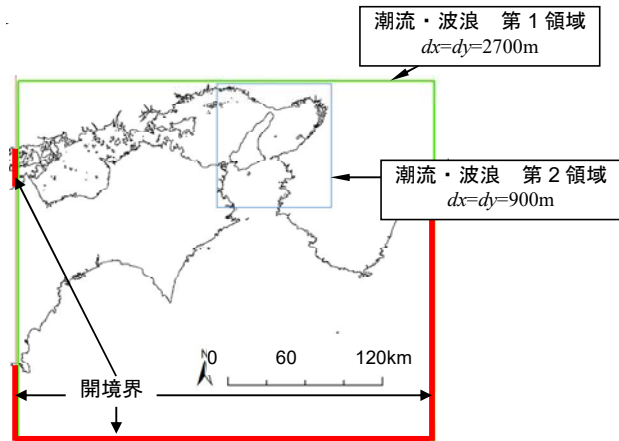


図-2.3.3.19 計算領域

大阪湾で発生する潮流については、これまでに多数の研究・調査報告がある(例えば、藤原ら^{2.3.7}、中辻ら^{2.3.8)~2.3.11})。図-2.3.3.20、図-2.3.3.21は藤原らが示した湾内の流れであり、図-2.3.3.22は海上保安庁による流況図である。

図-2.3.3.20、図-2.3.3.22によると、大阪湾の潮流は、下げ潮時に明石海峡から流入し、由良瀬戸から流出するよう分布し、上げ潮時には流出入の関係がその逆の分布になる。流速は明石海峡から由良瀬戸にかけて速くなり、明石海峡では上げ潮・下げ潮最強時に4knotを超える地点も現れる。一方で、湾奥の西宮市や大阪市の沿岸の流速は遅くなる傾向にある。湾内の流れは様々な要因で形成されるが、湾の中央部には図-2.3.3.21に示される沖ノ瀬還流と呼ばれる恒流系の時計回りの流れが存在するとされている。この環流の生成要因は潮汐に応じた流れによるものと言われる。当計算では、大阪湾内の潮流の再現性を確認することを目的として、図-2.3.3.19に示された開境界に潮位変化を与えた計算を実施し、流れの空間分布について報告値と比較する。

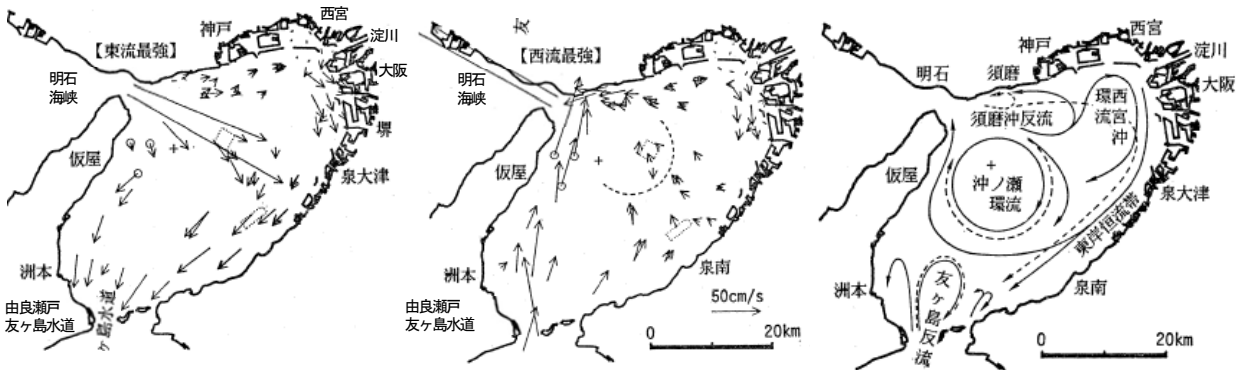


図-2.3.3.20 明石海峡東流量最強時(左)及び西流最強時(右)の流況

図-2.3.3.21 恒流系

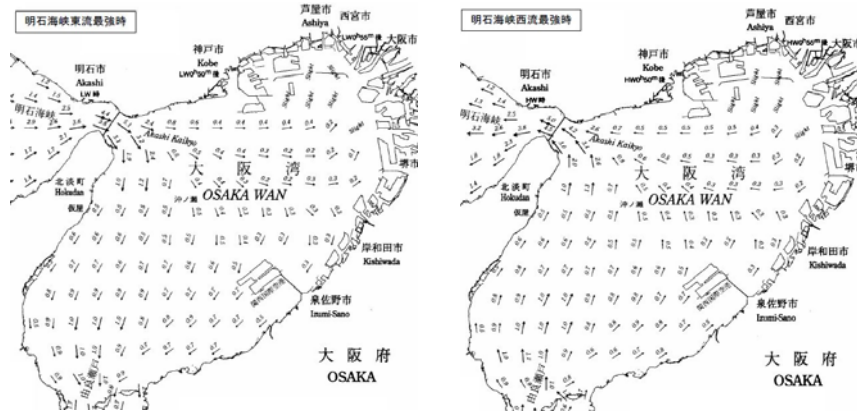


図-2.3.3.22 明石海峡東流量最強時(左)及び西流最強時(右)の流況 (流速の単位: knot)

開境界が沿岸に近い場所に設定された場合、潮位変化は近隣港湾の天文推算潮を基に空間内挿等で評価することを考えるが、沖合に設定された場合には何らかの手法で推定する必要がある。ここでは、潮汐の全球推算モデルによる計算によって開境界位置における潮位変化を求めることにした。これを[条件 1]とする。ただし、潮位の基準面に関しては、この推算値を与えた潮流・波浪モデルの計算結果と気象庁の推算潮位との比較から試行錯誤的に定めることにした。なお、瀬戸内海に設定された開境界に関しては、十分な精度の推算値が得られなかったことから、松山港における気象庁の推算潮位を用いている。海面に与える気象条件は全領域で一定(大気圧 1013hPa, 無風状態)とした。

平成 30 年台風 21 号による高潮において大阪湾の主要港湾で観測された潮位変化を対象に取り上げる。

開境界に[条件 1]で用いた潮位変化を与える[条件 2]。また、海面に与える気象条件は以前に実施した気象モデル(WRF)による大気圧と風向・風速の時空間変化とする。

これらの計算の条件構成を図-2.3.3.23 にまとめておく。

	流動計算	入力データ
[条件 1]	潮流モデル 波浪モデル	潮汐推算モデル
[条件 2]	潮流モデル 波浪モデル	潮汐推算モデル 気象モデル

図-2.3.3.23 計算の構成

[条件 1]について計算から得られた大阪湾の潮位変化と流れの空間分布を図-2.3.3.24, 図-2.3.3.25 に示す。これらは、明石海峡で東流最強(9/6 10:30)、西流最強(同日 15:30)の結果である。また、潮位の参照地点は図-2.3.3.25 に示すとおりである。

これらの時刻の結果によると、大阪湾の西部海域では下げ潮時に南下する流れが現れ、上げ潮時に北上する流れが現れる。流速は明石海峡ならびに由良瀬戸といった狭窄部とその周辺で速く、1knot 以上となる。湾の中央から東部・湾奥部では 0.2knot 未満の流れとなっている。これらの結果を報告と比較すると、湾奥での流れに差異が見られるが、流れの傾向は似ており、湾内の定性的な流れは再現されていると考える。

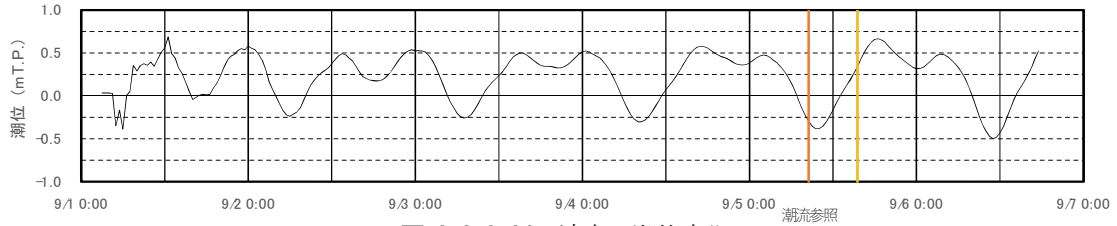


図-2.3.3.24 湾内の潮位変化

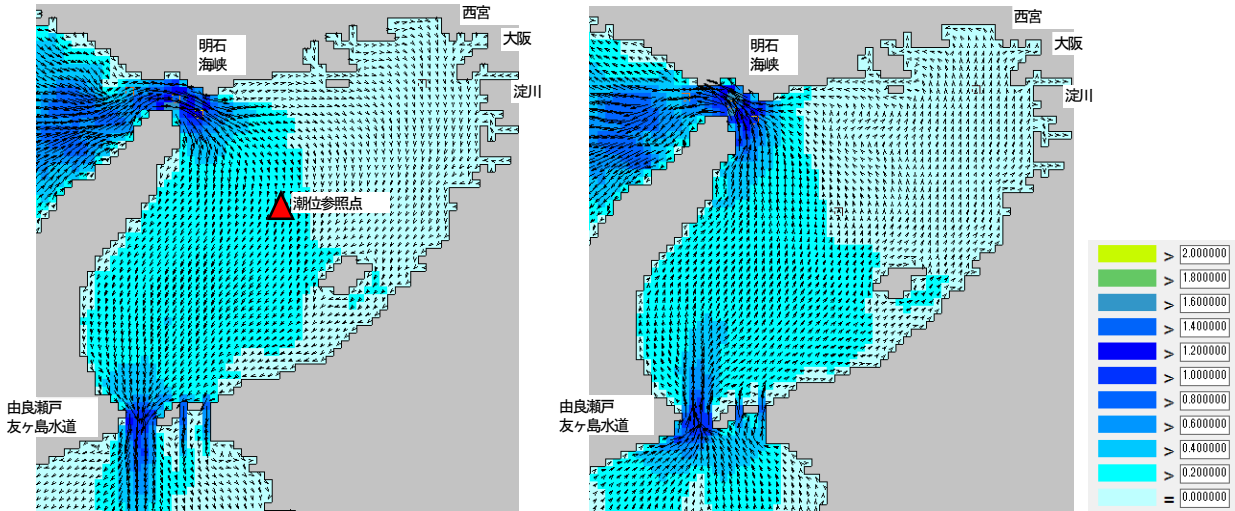


図-2.3.3.25 東流最強時(左)と西流最強時(右)の流況 (流速の単位 : knot)

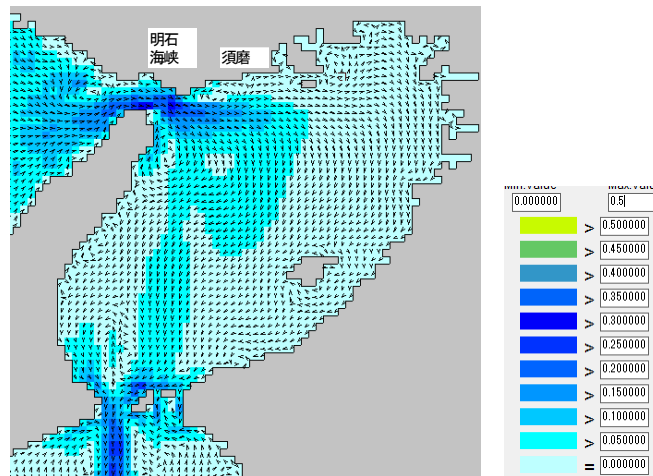


図-2.3.3.26 東流最強時(左)と西流最強時(右)の流況 (流速の単位 : knot)

ここで恒流系との比較として、図-2.3.3.26 に9月4日14:40から5日15:30までの期間に算定された流れの平均流の空間分布を示しておく。この計算結果によると、淡路島の北部東岸に時計回りの渦が現れる。また明石海峡東部の須磨市沿岸には小規模な反時計回りの流れが生じること、湾の南部の由良瀬戸周辺に時計・反時計回りの渦も現れることが示されている。図-2.3.3.21 と比べると、計算で算定された沖ノ瀬環流が西寄りに位置しているが、湾奥部を除く領域の流れは概ね再現されているようである。

次いで、[条件2]について計算結果を示す。

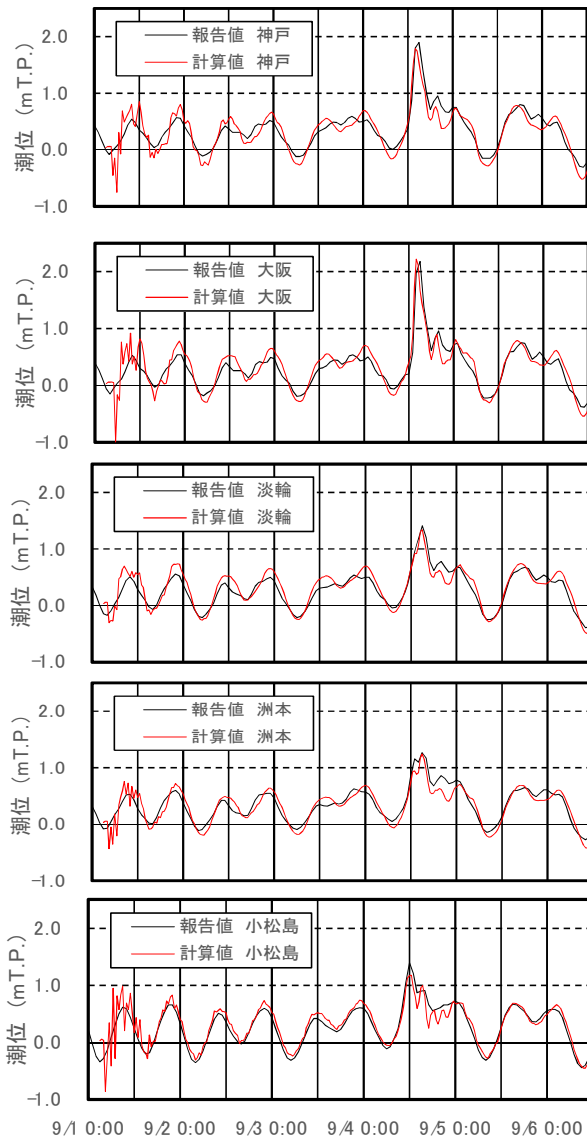


図-2.3.3.27 潮位の時間変化

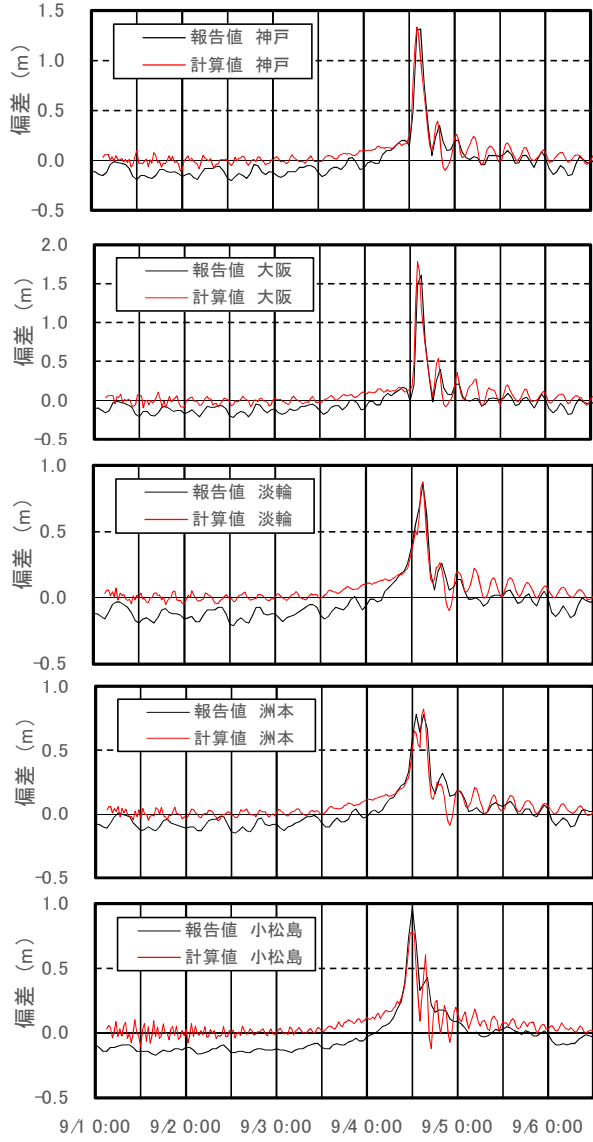


図-2.3.3.28 潮位偏差の時間変化

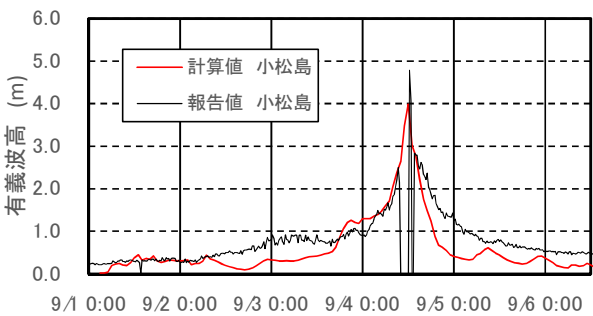
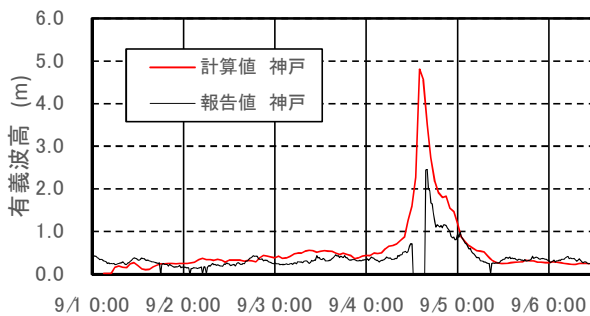


図-2.3.3.29 有義波高

まず、大阪湾内の主要港湾における潮位と潮位偏差について、計算結果と気象庁の報告値を図-2.3.3.27、図-2.3.3.28 に示す。計算対象期間の潮位変化には日潮不等が観測されており、また、台風の襲来時はほぼ満潮時に相当することがわかる。計算結果は計算期間中の潮差を大きく評価する傾向があるものの、各港湾で観測された潮位変化を良好に再現している。潮位の偏差についても台風の接近期間中の急激な増減と最大値、さらに台風通過後の周期的な変化が表現されている。

つぎに、有義波高の計算結果と気象庁の報告値を図-2.3.3.29に示す。計算結果には、波高が台風の接近時に急増し、通過後に低減することが示されている。報告値と比較すると、波高の最大値は欠測のため比較できないが、波高の増減過程は妥当に算定されていると考える。台風が大阪湾に最接近した頃の潮流と波高の空間分布を図-2.3.3.30、図-2.3.3.31に示す。表示した時刻の流れは湾の南部から北部と湾奥へと向いて分布おり、潮位は湾奥側で高い。波高については、由良瀬戸から侵入した波高の高い波が湾内に広がる様子が見られる。

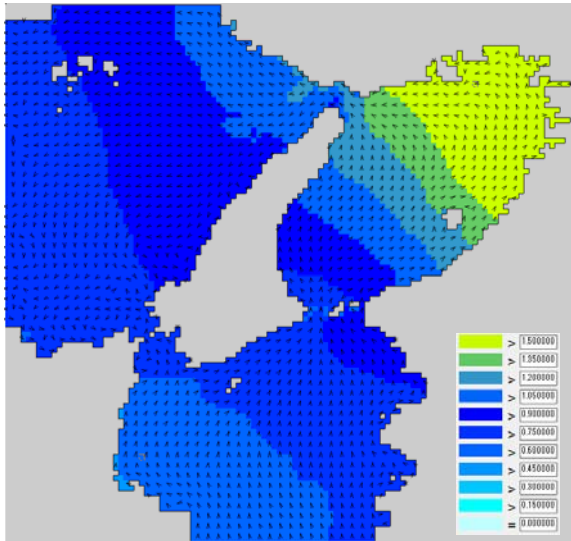


図-2.3.3.30 潮位と潮流の流向の空間分布
(2018(平成30)年9月4日13:30)

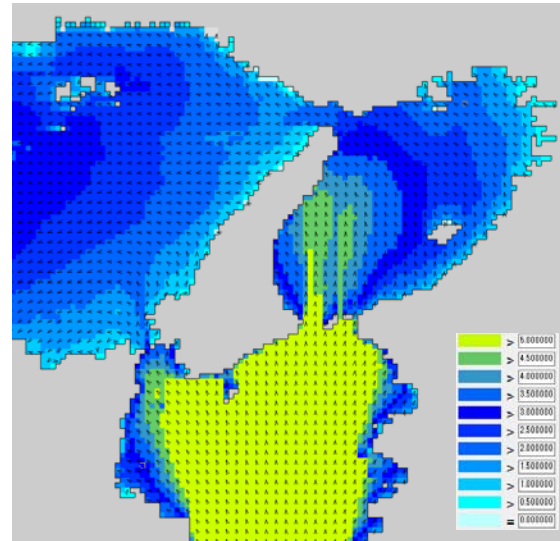


図-2.3.3.31 波高と波の向きの空間分布
(2018(平成30)年9月4日13:00)

最後に、(2)で述べた開境界に潮位変化を含めない場合の結果との比較を簡単に述べておく(これを[条件0]と称す)。潮位の偏差は、[条件0]においても最高偏差の発生時刻が十分な精度で再現されていたが、[条件2]においても良い精度で算定されており、最高値の結果は[条件0]に比べて報告値との差が小さくなっている。一方、海水の流向に関しては、接続水域の播磨灘や友ヶ島水道において、また、大阪湾内では湾奥部において流向の異なる水域が見られる。波高・波向きについては条件の違いによる差は大きくない。これは、波の変化に海水の流向・流速と水深が関与するものの、主たる消長要因が風であり、風に関する計算条件が同一であるためと考えられる。

以上より、平成30年台風21号による大阪湾内の高潮(海水の流動)のモデル解析について、数値モデルの妥当性を既存の報告との比較から検討した。また、開境界に潮位変化を含める方法を検討し、計算条件の妥当性の向上を図った。得られた結果を以下に結果をまとめる。

- 1) 数値モデルによる大阪湾内の潮流の再現性については、定性的な比較に留まったが、湾内に現れる潮流の傾向を計算できている。なお、恒流系の流れとして存在する湾奥の流れや沖ノ瀬環流等の再現には至っていない。恒流の一部は淀川等からの淡水流入に起因して発生するといわれており、その表現には計算条件やモデルの構成について再考・改善の余地があると考えられる。
- 2) 台風21号の襲来時の大阪湾内の流動に関しては、開境界に潮位変化を含めることで潮位偏差の算定値に精度の向上が見られた。

2.3.4 船舶の漂流解析に向けた取組み

前項にて検討した結果に基づき、風向、風速、潮流の向きや流速、波浪の波高と向きを外力条件として、船舶の漂流解析を試みている。

なお、本研究は研究途上の状況であることから、本報告書では概要を述べるに留める。

(1) 再現の方法

台風、高潮等の自然災害において、船舶やコンテナ等の漂流挙動や、既設構造物等への衝突力を予測、または把握を可能とすることを目的としており、そのためのツールを開発、検証が必要である。

本研究では、三次元流体解析の汎用ソフト OpenFOAM を用いて、既存の多機能ソルバを拡張することで油タンカーの漂流の再現を試みる。

OpenFOAM の基礎方程式は、式(2.3.5)に示される連続式、式(2.3.6)に示される 3 次元非圧縮流れの Navier-Stokes 方程式、式(2.3.7)に示される VOF 法の移流方程式からなる。

$$\nabla \cdot U = 0 \tag{2.3.5}$$

$$\frac{\partial \rho U}{\partial t} + \nabla \cdot (\rho U U) = -\nabla p^* + \nabla \cdot \tau + \rho g + f_s \tag{2.3.6}$$

$$\frac{\partial \alpha}{\partial t} + \nabla \cdot U_c \alpha + \nabla \cdot U_c \alpha (1 - \alpha) = 0 \tag{2.3.7}$$

ここに、 U : 流速ベクトル

ρ : 密度

p^* : 擬似動圧

τ : 粘性応力テンソル

g : 重力加速度

f_s : 表面張力

α : 流体の占有堆積率 (VOF 関数)

U_c : 相対流速ベクトル

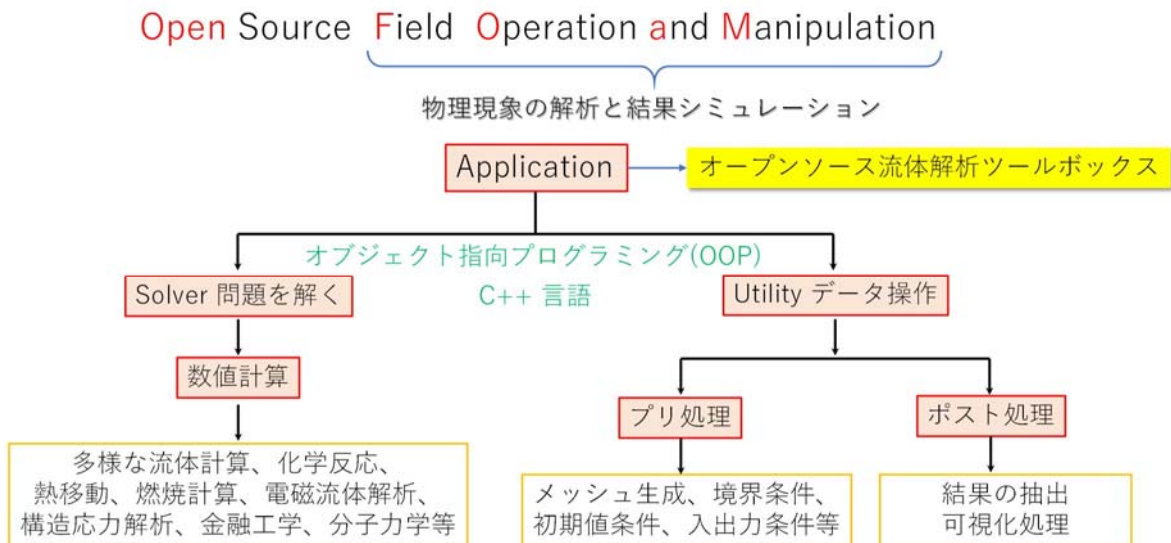


図-2.3.4.1 開発ツール OpenFOAM の概要

OpenFOAM の概要を図-2.3.4.1 に示すが、OpenFOAM はオブジェクト指向言語 C++ で開発されており、ソースコードのカスタマイズも容易とされている。

例えば、質量保存式の非定常状態の式 $\frac{\partial \rho}{\partial t} + \nabla \cdot (\rho u) = 0$ は OpenFOAM では式(2.3.8)のような記述式となる。

$$\text{solve}(fvm::ddt(\rho) + fvc::div(\rho * U) == 0) \quad (2.3.8)$$

ここで、 ρ は密度、 U は速度、 ddt は偏微分記号 $\partial / \partial t$ 、 div は ∇ 、 $fvm::$ は陰解法、 $fvc::$ は陽解法を示す。このことからわかるように、OpenFOAM は自然言語に近い書き方をしているのが特徴である。

図-2.3.4.2 に OpenFOAM の使用に関する概要と開発項目を示す。基本的には多層流体、粒子追跡解析等のソルバーを選択し、同図に示すように計算を制御する流れであるが、本解析では風力と波漂流力を外力条件とした漂流物の大規模移動を解く問題であることから、移動メッシュ機能の実装、境界条件における外境界への波浪造波導入と内境界での移動境界の実装が開発項目となる。

漂流解析のための移動境界の開発においては、図示のように3つの境界があるなかで、②internalField に対して移動境界の機能を追加し、風および水中における船舶の移動を試みる。

OpenFOAM はオープンソースであることから、移動境界に関するライブラリの開発は、世界中の大学や研究機関で行われているが、今回のように大規模移動問題への適用性は、検証が必要となる。

検証にあたっては、以下に示す3つの Step を踏むこととした。

- Step1 : 移動メッシュ機能の実装
- Step2 : 波浪モデルの wave2Foam の造波機能実装
- Step3 : 漂流解析のための移動境界の開発

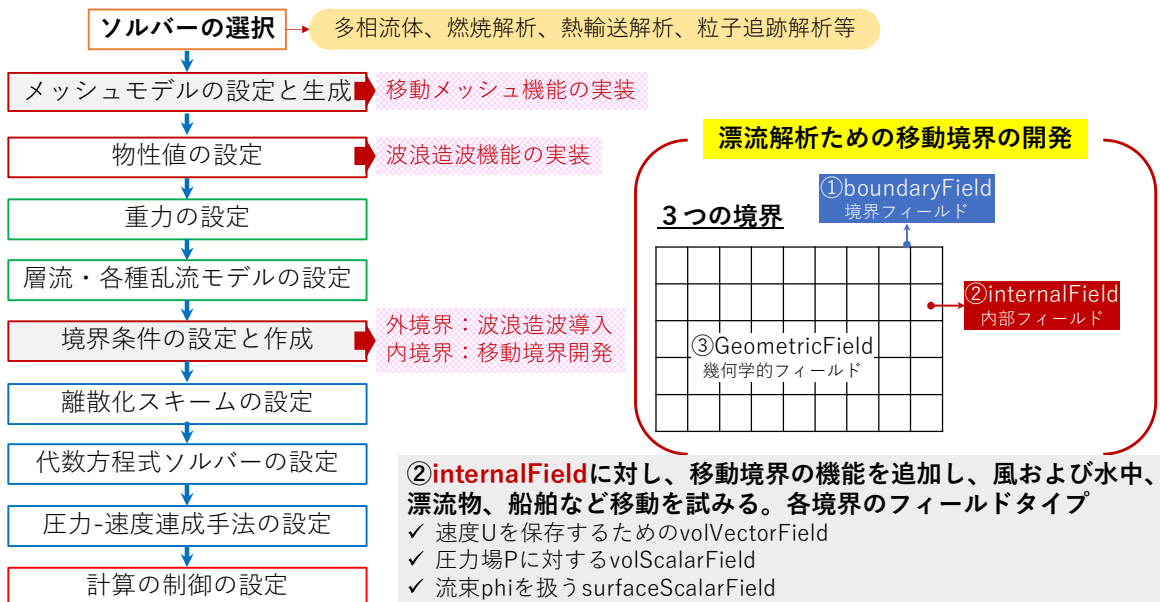


図-2.3.4.2 OpenFOAM の使用概要と開発項目

(2) Step1 : 移動メッシュ機能の実装

メッシュの移動には、剛体メッシュ移動とメッシュ変形がある。

剛体メッシュ移動は、メッシュの並進移動(図-2.3.4.3)や回転移動(図-2.3.4.4)、およびこれらの組合せを含んでいる。この移動は、物体の運動をモデル化した常微分方程式の解と指定、もしくは計算されることで行われる。

メッシュ変形は、メッシュのトポロジ的な変更であり、メッシュ境界から流れる領域の内部へ変位を分布させることで行われる。変位の分布は、代数的な補完法や、点の変位や速度に関する輸送方程式の解法など、さまざまな方法を用いて行われる(図-2.3.4.5)。

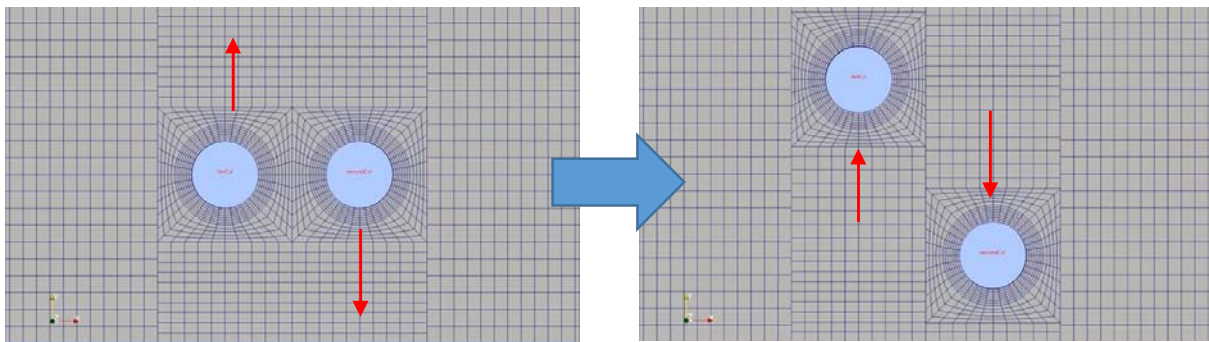


図-2.3.4.3 メッシュの並進移動

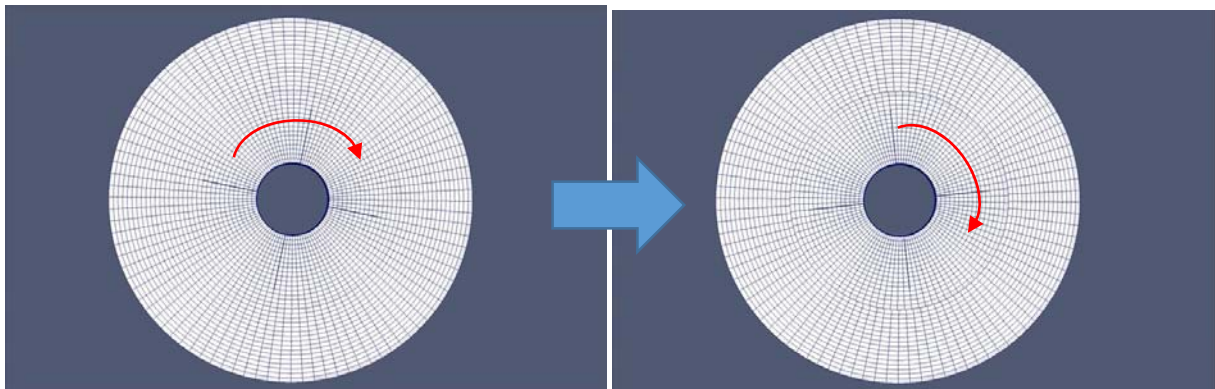


図-2.3.4.4 メッシュの回転移動

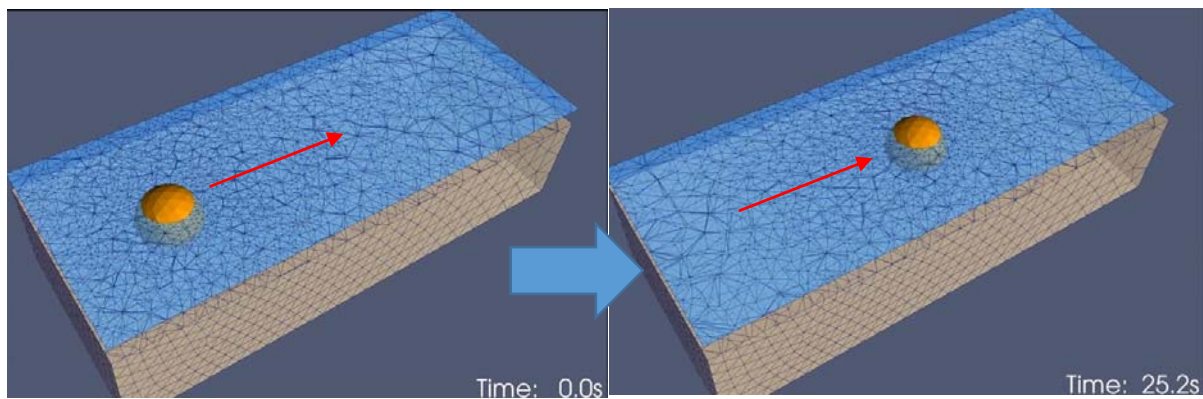


図-2.3.4.5 トポロジーの変化をとともなメッシュ変形 (リメッシュ機能)

漂流計算のためのメッシュ移動のクラス、solidBodyMotionFvMesh を実装して、並進移動のベクトルと回転移動の quaternion の組合せで移動を定義する。また、septernion を用いることで、乗算の組合せであるベクトル変換操作により、各点を移動させることが可能となる。

移動の基底クラスは、solidBodyMotionFunction を用いて様々な移動が定義可能となる(図-2.3.4.6)。

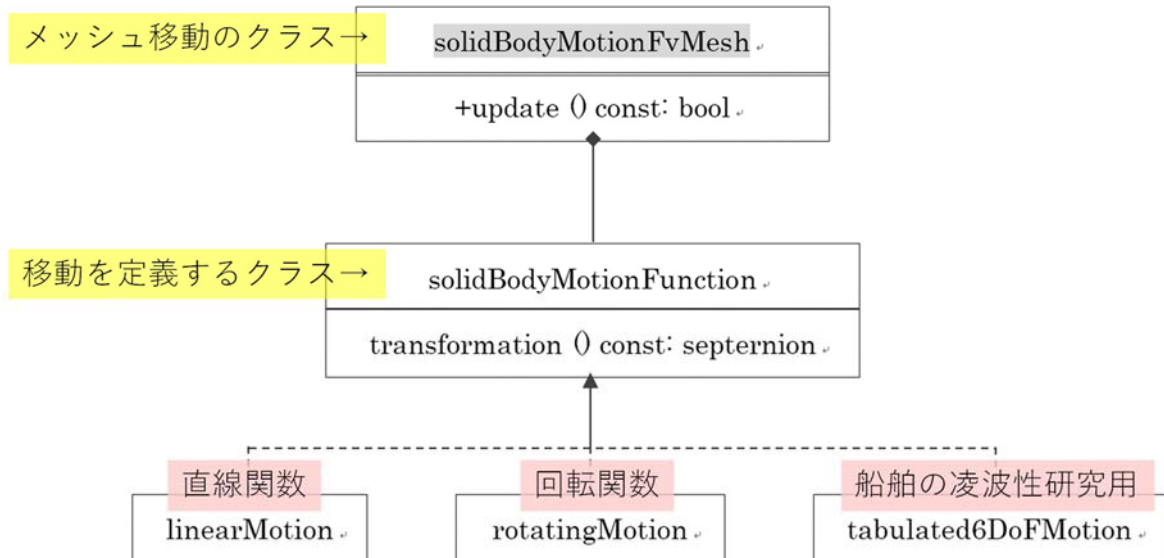


図-2.3.4.6 solidBodyMotionFunctionno 代表的な移動関数

(3) Step2 : 波浪モデルの Weve2Foam の造波機能実装

台風・高潮に伴い、錨泊中の船舶に影響を及ぼす波浪モデルには、wave2Foam の造波機能を実装する。wave2Foam は、自由表面の波を生成、ならびに境界を等価するためのツールボックスであり、多種の造波が可能となる。ここでは海洋における面的な不規則波を再現することに適当なものとして、ライブラリ中の非線形分散ポテンシャルに基づく次数差分モデルである OpenWave3D を用いることとした。

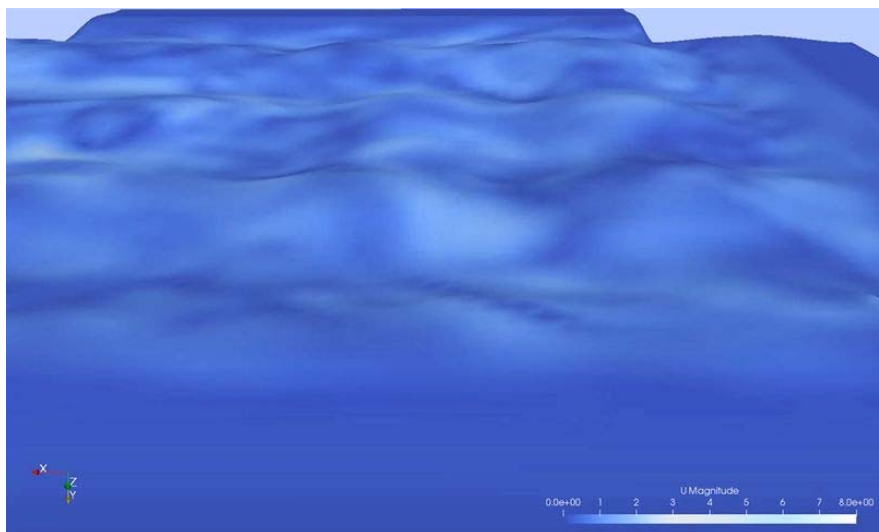


図-2.3.4.7 OceanWave3D の造波例

(4) Step3 : 漂流解析のための移動境界の開発

船舶の漂流現象を再現するため、移動メッシュの定義に基づく以下の3つの移動境界を設定する。

- ①油タンカー（放流物）を「剛体の移動境界」とみなす。
- ②油タンカー周りのメッシュは、「変形可能なメッシュ変形境界」とする。
- ③油タンカーの広範囲な移動を考慮し、「メッシュのトポロジー的な変更（リメッシュ機能）」を実装する。

1) 漂流解析のための剛体の移動境界のクラス選定

剛体の移動境界は、移動メッシュと共通の基底クラス `solidBodyMotionFunction` を使用する。移動関数は、並進移動のベクトルと回転移動の組合せである `quaternion` 四元数を用いる。

移動境界のタイプは以下の通り。

①Translational motions

- ・ `linearMotion` : 等速直線運動
- ・ `oscillatingLinearMotion` : 往復直線運動

②Rotational motions

- ・ `rotatingMotion` : 等速円運動
- ・ `axisRotationMotion` : 等速円運動
- ・ `oscillatingRotatingMotion` : 揺動運動

③Ship Design Analysis

- ・ SDA : 図-2.3.4.8 に示す3つ運動を組み合わせた運動

④ Tabulated data

- ・ `tabulated6DoFMotion` : 各時刻歴を指定

⑤Combination of above types

- ・ `multiMotion` : 上記の複数の運動を組み合わせた運動

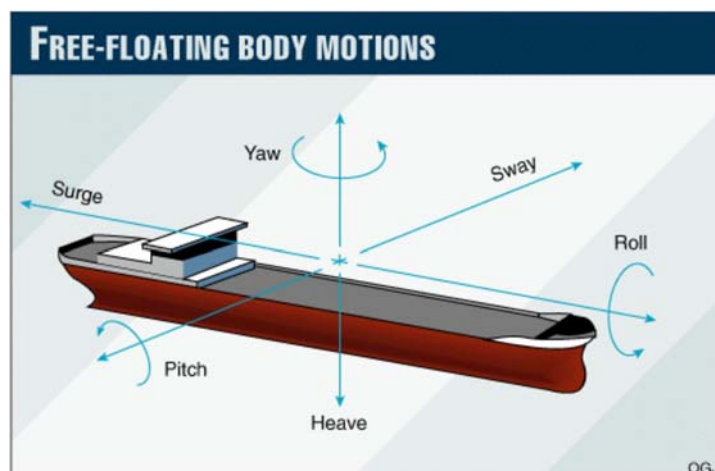


図-2.3.4.8 船舶の躯体運動

2) 漂流解析のための変形可能なメッシュ変形境界のクラス選定

油タンカー周りのメッシュの変形移動については、dynamicMotionSolverFvMesh（ラプラス方程式の解法を用いた）を実装し、油タンカーの移動は、移動の境界条件で記述する。移動の境界条件は、速度や変位についての陽関数として与えるか、あるいは外部データを基に計算された流体力を与える。

図-2.3.4.10にStep2の波浪造波と自由漂流計算を組み合わせたソルバのテスト結果を示す。波浪による海面の不規則な波による船舶の揺動に伴い、船底の水圧分布に変化が生じていることが確認できる。

このことから、喫水部の潮流による波漂流力は、波浪による揺動も含めて再現が可能であると考えられる。

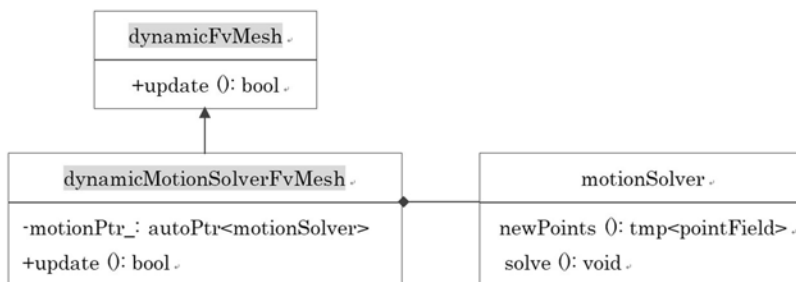
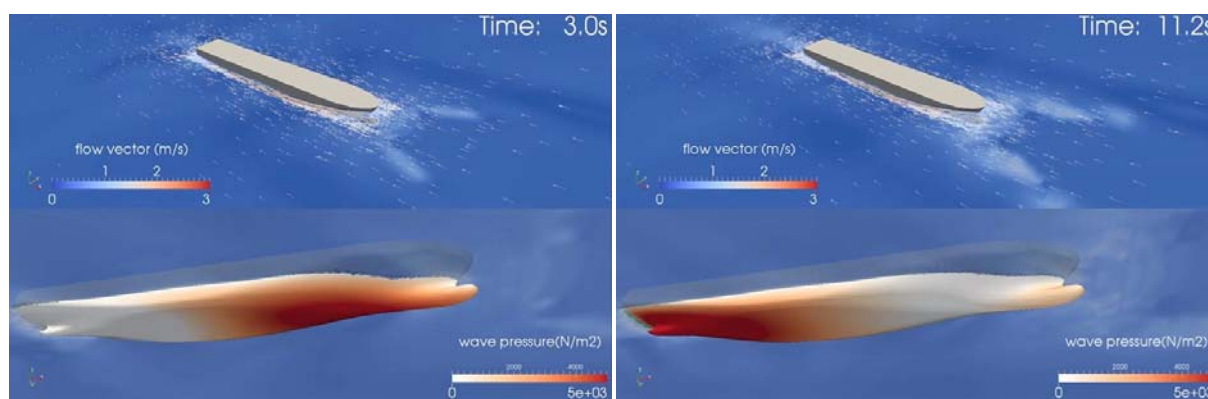


図-2.3.4.9 dynamicMotionSolverFvMeshの実装



(a) Time : 3.0sec (b) Time : 11.2sec
図-2.3.4.10 波浪造波と自由漂流計算を組み合わせたソルバのテスト結果

3) 漂流解析のためのメッシュのトポロジー変更クラスの導入

前述の境界メッシュ変形は、セルフェイス間の角度や隣接するセルのサイズ比を著しく変化させるため、メッシュ品質の極端な悪化を引き起こす可能性がある。隣接するセルのサイズ比の増大やフェイス角度のゆがみによるメッシュの非直交性の増大によって補間誤差が生じ、セルが歪め、結果としてメッシュが崩れ計算が止まる現象に陥る。この問題を排除するには、メッシュ変形は、メッシュのトポロジー変更と組み合わせる dynamicTopoFvMesh ライブラリを実装する。

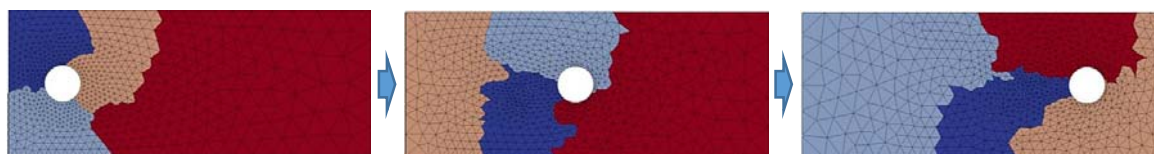


図-2.3.4.11 境界メッシュ変形におけるメッシュ品質の悪化

(6) 油タンカーの漂流解析

油タンカーの漂流解析に際して、作用として風入射と波浪・潮流入射，抵抗としての油タンカーの係駐力，加えて漂流移動を同じソルバで解析を実行して，漂流移動を再現することが理想型である。

しかしながら，風に伴う境界移動は，まだ開発段階であることに加え，内部コントロール（主機によるプロペラ推進力と錨鎖の状況による係駐力の時刻歴分布）が不明であることから，この理想型の実現は現段階では困難と考える。

そこで，現実的に再現が可能な代替案として，問題を分割して並列計算することとした．実施要領は以下の通りである。

- ①タンカーを固定として，風の流体解析でWRFで推定した風速（風力）から，タンカーに作用する外力を求める。
- ②タンカー周辺のみメッシュ移動可能とし，波浪解析で波力を計算する。
- ③上記①と②から得られた外力と，プロペラ推進力・係駐力を時刻歴に合成して，メッシュ移動ソルバでタンカーの移動方向と範囲を再現する。

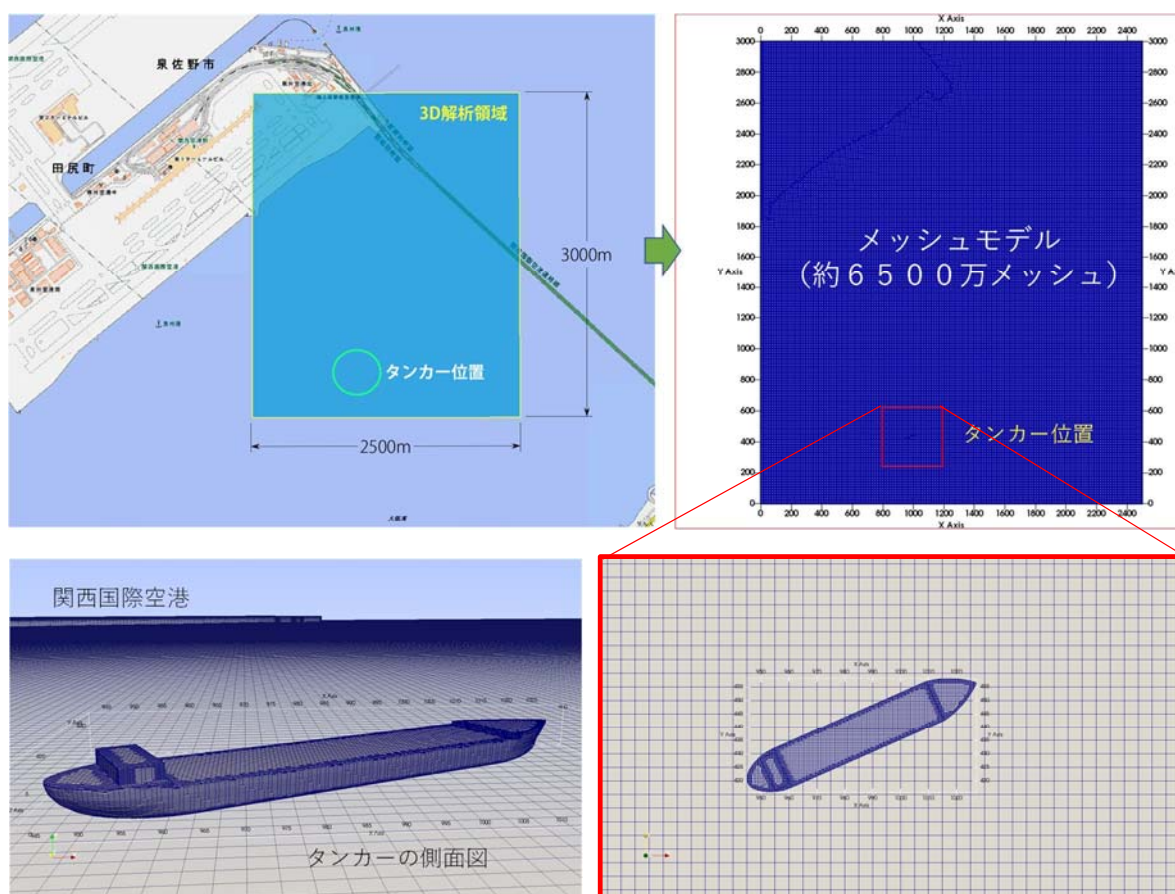


図-2.3.4.12 解析領域の設定とメッシュモデル

解析設定時間帯		波高 (m)	波向		潮位			潮流			大気圧			風速			うねり波高 (m)	length (m)	period (s)
時刻	時間(分)		x方向	y方向	(m)	x方向(m/s)	y方向(m/s)	(hPa)	x方向(m/s)	y方向(m/s)	(hPa)	x方向(m/s)	y方向(m/s)						
2018/9/4 13:00	0	2.330	-0.87207	-0.48938	0.869	0.29330	-0.40350	972.039	-5.3221	-36.8043	972.039	-5.3221	-36.8043	0.250	24.200	8.600			
2018/9/4 13:05	5	2.390	-0.90924	-0.41628	0.895	0.33810	-0.46430	972.3358	-3.5475	-37.0515	972.3358	-3.5475	-37.0515	0.250	24.900	8.500			
2018/9/4 13:10	10	2.430	-0.93969	-0.34202	0.900	0.37290	-0.52450	972.6326	-1.7729	-37.2988	972.6326	-1.7729	-37.2988	0.260	25.300	8.400			
2018/9/4 13:15	15	2.460	-0.96316	-0.26892	0.891	0.40880	-0.56930	972.9294	0.0017	-37.5461	972.9294	0.0017	-37.5461	0.260	25.700	8.300			
2018/9/4 13:20	20	2.490	-0.97992	-0.19937	0.877	0.42170	-0.59380	973.2262	1.7762	-37.7933	973.2262	1.7762	-37.7933	0.260	26.000	8.200			
2018/9/4 13:25	25	2.500	-0.99075	-0.13572	0.884	0.42810	-0.59780	973.523	3.5508	-38.0406	973.523	3.5508	-38.0406	0.270	26.200	8.100			
2018/9/4 13:30	30	2.520	-0.99678	-0.08020	0.912	0.43640	-0.60190	973.8179	5.3136	-38.2862	973.8179	5.3136	-38.2862	0.270	26.200	8.100			
2018/9/4 13:35	35	2.530	-0.99926	-0.03839	0.979	0.41300	-0.58500	974.7682	6.8936	-37.0899	974.7682	6.8936	-37.0899	0.290	26.300	8.200			
2018/9/4 13:40	40	2.560	-0.99999	-0.00349	1.082	0.38870	-0.55940	975.7185	8.4737	-35.8935	975.7185	8.4737	-35.8935	0.300	26.300	8.200			
2018/9/4 13:45	45	2.570	-0.99945	0.03316	1.185	0.36870	-0.53840	976.6689	10.0538	-34.6972	976.6689	10.0538	-34.6972	0.300	26.500	8.200			
2018/9/4 13:50	50	2.560	-0.99756	0.06976	1.280	0.34360	-0.53380	977.6192	11.6338	-33.5008	977.6192	11.6338	-33.5008	0.300	26.500	8.200			

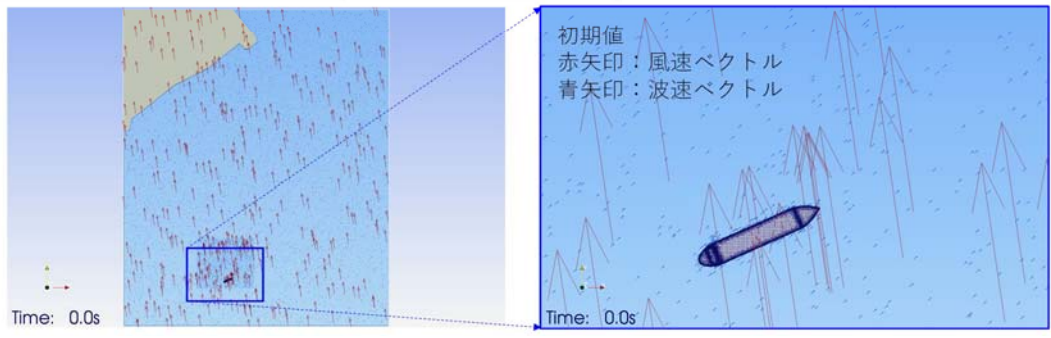


図-2.3.4.13 入射条件の設定

(5) 漂流解析の課題

リメッシュ機能の導入以外、剛体メッシュ移動・メッシュ変形による移動境界のソルバ構築と実装テストはほぼ完了できたと考える。今後応用について、下記の課題について、解決する必要がある。

- A) 台風時の波浪による解析エラーの解消 → 漂流現象の確認
- B) 風解析で大きな風速を受けときの収束エラーを解消する
- C) 風力と波力の解析からタンカーに作用する外力の推定し、構築したメッシュ移動機能を用いて、タンカーの移動方向と範囲を再現する。

2.3.5 まとめ

台風によって発生する高潮と波浪に対する対策を講じるために被害発生メカニズムを理解することを目的としており、前段検討として、気象擾乱の発生による被害予測の可否を確認するために、平成 30 年台風 21 号を対照として、気象・海象の再現と、船舶の漂流状況の再現を目的とする解析コードの開発を実施した。

気象状況と海象の再現では以下に示す知見が得られた。

- 1) 数値モデルによる大阪湾内の潮流の再現性については、定性的な比較に留まったが、湾内に現れる潮流の傾向を計算できている。なお、恒流系の流れとして存在する湾奥の流れや沖ノ瀬環流等の再現には至っていない。恒流の一部は淀川等からの淡水流入に起因して発生するといわれており、その表現には計算条件やモデルの構成について再考・改善の余地があると考えられる。
- 2) 台風 21 号の襲来時の大阪湾内の流動に関しては、開境界に潮位変化を含めることで潮位偏差の算定値に精度の向上が見られた。
- 3) 波と風との関係：波高は風速と、波向きは風向との相関が見られる。ただし、前者の関係に関しては、台風の接近・通過期間で風向が変化することで波高が風速に対して一価関係にないことがある。

4) 流れと風との関係：正の相関関係にあるが、波と風との関係に比べるとばらつきが大きい。計算では海水の流動が平面 2 次元流としてモデル化されており、海底地形の水平分布にも影響された結果と推察される。

また、船舶の漂流解析に向けた取り込みでは、気象状況と海象の再現では、リメッシュ機能の導入以外、剛体メッシュ移動・メッシュ変形による移動境界のソルバ構築と実装テストはほぼ完了できたと考える。今後応用について、前述の課題について解決する必要がある。

【参考文献】

- 2.3.1) 気象庁：異常気象レポート 2014 近年における世界の異常気象と気候変動～その実態と見通し～(VIII), 2015.3.
- 2.3.2) 気象庁：台風 21 号による暴風・高潮等平成 30 年 (2018 年) 9 月 3 日～9 月 5 日 (速報), <http://www.data.jma.go.jp/obd/stats/data/bosai/report/2018/20180911/20180911.html>, 2019.7.24 閲覧.
- 2.3.3) 運輸安全委員会：船舶事故調査報告書, 2019.4.
- 2.3.4) National Center for Atmospheric Research : A Description of the Advanced Research WRF Version 3. NCAR, June 2008.
- 2.3.5) Allard R., Rogers E. Carroll S. N. and Rushing K. V. : Software Design Description for the Simulating Waves Nearshore Model(SAN), Naval Research Laboratory, NRL/MR/7320, Nov. 2002.
- 2.3.6) 間瀬肇, 平尾博樹, 國富將嗣, 高山知司 : SWAN による波浪推算システムー閉鎖性湾内における波浪推算への適用ー, 京都大学防災研究所年報, No.44, B-2, Apr. 2001.
- 2.3.7) 藤原建紀, 肥後竹彦, 高杉由夫 : ”大阪湾の恒流と潮流・渦”, 海岸工学論文集, Vol3, pp. 209-213, 1989.
- 2.3.8) 中辻啓二, 山本信弘, 山見晴三, 室田明 : ”淀川洪水流の振舞いに及ぼす密度流と潮流の相乗効果”, 海岸工学論文集, Vol.38, pp.186-190, 1991.
- 2.3.9) 中辻啓二, 山見晴三, 末吉寿明, 藤原建紀 : ”大阪湾の恒流系に関する数値実験的研究”, 海岸工学論文集, Vol.39, pp.906-910, 1992.
- 2.3.10) 中辻啓二, 末吉寿明, 山根信之, 藤原建紀 : ”三次元粒子追跡による流動構造の解明”, 海岸工学論文集, Vol.41, pp.326-330, 1994.
- 2.3.11) 中辻啓二, 藤原建紀 : ”大阪湾におけるエスチャリー循環機構”, 海岸工学論文集, Vol.42, 396-400, 1995.
- 2.3.12) OpenFOAM Foundation : OpenFOAM Uset Guide, <http://www.openfoam.org/docs/user/>, 参照 2019-09-10.

(佐々木達生)

第3章 鋼桁橋の横荷重に対する抵抗メカニズムに関する一考察

3.1 はじめに

近年、日本をはじめ、世界各地における地震被害は深刻なものとなりつつあり、地震によって引き起こされる津波による被害も数多く報告されている^{3.1, 3.2)}。今後発生が予想されている南海トラフ地震においても、地震による被害とあわせて、それにより発生する津波による道路や橋梁などのライフラインへの影響も懸念される。

地震力に対する設計は、支承部や橋脚、基礎などの下部構造に対しては動的解析などが行われるケースもあるが、鋼桁等の上部構造に対しては地震力を静的な外力に換算して照査されるケースが多い。地震力や、地震力と同様に橋軸直角方向に作用する風荷重に対しての設計は、トラス構造として簡単なモデル化を行い、構成する部材（対傾構・横構）に生じる断面力を算出して照査している。従前より対傾構・横構の設計に際しては、対傾構上弦材と下弦材に橋軸直角方向の外力が1/2ずつ作用するものと仮定する手法が用いられてきたが、この分担比率について異なる結果を示す研究成果も示されている^{3.3)}。また、表面力としての風荷重と物体力としての地震荷重に対しても同じ分担比率が用いられている点についても疑問が残る。橋梁に対する津波作用力については、各機関で実験や数値解析がさかんに実施されているものの^{3.4, 3.5)}、いまだ対津波設計手法は確立されていないのが現状である^{3.6)}。

平成29年版日本道路橋示方書（以下、道示）^{3.7)}においては、鋼桁とコンクリート床版などとの合成作用を適切に考慮することが求められており、地震時の作用力（慣性力）が増加することが想定され、これまでと同様の考え方であれば、単純に部材断面を大きくする必要があり、鋼橋には不利となる。そのため、津波作用力や地震力などのような橋軸直角方向に対する橋梁の挙動や発生部材力をより詳細に把握することにより、合理的な設計法を目指す必要があると考える。

本検討では単純合成桁を例として解析モデルを作成し、水平方向の津波作用力および地震力を想定した横荷重を載荷し有限要素解析を行った。各支承における支点反力を比較することで荷重の分担状況、各支承における負担差を把握し、橋梁を構成する2次部材（対傾構・横構）の部材力を算出し比較することにより、外力への抵抗機構について検討した。これらの結果より、対傾構・横構などの2次部材の設計法が提案できないか検討した。

既往の研究では風荷重および地震荷重で2次部材に生じる部材力や省略の可能性について検討がなされたが、本研究では従来検討されていなかった水平方向の津波作用力を作用させたほか、2次部材に生じる部材力だけでなく支点反力についても検討を行った点や、主桁数の異なる複数の橋梁モデルを扱い、比較・検討を行い傾向の把握、設計手法の提案を行った点が新規性、有益な点として挙げられる。

津波に対しては上部構造よりも橋脚や支承の耐荷力も重要であることは確かであるが、これらの下部構造に力を伝達するのは上部構造であり、支承や橋脚に作用する力は上部構造の耐荷力とも無関係とは言えず、上部構造の耐荷力を評価する必要はあると考える。また、橋脚や支承の設計思想にもよるが、橋脚や支承を強固なものに改修・補強する場合には、本研究の検討も有益な情報を与えるものと考えられる。

3.2 解析概要

数値解析には汎用有限要素解析ソフト MSC Marc 2016^{3,8)}を用いた。

3.2.1 解析モデル

本研究では桁長 33.8(m)の単純活荷重合成 I 桁橋をモデル化した。本研究では「合成桁の設計例と解説^{3,9)}」を参考にした4主桁橋モデル（以下、Aモデル）、主桁数の異なる3主桁橋モデル（以下、Bモデル）、6主桁橋モデル（以下、Cモデル）の計3種類の橋梁を用いる。Aモデル設計条件を表-2.1.1、一般寸法図を図-2.1.1、橋梁を構成する各部材の名称および位置を示した解析モデル図を図-2.1.2 に示す。なお、BおよびCモデルにおいても2次部材の配置はAモデルにならって設置しており、各モデルの横構の配置は図-2.1.2-2.1.4の通りである。使用する鋼材はSM490Y, SM400, SS400（形鋼）であり、床版には鉄筋コンクリートを使用する。材料特性を表-2.1.2、桁断面寸法ならびに補剛材断面寸法を表-2.1.3、表-2.1.4、解析上の使用要素の種類を表-2.1.5 に示す。なお、主桁上フランジと床版とは完全合成されているものとした。

表-2.1.1 Aモデル設計条件

橋梁形式	単純活荷重合成I桁橋
橋長	34.000 m
桁長	33.800 m
支間長	33.000 m
総幅員	9.700 m
支承条件	A1=固定支承 A2=可動支承
床版	鉄筋コンクリート床版厚 $t=220$ mm
主要鋼材	SM490Y, SM400, SS400（形鋼）

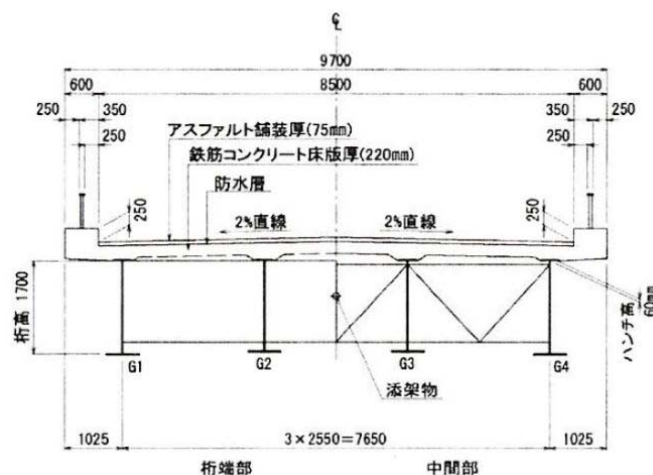


図-2.1.1 Aモデル一般寸法図^{3,9)}

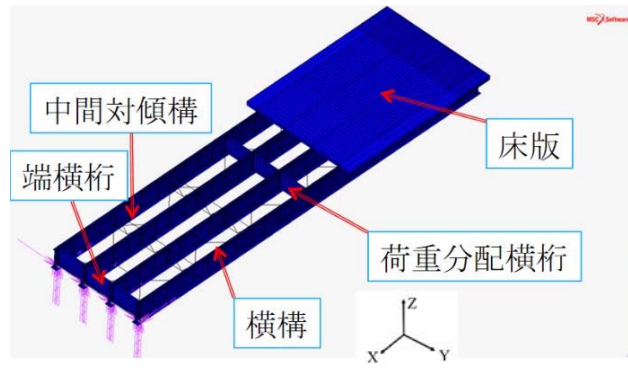


図-2.1.2 各部材の名称および位置

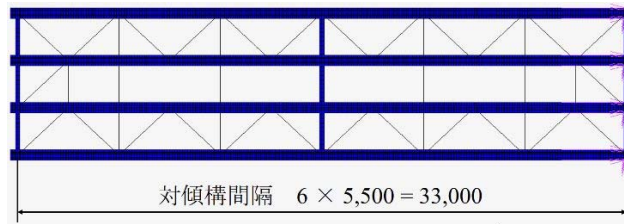


図-2.1.3 Aモデル2次部材配置



図-2.1.4 Bモデル2次部材配置

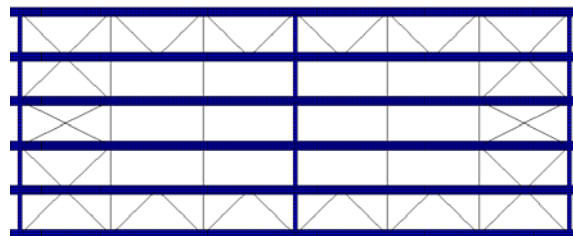


図-2.1.5 Cモデル2次部材配置

表-2.1.2 材料特性

材料	SM490Y	SM400	SS400	鉄筋コンクリート
部材	主桁	横桁・補剛材	横構・中間対傾構	床版
ヤング係数(N/mm ²)	2.0 × 10 ⁵			3.1 × 10 ⁴
ポアソン比	0.3			0.2

表-2.1.3 桁断面寸法

	主桁(SM490Y)	端横桁(SM400)	荷重分配横桁(SM400)
上フランジ	310 × 22	220 × 10	240 × 12
ウェブ	1700 × 9	1450 × 9	1280 × 9
下フランジ	550 × 32	220 × 10	240 × 12

表-2.1.4 補剛材断面寸法

水平補剛材(SM400)	垂直補剛材(SM400)
100 × 9 × 1350	110 × 9 × 1700

表-2.1.5 使用要素の種類

部材	要素の種類
主桁・横桁・補剛材	シェル要素
床版	ソリッド要素
横構・中間対傾構	トラス要素
スタッド	中実断面梁要素

3.2.2 境界条件

本橋梁モデルは単径間であるため、解析モデルの境界条件は表-2.2.1のように与えた。固定支承は全方向の変位を拘束した3軸固定ピン支承、可動支承は橋軸直角方向と鉛直方向の変位を拘束したローラー支承とした。

表-2.2.1 境界条件

	変位			回転		
	X	Y	Z	RX	RY	RZ
固定	Fix.	Fix.	Fix.	Mov.	Mov.	Mov.
可動	Mov.	Fix.	Fix.	Mov.	Mov.	Mov.

3.2.3 荷重載荷条件

荷重は津波荷重と地震荷重の2種類を想定し、橋軸直角方向に載荷する。津波荷重は鋼橋の津波対策として中央防災会議が公表している南海トラフ地震津波をもとに計算された最大抗力結果^{3,10)}を図-2.1.1のG4桁ウェブ面に、地震荷重はすべての部材に重力加速度(9.81m/s²)を橋軸直角方向(図-2.1.2中Y軸正方向から負方向)に与えて再現した。本検討では、橋梁の瞬間的な挙動を把握するため塑性は考慮せず、線形弾性解析のみ実施し、支点反力の確認、部材力の分布および設計計算との比較に主眼を置いた。津波外力については鉛直方向の外力も発生することは知られているが、地震荷重との比較を行うために本研究では考慮しなかった。設計荷重では重力加速度を超えた荷重を想定することもあるが、ここでは部材力などの分担比率を検討するために単位荷重として与えている。それ以外の荷重強度の際には、線形挙動の範囲では比例的に増減すれば良いと考えた。

表-2.3.1 に本研究で与える津波荷重および地震荷重の値を示す。

表-2.3.1 水平荷重

	津波	地震
Aモデル	4927 kN	2194 kN
Bモデル	4927 kN	1622 kN
Cモデル	4927 kN	3658 kN

3.2.4 解析検討対象一覧

A モデルに関して各部材を省略することにより 10 種類の解析モデルを想定し、支点反力の比較を行い、なかでも変化が大きかった4つのモデルについて検討を行う。合成桁を研究対象としているが、主桁のみで鉛直荷重による断面力に抵抗するものとして設計される非合成桁も存在することから、各部材の荷重伝達機構や橋全体への影響、支点反力の違いを確認するため、2次部材以外にも床版を省略したパターンも設定した。部材を有する場合を黒丸、有していない場合を空欄とし、表-2.4.1 に解析検討対象一覧を示す。なお、地震荷重は橋梁全体に载荷しているが、(4)のモデルでは床版を有していないため与える外力の値に差が生じる。そのため(4)のモデルでは床版に作用する分の荷重は集中荷重に置き換え、主桁のウェブと上フランジとの接合節点に载荷した。また、Bモデル・Cモデルについては部材の欠損を与えず、Aモデルのケース(1)と比較することで橋梁形式の変化による支点反力、部材力の変化について検討する。

表-2.4.1 解析検討対象一覧

	床版	端横桁	横構
(1)	●	●	●
(2)	●	●	
(3)	●		●
(4)		●	●

また、Aモデルについて、桁端部の横構では設計計算において断面力が大きくなることから、断面積を大きくする工夫がなされている。横構の部材剛性の違いを確認するため断面積を全て統一したモデル(A'モデル)を作成し、部材力の違いの確認を行った。図-2.4.1および表-2.4.2に部材断面の変化について示す。なお、B・Cモデルについては断面積を1980mm²に統一したモデルのみを扱う。

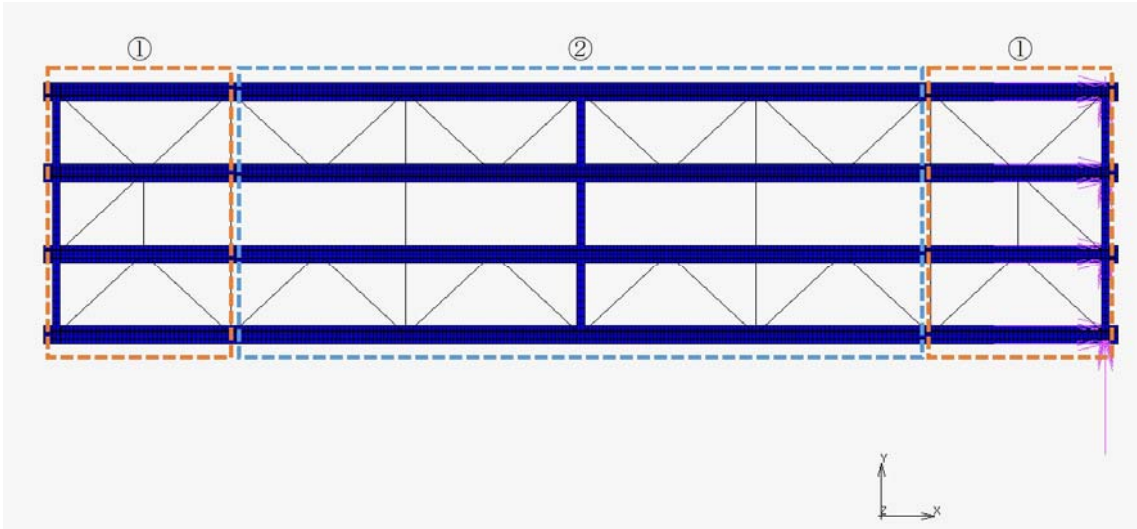


図-2.4.1 部材断面変化

表-2.4.2 部材断面変化

	Aモデル	A'モデル
①	2600mm ²	1980mm ²
②	1980mm ²	1980mm ²

3.3 解析結果および考察

3.3.1 支点反力の比較

A モデルでの各荷重を与えた時の支点反力結果を図-3.1.1~3.1.4 に示す。図の縦軸が水平力分担率または鉛直力を、横軸が支承の種別と(1)~(4)のモデルケースを示し、縦棒グラフの中で各支承が占める割合を色分けして評価している。支承の番号は主桁の番号と対応しており、荷重載荷側から見て支承 4, 3, 2, 1 と並んでいる。以下、図中では固定支承を Fix, 可動支承を Mov と表記する。

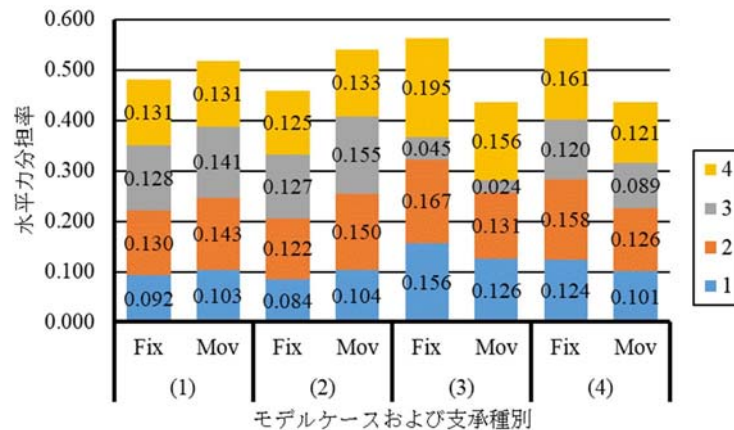


図-3.1.1 水平力分担率 (津波)

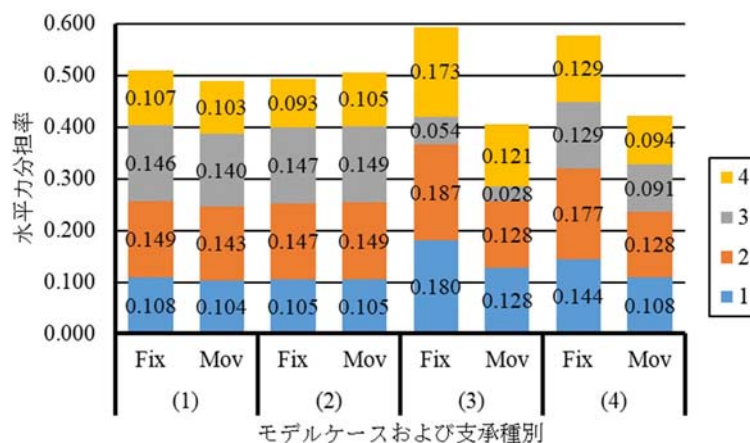


図-3.1.2 水平力分担率 (地震)

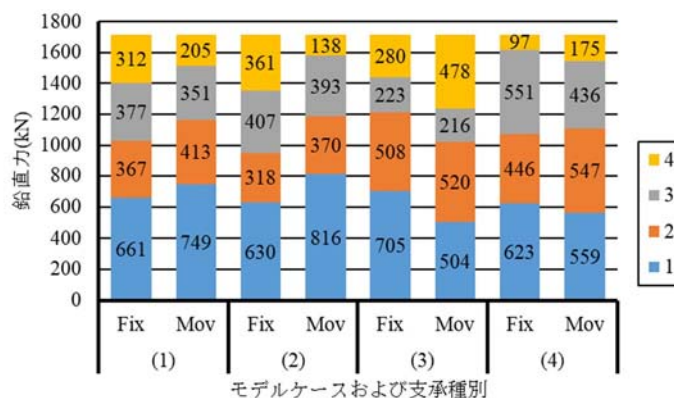


図-3.1.3 死荷重反力+鉛直方向支点反力 (津波)

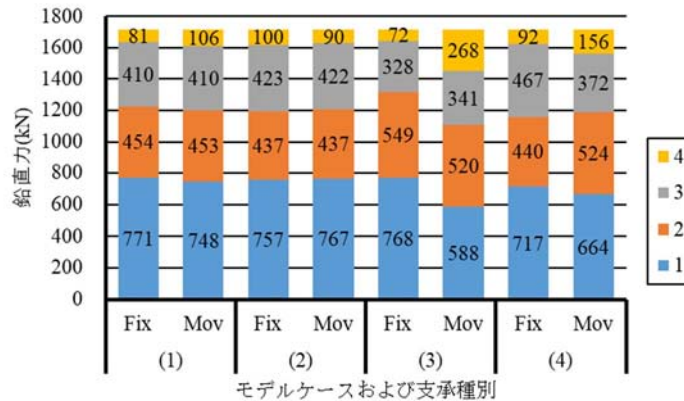


図-3.1.4 死荷重反力+鉛直方向支点反力 (地震)

水平力については橋梁に働く全水平力と算出した分担率との積により、各支保に働く力を計算することができ、また固定・可動側の4つの支保について積み上げてグラフ化しているため、縦軸(分担率)が0.5を上回った側で(4つの支保の合計値で)多く外力を負担したと評価できる。鉛直方向の支点反力については死荷重反力と横荷重載荷により生じた反力との和で評価する。鉛直力に関してはAモデルにおいてすべての支保で上向きの反力が生じている。横荷重載荷では荷重載荷側である支保4にて下向きの反力が生じるものの、死荷重による上向き反力が上回り、結果的に上向き反力となるが、他の支保と比較して鉛直力はその分小さくなっている。本研究では津波荷重は橋軸直角方向力のみで検討を行っているが、実際には鉛直力も存在する。そのため津波による上向きの波力を受けた際、荷重載荷側の支保4では鉛直方向の支点反力は負となり、浮き上がりなどの現象が起きる可能性があるため注意が必要である。

部材の省略を考えない(1)において、津波時では可動側が、地震時では固定側の負担が大きくなっている。水平力分担率に着目すると津波時では支保2と4、地震時では内桁(支保2, 3)の分担率が高い。鉛直力については津波時地震時ともに支保1にて大きな反力が生じ、地震時での外桁と内桁との値の差が大きくなっている。津波時、地震時ともに端横桁を省略した(3)および床版を省略した(4)で固定側の水平力分担率が急激に上昇する。また、鉛直力に関して(1)と(4)を比較した際、(4)で支保4の上向き反力が小さくなり(津波荷重載荷によって支保に生じる下向き反力が大きくなっている)、合成桁の床版による荷重抵抗を無視した場合、水平力と同様に荷重載荷側での負担が大きくなるという傾向の変化が見受けられる。

Aモデルでは横構の組み方は前章の図-2.1.2および図-3.1.5の通り、支保3付近にはつながっていないという特徴がある。各モデルを比較したところ、(1)の津波時では桁のみに力が作用していることにより、荷重載荷側の支保4および桁に作用した津波作用力が横構を通じて伝達された結果、横構とつながる支保2での負担が大きくなったと考えられる。一方で地震時では床版を含めすべての部材に地震力が作用しているという荷重載荷方法の違いが挙げられ、内桁に作用した地震力を分散させる部材が少ないことが支保2, 3で分担率が大きくなった原因として考えられる。(3)のモデルでは支保3の分担率の極端な低下が見受けられるが、端横桁の省略による剛性の低下および横構が支保3につながっていないことによる内桁付近の2次部材構造の違いが変化の原因である。(1), (3), (4)の比較から、端横桁と床版が横荷重に抵抗するうえで大きな影響を与え、荷重を分担、伝達する支配的要因となっていると考えられ、特に床版の横荷重伝達機能は鉛直方向の支点反力の値に顕著に表れており、地震時での外桁と内桁との値の差が大きくなった原因であると考えられる。これらの結果から、非合成桁橋および橋梁が被災し端横桁が欠損した

場合は固定支承に（津波・地震時ともに），横構が欠損した場合は可動支承に（津波時）負担が偏り，支承の耐力を超過した際は支承破壊につながる可能性があることが読み取れる。

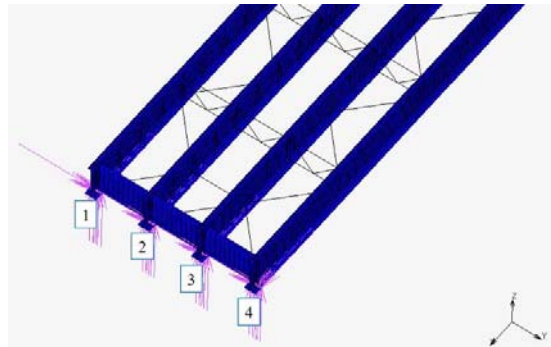


図-3.1.5 桁端部の構造

鉛直力に関して，橋梁断面の中央を軸に水平荷重によるモーメントを理論的に考慮したとき，外桁の支承 1, 4 で大きな鉛直力が作用する．例として，津波時の場合，ウェブ面全体に作用する津波作用力 4927kN を集中荷重に置き換えたものをウェブ高さ半分の位置に作用させて計算すると，外桁で±493kN, 内桁に±193kN（固定側・可動側合算）と算出できる．図-3.1.6 に鉛直力理論値として，津波作用力を与えた時に生じる鉛直力および生じた鉛直力と死荷重との和を示す。

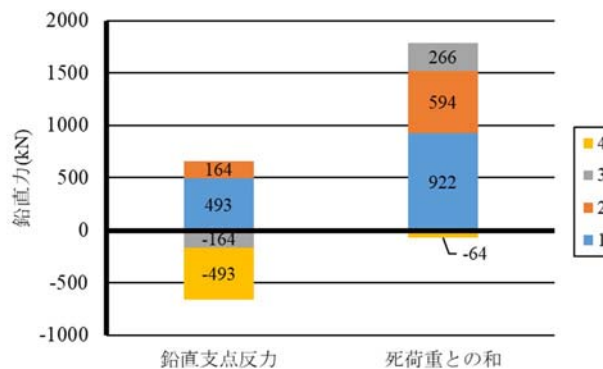


図-3.1.6 鉛直力理論値

津波時では理論値と解析値との間で，各支承同士の鉛直力の差は小さくなっていることから，床版の抵抗作用の影響で理論値と差異が生じたと考えられる．一方で地震時の場合，床版が橋梁の全重量の約 80%を占めており，床版への作用力が大きくなる．床版は慣性力により橋軸直角方向に動こうとするが，支承は橋軸直角方向には動かないという境界条件の関係および外桁でのモーメント作用が大きくなることが影響し，結果的に支承 1, 4 での鉛直方向支点反力が大きくなり，死荷重との和により相殺され，支承 4 では鉛直力は小さくなったものと考えられる。

横構の有無に関して(1), (2)のモデルを比較すると，水平力分担率で見ると津波時地震時ともに差が最大で 1.4%，鉛直力については津波時では各支承でそれぞれ 30~67kN の増減があるものの，地震時では 9~19kN の増減でとどまっている．そのため，少なくとも地震時においては横構の横荷重抵抗への寄与度は端横桁・床版と比較して少ないといえるが，主桁の形状保持には少なくとも寄与していると考えられる。

続いて B モデル，C モデルの支点反力結果を図-3.1.7~3.1.10 に示す．こちらも図-3.1.1~3.1.4 と同様，図の縦軸が水平力分担率または鉛直力（死荷重反力との和）を，横軸が支承と荷重の種別を示し，縦

棒グラフの中で各支承が占める割合を色分けして評価している。支承の番号は荷重載荷側から見て B モデルは支承 3~1, C モデルは 6~1 と並んでいる。

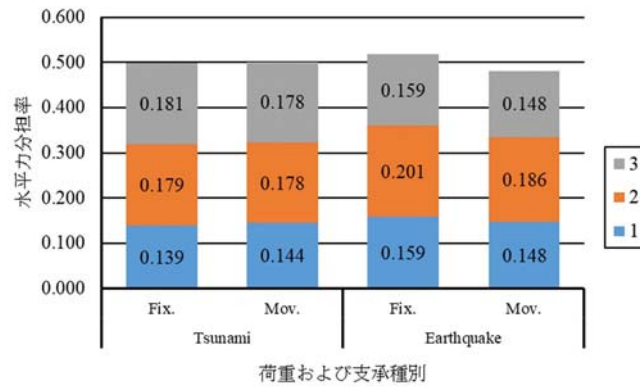


図-3.1.7 Bモデル水平力分担率

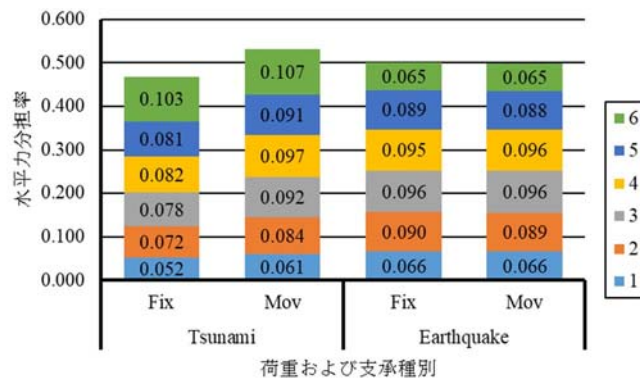


図-3.1.8 Cモデル水平力分担率

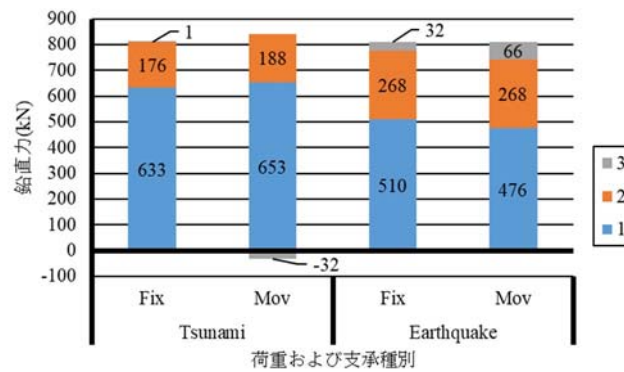


図-3.1.9 Bモデル死荷重反力+鉛直方向支点反力

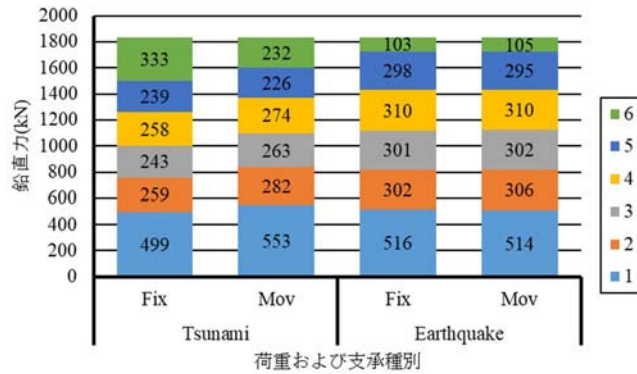


図-3.1.10 Cモデル死荷重反力+鉛直方向支点反力

Bモデル・Cモデル共通して水平力は津波時では可動側，地震時では固定側の負担が大きくなっており，地震時では内桁の分担率が高いというAモデルと同様の傾向が見られる．鉛直力についても同様に，死荷重との和において外桁で鉛直反力が小さくなっている．

Bモデルに関して，水平力については津波時では荷重載荷側での分担率が高くなり，地震時では内桁の支承2で分担率が上昇する．鉛直力については支承3の値が極めて低くなっている．Aモデルと同様に外桁でのモーメント作用およびAモデルと比較した際の剛性の低下が原因として考えられる．

Cモデルに関して，津波時で水平力分担率については荷重載荷側で負担が大きくなっているが，Cモデルではその傾向がより顕著に表れている．鉛直力については津波時での固定側において荷重載荷側における支承6の鉛直力の値が他の支承と比べて大きい点がAモデルと異なっている．桁に作用した津波作用力に対して荷重載荷側で抵抗する作用と，主桁数および2次部材の増加に伴う剛性の増加が影響したことが原因として考えられる．本研究では桁長33m程度の橋梁を対象としているが，桁長や桁の変形が分担率に影響を及ぼす可能性がある．剛性の増加により鉛直方向の負反力が小さくなり，死荷重反力との和で評価した際に支承6の鉛直力の値が大きくなったものと考えられる．図-3.1.11にAモデルとの比較として鉛直方向変位図（津波）を示す．図-3.1.11では各モデルを荷重載荷方向斜め下から見上げているため，床版および桁の変位を同時に確認できる．第2章の図-2.1.2のZ方向を正として10段階で色分けしており，黄色は12.5～16.1mm，青色は-19.5～-15.9mmの変位となっている．

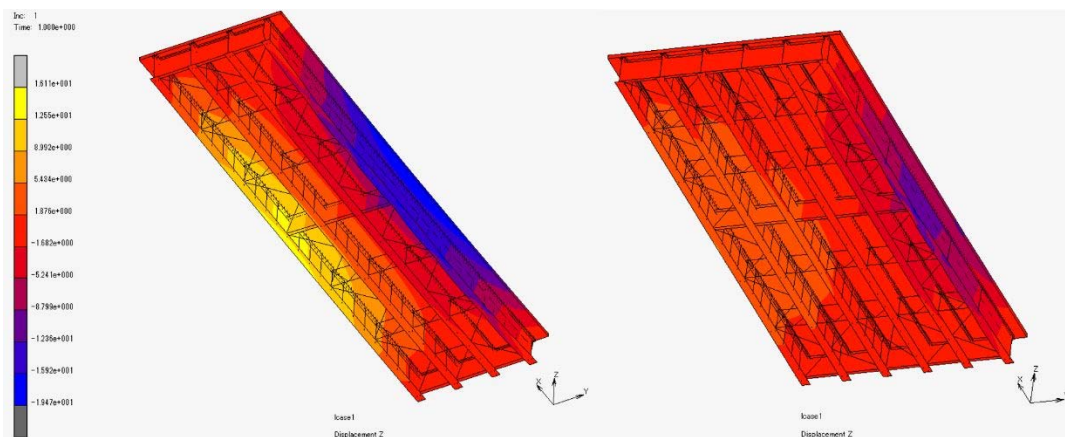


図-3.1.11 AモデルおよびCモデルにおける鉛直方向変位（津波）

CモデルはAモデルと比較した際、主桁数が増えたことなどにより橋全体の剛性、特にねじれ剛性が大きくなり荷重載荷側の端部以外は剛体的な変形となっていることが図-3.1.11より確認できるため、鉛直力はAモデルに比べ均等に近い分担となったものと考えられる。地震時では主桁数や床版幅などが増えた影響により地震力も増えているが、ねじれ剛性の増加に伴い比較的均等に支点反力が生じたものと考えられる。

3.3.2 中間対傾構部材力分布と外力の違いによる比較

横荷重に対し横構や主桁と一体となる平面トラス系を形成する中間対傾構の横荷重により生じる影響を確認し、検討を行った。従前より中間対傾構は設計計算において、荷重は主桁間隔数の対傾構で均等に分担され、上弦材と下弦材で1/2ずつ負担されるものと仮定されてきた。現行道示版設計例（以下、現行設計例）^{3.11)}では、床版で3/4、下弦材で1/4の負担が提案されたが、平成29年道路橋示方書に基づく道路橋の設計計算例（以下、道路協会設計例）^{3.12)}では床版で3/4、下弦材で1/4から上弦材と下弦材で1/2ずつ負担する手法に再度変更されるなど、未だに分担比率については確定していない。また、どのようなケースでも適用可能なのか、などについても明確になっていない。

本研究で対象としている橋梁においては、中間対傾構は図-3.2.1に示すように4ブロック配置されている。

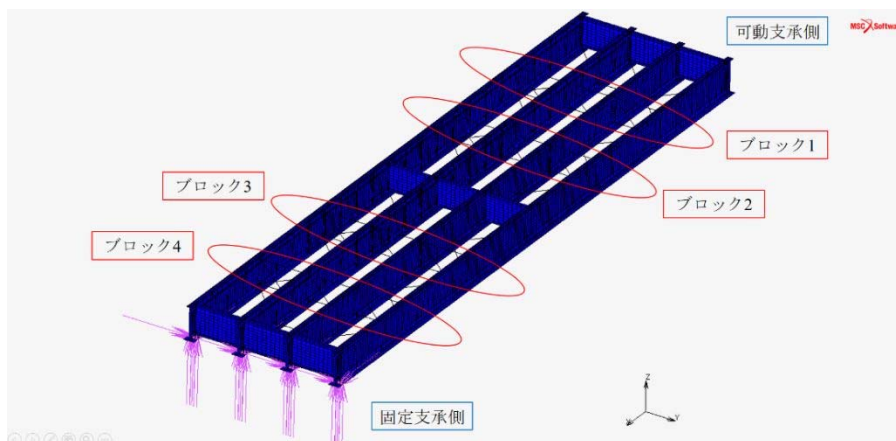


図-3.2.1 中間対傾構配置

中間対傾構に生じる部材力を算出し、荷重ごとに生じる圧縮力が最大となるブロックで比較検討を行う。図-3.2.2に中間対傾構の部材番号を示し、津波時および地震時の中間対傾構の部材力分布図に関して、赤線を圧縮力、青線を引張力として図-3.2.3および図-3.2.4に示す。荷重は図の右側から左側に向かって載荷されている。また、得られた部材力を無次元化するために、各部材力を対傾構間隔に作用する横荷重の合計（津波時 802kN、地震時 357kN）で除して比較したものを表-3.2.1に示す。これらの値は外力の合計をウェブ面積で除して単位面積あたりに換算、対傾構間隔のウェブ面積を乗じて算出した。

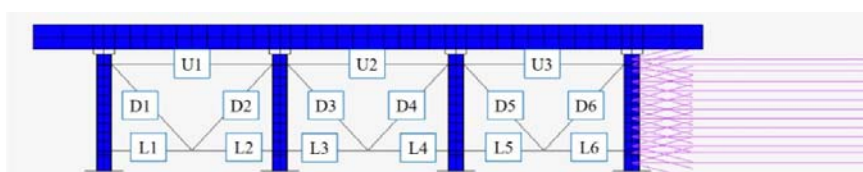


図-3.2.2 部材番号

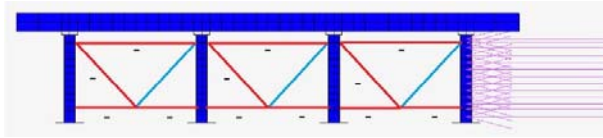


図-3.2.3 部材力分布（津波）

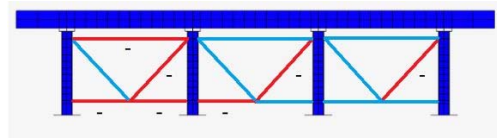


図-3.2.4 部材力分布（地震）

表-3.2.1 Aモデル部材力

	津波		地震	
	ブロック2		ブロック4	
	部材力 (kN)	無次元化	部材力 (kN)	無次元化
U1	-17	-0.022	-1	-0.003
U2	-28	-0.035	0	0.001
U3	-46	-0.057	1	0.004
D1	-41	-0.051	7	0.021
D2	41	0.051	-7	-0.021
D3	-54	-0.067	7	0.018
D4	54	0.067	-7	-0.018
D5	-55	-0.069	8	0.024
D6	55	0.069	-8	-0.024
L1	-39	-0.048	-14	-0.040
L2	-97	-0.121	-3	-0.009
L3	-184	-0.229	-4	-0.011
L4	-107	-0.133	6	0.017
L5	-168	-0.209	5	0.013
L6	-247	-0.308	17	0.048

解析結果より、津波時は支間中央寄りのブロック 2、地震時は端部寄りのブロック 4 にて中間対傾構に生じる圧縮力が最大となる部材が見られたほか、全体を通して上弦材と比べて下弦材に生じる力が大きいという傾向が見られた。津波時では上下弦材に圧縮力、斜材は圧縮力と引張力が交互に作用し、荷重載荷側に向かうにつれ生じる力が大きいという傾向が見られる。それに対し、地震時では引張力が作用する上下弦材もあり、津波時との部材力分布に違いが見られるほか、全体的に部材力が小さくなっている。

表-3.2.1 に示す無次元化値より、津波時で最大圧縮力が生じるブロック 2 では図-3.2.2 中の L6 部材（下弦材）に対傾構間隔に作用する横荷重の30%相当の圧縮力が作用しているが、地震時で最大圧縮力が生じるブロック 4 では図-3.2.2 中の L1 部材（下弦材）に横荷重の4%の圧縮力が作用しており、同方向から荷重を載荷しているにも関わらず下弦材の荷重分担傾向が大きく異なる。

次に、解析で与えた荷重値を用いて旧道示版設計計算例（以下、旧設計例）^{3,9)}、現行設計例^{3,11)}に基づいて部材力を算出し、各荷重時の最大圧縮力を解析結果と比較してみる。本研究においては、津波による荷重は設計計算における地震荷重のように側面全面に載荷されているため、地震荷重に対する設計計算を参考にしたことを注記しておく。設計計算では、主桁間の3組のトラス構造で等しく抵抗すると仮定されており、解析で与えた荷重値を用いて試算すると、L6 部材の部材力は津波時で-134kN（現行設計例：-67kN）、地震時で-60kN（現行設計例：-30kN）と算出される。L6 部材に関して解析結果と比較すると、津波時では設計計算を大幅に上回るが、地震時では下回る。津波時では中間対傾構は抵抗部材として機能し、現行の設計では推定される部材力を超過する。一方で地震時では解析結果が設計計算値を下回っていることから現行の設計で安全側に見積もることができていると考えられる。

現行設計例での下弦材の設計断面力（レベル2 地震動時）は29.3kN と、地震時の解析値と比べ2 倍程

度となっている。設計例ではレベル2地震動での特性値を63.9kN/mとして計算しており、解析で与えた地震力を上記の特性値に当てはめると65.0kN/mとなる。解析上では想定する地震力が設計例よりも多くなっているにも関わらず生じる部材力が減少しているという点で、地震時での中間対傾構の負担は極めて少なく、床版や端横桁で荷重に抵抗していると考えられる。

このような津波時と地震時における部材力の違いは、荷重の載荷方法に依存している。津波時はウェブ面に作用した横荷重を荷重載荷側でより多く負担して荷重に抵抗し、荷重載荷側に連結されている部材の圧縮力が大きくなっているが、地震時はすべての部材に加速度を与えていることから、橋全体の变形挙動に合わせて圧縮と引張が作用したと考えられる。地震力は重量の比率から計算すると、地震力全体のうち約80%が床版に、20%が鋼桁に作用しているため、鋼桁への作用が少ないことが影響し、部材力が小さくなったものと考えられる。前述のとおり、設計計算では主桁間の3組のトラス構造で等しく抵抗すると仮定されているが、実際は均等な分担ではないことが確認できた。

続いてBモデルおよびCモデルの中間対傾構についても同様に、荷重ごとに生じる圧縮力が最大となるブロックで比較検討を行う。BモデルおよびCモデルの部材力および各部材力を対傾構間隔に作用する横荷重の合計で除して比較したものを表-3.2.2、表-3.2.3に示す。

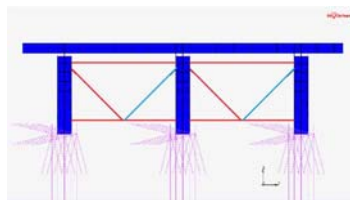


図-3.2.5 Bモデル部材力分布 (津波)

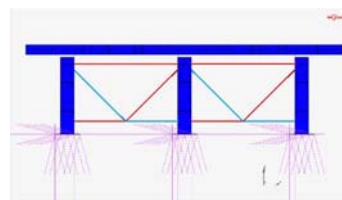


図-3.2.6 Bモデル部材力分布 (地震)

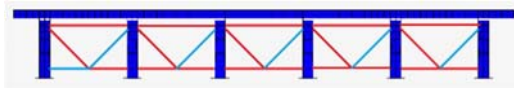


図-3.2.7 Cモデル部材力分布 (津波)



図-3.2.8 Cモデル部材力分布 (地震)

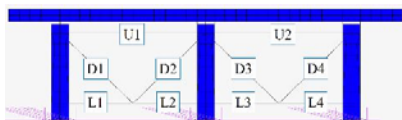


図-3.2.9 Bモデル部材番号

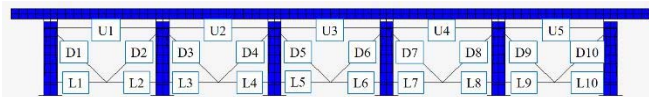


図-3.2.10 Cモデル部材番号

表-3.2.2 Bモデル部材力

	津波		地震	
	ブロック3		ブロック4	
	部材力 (kN)	無次元化	部材力 (kN)	無次元化
U1	-17	-0.021	-1	-0.003
U2	-19	-0.024	1	0.003
D1	-75	-0.095	12	0.044
D2	75	0.095	-12	-0.044
D3	-81	-0.103	12	0.044
D4	81	0.103	-12	-0.044
L1	-20	-0.025	-16	-0.062
L2	-128	-0.163	1	0.003
L3	-122	-0.155	-1	-0.002
L4	-239	-0.304	16	0.062

表-3.2.3 Cモデル部材力

	津波		地震	
	ブロック3		ブロック4	
	部材力 (kN)	無次元化	部材力 (kN)	無次元化
U1	-10	-0.013	1	0.001
U2	-17	-0.021	2	0.003
U3	-30	-0.037	0	0.000
U4	-40	-0.050	-2	-0.003
U5	-65	-0.081	-0	-0.000
D1	-29	-0.036	6	0.010
D2	29	0.036	-6	-0.010
D3	-36	-0.045	9	0.015
D4	36	0.045	-9	-0.015
D5	-53	-0.066	13	0.021
D6	53	0.066	-13	-0.021
D7	-90	-0.112	9	0.015
D8	90	0.112	-9	-0.015
D9	-118	-0.147	6	0.010
D10	118	0.147	-6	-0.010
L1	12	0.015	-4	-0.007
L2	-29	-0.037	4	0.007
L3	-22	-0.027	9	0.015
L4	-74	-0.092	22	0.038
L5	-67	-0.084	-9	-0.015
L6	-143	-0.178	9	0.016
L7	-137	-0.170	-22	-0.037
L8	-267	-0.332	-9	-0.015
L9	-216	-0.269	-4	-0.007
L10	-385	-0.480	4	0.007

表に示す無次元化値より、Bモデルでは津波時で図-3.2.9中のL4部材（下弦材）に対傾構間隔に作用する横荷重の30%相当の圧縮力が作用しているが、地震時でL1部材に横荷重の6%の圧縮力が作用している。Cモデルでは図-3.2.10中のL10部材に対傾構間隔に作用する横荷重の48%相当の圧縮力が作用し、地震時でL7部材に横荷重の4%の圧縮力が作用している。なお、対傾構間隔に作用する横荷重の合計値はそれぞれ802kN（津波時）、264kN（Bモデル地震時）、595kN（Cモデル地震時）である。

BモデルおよびCモデルにおいてもAモデルと同様に、津波時では荷重載荷側で負担が増え、地震時では圧縮と引張の両方が作用する傾向が見られる。設計計算にならって各組で均等に抵抗するものとして断面力を算出すると、Aモデルと同様に、津波時では試算値を解析値が超過する一方で地震時では下回る結果が得られた。以上の結果から、中間対傾構は、現行の設計では地震時では安全側に見積もることができているものの、津波に対して想定される部材力を解析値が超過し、現行の設計では満足しない可能性がある。

3.3.3 横構部材力分布と外力の違いによる比較

横荷重を支点まで伝達する役割を持つとされる横構の部材力の分布を検討した。Aモデルにおける津波

時および地震時の横構の部材力分布図を、赤線を圧縮力、青線を引張力として図-3.3.1、図-3.3.2に、部材力値および設計計算例と比較したものを表-3.3.1、表-3.3.2に示す。

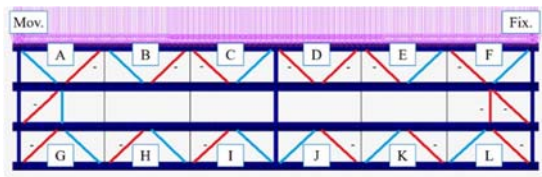


図-3.3.1 Aモデル部材力分布（津波）

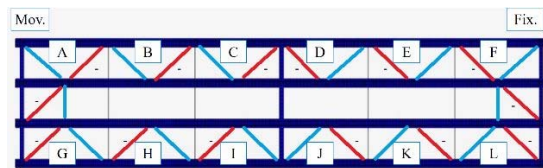


図-3.3.2 Aモデル部材力分布（地震）

表-3.3.1 Aモデル横構部材力（津波）

set	解析値 (kN)	設計試算 (kN)		set	解析値 (kN)	設計試算 (kN)	
A	255	193	132%	G	-228	-193	118%
	-482	-193	250%		G	225	193
B	135	115	118%	H	-131	-115	114%
	-162	-115	141%		H	113	115
C	-20	38	-53%	I	-52	-38	138%
	-3	-38	9%		I	36	38
D	-15	-38	40%	J	44	38	115%
	-9	38	-25%		J	-60	-38
E	-175	-115	152%	K	119	115	104%
	147	115	128%		K	-135	-115
F	-424	-193	220%	L	213	193	110%
	194	193	101%		L	-187	-193

表-3.3.2 Aモデル横構部材力（地震）

set	解析値 (kN)	設計例 (kN)		set	解析値 (kN)	設計例 (kN)	
A	59	86	69%	G	-64	-86	74%
	-82	-86	95%		G	75	86
B	40	51	78%	H	-39	-51	76%
	-29	-51	57%		H	29	51
C	14	17	79%	I	-13	-17	78%
	-7	-17	38%		I	6	17
D	-6	-17	37%	J	6	17	37%
	14	17	80%		J	-14	-17
E	-32	-51	63%	K	32	51	62%
	44	51	86%		K	-43	-51
F	-86	-86	100%	L	80	86	93%
	55	86	64%		L	-59	-86

図中のA～Lは部材セットを示し、図の左側が可動支承、右側が固定支承である。表-3.3.1、表-3.3.2より、荷重載荷側において固定支承側と比べて、可動支承側では大きな圧縮力が生じていることが分かる。この傾向は地震時よりも津波時で顕著であり、側面からの荷重を隣接する桁へ伝達する役割から考えると妥当な結果と言える。津波時では可動支承側の部材力値が、地震時では固定側の部材力値が大きくなり、この傾向は支点反力の支承別合計値の傾向と同じであり、支点反力値と横構部材力値は関連性があるという点を確認できる。なおこの傾向は設計時には考慮されていないため注意が必要である。

次に、対傾構と同様に設計部材力と比較・検討してみる。設計計算においては、側面から載荷されており、外桁に隣接する2組のトラス構造（図-3.3.1、図-3.3.2中A～FとG～Lの2組）で等しく分担され、さらに床版と横構とで1/2ずつ分担されると仮定されてきた。現行設計例では床版で3/4、横構で1/4を負担する仮定が提案された。また、設計計算では地震荷重と風荷重が想定され、地震荷重は側面全面に載荷されるが、風荷重はトラスの影響線を用いて影響線載荷される。本研究では津波による荷重は設計計算における地震荷重のように側面全面に載荷されているため、地震荷重に対する設計計算を参考にした。

設計計算例より算出された部材力は、地震時において、荷重載荷側か否か（すなわちA～FまたはG～L）に関わらず、桁端部の部材力は86kN、支間中央部で17kNである。解析で用いた外力の比率に基づき津波時の想定される部材力は概算で、桁端部の部材力は193kN、支間中央部では38kNとなる。

まず、設計計算例に基づいた部材力と解析結果を比較すると、津波時では桁端部で設計計算例を大きく上回っている（最大482kN）が、地震時では比較的一致している（最大86kN）。本研究では地震荷重は加速度を構造物全体に与えることで再現しており、これらの結果から、地震に対しては結果的に同じような部材力を算出できているが、桁の側面から載荷される荷重においては危険側に見積もる可能性があることがうかがえる。

ここまでは部材力の最大値のみに着目したが、部材力の分布についても考察する。まず、1組の横構を構成する部材で部材力を比較すると、設計計算例に基づく場合には荷重載荷側か否か、および荷重によらず桁端部と支間中央部で5倍程度の差があることが分かる。これに対し、解析結果では荷重載荷側（図中A～F）と反対側（図中G～L）とで差が生じた。

荷重載荷側では津波時は最大で160倍程度（表-3.3.1において（部材A）/（部材C）=-482/-3）、地震時は最大で14倍程度の違いに対して、非荷重載荷側（図中G～L）では、津波時は最大で4倍程度、地震時は最大で13倍程度となった。

Aモデルでは第2章で述べた通り、桁端部の横構では生じる部材力が大きくなるという設計計算から、桁端部の横構の断面積を大きくする工夫がなされている。そのため、横構の部材剛性の違いを確認するため断面積を全て統一したモデル（A'モデル）で部材力の違いの確認を行った。表-3.3.3、表-3.3.4にA'モデルの部材力値および設計計算例と比較したものを示す。

表-3.3.3 A'モデル横構部材力（津波）

set	解析値 (kN)	設計試算 (kN)		set	解析値 (kN)	設計試算 (kN)	
A	214	193	111%	G	-193	-193	100%
	-421	-193	218%		201	193	104%
B	132	115	114%	H	-132	-115	115%
	-160	-115	139%		113	115	98%
C	-20	38	-53%	I	-53	-38	140%
	-3	-38	8%		36	38	94%
D	-16	-38	43%	J	45	38	118%
	-8	38	-21%		-61	-38	161%
E	-173	-115	151%	K	120	115	104%
	144	115	125%		-136	-115	118%
F	-368	-193	190%	L	189	193	98%
	156	193	81%		-153	-193	79%

表-3.3.4 A' モデル横構部材力 (地震)

set	解析値 (kN)	設計例 (kN)		set	解析値 (kN)	設計例 (kN)	
A	49	86	58%	G	-54	-86	62%
	-71	-86	83%		66	86	76%
B	39	51	76%	H	-38	-51	74%
	-29	-51	57%		28	51	55%
C	13	17	77%	I	-13	-17	75%
	-6	-17	36%		6	17	35%
D	-7	-17	40%	J	7	17	40%
	14	17	83%		-14	-17	82%
E	-34	-51	66%	K	33	51	64%
	46	51	89%		-44	-51	86%
F	-67	-86	78%	L	63	86	73%
	41	86	48%		-43	-86	50%

A モデルの値は、1980(mm²)で統一させた A'モデルと比べて部材力は増加しており、部材剛性の違いが解析結果に影響を与えている点が確認できる。A'モデルにおいても同様に桁端部と支間中央部での部材力の差を比較すると、荷重載荷側では津波時は最大で 140 倍程度、地震時は最大で 12 倍程度の違いに対して、非荷重載荷側 (図中 G~L) では、津波時は最大で 6 倍程度、地震時は最大で 11 倍程度となった。

A モデルおよび A'モデルについて 2 組の横構に生じている部材力を比較すると、津波時には荷重載荷側は反対側の 2 倍以上、地震時においても荷重載荷側が大きくなっている点が共通している。これは、先に述べた設計計算例の仮定とは異なる。このような部材力の分布の違いは、設計時の部材力は部材剛性の違いを考慮せずに算出しているが、実際には設計軸力に合わせて部材断面を変えていることが原因のひとつであると思われる。また、桁端部と支間中央部の部材力の差が設計例と比較して大きい原因として、支間中央部に設けた荷重分配横桁の影響により、支間中央部の剛性が上がり、設計例と比べて小さい値となったものと考えられる。解析においては異なる部材剛性を考慮しているため、解析結果においては部材剛性の違いが反映されている。

続いて B モデルおよび C モデルの横構についても同様に比較検討を行う。表-3.3.5~3.3.8 に B モデルおよび C モデルの部材力値および設計計算例と比較したものを示す。なお、津波時の設計試算、地震時の設計例の値は A モデルと同じものとして比較する。

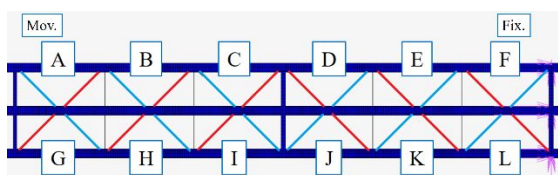


図-3.3.3 Bモデル部材力分布 (津波)

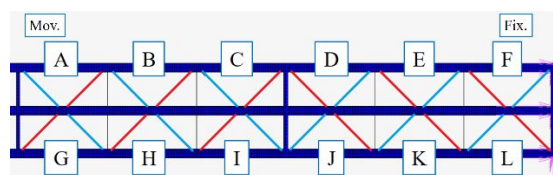


図-3.3.4 Bモデル部材力分布 (地震)

表-3.3.5 Bモデル横構部材力 (津波)

set	解析値 (kN)	設計試算 (kN)		set	解析値 (kN)	設計試算 (kN)	
A	405	193	210%	G	-398	-193	206%
	-468	-193	242%		337	193	175%
B	182	115	158%	H	-297	-115	258%
	-310	-115	269%		170	115	147%
C	12	38	31%	I	-144	-38	378%
	-93	-38	246%		56	38	148%
D	-101	-38	265%	J	60	38	158%
	16	38	42%		-148	-38	390%
E	-331	-115	288%	K	188	115	164%
	209	115	182%		-314	-115	273%
F	-446	-193	231%	L	336	193	174%
	340	193	176%		-346	-193	179%

表-3.3.6 Bモデル横構部材力 (地震)

set	解析値 (kN)	設計例 (kN)		set	解析値 (kN)	設計例 (kN)	
A	75	86	87%	G	-75	-86	87%
	-70	-86	82%		70	86	82%
B	46	51	90%	H	-46	-51	90%
	-40	-51	78%		40	51	78%
C	18	17	103%	I	-18	-17	104%
	-13	-17	74%		13	17	74%
D	-11	-17	63%	J	11	17	64%
	16	17	96%		-16	-17	96%
E	-44	-51	87%	K	44	51	87%
	52	51	103%		-52	-51	103%
F	-80	-86	93%	L	80	86	93%
	75	86	87%		-75	-86	87%

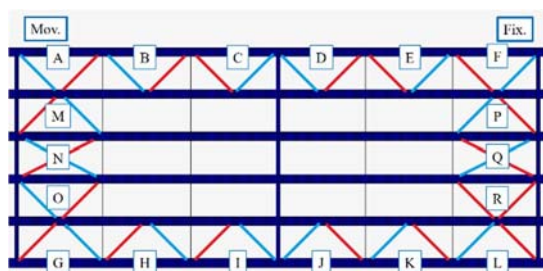


図-3.3.5 Cモデル部材力分布 (津波)

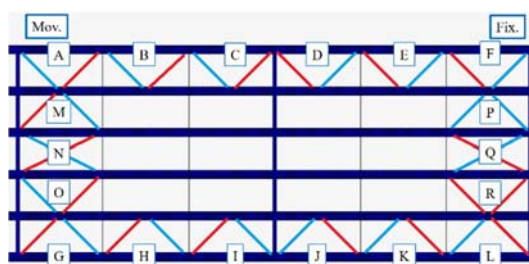


図-3.3.6 Cモデル部材力分布 (地震)

表-3.3.7 Cモデル横構部材力（津波）

set	解析値 (kN)	設計試算 (kN)		set	解析値 (kN)	設計試算 (kN)	
A	84	193	43%	G	-31	-193	16%
	-146	-193	75%		27	193	14%
B	25	115	22%	H	-20	-115	18%
	-66	-115	58%		19	115	17%
C	-32	38	-84%	I	-27	-38	72%
	7	-38	-20%		27	38	72%
D	7	-38	-17%	J	26	38	68%
	-33	38	-86%		-26	-38	67%
E	-73	-115	63%	K	21	115	19%
	33	115	28%		-22	-115	19%
F	-127	-193	66%	L	29	193	15%
	56	193	29%		-24	-193	13%

表-3.3.8 Cモデル横構部材力（地震）

set	解析値 (kN)	設計例 (kN)		set	解析値 (kN)	設計例 (kN)	
A	22	86	26%	G	-22	-86	26%
	-21	-86	25%		21	86	25%
B	13	51	25%	H	-13	-51	25%
	-9	-51	18%		9	51	18%
C	6	17	33%	I	-6	-17	35%
	-2	-17	11%		2	17	11%
D	-2	-17	10%	J	2	17	11%
	6	17	33%		-6	-17	34%
E	-11	-51	21%	K	11	51	21%
	15	51	29%		-15	-51	29%
F	-22	-86	25%	L	22	86	25%
	20	86	23%		-19	-86	23%

Bモデルについて特筆すべき点として、地震時では荷重載荷側と非荷重載荷側とで値に変化が見られない点である。荷重を隣接する桁へ伝達する役割が果たされていると考えられ、また、設計例と比較した際も支間中央部を除いて差が小さいことから、Bモデルについては現行のままで部材力予測ができていものと考えられる。津波時では桁端部だけでなく支間中央部においても比較的大きな部材力が生じており、津波荷重に対して横構の抵抗作用が機能しているものと考えられる。一方でCモデルに関しては津波・地震時ともに設計計算を下回っており、抵抗寄与度は少なくなっていると考えられ、主桁数が増えたことによる剛性の増加が影響したことが原因であると考えられる。

地震時において、AモデルとCモデルを比較した際、解析では想定する地震力が増加しているにも関わらず、横構に生じる最大圧縮部材力が減少しているという点で、床版と鋼桁との重量比が関連している可能性が示されたと同時に、地震時での横構の負担は限定的であり、床版や端横桁が多くを担っているものと考えられる。それに対して、津波時においては側面に載荷された荷重が床版を通じて2組の横構に等しく分散されるわけではなく、同様に横構も通じて分散されるために設計計算例との差が生じ、津波のような大規模な側面載荷荷重に対しては横構の負担を無視できない可能性がある。一般的に、2次部材は安全側の断面が用いられることが多く、そのために剛性が増加するものの、支承部へ伝達させる横構部材

の場合は部材剛性の増加が結果的に部材力の増加を招き、支点反力値に影響を与えていると考えられると同時に、本研究で扱っている A モデルにおいて、内桁同士をつなぐ横構を交差するように新たに横構を増設し、すべての支承に伝達するような組み方にする事で各支承での反力差を小さくできると考えられる。

3.4 照査式の提案

第3章で得られた結果をもとに2次部材の設計法について考察する。

3.4.1 中間対傾構

中間対傾構の設計照査式の提案にあたり，現行の中間対傾構の設計法について紹介する．中間対傾構には分配効果を期待する分配対傾構と分配効果は無視する非分配対傾構が存在する．非分配対傾構の設計には水平荷重が用いられ，その設計方法には定説はないが，表-4.1.1 に示すような3つの方法が考えられる．一般には表-4.1.1(a)の方法が用いられている^{3.9)}。

表-4.1.1 水平荷重による軸力^{3.9)}

	(a)	(b)	(c)
力学モデル			
荷重	$P_w = \frac{1}{2} H_w$ $P_e = \frac{1}{(n-1)} H_e$	$P_w = \frac{1}{2} \frac{H_w}{2}$ $P_e = \frac{1}{(n-1)} H_e$	$P_w = \frac{1}{2} H_w$ $P_e = \frac{1}{(n-1)} H_e$
	<div style="margin-left: 200px;"> $H_w = W_w \lambda$ $H_e = W_e \lambda$ <p> n : 主桁本数 W_w : 風荷重強度 W_e : 地震荷重強度 λ : 中間対傾構間隔 </p> </div>		

3.1節および3.3節で述べたとおり，従前より表-4.1.2(a)に示すような水平荷重を上弦材と下弦材に1/2ずつ負担させる方法がよく用いられてきた．現行設計例では表-4.1.2(b)に示すように水平荷重の3/4を床版，1/4を下弦材で受け持たせる方法が新たに提案された^{3.11)}。

注) 道路協会設計例^{3.12)}においても，上記の新たな設計手法（床版で3/4，下弦材で1/4の負担）を用いていたが，平成30年10月に訂正され，上弦材と下弦材に1/2ずつ負担させる手法が再度紹介されたほか，個々の橋の設計においては荷重分担やそれを満足させられる配置等に関する方針を設定する必要があるとの補足事項が追加された。

表-4.1.2 水平荷重の分担^{3.11)}

力学モデル	(a)	(b)
	$P_w = \frac{1}{2} H_w$, $P_e = \frac{1}{(n-1)} H_e$	$P_w = \frac{1}{4} H_w$, $P_e = \frac{1}{(n-1)} H_e$
水平荷重		
	$H_w = W_w \lambda$ $H_e = W_e \lambda$	
	n : 主桁本数 W_w : 風荷重 W_e : 地震の影響 λ : 中間対傾間隔	

I. 荷重

(1) 風荷重

風荷重の特性値は以下とする.

$$W_w = 8.85 \text{ kN/m}$$

旧設計例^{3.9)}

$$P_w = W_w \times \lambda \times \frac{1}{2} \times \frac{1}{1.2} \tag{4.1.1}$$

$$= 8.85 \times 5.500 \times \frac{1}{2} \times \frac{1}{1.2} = 20.3 \text{ kN/m}$$

現行設計例^{3.11)}

$$P_w = W_w \times \lambda \times \frac{1}{4} \times \frac{1}{(n-1)} \tag{4.1.2}$$

$$= 8.85 \times 5.500 \times \frac{1}{4} \times \frac{1}{3} = 4.1 \text{ kN/m}$$

(2) 地震の影響 (EQ)

旧設計例^{3.9)}での, 地震荷重の特性値

$$W_e = 25.3 \text{ kN/m}$$

現行設計例¹¹⁾での, レベル1[レベル2]地震動による特性値

$$W_e = 21.3 [63.9] \text{ kN/m}$$

旧設計例⁹⁾

$$P_e = W_e \times \lambda \times \frac{1}{(n-1)} \times \frac{1}{1.5} \quad (4.1.3)$$

$$= 25.3 \times 5.500 \times \frac{1}{(4-1)} \times \frac{1}{1.5} = 30.9 \text{ kN/m}$$

現行設計例^{3.11)}

$$P_e = W_e \times \lambda \times \frac{1}{4} \times \frac{1}{(n-1)} \quad (4.1.4)$$

$$= 21.3[63.9] \times 5.500 \times \frac{1}{4} \times \frac{1}{3} = 9.8[29.3] \text{ kN/m}$$

II. 部材力

旧設計例および現行設計例で算出された上下弦材，斜材の設計断面力を表-4.1.3にて整理する。

表-4.1.3 対傾構部材力

	N _w (kN)		N _e (kN)		
	旧設計例	現行設計例	旧設計例	現行設計例	
				レベル1	レベル2
上弦材	-15.2	0.0	-23.3	0.0	0.0
斜材	±7.1	±2.9	±10.9	±6.8	±20.4
下弦材	-10.2	-4.1	-15.5	-9.8	-29.3

上記の現行設計例と第3章の解析結果とを比較した際，地震時では現行設計例を下回る結果が得られたものの，津波時では上回るケースが多いことが確認できた。そこで，A，B，Cの各モデルの津波時における中間対傾構の最大圧縮部材力に着目し，グラフ化した。主桁数の変化に伴う部材力の推移を図-4.1.1に示す。縦軸は圧縮部材力の最大値，横軸は主桁数を示している。対傾構を組ごとに番号付けを行い各組の最大圧縮部材力に着目しグラフ化した。組番号の数字が大きいくほど荷重載荷側となっている。なお，グラフ化に際し，部材力は絶対値で評価する。

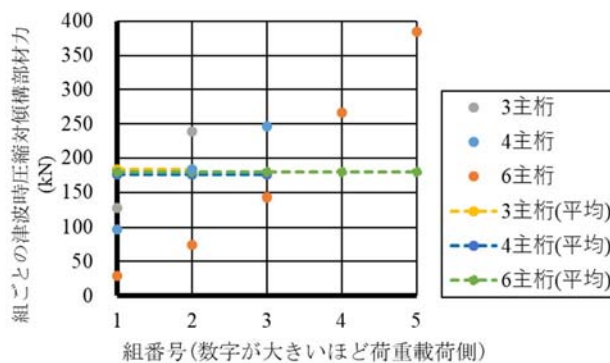


図-4.1.1 組ごとの対傾構部材力 (津波)

全モデル共通して各組の最大圧縮部材力の平均を取ると 160～180kN で推移しており，対傾構間隔に作用する津波作用力 802kN と比較すると 22%程度，各モデルに関してグラフ上で傾きの平均は 92.5(kN/組番号)となった。

各組の圧縮部材力の平均値および橋梁断面中央部の対傾構の部材力値が 20%程度であることから，断面中央部の対傾構は下弦材への 25%の横荷重作用を考慮する現行の手法を，各組で均等に分担させる仮定を用いないという条件付きで用いることができる。現行の手法では各組で均等に分担されるという仮定から 25%の横荷重作用を組数で除した値を用いて部材力を算出しているが，この手法では算出した部材力を解析値が超過したため，各組で均等に分担される仮定は用いることはできない。そこで，津波作用力に対する対傾構の設計手法を以下のように提案する。

- i. 床版で 3/4，横構で 1/4 の水平力を負担するものとする仮定より，対傾構間隔に作用する津波作用力 P を用いて，床版に 0.75P，横構で 0.25P を作用させ，1 組のトラス計算により橋梁断面中央部の部材力を算出する。・・・(X)
- ii. 図 4.1.1 より算出した傾き (92.5) を係数として用いる。
- iii. 主桁数 n を用いて， $\frac{n}{2}-1$ (荷重載荷側と断面中央部の組番号の差を主桁数で置換)
- iv. i で算出した部材力と ii および iii で算出した値の積との和，式(4.1.5)により最大圧縮部材力(C)を算出。

$$(X)+92.5 \times \left(\frac{n}{2} - 1 \right) = (C) \quad (4.1.5)$$

上記の式(4.1.5)を用いて各モデルの最大圧縮部材力値を算出すると A モデル (802×0.25+92.5×1=293)，B モデル (802×0.25+92.5×0.5=247)，C モデル (802×0.25+92.5×2=385) となり，すべてのモデルにおいて解析値が提案した設計照査式を下回っており，解析値との差異も 0～16%の誤差となっている。

式(4.1.5)により対傾構に生じる津波時の最大圧縮部材力を予測でき，算出した部材力で断面決定することで，安全側に見積もることができる可能性が示された。断面中央部の対傾構の部材力は荷重載荷側と比べて小さいこと，また，橋梁のバランスや下流側から上流側と上流側から下流側への作用を考慮し，荷重載荷側と非荷重載荷側との両方で断面を統一する手法（下図の橙線部と青線部で断面を変更）を中間対傾構の設計手法として提案する。

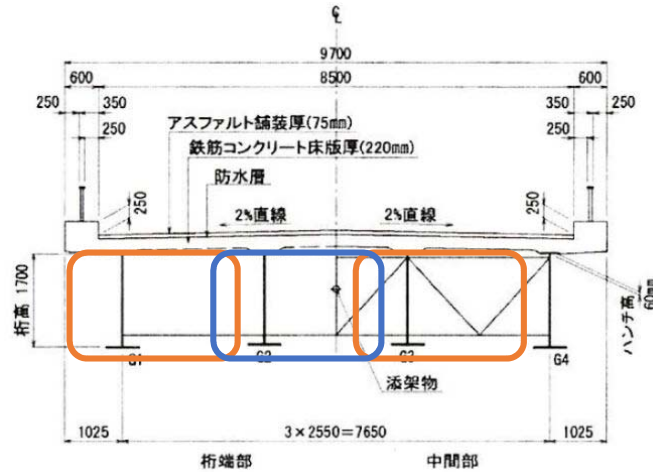


図-4.1.2 橋梁断面図^{3.11)}

近年、2主桁橋などの少数主桁による合理化桁橋の採用が増えているが、少数主桁の橋梁は主桁間隔が大きく、対傾構ではなく充腹板構造をした中間横桁を採用するケースがほとんどである^{3.13)}。対傾構を用いる橋梁の主桁間隔(対傾構下弦材長さ)は2500mm程度の橋梁が多く、本解析結果から算出して得られた主桁本数の違いを考慮するための傾き(92.5)は多少の断面諸元の変化にも対応し得ると考えられる。

一方、地震時では生じる部材力が設計計算例を下回るケースがほとんどであり、現行の設計法で安全側に見積もることができている。床版と鋼桁の重量比を考慮した場合、全重量の80%を床版が占め、鋼桁は20%であるという点から、トラス計算をする際に20%の水平荷重を下弦材に作用させ、トラス計算を行う手法を提案する。

なお、津波と地震では作用する力の性質が異なること、生じる部材力の傾向が異なるという点を踏まえ、津波と地震の両方が懸念される橋梁については、津波および地震でそれぞれ部材力を算出した後、重ね合わせの原理を用いて断面を決定する手法を提案する。

また、本研究で扱った橋梁では中間対傾構は4列配置で、津波時と地震時とで最も不利な対傾構ブロックの位置が異なったため、最も不利な対傾構ブロックで部材力を算出したのち、全ブロックに適用することで安全側に見積もることができるものと考えられる。

3.4.2 横構

横構の設計照査式の提案にあたり、現行の横構の設計法について紹介する。横構は設計断面力を計算する際、以下の手順を踏む。

I. 荷重

(1) 風荷重 (WS)

風荷重の特性値は以下とする。

$$W_w = 8.85 \text{ kN/m}$$

横構1組当たりの風荷重の特性値

旧設計例^{3.9)}

$$W_w' = W_w \times \frac{1}{2} \times \frac{1}{2} \times \frac{1}{1.2} \tag{4.2.1}$$

$$= 8.85 \times \frac{1}{2} \times \frac{1}{2} \times \frac{1}{1.2} = 1.84 \text{ kN/m}$$

現行設計例^{3.11)}

$$W_w' = W_w \times \frac{1}{4} \times \frac{1}{2} \tag{4.2.2}$$

$$= 8.85 \times \frac{1}{4} \times \frac{1}{2} = 1.11 \text{ kN/m}$$

(2) 地震の影響 (EQ)

旧設計例^{3.9)}での、地震荷重の特性値

$$W_e = 25.3 \text{ kN/m}$$

現行設計例^{3.11)}での、レベル 1[レベル 2]地震動による特性値

$$W_e = 21.3 [63.9] \text{ kN/m}$$

横構 1 組当たりの地震の影響による特性値

旧設計例^{3.9)}

$$W_e' = W_e \times \frac{1}{2} \times \frac{1}{2} \times \frac{1}{1.5} \tag{4.2.3}$$

$$= 25.3 \times \frac{1}{2} \times \frac{1}{2} \times \frac{1}{1.5} = 4.23 \text{ kN/m}$$

現行設計例^{3.11)}

$$W_e' = W_e \times \frac{1}{4} \times \frac{1}{2} \tag{4.2.4}$$

$$= 21.3 [63.9] \times \frac{1}{4} \times \frac{1}{2} = 2.66 [7.99] \text{ kN/m}$$

II. トラス部材力の影響線

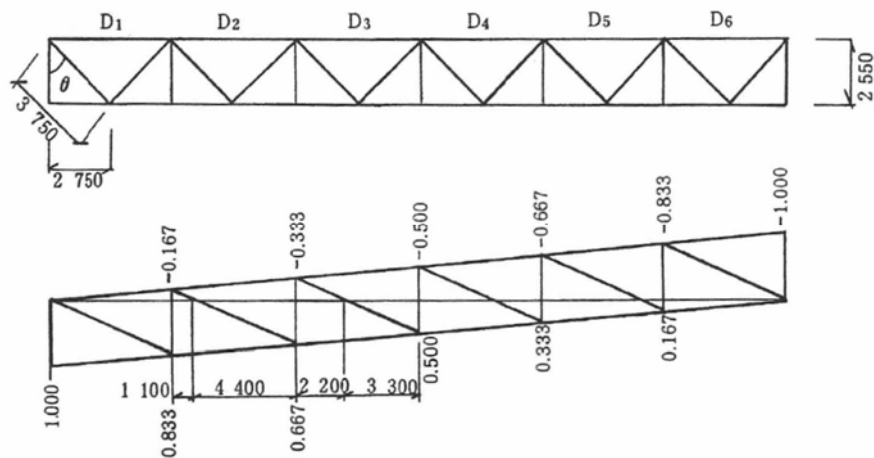


図-4.2.1 トラス部材力の影響線^{3.9)}

上の影響線はせん断力の影響線であるので、トラス軸力は $\sec\theta$ を乗じた値となる。

III. 断面力の集計

風荷重 (WS) $N_w = W_w' \times \max(+A, -A) \times \sec \theta$ (4.2.5)

地震の影響 (EQ) $N_e = W_e' \times (\sum A) \times \sec \theta$ (4.2.6)

表-4.2.1 横構部材力

	+A	-A	Σ A	secθ	N _w (kN)		N _e (kN)		
					旧設計例	現行設計例	旧設計例	現行設計例	
								レベル1	レベル2
D ₁	13.750	0.000	13.750	1.471	37.0	22.4	86	53.8	161.5
D ₂	8.800	-0.550	8.250	1.471	24.0	14.3	51	32.3	96.9
D ₃	4.950	-2.200	2.750	1.471	13.4	8.1	17	10.8	32.3
D ₄	2.200	-4.950	-2.750	1.471	13.4	8.1	17	-10.8	-32.3
D ₅	0.550	-8.800	-8.250	1.471	24.0	14.3	51	-32.3	-96.9
D ₆	0.000	-13.750	-13.750	1.471	37.0	22.4	86	-53.8	-161.5

3.3 節の結果から、地震時の横構の負担は限定的であるものの、津波時では横構の負担が無視できない可能性が示された。そのため、津波時における横構の設計手法について考察する。

津波作用力から横構の設計に用いる特性値（単位長さあたりの荷重）を算出する。

$$W_t = 4927 \div 33.8 = 146 \text{ kN/m}$$

横構で 1/4 の水平力を負担するという現行設計例での考え方から、

$$146 \times \frac{1}{4} \times y \tag{4.2.7}$$

そこで、式(4.2.7)の y を主桁数に関する変数として 3.3 節の解析結果から算出し、図-4.2.1 に示す。

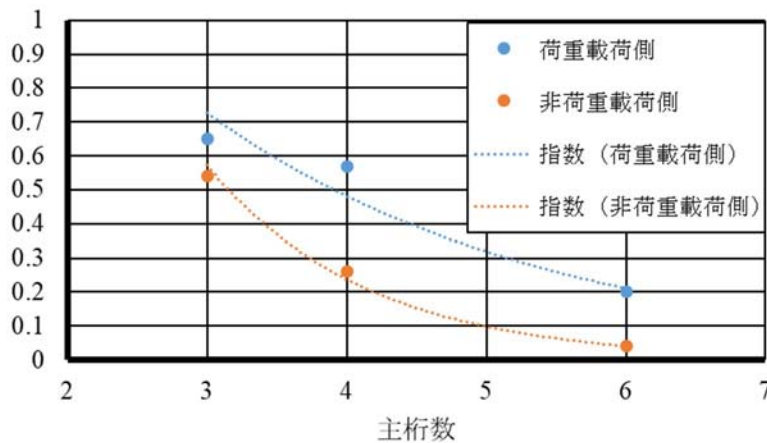


図 4.2.1 津波時横構特性値（指数近似）

荷重載荷側： $y = 1.8 \times 0.75^x$ (4.2.8)

非荷重載荷側： $y = 4.3 \times 0.5^x$ (4.2.9)

式(4.2.8), 式(4.2.9)中の x は主桁数を示している. 式(4.2.8), 式(4.2.9)を用いて特性値を算出し, 式(4.2.5)もしくは式(4.2.6)にならって各モデルの部材力の最大値を算出すると A モデル (420kN), B モデル (561kN), C モデル (237kN) となり, 安全側に見積もることができるケースが多い. なお提案した設計照査式では, 2 主桁橋で $y=1$ となり, 主桁数が多くなるほど 0 に漸近する. 非荷重載荷側においても式(4.2.9)が近似式として算出できたが, 橋梁のバランスを考慮し, 非荷重載荷側についても荷重載荷側と同じく式(4.2.8)で部材力予測をすることにより安全側に見積もることができると考えられる. そこで, 津波作用力に対する横構の設計手法を以下のように提案する.

- i. 予測される津波作用力を桁長で除し, W_i を求める.
- ii. 本研究結果を参考に算出した式(4.2.8)を用いて特性値を算出.

$$W_i' = W_i \times \frac{1}{4} \times 1.8 \times 0.75^x \quad (4.2.10)$$

- iii. 式(4.2.10)および影響面積, トラス軸力を算出する際に用いる $\sec \theta$ を用いて断面力を算出.

$$N_i = W_i' \times (\sum A) \times \sec \theta \quad (4.2.11)$$

上記の式(4.2.11)を用いて各モデルにおける横構の部材力を算出し, 解析値と比較したものを表-4.2.2 に示す. なお, 部材剛性の違いを今節では考慮せず, 4 主桁橋は A'モデルを扱う. 表中の%は解析値を設計計算値で除したものである.

表 4.2.2 設計照査式と解析値との比較 (津波)

set	A'モデル			Bモデル			Cモデル		
	解析値 (kN)	設計試算 (kN)		解析値 (kN)	設計試算 (kN)		解析値 (kN)	設計試算 (kN)	
A	214	420	51%	405	561	72%	84	237	35%
	-421	-420	100%	-468	-561	83%	-146	-237	61%
B	132	252	52%	182	336	54%	25	142	18%
	-160	-252	63%	-310	-336	92%	-66	-142	47%
C	-20	84	-24%	12	112	11%	-32	47	-68%
	-3	-84	4%	-93	-112	83%	7	-47	-16%
D	-16	-84	20%	-101	-112	90%	7	-47	-14%
	-8	84	-9%	16	112	14%	-33	47	-69%
E	-173	-252	69%	-331	-336	99%	-73	-142	51%
	144	252	57%	209	336	62%	33	142	23%
F	-368	-420	88%	-446	-561	80%	-127	-237	53%
	156	420	37%	340	561	61%	56	237	24%

提案した設計照査式と解析値を比較した際, 提案式が解析値を概ね上回っており, 安全側に見積もることができている. 一方で支間中央部の横構に関しては生じる部材力が設計計算を下回る. 原因として支間中央部に設けた荷重分配横桁により剛性が増加していることが考えられる. この傾向は津波時と地震時に共通している. そのため支間中央部付近に設けた横構の横荷重抵抗寄与度は極めて少ないと考えられ, 橋梁の規模に左右されるものの, 現行から断面力を多少減らして計算しても問題ない可能性が示された.

地震時には現行設計例の 1/4 負担の設計計算で桁端部，支間中央部とも安全側に見積もることができている。また，支間中央部では設計例を下回る部材力値であり，断面力を 20~30%程度減らして計算しても問題ないものと考えられる。地震時には床版と鋼桁の重量比が設計計算での分担比率を定めるうえで無視できない重要な項目であると考えられる。

3.5 おわりに

3.5.1 結論

本章では単純活荷重合成 I 桁橋を対象に、部材の有無や主桁数の違いなどによる様々なパターンを設定し、横荷重を載荷して FEM 解析を行った。解析結果より、各支承における支点反力の大きさ、橋梁を構成する 2 次部材（対傾構・横構）の部材力を比較することにより、荷重伝達機構や部材力の分布などについて検証し、2 次部材の設計法に関して考察を加えた。

本検討で得られたおもな結論は以下のとおりである。

- ① 床版・端横桁が横荷重に抵抗するうえで大きな役割を果たし、荷重を分担する支配的要因となる。
- ② 中間対傾構に作用する部材力は設計計算の仮定と異なる分布を示し、地震時での中間対傾構の負担は比較的少ないものの、津波時では荷重載荷側で多く負担している。
- ③ 横構は特に支承付近における部材で生じる部材力が大きくなり、設計軸力に応じて支承付近における横構の断面積を大きくする工夫がなされているが、津波時の場合は横構の部材剛性の変化が結果的に部材力の増加を招き、支点反力値に影響を与えている可能性がある。それに対して、地震時での横構の負担は比較的少ない。
- ④ 2 次部材の設計に際し式(4.1.5)、式(4.2.8)～(4.2.11)および設計手法を提案した。

既存橋梁に対しては、床版と端横桁の補強が横荷重への抵抗する上で効果的であるとわかったほか、提案した設計照査式により最大となる圧縮部材力を予測することにより補強の必要性の有無や分散させるように新たに部材を増設するといった対策の判断ができると考えられる。今回扱った橋梁は端横桁を採用したケースであったが、支点上に充腹板構造でない端対傾構といった構造を用いた橋梁の場合は端部の剛性が低く、対傾構や横構といった部材の負担がより多くなると考えられる。そのため、支点上構造の補強および 2 次部材の剛性を桁端部だけでなく一律に増加する必要があると考えられる。

3.5.2 今後の検討課題

本検討では単純活荷重合成 I 桁橋を対象とし、一定の傾向は把握できたと言える。ゴム支承の場合については部材力の分布は異なる可能性もあるが、既存橋梁を考えた場合には鋼製支承のケースもあると考え、今回は鋼製支承のみを対象とした。設計に反映させるためには、ゴム支承のモデル化を行ったケースや実現象、動的解析との比較、連続桁橋での検討などを行うといった検証が今後も必要であると思われる。

【参考文献】

- 3.1) 幸左賢二, 二井伸一, 庄司学, 宮原健太: スマトラ沖地震による橋梁の被害分析, 構造工学論文集 Vol.56A, pp.454-463, 2010.
- 3.2) 一社) 日本橋梁建設協会: 熊本地震橋梁被害調査報告書, 第7章 pp.57-58, 2016.
- 3.3) 名取暢, 明橋克良, 尾下里治: 鋼 I 桁橋における構造形式の簡略化に関する検討, 横河ブリッジ技報 No.21, 1992.
- 3.4) 荒木進歩, 坂下友里, 出口一郎: 橋桁に作用する水平及び鉛直方向津波波力の特性, 土木学会論文集 B2, Vol.66, No.1, pp.796-800, 2010.
- 3.5) 糸永航, 中尾尚史, 伊津野和行, 小林紘士: 鈹桁橋に対する津波の作用力に関する実験的研究, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), Vol.68. No.4 pp.I_1126-1133, 2012.
- 3.6) 公社) 土木学会 地震工学委員会 橋梁の対津波設計に関する研究小委員会: 橋梁の対津波設計に関する研究小委員会報告書, 2017.
- 3.7) 公社) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説, 2017.
- 3.8) MSC: Marc 2016 Volume A: Theory and User Information, 2016.
- 3.9) 一社) 日本橋梁建設協会: 合成桁の設計例と解説, 2005.
- 3.10) 伊津野和行: 鋼橋の津波対策, 鋼構造研究会資料, 2017.
- 3.11) 一社) 日本橋梁建設協会: 合成桁の設計例と解説 ~平成29年11月版対応~, 2018.
- 3.12) 公社) 日本道路協会: 平成29年道路橋示方書に基づく道路橋の設計計算例, 2018.
- 3.13) 一社) 日本橋梁建設協会: 新しい鋼橋の誕生II 改訂版, pp.2-3, 2004.

第3編 橋梁等に対する水災害への対策

はじめに

これまで、「東日本大震災による橋梁等の被害分析小委員会（委員長；幸左賢二）」や「橋梁の対津波設計に関する研究小委員会（委員長；伊津野和行）」では、津波によって橋梁等の構造物に生じる作用力やその影響を、対津波設計の構築を目標として、実験や数値解析に基づく推定や設計の方法論について議論を行ってきた。

近年では洪水により多くの橋梁が上部構造の流出や背面土の流出等の被害を受けており、橋梁構造物の洪水対策は喫緊の課題となっている。また洪水の場合は、流体力以外に流木等の漂流物による衝突力に対しても対策を講じる必要があると考えられる。

本 WG では、橋梁構造物に対する津波及び洪水による水災害への対策について、実験及び解析により検討した結果について述べる。また、漂流物の対策についても併せて述べる。本章の構成は以下の通りである。

第1章 漂流物への対策

1.1 河積の阻害防止対策（小川委員，浅井委員）

第2章 洪水・津波に対する構造物の対策

2.1 橋梁の対策（田崎委員，中尾）

2.2 盛土・背面土の対策（宮森委員）

2.3 木除杭による対策（竹田委員長）

表-1 WG3 参加委員

委員名	所属
浅井 光輝	九州大学
小川 宗正	株式会社建設技術研究所
竹田 周平	福井工業大学
田崎 賢治	大日本コンサルタント株式会社
○中尾 尚史	土木研究所
宮森 保紀	北見工業大学

○；WG 主査

（中尾尚史）

第1章 漂流物への対策

異常出水時など桁下まで水位上昇した場合、流木などの漂流物が桁に衝突することが想定される。主桁断面によっては下フランジ等が漂流物のたまり場となる。更に上流側より漂流物が流れてくることにより帯重なり、河積の阻害、橋梁構造自体に悪影響を及ぼす要因となる（写真-1.1.1）。



写真-1.1.1 漂流物の衝突例

1.1 河積の阻害防止対策

1.1.1 構造的工夫

斜張橋に作用する風荷重の影響や津波の影響を考慮した外力自体を低減させるためにフェアリングを設置する対策案が検討されている^{1.1.1)}。

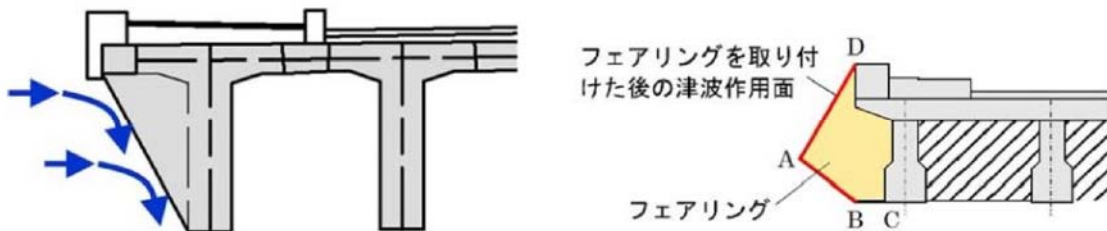


図-1.1.1 フェアリングによる低減対策案

図-1.1.1 右側のように主桁側面を傾斜させた構造とすると漂流物が流れてきた場合も桁との衝突を緩和し、漂流物を下流側へ流下されやすいと想定される（図-1.1.2）

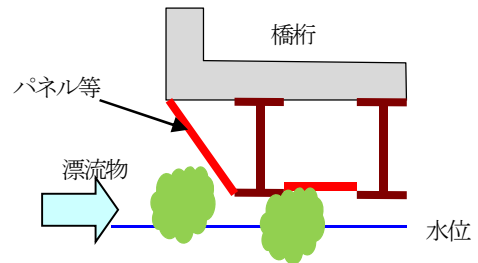


図-1.1.2 漂流物の衝突イメージ

新設橋の場合は、主桁や断面形状を設計段階でフェアリングを考慮した計画が可能であるが、既設橋の場合、断面形状の改良は難しい。そこで、既設橋についても設置することが比較的容易な常設足場^{1.1.2)}を採用する対策案も考えられる。常設足場の側面形状については点検性を踏まえて作業空間が広がるようにパネルを鉛直方向の設置とすることが多いが斜方向の設置も可能である。また、開閉式（点検時に傾斜）も可能であるが、対洪水設計では止水性が確保されていることが望ましいため、常時傾斜設置とすることが望ましい。軽量で、高強度、高耐食性を有するアルミ合金製が材料として用いられている製品もある。恒久的な維持管理用足場として作業荷重、衝撃、風荷重、地震時荷重など十分な強度を有する構造であるが、フェアリングとしての機能を付与するためには洪水による流体力を踏まえた条件で設計する必要がある。

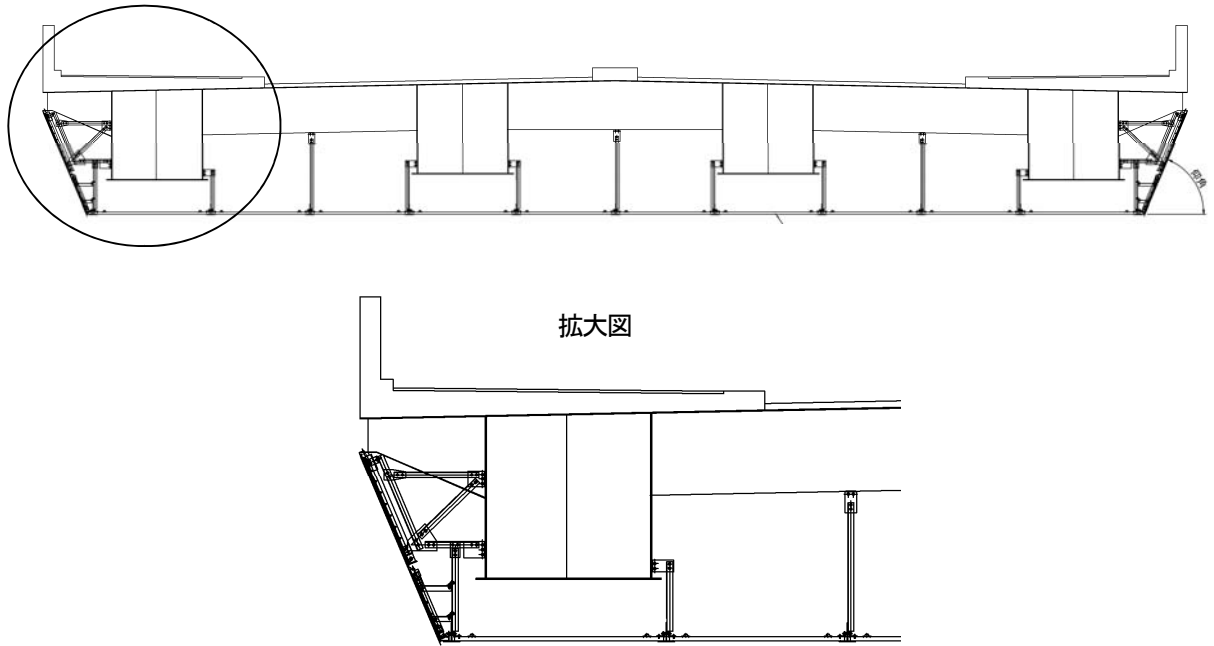


図-1.1.3 常設足場の傾斜設置例

【参考文献】

- 1.1.1) 公益社団法人土木学会 地震工学委員会 橋梁の対津波設計に関する研究小委員会：橋梁の対津波設計に関する研究小委員会報告書, pp.165, 2017
- 1.1.2) 日軽エンジニアリング株式会社 (常設作業足場 cusa)

(小川 宗正)

1.1.2 解析による検討

ここでは、上部構造を個別要素法(DEM)で表現し、流体はラグランジュ表記により N-S 方程式を解く粒子法(SPH)で解くカップリング技術(図-1.1.4 参照)の現状とその検証例題を示す。

(1) 力積法によるクラスターDEM

DEM は、粒子間の接触・摩擦現象を解く手法として発展してきた。基本は粒子間をバネとダッシュポットでつなぎ、接触力を与える方法である。橋梁上部構造などを剛体として扱いこれを DEM で解くには、「球形要素を複数繋ぎ合わせたクラスターとして、いびつな形を表現するクラスターDEM」を使う。この DEM による剛体解析においては、バネ・ダッシュポットなどの解析パラメータの決定方法がしばしば問題視される。そこで、ここでは接触現象を力積により直接表現する力積法とクラスターDEM を組み合わせた方法で剛体接触を解く方針とした。

このクラスターDEM で剛体を解くには、並進方向についてはニュートンの運動方程式、回転についてはオイラー方程式を粒子で離散化して解く。

$$M \frac{d\mathbf{V}}{dt} = M\mathbf{g} + \mathbf{F}_F + \frac{\mathbf{J}}{\Delta t} \quad (1.1.1)$$

$$\frac{d\mathbf{L}}{dt} = \mathbf{T}_F + \mathbf{r} \times \frac{\mathbf{J}}{\Delta t} \quad (1.1.2)$$

ここで、 M は剛体と質量、 \mathbf{V} は剛体重心の並進速度、 \mathbf{g} は重力加速度であり、 $\mathbf{L} = \mathbf{I}\boldsymbol{\omega}$ は角運動量である。ここでは流体から受ける合力を \mathbf{T}_F 、合モーメントを \mathbf{T}_F と表記した。DEM と SPH 法により、流体剛体連成解析を解くには流体からの力に加えて、剛体間の接触力あるいは摩擦力のモデル化方法が問題となる。この力積 \mathbf{J} の評価方法として、特にコンピュータグラフィックス分野で発展してきた力積法を使うことにした。

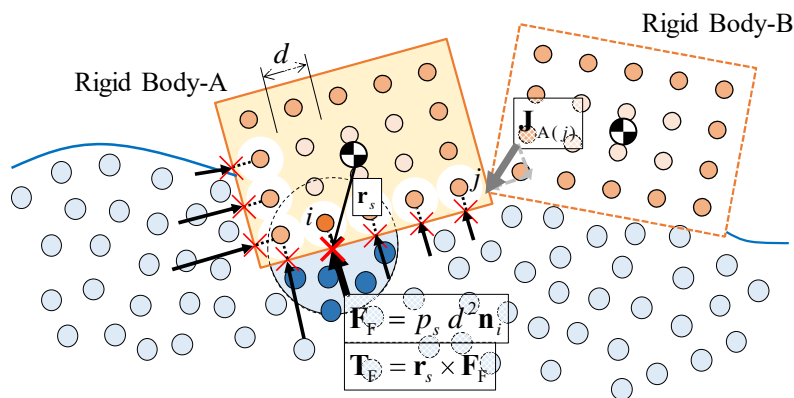


図-1.1.4 クラスターDEMによる流体剛体連成解析

(2) 2点間の力積法とエネルギー保存型力積法

この2点間接触問題を扱うには、衝突現象と連続的に接触を続ける状態とを分けて考える。本書では前者を Colliding Contact (衝突)、後者を Resting Contact (接触) と呼ぶ。両者とも、各物体は貫入を許すべきではないため、剛体 A-B 間の相対位置に関して、次の条件を満足しなければならない。

$$C_p(\mathbf{x}_{i_A}, \mathbf{x}_{j_B}, t) := (\mathbf{x}_{i_A} - \mathbf{x}_{j_B}) \cdot \mathbf{n}_{j_B} > 0 \quad (1.1.3)$$

ここで \mathbf{n}_{j_B} は剛体 B 上での接触候補点 j_B での外向き法線ベクトルである。剛体 A をマスター剛体、剛体

B をスレーブ剛体と呼ぶことにし、マスター剛体 A の点 i_A がスレーブ剛体 B の点 j_B と接触するかを検討している。これは物体間の貫入を許さないための位置に関する拘束条件であり、逆に $C_p < 0$ を貫入条件と呼び、粒子ペアが剛体 A-B 間で貫入条件を満たしたときには衝突あるいは接触が起きている。

接触状態では、継続して $C_p = 0$ を満たす。これを剛体の重心位置ベクトル $\mathbf{X}_A, \mathbf{X}_B$ と剛体からの相対位置ベクトル $\mathbf{r}_{i_A}, \mathbf{r}_{j_B}$ を使って次のように表現できる。

$$C_p(\mathbf{x}_{i_A}, \mathbf{x}_{j_B}, t) = \{(\mathbf{X}_A + \mathbf{r}_{i_A}) - (\mathbf{X}_B + \mathbf{r}_{j_B})\} \cdot \mathbf{n}_{j_B} = 0 \quad (1.1.4)$$

ここで、継続的に接触している状態であれば、拘束条件を時間で微分してもゼロとなるので

$$C_v(\mathbf{x}_{i_A}, \mathbf{x}_{j_B}, t) = \frac{dC_p}{dt} = \{(\mathbf{V}_A + \boldsymbol{\omega}_A \times \mathbf{r}_{i_A}) - (\mathbf{V}_B + \boldsymbol{\omega}_B \times \mathbf{r}_{j_B})\} \cdot \mathbf{n}_{j_B} = 0 \quad (1.1.5)$$

となる。衝突時には $C_v(\mathbf{x}_{i_A}, \mathbf{x}_{j_B}, t) > 0$ を満たす。力積法あるいは拘束法による剛体接触解析では以上に示した位置あるいは速度に関する拘束条件を満足する状態を探す。その中でも力積法は、衝突前後での相対速度の法線方向成分が反発係数により表現できることを使い、その速度を与えるために必要な力積を与える方法である。なお、2つの剛体が点接触した場合の力積は次式により与えられる。

$$\mathbf{J} = \frac{(1+e)\{n_{j_B} \cdot (\mathbf{V}_A - \mathbf{V}_B) + (\mathbf{r}_{i_A} \times n_{j_B}) \cdot \boldsymbol{\omega}_A - (\mathbf{r}_{j_B} \times n_{j_B}) \cdot \boldsymbol{\omega}_B\}}{\frac{1}{M_A} + \frac{1}{M_B} + (\mathbf{r}_{i_A} \times n_{j_B}) \cdot \mathbf{I}_A^{-1} (\mathbf{r}_{i_A} \times n_{j_B}) + (\mathbf{r}_{j_B} \times n_{j_B}) \cdot \mathbf{I}_B^{-1} (\mathbf{r}_{j_B} \times n_{j_B})} \mathbf{n}_{j_B} \quad (1.1.6)$$

複数剛体が同時に接触する、あるいは面-面接触を考えると上記の2点間の力積法では対処が困難となり(数値解が安定しない)、力積法を一般化したエネルギー保存型力積法を新たに開発した。この詳細は文献 1.1.4)を参照していただきたい。以下には、この手法を使った剛体間接触解析例、および流体剛体連成解析例を紹介する。

(3) ドミノによる実験との比較検証

文献 1.1.3)に掲載されていたドミノの実験結果を再現し、エネルギー保存型力積法の精度検証を行った例を紹介する。この詳細な比較結果は文献 1.1.4)にて確認していただきたい。ここではその一部を紹介する。

ドミノの実験は、幅 $w=21.9\text{mm}$ 、高さ $L=43.2\text{mm}$ 、厚さ $h=7.7\text{mm}$ のドミノを使い、ドミノの設置間隔を3種類に変えた実験であった。この文献ではドミノの反発係数および摩擦係数が与えられていたため、その値をそのまま与えた数値実験を行った(図-1.1.5)。図-1.1.6には、 $d/h=1$ の計算結果と実験結果を示しているが、各ドミノの衝突時間、衝突の様子が高精度に再現されており、また従来のクラスターDEM で問題となっていたパラメータの調節がなく、計算できることを確認した。

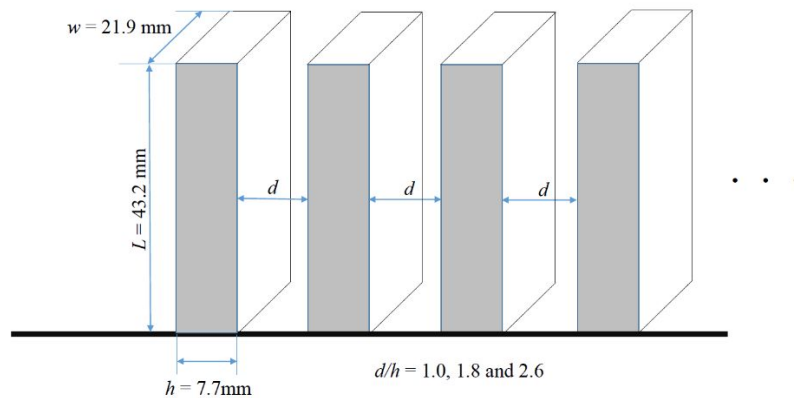


図-1.1.5 ドミノの設定

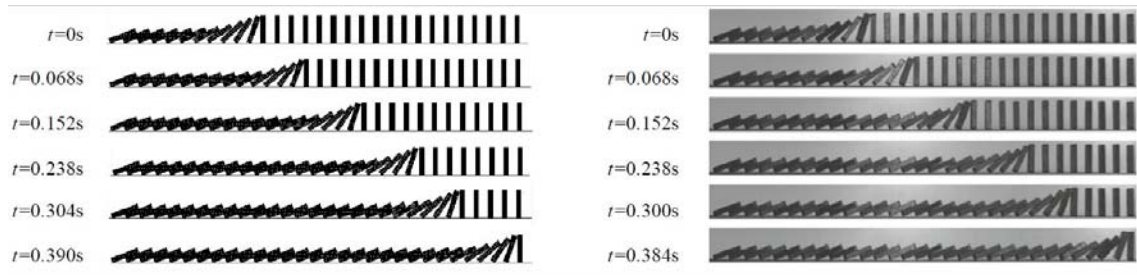


図-1.1.6 d/h=1 時の数値解析結果(左)と実験結果(右)

(4) 橋梁流失実験による検証例

ドミノの実験により検証されたエネルギー保存型力積法を使い、これを粒子法による流体解析と連成した流体剛体連成解析を実施した。この実験は、立命館大学が所有する水路で実験し、橋梁を模擬した直方体のブロックを、橋脚を模擬した支柱の上に設置し、ダムブレイクにより橋梁流失を模擬した実験を行った(図-1.1.7 参照)。この流出過程を Nobby Tech 社の VENUS 3-D によるリアルタイム物体計測装置を使った 3 次元位置計測を行った。この際、同社が開発した水耐性マーカー煌を直方体ブロックの上に配置し、マーカーの一を計測し、並進方向の運動だけでなく、回転運動までを 3 次元計測した。

図-1.1.8 に解析より得られた流体の圧力分布と、剛体模型(黒色表示)の流失過程を図化した。また、図-1.1.9 には水平方向変位、図-1.1.10 には鉛直変位、そして図-1.1.11 には回転変位を実験計測結果と比較した。3 次元位置計測の精度もまだ乱れており、不十分な点もあるが、3 次元変位のすべての成分が実験結果と同様な結果が得られている。なお、今回は剛体間の接触をエネルギー保存型力積法(impulse-base)と従来のバネ・ダッシュポットで表現した方法(penalty)の両者の結果を示しているが、両者とも精度よい結果が得られている。ここで紹介したエネルギー保存型力積法は特に次に示す例題のような多体接触問題において特に利点がある方法である。

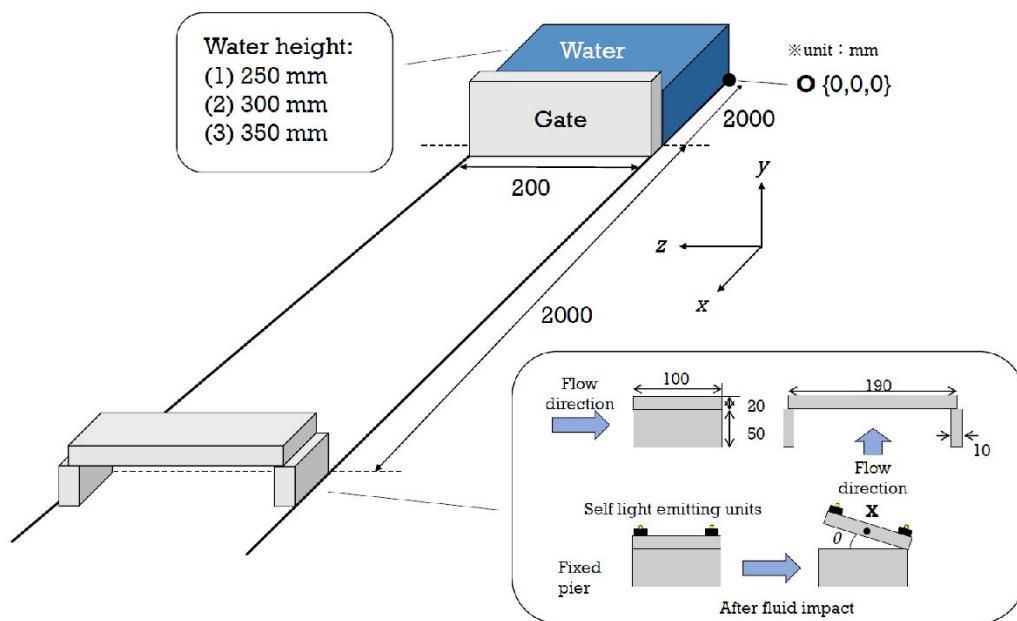


図-1.1.7 橋梁流失の模型実験

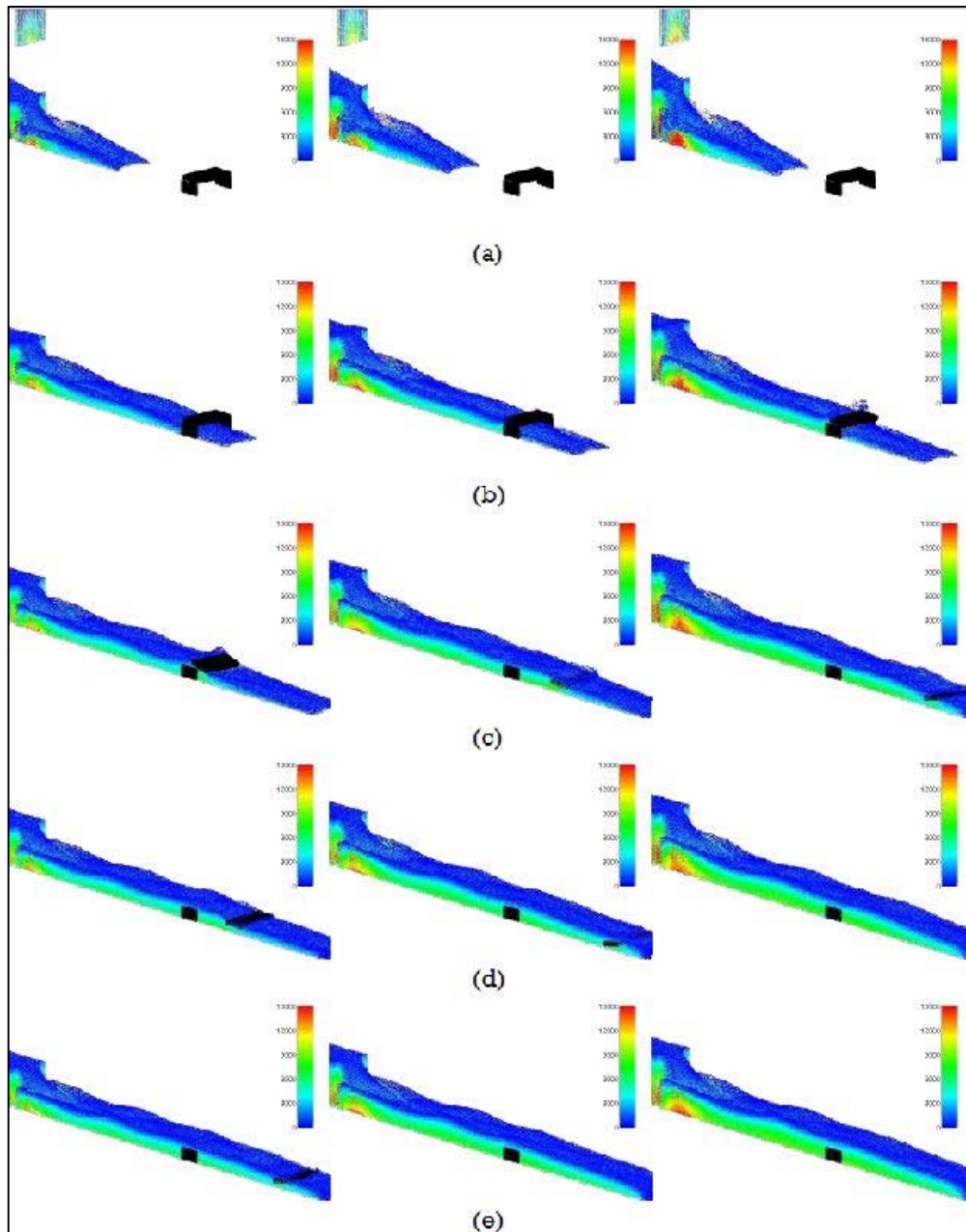


図-1.1.8 橋梁流失の解析結果

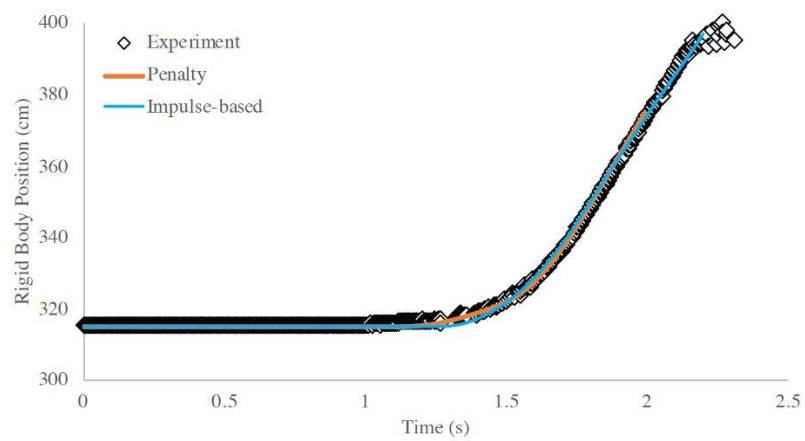


図-1.1.9 流速方向(水平方向)の重心の位置計測結果と解析結果

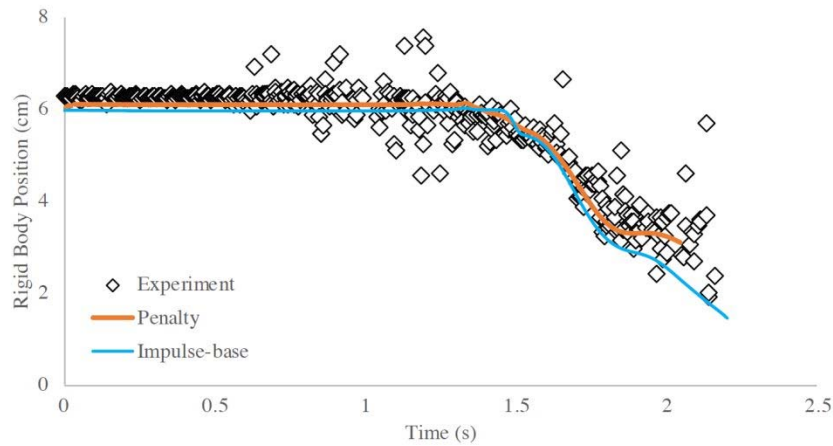


図-1.1.10 鉛直方向の重心の位置計測結果と解析結果

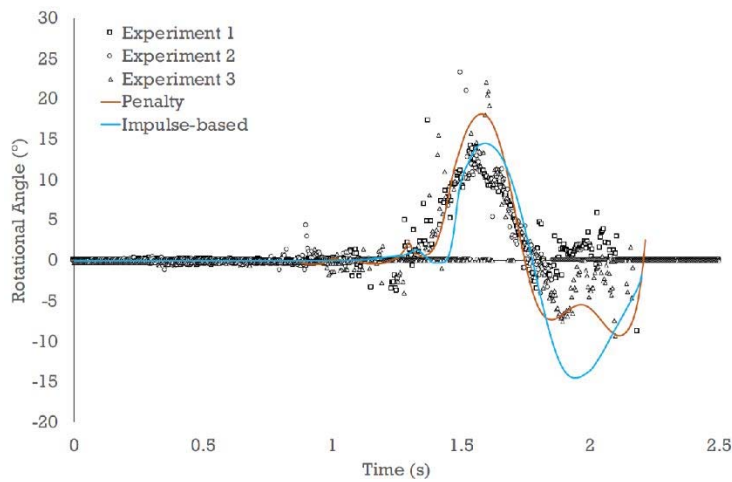


図-1.1.11 回転角の位置計測結果と解析結果

(5) 複雑な流体剛体連成解析例

先に示した例題では、直方体の単一ブロックのみを使った流失実験であったが、今後、流木などの複数のブロック間の接触を含む、流体剛体の連成解析が必要と考える。ここで紹介したエネルギー保存型力積法の最大の特徴は複雑な形状の複数の剛体の接触摩擦が、比較的大きな時間増分のまま安定した解けることである。これにより、SPH法による流体解析と同じ時間増分で接触摩擦現象の解析が可能となる。最後に、この解析手法の利点を示すために実施した計算例を紹介する。

図-1.1.12に示すうさぎの模型はスタンフォードバニーと呼ばれる模型であり、複雑な形状の3次元モデリングのための標準模型として3D-CADデータが公開されているものである。この模型データを使い、27個のバニー模型を半球のボールの上に落下させながら、同時に水を流しながら、ボールからバニー模型をボールの外へと押し出した例題である。うさぎの耳など、複雑な形状の剛体が同時に多数の点で接触する複雑な例題であるが、流体と連成しながら安定した解析が可能であることを示した。今後、橋梁にトラップされる流木と河川の流れを同時に解くなど、より現実的な例題を解き、また同様な実験と比較検証を行う計画である。



図-1. 1. 12 SPH 法とクラスターDEM による流体剛体解析例
 (剛体接触はエネルギー保存型力積法を使用)

【参考文献】

- 1.1.3) Lu G, Third JR, Müller CR (2014) Effect of particle shape on domino wave propagation: a perspective from 3d, anisotropic discrete element simulations. Granul Matter 16(1):107–114
- 1.1.4) Li Yi, Mitsuteru Asai, Bodhinanda Chandra, Masaharu Isshiki, Energy-tracking impulse method for particle-discretized rigid-body simulations with frictional contact, Computational Particle Mechanics, 2020, <https://doi.org/10.1007/s40571-020-00326-5>

(浅井 光輝)

第2章 洪水・津波に対する構造物の対策

2.1 橋梁の対策

2.1.1 対策の分類

津波及び橋梁の対策として様々な検討が行われている。主な津波及び洪水対策の考え方は表-2.1.1に示すように、津波及び洪水による作用力を軽減させる考え方、構造物の抵抗力を高める考え方、ダメージコントロールにより致命的な被害に至らないようにする考え方に分けられる。

表-2.1.1 津波及び洪水対策の考え方

考え方	具体的な方法
津波及び洪水による作用力を軽減させる考え方	フェアリングの設置
	空気穴の確保
構造物の抵抗力を高める考え方	最弱部の補強
	落橋防止装置等の設置
ダメージコントロールにより致命的な被害に至らないようにする考え方	損傷制御部材を用いた損傷誘導

(1) 津波及び洪水による作用力を軽減させる考え方

1) フェアリングの設置

フェアリングは上部構造側面に半円形等の整流板を取り付けることで、津波及び洪水による作用力を軽減させる装置である。例えば、写真-2.1.1は高知県に架橋されている沈下橋である。この橋は洪水時には水中に潜る仕組みである。また、橋桁側面が半円形になっていることで、洪水による力を軽減できている。さらに欄干を設けないことで、流木等が引っかからないようになっている。このような考え方は、津波および洪水対策においても一定の効果があると考えられる。



写真-2.1.1 沈下橋（高知県，三里沈下橋）

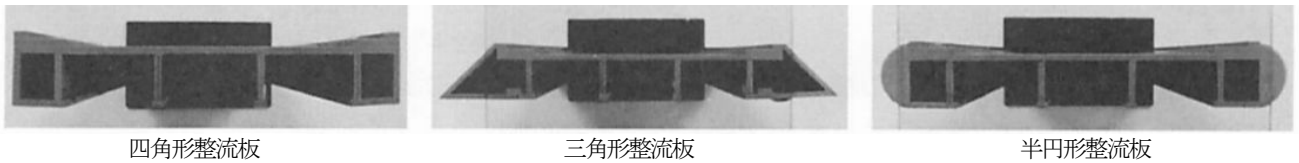
この考え方を導入する場合、作用力軽減に適したフェアリングの形状が課題となる。この形状の検討について、様々な研究機関で検討が行われている（表-2.1.2）。以下に主な研究事例を示す。

表-2.1.2 主に検討されている研究機関とフェアリングの形状

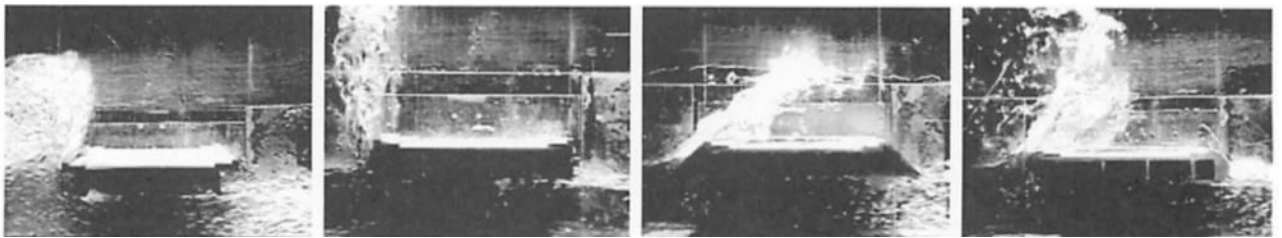
研究機関	フェアリング形状	主な文献	研究機関	フェアリング形状	主な文献
立命館大学	半円フェアリング 三角フェアリング 垂直フェアリング その他	2.1.1)- 2.1.4)	長大 八戸工業大学	三角フェアリング	2.1.10)
土木研究所	半円フェアリング 三角フェアリング	2.1.5)- 2.1.7)	三菱重工業	三角フェアリング 垂直フェアリング	2.1.11)
IHI	三角(斜め)フェアリング	2.1.8) 2.1.9)	JFE テクノ リサーチ	半円フェアリング	2.1.12)

①研究事例（立命館大学）^{2.1.2}

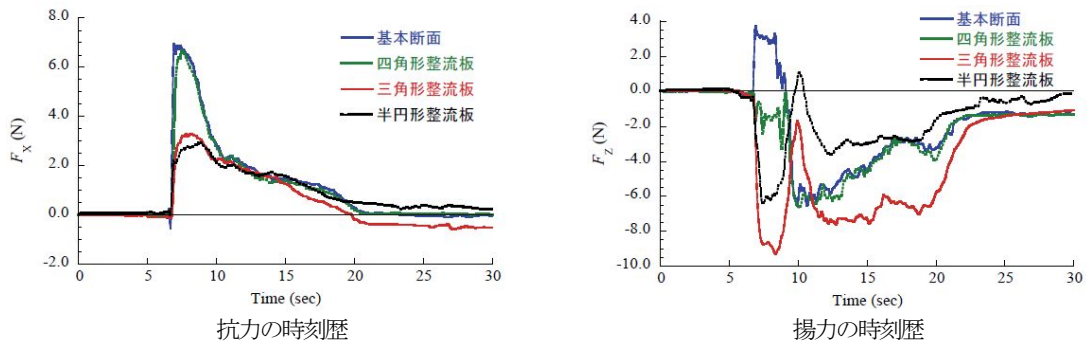
4 主桁断面に図-2.1.1に示すような、四角形整流板、三角形整流板、半円形整流板を取り付けることによる作用力軽減効果を検討している。その結果、三角形や半円形の整流板では、水平及び鉛直方向の力を軽減することを確認している。



(a) 実験で検討した整流板の形状



(b) 津波作用時の模型周辺の流況



(c) 実験結果

図-2.1.1 整流板を用いた場合の検討結果

②研究事例（土木研究所）^{2.1.5}

フェアリングを設置したことによる支点反力の軽減効果について、水路実験（1/20 スケール）により検討を行っている。図-2.1.2 に示す三角形および半円形のフェアリングを設置した結果、上部構造の断面形状に関わらず、フェアリングを設置することにより、段波状の津波が作用した時に支承部に発生する衝撃的な水平反力および鉛直反力を軽減できる効果があることを示している。

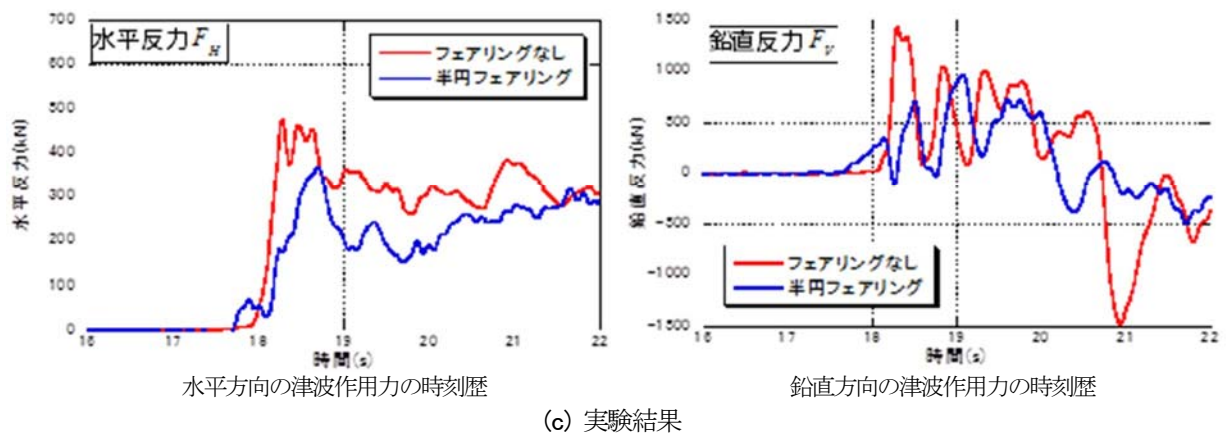
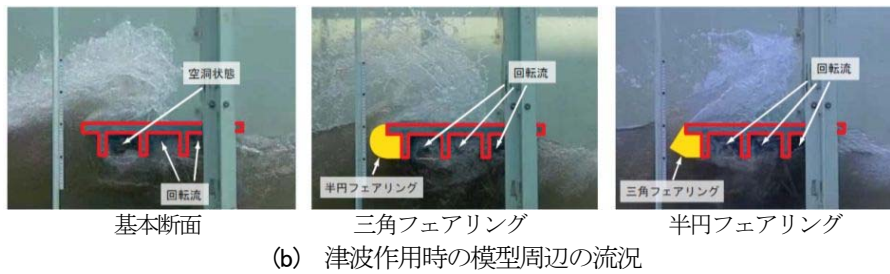
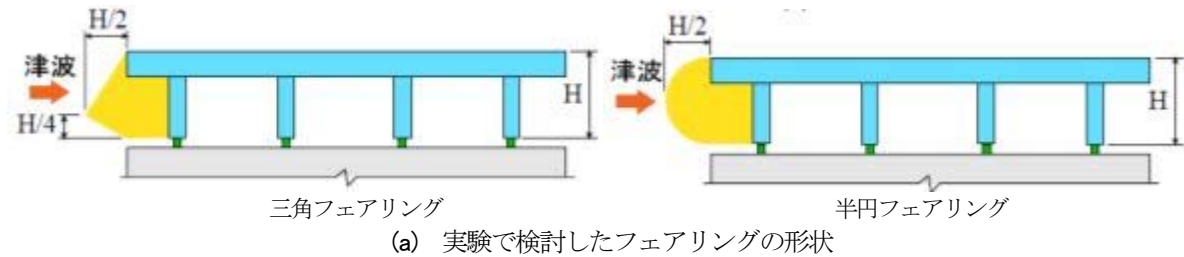
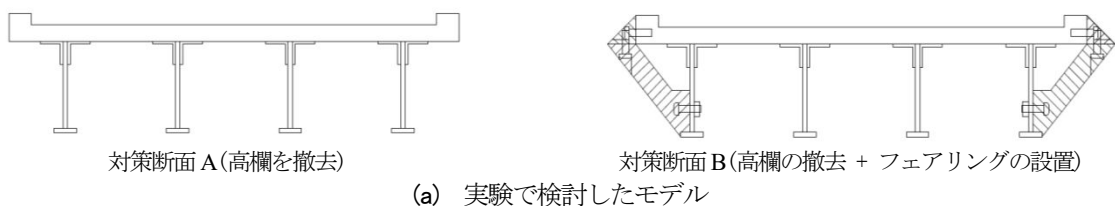
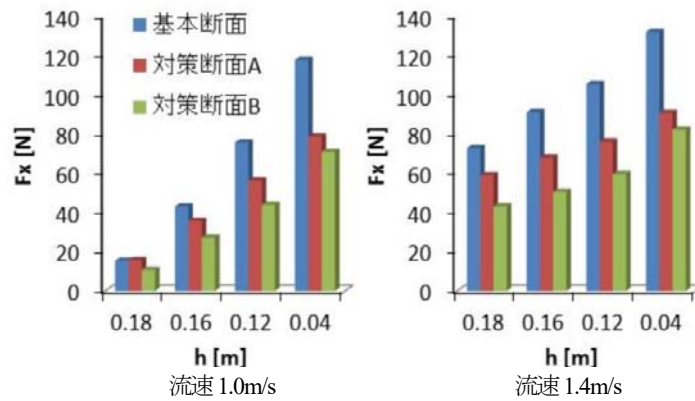


図-2.1.2 フェアリングを用いた場合の検討結果

③研究事例（IHI）^{2.1.7}

曳航台車を用いた水槽実験により、橋桁に作用する水平方向の定常的な流水荷重を評価している。高欄を撤去（流水荷重で意図的に破壊）して投影面積を減らすことや、フェアリングの整流効果によって、荷重を軽減することが可能であることを示している（図-2.1.3）。





(c) 実験結果(水平力と桁下高の関係)

図-2.1.3 水平方向の定常的な流水荷重に対する対策結果

2) 空気穴の確保

津波が作用すると、桁間に空気溜りが生じることで、浮力が生じることが確認されている^{2.1.14}。そのため、この部分に空気溜りが生じにくくなるような工夫が必要である。

写真-2.1.2 は、高潮に伴う高波への対策として橋側で実施されている米国での対策の事例である。高潮による海水面の上昇により橋桁が浸水したとしても、桁間に空気溜りが生じないようにするために、床版に空気孔(直径 100mm, 10m 間隔程度)が設けられている。なお、津波と高波は、現象としては異なるものであるが、橋への影響という観点では共通する事項もあり参考となる^{2.1.15}。



写真-2.1.2 床版に設けられた空気孔^{2.1.15}

以下に主な研究事例を示す。

①研究事例(立命館大学)^{2.1.1}

図-2.1.4 に示すように、オープングレーチング床版を利用することにより、揚力を軽減することを目的として数値解析的に検討を行っている。その結果、グレーチングとフェアリングを設置することにより、フェアリングの設置率に応じて揚力を軽減することができること、フェアリングの設置率が小さい場合には、グレーチングによる揚力軽減効果が見込めない場合もあることを示している。

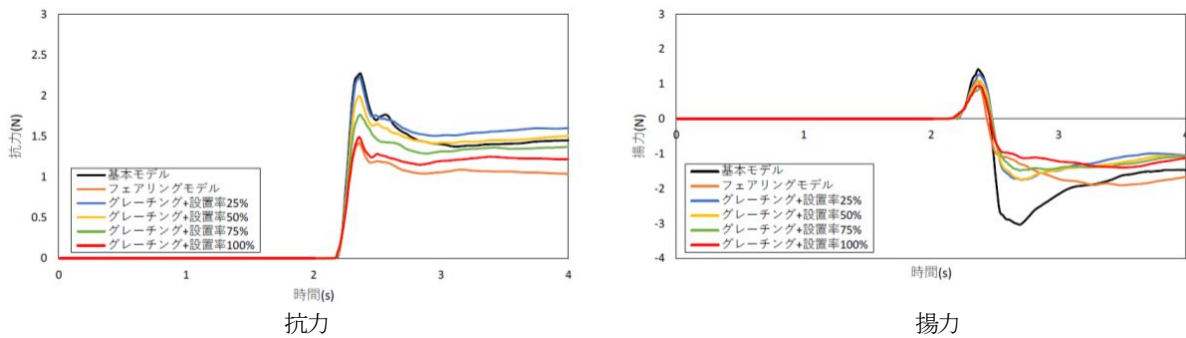
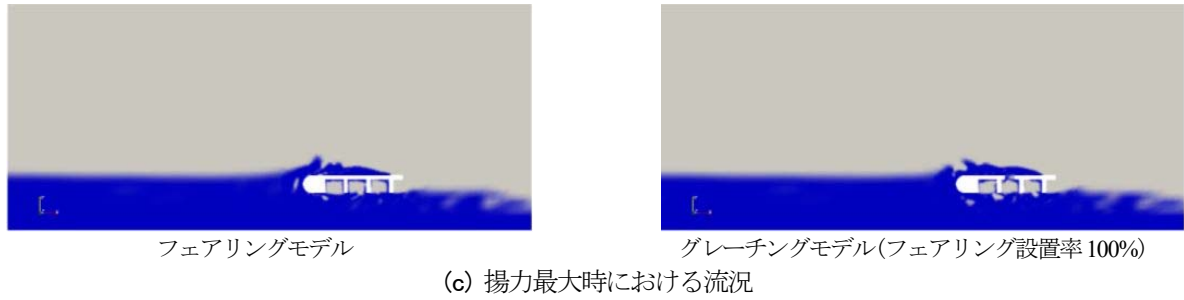
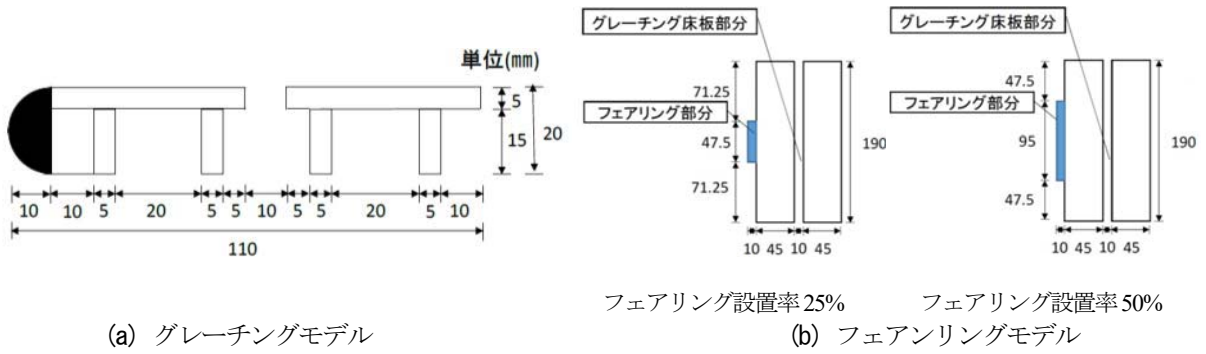
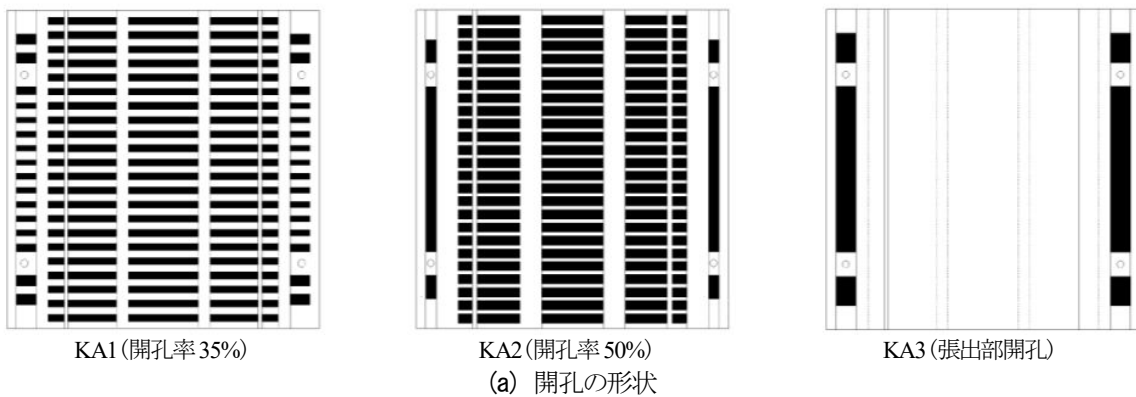
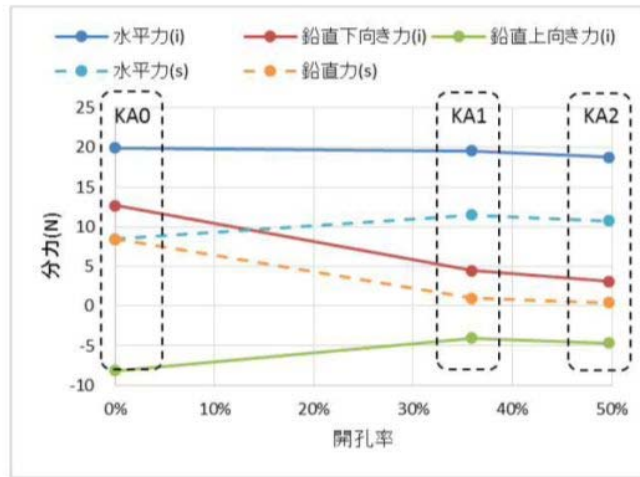


図-2.1.4 グレーチングを用いた場合の検討結果

②研究事例 (長大) 2.1.16

鉛直力の軽減を目的として、床版に開孔を設けた場合の水路実験を行っている。その結果、床版の前面に一定以上の開孔を設けることで、鉛直力を軽減できることを示している。また、張出部に開孔を設けることで、水平力を増加させずに衝撃時の鉛直力等を軽減できることも示している (図-2.1.5)。





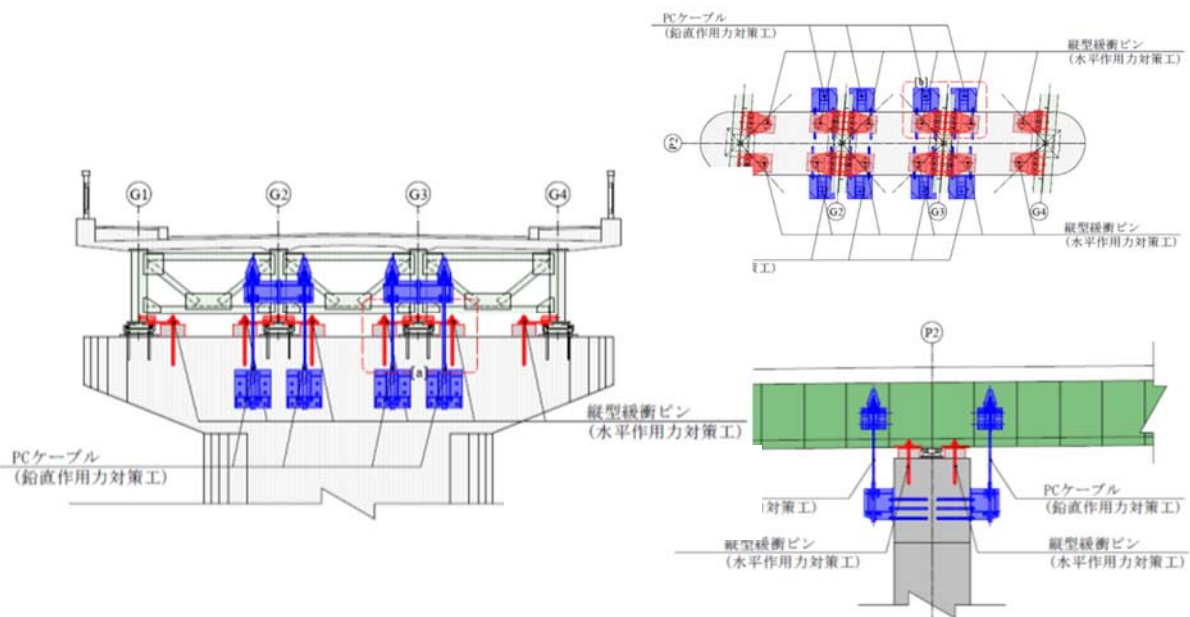
(b) 実験結果

図-2.1.5 開孔を設けた場合検討結果

(2) 構造物の抵抗力を高める考え方

1) 最弱部の補強

構造物の抵抗力を高める考え方としては、例えば、支承部を補強する方法が考えられる。図-2.1.6 に提案されている補強例を示す。



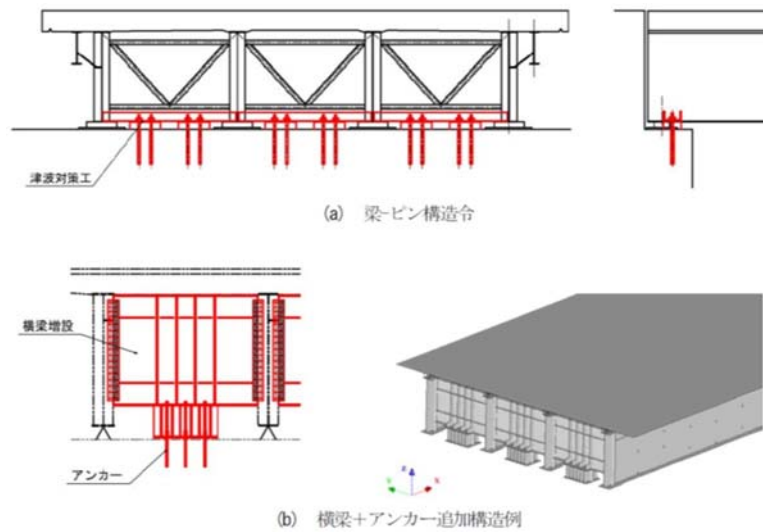


図-2.1.6 支承部の補強例^{2.1.17)}

2) 落橋防止ケーブル等設置による方法

落橋防止ケーブル等を用いることで補強する方法が考えられる。図-2.1.7 および図-2.1.8 は提案されている例を示す。設置する場合は、①～⑤について配慮が必要である^{2.1.17)}。

- ①対策構造の取付け部（取り付けられる側の部位）を含めて耐力照査を行う必要があること
- ②維持管理に配慮した対策構造（対策構造の設置により常時の維持管理上悪影響を及ぼさないこと、橋梁点検に支障がないこと）
- ③常時及び地震時の挙動に悪影響を与えないこと
- ④既に耐震補強のために色々な装置や添架物等が取り付けられている等の制約があることにも配慮すること
- ⑤既設部位への削孔箇所数は最低限となるように配慮すること

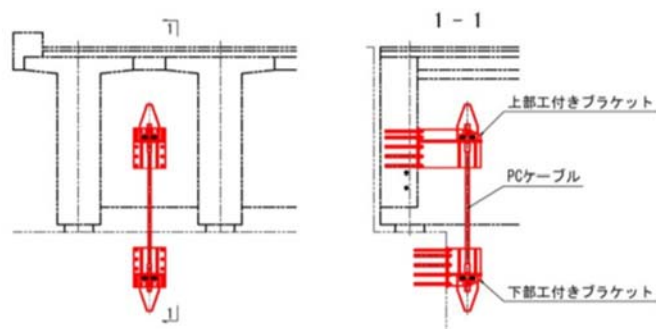


図-2.1.7 落橋防止ケーブルによる補強例^{2.1.17)}

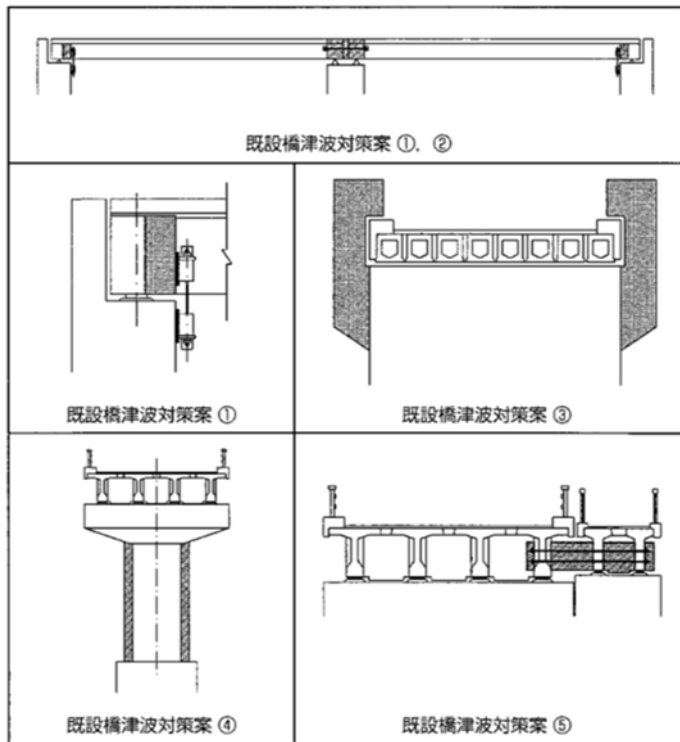


図-7 既設橋の津波対策案

- 対策案① 鉛直方向の連結装置を設置
- 対策案② 橋脚上の主桁を連結化
- 対策案③ 浮上がり防止補強体を下部構造に構築
- 対策案④ 橋脚の補強
- 対策案⑤ 本橋と側道橋の連結化

図-2.1.8 PC 橋の補強例^{2.1.18)}

(3) ダメージコントロールにより致命的な被害に至らないようにする考え方

津波が橋に作用する場合、想定される津波に対しては、前述したように上部構造にフェアリングを取り付けて、上部構造に作用する力を軽減させる方法があるが、津波は想定に限界のある事象であり、仮に整流装置を設置しても、設計を超過する津波の作用により、橋が機能喪失に至る可能性がある。このような致命的な被害を想定した場合、下部構造が自立した状態に留めることが、橋の早期機能回復の観点では有効である。例えば、写真-2.1.3 に示すような橋は流れ橋と呼ばれており、洪水時には上部構造をあえて流して、下部構造の損傷を防ぐ橋である。



写真-2.1.3 洪水により流出した流れ橋（台風 19 号による被害 2019 年）^{2.1.19)}

研究事例（土木研究所）

そのような考え方を実現するための 1 つの方法として、図-2.1.9 に示すような、下部構造が損傷する前に支承部に損傷を制御して、上部構造を流出させる考え方がある。下部構造が残存していれば、図に示

すように仮橋等による応急復旧は可能になると考えられる^{2.1.20}。図に示すようなBP-B 支承(支承板支承)に取付けられているサイドブロック(上揚力止め)を損傷制御する部品に改良した損傷制御型支承を提案している。また、提案した損傷制御型支承が設計通りの破壊モード及び破壊耐力になっているか検証実験を行っており、提案する損傷制御型支承は、設計思想通りの破壊モードを示し、かつ、数値解析により推定した耐力とよく一致する耐荷力特性が得られている。

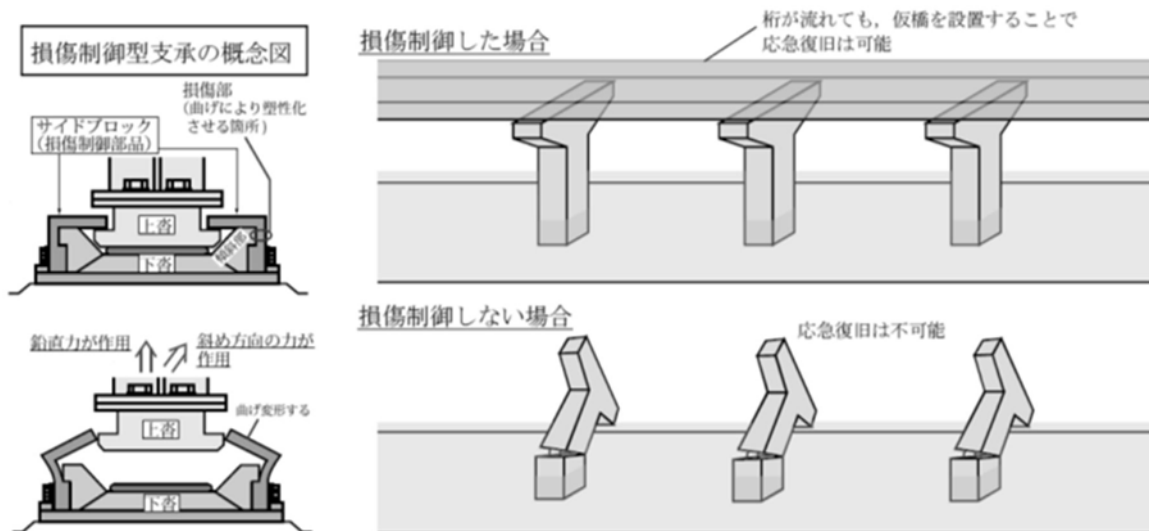


図-2.1.9 津波に対する損傷制御の概念^{2.1.20}

【参考文献】

- 2.1.1) 川崎 肇, 伊津野 和行: 部分的フェアリングによる橋梁の対津波補強に関する研究, 日本地震工学会論文集, 19 卷 5 号 p.5_184-5_191, 2019.
- 2.1.2) 川崎佑磨・伊津野和行・生島直輝・山中拓也・四井早紀: 津波による流体力軽減に有効な整流板形状に関する実験的研究, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), Vol. 70, No. 1, pp. 129-136, 2014 年 3 月.
- 2.1.3) 中尾尚史, 糸永航, 野阪克義, 伊津野和行, 小林紘士: 4 主桁橋に作用する津波外力の発生メカニズムの解明と津波外力低減対策に関する実験的研究, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), vol.69, No.3, pp.572-585, 2013.
- 2.1.4) 糸永航, 中尾尚史, 伊津野和行, 小林紘士: 鉸桁橋に対する津波の作用力に関する実験的研究, 地震工学研究発表会, Vol: 31, pp.5-090, 2011.
- 2.1.5) 中尾尚史, 張広鋒, 炭村透, 星隈順一: フェアリングを設置した橋梁上部構造の津波の作用による挙動メカニズム, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), Vol.70, No.4(地震工学論文集第 33 卷), pp.I_110-I_120, 2014.
- 2.1.6) 薄井稔弘, 運上茂樹, 杉本健: 津波に対する道路橋の被害軽減に関する解析的検討, 構造工学論文集, Vol: 56A, pp.464-473, 2010.
- 2.1.7) 張広鋒, 薄井稔弘, 星隈順一: 津波による橋梁上部構造への作用力の軽減対策に関する実験的研究, 土木学会論文集 A1(構造・地震工学), vol.66, pp.425-433, 2010.
- 2.1.8) 山内邦博, 市東素明, 幸左賢二: 橋桁に作用する定常的な流水荷重に関する検討, 構造工学論文集 A, 61A, p. 365-374, 2015.

- 2.1.9) 山内邦博, 上島秀作, 幸左賢二: 橋桁に作用する津波波力評価及び波力低減手法に関する検討, 土木学会年次学術講演会講演概要集, Vol.67, 1-475 (949-950), 2012.
- 2.1.10) 山内由也, 長谷川明, 虻川高宏: 既設橋梁のスリット付きフェアリングによる耐津波効果に関する水理実験, 東北支部技術研究発表会講演概要集, Vol.52, I-26, 2015.
- 2.1.11) 虻川高宏, 長谷川明, 中村悠人: フェアリング設置による津波減災効果～気仙大橋における事例～, 土木学会年次学術講演会講演概要集, Vol.68, I-104, 2013.
- 2.1.12) 藤田豊, 四條利久磨, 鈴木俊光: 橋梁に作用する津波波力低減対策に関する実験的研究, 土木学会年次学術講演会講演概要集, Vol.70, II-171, 2015.
- 2.1.13) 長谷川潤, 小野芳美, 北浜正法: 津波対策型橋梁の CEL 法および SPH 法による強度検討, 土木学会年次学術講演会講演概要集, Vol.67, 1-605 (1209-1210), 2012.
- 2.1.14) 中尾尚史, 張広鋒, 星隈順一: 津波により上部構造の高さまで水位が上昇した時に橋に作用する浮力に関する研究, 第 15 回性能に基づく橋梁等の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, pp.151-154, 2012.
- 2.1.15) 星隈順一: 津波が来ても流出しにくい橋を目指して～橋に及ぼす津波の影響を軽減する技術の開発～, 平成 26 年度土木講演会講演集 (土木研究所資料 No.4292 号), pp.25-36, 2014.
<https://www.pwri.go.jp/jpn/about/pr/event/2014/1016/pdf/kouen-program.pdf>
- 2.1.16) 虻川高宏, 長谷川明: 気仙大橋における津波に対する開孔床版の効果, 土木学会年次学術講演会講演概要集, Vol.71, 1-0271, 2016.
- 2.1.17) 土木学会地震工学委員会橋梁の対津波設計に関する研究小委員会: 橋梁の対津波設計に関する研究小委員会報告書, 2017.
- 2.1.18) 西垣義彦, 中山良直, 諸橋明: PC 橋の津波対策に向けた検討, 橋梁と基礎, Vol.47, No.8, pp.77-80, 2013.
- 2.1.19) 京都新聞
https://www.kyoto-np.co.jp/articles/gallery/35909?img=https://kyoto-np.ismcdn.jp/mwimgs/8/b/150m/img_8bcc711f1e589f6eca56566709703c571214731.jpg
- 2.1.20) 大住道生, 中尾尚史, 西弘明: 橋の損傷シナリオデザインによる超過作用への対応策の一提案, 日本地震工学会論文集, Vol.19, No.5, pp.5_203-5_213, 2019.

(中尾 尚史)

2.1.2 橋梁に作用する力を軽減する方法

(1) 検討の目的

おおよその河川は一般的には河川計画を持っており、河川計画は対象河川の流域面積と、超過確率年による降雨強度を経験的に想定して、治水を目的としている。一方で、近年は台風や集中豪雨等の気象擾乱の激甚化に伴い、河川計画における計画高水流量に逼迫する流下が確認される。中でも、平成 30 年台風 21 号に代表される大型台風の我が国への上陸や、好ましくはないものの、例年の被災イベントとなった集中豪雨など、これまでも豪雨の影響による河川の水位の上昇に伴って、橋梁の上部構造が流出する被害が増加している傾向にある。

例えば写真-2.1.4 に示すように、増水した河川において、水位が低下した後の橋梁周りの状況は、橋げたや橋脚に流木等の堆積していることが確認される。これは、よく見られる光景であるが、このことを踏まえると、洪水時に橋梁が流出する要因は以下のように考えることができる。

継続降雨に伴い河川の流量が増加することで水位が上昇するが、

- ①計画高水位(H.W.L)以上に水位が上昇することで、洪水流が上部構造に直接作用して流出する。
- ②その際に流木等々の漂流物が橋桁に堆積し、上部構造に対して被圧面積が増大して抗力が増加する。
- ③堤防を越流する洪水流によって橋台周辺の堤防が連続していないところが洗掘、落橋。

本稿では①や②に着目して側面にフェアリング等を設けることで、洪水流の流下をスムーズにするとともに、堆積しやすい漂流物を流れやすいような構造的工夫の可能性を模索することを目的とした検討結果を報告する。



写真-2.1.4 洪水後の流木等の堆積状況

2) 洪水特性の検討パラメータ設定

想定するモデルは、規模的に中小河川であり、そこに架設される橋梁を任意に選出した。

想定河道の断面、ならびに河川諸元をそれぞれ図-2.1.10、表-2.1.3 に示す。図-2.1.10 に示すとおり、河川幅は 180m、計画高水位に対する水深は 4.5m であり、築堤河道の高水敷を有する複断面である。後述の数値解析モデル（数値波動水槽）では、分析の簡便さを狙い、単位幅 1m を奥行きに設定しており、流路部断面（水深 4.5m）を切出している。

また、洪水流における橋梁への影響を検証する目的であるため、数値波動水槽での流量は計画高水流量を初期値として、水位を増加させることとする。

なお、図-2.1.10 に示す断面に、河床勾配 1/107 として計画高水流量 800m³/sec を流した場合の流速は、等流計算にて 2.2m/sec と求められる。

表-2.1.3 河川諸元

計画高水流量		800 m ³ /sec
流域面積	山地	96.2 km ²
	平地	1.5 km ²
	計	97.7 km ²
流路	延長	16.0 km
	標高差	0.28 km
洪水到達時間	時間	2.6 hr
	算定法	Rziha
計画日雨量	雨量	234 mm
	確率	1/25
	算定法	トーマス
計画時間雨量	60 分間	66 mm
	平均	37 mm
	確率	1/25
	算定法	鶴見式
流出率	流域平均	0.8
非流量		8.2 m ³ /sec/km ²
流量算定法		Rational 式

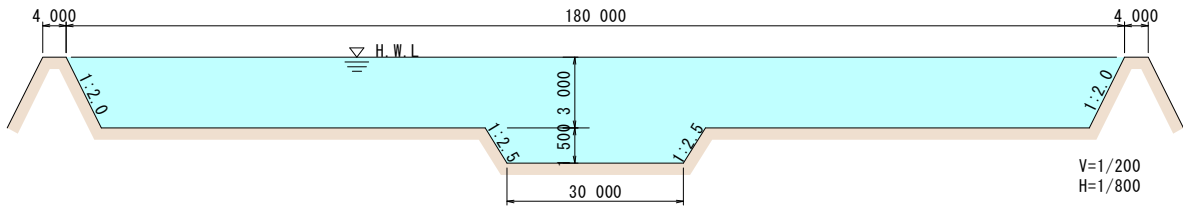


図-2.1.10 河川標準断面(河床勾配は 1/107)

対象とする橋梁モデルを図-2.1.11、図-2.1.12、図-2.1.13 に示し、橋梁モデルの諸元を表-2.1.4 に示す。支間 30.1m を有する 3 径間連続鋼 I 桁橋 2 連のうち 1 連を対象とする。支承形式は固定可動支承で、中間橋脚 1 基を固定としその他の下部構造の支承条件は可動である。橋脚はすべての橋脚が張出し式橋脚であり、基礎構造形式は鋼管杭である。

表-2.1.4 橋梁モデル諸元

上部構造	形式	3 径間連続鋼 I 桁×2 連
	橋長	182.1m
	支間長	3@30.1m+3@30.1m
	幅員	全幅員 11.30m
	斜角	85°
	支承条件	固定, 可動
下部構造	橋台	逆 T 式橋台
	橋脚	張出し式橋脚
	基礎	杭基礎(鋼管杭 φ 600)
耐震設計条件	重要度の区分	B 種の橋
	地域区分	B1 地域
	地盤種別	II 種地盤
	設計水平震度	kh=0.25 (レベル 1 地震)

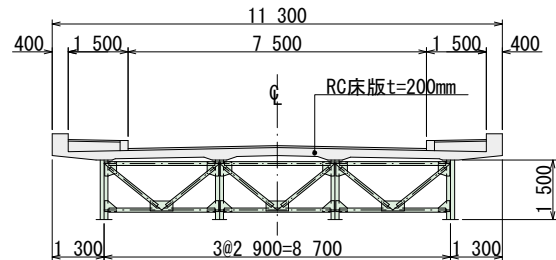


図-2.1.11 上部構造断面図

表-2.1.5 使用材料

	上部構造	下部構造
コンクリート	$\sigma_{ck}=24\text{N/mm}^2$	$\sigma_{ck}=21\text{N/mm}^2$
鉄筋	SD295	SD295
鋼材	SS400, SM400, SM490Y, SM520	鋼管杭 SKK400

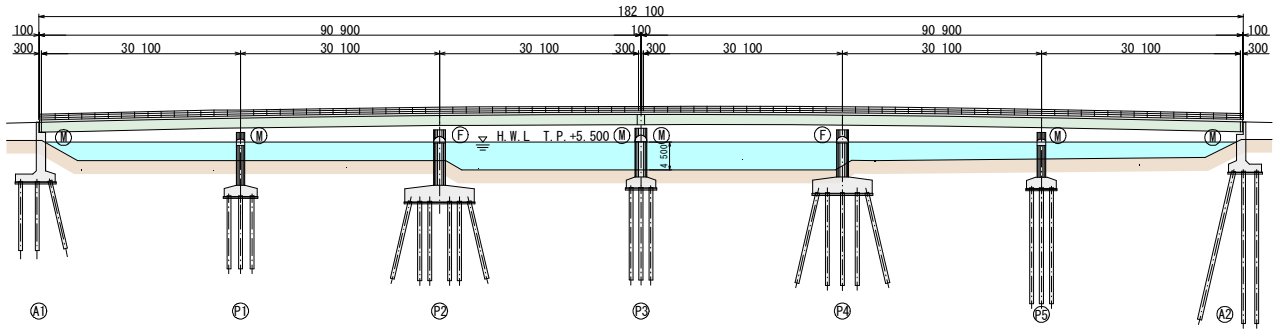
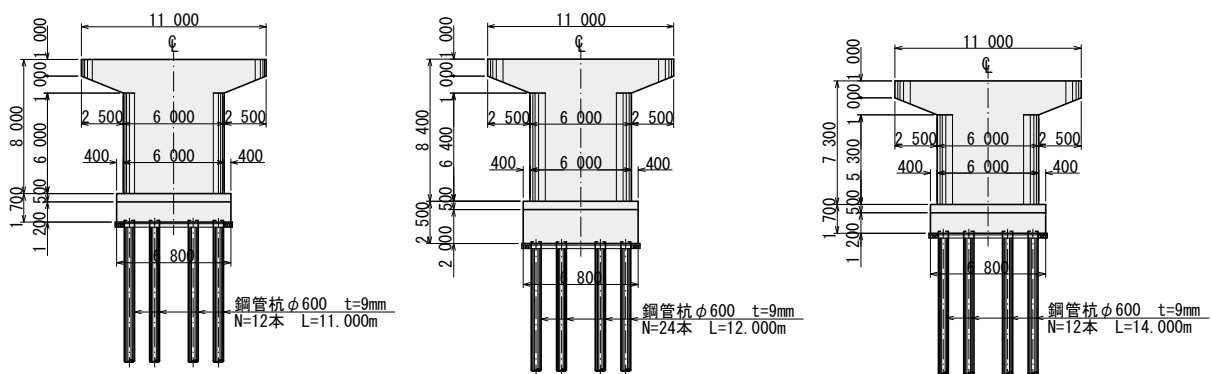


図-2.1.12 対象橋梁の概要図



(a) P1(P5)橋脚/支承条件；可動
※P5 橋脚は柱高が 6.8m,
杭長が 17.5m

(b) P2(P4)橋脚/支承条件；固定
※P4 橋脚は柱高が 7.1m,
杭長が 14.0m

(c) P3 橋脚
支承条件；可動，可動

図-2.1.13 下部構造(橋脚)の概要図

表-2.1.6 上部構造反力

		単位 (kN)								
		A1橋台 (Mov)	P1橋脚 (Mov)	P2橋脚 (Fix)	P3橋脚		P4橋脚 (Fix)	P5橋脚 (Mov)	A2橋台 (Mov)	
					左側(Mov)	右側(Mov)				
鉛直力	① 死荷重	1296.70	3659.83	3588.63	1320.43	1320.43	3588.63	3659.83	1296.70	
	② 雪荷重									
	③ 活荷重	1056.89	1985.73	1974.01	1073.80	1073.80	1974.01	1985.73	1056.89	
	常時－死荷重時	1300	3700	3600	1400	1400	3600	3700	1300	
	常時－活荷重載荷時	2400	5700	5600	2400	2400	5600	5700	2400	
水平力	レベル1地震時									
	④ 設計震度－橋軸方向	0.15	0.15	0.25	0.15	0.15	0.25	0.15	0.15	
	⑤ 設計震度－直角方向	0.22	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.23	
	⑥ 上部工分担重量－橋軸方向	1300	3700	10000	1400	1400	10000	3700	1300	
	⑦ 上部工分担重量－直角方向	1300	3700	3600	1400	1400	3600	3700	1300	
		橋軸方向水平力	200	560	2500	210	210	2500	560	200
		直角方向水平力	290	930	900	350	350	900	930	300

3) 流体数値シミュレーション方法の構築

2004年スマトラ島沖地震津波や2011年東北地方太平洋沖地震津波など、近年の津波イベントにより発生した橋梁被害を契機として、橋梁に対する津波作用を対象とした水理実験や数値解析に関する様々な研究が実施されてきた^{2.1.21), 2.1.22)}。

数値モデルにより流体挙動を予測評価するための基礎方程式は、ナビエ-ストークス(N-S)方程式を用いるのが一般的である。これは、流体の運動が圧力差を起動力として流れが発生し、粘性がそれを押さえる方向に働くことを表した式である。これに加えて流体に特徴的な作用として移流がある。これは、流体が連続体であるため、流速勾配が流れによって運搬されていく現象を表す。外力は、津波などの自然現象では重力のみとなる。流体解析では、このN-S方程式を用いることは前提で、この方程式を適切に解くための様々な方法が提案されている。ここでは詳述を避けるが、現状ではオイラー的手法やラグランジュ的手法に基づく汎用解析コードが利用可能であり、代表的にCADMAS-SURF^{2.1.23)}やOpenFOAM^{2.1.24)}はオイラー的手法、粒子法コードはラグランジュ的手法に分類される。

ところで、洪水による橋梁の上部構造の流出現象は、前述のように流木等の漂流物が橋脚や上部構造に衝突、さらには堆積することで河川の流下を阻害し、上部構造に作用する見かけ上の被圧が増加することが想定できる。この現象を解明するには、水理実験的な検討が理想ではあるものの、実験の労力とコストが多く必要とされる。一方、数値解析的な検討は、その数が少なく、研究成果の蓄積も少ないのが現状である。

数値シミュレーションで再現する場合は、洪水流に随伴する流木等の漂流物の漂流現象を解く必要が生じる。ここで、流木等の漂流物を剛体として取り扱うことを考えれば、CADMAS-SURFやOpenFOAMに代表される格子法の適用は、漂流物移動に伴うメッシュの大変形による計算の収束異常が頻繁に生じるなど、解が不安定となりやすいデメリットが生じる。このため、粒子法コードが適切と考えられる。一方で、漂流物が橋梁に衝突する現象や、漂流物同士が衝突する現象を解くには、剛体の扱いに優れ衝撃力や摩擦力を適切に評価することができる個別要素法(DEM)が挙げられる。ただし、個別要素法は流体の扱いは得意ではない。従って、前述の上部構造の流出現象の想定を紐解く解析的手法の一つとして、漂流物の衝突や摩擦による引っかかりの再現には個別要素法を用い、流体場に対しては粒子法を用いて、両者の相互作用を考慮しながら同時に解析することが考えられる。

本研究は、有限体積法、粒子法的手法を用いて流体の3次元的な挙動を検討し、流木などの漂流物の輸送、衝突、堆積の挙動を個別要素法で評価する流体・構造連成の解析手法を提案することを目的としており、上部構造の流出現象を個別要素法と粒子法のカップリングで再現することにより、対策方法を解析的に模索することを最終的な目標としているが、この手法は現段階ではアイデアの域を出ておらず、検証に今しばらく時間を要する。

従って、本報告書ではその前段検討として流体现象に着目し、OpenFOAMを用いて橋梁の上部構造側面にフェアリングを設けた場合、河道形状を変更した場合に対する洪水流によって生じる橋梁への影響と橋梁周辺の流れ場の状況を流木等の堆積のしやすさの観点で検証した。

4) 波力を低減する対策方法の検討

図-2.1.14 に、検証に用いた解析モデルを示す。検証に用いた数値波動水槽は、分析の簡便化のために奥行 1m の単位幅として、造波境界における造波条件は、上流側の水位を計画高水位 T.P.+9.00m、造波境界付近の河床高を T.P.+3.0m として、水深 6.0m(T.P.+5.50m)、流速 $V=2.2\text{m/sec}$ を定常的な流れとして与えた上に(表-2.1.7 に流路モデルの諸元を示す)、想定洪水流の伝搬速度 $C(=\omega/\kappa)=4.65\text{m/sec}$ を周期 $T=3\text{sec}$ 、波長 $L=14\text{m}$ として与えた。この物理量は、橋梁位置において計画高水流量に相当する流れを再現するべく試行錯誤的に求めている。

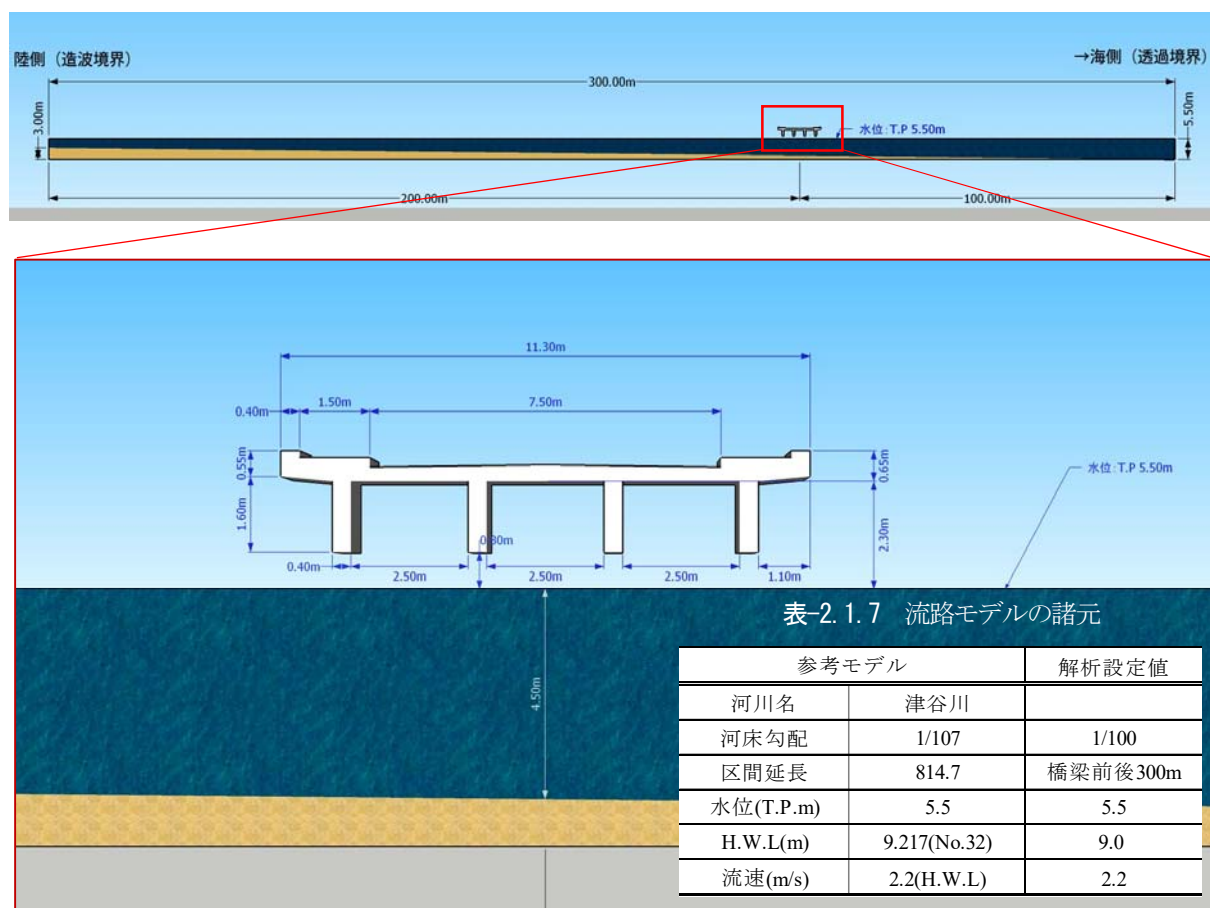


図-2.1.14 解析モデル

表-2.1.8 流体解析の計算条件

項目	内容	概要
解析種類	非定常・非圧縮・等温	
解析コード	OpenFOAM ⇒ interFOAM	空気・液体の二相流ソルバー
自由表面モデル	VOF 法	(Volume of Fluid Method)
物理モデル	層流モデル	Laminar
アルゴリズム	PIMPLE 法	非定常流は PISO 法
時間離散化	Euler1 次精度陰解法	
空間離散化	2 次精度の中心差分	
並列計算	72CPU	領域分割法 (階層的に分割)
計算時間間隔	最小時間 0.001 秒	0.00001 秒～0.02 秒自動調整
設計波諸元	$H_{max}=9.0\text{m}$, $V=2.2\text{m/sec}$	造波境界一定
水位	T.P.+5.50m	H_{max} に到達可能な水位条件
計算時間	150 秒	揚圧力が計測可能な時間領域

また、流体解析の計算条件を表-2.1.8 に示すが、本検証においては水槽モデルによる挙動の確認という位置付けを踏まえ、層流モデルを用いることとした。水槽モデルの両側壁は、slip 境界として摩擦無し、河床底面は no-slip 協会としてエネルギー損失を考慮している。

まず、橋梁に作用する流体力の減少を目的として、橋梁側面にフェアリングを設置したモデルの検証を行った。対津波・対洪水のフェアリングモデルは参考文献(2.1.21)、並びに参考資料(2.1.22)を参考に、図-2.1.15 に示すように3 ケースを考慮し、現況の状態を含めた4 ケースを検討した。

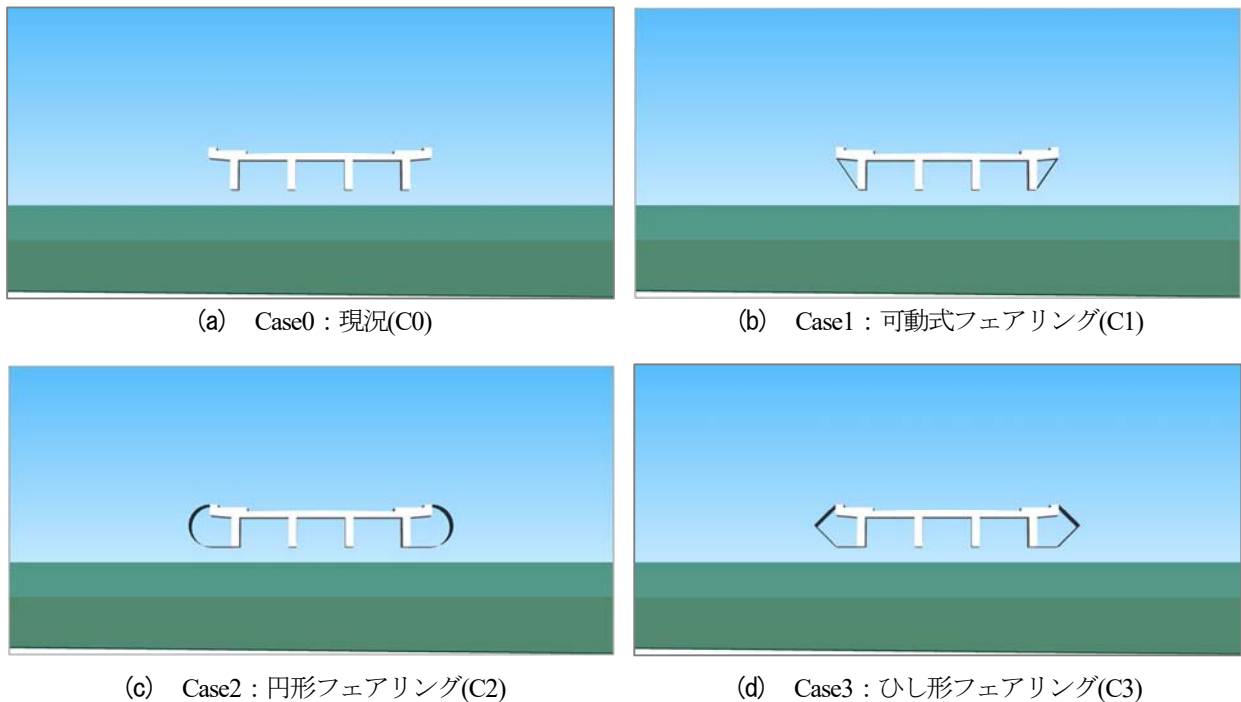


図-2.1.15 対津波・対洪水のフェアリングモデル

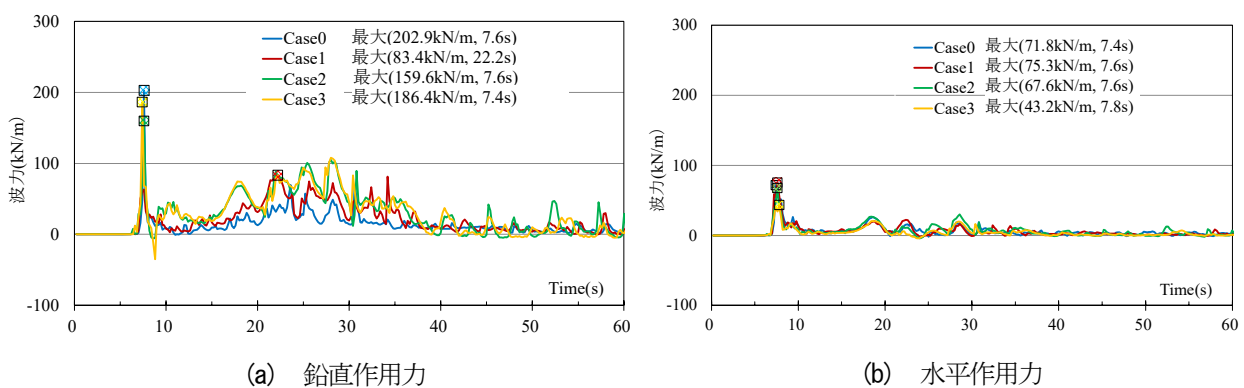


図-2.1.16 ケース毎の作用力（時刻歴）の比較

表-2.1.9 ケース毎の作用力の比較

記号	解析ケース	鉛直作用力(上揚力)		水平作用力	
		最大値(kN/m)	発生時刻(s)	最大値(kN/m)	発生時刻(s)
C0	Case0	202.9	7.6	71.8	7.4
C1	Case1	83.4	22.2	75.3	7.6
C2	Case2	159.6	7.6	67.6	7.6
C3	Case3	186.4	7.4	43.2	7.8

流体解析を用いた検討ケースの解析結果として、**図-2.1.16** に洪水流を受ける上部構造に作用する鉛直力と水平力の時刻歴図を示す。また、**表-2.1.9** はケース毎の作用力の比較結果を示す。

鉛直作用力については、3つの提案モデルは現況モデルよりも小さい結果が得られている。特に **Case1** では **Case0** の鉛直作用力を4割程度にまで抑えられることが確認できる。また、**Case1** における最大鉛直作用力の発生時刻は他のケースに比して遅いことがわかる。

一方、水平作用力については、それぞれのケースにそれほど大きいな差異はないが、**Case3** の水平作用力が相対的に小さくなる傾向がある、このことから、フェアリングの形状による水平作用力の分散効果は、ひし形が最も高いといえる。

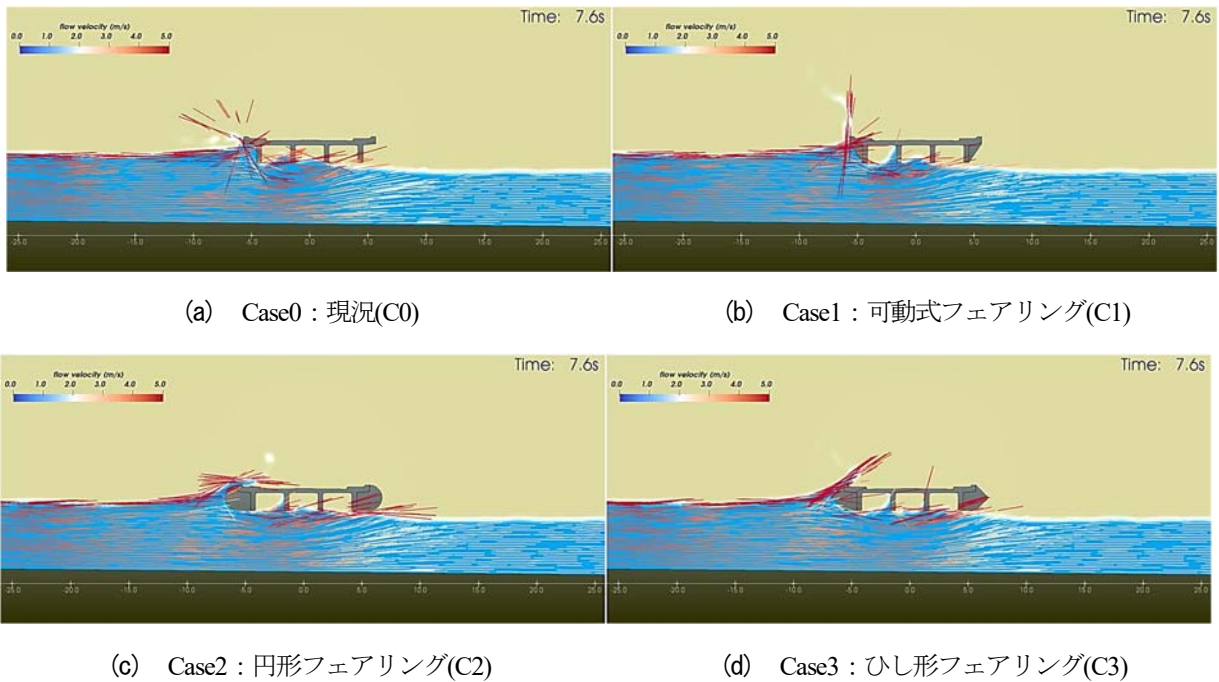


図-2.1.17 洪水流衝突時の流れの状態

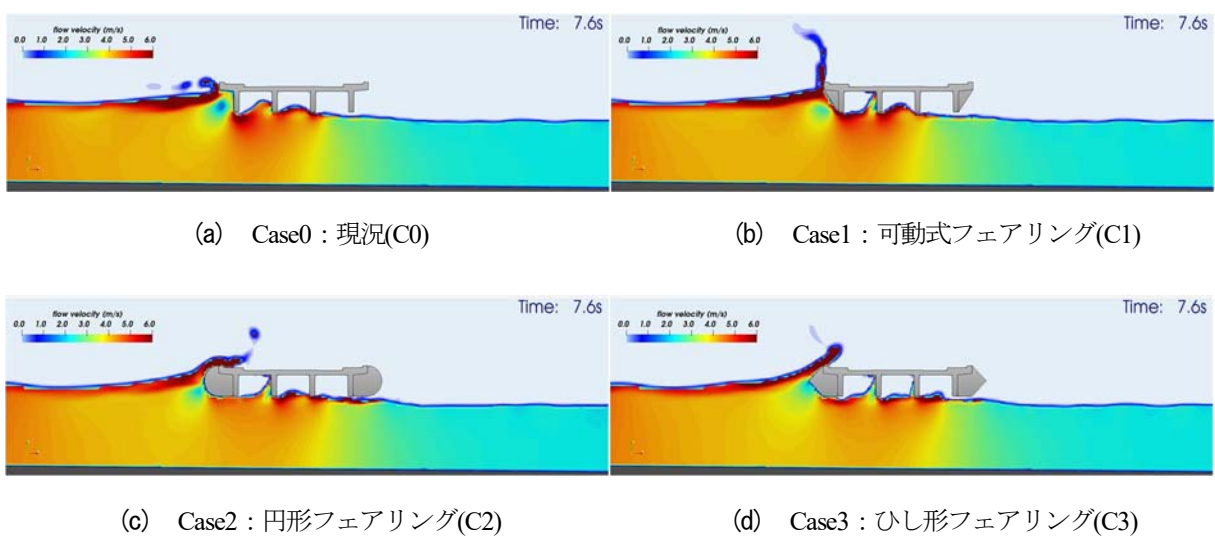


図-2.1.18 洪水流衝突時の流速分布

図-2.1.17 に洪水流衝突時の流れの状態をベクトルで示す。同図(b)では上揚力を押さえる効果が確認できる。また、同図(d)では、ひし形のフェアリングが洪水流を引き裂くような流れが確認できることから、水平作用力の分散効果が大きいことが確認できる。図-2.1.18 に同じタイミングにおける流速分布を示す。洪水流が桁下面を通過するときの流速は、Case0 と Case1 は、他の2つのケースよりも相対的に速い流れであることが確認できる。

続いて、図-2.1.19 に洪水流通過時の流れの状態をベクトルで示す。この時点ではCase0 と Case1 が他のケースに対して桁下の流速が速いことが定性的に確認できる。図-2.1.20 に示す流速分布からもこの傾向が確認できる。一方で、Case2 と Case3 では、桁下の通過流速の変化は少なく、一様に近い流速分布を呈している。

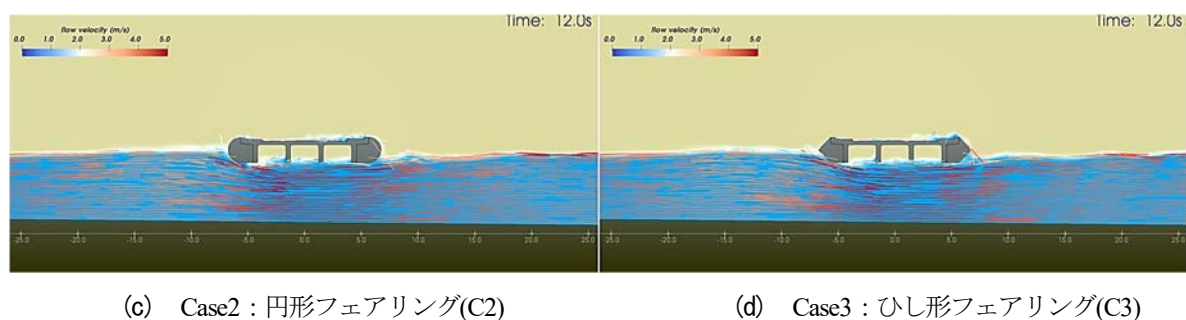
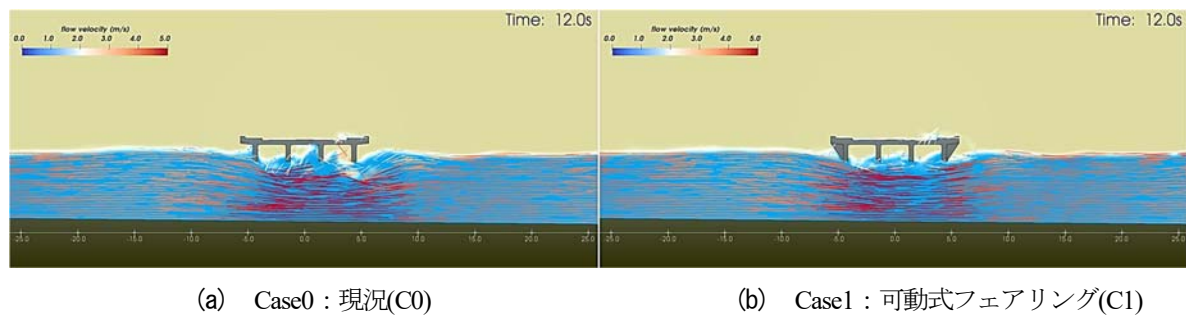


図-2.1.19 洪水流通過時の流れの状態

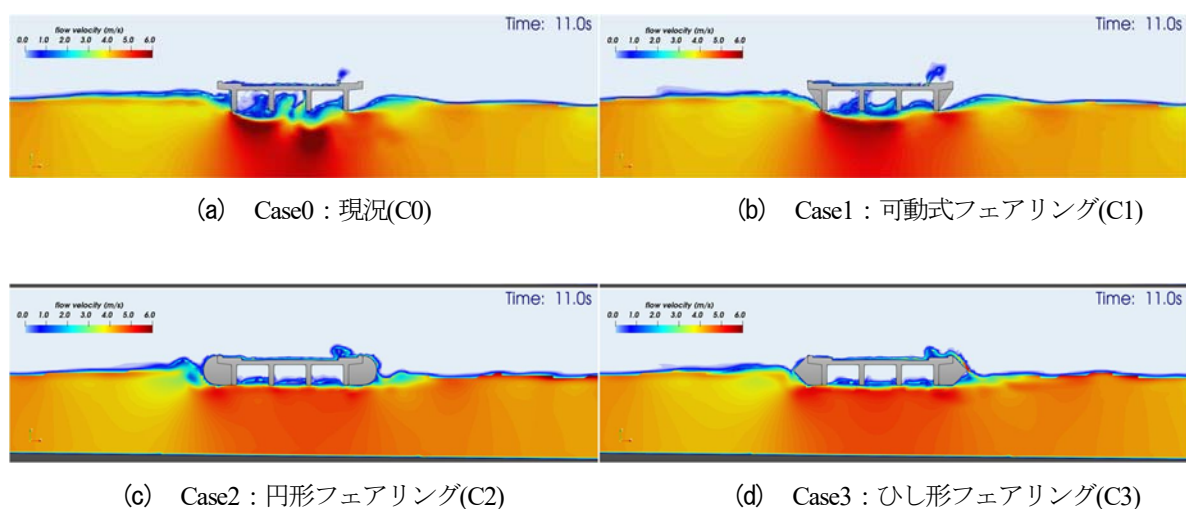


図-2.1.20 洪水流通過時の流速分布

上部構造の側面に取り付けたフェアリングが、鉛直・水平作用力を減少させる要因について、上部構造周辺の流速分布と波圧分布に基づき考察する。

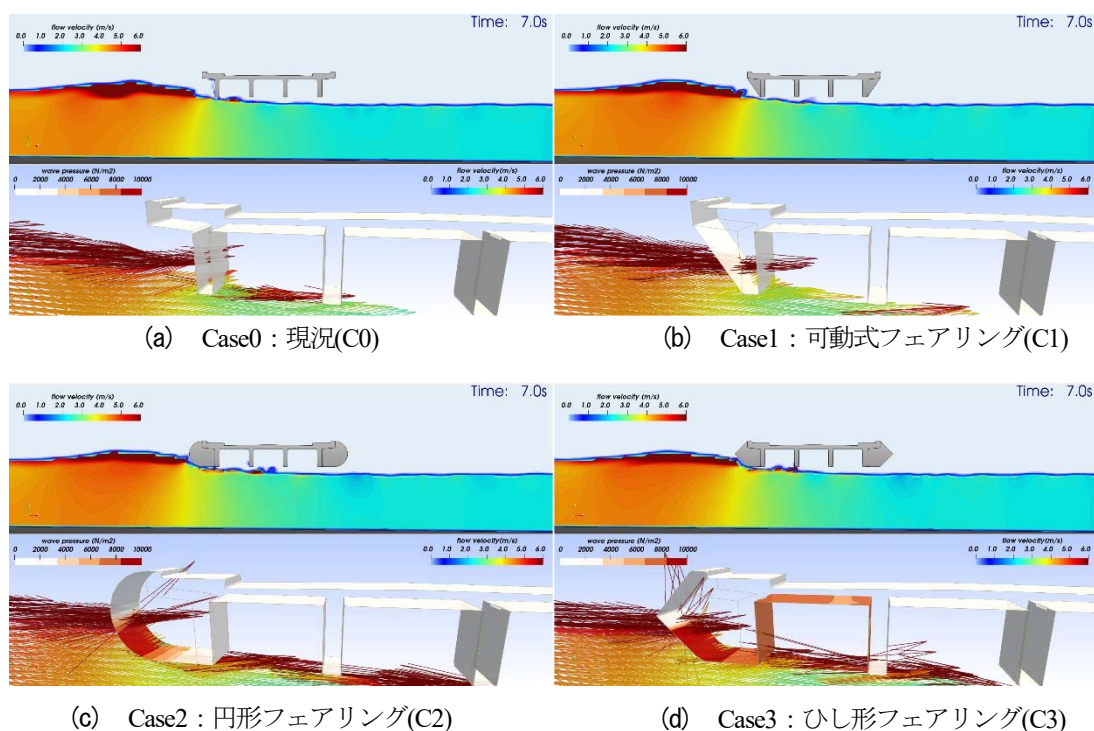


図-2.1.21 洪水流到達直前の流速分布と波圧分布(上段流速分布, 下段波圧分布と流速ベクトル)

図-2.1.21 に示すのは、各ケース毎の洪水流が上部構造に到達する直前の流速分布、波圧分布、流速ベクトルである。いずれのケースも流速分布・ベクトルに有義な差は無く、洪水流は概ね水平方向のベクトルを持ち、その流速は水面付近で6m/secである。Case2とCase3では桁側面のフェアリングが上流側にせり出すためか、洪水流が衝突を初めており、フェアリング側面に波圧が生じているのが確認できる。

次いで、図-2.1.22、図-2.1.23に衝突時の流速分布、波圧分布、流速ベクトルを示す。それぞれ7.4sec、7.6secのタイミングであり、7.4secではCase0が、7.6secではCase1、2が水平作用力が最大となるタイミングである。ここで、Case3が最大水平作用力となるタイミングは7.8secであるものの、7.6secとほぼ同様の状況であるため、ここでは割愛する。

いずれのケースも流速6m/secの流速を持った水面付近の洪水流が桁側面に衝突していることが確認できる。この時点で最大水平作用力を呈するCase0は、同図(a)より、張出し床版と桁側面に囲まれた空間において、水平方向では桁側面に直行する流れが衝突しており、さらに衝突によって上向きに変換された流れは張出し床版下面に流れを遮られる。Case1では同図(b)に示すように斜めに設置されたフェアリングによって、水面付近の流速の速い一帯の流れはフェアリングに遮られつつも真上に跳ね上がっており、流れは下向きに変換される。Case1ではフェアリングの角度が緩いためか水平力の分散効果は薄いものの、Case2やCase3では、水平向きの流速ベクトルは緩やかに上下に分散される。このことから、水平作用力は、洪水流の水平向きのベクトルが、上下斜め方向に分散されることにより減少される。

一方、鉛直作用力は被圧面積の大小に相関があるようである。すなわち、水平方向に作用する洪水流に対して、発生圧力の鉛直方向分力が最も小さいCase1が最小であり、鉛直投影面が大きいものの、洪水流を緩衝する効果のあるフェアリングを有するCase2、3が次いで鉛直作用力が大きく、桁側面に衝突して鉛直の流れに変換される洪水流が張出し床版で直接受けるCase1が最大となる。

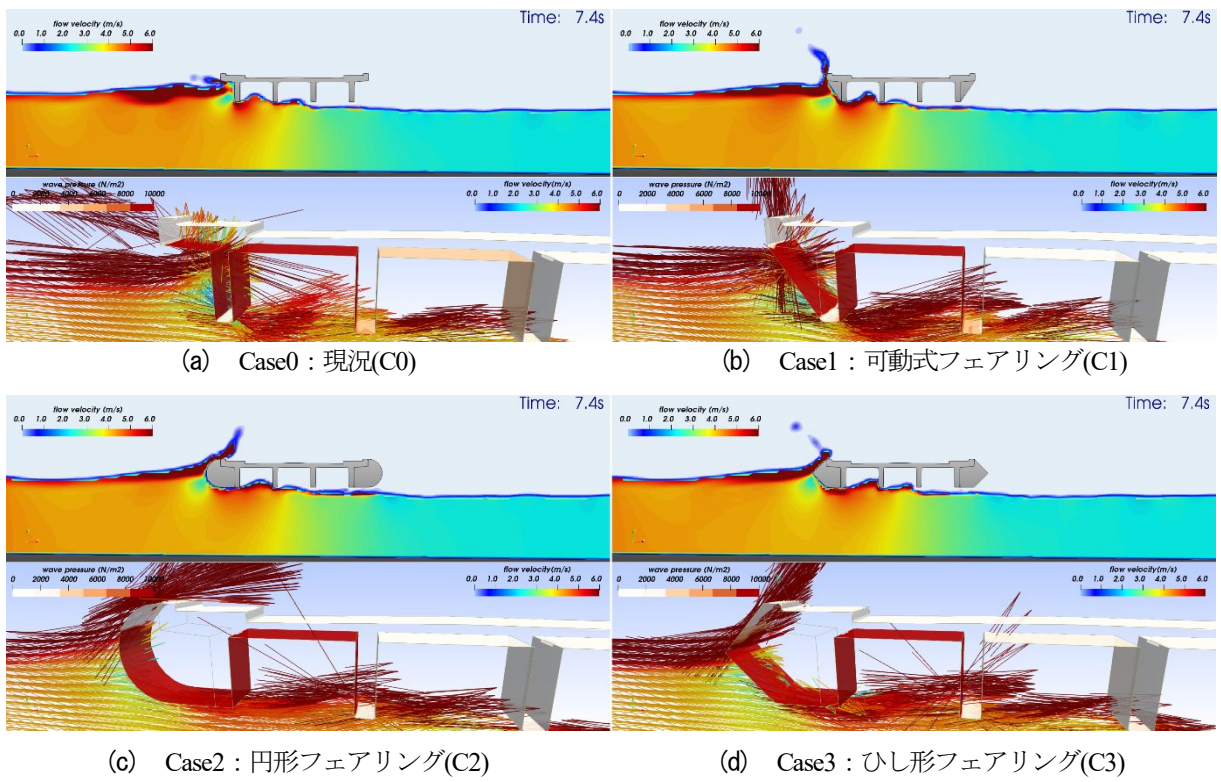


図-2.1.22 洪水衝突時7.4secの流速分布と波圧分布(上段流速分布, 下段波圧分布と流速ベクトル)

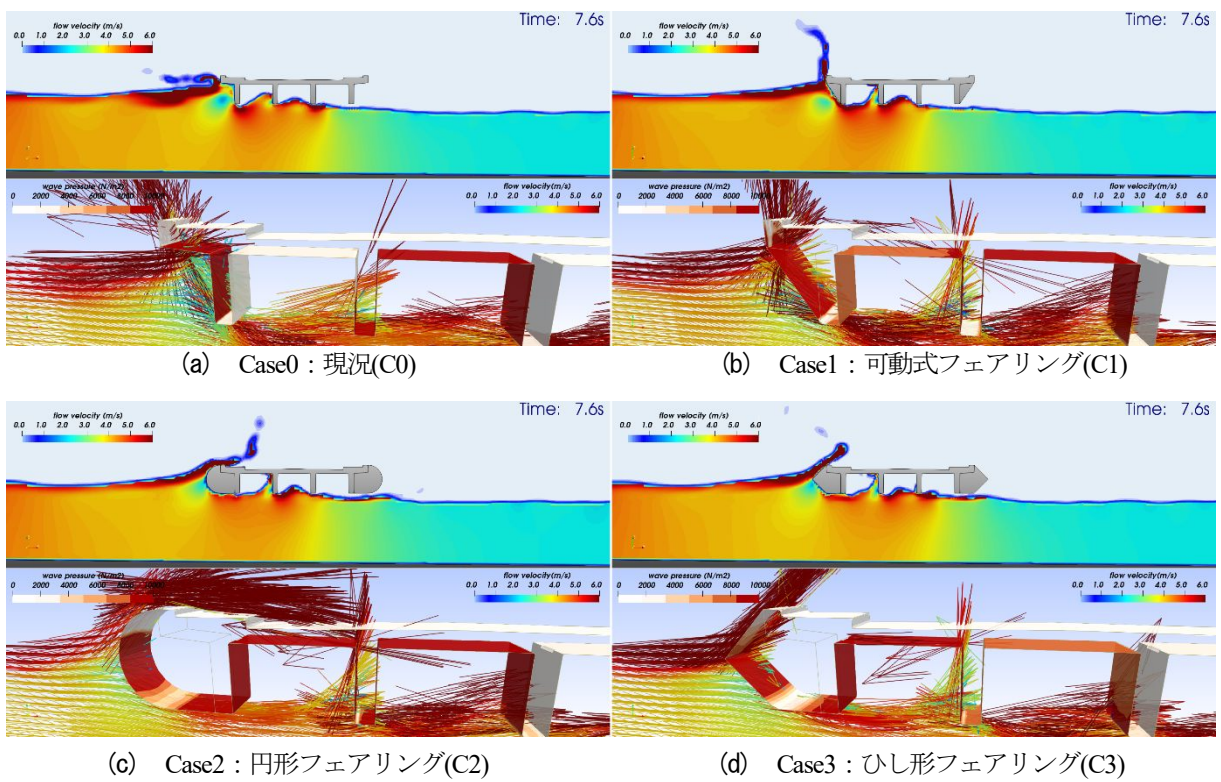


図-2.1.23 洪水衝突時7.6secの流速分布と波圧分布(上段流速分布, 下段波圧分布と流速ベクトル)

橋梁の周辺を流下する流木が桁下面に押し流されやすいかどうかの判定は、洪水流に対して上部構造の上流側と中央の流速で検討する必要がある。ここでは、分析の簡便さから支間中央に着目して主桁下面から河床までの流速分布を確認する。確認する位置は、図-2.1.24 に示すように桁周囲の6箇所である。図-2.1.25、図-2.1.26 に、桁下面より鉛直方向1m範囲の最大流速（それぞれ、水平Uxと鉛直Uzの流速）を示す。

同図より、上流側P1位置の桁下面1m範囲の最大流速は、Case1の水平流速Uxがケース中で最大であることが確認できる。また、中央P4位置については、Case1が相対的に大きい流速を示す。

一方、下流側P6位置では、Case0の水平方向の流速が最大となっている。また、橋桁とフェアリングの形状は、桁下面の流速に大きき影響を与えていることが確認できる。なお、鉛直方向の最大流速は、いずれのケースにおいても差は小さい。

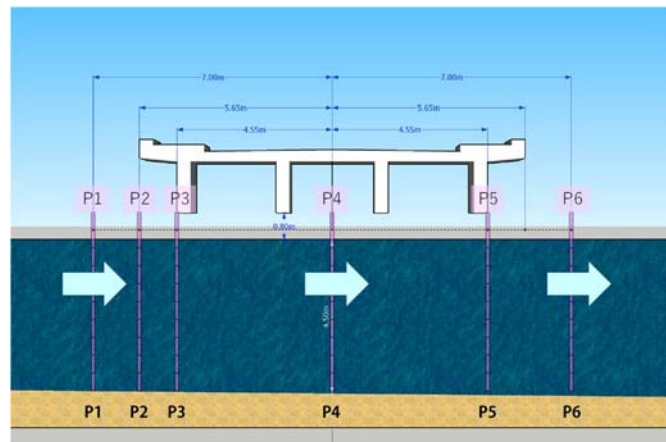


図-2.1.24 主桁下面から河床の流速分布確認位置(桁周囲の6箇所)

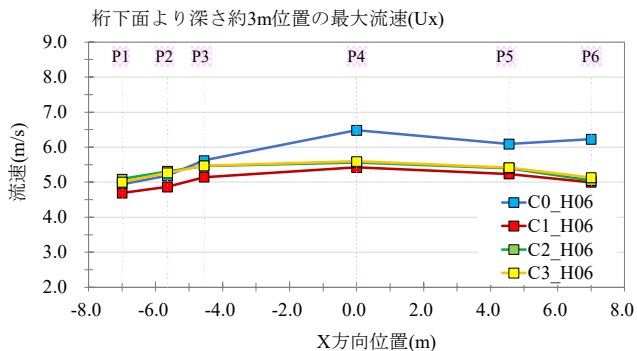


図-2.1.25 桁下面より深さ1mの最大流速(Ux)

表-2.1.10 桁下面より深さ1mの最大流速(Ux)

水平下流向き	桁下面より深さ約3m位置の最大流速(Ux)					
	P1Ux	P2Ux	P3Ux	P4Ux	P5Ux	P6Ux
H06						
C0	4.94	5.19	5.62	6.49	6.09	6.23
C1	4.69	4.87	5.15	5.42	5.24	5.00
C2	5.09	5.31	5.46	5.56	5.40	5.05
C3	5.01	5.27	5.47	5.60	5.42	5.13

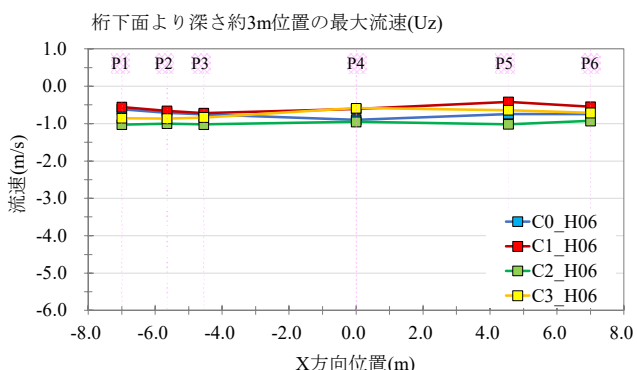


図-2.1.26 桁下面より深さ1mの最大流速(Uy)

表-2.1.11 桁下面より深さ1mの最大流速(Uy)

鉛直下向き	桁下面より深さ約3m位置の最大流速(Uz)					
	P1Uz	P2Uz	P3Uz	P4Uz	P5Uz	P6Uz
H06						
C0	-0.62	-0.71	-0.76	-0.90	-0.75	-0.74
C1	-0.56	-0.66	-0.72	-0.61	-0.42	-0.55
C2	-1.03	-1.00	-1.02	-0.95	-1.02	-0.93
C3	-0.86	-0.87	-0.83	-0.59	-0.65	-0.71

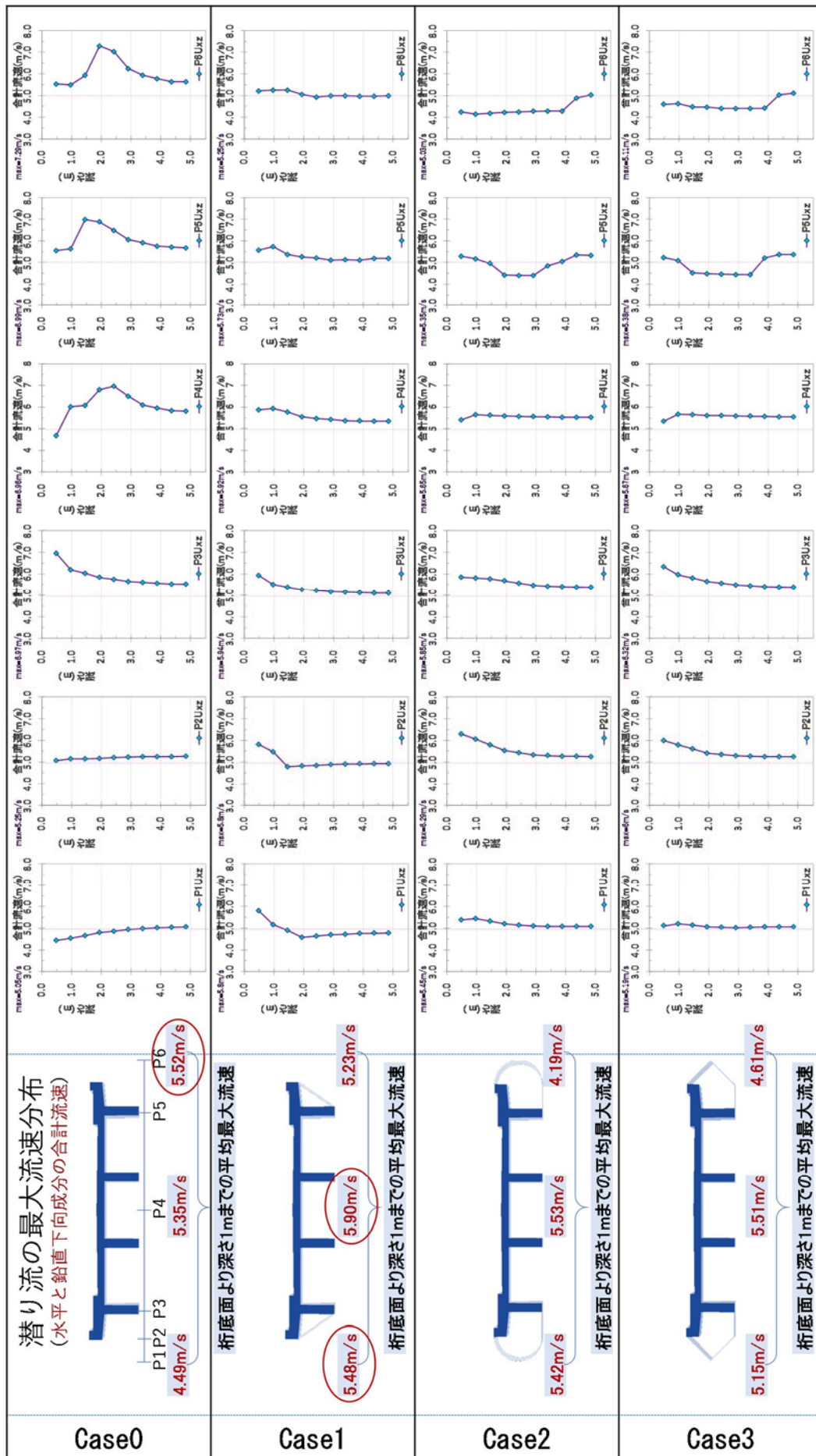


図-2.1.27 桁下面より深さ1mまでの最大流速(UxとUyの合成流速)

5) 河床形状の変更による流況の変化の確認

次に、河道における河床形状を変更したケースについて検証を行った (Case4)。河床形状の変更は、図-2.1.28に示すように、橋梁の前後に勾配調整区間を設け、河床を1m掘り込んだ形状を想定した。

これは、橋梁の上流側に平均河床より河床勾配が急な部分を設けることで、射流を人工的に発生させることにより、人工的に水平方向と鉛直下方向の流速を高め、流木等の漂流物が桁下を通過しやすくすることが狙いである。

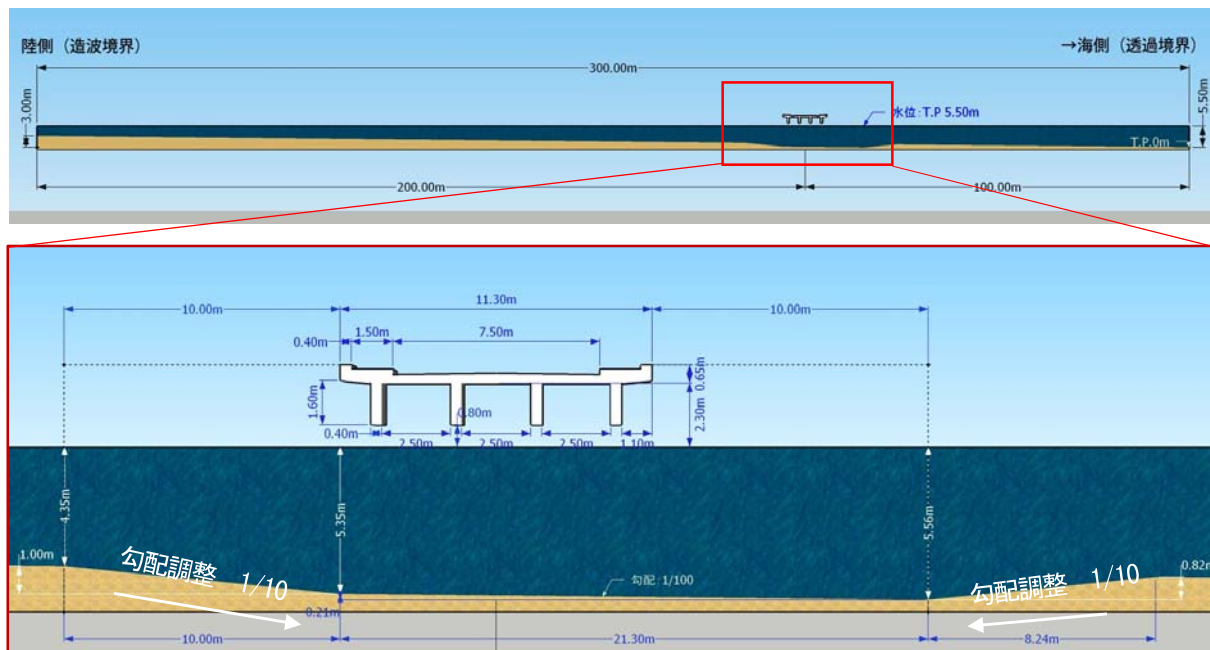


図-2.1.28 河床形状の変更モデル (Case4)

まず、前述の4ケースと同様に、上部構造に作用する波力を図-2.1.29と表-2.1.12に整理した。

河床に1m程度の掘込みを設置する場合、上部構造への作用力は、Case0に比して低減できることが確認できる。特に鉛直作用力に関しては、Case0の1/2以下となる。

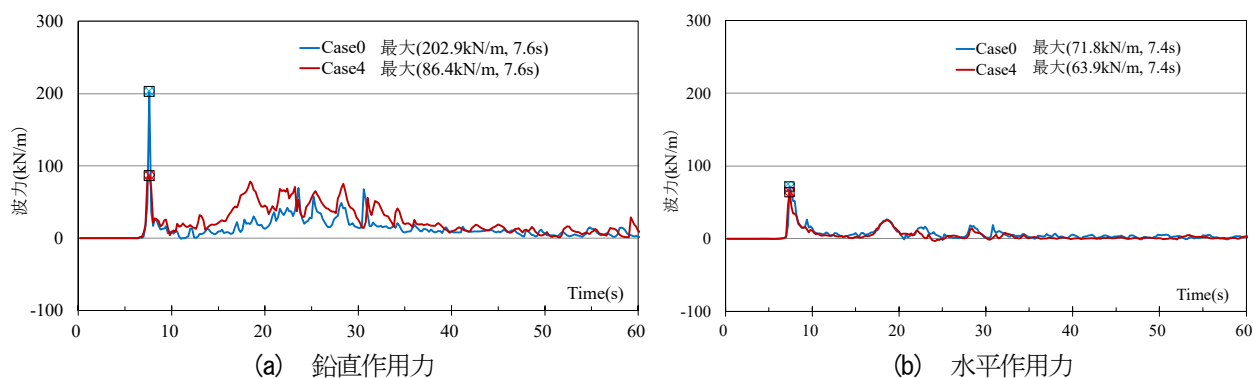


図-2.1.29 ケース毎の作用力 (時刻歴) の比較

表-2.1.12 ケース毎の作用力の比較

記号	解析ケース	鉛直作用力(上揚力)		水平作用力	
		最大値(kN/m)	発生時刻(s)	最大値(kN/m)	発生時刻(s)
C0-dep0	Case0	202.9	7.6	71.8	7.4
C0-dep1	Case4	86.4	7.6	63.9	7.4

図-2.1.30 に洪水流衝突時と先頭流通過後の流れの状態をベクトルで示す。同図(a)では上部構造の上流側に水塊が衝突している状況が確認できる一方で、同図(c)では状況が異なり衝突する水塊中に空気を含んでいることが確認できる。同図(d)では、流路を変更したこと(河床勾配の急変部)により急変部直前では流速が上昇した後、急変部通過後に流速が減少する状況が確認できる。図-2.1.31 に同じタイミングにおける流速分布を示すが、Case4 では衝突時の流速が Case0 に比して低くなる傾向である(同図(d))。これは、Case0 では上部構造の手前で概ね水位が一定であることに対して、Case4 では急変部通過後に水深が増加するため、流下断面積の増加につながり、流速が減少するものと考えられる。

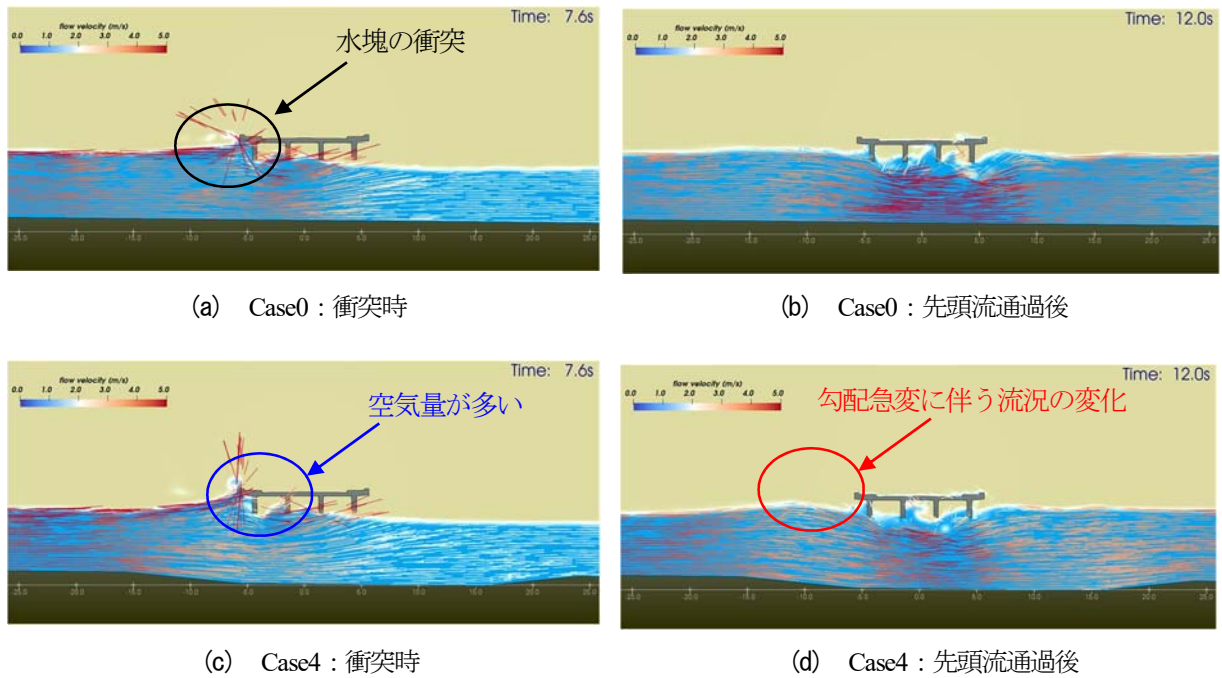


図-2.1.30 洪水流衝突時, 先頭流通過後の流れの状態

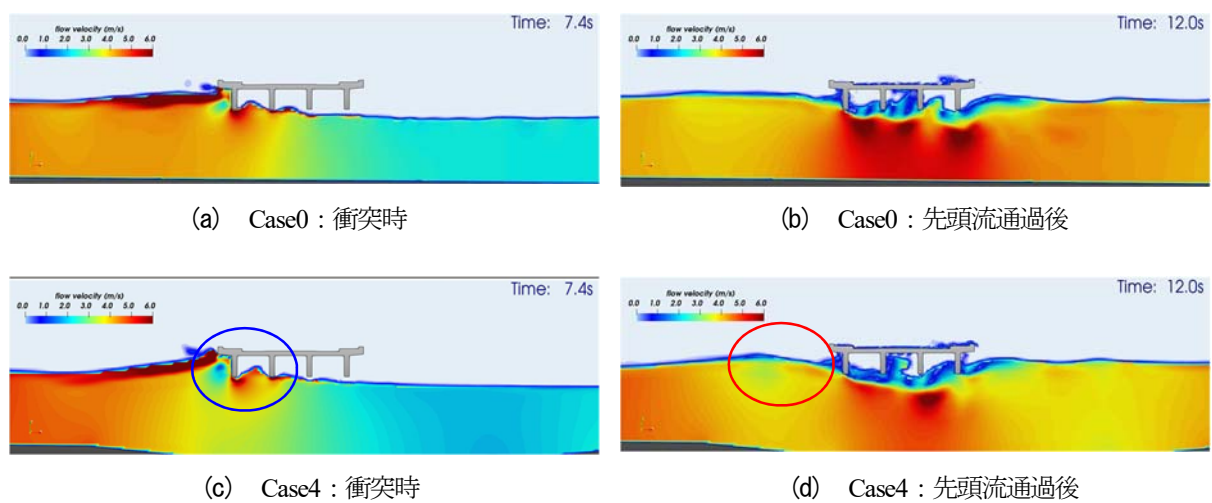


図-2.1.31 洪水流衝突時, 先頭流通過後の流速分布

図-2.1.32, 図-2.1.33に, 桁下面より鉛直方向1m範囲の最大流速(それぞれ, 水平Uxと鉛直Uzの流速)を示す. 同図より, 桁下面1m範囲の最大水平流速は, Case4が若干低い傾向にある. これは前述の通りである. 一方, 鉛直方向の最大流速は, 桁中央(P4)位置においてCase4が速い傾向である. これは, 下向きの鉛直流であり, Case0では河床が概ねフラットであることから流速ベクトルが水平向きが支配的であるが, Case4では河床が下がり水深が増加するため鉛直下向きのベクトルが増加したと考えられる.

以上より, 河床に平均河床より河床勾配が急な部分を設けた場合, 急変部直前では射流となり, 通過後に常流に遷移する. 常流に遷移する位置と上部構造の上流端の位置が一致する場合は, 流速の減少効果により, 水平作用力が減少すると考えられる.

なお, 鉛直作用力が減少する理由は, 河床を掘り下げたことによる全体的な水位低下によって, 桁前面と後面の水頭差が減少したことも考えられるが, ここでは検証が不十分のため, 明らかにできていない.

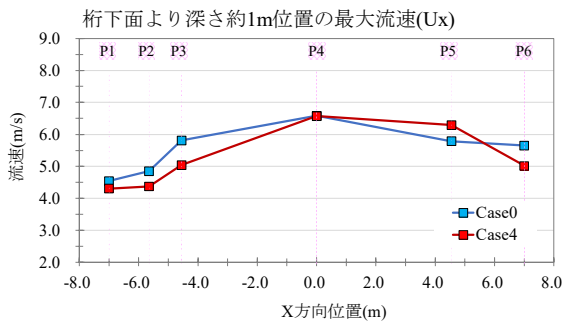


図-2.1.32 桁下面より深さ1mの最大流速(Ux)

表-2.1.13 桁下面より深さ1mの最大流速(Ux)

水平下流向き	桁下面より深さ約1m位置の最大流速(Ux)					
	P1Ux	P2Ux	P3Ux	P4Ux	P5Ux	P6Ux
H02	4.54	4.85	5.82	6.58	5.79	5.65
dep0-C0	4.54	4.85	5.82	6.58	5.79	5.65
dep1-C1	4.31	4.38	5.04	6.57	6.29	5.02

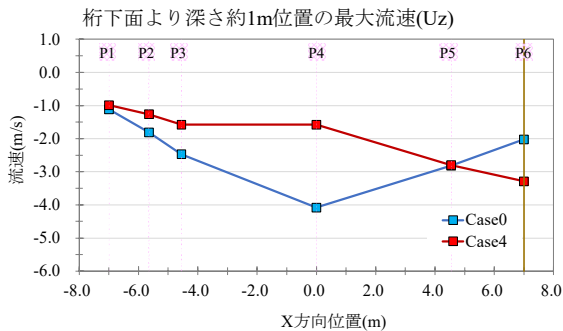


図-2.1.33 桁下面より深さ1mの最大流速(Uy)

表-2.1.14 桁下面より深さ1mの最大流速(Uy)

鉛直下向き	桁下面より深さ約1m位置の最大流速(Uz)					
	P1Uz	P2Uz	P3Uz	P4Uz	P5Uz	P6Uz
H02	-1.11	-1.81	-2.47	4.08	-2.82	-2.02
dep0-C0	-1.11	-1.81	-2.47	4.08	-2.82	-2.02
dep1-C1	-0.99	-1.26	-1.58	-1.58	-2.80	-3.29

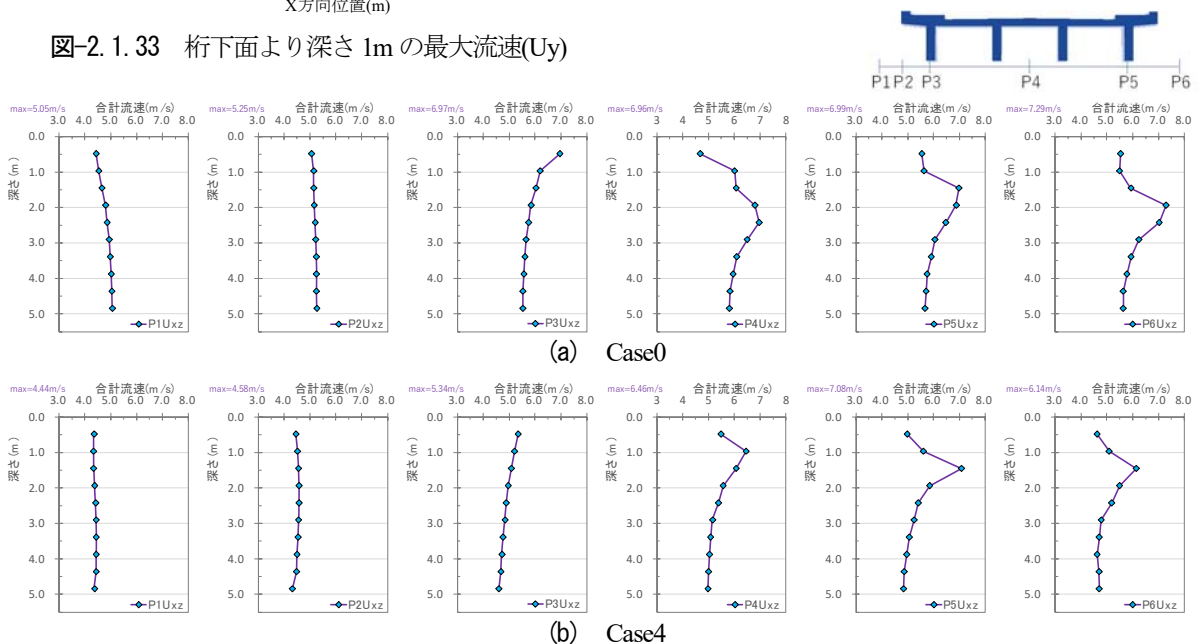


図-2.1.34 桁下面より深さ1mまでの最大流速(UxとUyの合成流速)

6) Case1 と Case4 の併用効果の検証

作用力の低減効果が見られたフェアリング設置案について、Case1 を代表例として、河床形状の変更による流況変化効果の併用案（これを Case5 とする）について検証を行う。モデル図を図-2.1.35 に示すが、フェアリング諸元は前述の Case1 と同様であり、河床形状の変更諸元は Case4 と同様である。

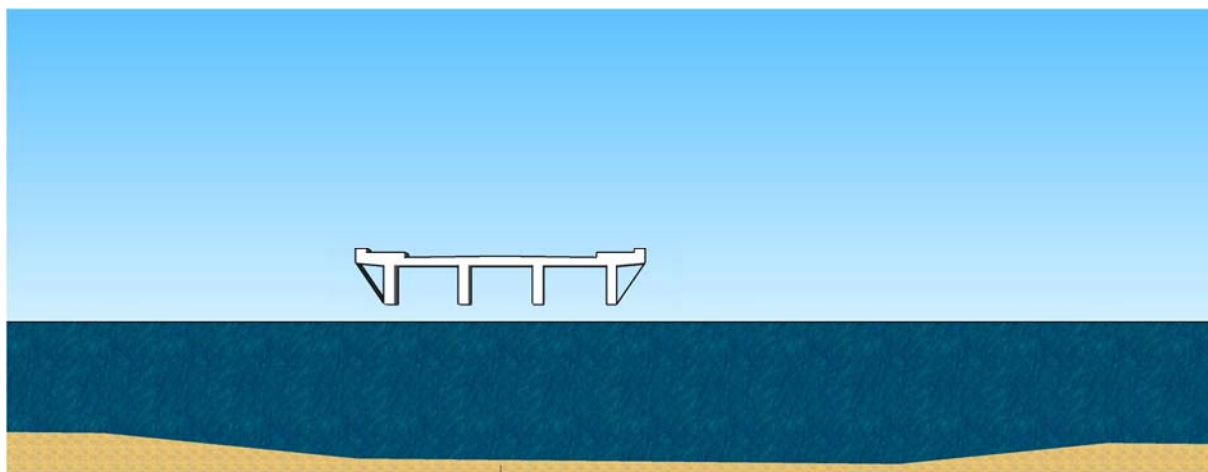


図-2.1.35 Case1 と Case4 の併用案

上部構造に作用する波力を図-2.1.36 と表-2.1.15 に整理した。

Case1 と Case4 を併用した Case5 では、Case1 に比して低減効果は得られず、鉛直作用力は 83.4kN/m に対して 112.7kN/m と、約 1.35 倍となることが確認できる。また、水平作用力では Case1 に対して 2%の増加となり、Case0 に対する Case4 の減少傾向とは異なる。

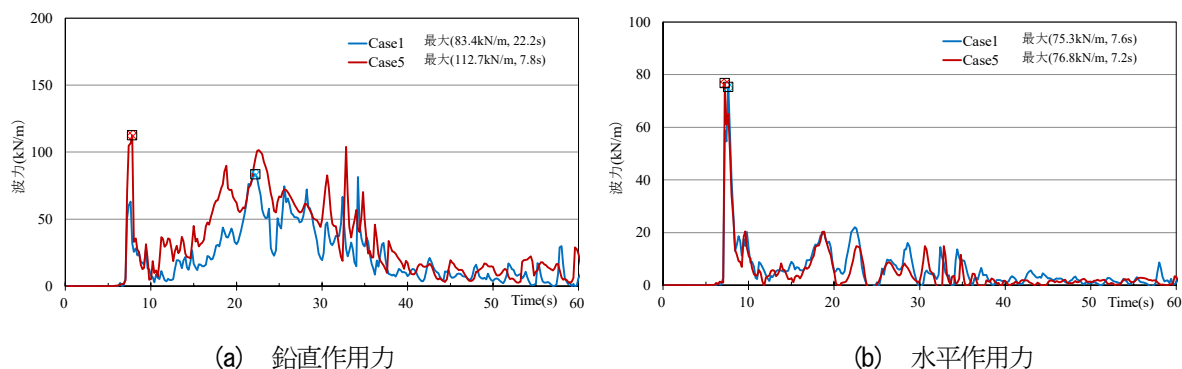


図-2.1.36 ケース毎の作用力（時刻歴）の比較

表-2.1.15 ケース毎の作用力の比較

(Case0, Case4 を参考として併記する)

記号	解析ケース	鉛直作用力(上揚力)		水平作用力	
		最大値(kN/m)	発生時刻(s)	最大値(kN/m)	発生時刻(s)
C0-dep0	Case0	202.9	7.6	71.8	7.4
C0-dep1	Case4	86.4	7.6	63.9	7.4
C1-dep0	Case1	83.4	22.2	75.3	7.6
C1-dep1	Case5	112.7	7.8	76.8	7.2

この傾向に違いについて、洪水流が上部構造に衝突する際の流れの状況に基づいて考察する。

図-2.1.37 に洪水流衝突時の流速分布と波圧分布を示す。また、同図(a), (b), (c), (d)はそれぞれ Case0, Case4, Case1, Case5 を示す。

同図(a)では、上部構造の上流側に水塊が水平方向に真っすぐに衝突している状況を確認できる。また、現況断面で河床を変更した Case4 では、上向きの流れが発生するとともに、桁前面に空気を閉じ込める空間ができることから、洪水流が衝突することに対して、桁側面に存在する空気層が緩衝材の役割を果たすことで水圧を緩和していると考えられる。この桁前面の空気塊を巻き込む理由は、桁前面に設置した河道掘り下げの影響により、桁に到達する直前での水面付近に鉛直上向き成分の流れが生じ、空気が巻き込みやすくなったと考えられる。

これに対して、Case1 ではフェアリングを設置することで、そもそも洪水流の衝突による衝撃を分散する構造であるが、Case4 で見られた空気塊を閉じ込める空間が斜断面のためか、その効果は見られず、このため Case1 に対する水平作用力の減少効果が得られなかったと考えられる。

このことは、つまりは河床の変更による流れに変化を生じさせて桁に衝突する洪水流の状況を制御することで、水平作用力の減少の効果を期待するのは、非常に困難であることを示唆する。

また、河床変更時の勾配や、変更位置と桁位置などをパラメトリックに検証して、水平作用力の減少効果との相関性を検証する必要があると考えられる。

一方で、鉛直作用力に着目すると、Case5 は鉛直上向きベクトルが生じていることから、Case1 に対して Case5 の鉛直作用力が増加する現象は素直な結果であると考えられる。

Case4 が Case0 に対して鉛直作用力が減少する理由は、今後、流速とベクトル、圧力分布や水頭差による静水圧との関係を明らかにして分析を実施する予定である。

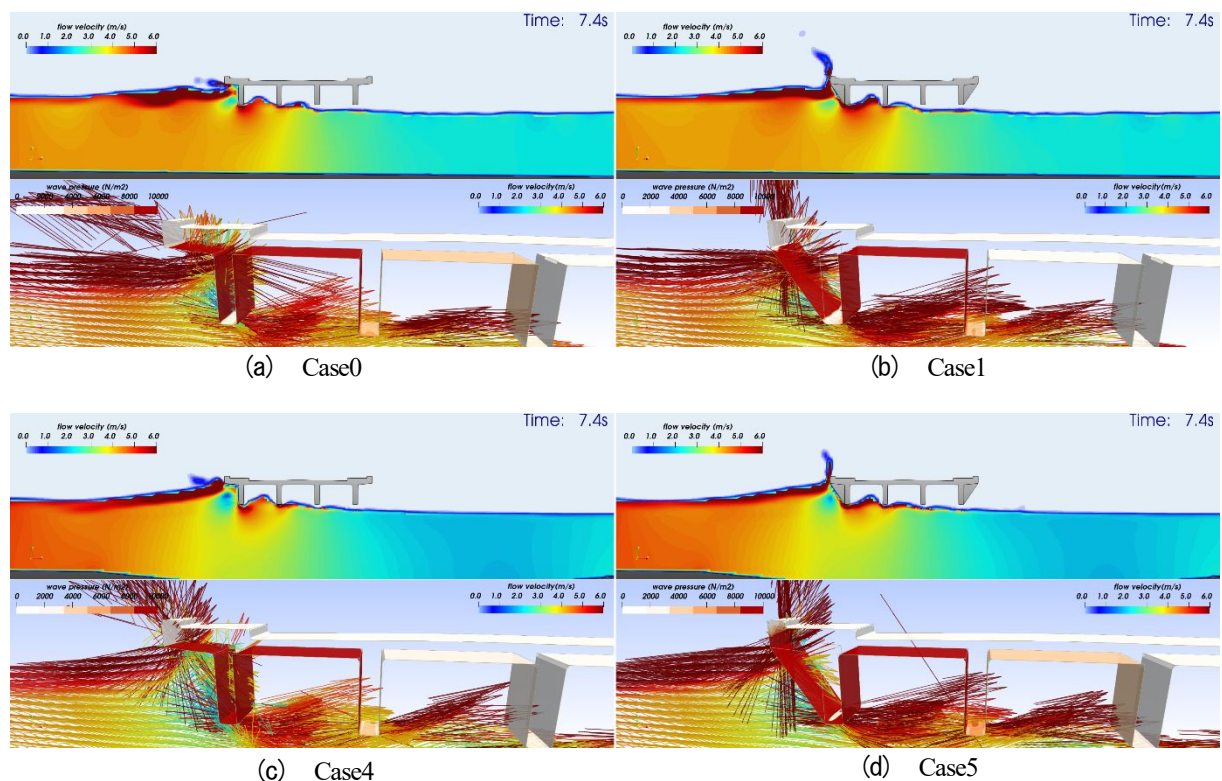


図-2.1.37 洪水流衝突時、先頭流通過後の流れの状態

7) まとめ

洪水時の流木対策の事前検討として、現況の桁橋と3つの形状パターンのフェアリングを設置した場合についてモデル化し、数値流体解析による洪水流による作用力と流れ場の確認を実施した。

表-2.1.16 流体解析結果のまとめ

	鉛直作用力比	水平作用力比	最大流速比
Case0	1.000	1.000	1.000
Case1	0.411	1.049	1.230
Case2	0.787	0.942	1.100
Case3	0.919	0.602	1.150
Case4	0.426	0.890	0.944
Case1+4	0.555	1.070	—

表-2.1.16 で示すように、桁に対する作用力が小さい方が対津波・対洪水の被害低減効果が大きい、一方、桁下面の最大流速(桁下への潜り流)は、速い方が流木を流す対策として有効であると考えられる。従って、Case1 が、対津波・対洪水・対流木の効果が大きいと推定する。

河床に掘込みを設置する場合は、水路水深が深くなるため、河床急変部では流速が増加し、桁前面側での桁下面の流速が遅くなる挙動も見られる。従って、流木等をスムーズに流すためには、増加した流速を桁の後面まで継続させる工夫が必要である。

なお、桁に作用する作用力比を比較すると、地形調整後は、調整前より作用力の低減効果が大きいと考えられる。

今後は、掘込み深さ、勾配と範囲をパラメータとした時の水理変化および流木に与える影響を検証することに加え、流木などの漂流物の輸送、衝突、堆積の挙動を個別要素法で評価する流体・構造連成の解析手法を提案することを検討課題として掲げる。

8) 橋梁の耐荷力評価

前述の検証で得た計画高水流量を上回る洪水発生時における、上部構造に水位が達した際の単位幅当りの作用力を参照し、想定した橋梁モデルの耐荷性能を照査する。

橋梁に対する洪水流の影響を想定した状況であることから、照査は橋軸直角方向に対してのみ行うこととし、水平作用力に対しては、上下部接続部としての支承部、下部構造としての橋脚と基礎構造を対象とする。このため、水平作用力は単位幅当りの作用力を支間長に相当する分布幅を乗じて支点当りの作用力に換算する。また、鉛直作用力に対しては、上部構造の死荷重が下向きに作用している状況に洪水流による上揚力が発生すると考え、支点当りの鉛直作用力から上部構造の死荷重反力を差し引いた値を上揚力とし、これに抵抗する部材は支承部のみを考慮する。この時、死荷重反力が支点当りの鉛直作用力よりも大きい場合は、支承部には上揚力は生じないと考えた。

支承部の耐荷力の算出は、参考文献 2.1.25)に基づき、材料強度を表-2.1.17 に示す通りとして、参考文献 2.1.26), 2.1.27)を参考に図-2.1.38, 図-2.1.39 に示すように想定する抵抗メカニズムと計算式から引張強度に相当する耐荷力を算出した。算出結果は、表-2.1.18 に示す通りである。

表-2.1.17 支承部を構成する材料の強度

材料	引張強さ (N/mm ²)	降伏点 f _y (N/mm ²)	せん断 τ _v (N/mm ²)	
圧延鋼材	SS400, SM400	400	235	135
	SM490	490	315	181
	SM490Y	490	355	204
	SM570	570	450	259
鍛鋼	SC450	450	225	129
	S35CN	510	305	176
炭素鋼	S45CN	570	345	199

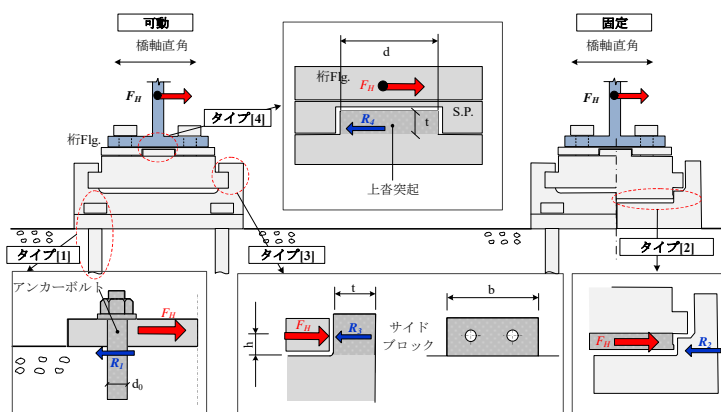


図-2.1.38 支承部の水平方向の耐荷力算出で想定する抵抗メカニズムと計算式

メカニズム	部位	項目	計算式	No.
タイプ[1]	アンカーボルト	せん断応力度	$\tau = \frac{F_H}{\pi/4 \times d_0^2 \times n}$	(1)
タイプ[2]	上巻 下巻側突起	支圧 応力度	$\sigma_s = \frac{F_H}{d \times (t-2)}$	(2)
タイプ[3]	下巻 ストッパー	曲げ引張 応力度	$\sigma = \frac{F_H/2 \times h}{1/6 \times t \times b^2}$	(3)
		せん断 応力度	$\tau = \frac{F_H/2}{t \times b}$	(4)
		合成 応力度	$U = \left(\frac{\sigma}{\sigma_a}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_a}\right)^2$	(5)
タイプ[4]	上巻ソール 側突起	せん断 応力度	$\tau = \frac{F_H}{\pi/4 \times d^2}$	(6)
		支圧 応力度	$\sigma_s = \frac{F_H}{d \times (t-2)}$	(7)

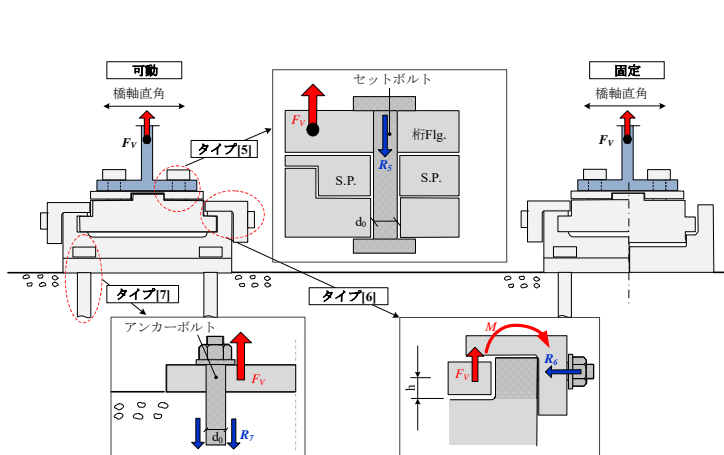


図-2.1.39 支承部の鉛直方向の耐荷力算出で想定する抵抗メカニズムと計算式

メカニズム	部位	項目	計算式	No.		
タイプ[5]	セットボルト	引張 応力度	$\sigma_t = \frac{F_V}{\pi/4 \times d_s^2 \times n}$	(8)		
タイプ[6]	浮上止め 構造	支圧 応力度	$\sigma_s = \frac{F_V}{2 \times (B-t_s)}$	(9)		
		y-y 曲げ引張	$\sigma = \frac{F_V/2 \times L_1}{1/6 \times B \times t_s^2}$	(10)		
		y-y せん断	$\tau = \frac{F_V/2}{B \times t_s}$	(11)		
		y-y 合成	$U = \left(\frac{\sigma}{\sigma_a}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_a}\right)^2$	(12)		
		x-x' 曲げ引張 応力度	$\sigma = \frac{F_V/2 \times L_2}{1/6 \times (B-n \times d) \times t_s^2} + \frac{F_V/2}{(B-n \times d) \times t_s}$	(13)		
		ボルト 引張	$\sigma_t = \frac{F_V/2 \times L_1/L_2}{\pi/4 \times d_0^2 \times n}$	(14)		
		ボルト せん断	$\tau = \frac{F_V/2}{\pi/4 \times d_0^2 \times n}$	(15)		
		ボルト 合成	$U = \left(\frac{\sigma}{\sigma_a}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_a}\right)^2$	(16)		
		タイプ[7]	アンカーボルト	付着 応力度	$\tau_0 = \frac{F_V}{\pi \times d_0 \times L \times n}$	(17)

表-2.1.18 抵抗メカニズムにより算出した支承部の耐荷力

		引張強度								
位置	方向	上沓ストッパー	上沓突起	下沓ストッパー	浮止	下沓アンカー	桁取付ボルト	決定値	支点当り	
A1, A2, P3, M	橋軸	591	780	2945				283	1132	
	直角		780	513				283	1132	
	鉛直				145		811	77	308	
P1, P5 M	橋軸	1139	1620	4841				740	2960	
	直角		1620	891				740	2960	
	鉛直				316		541	202	808	
P2, P4 F	橋軸	-	1042	-				1042	4168	
	直角	-	1042	-				1042	4168	
	鉛直	-	-	-	316		541	316	1264	

表-2.1.19 水平作用力と耐荷力の関係

水平作用力に対する耐荷性能の照査		P1	P2	P3		
作用力	構造諸元	支間長(端部は1/2)(m)	30.1	30.1	15.05	
		斜角[°]	85	85	85	
	作用力 [kN]	Case0	71.8[kN/m]	2,153	2,153	1,076
		Case1	75.3[kN/m]	2,258	2,258	1,129
		Case2	67.6[kN/m]	2,027	2,027	1,014
		Case3	43.2[kN/m]	1,295	1,295	648
		Case4	63.9[kN/m]	1,916	1,916	958
		Case5	76.8[kN/m]	2,303	2,303	1,151
耐荷力	支承部	耐荷力[kN] (1支承線当り)	2,960	4,168	1,132	
	下部構造 (橋脚)	地震時保有水平耐力[kN] (終局水平耐力)	4,084	9,405	2,230	
	基礎構造	降伏耐力[kN]	8,860	18,606	7,442	

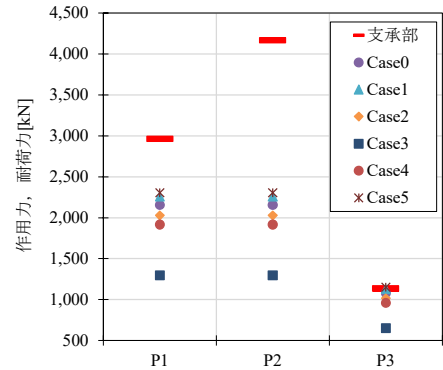


図-2.1.40 水平作用力と耐荷力の関係

表-2.1.20 鉛直作用力と耐荷力の関係

鉛直作用力に対する耐荷性能の照査		P1	P2	P3			
作用力	構造諸元	支間長(端部は1/2)(m)	30.1	30.1	15.05		
		斜角[°]	85	85	85		
	洪水流による作用力 [kN]	死荷重反力[kN]	3,700	3,600	1,400		
		Case0	202.9[kN/m]	6,084	6,084	3,042	
		Case1	83.4[kN/m]	2,501	2,501	1,250	
		Case2	159.6[kN/m]	4,786	4,786	2,393	
		Case3	186.4[kN/m]	5,589	5,589	2,795	
		Case4	86.4[kN/m]	2,591	2,591	1,295	
		Case5	112.7[kN/m]	3,379	3,379	1,690	
		支承に作用する上揚力 [kN]	Case0	202.9[kN/m]	2,384	2,384	0
			Case1	83.4[kN/m]	0	0	0
			Case2	159.6[kN/m]	1,086	1,186	993
	Case3		186.4[kN/m]	1,889	1,989	1,395	
		Case4	86.4[kN/m]	0	0	0	
		Case5	112.7[kN/m]	0	0	290	
		耐荷力	支承部	耐荷力[kN] (1支承線当り)	808	1,264	308

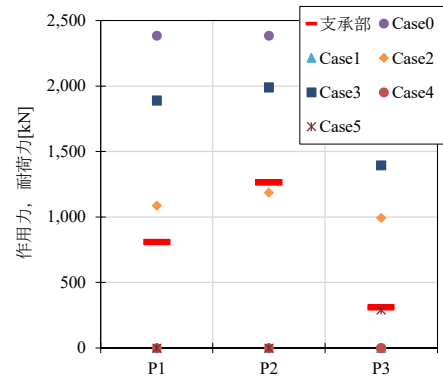


図-2.1.41 鉛直作用力と耐荷力の関係

作用力と耐荷力の関係を、水平方向と鉛直方向をそれぞれ、表-2.1.19 と図-2.1.40、表-2.1.20 と図-2.1.41 に示す。

水平方向では、支承部-橋脚-基礎構造において耐荷力が最小となるのは支承部である。今回実施した検証ケースでは、いずれケースも作用力は耐荷力を下回る結果である。一方で、鉛直方向では、鉛直作用力の低減効果が最も期待できる可動式フェアリング設置ケースや河床を変動したケースでは上部構造の死荷重による下向きの鉛直力を上回る上揚力は発生しないものの、現況のケースや円形、ひし形フェアリングを設置したケースでは作用力が耐荷力を上回る。

このことから、洪水流に対して流出を防止する性能を要求する場合は、支承部の鉛直方向の耐荷力を増加する必要がある、対策方法は参考文献(2.1.21)、(2.1.22)に示される方法が効果的である。

【参考文献】

- 2.1.21) 東日本大震災による橋梁等の被害分析小委員会最終報告書, (公社)土木学会地震工学委員会東日本大震災による橋梁等の被害分析小委員会, 2015.
- 2.1.22) 橋梁の対津波設計に関する研究小委員会報告書, (公社)土木学会地震工学委員橋梁の対津波設計に関する研究小委員会, 2017.
- 2.1.23) 沿岸技術ライブラリーNo.39 : CADMAS-SURF/3D 数値波動水槽の研究・開発, 財団法人沿岸技術開発センター, 2010.
- 2.1.24) OpenFOAM Foundation : OpenFOAM User Guide, <http://www.openfoam.org/docs/user/>, 参照 2019-09-10.
- 2.1.25) (社)日本道路協会 : 道路橋示方書・同解説Ⅱ鋼橋編, pp.131-148, 2012.3.
- 2.1.26) (社)日本道路協会 : 道路橋支承標準設計(すべり支承編), 1993.5.
- 2.1.27) 炭村透, 張広鋒, 中尾尚史, 星隈順一 : 津波によって橋に生じる作用に対する鋼製支承の抵抗特性に関する実験的検討, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), Vol.69, No.4 (地震工学論文集第32 卷), pp. I_102- I_110, 2013.

(田崎賢治・佐々木達生)

2.2 盛土・背面土の対策

(1) 被害発生メカニズム

洪水時には橋梁の取り付け道路の盛土や橋台の背面土が流出する被害も、各地でこれまでに多く発生している。ここでは主に過去に北海道で発生した被害を例として、被害発生メカニズムについてまとめる。

2003年に北海道日高地方を襲った洪水では、沙流川水系やそれ以外の流域において、氾濫流により橋台背面の道路盛土が被害を受ける事例が多数発生した^{2.2.1), 2.2.2)}。これは図-2.2.1の模式図のように橋台背面の盛土が氾濫原において氾濫流に対し水制のような存在となり、下流への流れを阻害したため発生したものと考えられる。谷底平野で山地部や段丘面により氾濫流が横断方向に広がるスペースが限定される場合や、架設年次が古い橋梁で取付け道路が河道に入り込んでいる場合に被害が発生しやすい。

2016年8月中旬には、観測史上初めて1週間に3つの台風が北海道に上陸し、8月下旬には前線と台風の接近で、北海道の東部の広範囲で歴史的な降雨となり2016年北海道豪雨災害が発生した^{2.2.3)}。土木研究所寒地土木研究所による管理者への聞き取り調査では、128箇所の橋梁で工事が必要な被害が生じた。このうち、橋台背面盛土の流失を伴うものは74橋あった^{2.2.4), 2.2.5)}。被害を受けた橋梁の多くは河川の上流部に位置しており、1)洪水が直接あるいは橋梁上流の河岸洗掘が進行して到達したもの、2)上流で溢し道路が洗掘され橋台背面に達したもの、3)橋梁付近の流木による河道閉塞で溢水してその氾濫流が道路上を流下したもの、に類型化される。これらの被災事例では、背面盛土の流失に伴う道路陥没に気づかずに橋台内へ車ごと落下し、増水した河川に流されて死者2名と行方不明者1名の人的被害が発生した。また、河川の氾濫流や河岸侵食などの河川からの直接の作用以外にも、道路や側溝からの大量の雨水により橋台背面盛土や基礎周辺の土砂が流失した事例があった。

石狩川の最上流部の高原大橋は、1973年に竣工された橋長124.5mの4径間単純合成鉄桁橋である。図-2.2.2(a)～(d)に本橋の被災状況を示す。図-2.2.2(a), (b)は左岸側のA-2橋台背面土の流失状況で、橋台周辺の護岸も洗掘を受け法面も崩壊している。図-2.2.2(c)は洗掘により沈下したP-2橋脚の状況である。P-2を含め橋脚は3基とも傾斜し、それに伴い主桁には傾斜、横構は座屈が発生した。図-2.2.2(d)は右岸側のP-1橋脚とA-1橋台で、右岸側の護岸も崩壊したが橋台背面には特に被害は無かった。本橋の被害発生メカニズムを図-2.2.3に示す。被災前には図-2.2.3の写真で示されるように河川は橋梁の上流で湾曲し、左岸橋台の上流側は植生があった。河道流はA-1とP-3の間を流下していた。8月下旬の3連続台風の影響により、河川の流量が急増するとともに流況が変化し、上流の湾曲部で浸食作用が発生して川幅が広がるとともに、狭窄部となったA-2橋台の上流側に流れが衝突し、かなりの浸食が発生し背面

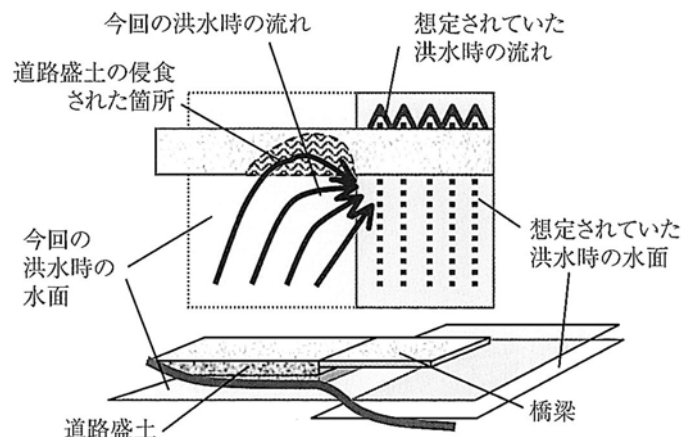


図-2.2.1 道路盛土の浸食被災模式図^{2.2.2)}



(a) A-2 橋台背面盛土の流失



(b) A-2 橋台護岸の被害



(c) P-2 橋脚の沈下



(d) P-1 橋脚と A-1 橋台

図-2.2.2 高原大橋の被災状況



図-2.2.3 高原大橋の被災メカニズム (Google Earth 2014/6/25 に加筆)

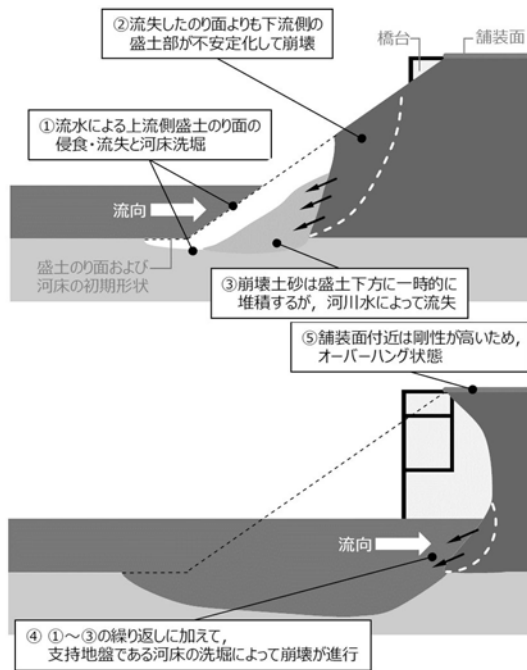


図-2.2.4 盛土の浸食・流失メカニズム^{22.8)}

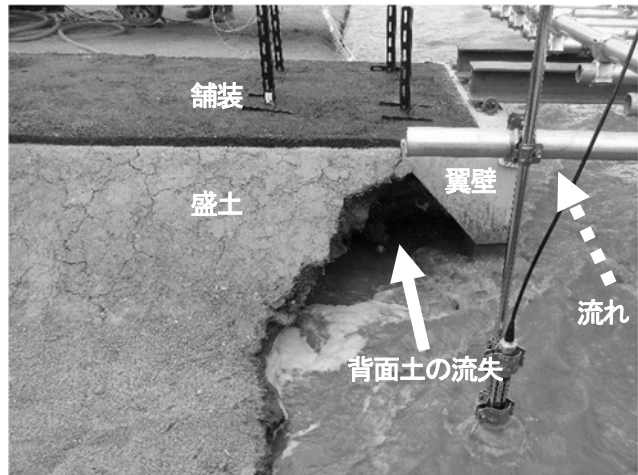


図-2.2.5 屋外開水路実験の状況 (左岸側橋台)

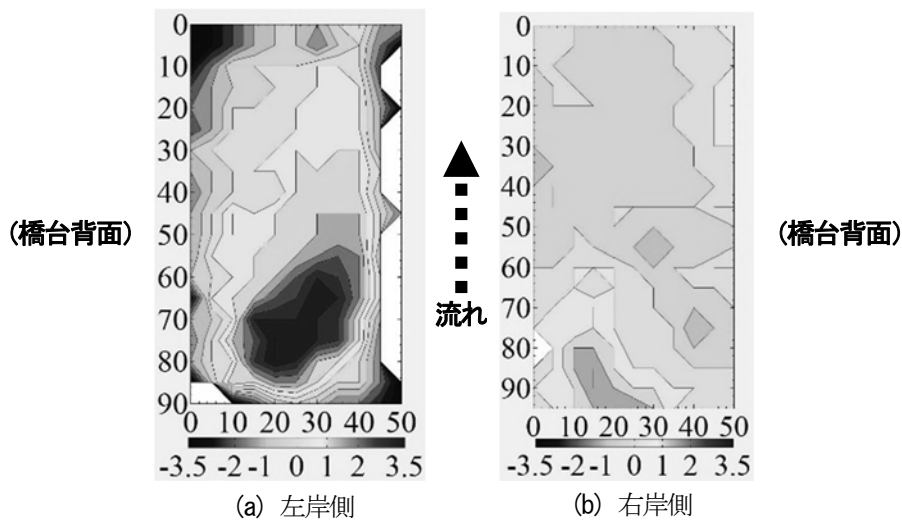


図-2.2.6 橋台底面の洗掘深^{22.12)}に加筆 (cm)

土が流失した。

石狩川水系辺別川の九線橋は背面盛土の浸食および橋台の沈下・傾斜が生じたが、この被災メカニズムについては、井上ら^{22.6)}の数値実験や西村ら^{22.7)}による実験水路において橋梁模型を用いた実験が行われている。また、川尻ら^{22.8)~22.12)}は橋台の翼壁の形式にも着目しながら、洪水時における橋台背面盛土の流出や橋台周辺の洗掘状況を再現するため、橋台と盛土の模型を用いて屋内開水路や屋外の実験水路で再現実験を実施した。一連の実験結果から盛土の浸食は橋台との構造物境界部で進行し、橋台内盛土の浸食と流失が顕著であった。さらに盛土が流失した上部の舗装面でオーバーハング状態となった(図-2.2.4, 図-2.2.5)。また、橋台模型の底面では図-2.2.6のように河道側かつ上流側から洗掘が進行し、直接基礎の場合、これに伴い橋台が傾斜することを確認した。翼壁の形式としては、図-2.2.5のような翼壁の寸法が小さいパラレルタイプの橋台で背面土の流失がより起こりやすかった。



図-2.2.7 川上橋の被災状況（右岸側）^{22,3)}

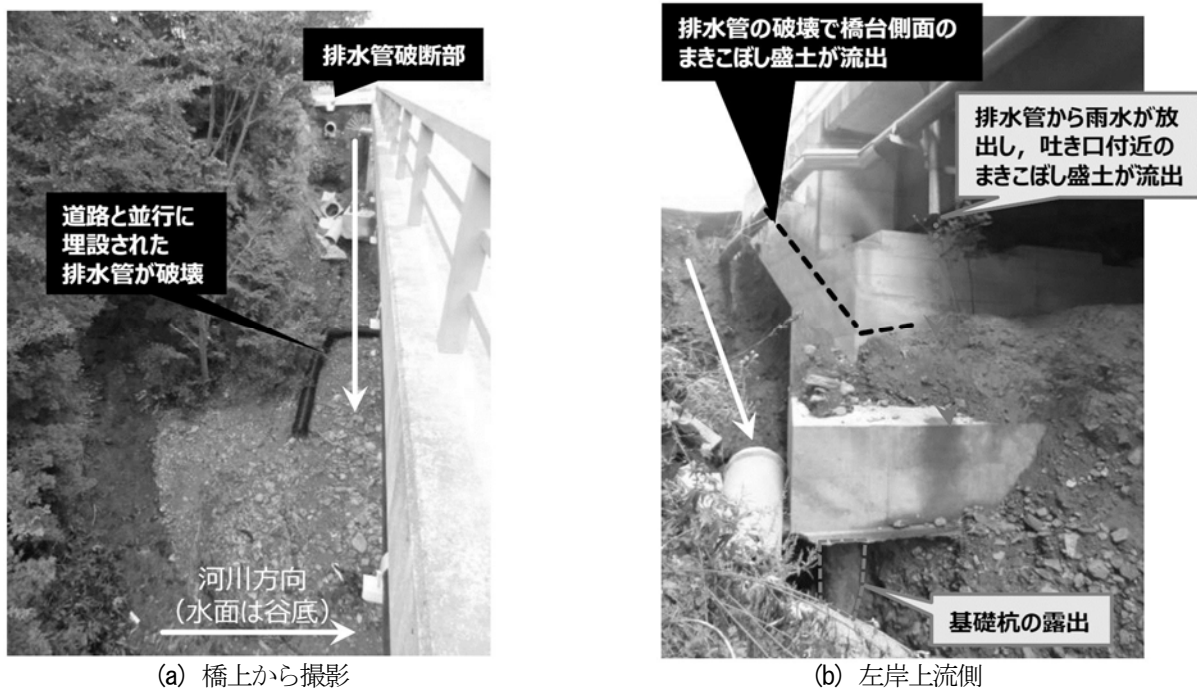


図-2.2.8 白花橋の被災状況^{22,3)}

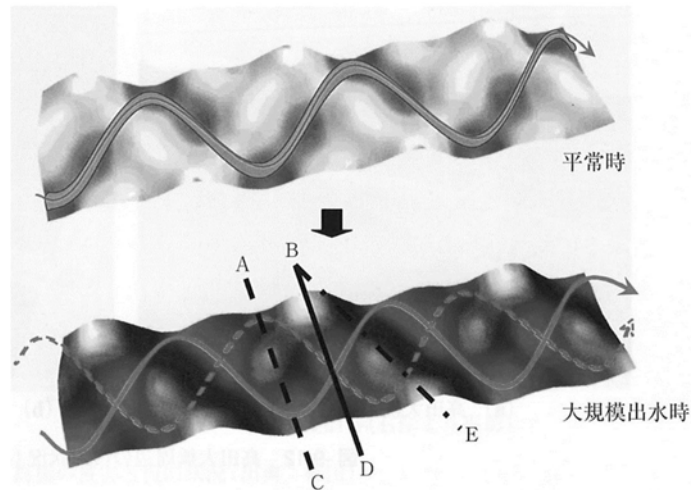


図-2.2.9 大規模砂州が形成されている谷底平野での架橋地点²²²⁾

一方、山間部の谷地形に架かる橋梁で発生した橋台背面土の被災事例もある。図-2.2.7 は常呂川水系無加川の支川である22号沢川に架かる川上橋における2016年北海道豪雨での被災状況を示す。本橋では、橋梁が周辺の土地よりも低い谷地形に架けられ、道路勾配により雨水が橋梁に集まり橋台背面に流入したと考えられる。周辺は畑地で前後の取り付け道路は橋に向けて下っており、降雨時の雨水は橋梁に向けて集まりやすく、雨水が沢に流れ込む際に橋台背面土も流出させたものと推測される。本橋では橋梁本体には特別な損傷は見受けられなかった。また、図-2.2.8(a), (b)に無加川の支川である25号沢川に架かる白花橋の被災状況を示す。本橋での被害は、橋台側面やフーチング上の盛土の流出およびそれによる基礎杭の露出である。25号沢川も谷底にあり氾濫流や河岸侵食により土砂が流出したとは考えにくい。図-2.2.8(a)では、道路と平行に側溝と排水管が設置されており、それらが破断している。これにより、側溝と排水管からそのまま多量の雨水が流れ、橋台側面の土砂が流出した。図-2.2.8(b)のように、橋梁には橋面の雨水を処理する排水管が取り付けられている。白花橋の被害は、この橋梁に取り付けてある排水管からの雨水も関係している。過去の点検でも排水管からの雨水により盛土が流出していることが報告されていた。今回の豪雨災害では、排水管からさらに多量の水が放出され、側溝からの雨水と合わせてさらに盛土を流出させた。その結果、側溝からの雨水の流入と排水管からの排水の複合により、基礎杭が露出する被害となった。

(2) 対策工法の検討

橋梁の取り付け道路の盛土部や橋台背面が被害を受ける場合、橋梁そのものは目立った被害を受けない場合も多く、橋梁構造そのものへの対策のみならず、架橋地点を含む橋梁計画そのものを検討することや、土構造の対策などが考えられる。

谷底平野で大規模砂州が形成された地形での氾濫流は、図-2.2.9のように河道法線と谷軸に対して河道法線と線対称の2つの流れが8の字状になる²²²⁾。このような場合、河道以外の部分に道路盛土を施工すると、人工的に狭窄部を形成したこととなるため、氾濫流が直接盛土や橋台背面に衝突することとなって盛土の浸食が生じる。図-2.2.9では、点Aと点Cを結ぶ場合や、点Bと点Eを結ぶような場合は、大規模出水時に2つの流れと交差するため、十分な橋長を確保する必要がある。点Bと点Dを結ぶ場合は氾濫流と河道流が合流する箇所になる。この場合でも、この箇所が人工的な狭窄部となることには変わりはなく、流下断面となる桁下空間は十分確保する必要があるし、流れのエネルギーが収束する箇所である

ため、洗掘防止等の対策が必要となる。

前項で被災状況を紹介した高原大橋は、水衝部となった左岸橋台の背面盛土が流失したが、復旧に際しては図-2.2.10のように橋長を約46m延伸してA-2橋台を左岸側に後退させた^{22.13)}。

地盤工学的な対策工法としては、ジオシンセティック材料を活用することが提案されている。青木ら^{22.4), 22.5)}は、橋台背面盛土の被災要因を浸透破壊、浸食・洗掘破壊、間隙空気によるものに分類し、それぞれに対して遮水シート、護岸、透気防水シートなどを個別要因に対応する工法として有効であると指摘している。さらに恒久的な復旧を想定した対策工案としてこれらを組み合わせた検討を行い、図-2.2.11のように落石ネットの箱型根固め工と透気防水シートまたは連続箱型鋼製枠と透気防水シートによる対策工案を提案している。また、川尻ら^{22.13)}はジオシンセティック材料を活用した具体的な工法としてギャビオン（ふとんかご）を壁面材とし、背面盛土に亀甲金網を補強材として水平方向に敷設したギャビオン補強土壁^{22.14)}を提案している。

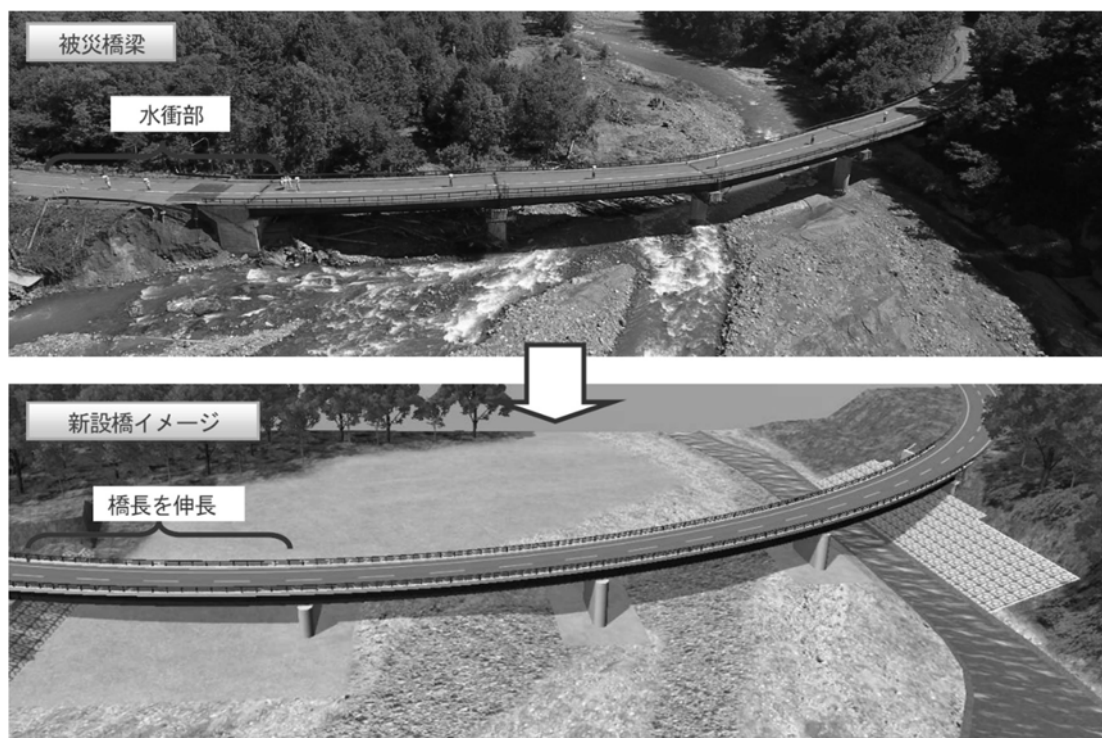


図-2.2.10 橋長による川幅確保^{22.13)}

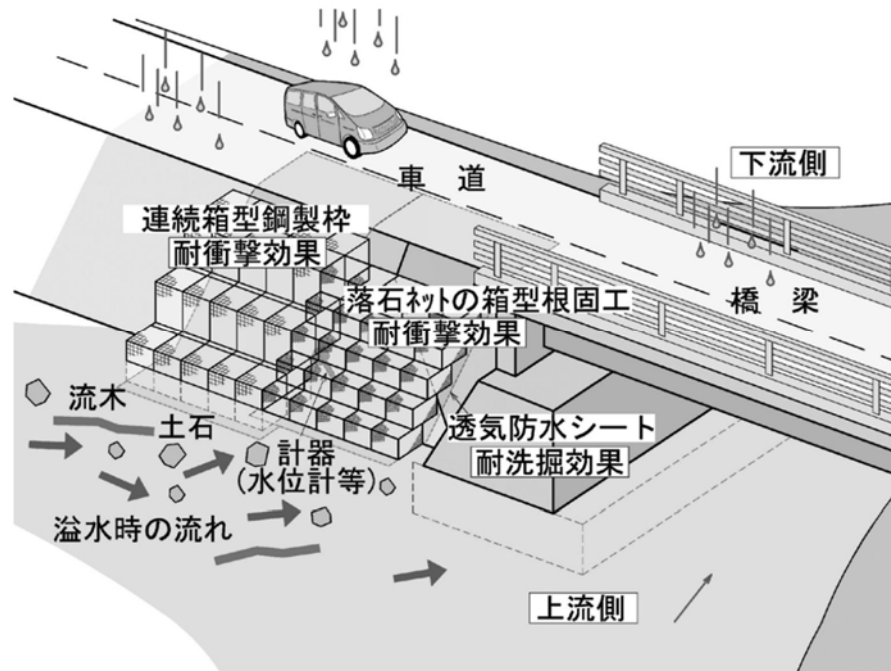


図-2.2.11 透気防水シート+連続箱型鋼製枠（図左側）および落石ネットを利用した箱型根固め工（仮称 図右側）の模式図^{22.5)}

最後に橋梁における対策としては、道路橋示方書 IV 下部構造編^{22.15)}では、橋台背面アプローチ部について良質な材料を用いるとともに降雨に対する排水性を考慮した設計を行い(7.9 節)、降雨に対する排水性を確保できるよう施工しなければならない(15.6 節)とされており、参考資料では排水工の例として、図-2.2.12 のように表面排水工、裏込排水工、地下排水工を示している。また、道路土工-盛土工指針^{22.16)}や道路土工要綱^{22.17)}には、排水工について詳細が示されている。

インテグラルアバット橋やポータルラーメン橋については上部工と橋台が一体となっているため、橋台背面に空隙や沈下が生じやすい。このため岩崎ら^{22.18)}は橋台背面の排水対策工法に関する国内外の調査・分析に加え、橋台背面への浸入水について2次元定常浸透解析を行い、従来工法である水抜き孔および裏面透水性材の設置が排水対策として有効であることを明らかにしている。また、踏掛版については、付け根が損傷した場合に橋台背面の浸入水が増加する懸念があるため、踏掛版上面への防水シートの設置等の予防措置や、堅壁と踏掛版を剛結するなどの構造的な対策が有効であると指摘している。一般の橋梁においてもこれらの対策は有効であると考えられるが、さらなる研究の余地がある。例えば、2016年北海道豪雨災害において図-2.2.13のような山間部の橋梁で橋台背面土の流失が発生した。本橋は踏掛版を有する橋梁で、踏掛版下側の土砂が小規模に流失しているが、路面の損傷範囲はおおむね路側帯の範囲にとどまっている。踏掛版の有無による橋台背面土の流失への影響を明らかにできれば、豪雨災害時の通過車両の転落など人命につながる被害を抑止できる可能性がある。

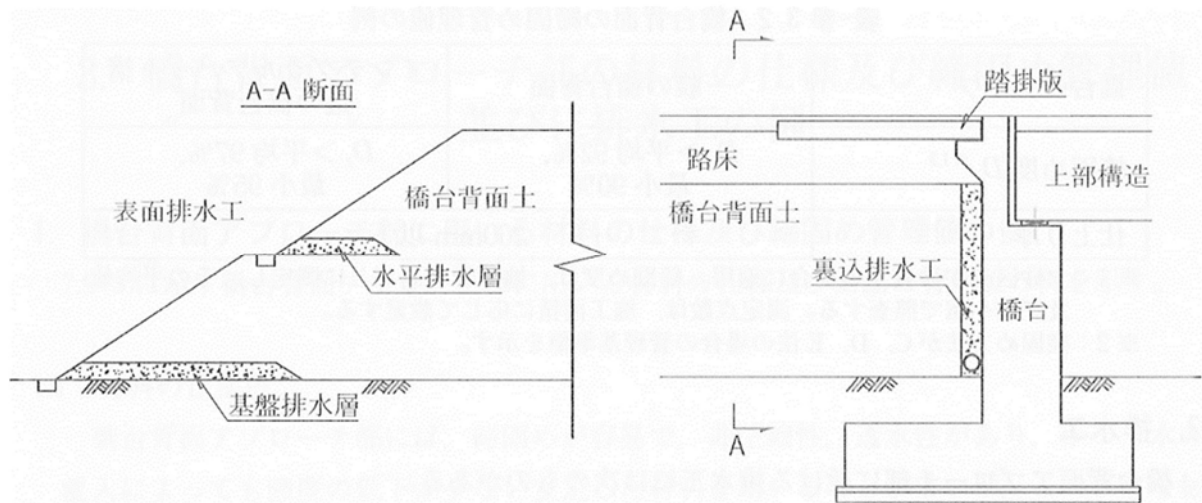


図-2.2.12 橋台背面アプローチ部の排水工の構造例^{2.2.15)}



(a) 左岸側から全景

(b) 踏掛版と橋台背面土の流失

図-2.2.13 秋田開拓橋の被災状況

【参考文献】

- 2.2.1) 渡邊康玄，鈴木優一，小川長宏：2003 年台風 10 号による沙流川水系の橋梁被害と流木の挙動，自然災害科学，J.JSND，23-1，pp.107-116，2004.
- 2.2.2) 玉井信行，石野和男，榎田真也，前野詩朗，渡邊康玄：豪雨による河川橋梁災害 —その原因と対策—，技報堂出版，2015.
- 2.2.3) 土木学会 2016 年 8 月北海道豪雨災害調査団：2016 年 8 月北海道豪雨災害調査団報告書，http://committees.jsce.or.jp/report/system/files/2016年8月北海道豪雨土木学会調査団報告書_20170501.pdf，2017.
- 2.2.4) 青木卓也，山梨高裕，橋本聖，林宏親：河川の超過洪水に対応する橋台背面盛土の保全対策技術の検討，平成 29 年度土木学会北海道支部論文報告集，第 74 号，F-10，2017.
- 2.2.5) 青木卓也，山梨高裕，橋本聖：河川の超過洪水に対応する橋台背面盛土の保全対策技術の検討，寒地土木研究所月報，No.781，pp.12-16，2018.
- 2.2.6) 井上卓也，サムナー圭希，加藤一夫，六浦和明，矢部浩規，清水康行：2016 年北海道豪雨における九線橋被災メカニズムの調査と解析，河川技術論文集，第 23 巻，pp.37-42，2017.

- 2.2.7) 西村雄喬, 武内慶了, 諏訪義雄: 大規模な河岸侵食に伴い生じる橋台被災の基本的機構把握に向けた実験的検討, 河川技術論文集, 第 24 巻, pp.149-154, 2018.
- 2.2.8) 川尻峻三, 御厩敷公平, 川口貴之, 倉知禎直, 原田道幸: 河川増水による橋台背面盛土の侵食に対するジオシンセティックス材料による対策工の提案, ジオシンセティックス論文集, 第 33 巻, pp.159-166, 2018.
- 2.2.9) 川尻峻三, 川口貴之, 渡邊康玄, 宮森保紀, 川俣さくら, 御厩敷公平, 金子大輝, 高橋大樹: 橋台背面盛土の地盤工学的な性状把握と水理模型実験による侵食過程の観察, 土木学会論文集 B1 (水工学), Vol.74, No.4, pp. I_1273- I_1254, 2018.
- 2.2.10) 御厩敷公平, 川尻峻三, 高村寿希, 松田朋也, 鎌田啓市, 渡邊康玄, 宮森保紀: 屋外開水路による橋台背面盛土の侵食実験, 第 54 回地盤工学研究発表会発表講演集, 0923, 2019.
- 2.2.11) 鎌田啓市, 高橋大樹, 宮森保紀, 渡邊康玄, 川口貴之, 川尻峻三, 三上修一: 河川増水時における橋台の洗掘が構造安定に及ぼす基礎的検討, 平成 29 年度土木学会北海道支部論文報告集, 第 74 号, A-33, 2017.
- 2.2.12) 鈴木光, 宮森保紀, 川尻峻三, 渡邊康玄, 齊藤剛彦, 山崎智之: 屋外開水路実験における橋台洗掘の再現と数値解析, 令和元年度土木学会北海道支部論文報告集, 第 76 号, A-09, 2020.
- 2.2.13) 遠藤拓雄, 多田和広, 吉田展之: 台風の影響により被災した高原大橋の本復旧完了について—早期供用に向けた工程管理について—, 第 62 回 (2018 年度) 北海道開発技術研究発表会発表論文集, 防 1, 2018.
- 2.2.14) 川俣さくら, 川口貴之, 中村大, 倉知禎直, 林啓二, 川尻峻三, 山下聡: 透水性断熱材を用いたギャビオン補強土壁の積雪寒冷環境における性能評価, ジオシンセティックス論文集, 第 31 巻, pp.119-126, 2016.
- 2.2.15) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編, 2017.
- 2.2.16) 日本道路協会: 道路土工—盛土工指針 (平成 22 年度版), 2010.
- 2.2.17) 日本道路協会: 道路土工要綱 (平成 21 年度版), 2009.
- 2.2.18) 岩崎信正, 竹原和夫, 津田佳明, 新平信幸, 栗田章光: PRB 橋台背面の排水対策工法とその効果に関する研究, 構造工学論文集, Vol.61A, pp.62-69, 2015.

(宮森 保紀)

2.3 木除杭の対策

2.3.1 木除杭の概要

近年では、橋梁に作用する津波等の流体力の解明や、この流体力から橋梁被害を軽減するための技術開発が盛んに行われるようになった。しかしながら、漂流物とこの流体物がともに作用する場合の特性や被害のメカニズムを解明する研究は未だ十分と言えない状況にある。特に支間長が短い橋梁では、流木や瓦礫により狭窄化が進行するとともに、これらが滞留することで被害を拡大化する可能性が高いことが指摘される。そのような中、伝統的な橋梁に設置されている木除杭^{2.3.1)}への注目が高まりつつある。この木除杭は、代表的なものとして、京都市の渡月橋や宇治橋、また伊勢神宮内宮の宇治橋がある。しかしながらこの木除杭に関して未だ設計手法が確立されていないこと、またこの木除杭の構造とその効果に関するメカニズムは明らかになっていない。

従って、著者ら^{2.3.2)}の研究をより発展させ、洪水のみならず、津波にも機能する可能性がある木除杭に関するメカニズムの解明、またこの効果を明らかにすることを目的に実施された実験の報告を行う。実験では国内の代表的な木除杭を有する3つの橋梁をモデルに、木除杭を設置したことによる効果や、木除杭と橋梁のクリアランスの影響を解明することに着目した。

2.3.2 実験の概要

本実験では縮尺を1/50とし橋脚と木除杭の配置を設定した。また漂流物は円形の木材とし、橋脚の上流側である3mと10mの二つの位置から、人力で丁寧に水面付近に投入した。漂流物の通過を確認する方法は目視により行い、通過の有無を確認した。ここでは、漂流物の種類が通過率に与える影響、木除杭の有無や橋脚との間隔による影響、また漂流物の流下する条件の違い(1本単独の流下か群としての流下か)による影響を把握し、木除杭の効果を明らかにすることを目的とする。また、3mと10mの2つの位置から実験を行った理由としては、流下中の木材が回転したことによる角度の変化や、流下距離の差における漂流物の通過率の違いを確認するためである。

対象となる実験水路は、斜流の影響がなく安定した流速である実在する用水路とし、この河床勾配は基本勾配が $i=1/750$ である。図-2.3.1に実験水路の断面図を示すが、実験水路の河床幅は $W=1.19\text{m}$ 、ブロック積み護岸の勾配1:0.3である。

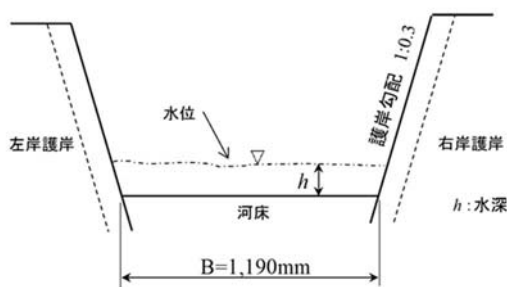


図-2.3.1 実験水路の断面図

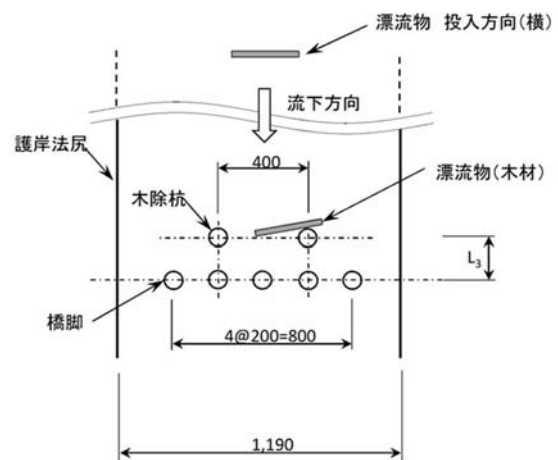


図-2.3.2 橋脚及び木除杭の配置

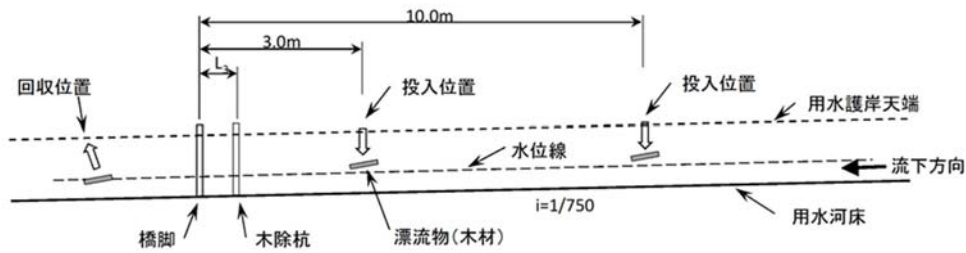


図-2.3.3 水路実験の概要（縦方向）

表-2.3.1 実験ケース

実験	漂流物の投入位置	橋脚と木除杭の間隔 (mm)				漂流物の流下本数 (本)
		0	200	300	400	
1	3m	○	○	○	○	50×4=200
2	10m	○	○	○	○	50×4=200
3	3m	○	○	○	○	31×10=310
4	10m	○	○	○	○	31×10=310

$$f_{wn} = \frac{V_{wout}}{V_w} \quad (2.3.1)$$

2.3.2 実験の実施方法

図-2.3.2 に橋脚及び木除杭の配置を、図-2.3.3 に実験水路の概要（縦断方向）を示す。図に示す橋脚の位置を基準とし、この位置から上流側の所定の位置（図中の3mと10m）から漂流物を投入させ、自然流下により橋脚部及び木除杭部を通過する本数を記録した。漂流物を投入するにあたり、図-2.3.2 に示す様に流下方向に対して90度（垂直方向）で投入する方法とした。橋脚及び木除杭のモデルについて、既往研究^{23.2)}を参考に、橋脚及び木除杭は鋼製パイプ（φ25）を、またこれらの部材を連結するための二次部材は塩化ビニールのパイプ（φ24）を用いた。橋脚の間隔については、想定している伝統的な橋梁である3橋（京都宇治橋、京都渡月橋、伊勢宇治橋）の支間長が約10.0mであり、縮尺として1/50程度となるように200mmと設定した。この実験では構造部を通過した本数に着目し、投入した総数に対して通過した比率に基づく評価方法とし、通過率 f_{wn} を式(2.3.1)で求めることとした。ここに、 V_{wout} は橋脚部を通過して流下した漂流物（木材）の本数、 V_w は漂流物（木材）の投入本数である。

漂流物の特性は、形状は円形（桐）のφ9で比重は最大で0.437～最小で0.264、平均比重で0.342である。漂流物の長さについては、橋脚と同間隔の200mmと設定した。表-2.3.1に実験ケースの一覧を示す。ここに示す実験1と実験2は1本単独で流下したケース、実験3と実験4は群として流下させたケースである。また、1本のみ流下させたケースの総投入本数は400本、また群として投入したケースの総投入本数は620本、合計1,020本である。但しこの1,020本は、流下条件から外れたものは含めていない。また、橋脚と木除杭の間隔における0mmは木除杭を設置していない。

2.3.3 実験の結果^{2.3.3)}

(2) 群の流下による通過率と考察

ここでは、群の流下による通過率の結果について述べる。図-2.3.4 及び図-2.3.5、また表-2.3.2 及び表-2.3.3 に投入距離が 3m と 10m の結果の一覧を示す。通過率の平均値について、投入距離が 3m の場合では、木除杭なしのケースで 54.8%、200 mm のケースで 52.6%、300 mm のケースで 64.5%、400 mm のケースで 63.5%となった。また投入距離が 10m の場合では、木除杭がなしのケースで 56.1%、200 mm のケースで 57.7%、300 mm のケースで 76.1%、40mm のケースで 71.6%である結果を得た。

この結果より、300 mm と 400 mm のケースではそれ以外のケースよりも通過率が大幅に向上している結果を踏まえると、木除杭を設置しかつ橋脚間隔の 1.5 倍以上である 300mm 以上の配置が効果的であることが言える。また、群として投入した木材がすべて通過した回数は、投入距離が 3m の場合で木除杭なしでは 2 回、200mm にケースは 1 回、300 mm のケースで 3 回、400mm のケースで 4 回、また投入距離が 10m の場合では、木除杭がなしのケースで 1 回、200 mm のケースで 4 回、300 mm のケース 5 回、400 mm の場合で 3 回と、木除杭を設置することにより、群として流下した漂流物が橋梁で留まることなく全部通過する率が大幅に向上することが明らかとなった。

以上から、木除杭を設置することにより、橋脚部の閉塞率を改善する効果が期待される。

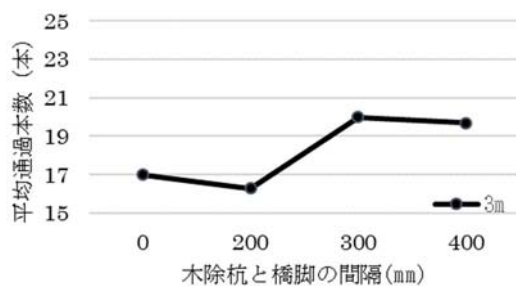


図-2.3.4 投入距離 3m の平均通過率と平均通過本数

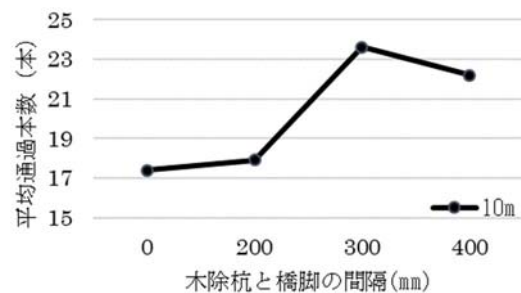


図-2.3.5 投入距離 10m の平均通過率と平均通過本数

表-2.3.2 投入距離 3m の結果一覧表

木除杭と橋脚の間隔 (mm)	0	200	300	400
平均通過本数 (本)	17.0	16.3	20.0	19.7
平均通過率 (%)	54.8	52.6	64.5	63.5

通過時間単位：s

表-2.3.3 投入距離 10m の結果一覧表

木除杭と橋脚の間隔 (mm)	0	200	300	400
平均通過本数 (本)	17.4	17.9	23.6	22.2
平均通過率 (%)	56.1	57.7	76.1	71.6

通過時間単位：s

2.3.4 まとめ

実在する用水路にて、木除杭を有する伝統的な橋梁である3橋をモデルとし、1/50程度の縮尺にて漂流物を流下する実験を実施した。漂流物は流木を想定とし、流木投入位置を変化させた条件、また木除杭と橋脚との間隔を変化させた条件により通過率を測定した。

この結果、木除杭を設置することで全体的に通過率が高くなること、群で一斉に流下させた場合、橋脚と木除杭の間隔が広いほど通過率が高くなること、特に橋脚間隔（本実験では200mm）からの距離が橋脚間隔の1.5倍（300mm）から通過率がより向上すること、また流木の投入距離が離れる場合（10.0m）で通過率が向上することが明らかになった。

【参考文献】

- 2.3.1) 原田紹臣，里深好文；橋梁における歴史的な流木対策に関する研究，歴史都市防災論文集 Vol.10, pp.115-122, 2016年7月.
- 2.3.2) 石橋孝則他6名；橋脚における木除杭の効果に関する実験的検討，平成28年度卒業研究概要集，福井工業大学建築生活環境学科，2017年3月.
- 2.3.3) 竹田周平；橋梁に設置された木除杭の性能に関する実験，第15回日本地震工学シンポジウム，pp.1-9, 2018年12月.

(竹田 周平)

第4編 まとめ

4.1 まとめ

本報告書は橋梁の対津波・対洪水設計に関する研究小委員会の3年間の活動成果をまとめたものである。ここで重要なポイントは、「橋梁に対する津波及び洪水による作用力については、各機関で実験や数値解析がさかんに実施されているものの、いまだ設計手法は確立されていない」ということである。

過去を振り返ると、近年では忘れないうちに次々と比較的大きな地震が発生している。この様な状況の中、構造物の地震の挙動や対策、新技術の開発や社会実装は、現在もなお課題解決に向けて研究・開発が盛んに、かつ継続して行われている。ところが外力の要因が「津波・洪水」となると状況が一変する。近代で津波により被害を受けたのは、2011年の東北地方太平洋沖地震程度に代表され、橋梁の耐震分野に比較するとかなり限定されている。また、これまでの研究背景が異なる橋梁工学系分野と海岸工学系分野等の横断的な取り組みも必須条件となる。そのような中、本小委員会を通じて構造工学分野と水工学分野との連携も活発になったことは大きな価値がある。

しかしもう一つの重要なポイントは、「人間は忘れる生き物である」ということである。

2011年の東北地方太平洋沖地震の発生し、近代的な橋梁が次々と流出した衝撃的な被害を目の当たりにしたこともつかの間、約10年経過した現在でも対津波設計手法の確立されていないのは、どこかでこの被害を忘れかけようとしていることも少なからず影響していると考えられる。また、構造工学分野や水工学分野との連携すべき課題も多いことが、設計法の確立速度にブレーキをかけていると言わざるを得ない。国内では、近未来に東海から南海付近における巨大津波の予測に注目が集まり、政府が予測する被害想定から考えても、対津波設計法の確立に向けた活動は継続すべき重要なテーマであることは言うまでもない。また、序論で述べた様に、近年では毎年の様に集中的な豪雨や線状降水帯が発生することによる氾濫が発生し、多くの橋梁に被害をもたらしている。2011年に発生した東日本大震災での津波は、災害の発現サイクルが長い、この様な水害は津波と対比すると大変短い周期で発生していることが指摘される。

以上の様な観点から、どの様な設計思想がよりよい橋梁になるのか、危機耐性という視点からも考察し、そして国民的なコンセンサスを得るために、この小委員会で取り組んできた活動を継続して行うことが大切である。

4.2 提言

小委員会の活動は、2020年度で終了となるが、以上の理由から、今後は土木学会において横断的な分野としての活動、すなわち、橋梁工学系分野と海岸工学系分野に加え、水工学分野を加えた連携により、対津波及び対洪水設計の確立を目指した活動を期待する。

謝辞：この報告書の作成に当たり、小委員会のメンバーには多忙な中、小委員会の活動に参画し、活発な議論や様々な検討に取り組み、そして報告書の作成にご尽力頂いたこと、また、土木学会地震工学委員会からも数多くの支援を頂きました。ここに記して感謝の意を表します。

(竹田 周平)