

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。

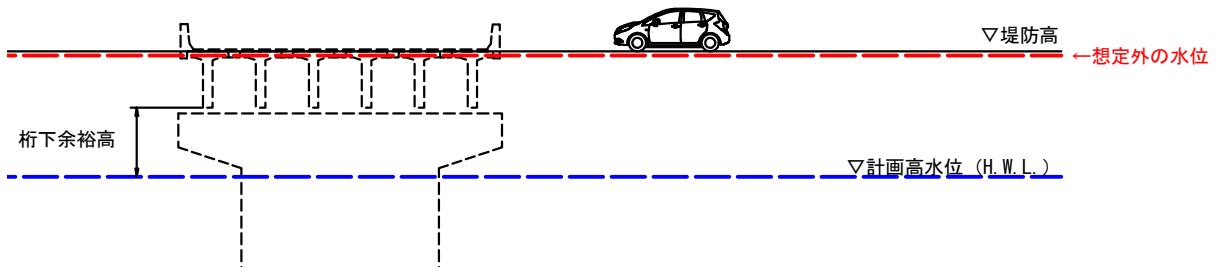


図-1.2.1 橋桁位置と堤防高と水位の関係1

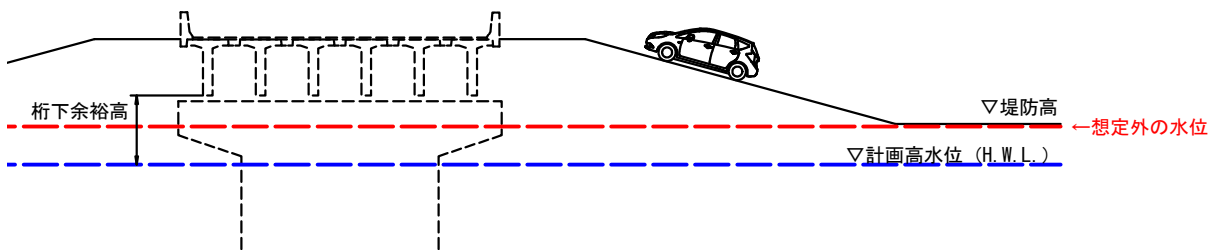


図-1.2.2 橋桁位置と堤防高と水位の関係2

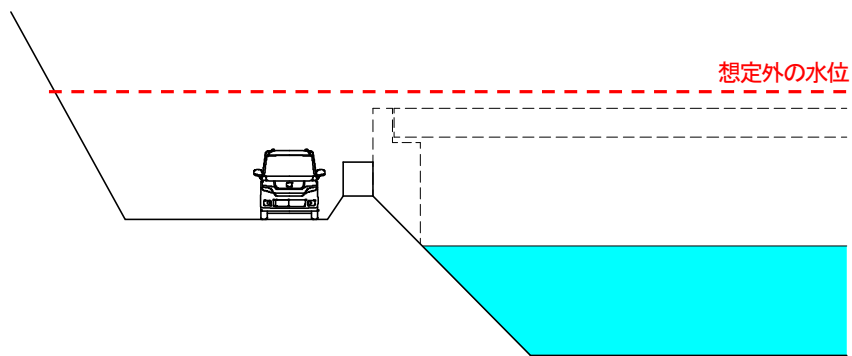


図-1.2.3 橋桁位置と堤防高と水位の関係3

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]

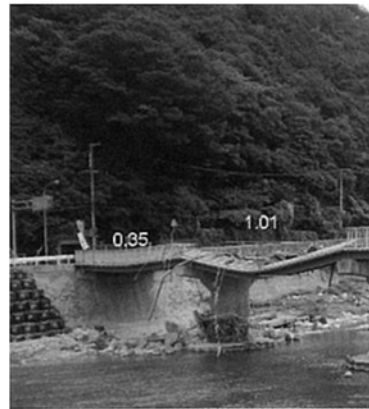
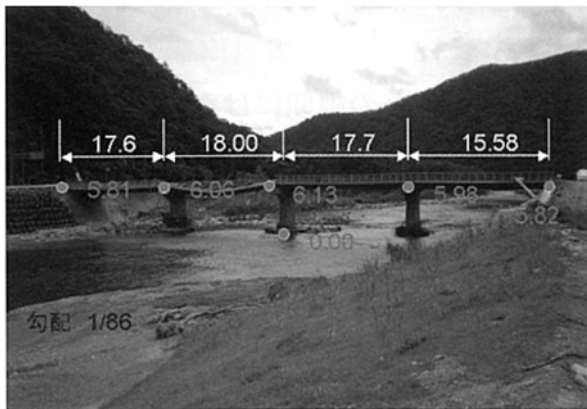
2) 津羅橋 (福地川 兵庫県宍粟市)



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)

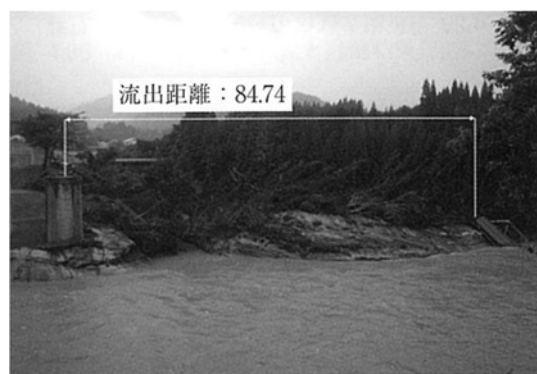
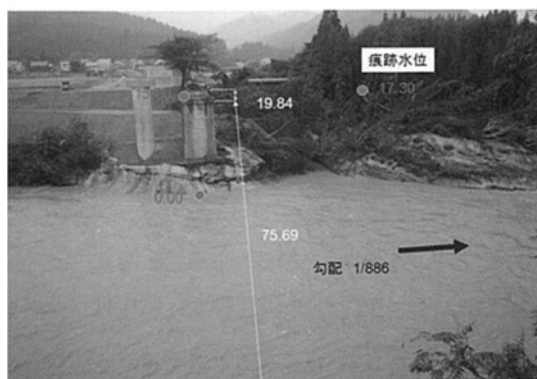


図-1.2.32 田沢橋(只見川 滝ダム下流 大沼郡金山町) 桁の流失

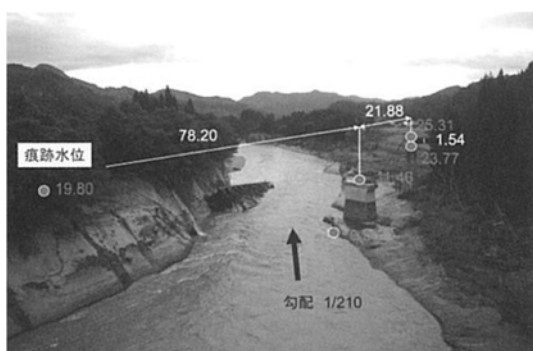


図-1.2.33 JR第7鉄橋

(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

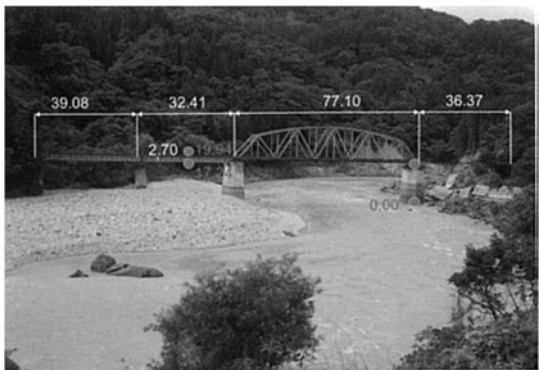
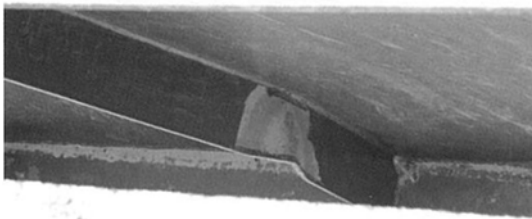


図-1.2.38 JR第5鉄橋（只見川 滝ダム下流 大沼郡金山町）上路プレートガーダの流出



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

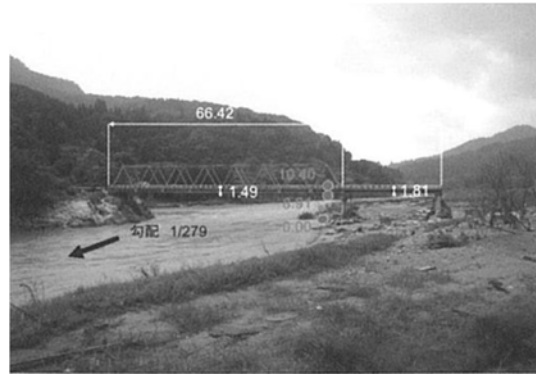


図-1.2.42 五礼橋（只見川 滝ダム上流 南会津群只見町）洗掘による取り付け道路の流出



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

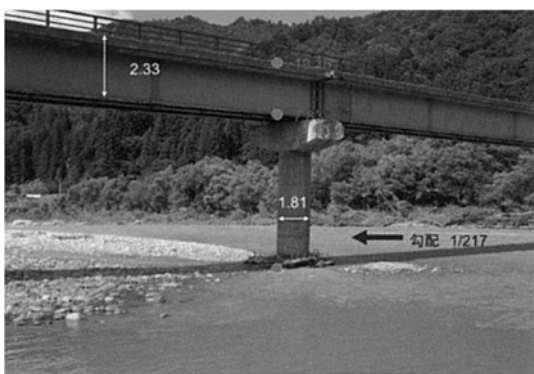


図-1.2.45 櫛戸橋（伊南川 滝ダム上流 南会津群只見町）橋脚の傾き



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>]

(1 1) 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/]

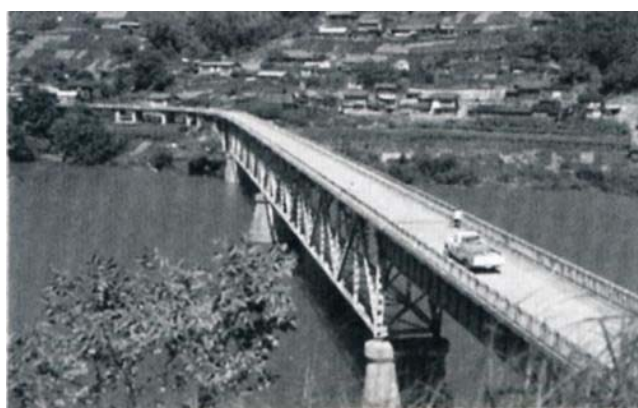


図-1.2.54 建設当時の折立橋

[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)

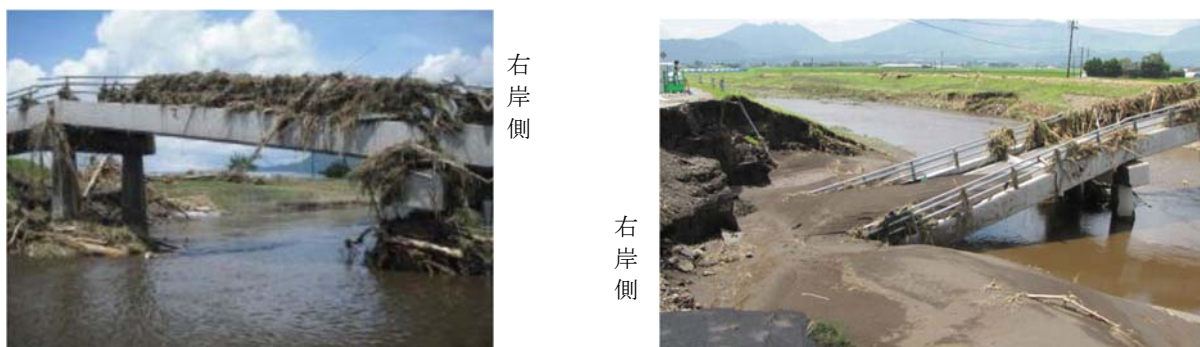


図-1.2.55 鷲の石橋(阿蘇市) 右岸側の橋脚と橋台の沈下とそれに伴う一部落橋および橋軸周りのねじれ



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)

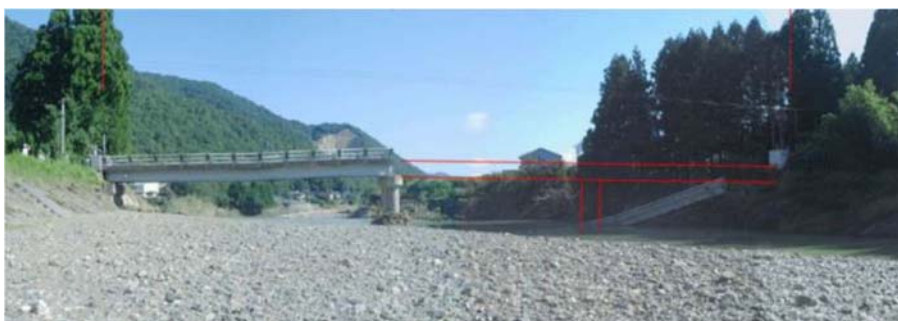


図-1.2.66 飛川橋 橋桁2径間と橋脚1基流失, 残る1基も洗掘

[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九州久大線花月川桥梁の損傷状況 [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。

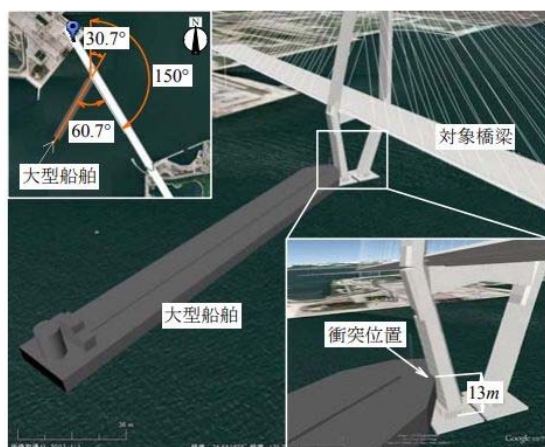


図-1.3.1 大型船舶と橋梁の衝突に関する解析^{1.3.3)}



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。



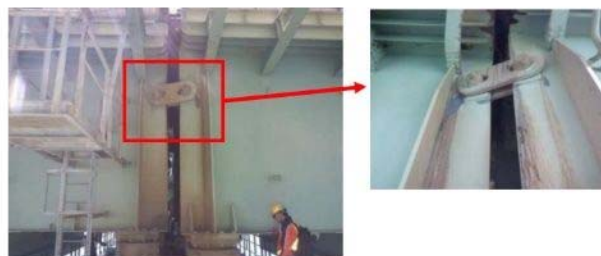
写真① 線路上状況



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。

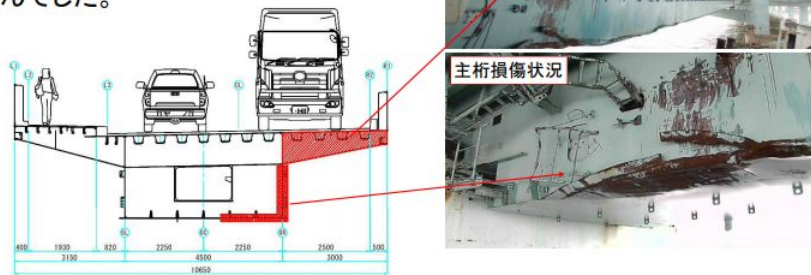


図-1.3.6 鳴尾橋の損傷 1

[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、橋台背面上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箇所を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。

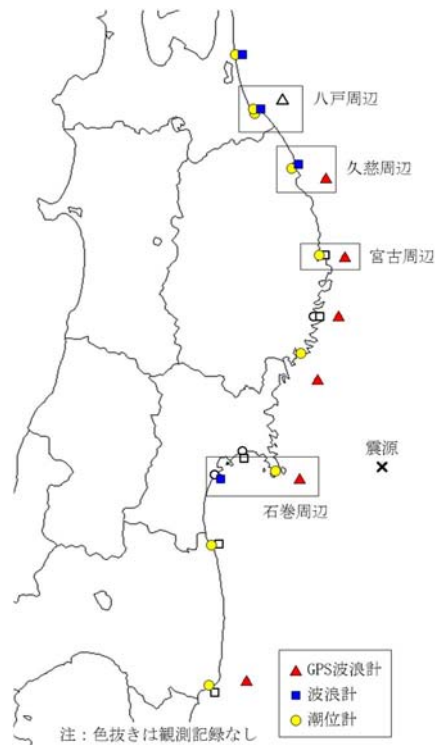


図-2.1.1 津波観測地点

(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。

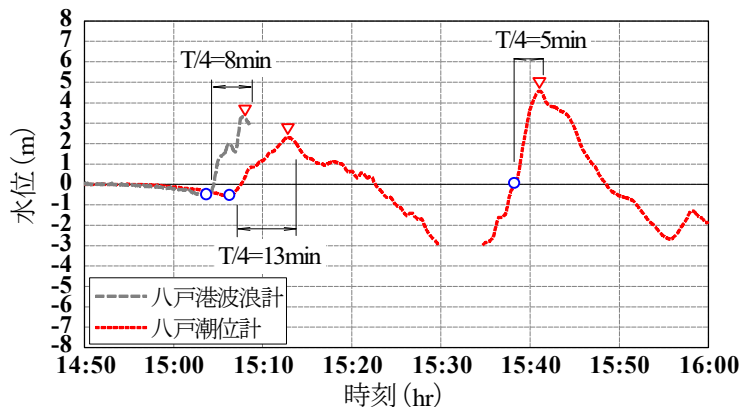
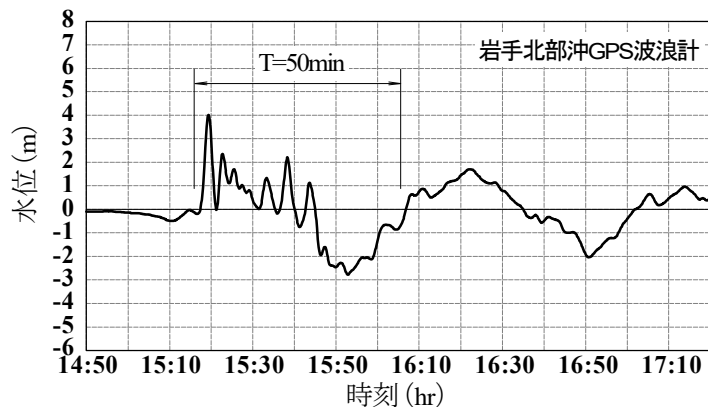


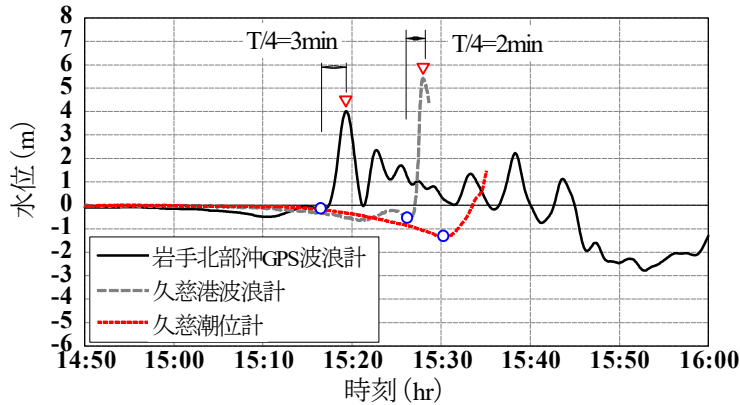
図-2.1.2 八戸周辺の観測記録

(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

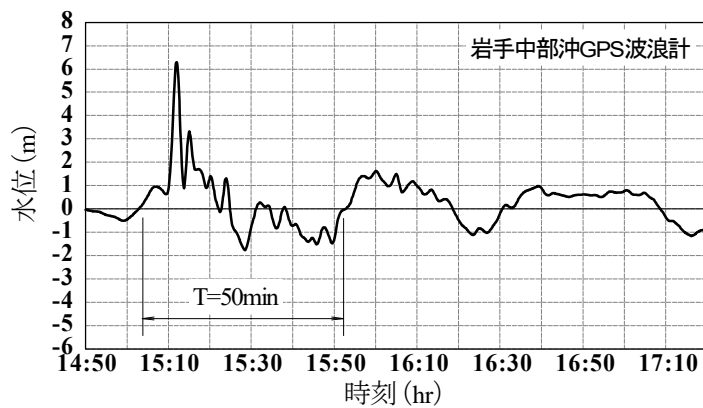


(b) 久慈港波浪計・久慈潮位計

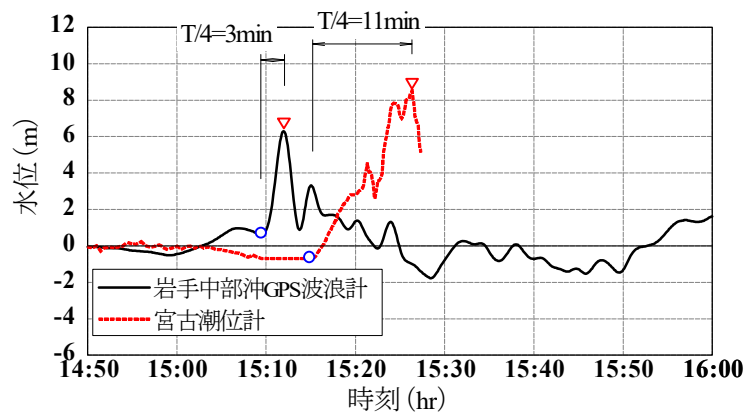
図-2.1.3 久慈港周辺の観測記録

(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

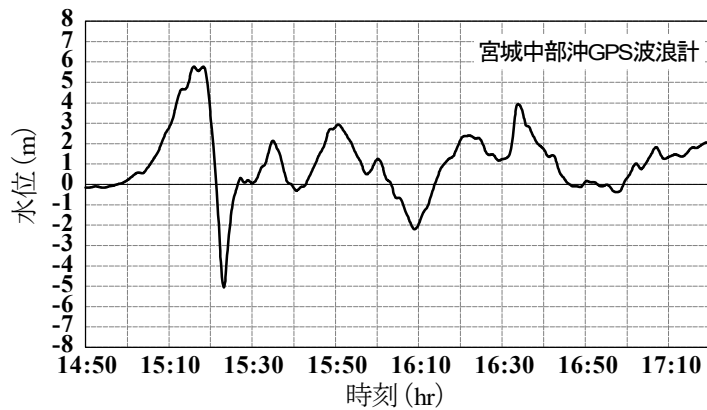


(b) 宮古潮位計

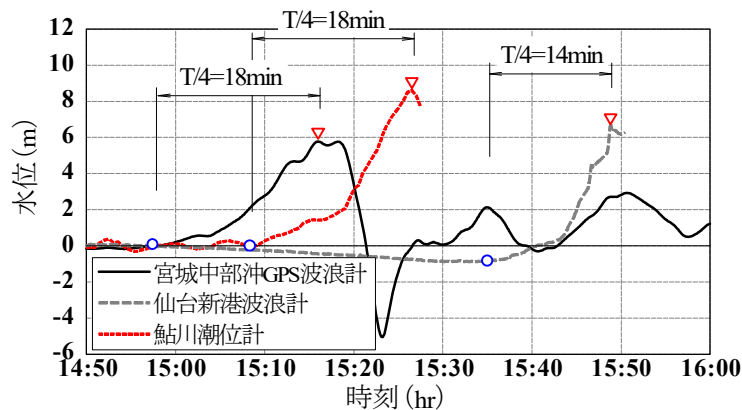
図-2.1.4 宮古周辺の観測記録

(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。

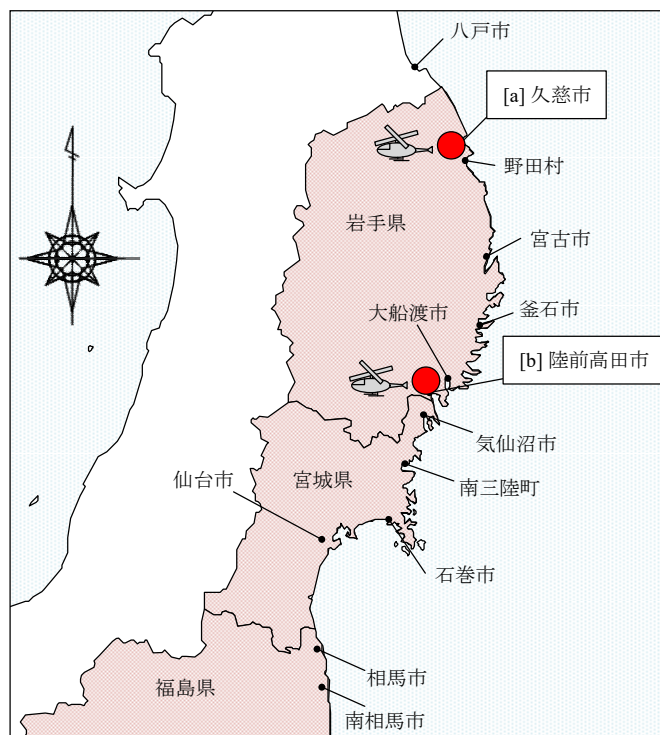


図-2.1.6 検討対象とした地区

(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。

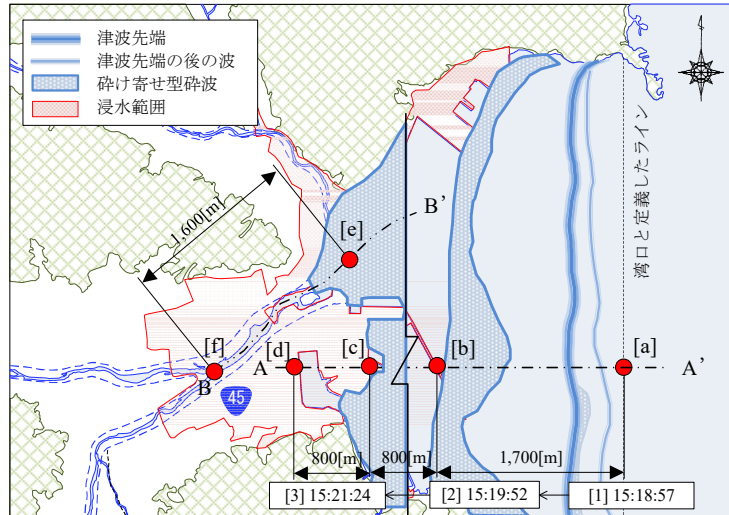


図-2.1.8 湾内を進行する津波の時系列変化（平面図）

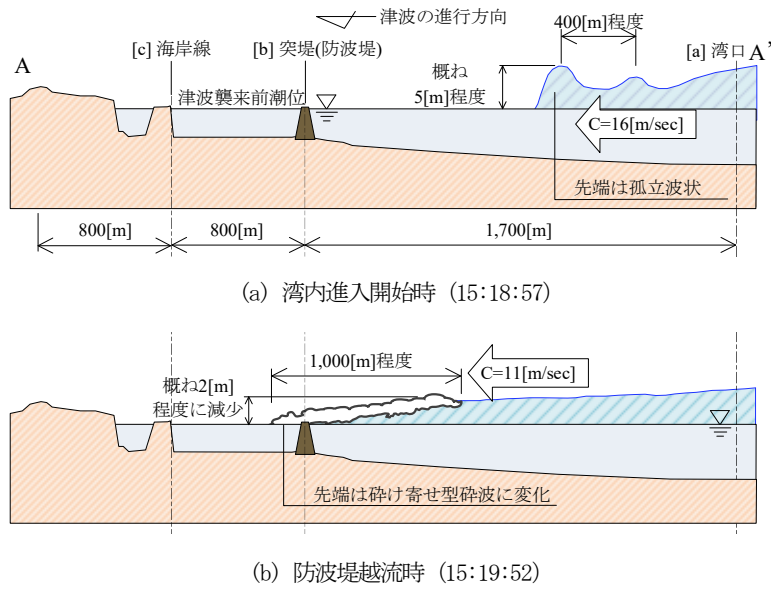


図-2.1.9 湾内を進行する津波の時系列変化（A-A' 断面）



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。

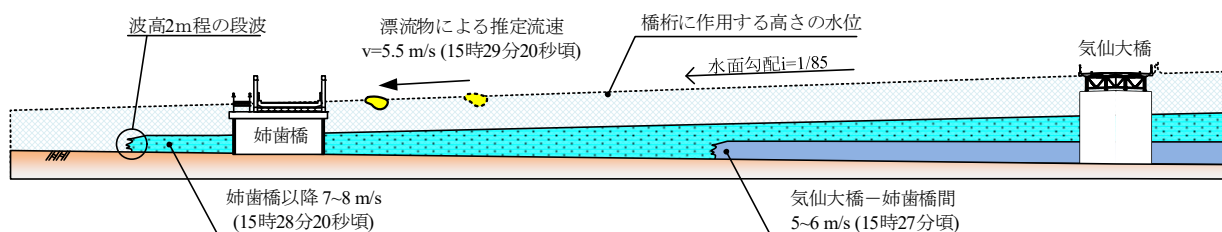


図-2.1.12 気仙川を遡上する津波の変化状況



(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。

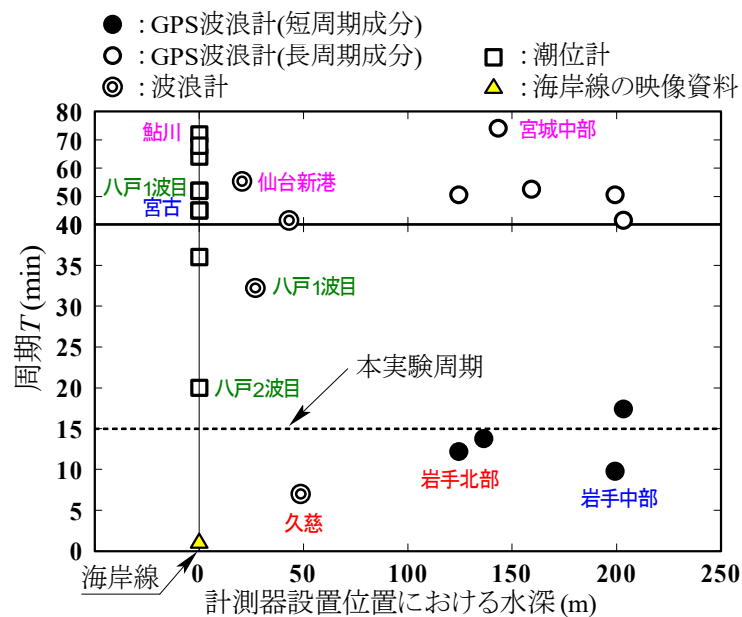


図-2.1.14 各水位計設置位置での水深と観測された津波の周期の関係

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。

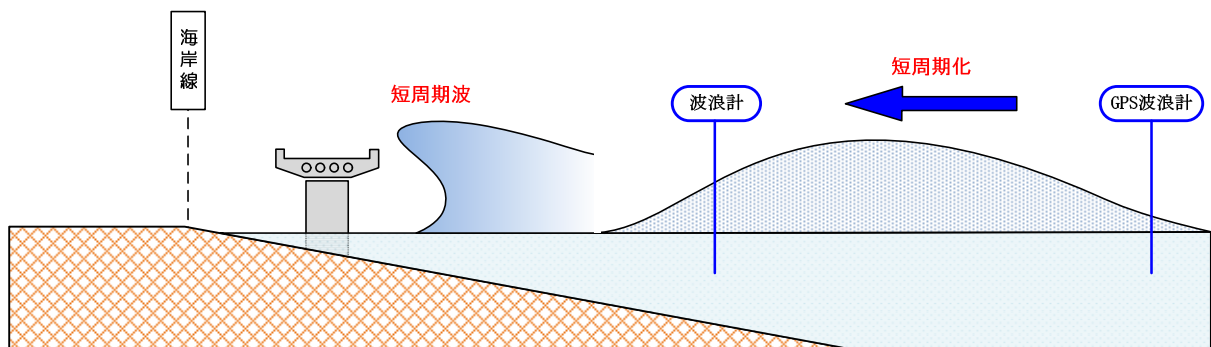
久慈港では、水位観測記録とあわせて前節で述べたように映像による資料が残されている。図-2.1.15は、久慈港周辺の港湾施設、久慈潮位計の設置位置および図-2.1.10に示す港内護岸直前での短周期波が確認された位置の関係を示す。図-2.1.15に示すように久慈潮位計の設置位置は幾分内陸に位置している。空撮映像では、短周期波は港内護岸に衝突した後、入り組んだ港内や陸上を津波が遡上していた。このことから、久慈潮位計では陸上遡上の影響などから短周期波として維持されず準定常的な持続波に変化した津波を計測したため、図-2.1.10に示すような短周期波が観測されなかったと考えられる。潮位計の設置位置に着目す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

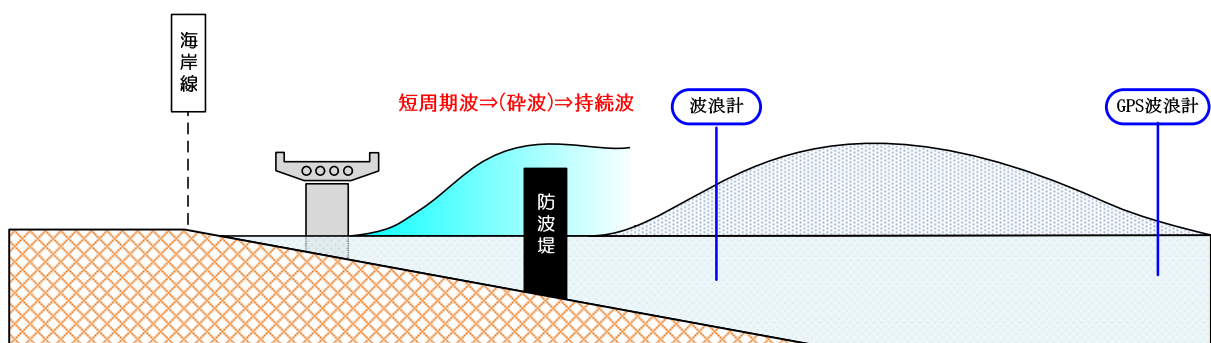


図-2.1.15 久慈潮位計位置と映像資料による波形状確認位置

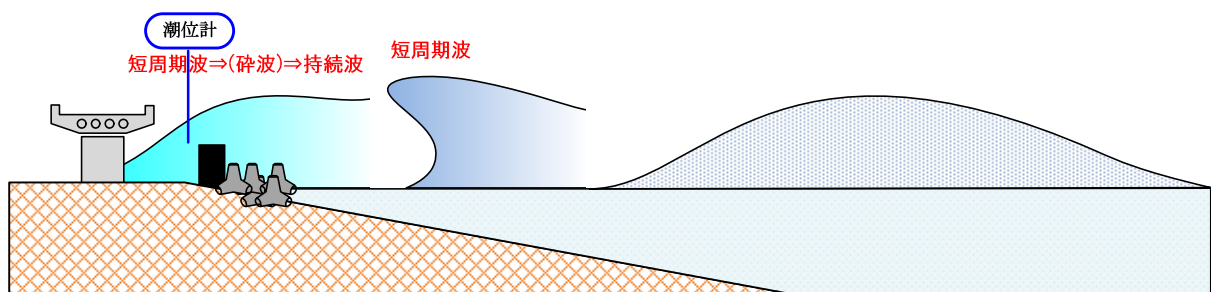
以上をふまえ、橋梁の架橋位置とその位置に作用するであろう津波の形状を整理した結果が図-2.1.16である。まず、同図(a)に示すように、橋梁が海岸線より沖側に位置する場合、沖合から伝搬した津波は短周期波となり橋梁に作用することとなる。一方、同図(b)に示すように、橋梁が海岸線より沖側に位置するが防波堤等の防波設備がある場合、海岸線付近で発達した短周期波は、砕波し持続波となり橋梁に作用することとなる。ただし、防波設備と橋梁の架橋位置まで距離がある場合は、再び短周期成分の津波が再形成される可能性があるので留意が必要である。また、同図(c)に示すように、橋梁が海岸線より内陸にある場合や河川橋の場合、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

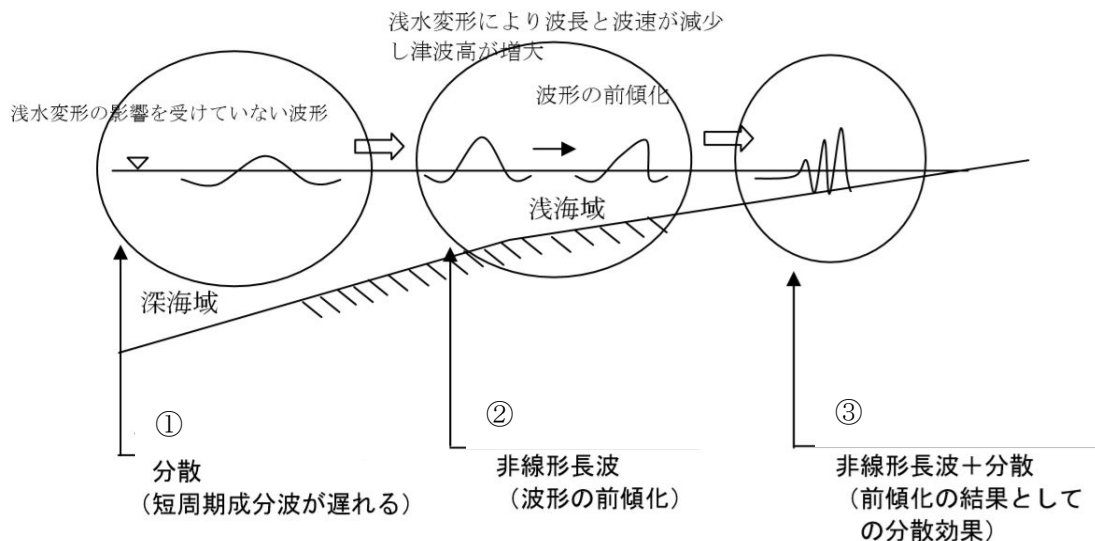


図-2.2.1 津波伝搬過程における諸効果の模式図

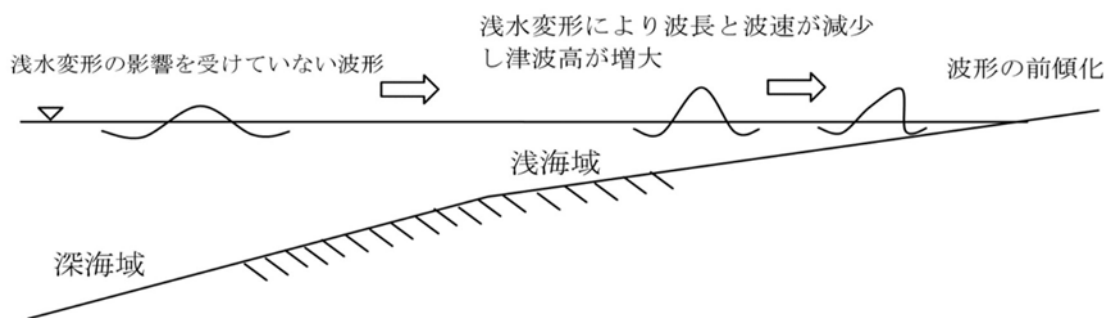


図-2.2.2 非線形長波理論による津波波形の変化

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。

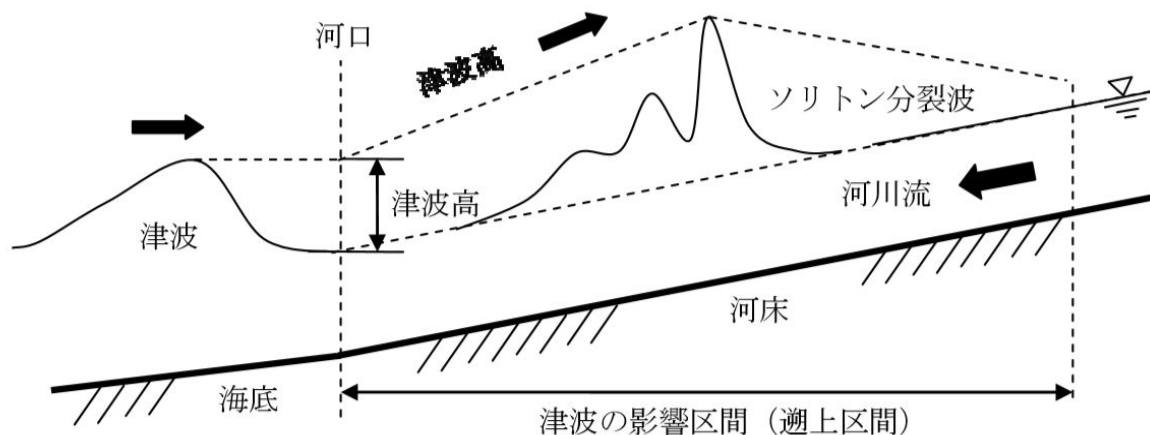


図-2.2.3 非線形長波理論による津波波形の変化

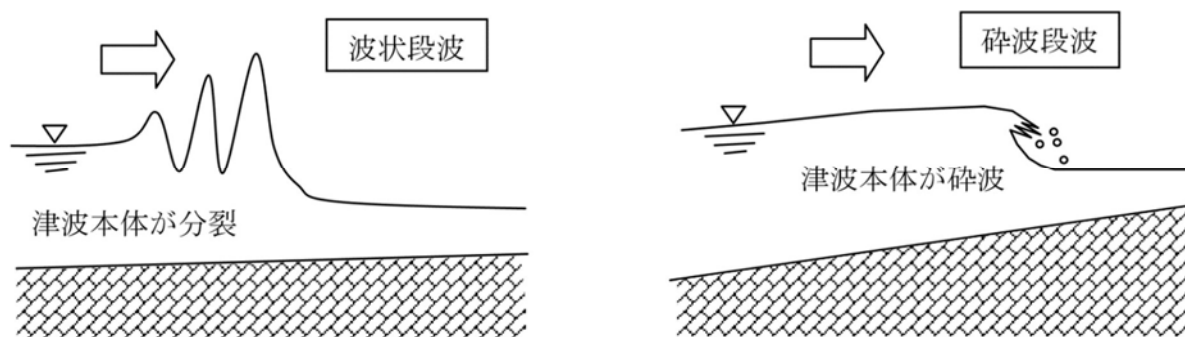


図-2.2.4 波状段波と碎波段波

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。

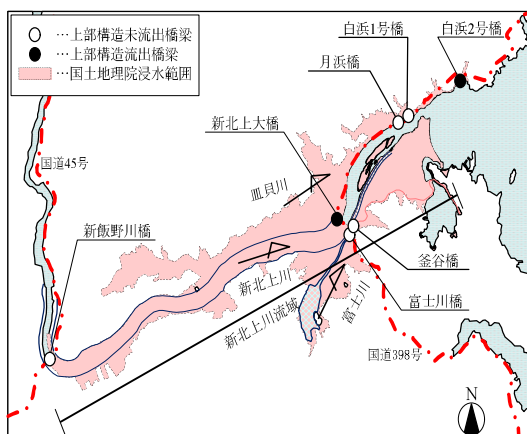


図-2.2.5 新北上川流域の橋梁

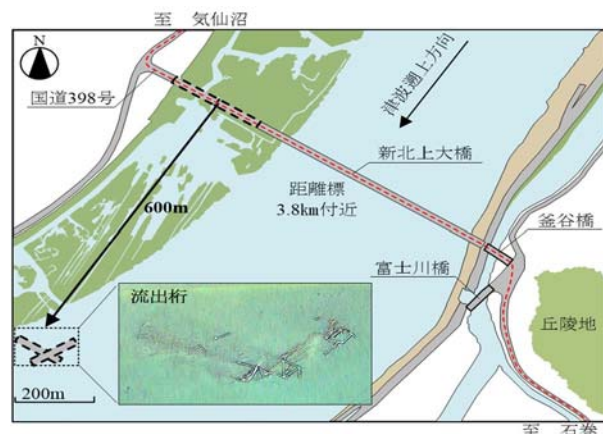


図-2.2.6 新北上大橋被害状況

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。

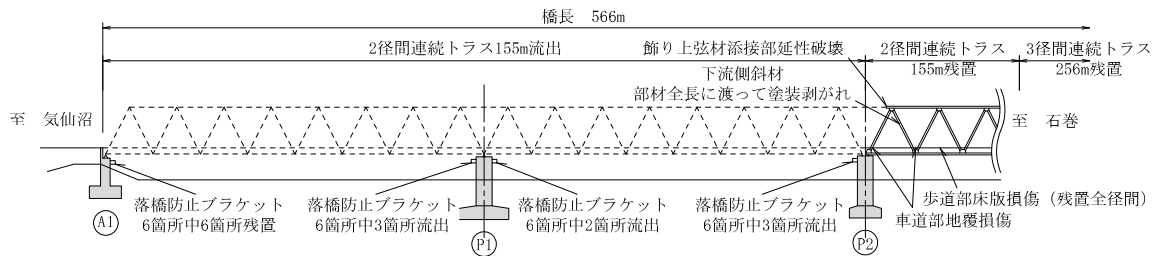


図-2.2.7 新北上大橋側面図 (被災後)

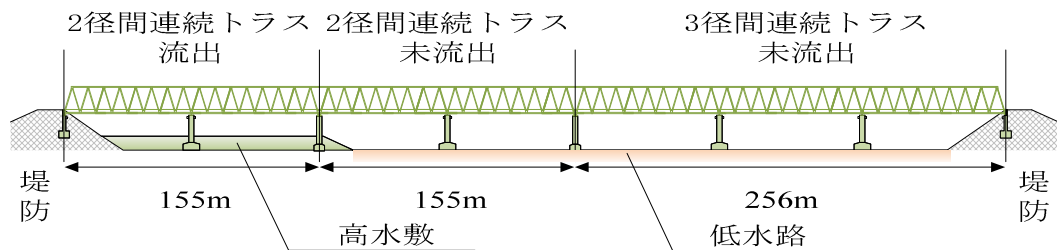


図-2.2.8 新北上川大橋と地盤の側面図

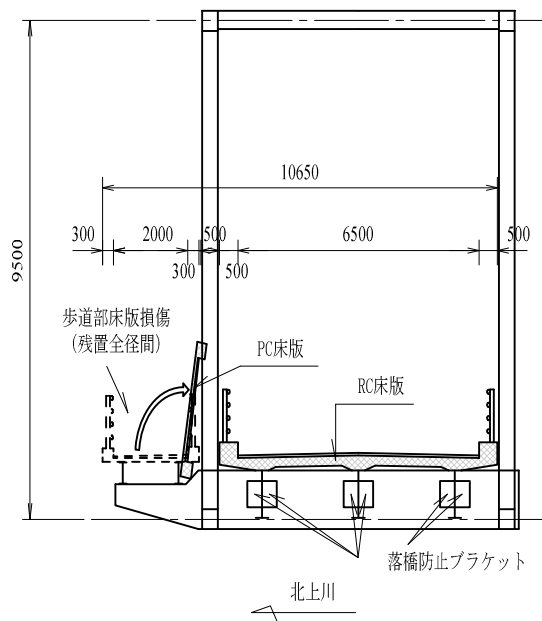


図-2.2.9 新北上大橋断面図

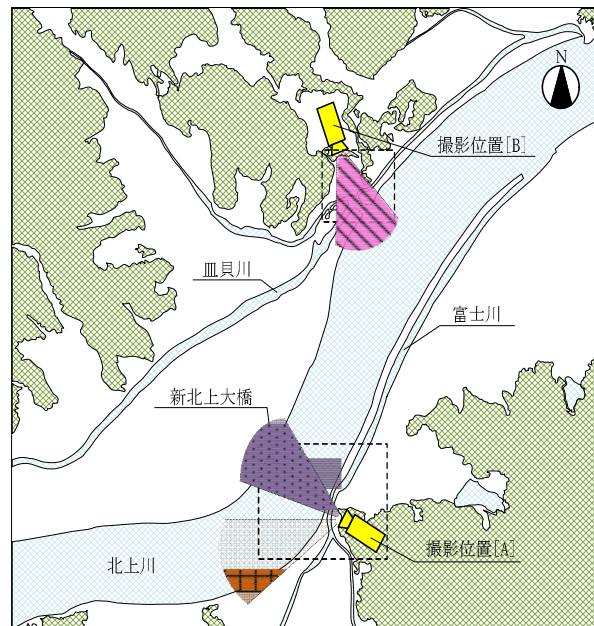


図-2.2.10 映像資料の撮影位置と撮影範囲

(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

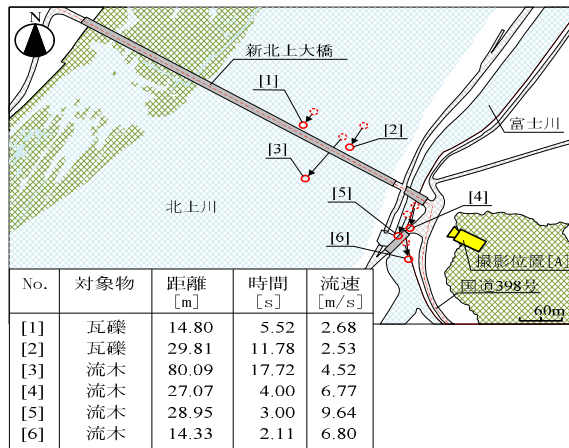


図-2.2.12 [A]位置から計測した流速



(b) 15:49 時点での水位

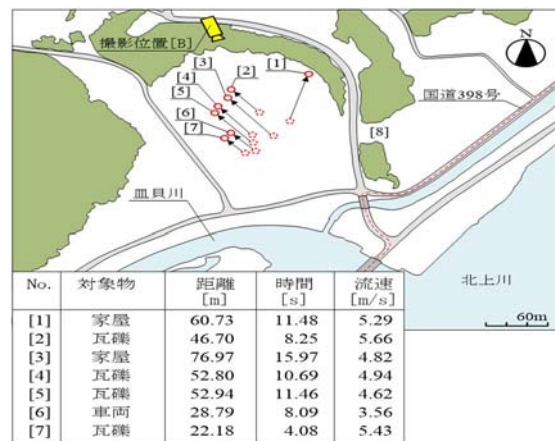
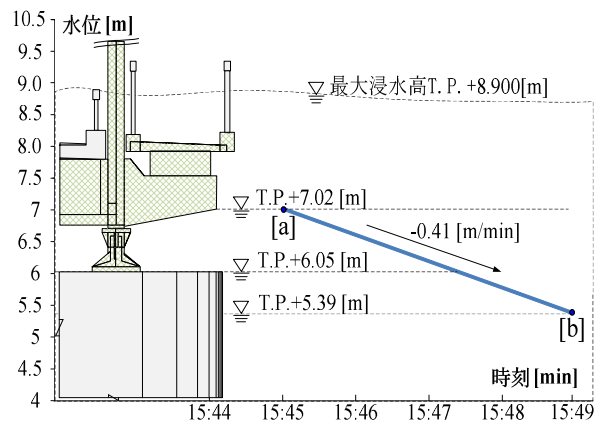


図-2.2.13 [B]位置から計測した流速



(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川の方角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

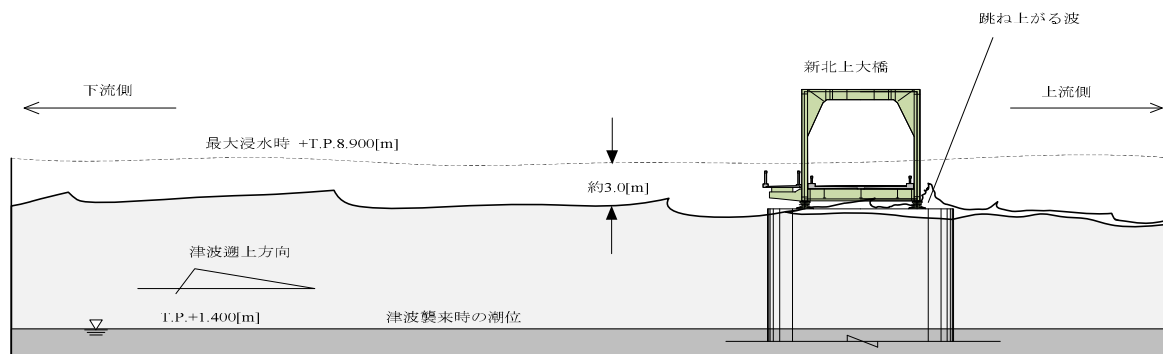


図-2.2.15 新北上大橋に作用する波形状模式図

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。

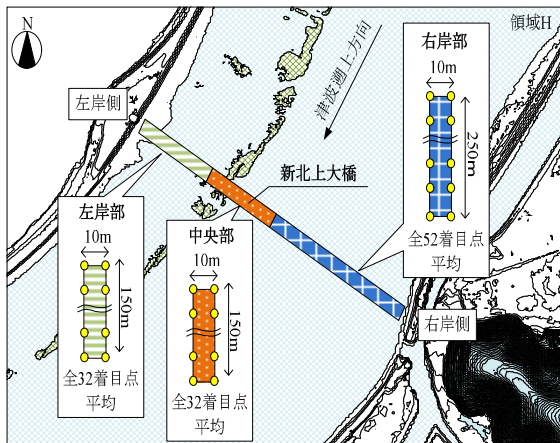


図-2.2.16 解析に用いた地形データと結果抽出点

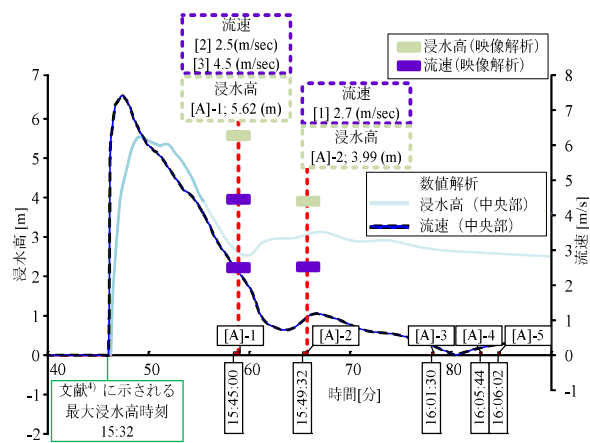


図-2.2.17 映像の時系列整理 (新北上大橋中央)

[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

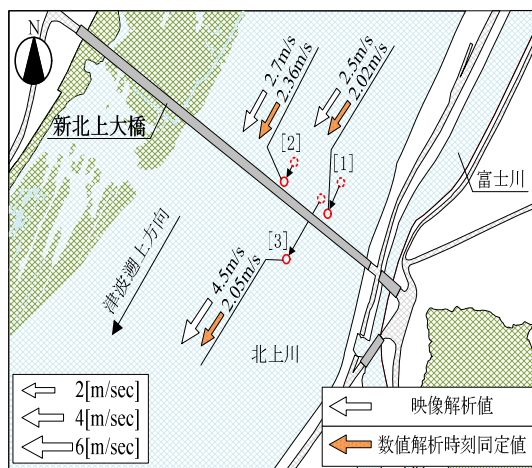


図-2.2.18 映像解析結果との比較

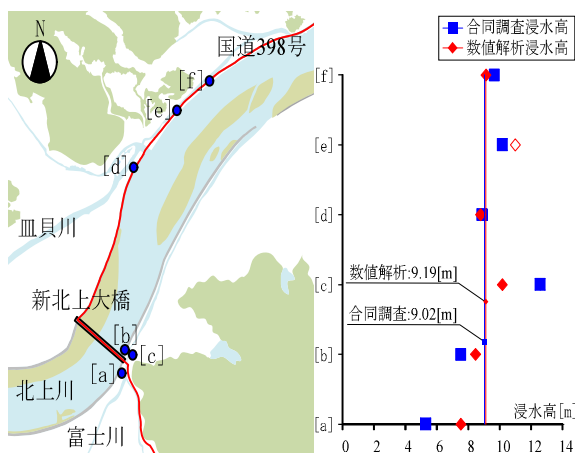
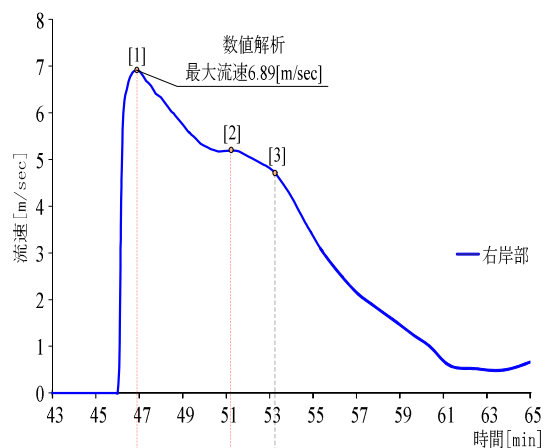


図-2.2.19 合同調査結果との比較

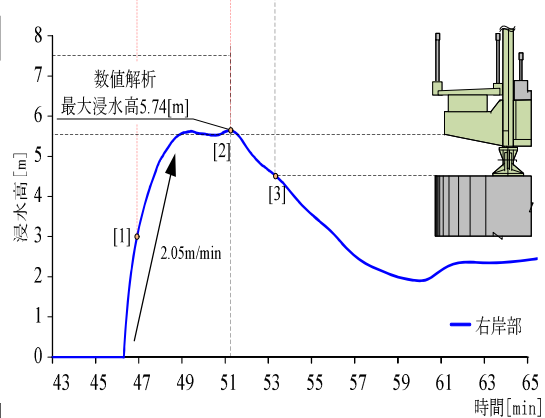


図-2.2.20 新北上大橋の流速と浸水高の時刻歴図

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。

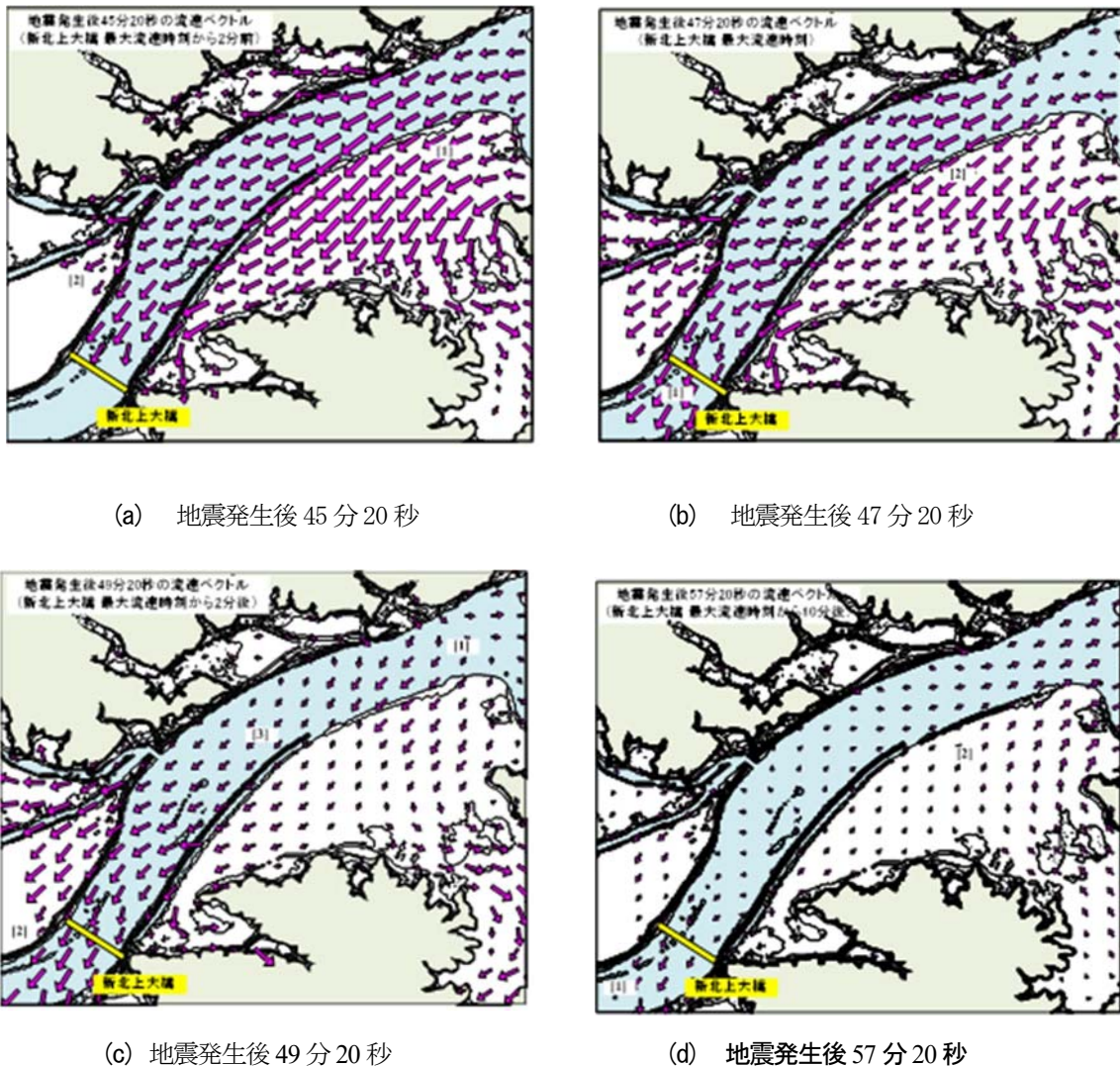


図-2.2.21 新北上大橋の流速ベクトル図

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。

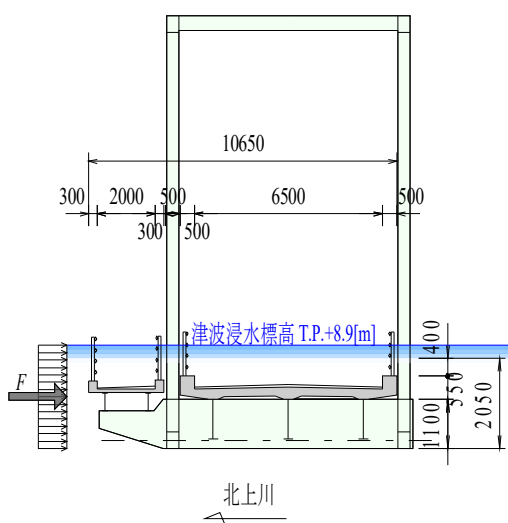


図-2.2.22 流出評価手法の概念図

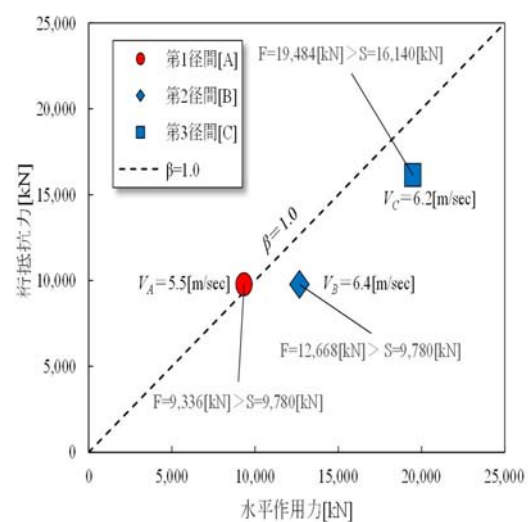


図-2.2.23 水平作用力と桁抵抗力の関係

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。

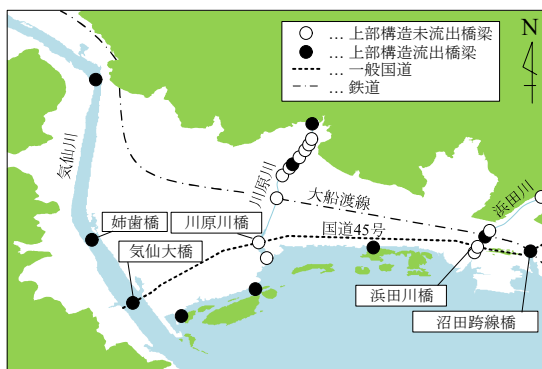


図-2.2.24 橋梁の被害概況

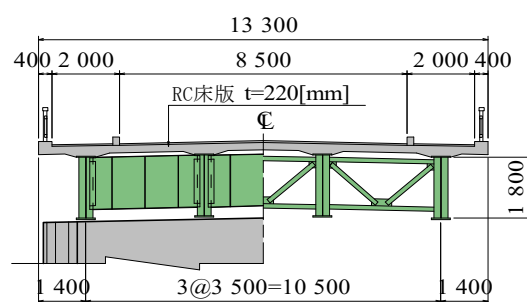


図-2.2.25 気仙大橋断面図

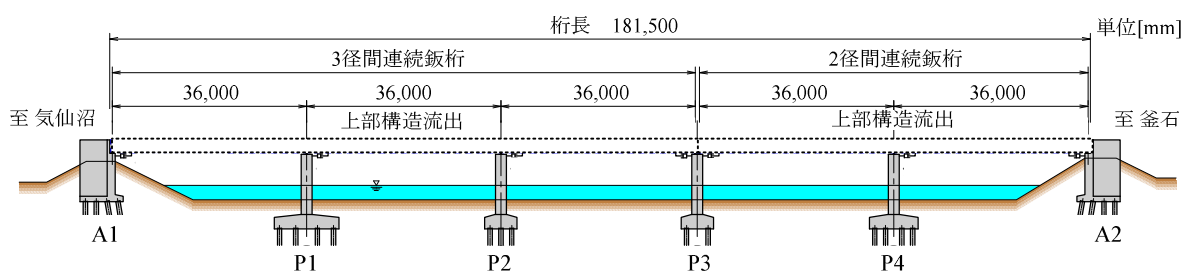


図-2.2.26 気仙大橋側面図

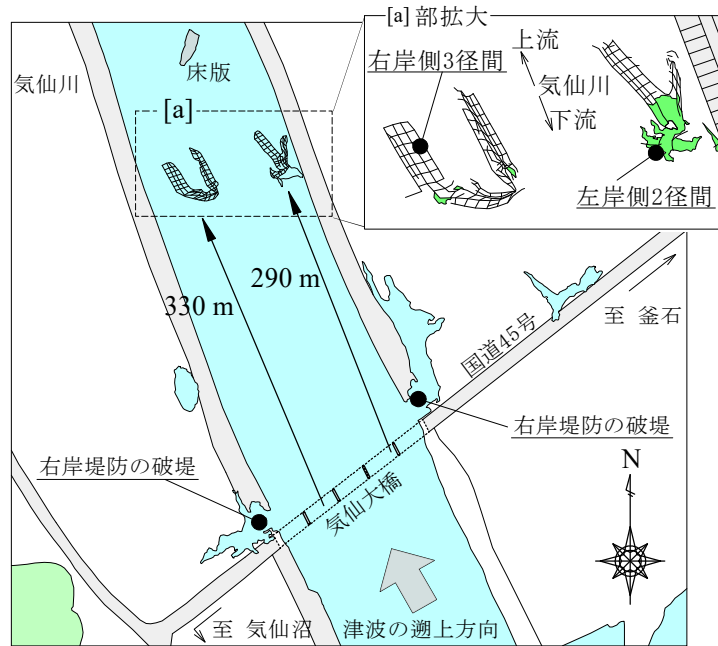


図-2.2.27 気仙大橋の流出状況

(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。

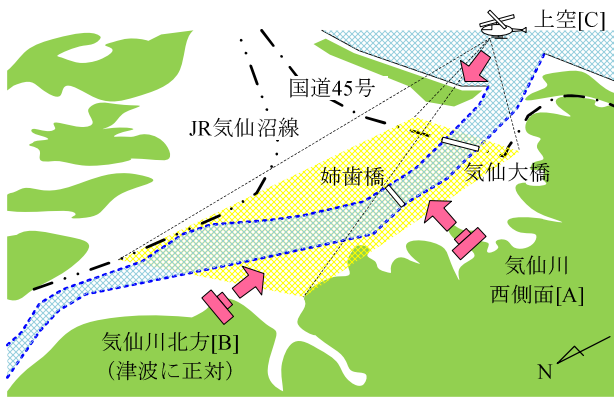


図-2.2.28 画像解析に用いた画像資料の撮影位置



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間隔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。

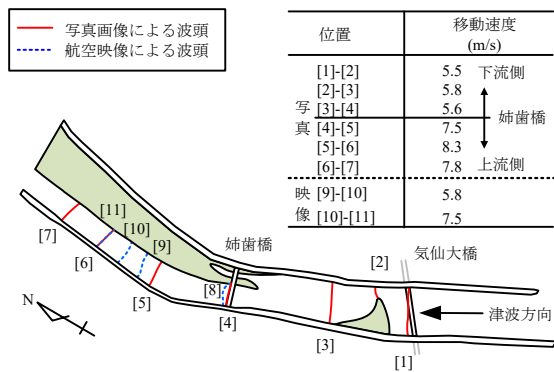


図-2.2.32 画像解析による波先位置の時系列変化

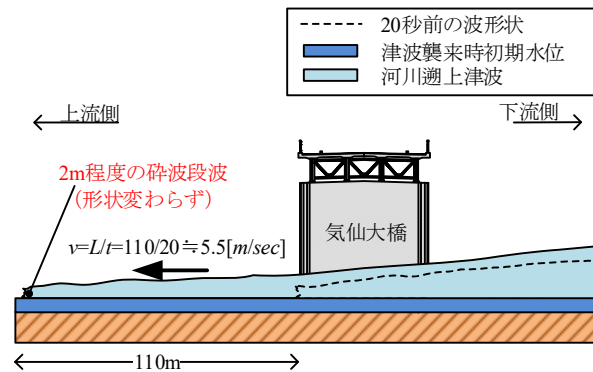


図-2.2.33 津波波頭の段波

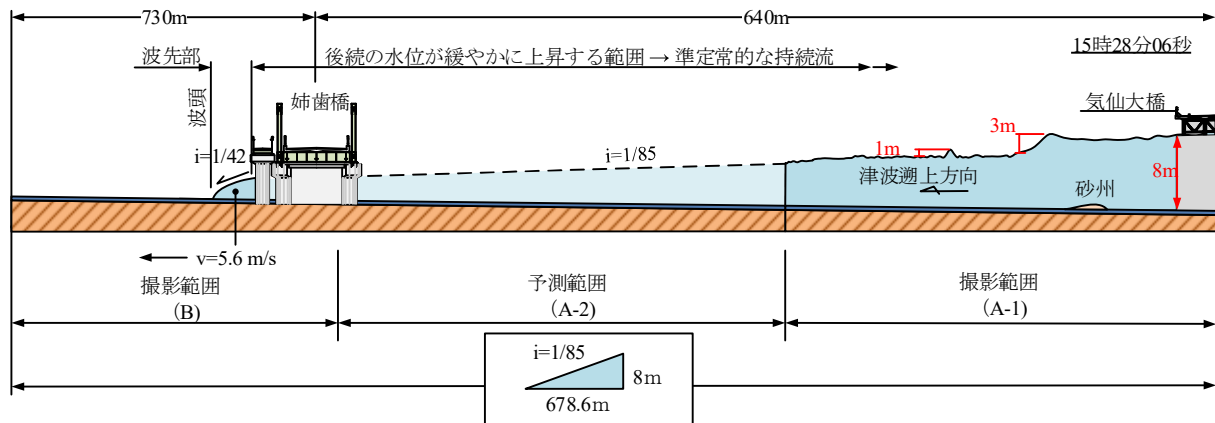


図-2.2.34 気仙川を遡上する津波の全体形状

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、桁下を通過し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。

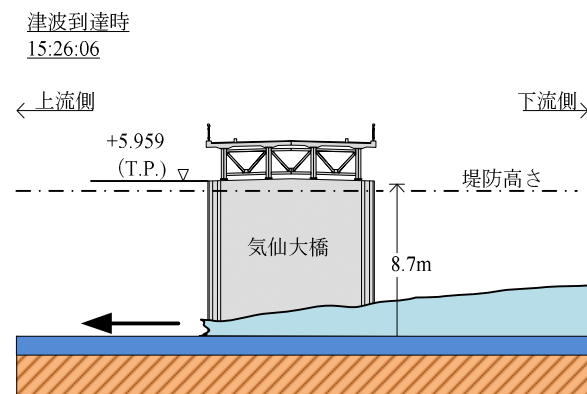


図-2.2.35 気仙大橋到達時点の波形状

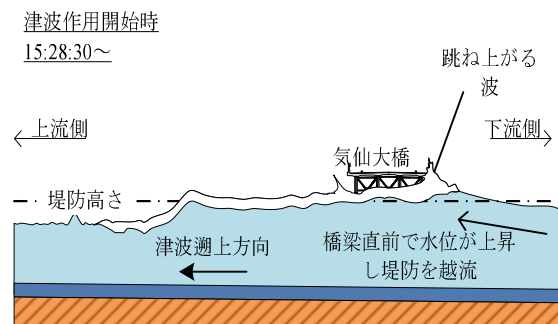


図-2.2.36 桁に作用が開始した時点の波形状

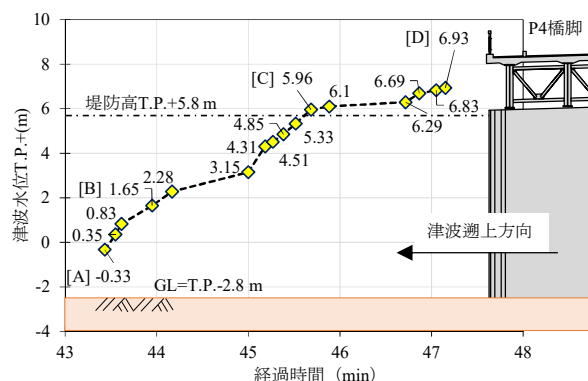


図-2.2.37 気仙大橋位置の水位の時刻歴変化

(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。

- a) 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。
- b) 海底地殻変動は Mansinha and Smylie の方法で与えた^{2.2.10)}。
- c) 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。

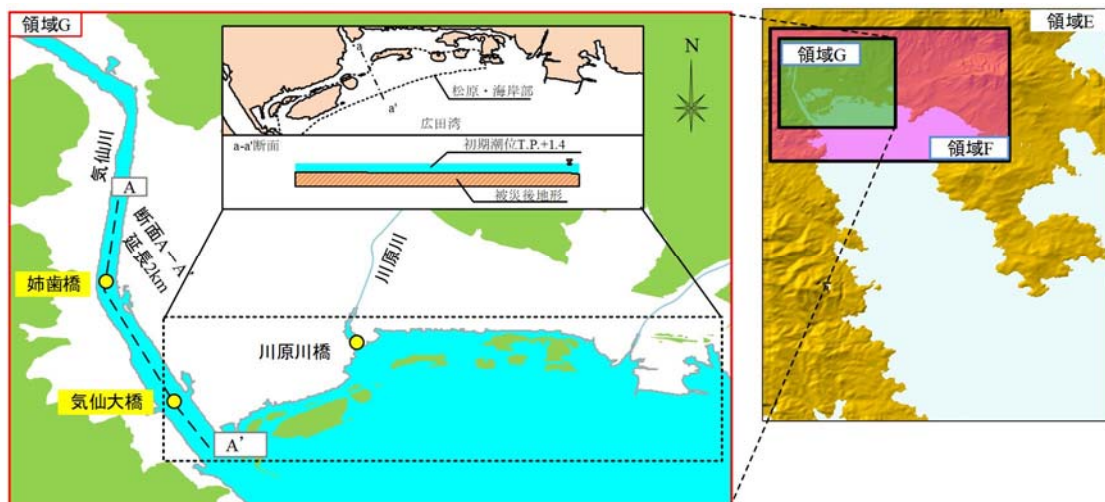


図-2.2.38 解析領域 (E~G)

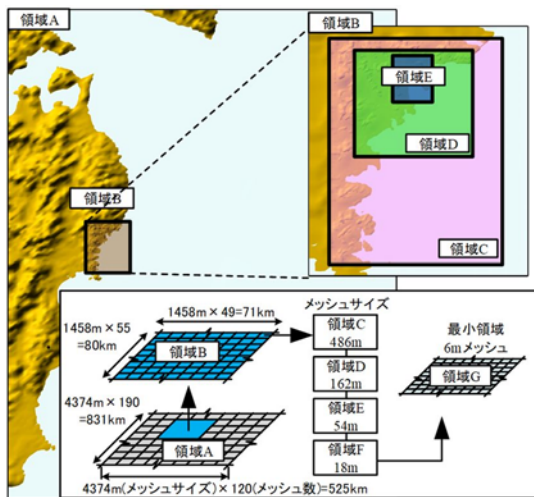


図-2.2.39 解析領域 (A～D) とメッシュサイズ

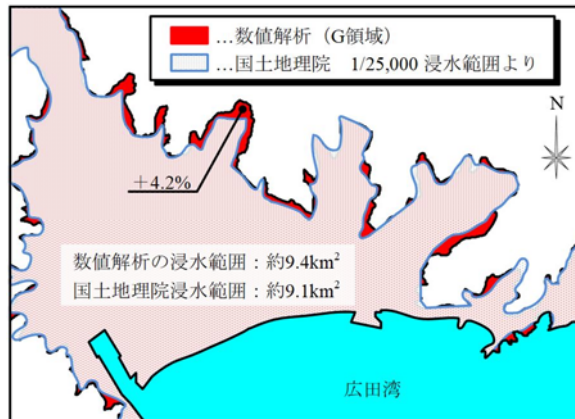


図-2.2.40 浸水範囲の比較

- 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。

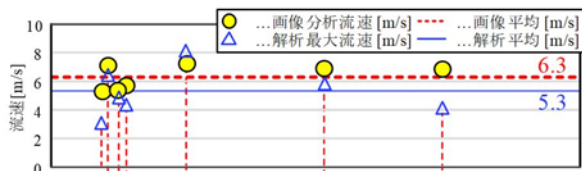
図-2.2.38 に最小領域である G 領域の平面図を示すとともに、解析結果の抽出位置を併せて示した。後述するように、気仙川の遡上状況の再現性を画像解析結果と比較するために、同図に示すように河川域 A-A'の縦断線を着目断面とした。縦断線 A-A'は気仙川の高水敷を含まない流路部の中心を結ぶ線として、海岸線と同位置である図中 A'に示す気仙川河口部を 0 m、上流側に向かって距離を正の値で示し、上流側 2000 m の範囲で定義した。この範囲は、図-2.2.28 に示した図中 [A] から撮影された連続写真が捉えた範囲である。これらの縦断線は延長 2000 m を 5m ピッチで設定している。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

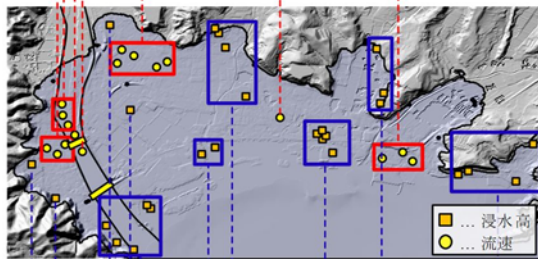
図-2.2.40に数値解析結果に基づく浸水範囲と国土地理院から公開される2万5千分の1の浸水範囲の比較を示す。比較した範囲は数値解析上の最小解析領域Gと同範囲の国土地理院が公開する浸水範囲である。

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。

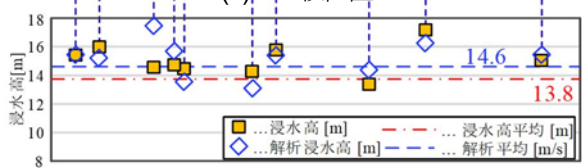
数値解析結果による浸水面積が実際よりも若干大きい範囲となる原因は、波源モデルや計算式等、様々な要因が考えられるが、特に地形モデルに被災後の地形データを用いたため、つまり、被災前に存在していた海岸線付近の砂浜や防潮堤が、数値解析上は無いものとして評価されたためと考えられる。



(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

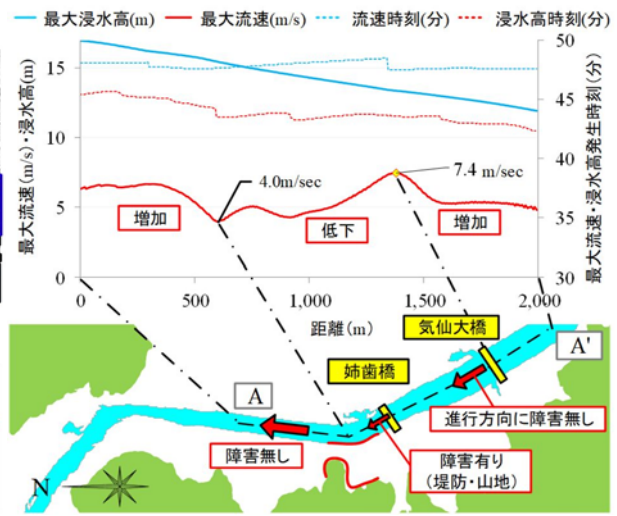


図-2.2.42 気仙川の最大流速および浸水高分布 (A-A' 断面)

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の方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

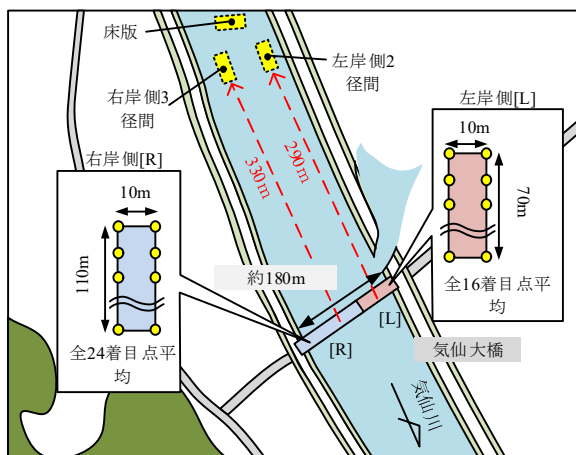


図-2.2.43 数値解析結果の抽出点と評価手法

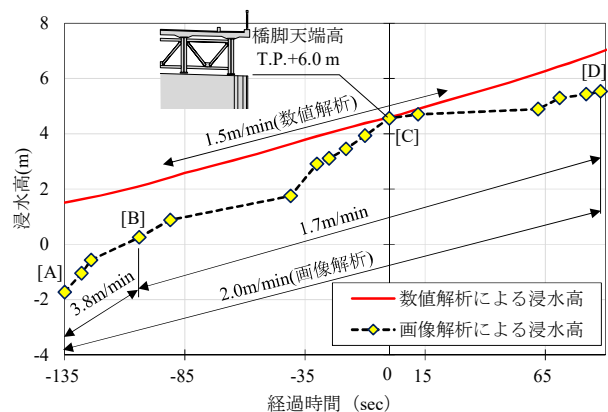


図-2.2.44 画像解析および数値解析による水位変化

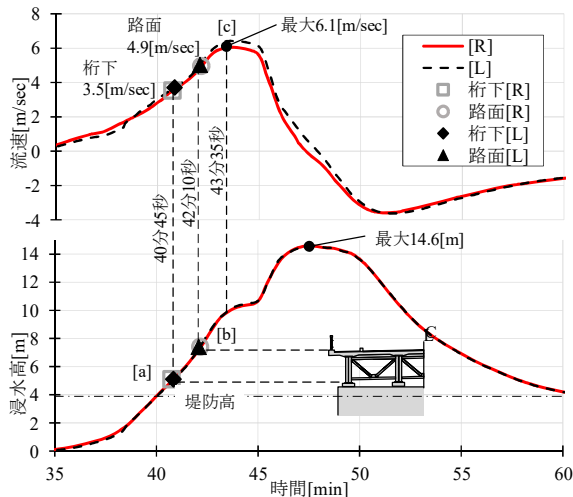


図-2.2.45 流速と浸水高の時系列変化

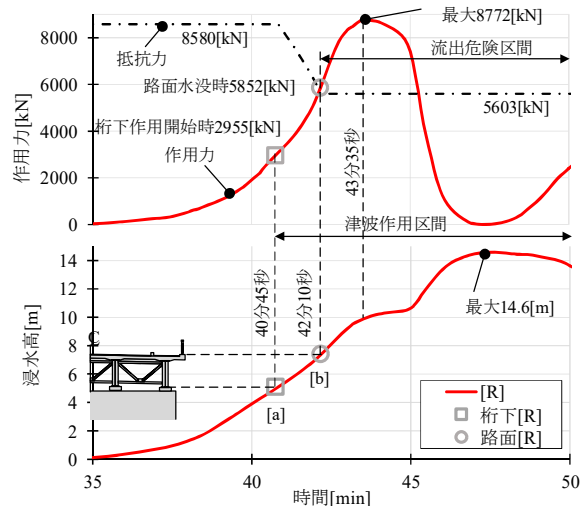


図-2.2.46 水平作用力の評価

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

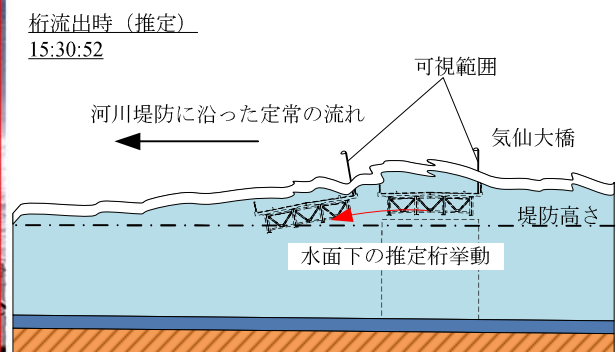


図-2.2.48 桁の流出状況

(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。

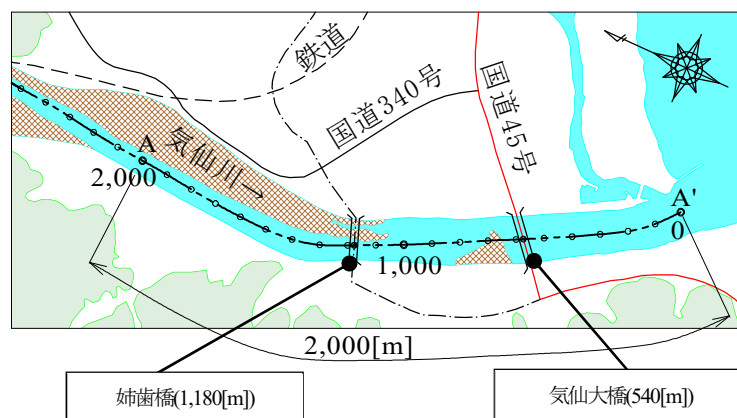


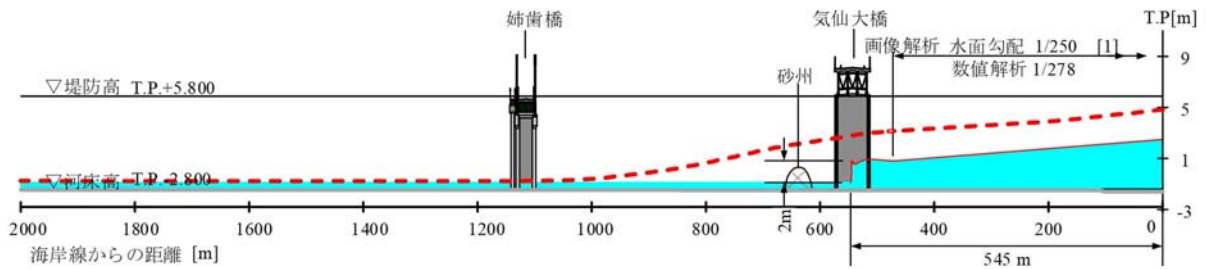
図-2.2.49 数値解析と画像解析の津波波形の描画範囲

1) 数値解析と画像解析の比較

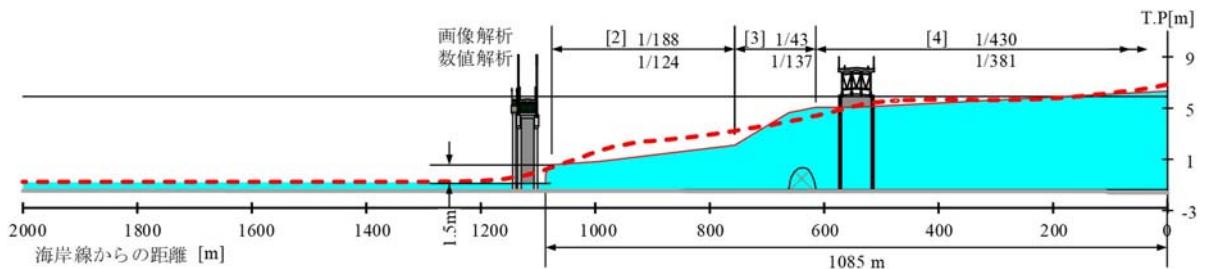
図-2.2.49に、気仙川を遡上する津波の形状を比較するための縦断線A-A'を示す。この縦断線A-A'は4.(1)で定義したA-A'と同様である。この定義に基づけば、気仙大橋は海岸線から540 mの位置、姉齒橋は1180 mの位置に架橋されていたことがわかる。

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。

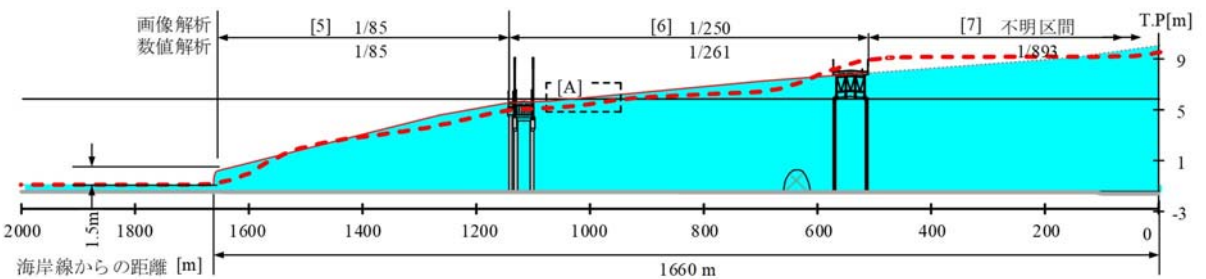
まず、図-2.2.50 (a) は、地震発生後39分40秒後、15 : 26 : 00の波形状である。画像解析による波形は3章に前述したように、津波の波頭が海岸線から540 mの位置に架橋される気仙大橋に到達している。その波頭形状は段波であり、その高さは2 m程度である。図中に示す[1]の先端部より後方 (海側) の水面勾配は1/250と緩い状態である。一方、数値解析結果は、水位の立上りの位置が海岸線より1000 mの地点に到達しているとともに、静水面からの水位の立上りの勾配は非常に緩やかである。数値解析結果に画像解析で確認された波頭の段波は確認されないが、このことについての考察は、次節に後述する。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歯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、姉歯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、この段波は姉歯橋の桁には作用せず桁下を通過して姉歯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。

ここで姉歯橋の下流側の図中 [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歯橋に衝突するが、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歯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	—

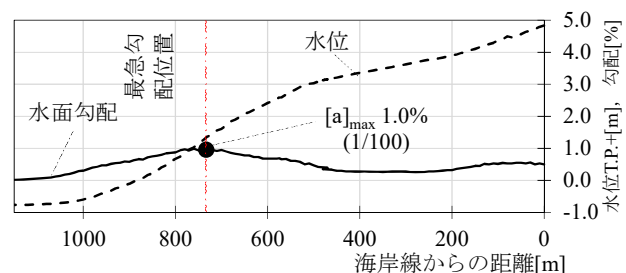


図-2.2.51 水位と水面勾配 (39分40秒後)

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。

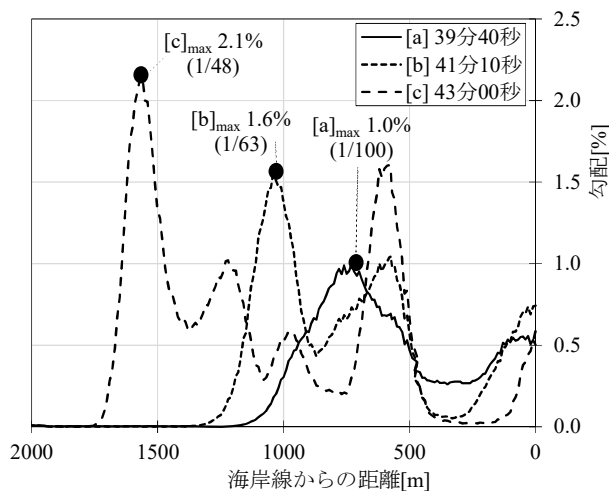


図-2.2.52 水面勾配の分布

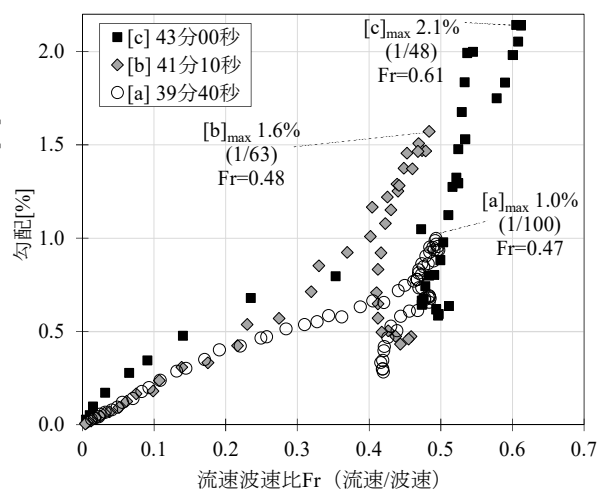


図-2.2.53 水面勾配と流速波速比の関係

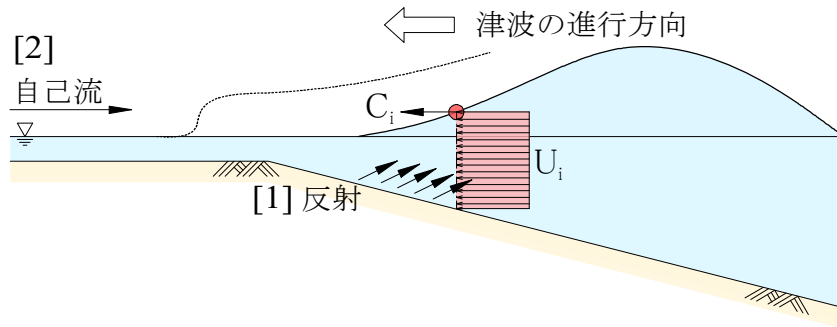


図-2.2.54 切り立つ波頭の概念図

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

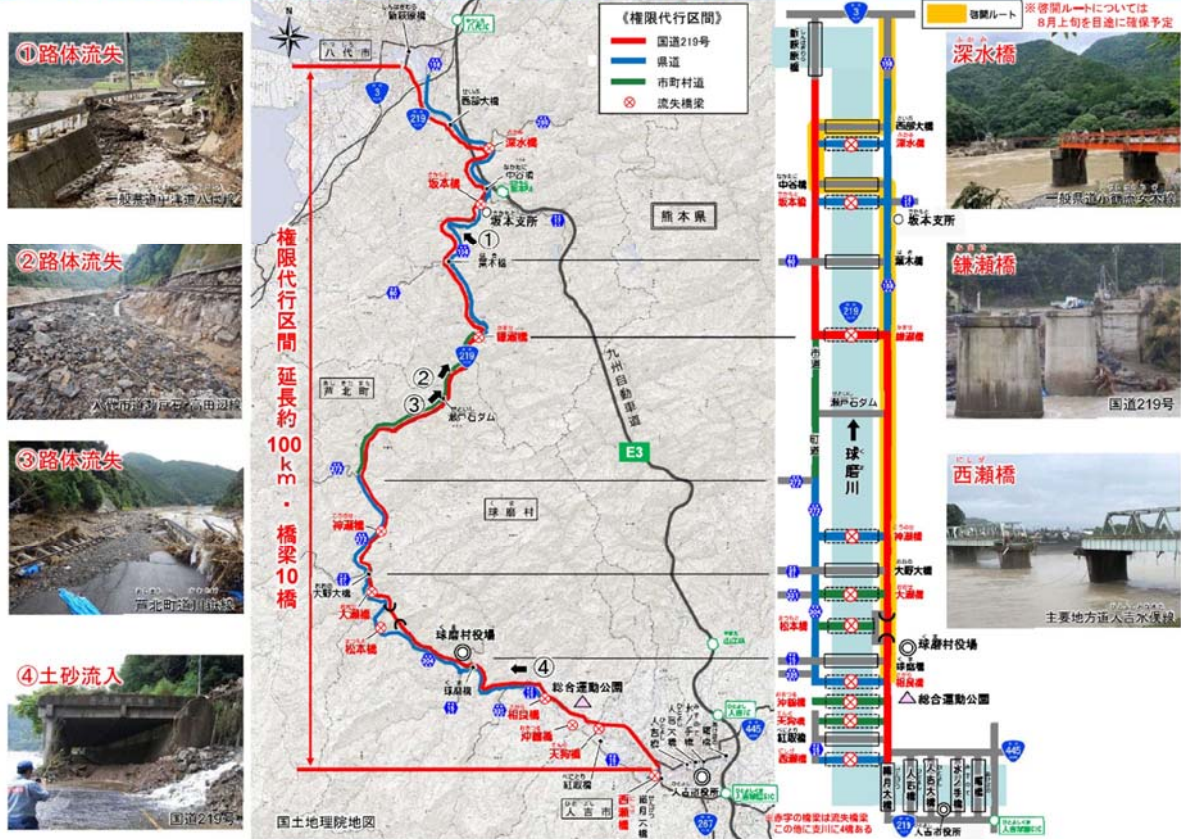


図-3.2.2 被災した10橋の位置^{3.2.3)}

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)