

道路政策の質の向上に資する技術研究開発

【研究終了報告書】

① 研究代表者	氏名 (ふりがな)		所属		役職	
	こうさ けんじ 幸左 賢二		九州工業大学建設社会工学科		教授	
② 研究 テーマ	名称	津波に強い道路構造物の研究開発				
	政策領域	[主領域] 【領域7】 防災・災害復旧対策	公募 タイプ	タイプII		
③ 研究経費 (単位:万円) ※端数切り捨て。	平成24年度	平成25年度	平成26年度	総合計		
	1,200	2,250	900	4,350		
④ 研究者氏名 (研究代表者以外の研究者の氏名、所属・役職を記入下さい。なお、記入欄が足りない場合は適宜追加下さい。)						
氏名		所属・役職 (※平成27年3月31日現在)				
廣岡 明彦		九州工業大学・教授				
鳴原 良典		防衛大学・助教				
庄司 学		筑波大学 准教授				
小野 祐輔		鳥取大学 准教授				
⑤ 研究の目的・目標 (提案書に記載した研究の目的・目標を簡潔に記入下さい。)						
本研究では以下の課題に取り組むことにより耐津波設計法を確立するとともに、津波に強い道路構造物を開発することを目的とする。						
1. 構造物被害分析：10mを超える大津波による道路構造物の概略被害調査を実施し、構造物への作用力と抵抗力の関係を明らかにする。						
2. 地域被害状況分析：画像解析や数値解析による橋梁被害の詳細分析を実施し、橋梁への作用力と抵抗力の関係を明らかにする。						
3. 橋梁に関する検討：10mを超える津波高を想定した水理模型実験により、桁、橋台への作用力、抵抗力算定手法を提案する。						
4. 橋台構造に関する検討：橋台の被害調査を実施し、その損傷度を評価する。また、その損傷メカニズムを明らかにする。						
5. 津波設計法・対策手法提案：実橋梁・橋台構造物を対象に津波対策手法を提案する。具体的には、東日本大震災の被害橋梁などを対象に、安全性の照査手法、対策工を提案する。						

⑥ これまでの研究経過・目的の達成状況

1. 構造物被害分析

現地調査で確認した39橋を対象に、損傷度と β 値（桁抵抗力と津波作用力の比）を評価した。

$$\beta = S/F = \mu W / 0.5 \rho \cdot c_d \cdot V^2 \cdot A \quad (1)$$

S：桁抵抗力 F：津波作用力 V：津波の流速 A：被圧面積 μ ：摩擦係数 W：上部工重量

その結果、 β 値が2.5を超える4橋は健全であり、この値を満足するような桁形状にすれば極めて桁が流失しにくいことが明らかとなった。また、各地区に計測された津波流速は平均的には6.0m/s程度で、最大でも8.0m/sであった。逆に言えば(1)式においてこの流速に耐えられるように設計できれば、橋梁は流失しないと考えられる。

2. 地域被害状況分析

津波作用による橋梁の被害原因を明らかにするために、5地区を対象に詳細な映像および数値解析を実施した。分析の結果、いずれの地区でも先端の段波状津波の高さは2～3mあり、津波は桁下面を通過している。その後、津波は1～3m/min.の比較的緩やかな水位上昇を伴って、桁位置に到着する。このときの流速は、地区により異なるが、4～7m/s程度であった。このように、桁高5mを超える橋梁では、水位上昇の緩やかな定常流的な津波により流失に至る場合が多いことが明らかとなった。

3. 橋梁に関する検討

1) 孤立波実験

津波先端部に見られる段波状の波が橋梁に作用することを想定し、これを模擬した孤立波を作用させた。この実験では孤立波の波高(10, 15, 20, 25cm)、桁位置、桁形状(桁高、桁幅)をパラメータとした合計100ケースの実験により水平波力、鉛直波力、流速、圧力を測定した。この結果を基に、桁に作用する水平力、鉛直力の算定式を提案した。

2) 定常流実験

水位上昇が緩やかな定常的な津波を想定し、流速(50, 75, 100cm/s)、桁位置(水深35cmに対して7, 14, 21, 28cm)をパラメータとして、水平波力、鉛直波力、流速、圧力の測定を実施した。その結果、計測水平力は提案式(1)の $0.5 \rho \cdot c_d \cdot V^2 \cdot A$ にほぼ対応した結果となった。

4. 橋台構造に関する検討

橋台背面盛土に着目し、台形盛土モデルを1種類(Cタイプ)と橋台盛土モデルを2種類(A, Bタイプ)用意して、疑似津波を発生させることで、それぞれの盛り土における損傷程度を確認した。

5. 津波設計法・対策手法提案

東日本大震災の画像分析によると津波形状は主として孤立波タイプと定常流タイプに区分できることから、それぞれのタイプについて、作用力算定式を提案した。この算定式を用いることにより実構造物での作用力を算定することが可能である。 ついで、上記の条件の基で、流失した気仙大橋を対象に桁に流速8m/sの定常流および5mの孤立波が作用する仮定し、流失を防ぐための落橋防止構造を提案した。

⑦ 中間・FS評価で指摘を受けた事項への対応状況

指摘された項目についてはすべて対応しているがここでは代表的な指摘項目6つについて限定し説明させていただきます。

1. 学会等との連携はどのような状況でしょうか。

構造工学，海岸工学の各分野の委員が参加するとともに、各委員会とも十分な情報交換を実施しております。また，結果については論文やシンポジウムにおいて公表し，指摘項目については改善策について検討を加えております。

2. 流速，桁形状，流れのパターンと鉛直力の関係はどのようになりますか。

段波については以下のようになります。

桁の鉛直力=桁底面積・底面波圧（波高・流速に比例）

定常流については下向き鉛直力は大きいですが，構造物への影響が大きい上向き鉛直力は小さい値となっております。また，上向き鉛直力の発生要因としては浮力，水位上昇，閉塞された空気，橋台の地形の影響による鉛直的な流れなどが考えられますが，このうち浮力の影響がもっとも大きいと思われれます。

3. 橋台構造に関するパラメータの実施内容について報告してください。また，実験においてはどのような津波作用を再現・制御するのでしょうか。

橋梁の橋台構造について検討を加えております。まず，小泉，陸前高田地区の橋台被害分析を実施しております。ついで，橋台構造に着目した実験を実施しております。具体的には，定常流を想定し，実験により流速と水深を測定し，フルード則により，実現象との対応を近似したいと考えております。

4. Cdは流速とともに変化するがどのように評価するのか。

流速によるCdの変化は実験でも認められます。ただ、想定流速が3,5,7m/s程度を対象としているため，作用力の変化が一定値と仮定した場合に対して20%程度大きくなる傾向となっております。

5. 伸縮装置，高欄などの影響は考慮するのか。

主要な要素である桁形状、橋台を優先して検討を加えております。伸縮装置，高欄については，付属構造物であり，優先度の関係から本研究の成果の対象としてはおりません。

6. 津波漂流物の検討はどうしているのか。

FHWAのレポートでは0.1Wを考慮するなどの検討結果があり、いくつかの参考研究もあります。今回の東日本大震災の橋梁被害においては，漂流物が漁船程度に橋梁被害が限定的であったことから，本実験の成果の対象としてはおりません。

③ 研究成果

24, 25, 26年度の検討により得られた概要を以下に示す。

I. 構造物被害分析

現地調査で確認した39橋を対象に、損傷度とβ値（桁抵抗力と津波作用力の比）を評価した。

$$\beta = S/F = \mu W / 0.5 \rho \cdot c_d \cdot V^2 \cdot A \quad (1)$$

S：桁抵抗力 F：津波作用力 V：津波の流速 A：被圧面積 μ：摩擦係数 W：上部工重量

図-1に示すように桁損傷度Aでは0.5～1.4の範囲にあり、平均値は0.89となる。一方、桁損傷度Cは0.6～4.9の範囲にあり、平均値は1.52となる。Cの平均値は、Aの平均値に対し、1.76倍の大きな差となっている。このように、桁損傷度の平均値で見ればβ値の上部構造の流失評価指標としての有効性が見いだせる。特に、β値が2.5を超える橋梁が4橋あるが、図-2に示すようにいずれも橋面積あたりの重量の重い道路橋のコンクリート桁であることに加え、桁高（D）に比べて、橋の総幅（B）が比較的大きい扁平な形状である。以上のことから、β値が2.5を満足するような桁形状にすれば極めて流失しにくいことが分かる。

図-3は各地域で浮遊物の移動速度を計測した結果である。地域および計測位置により測定流速は1.9～8.0m/sと大きく変化するが、平均的には5.7m/sとなっている。地域で見ると、陸前高田では平均7.0m/sと他の地域よりも大きな値になっている。以上の結果から、計測された津波流速は平均的には6.0m/s程度で、最大でも8.0m/sであることが分かる。逆に言えば(1)式において、この流速に耐えられるように設計できれば、橋梁は流失しないと考えられる。

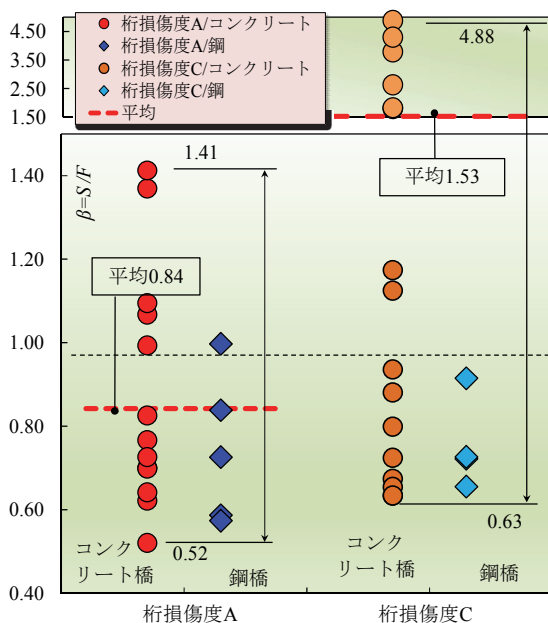


図-1 桁抵抗力作用力比（β）と損傷度

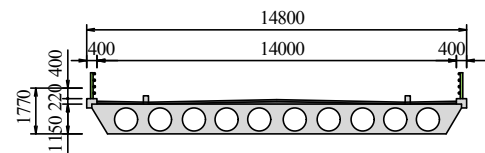


図-2 β値が2.5を超える橋梁例（川原川橋）

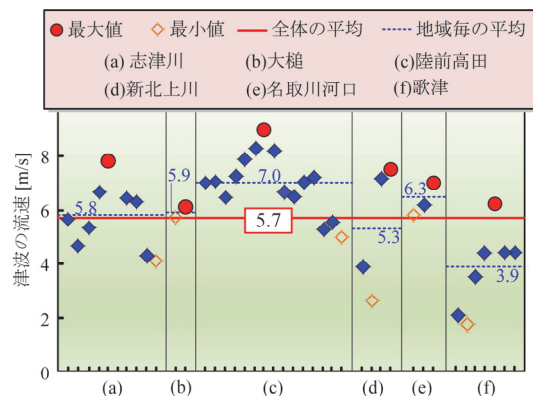


図-3 映像分析により算出した各地域の流速

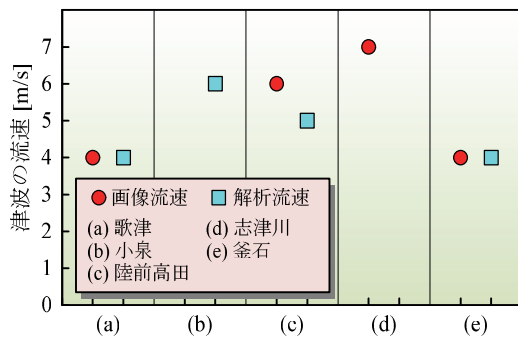
II. 地域被害状況分析

II-1. 分析概要

津波作用による橋梁の被害原因を明らかにするために、5地区を対象に詳細な被害分析を実施した。まず映像解析に基づいて時刻歴の流速と水位変化を求める。同様に、津波遡上傳搬解析を実施し、映像解析結果と比較し、その整合性を確認する。以上により得られた流速を用いて桁抵抗力作用力比を求め、被害状況を再現した。図—4に5地区の分析結果を示す。分析の結果、いずれも先端の段波状津波の高さは2～3mであり、津波は桁下面を通過している。その後、津波は1～3m/minの比較的緩やかな水位上昇を伴って、桁位置に到着する。このときの流速は、地区により異なるが、4～7m/s程度であった。このように、桁高5mを超える橋梁では、水位上昇の緩やかな定常流的な津波により流出に至る場合が多いことが明らかになった。

II-2. 陸前高田の被害状況

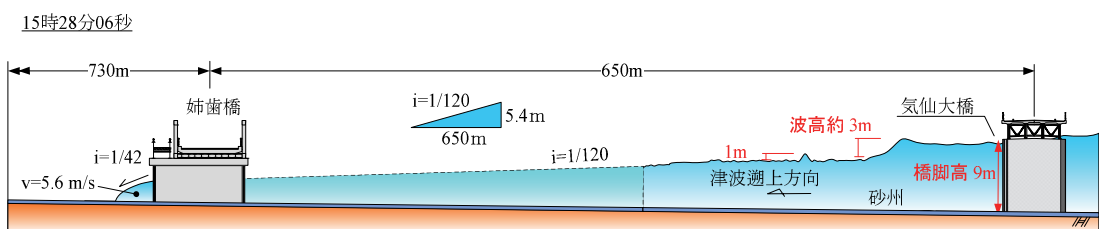
分析の代表例として陸前高田での結果について示す。図—5には陸前高田市沿岸部の津波浸水範囲および橋梁位置を、図—6には画像分析により得られた津波の全体形状を示す。水面勾配に着目すると、全体の水面勾配が1/120であるのに対して先端部の勾配は1/42と3倍程度も大きいことから、津波先端が通り過ぎた直後は水面が急激に上昇するが、その後の上昇傾向は比較的緩やかであることが分かる。図—7には数値解析による流速と浸水高の時刻歴変化を示す。浸水高は地震発生38分後から上昇を始め、46分頃に最大浸水高に至る。一方流速は桁下の高さに至る時点で5m/s、桁が完全に水没する時点で6m/sまで上昇する。図—8には桁への作用力と桁抵抗力の時刻歴変化を示す。区間(b)では浮力の影響で抵抗力が8580kNから5603kNへと35%減少する。作用力は流速がピークとなる42分30秒では作用力が抵抗力を上回り流出に至る。解析結果は画像分析から得られた桁水没後に桁流出に至る実現象とも一致しており、妥当な結果となっている。



図—4 地域別分析結果



図—5 陸前高田全体の橋梁被害と浸水範囲



図—6 気仙川を遡上する津波の全体形状

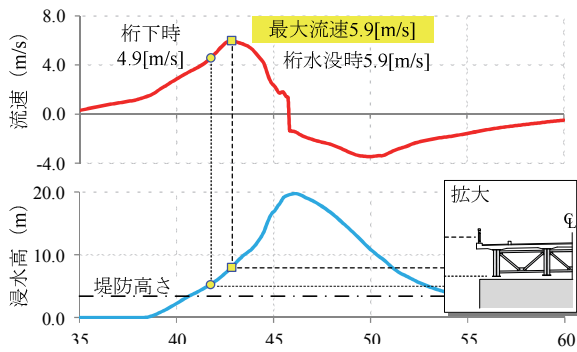


図-7 水位と流速の時刻歴変化

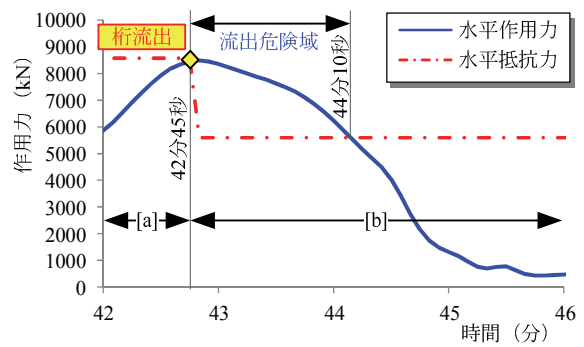


図-8 作用力と抵抗力の時刻歴変化

Ⅲ. 橋梁に関する検討

Ⅲ-1. 孤立波実験

津波先端部に見られる段波状の波が橋梁に作用することを想定し、これを模擬した孤立波を作用させた。この実験では孤立波の波高(10, 15, 20, 25cm), 桁位置, 桁形状 (桁高, 桁幅) をパラメータとした合計100ケースの実験を行い水平波力, 鉛直波力, 流速, 圧力の測定を実施した。図-9に実験装置を示す。図の左端にはスライド式造波装置を示す。図-10に波高と水平波力の関係を示す。波高の増加に伴って, 水平波力は概ね比例して増加することが分かる。図-11には著者らの提案式を用いた算定波力と計測水平波力の関係を示す。波高に増加に伴い, 計測波力と算定波力が20%程度の差異で対応できていることが分かる。

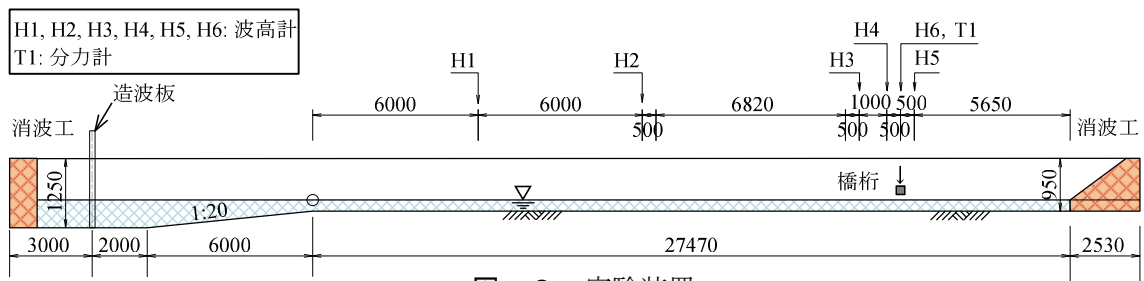


図-9 実験装置

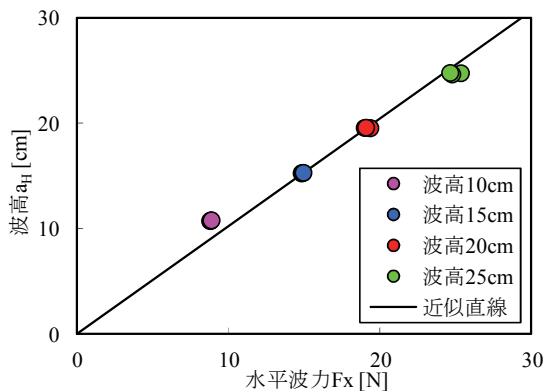


図-10 水平波力と波高

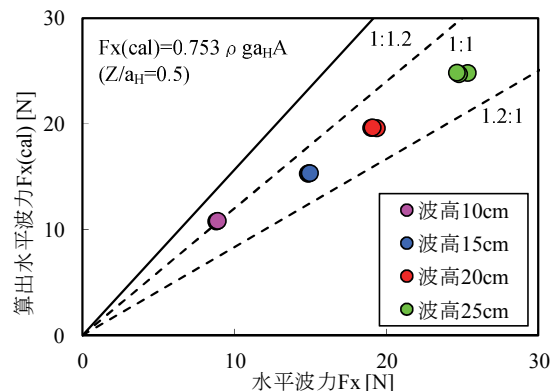


図-11 提案式と水平波力の関係

図-12には水平作用力が最大となる時点の桁側面に設置した圧力分布を模式的に示す。また図-13は横軸を計測時間とし、縦軸に桁に作用する水平作用力と桁模型の横に設置した流速計から得られた流速、桁側面の平均波圧に側面積を乗じて算出した水平作用力の時刻歴波形を示したものである。これらの結果より、水平方向に進行する波が、桁模型に衝突することによって発生する桁側面の圧力が、水平作用力の80%を占め、最大値が概ね同時刻であることから、水平作用力は桁模型側面に作用する圧力に支配されていると考えられる。

Ⅲ-2. 定常流実験

水位上昇が緩やかな定常的な津波を想定し、流速（50, 75, 100cm/s）、桁位置(水深35cmに対して7, 14, 21, 28cm)をパラメータとして、水平波力、鉛直波力、流速、圧力の測定を実施した。図-

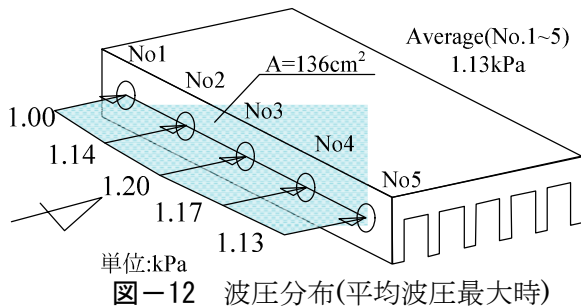


図-12 波圧分布(平均波圧最大時)

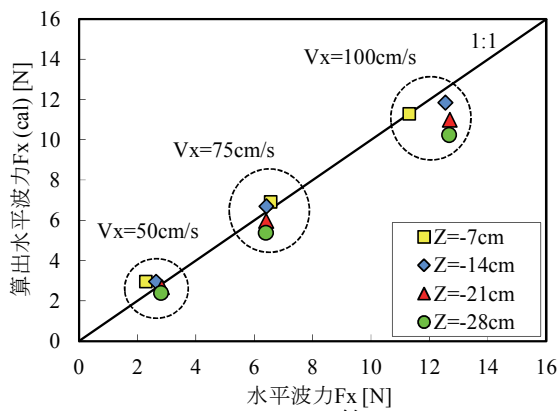


図-14 Fx と算出 Fx

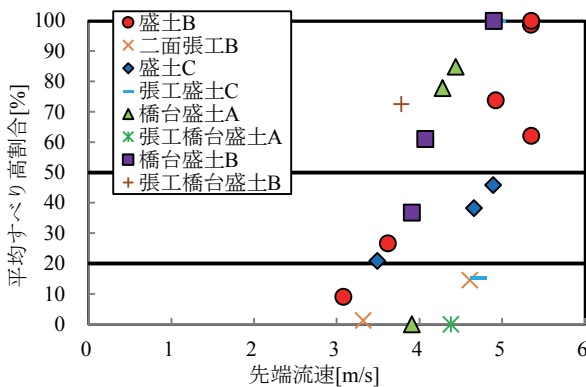


図-16 先端流速-平均すべり高割合の関係

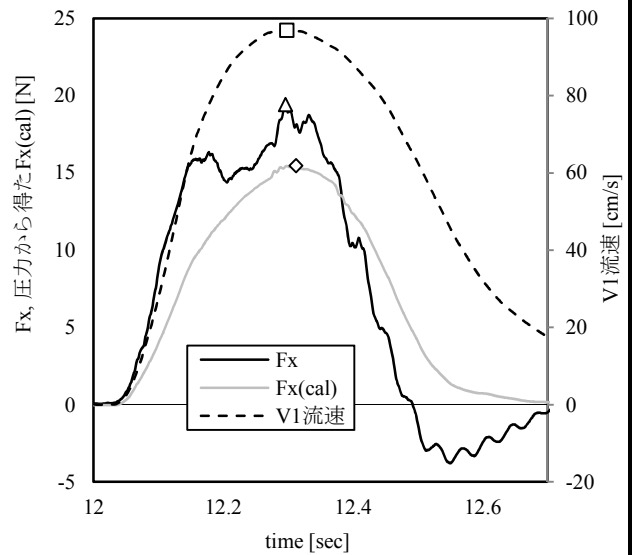


図-13 Fx と Fx(cal), V1 流速

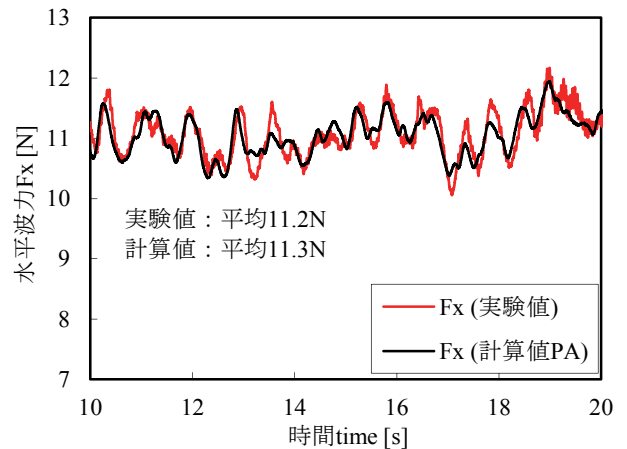


図-15 Fx と圧力計から求めた Fx

14には計測水平力と提案式 ($0.5 \rho c_d V^2 A$) との比較を示すが、ほぼ対応した結果となっている。図-15には桁側面で計測された圧力に側面積を掛けた算定波力と分力計による測定波力の関係を示すが、ほぼ対応しており、側面のみで作用力を受けていることが分かる。

IV. 橋台構造に関する検討

盛土構造物破壊のパラメータとして考えられる擬似津波の越流水深、先端流速、越流時間が、道路盛土構造物の損傷状況にどのように影響を及ぼすか検証することを目的とし、遠心模型実験装置を用いて種々の道路盛土と橋台背面盛土の擬似津波実験を行い、以下の結論を得た。

図-16に示すように盛土高と越流水深の被災判定基準による既往の判定手法は、土のみからなる盛土で有用であるが、最近の補強盛土や附帯構造物の有る盛土構造物を含めて評価するには不十分である。盛土形状によらず先端流速と盛土の被災度の相関性は非常に高く、損傷は主に法面に発生し、特に擬似津波の流速が加速する下流側法面において損傷が卓越する。津波の掃流力と盛土材のせん断抵抗の比は盛土の損傷程度を説明する良い指標となり、張工を施すと盛土全体の耐津波性能は向上する。

一般的な道路盛土よりも水の流れに合分流が見られる橋台盛土の方が損傷は大きくなる傾向がある。張工の流失は、盛土の表面強度が比較的大きく法面勾配が緩やかな場合は浮き上がりに起因し、盛土の表面強度が比較的小さく法面勾配が比較的急な場合は滑り落ちに起因する。前者の場合は張工の自重を増加させることが、後者の場合は盛土の表層強度の改良や法面勾配の緩和が必要となる。

V. 津波設計法・対策手法提案

現在までの検討状況の概要を以下に示す。東日本大震災の画像分析によると津波形状には孤立波タイプと定常流タイプに区分でき、標準桁の実験によると作用力は以下のように考えられる。

(1) 孤立波タイプの場合

孤立波の波高と桁位置をパラメータとした実験の結果(波高 10cm 碎波有 (Case A), 波高 25cm 碎波有(case B), 波高 11cm 碎波無(Case C)) および各機関で実施された孤立波や破碎段波の実験結果を図-17 に示す。実験を包括する近似線を求め、桁への単位面積あたりの作用力を次式のように提案できる。ここで、注意すべき点は a_H は孤立波の波高であり、現地で観測されている浸水高ではないことである。

1) 水平力

$$Z/a_H \geq 0.5 \text{ の場合} \quad q_x = \rho g(3.10a_H - Z/0.42) \quad (2)$$

$$Z/a_H < 0.5 \text{ の場合} \quad q_x = 1.9 \rho g a_H \quad (3)$$

2) 上揚力

$$q_z = \rho g(0.53a_H - z/2.18) \quad (4)$$

ここに、 Z : 桁中心位置 z : 桁下高 a_H : 波高 q_x : 単位面積あたりの水平力 q_z : 単位面積あたりの上揚力

上記式に桁側面積あるいは桁底面積を乗ずることにより作用力を求めることができる。

(2) 定常流タイプの場合

定常流タイプの実験を実施した結果、水平作用力は前述(1)式におけるF値より求めることが可能である。また実験によると定常流の場合、上揚力は水平力に比べて極めて小さいことが確認されている。一方詳細な検討は今後とも必要であるが、例えば観測された孤立波が最大5m程度であったことから、浮力および5m程度の孤立波による上揚力を考慮する設計法も考えられる。

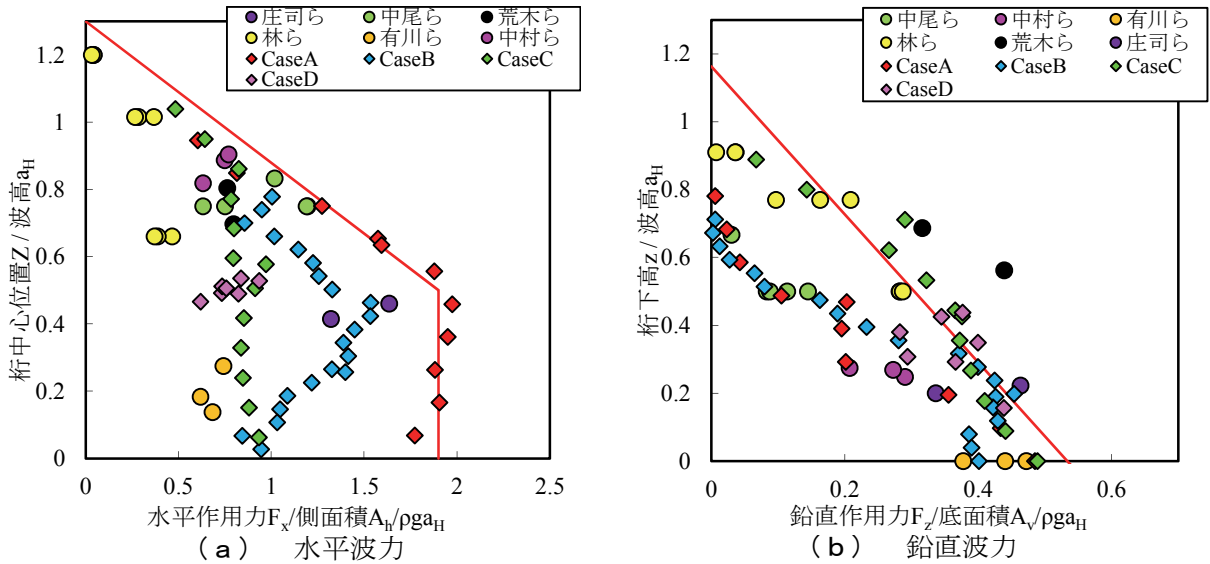


図-17 波力から求めた波圧と静水圧の関係

⑧研究成果(つづき)

上記の条件の基で、流失した気仙大橋を対象に、桁に流速8m/sの定常流に伴い階段状の高さ5mの孤立波が作用したと仮定し、流失を防ぐための落橋防止構造を検討した。

図-18に津波対策工を示す。ここでは孤立波による上揚力と浮力を考慮し、対策工のみで水平力に抵抗すると仮定する。水平作用力36631kNを24個のコンクリートブロックで負担すると断面幅500mm、長さ1000mmを配置する程度の規模で十分抵抗できることになる。また、孤立波に比べて定常流では水平作用力が小さいことから、現存の橋脚でも十分余裕を有する結果となっている。また、図-19には水平方向と鉛直方向の対策が必要な場合の津波対策工の一例をコンクリート桁対象に示す。

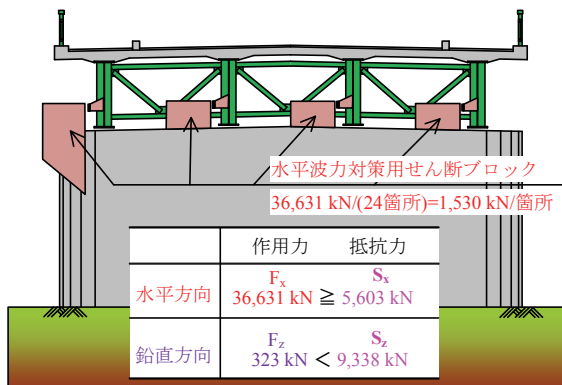
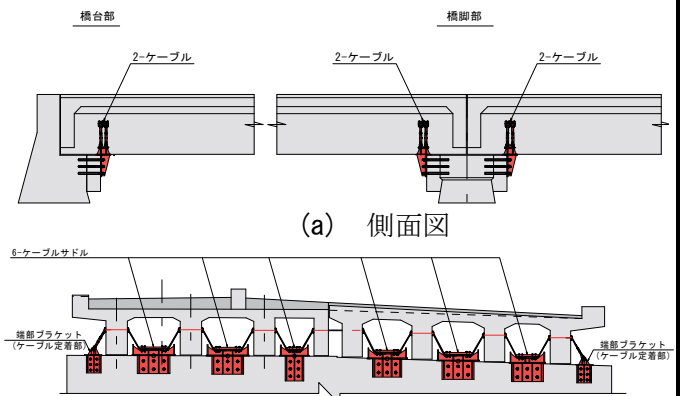


図-18 津波対策工



(a) 側面図
(b) 正面図
図-19 津波対策工

⑨ 研究成果の発表状況

I. 発表論文

24, 25, 26年度には下記を含む20件の査読付論文を掲載した.

- 1) 桁抵抗力津波作用力に基づく橋梁の被害分析, 佐々木達生, 幸左賢二, 鄭玉龍, 構造工学論文集 Vol.59A, pp.417-427, 2013.
- 2) Tsunami damage evaluation of Utatsu Bridge by video and 2-D simulation analyses, Li Fu, Kenji Kosa and Tatsuo Sasaki, Journal of St. Eng. Vol.59A, pp.428-438, 2013.
- 3) Tsunami damage analysis for bridges in Shizugawa area, Yulong Zheng, Kenji Kosa and Tatsuo Sasaki, Journal of St. Eng. Vol.59A, pp.439-449, 2013.
- 4) 津波に対する歌津地区の詳細被害分析, 付李, 幸左賢二, 中野亜美, 佐々木達生, コンクリート工学年次論文集, Vol.35, No.2, pp.799-804, 2013.
- 5) 津波被害を受けた小泉地区橋梁の詳細被害分析, 佐々木達生, 幸左賢二, 神宮司博志, コンクリート工学年次論文集, Vol.35, No.2, pp.805-810, 2013.
- 6) EVALUATION OF BRIDGE OUTFLOWS DUE TO GREAT TSUNAMI, Yulong ZHENG, Kenji KOSA and Tatsuo, コンクリート工学年次論文集, Vol.35, No.2, pp.841-846, 2013.
- 7) 道路橋の津波による被害分析, 清水英樹, 幸左賢二, 佐々木達生, 構造工学論文集 Vol.58A, pp.366-377, 2012
- 8) Damage Judgment of Utatsu Bridge Affected by Tsunami due to Great East Japan Earthquake, Li Fu, Kenji Kosa, Hideki Shimizu and Zhongqi Shi, Structural Engineering Vol.58A, pp.377-387, 2012
- 9) DAMAGE TO STRUCTURES DUE TO TSUNAMI AND EVALUATION OF TSUNAMI VELOCITY IN SHIZUGAWA, LI FU, Kenji KOSA, Hideki SHIMIZU and Yulong ZHENG, コンクリート工学論文集, Vol.34, No.2, pp.805-810, 2012
- 10) 津波による津谷川周辺地域の PC 桁橋梁を含む構造物の損傷分析, 佐々木達生, 幸左賢二, 付李, 田崎賢治, コンクリート工学年次論文集, Vol. 34, No2, pp.811-816, 2012

II. 表彰

25年度には下記の表彰を受けた.

- 1) 津波による橋梁の損傷分析 (第21回シンポジウム論文集) 平成24年度プレストレスコンクリート工学会賞 (論文部門)

⑩ 研究成果の社会への情報発信

下記に示すように研究成果を広く公開するとともに, 土木学会の委員会活動の一環として津波設計法WGを組織し, シンポジウムにおいて活動状況の報告を実施した.

- 1) 東日本大震災による被害の実態, NHK東日本大震災スペシャル出演, 2014,3,
- 2) 東日本大震災による橋梁被害分析, 下記を含む土木学会ほか特別講演を3年間に合計40回実施, 参加者合計3000名
津波に対する道路構造物 (盛土を含む) の対策と課題, 幸左賢二, 土木学会, 第13回地震災害マネジメントセミナー 2, pp. 1117-1122, 2012
- 3) 東日本大震災による橋梁被害分析, 大学関係への特別講演 (長崎大学, 大阪市立大学, 徳島大学), 2012, 参加者合計200名
- 4) 東日本大震災による橋梁被害分析, 海外での特別講演 (タイ国コンクリート工学会, 米国オレゴン大学), 2013, 参加者合計100名
- 5) 東日本大震災による橋梁等の被害分析小委員会中間報告会, 土木学会, 2014.8, 参加者120名
- 6) 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会, 土木学会ほか, 2015.8, 参加申込者200名
- 7) 地震時保有耐力法シンポジウム, 津波WG中間報告, 2012.7, 参加者100名
- 8) 地震時保有耐力法シンポジウム, 津波WG報告, 2013.7, 参加者100名

⑪ 研究の今後の課題・展望等

本研究により津波による橋梁への作用力, 抵抗力の標準的な評価手法が提案され, 十分な成果が得られたと考えられる. 一方さらに検討すべき課題も存在する. 以下に具体的検討課題について説明する.

1. 南海・東南海地震に関する検討

東日本大震災の被害分析により, 橋梁の被害メカニズムおよびその対策手法を明確となった. 本手法を想定される南海・東南海地震に対して適用することにより, 想定被害度および適切な対策手法の提案が可能となる.

2. 桁の補強手法に関する検討

本研究では, ケーブルやアンカーボルトを用いることにより, 水平抵抗および鉛直抵抗を確保できると仮定し, その有効性について確認した. しかしながら, アンカーボルトやケーブルが共同して抵抗することは必ずしも明確ではなく, 模型実験により確認する必要がある.

3. 盛土の補強手法に関する検討

実験によりコンクリート護岸工については流失防止効果が顕著であることは明らかとなったが, その評価は定量的なレベルにはなっていない. 今後, さらに大型模型を用いて, コンクリートブロック形状や津波流速をパラメータとした実験を実施することにより, 具体的な設計手法の確立が求められる.

⑫ 研究成果の道路行政への反映

具体的な道路行政に対する成果を以下に示す.

1. 設計の考え方の明示

本設計手法では想定津波高さ, 桁位置により設計波力を算定することができる. よって想定津波高が明らかになれば, 標準的な橋梁に対しては危険度の判定が可能である.

2. 区域における想定被害検討手法の明示

本検討により, 東日本大震災による橋梁の被害メカニズムが明らかとなった. 同様の手法を用いることにより, 例えば南海・東南海地震が想定される九州, 四国, 近畿, 東海区域内の道路構造物被害の想定および適切な対策手法の提案が可能となる.

3. 対策工の明示

危険と判定された橋梁に対してはケーブルやアンカーボルトを用いた対策法が有用であることを明らかにした. 同様に, 盛土に対してはコンクリート護岸による対策法が有用であることを明らかにした. 本手法を標準として, さらに効率的な手法を検討することにより, 実構造物の津波に対する補強対策が可能となった.

⑬自己評価

1. 研究目的の達成度

3カ年に亘る実験により、津波に対する橋梁の照査法の提案といった目的は達せられた。また、被害メカニズムの妥当性を評価するために実施した5か所の東日本大震災による橋梁被害分析により、いずれの地区においても流速4~7m/sの定常流により桁が流失したことを世界で初めて明らかにした。

2. 今後の展望

標準的な橋梁形状については、評価手法が明らかとなったものの、特殊な桁形状、背面地形の影響、橋梁や盛土の補強手法については、必ずしも十分な検討とはなっていない。今後、これらをパラメータした実験を実施することによって、各個別構造物に対する設計法や補強手法を提案することが可能となる。

3. 道路政策の質の向上への寄与

本研究成果により、津波に対する標準的な設計手法が明示された。よって本研究手法を用いて、各津波来襲想定地域の橋梁の実務設計を実施することが可能と考えられる。

4. 研究費の投資価値

本研究においては、3カ年に3種類の実験（中型水理、小型水理、遠心模型）、5か所の現場計測（小泉、陸前高田、釜石、歌津、志津川）により、十分な成果が得られたと考えられる。研究者6名、研究支援大学院生20名でこれらの課題に取り組み、得られた成果を考慮すると業務費用4350万円に対して、1.0倍近い投資効果があったと考えられる。

⑭本制度に対する意見等【非公表】

I. 特筆すべき事項

1. 国土交通省の協力や意見が得られることにより、実務的な検討成果が得られた。
2. 具体的には、3ヶ月に一度の担当者に対する進捗状況説明により、担当者から設計手法に対するアドバイスが得られるとともに現行示方書との整合性をはかることができた。
3. 東日本大震災における現地調査においても、事務所から全面的な協力が得られ、スムーズに検討が進めることが出来た。
4. このように本プロジェクトは構造物管理者と研究者が一体となって取り組めるなど投資効果が極めて大きいと考えられる。

II. 気づいた改善点について

1. 早期の契約

契約が7月中旬となり、予算執行上の制約が多かった。例えば、実験に用いた下関港湾事務所所有の装置の使用は4月から9月までと期間を限定される場合が多く、やむを得ず自己資金で実施する場合も多かった。

2. 様式の統一

できれば、報告書や成果品の標準的な様式を示していただきたい。例えば、業務成果品と成果概要書の様式が異なるために、2つの様式のものを2週間も掛かって作成するなど、非効率な作業が必要となった。

【様式2】

研究経費に関する調書【非公表】
「研究テーマ名：(津波に強い道路構造物の研究開発)」

平成24年度 (※年度毎に作成してください)

単位：万円

収支決算書 支出							
	合計	直接経費					間接経費
		物品費	人件費・謝金	旅費	その他	計	
契約金	1,200	0	336	236	628	1,200	0
決算額	1,221	0	354	225	642	1,221	0
差引額	△21	0	△18	11	△14	△21	0

単位：万円

収支決算書 収入				
	合計	委託費の額	自己充当額	その他
	1,221	1,200	21	0

備考 (当初予定から項目や金額を変更した場合には、その理由等を記入してください)

【様式 2】

研究経費に関する調書【非公表】
「研究テーマ名：(津波に強い道路構造物の研究開発)」

平成 25 年度 (※年度毎に作成してください)

単位：万円

収支決算書 支出							
	合計	直接経費					間接経費
		物品費	人件費・謝金	旅費	その他	計	
契約金	2,250	1,126	529	429	166	2,250	0
決算額	2,279	1,155	534	418	172	2,279	0
差引額	△29	△29	△5	11	△6	△29	0

単位：万円

収支決算書 収入				
	合計	委託費の額	自己充当額	その他
	2,279	2,250	29	0

備考 (当初予定から項目や金額を変更した場合には、その理由等を記入してください)

【様式 2】

研究経費に関する調書【非公表】
「研究テーマ名：(津波に強い道路構造物の研究開発)」

平成 26 年度 (※年度毎に作成してください)

単位：万円

収支決算書 支出							
	合計	直接経費					間接経費
		物品費	人件費・謝金	旅費	その他	計	
契約金	900	316	319	213	52	900	0
決算額	927	353	301	221	52	927	0
差引額	△27	△37	18	△8	0	△27	0

単位：万円

収支決算書 収入				
	合計	委託費の額	自己充当額	その他
	927	900	27	0

備考 (当初予定から項目や金額を変更した場合には、その理由等を記入してください)

「道路政策の質の向上に資する技術研究開発」(平成24年度採択)
研究概要

番号	研究課題名	研究代表者
No.24-7	津波に強い道路構造物の研究開発	九州工業大学 教授幸左賢二

津波に強い道路構造物を実現するため、橋梁の耐津波設計法を確立することを研究目的として、現地調査および数値シミュレーションにより東日本大震災における橋梁被害発生メカニズムを明らかにするとともに、水理模型実験により橋梁への作用力、抵抗力算定手法を提案する。

1. 研究の背景・目的

申請者は19～21年度に本技術研究開発課題に採択されるとともに、津波が構造物に及ぼす影響に着目した分析を実施している。その結果、以下のような他に類を見ない成果を挙げつつある。

- 1) スマトラ沖地震による橋梁の津波被害に着目し、造波装置を用いた模型桁実験により桁流失が発生するメカニズムを世界で初めて明らかにし、国土交通省優秀技術研究開発賞を受賞している。
- 2) 東日本大震災においても、スマトラ沖地震で用いた橋梁被害評価手法である桁作用力抵抗力比に着目した橋梁被害分析を実施している。

その結果、10mを超える津波においては、桁移動および背面土の洗掘が支配的損傷であること、桁作用力抵抗力比と損傷度(ランクA, C)には極めて明確な相関があることを明らかにした。

これらの研究を基に、本研究では以下の課題に取り組むことにより耐津波設計法を確立するとともに、津波に強い道路構造物を開発することを目的とする。

2. 研究内容

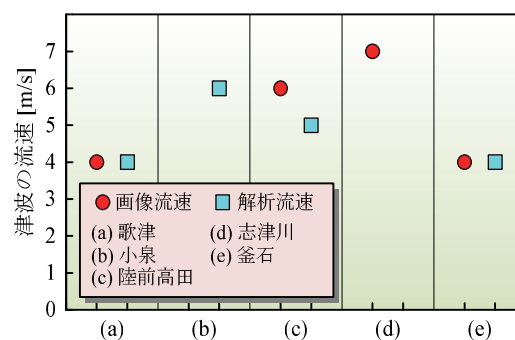
本研究では以下の課題に取り組む。

- 1) **構造物被害分析**：10mを超える大津波による道路構造物の概略被害調査を実施し、構造物への作用力と抵抗力の関係を明らかにする。
- 2) **地域被害状況分析**：画像解析や数値解析による橋梁被害の詳細分析を実施し、橋梁への作用力と抵抗力の関係を明らかにする。
- 3) **橋梁に関する検討**：10mを超える津波高を想定した水理模型実験により、桁、橋台への作用力、抵抗力算定手法を提案する。
- 4) **橋台構造に関する検討**：橋台の被害調査を実施し、その損傷度を評価する。また、その損傷メカニズムを明らかにする。
- 5) **津波設計法・対策手法提案**：実橋梁・橋台構造物を対象に津波対策手法を提案する。具体的には、東日本大震災の被害橋梁などを対象に、安全性の照査手法、対策工を提案する。

3. 研究成果

1) 地域被害状況分析

5地区を対象に詳細な被害分析を実施した。図—1に5地区の分析結果を示す。分析の結果、いずれも先端の段波状津波の高さは2～3mであり、津波は桁下面を通過している。その後、津波は1～3m/minの比較的緩やかな水位上昇を伴って、桁位置に到着する。このときの流速は、地区により異なるが、4～7m/s程度であった。このように、桁高5mを超える橋梁では、水位上昇の緩やかな定常流的な津波により流出に至る場合が多いことが明らかになった。



図—1 地域別分析結果

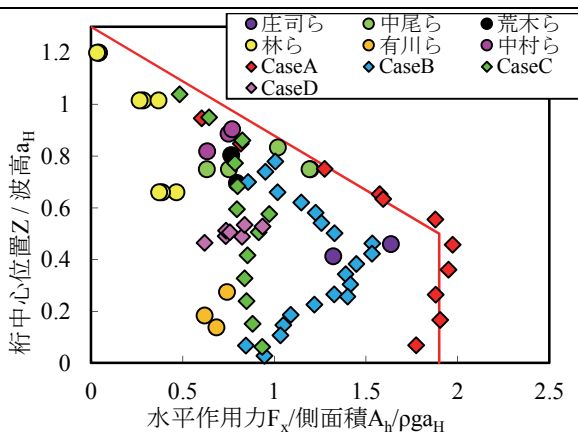


図-2 水平波力

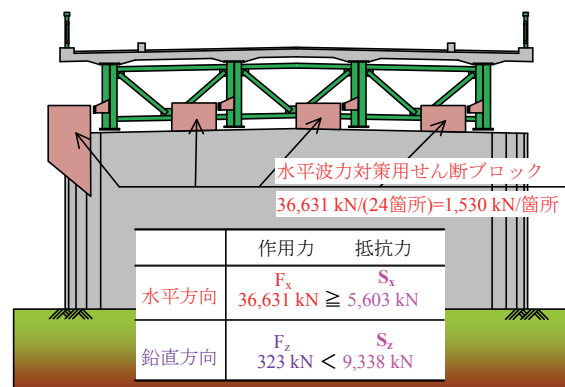


図-3 津波対策工

2) 津波設計手法・対策

津波形状は孤立波タイプと定常流タイプに区分できる。孤立波の波高と桁位置をパラメータとした実験および各機関で実施された実験結果を図-2に示す。実験を包括する近似線を求め、桁の単位面積あたりの作用力が提案できる。これを流失した気仙大橋を対象に、桁に流速 8m/s の定常流に伴い 5m の孤立波が作用したと仮定し、必要抵抗力を求めると、図-3に示すように 24 個のコンクリートブロックで流失が防止できることが明らかとなった。

4. 主な発表論文

24, 25, 26年度には下記を含む20件の査読付論文を掲載した。

- 1) 桁抵抗力津波作用力に基づく橋梁の被害分析, 佐々木達生, 幸左賢二, 鄭玉龍, 構造工学論文集 Vol.59A, pp.417-427, 2013.
- 2) Tsunami damage evaluation of Utatsu Bridge by video and 2-D simulation analyses, Li Fu, Kenji kosa and Tatsuo Sasaki, Journal of St. Eng. Vol.59A, pp.428-438, 2013.
- 3) Tsunami damage analysis for bridges in Shizugawa area, Yulong Zheng, Kenji Kosa and Tatsuo Sasaki, Journal of St. Eng. Vol.59A, pp.439-449, 2013.

5. 今後の展望

本研究により津波による橋梁への作用力, 抵抗力の標準的な評価手法が提案され, 十分な成果が得られたと考えられる。今後は本検討手法を以下のように活用すべきと考える。

1) 南海・東南海地震に関する検討

東日本大震災の被害分析により, 橋梁の被害メカニズムおよびその対策手法を明確となった。本手法を想定される南海・東南海地震に対して適用することにより, 想定被害度および適切な対策手法の提案が可能となる。

6. 道路政策の質の向上への寄与

具体的な道路行政に対する成果を以下に示す。

1) 設計の考え方の明示

本設計手法では想定津波高さ, 桁位置により設計波力を算定することができる。よって想定津波高が明らかになれば, 標準的な橋梁に対しては危険度の判定が可能である。

2) 対策工の明示

危険と判定された橋梁に対してはケーブルやアンカーボルトを用いた対策法が有用であることを明らかにした。同様に, 盛土に対してはコンクリート護岸による対策法が有用であることを明らかにした。本手法を標準として, さらに効率的な手法を検討することにより, 実構造物の津波に対する補強対策が可能となった。

7. ホームページ等

<http://taishinn.s2.weblife.me/contact.html>

“Technical Research and Development for Road Policy Quality Improvement” Study Summary

No.	Title	Principal Researcher
No.24-7	Research and Development on Tsunami-resistant Road Structures	Kyushu Institute of Technology Prof. Kenji KOSA

We attempted to develop a design method of bridges which are resistant to tsunamis. First, we grasped the mechanism of damage to bridges during the Great East Japan Earthquake by conducting field surveys and numerical simulations. Next, we carried out an experiment using a hydrologic model. Based on the overall results, we proposed a method to calculate the acting force and resistant force when the bridge is flooded by the tsunami.

1. Backgrounds and Objectives

Our research group received a research grant in 2007 through 2009 to study the damage to structures due to the tsunami triggered by the Indian Ocean Earthquake. As the fruit of this study, we grasped the mechanism how girders are washed away by the tsunami for the first time in the world, and received the MLIT Excellent R&D Award.

We applied this damage evaluation method to the structures damaged by the tsunami in the Great East Japan Earthquake with the aim of achieving two objectives: to establish a tsunami-resistant design method and to develop tsunami-resistant road structures.

2. Activities in Research Period

We took the following five steps to carry out the present study.

- 1) Evaluation of damage to road structures through field surveys
- 2) Detailed evaluation of damage in five areas through image & numerical analyses
- 3) Study of the damage process through hydrologic model experiments
- 4) Study of damage to the abutment and the damage mechanism
- 5) Proposal of the tsunami-resistant design method and protection measures

3. Study Results

1) Evaluation of damage

Figure 1 shows the results of detailed damage analysis targeting five areas. The tip of each bore type tsunami was 2 to 3 m high and they passed under the girder. The subsequent waves increased their height gradually at a ratio of 1-3 m/min and reached the girder position. The velocity at the time was 4-7 m/s. It was found that girders higher than 5 m were washed away by the steady flow-type tsunami whose water level rose gradually.

2) Tsunami-resistant design and protection measures

The tsunami shape is divided into the solitary wave type and the steady flow type. From the experimental results in Fig. 2 that used the former wave type, we can estimate the acting force per unit area of the girder. If we assume that a 5 m-high solitary wave accompanied by the 8 m/s steady flow acts on the girder of the Kesen Bridge, we can estimate the necessary resisting force. From this calculation, it was found that the wash-away of girders can be prevented if 24 concrete blocks are installed as shown in Fig. 3.

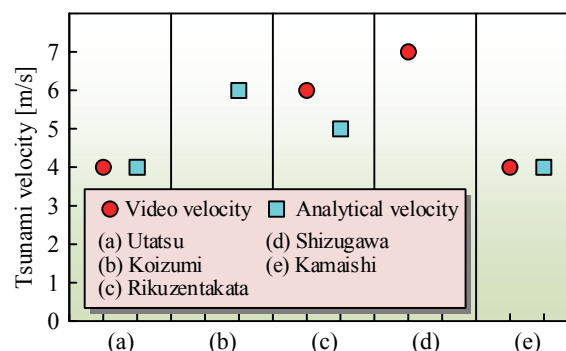


Fig. 1 Tsunami velocity distribution

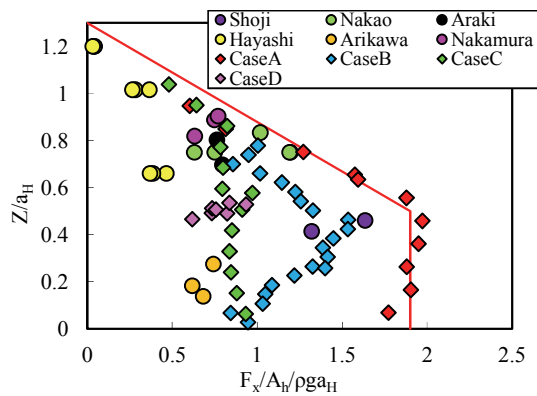


Fig. 2 Relationship between F_x and Z/a_H

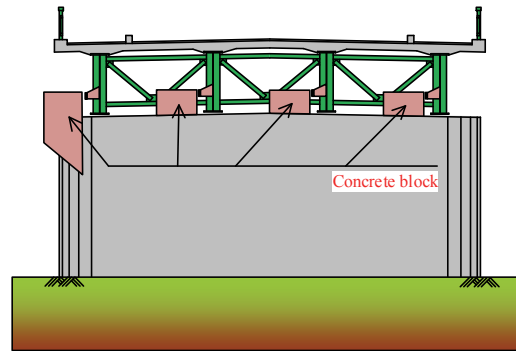


Fig. 3 Protective producer against tsunami

4. Papers for Presentation

20 papers, including the following, were published in the review-based journals in 2012 through 2014.

- 1) Sasaki, T., Kosa, K. and Zheng, Y.: Damage analysis of bridges based on the tsunami's acting force and the girder's resisting force, *Journal of St. Eng.*, Vol. 59A, pp. 417-427, 2013.
- 2) Fu, L., Kosa, K. and Sasaki, T.: Tsunami damage evaluation of the Utatsu Bridge by video and 2-D simulation analyses, *Journal of St. Eng.*, Vol. 59A, pp. 428-438, 2013.
- 3) Zheng, Y., Kosa, K. and Sasaki, T.: Tsunami damage analysis for bridges in the Shizugawa area, *Journal of St. Eng.*, Vol. 59A, pp. 439-449, 2013.

5. Study Development and Future Issues

Based on the present study, we proposed a standard evaluation method of the tsunami's acting force and the girder's resisting force when a bridge is flooded by tsunami waves. The proposed evaluation method can be used for various applications including the following.

- 1) Study on the projected Nankai and Tonankai Earthquakes.
The damage mechanism of bridges and recommended protection measures were identified from the analysis of damage in the Great East Japan Earthquake. If we apply this knowledge to those projected earthquakes, we can estimate the degree of damage and propose protection measures.

6. Contribution to Road Policy Quality Improvement

The following two points are significant as the contributions to the road policy quality improvement.

- 1) **A specific design approach was presented.**
If the proposed design method is used, it is possible to calculate the design wave force using the girder height and the projected tsunami height. If the projected tsunami height is obtained, it is possible to evaluate the degree of danger of standard bridges.
- 2) **Specific protection measures were presented.**
It was found that the use of cables and anchor bolts is effective as the protection measures of the bridges evaluated as dangerous. It was also found that the concrete abutment is effective in protecting embankments from tsunamis. As seen, we can strengthen actual structures against tsunamis if we apply the proposed design method to those structures.

7. References, Websites, etc.

<http://taishinn.s2.weblife.me/contact.htm>



道路政策の質の向上に資する技術研究開発
成 果 報 告 レ ポ ー ト
N o . 2 4 - 7

研究テーマ

津波に強い道路構造物の研究開発

研究代表者：九州工業大学教授	幸左 賢二
共同研究者：九州工業大学教授	廣岡 明彦
防衛大学校助教	嶋原 良典
筑波大学准教授	庄司 学
鳥取大学准教授	小野 祐輔

平成 2 7 年 7 月

新道路技術会議

目次

研究概要（様式 3 を挿入）	1
第 1 章 まえがき	3
第 2 章 東日本大震災における津波の被害分析.....	3
2. 1 分析目的.....	3
2. 2 全体被害状況のまとめ.....	4
2. 3 地区毎の詳細分析.....	8
2. 4 まとめ	13
第 3 章 孤立波性状の津波による桁の津波作用力の実験的検討	14
3. 1 砕波の有無を評価した津波作用力の評価	14
3. 2 孤立波を対象とした実験的検討.....	19
3. 3 孤立波性状の津波作用力評価式.....	25
3. 4 まとめ	25
第 4 章 準定常的な持続波力による桁の津波作用力の実験的検討	27
4. 1 目的と実験概要	27
4. 2 流速が作用力に与える影響.....	28
4. 3 水位上昇を模擬した桁降下実験結果.....	32
4. 4 定常流による津波作用力の評価式	34
4. 5 まとめ	37
第 5 章 津波による盛土の崩壊に関する実験	38
5. 1 研究の背景と目的.....	38
5. 2 実験システム.....	39
5. 3 実験結果及び考察.....	41
5. 4 盛土崩壊実験のまとめ.....	42
5. 5 盛土の津波対策工適用への提案.....	43
第 6 章 橋梁の津波作用力の評価式の提案.....	44
6. 1 橋梁の津波作用力の評価式の適用	44
6. 2 上部構造に生じる段波波力の評価式.....	46
6. 3 上部構造に生じる持続波力の評価式.....	46
6. 4 橋脚や橋台に生じる段波波力の評価式	47
6. 5 橋脚や橋台に生じる持続波力の評価式	47
6. 6 まとめ	47

第7章 橋梁の耐津波設計法と対策工の提案	48
7. 1 橋梁の耐津波設計例	48
7. 2 橋梁の耐津波対策工	51
7. 3 まとめ	51

「道路政策の質の向上に資する技術研究開発」(平成24年度採択)
研究概要

番号	研究課題名	研究代表者
No.24-7	津波に強い道路構造物の研究開発	九州工業大学 教授幸左賢二

津波に強い道路構造物を実現するため、橋梁の耐津波設計法を確立することを研究目的として、現地調査および数値シミュレーションにより東日本大震災における橋梁被害発生メカニズムを明らかにするとともに、水理模型実験により橋梁への作用力、抵抗力算定手法を提案する。

1. 研究の背景・目的

申請者は19～21年度に本技術研究開発課題に採択されるとともに、津波が構造物に及ぼす影響に着目した分析を実施している。その結果、以下のような他に類を見ない成果を挙げつつある。

- 1) スマトラ沖地震による橋梁の津波被害に着目し、造波装置を用いた模型桁実験により桁流失が発生するメカニズムを世界で初めて明らかにし、国土交通省優秀技術研究開発賞を受賞している。
- 2) 東日本大震災においても、スマトラ沖地震で用いた橋梁被害評価手法である桁作用力抵抗力比に着目した橋梁被害分析を実施している。

その結果、10mを超える津波においては、桁移動および背面土の洗掘が支配的損傷であること、桁作用力抵抗力比と損傷度(ランクA, C)には極めて明確な相関があることを明らかにした。

これらの研究を基に、本研究では以下の課題に取り組むことにより耐津波設計法を確立するとともに、津波に強い道路構造物を開発することを目的とする。

2. 研究内容

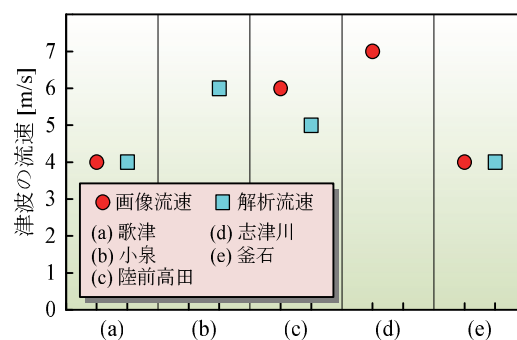
本研究では以下の課題に取り組む。

- 1) **構造物被害分析**：10mを超える大津波による道路構造物の概略被害調査を実施し、構造物への作用力と抵抗力の関係を明らかにする。
- 2) **地域被害状況分析**：画像解析や数値解析による橋梁被害の詳細分析を実施し、橋梁への作用力と抵抗力の関係を明らかにする。
- 3) **橋梁に関する検討**：10mを超える津波高を想定した水理模型実験により、桁、橋台への作用力、抵抗力算定手法を提案する。
- 4) **橋台構造に関する検討**：橋台の被害調査を実施し、その損傷度を評価する。また、その損傷メカニズムを明らかにする。
- 5) **津波設計法・対策手法提案**：実橋梁・橋台構造物を対象に津波対策手法を提案する。具体的には、東日本大震災の被害橋梁などを対象に、安全性の照査手法、対策工を提案する。

3. 研究成果

1) 地域被害状況分析

5地区を対象に詳細な被害分析を実施した。図—1に5地区の分析結果を示す。分析の結果、いずれも先端の段波状津波の高さは2～3mであり、津波は桁下面を通過している。その後、津波は1～3m/minの比較的緩やかな水位上昇を伴って、桁位置に到着する。このときの流速は、地区により異なるが、4～7m/s程度であった。このように、桁高5mを超える橋梁では、水位上昇の緩やかな定常流的な津波により流出に至る場合が多いことが明らかになった。



図—1 地域別分析結果

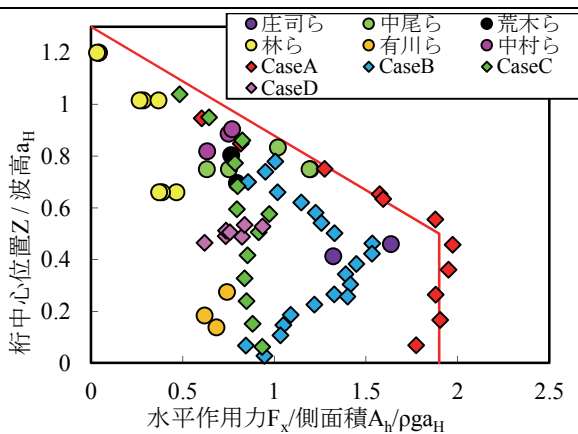


図-2 水平波力

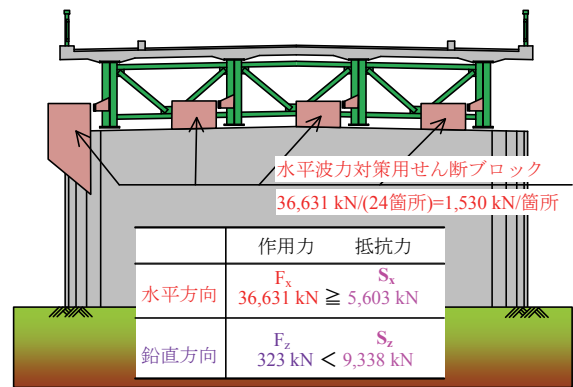


図-3 津波対策工

2) 津波設計手法・対策

津波形状は孤立波タイプと定常流タイプに区分できる。孤立波の波高と桁位置をパラメータとした実験および各機関で実施された実験結果を図-2に示す。実験を包括する近似線を求め、桁の単位面積あたりの作用力が提案できる。これを流失した気仙大橋を対象に、桁に流速 8m/s の定常流に伴い 5m の孤立波が作用したと仮定し、必要抵抗力を求めると、図-3に示すように 24 個のコンクリートブロックで流失が防止できることが明らかとなった。

4. 主な発表論文

24, 25, 26年度には下記を含む20件の査読付論文を掲載した。

- 1) 桁抵抗力津波作用力に基づく橋梁の被害分析, 佐々木達生, 幸左賢二, 鄭玉龍, 構造工学論文集 Vol.59A, pp.417-427, 2013.
- 2) Tsunami damage evaluation of Utatsu Bridge by video and 2-D simulation analyses, Li Fu, Kenji kosa and Tatsuo Sasaki, Journal of St. Eng. Vol.59A, pp.428-438, 2013.
- 3) Tsunami damage analysis for bridges in Shizugawa area, Yulong Zheng, Kenji Kosa and Tatsuo Sasaki, Journal of St. Eng. Vol.59A, pp.439-449, 2013.

5. 今後の展望

本研究により津波による橋梁への作用力, 抵抗力の標準的な評価手法が提案され, 十分な成果が得られたと考えられる。今後は本検討手法を以下のように活用すべきと考える。

1) 南海・東南海地震に関する検討

東日本大震災の被害分析により, 橋梁の被害メカニズムおよびその対策手法を明確となった。本手法を想定される南海・東南海地震に対して適用することにより, 想定被害度および適切な対策手法の提案が可能となる。

6. 道路政策の質の向上への寄与

具体的な道路行政に対する成果を以下に示す。

1) 設計の考え方の明示

本設計手法では想定津波高さ, 桁位置により設計波力を算定することができる。よって想定津波高が明らかになれば, 標準的な橋梁に対しては危険度の判定が可能である。

2) 対策工の明示

危険と判定された橋梁に対してはケーブルやアンカーボルトを用いた対策法が有用であることを明らかにした。同様に, 盛土に対してはコンクリート護岸による対策法が有用であることを明らかにした。本手法を標準として, さらに効率的な手法を検討することにより, 実構造物の津波に対する補強対策が可能となった。

7. ホームページ等

<http://taishinn.s2.weblife.me/contact.html>

第1章 まえがき

2004年12月26日に発生したスマトラ沖地震による巨大津波は、各地に甚大な被害を発生させた。この巨大津波により、建築物ばかりでなく、社会基盤施設、特に橋梁や道路盛土等の道路構造物の被害も発生した。一方、我が国においても2011年3月11日に宮城県牡鹿半島東南東約130km付近を震源とする東北地方太平洋沖地震で発生した巨大津波の影響で、東北地方の太平洋沿岸部は壊滅的な被害を受け、先の例と同様に桁流出や洗掘など、橋梁や道路盛土等の道路構造物の被害が発生している。更に、近い将来に南海、東南海地震の発生も危惧されており、それに伴う大津波の来襲が懸念されている。

近年、津波関係の精力的な研究の成果として、海岸地点に押し寄せる津波の波高や流速についての予測が可能となっているものの、津波の影響を受ける道路構造物への影響を評価する手法やその際に設定すべき性能水準に対する検討は未だ明確に定まっていない。

このような背景のなか、19～21年度に実施した津波が構造物に及ぼす影響に着目した分析では、模型実験による橋梁の上部構造の流出発生メカニズムや、遠心力遠心力模型実験による道路盛土の洗掘発生メカニズムが解明されている。

本研究では、これらの研究を基に、道路構造物に対する耐津波設計法を確立するとともに、津波に強い道路構造物を開発することを目的とする。

成果報告は、表-1.1に示す章立てにより各検討内容をまとめており、主に東日本大震災における被害分析(第2章)では、津波の様態を撮影した多数の画像を分析することで、実際に橋梁や道路盛土に作用する津波の特性(ここでは水位上昇の過程や流速、波形状をいう)を明らかにした。次いで、画像解析に基づき、津波の作用を模擬した水理実験から(第3章から第5章)、津波が作用する際に橋梁ならびに道路盛土に発生する津波作用力の評価式を構築した(第6章)。

最後に、東日本大震災で流出被害が生じた橋梁を例に津波作用力の評価式を用いて、設計例と対策工を示した。

第2章 東日本大震災における津波の被害分析

2.1 分析目的

2011年3月11日14時46分、宮城県牡鹿半島東南東約130km付近を震源とするM9.0の大地震が発生し、これに伴う津波の影響で、東北地方の太平洋沿岸部が壊滅的な被害を受けた。気象庁発表によれば岩手県や宮城県で7～12mの津波痕跡高が報告されている^{2.1)}。

津波により多数の構造物の流出が発生しており、このうち、橋梁については浸水範囲^{2.2)}に架橋される橋梁約3,000橋に対して、約300橋の桁流出が確認されているが、90%の橋梁は桁流出を免れている。



図-2.1 調査対象区間と対象橋梁位置

表-1.1 章立てと位置付け

章	タイトル	適用
第2章	東日本大震災における津波の被害分析	<ul style="list-style-type: none"> 道路構造物の被害状況の評価 津波遡上状況の評価
第3章	孤立波性状の津波によって桁に発生する作用力の実験的検討	<ul style="list-style-type: none"> 中型模型実験 上部構造を対象とした孤立波実験
第4章	準定常的な持続波力によって桁に発生する作用力の実験的検討	<ul style="list-style-type: none"> 中型模型実験 上部構造を対象とした定常流実験
第5章	津波による盛土の崩壊に関する実験	<ul style="list-style-type: none"> 遠心模型実験
第6章	津波作用力の評価式の提案	<ul style="list-style-type: none"> 作用力の評価方法
第7章	耐津波設計法と対策工の提案	<ul style="list-style-type: none"> 対津波設計法の提案

本章では橋梁上部構造の流出被害発生の有無を支配する要因を明らかにすることを目的とした全体被害状況の分析結果と、上部構造の流出メカニズムの推定と地域に襲来した津波の特徴を明らかにすることを目的とした地域毎の詳細被害分析の結果を報告する。

2.2 全体被害状況のまとめ

(1) 対象橋梁と橋梁数の定義

対象区間は、図-2.1に示す東北地方の沿岸部であり、北から南に向かって岩手県上閉伊郡大槌町、釜石市、陸前高田市、宮城県気仙沼市小泉地区、南三陸町歌津地区、志津川地区、石巻市河南町、亶理市、福島県相馬郡新地町の9地区である。

分析の対象とした橋梁は、車両の通行に供する幅員5m以上(対面2車線以上)の橋梁であり、かつ、現地調査で直接目視で確認した橋梁である。橋梁単位は基本的に1橋梁を1橋として計上している。

図-2.2は1橋梁の中で異なる桁損傷度が混在する場合や異なる上部構造形式が混在する場合の橋梁数の定義を示している。図中(a)は単純PCポストテンションT桁の2連構造で構成され、桁損傷度はCである。図中(b)は単純PCプレテンションT桁の5連構造で構成され、桁損傷度はAである。このように、同様の桁形式であるが、桁損傷度が異なるため、それぞれで(a)を1橋、(b)を1橋で計上した。

一方、図中(c)は単純PCポストテンションT桁の5連で構成されるが、P7~P10までの3径間は桁損傷度A、残りの2径間は桁損傷度Cであり、同一形式内で異なる桁損傷度が混在する。この場合は桁損傷度の大きい3径間側を代表とし1橋とした。よって、前述の橋数39橋とは、25橋梁39桁であることを示している。

調査対象橋梁は道路橋に加えて鉄道橋も含む。構造形式の内訳は道路橋で、PC桁が14橋、RC桁が2橋、鋼桁が7橋、鋼トラス桁が2橋で、鉄道橋ではPC桁が8橋、RC桁が5橋、複合桁が1橋である。

桁損傷度の判定は、橋梁の使用の可否に着目して、

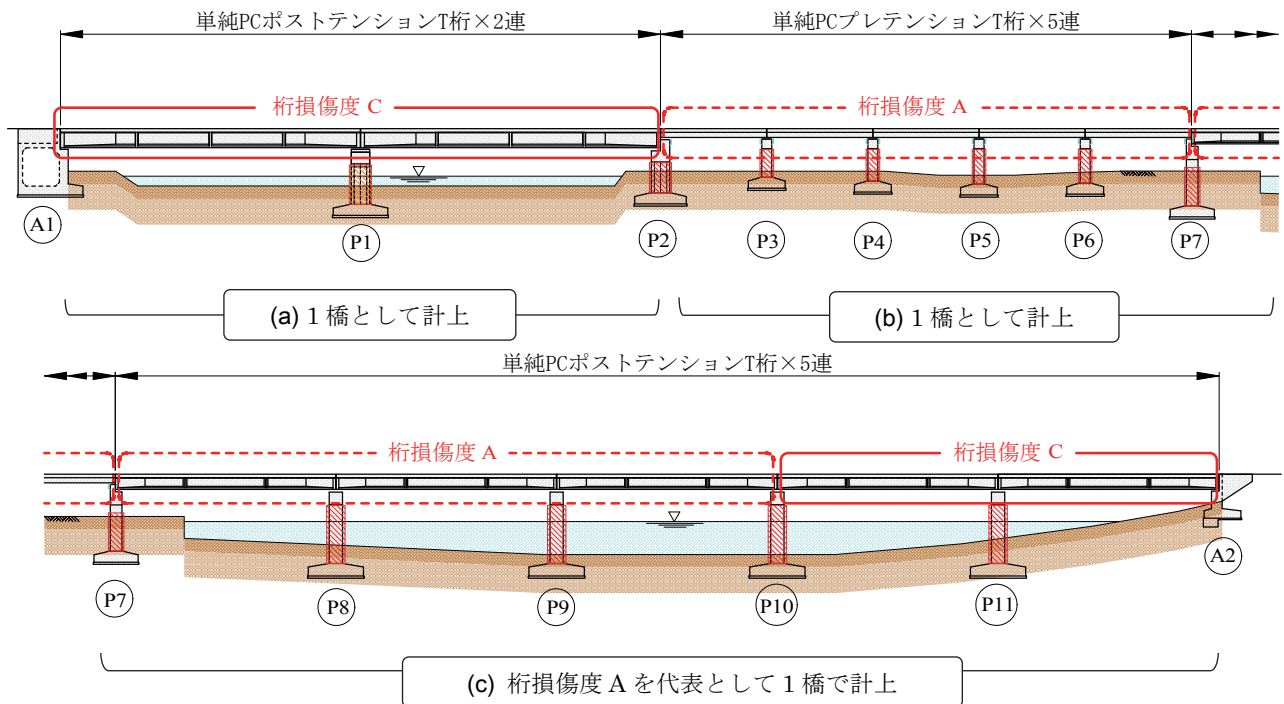


図-2.2 橋梁数の定義 (歌津大橋の例)



図-2.3 桁損傷度の代表例

表-2.1 に示すように定義した。すなわち、桁損傷度 A は完全流出して機能不全に陥った橋梁、桁損傷度 B は桁は移動したものの元の位置に戻すことで機能の回復が図れる橋梁、桁損傷度 C はそのまま機能維持できる橋梁である。なお、図-2.3 に各桁損傷度の代表例を示した。

図-2.4 に桁損傷度の分類結果を示す。同図より、ほぼ半数である 19 橋が桁損傷度 A に分類され上部構造が流出被害を受けて橋梁としての機能を維持出来ない状態となっているが、残りの 20 橋は流出を免れた桁損傷度 C となり、軽微な損傷にとどまり橋梁としての機能を維持している。今回の対象橋梁の中では桁損傷度 B に分類される橋梁は無く、被害は大別して流出したか、流出しないかの極端な被害に別れている。

次に、図-2.5 に上部構造形式毎に桁損傷度を分類して示す。対象とした橋梁数に、上部構造毎の母数の違いはあるものの、上部構造形式毎に発生した被害傾向の差は無い。このことから、上部構造の構造形式によって発生する被害状況の差は無いと言える。

(2) 桁抵抗力作用力比を用いた上部構造の流出評価

桁移動の有無の簡易判定式を用いて、橋梁種別による津波被害を支配する要因解明の分析を行う。津波作用力 F は、文献^{2.3), 2.4)}並びにモリソン式を参考に、式 (2.1) と仮定する。

$$F = \frac{1}{2} \rho_w C_d A v^2 + C_m \rho_w A B \frac{dv}{dt} + (\rho_w g h_1 A_1 - \rho_w g h_2 A_2) \quad (2.1)$$

ここに、津波作用力 F 、抗力係数 C_d ^{2.6), 2.7)}、水の密度 ρ_w (1,030kg/m³)、津波の流速 v 、上部構造の有効鉛直投影面積 A_h [m²]、慣性力係数 C_m 、津波の流速時刻歴から求める加速度 dv/dt [m/s²]、 h_1 と A_1 は作用側の高さ [m] と面積 [m²]、 h_2 と A_2 は作用の反対側の高さ [m] と面積 [m²]

式 (2.1) 中の右辺第 1 項は抗力項、第 2 項は慣性力項、第 3 項は水位差による静水圧項である。

津波による作用力を算出する際に想定する作用力モデルを図-2.6 に示す。これまでに入手した津波映像を分析した結果より、東北地方太平洋沖地震で発生した津波は水面勾配が非常に緩いため^{2.5)}、同図のような海側と陸側との水位差は生じないとして静水圧項は省略した。加速度 dv/dt も非常に小さく抗力項に比較し慣性力項は微小となるため、慣性力項も省略する。

以上より、作用力は図-2.6 に示す抗力項のみを考慮した F を作用力モデルとして、式 (2.2) より求める。

$$F = \frac{1}{2} \rho_w C_d v^2 A_h \quad (2.2)$$

$$C_d = \begin{cases} 2.1 - 0.1(B/D) & 1 \leq B/D < 8 \\ 1.3 & 8 \leq B/D \end{cases} \quad (2.3)$$

表-2.1 橋梁上部構造の桁損傷度の定義

桁損傷度	上部構造
A	完全に流出
B	桁移動、ただし下部構造上に存置
C	軽度な損傷

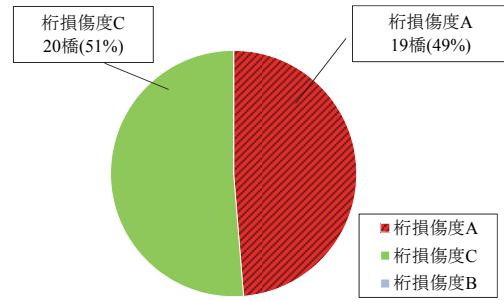


図-2.4 対象橋梁 39 橋の桁損傷度

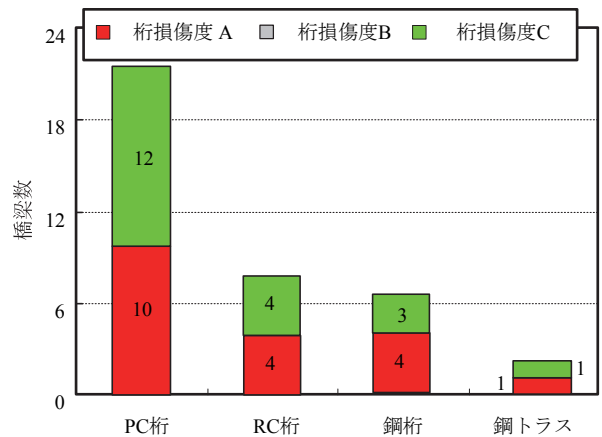


図-2.5 構造形式毎の流出被害の比較

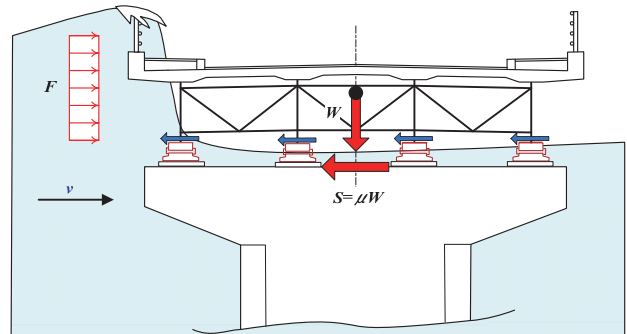


図-2.6 上部構造に作用する津波作用力

抗力係数 C_d は、文献^{2.6), 2.7)}より式 (2.3) から求め、橋の総幅 B [m]、橋の総高 D [m] である。

次に、津波に対する上部構造の抵抗力 S は摩擦係数 μ (片岡ら^{2.8)}が示した考え方にに基づき Rabbat らの実験結果^{2.9)}より 0.6 と仮定) と上部構造重量 W の積によって計算された摩擦力とみなし、式 (2.4) で算出する^{2.10)}。

$$S = \mu \cdot W \quad (2.4)$$

津波作用力と桁抵抗力の関係は、桁抵抗力 S を津波作用力 F で除す式 (2.5) により、桁抵抗力作用力

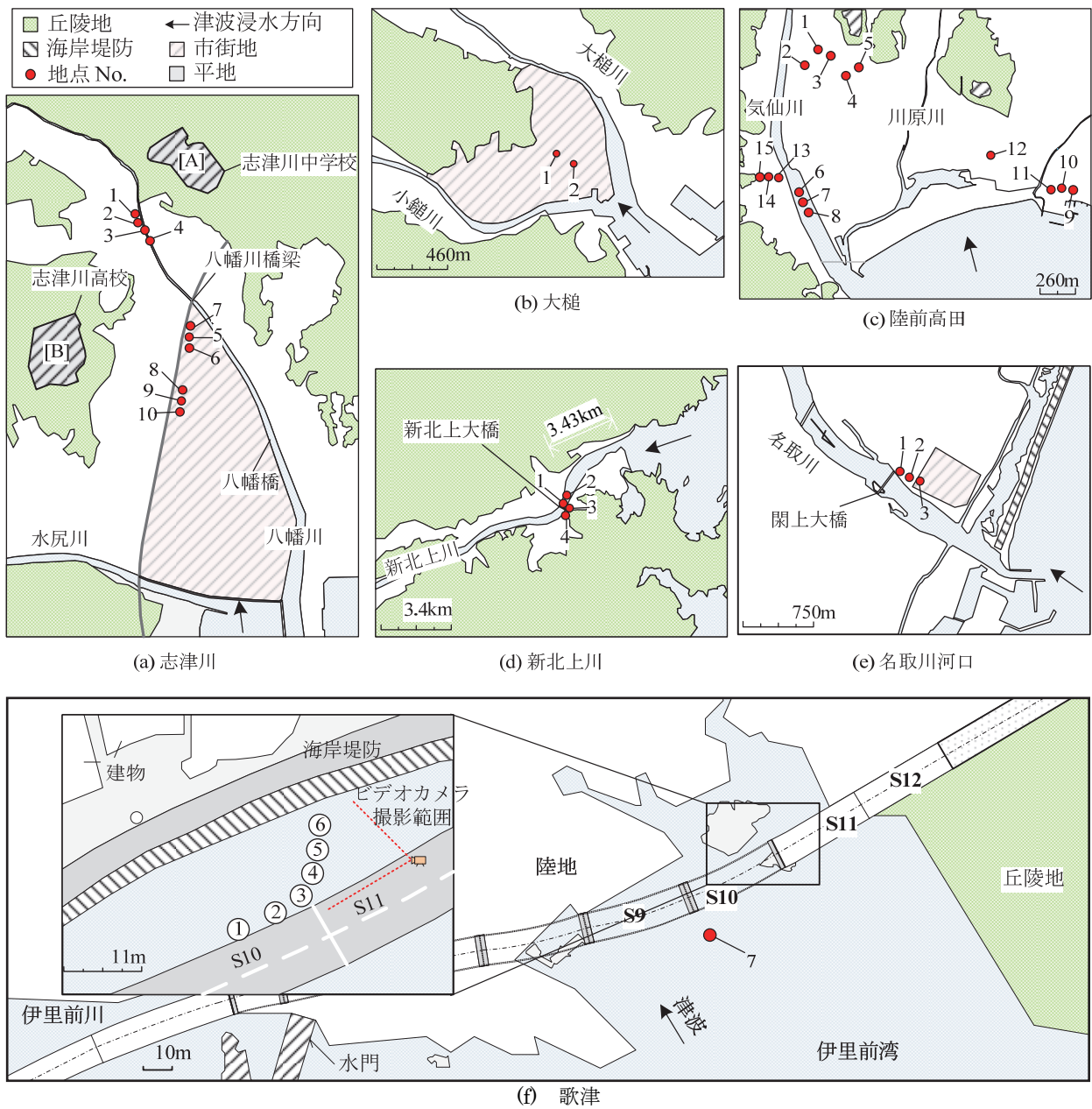


図-2.7 画像解析で流速を算出した地点

比 β 値を求めることで桁移動の発生の有無を判断する。

$$\beta = \frac{S}{F} \quad (2.5)$$

このように求めた桁抵抗力作用力比 β 値が 1.0 よりも大きい場合は、津波による作用力に対して上部構造の抵抗力が大きく、移動、または流出しにくい橋梁であり、1.0 未満の場合はその逆で、作用力に対する抵抗力が小さく、移動、または流出しやすい橋梁であることを示す。

式 (2.2) に用いる流速は、東日本大震災で撮影された多数の画像に映し出される流出した住宅や車両、船舶等の漂流物を対象に、漂流物が通過する 2 点間の距離と時間を計測して式 (2.6) で算出した。

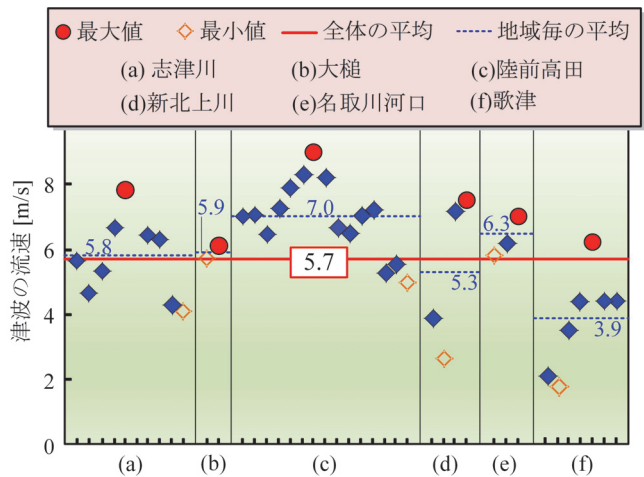


図-2.8 画像解析で算出した各地域の流速

$$v = \frac{l}{t} \quad (2.6)$$

ここに、流速 v [m/s], 漂流物が通過する 2 点間の移動距離 l [m], 2 点間の移動時間 t [sec]

図-2.7 に画像解析による流速計測を行った 6 地区と流速の計測地点を示す。図中 (a), (b), (c), (d), (e), (f) は、それぞれ、宮城県本吉郡南三陸町志津川、岩手県上閉伊郡大槌町、陸前高田市、石巻市新北上川、仙台市名取川河口部、南三陸町歌津である。

この 6 地区の計測流速、並びに平均化した流速を図-2.8 に示す。それぞれの地区で計測した流速は、ばらつきがみられるが、これらを平均化すると、概ね $v = 6 \text{ m/s}$ の流速を得る。

地域で見ると、陸前高田では平均 7.0 m/s と他の地域よりも大きな値になっている。以上の結果から、計測された津波流速は平均的には 6.0 m/s 程度で、最大でも 8.0 m/s であることが分かる。逆に言えば(2.5)式において、この流速に耐えられるように設計できれば、橋梁は流失しないと考えられる。

図-2.9 に、前述した対象橋梁 39 橋の桁抵抗力作用比 (β 値) と桁損傷度の関係を示した。作用力 F を求める際の流速 v は、前述の画像解析結果の平均流速 ($v = 6.0 \text{ m/s}$) を用いている。

図中に示す桁損傷度 A では $0.5 \sim 1.4$ の範囲にあり、平均値は 0.86 となる。一方、図中の桁損傷度 C の β 値は $0.6 \sim 4.9$ の範囲にあり平均値は 1.52 となる。この平均値の両者の差は 1.76 倍と大きく、桁損傷度毎の平均で見れば β 値の上部構造の流出評価指標としての有効性が見いだせる。

β 値が 1.5 より大きい橋梁は 6 橋あるが、全て桁損傷度 C で桁流出被害を受けていない。一方、 β 値が 0.6 以下の橋梁は 3 橋あり、全て桁損傷度 A である。

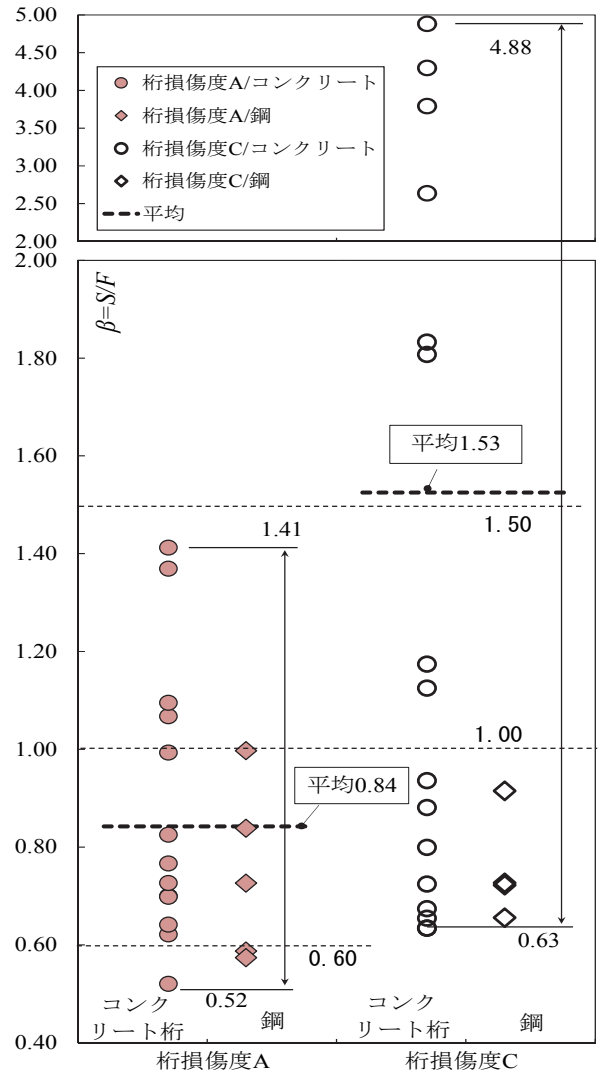


図-2.9 桁抵抗力作用力比 (β) と桁損傷度

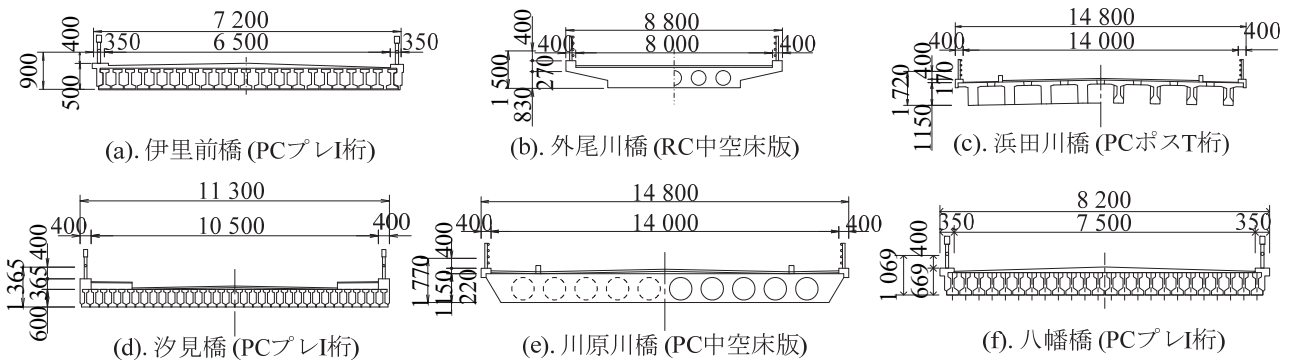


図-2.10 $\beta \geq 1.50$ となる上部構造形式

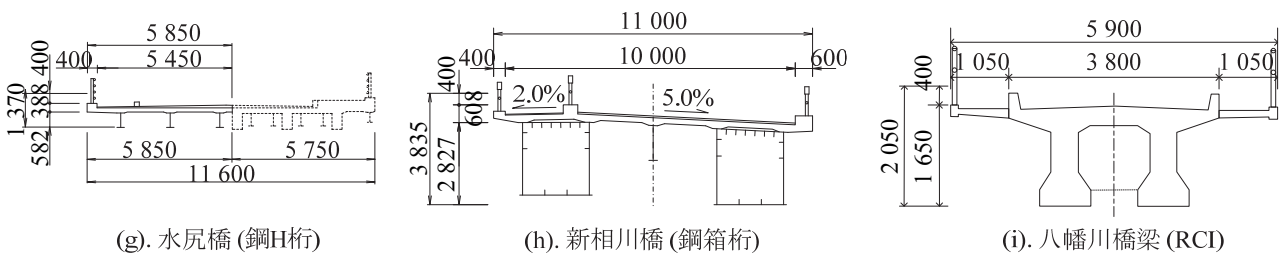


図-2.11 $\beta < 0.60$ となる上部構造形式

この桁損傷度間で大きな差が生じる要因を分析するために、 β 値が 1.5 以上となる橋梁を流出しにくい橋梁として、上部構造断面図を図-2.10 に示した。

同図から、6 橋中 3 橋が PCI 桁を並べて版構造としたもの (図中 (a), (d), (f)) であり、2 橋は中空床版 (図中 (b), (e))、1 橋は PC ポストテンション方式 T 桁 (図中 (c)) であることがわかる。特に、 β 値が 2.5 を超える橋梁が 4 橋あるが、流出しにくい橋梁は、橋面積当りの重量の重い道路橋のコンクリート桁であることに加え、桁高 D に比べて橋の総幅 B が比較的大きい扁平な形状であり、 B/D が大きいという特徴を有する。

一方、流出しやすい橋梁として、 β 値が 0.6 未満となる 3 橋梁の上部構造断面図を図-2.11 に示す。同図を確認すると、鋼 H 桁 (図中 (g))、鋼箱桁 (図中 (h))、RCI 桁 (図中 (i)) である。それぞれの桁形状における橋の B/D は、桁高が高いことから小さい傾向となっており、図-2.10 の橋梁群とは異なる。

以上のことから、 β 値が 2.5 を満足するような桁形状にすれば極めて流出しにくいことが分かる。

2.3 地区毎の詳細分析

(1) 詳細分析の概要

図-2.11 に、地域毎の詳細被害分析を実施する対象地域を示した。対象地域は、津波映像がある①歌津地区、②志津川地区、③小泉地区、④陸前高田地区、⑤釜石地区、⑥新北上地区、⑦名取川地区の合計 7 地区である。ここで、⑦名取川地区は広範囲なため、名取川を挟んで南側を閑上地区、北側を荒浜地区と 2 つに分けた。

被害分析の方法は、画像解析に基づいた流速と水位の時刻歴より橋桁や盛土に作用した流速を求め、橋梁では桁抵抗力作用力比 β 値により流出被害の分析を行う。次いで、数値解析 (津波遡上伝播解析) で得られた結果の妥当性を映像解析結果の比較から検証し、橋梁上部構造や盛土構造の流出メカニズムを推定するとともに、各地域に襲来した津波の特徴を明らかにする。

ここでは陸前高田地区を代表して報告する。

(2) 陸前高田地区の被害分析

図-2.12 に陸前高田地区沿岸部の浸水範囲と、現地調査で確認した橋梁位置を示す。同図に示すよう

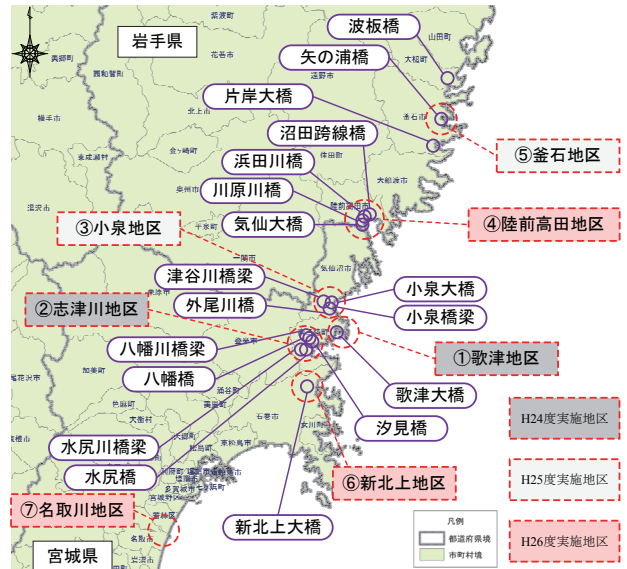


図-2.11 詳細被害分析対象地域と橋梁位置

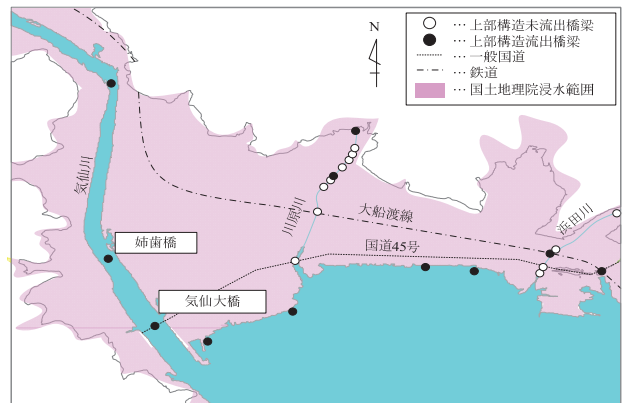


図-2.12 陸前高田地区の橋梁被害状況

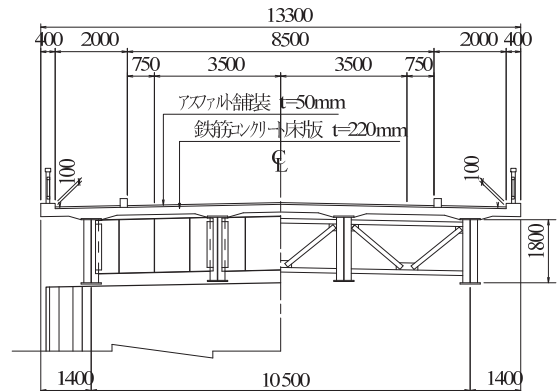


図-2.13 気仙大橋断面図

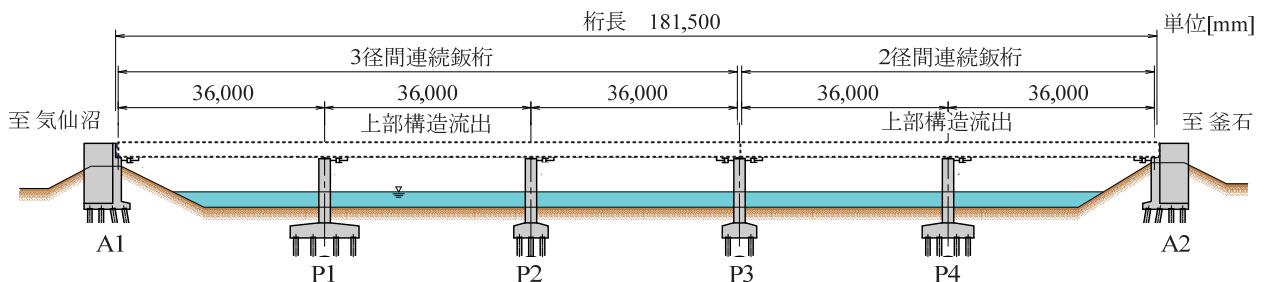


図-2.14 気仙大橋側面図

に、陸前高田地区では浸水域内の全 24 橋中、11 橋の半数近くに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、図中に示す川原川や浜田川は、気仙川に比べ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数は少なく、川原川では 2 橋、浜田川では 1 橋にとどまる。

気仙大橋の断面図と側面図をそれぞれ、図-2.13、図-2.14 に示す。図-2.14 に示すように気仙大橋は橋長 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-2.13 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-2.15 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-2.16 に示すのは、国土地理院が公開する 1/2万5千の陸前高田地区の浸水範囲¹⁾に、東北地方合同調査グループの浸水高²⁾¹⁾を併せ示した。

同図によれば、陸前高田地区の浸水面積は 9.56 [km²] に及ぶ。この範囲は広田湾に面する陸前高田地区の丘陵部に囲まれた平地の面積に相当する。

浸水高は平均値で表せば 13.8[m] と非常に高く、特に海岸線付近では最大で 17.0[m] にも及ぶ。その値は陸奥に向かって徐々に低くなるものの、図中に示す範囲の最も陸奥部でも 9.9[m] と高めの傾向を呈する。このように、陸前高田地区に襲来した津波の陸上部の浸水高は非常に高く、このことが浸水面積を拡大した理由であると考えられる。

(3) 画像解析による津波特性の評価

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粋に現れていると考えられる。このことから、本章で述べる映像分析は、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。

図-2.16 気仙川を遡上する津波を捉えた空撮映像

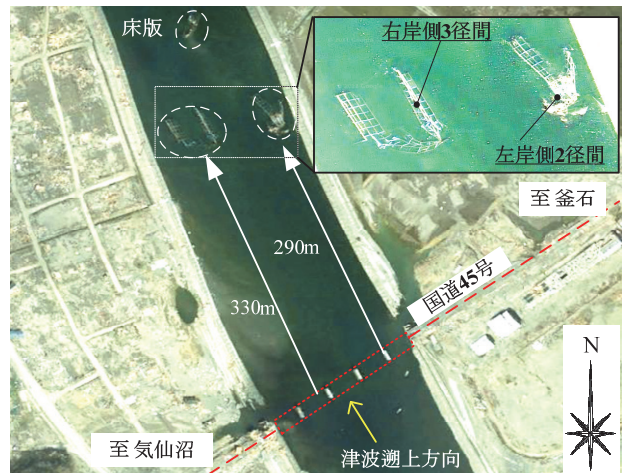


図-2.15 気仙大橋の流出状況

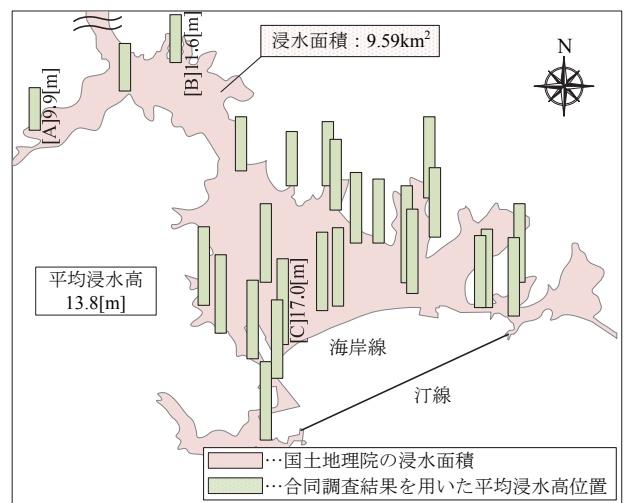


図-2.16 気仙大橋の流出状況

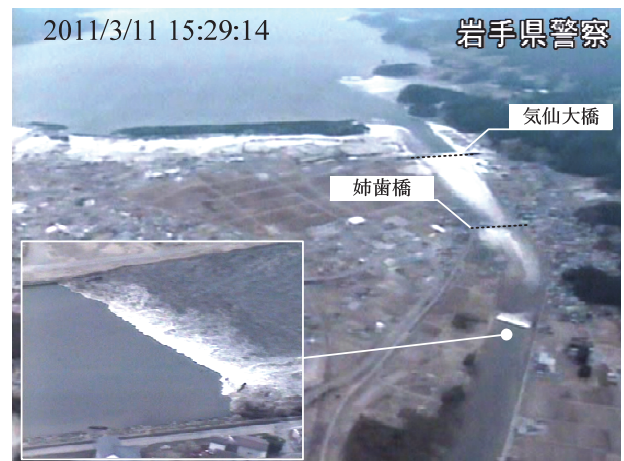


図-2.16 陸前高田海岸に襲来する津波の画像

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-2.17 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。推定には気仙川西部に位置する諏訪神社、並びに泉増寺から撮影された 2 種類の連続写真に加えて、岩手県警が上空より撮影した航空

映像を用いている。各写真の撮影時刻は、撮影機器の設定時刻と思われる誤差が生じていたため、撮影時間の長い泉増寺からの写真群の時刻を基準とし、同一の車が橋を渡る瞬間など、3種類の資料に共通して出現する特定のイベントから時刻を同期した。

同図に示す例のように、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、移動速度は概ね5.5[m/sec]であると推定できる。

図-2.18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上流に位置する姉齒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、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。

上記のような分析手法を用いて各資料から推定した津波先端部の時系列変化のまとめを図-2.19に、また比較として後述する数値解析結果を加えた各位置における波先端移動速度を表-2.2に示す。同図に示すように、波先端部の移動速度は姉齒橋付近までは概ね5~6[m/sec]である。高水敷のある[4]姉齒橋の上流側ではばらつきがあるものの、7~8[m/sec]と下流側に比べて大きな波先移動速度が得られており、これは高水敷が遡上方向に出現することで河川断面が変化した影響と考えられる。

また、同図より先端部の角度は、図中[4]で示す姉齒橋付近まで堤防に対して直角であることから、津波は気仙川に対して概ね直角に入射したと推定される。[4]の位置より上流側は、津波の左岸側部分が高水敷上に乗りあげた波先の進行が遅れる傾向が見受けられるが、低水路内を移動する波先の進行速度は逆に速くなり、かつ[4]より下流側と同様に河川堤防の接線方向に対して概ね直角である。

図-2.20に気仙川を遡上する津波の波形状の模式図を示す。遡上する津波の先端は概ね2[m]程度の高さを持つ碎波状の段波であり、水面勾配に着目すると、全体の水面勾配が1/120であるのに対して先端部の勾配は1/42と3倍程度も大きいことから、津波先端が通り過ぎた直後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ことが分かる。

(4) 数値解析による流出メカニズム評価

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、気仙大橋に作用したと考えられる津波の作用状況として数値解析結果から得た時刻歴で変化する流速を用いて、気仙大橋を代表として流出メカニズムの推定を試みた。

数値解析は非線形長波理論に基づいており、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とした。

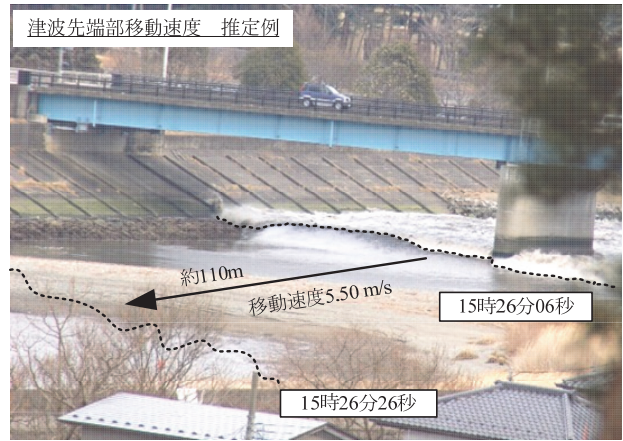


図-2.17 津波先端部の移動速度測定例

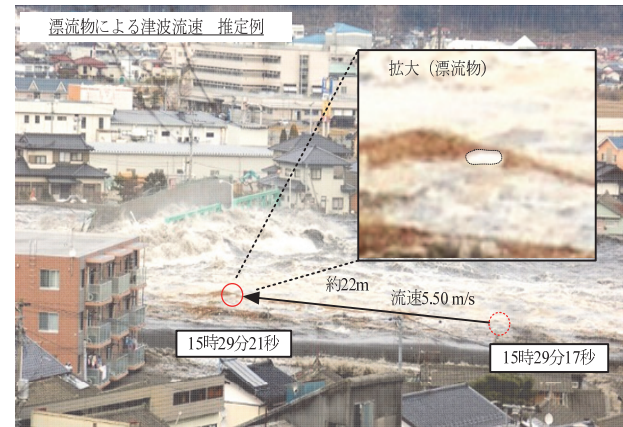


図-2.18 漂流物による津波流速の推定例

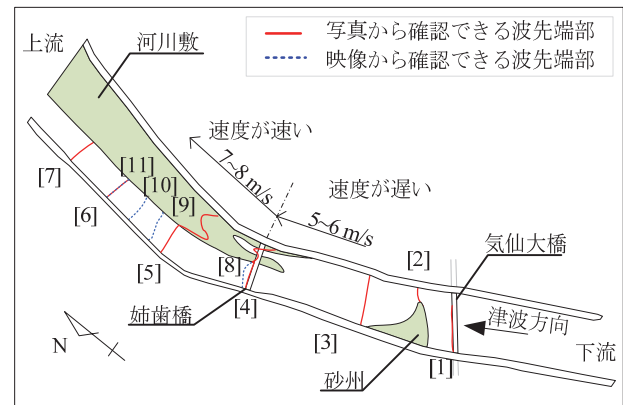


図-2.19 画像解析による波先位置の時系列変化

表-2.2 画像と数値解析による河川部の遡上速度

位置	距離 l (m)	時間 t (s)	流速 v (m/s)		
			写真	映像	数値解析
[1]-[2]	110	20	5.5	—	2.5
[2]-[3]	150	26	5.8	—	3.0
[3]-[4]	390	70	5.6	—	3.7
[4]-[5]	300	40	7.5	—	3.7
[5]-[6]	265	32	8.3	—	—
[6]-[7]	140	18	7.8	—	—
[9]-[10]	70	12	—	5.8	—
[10]-[11]	90	12	—	7.5	—

15時28分06秒

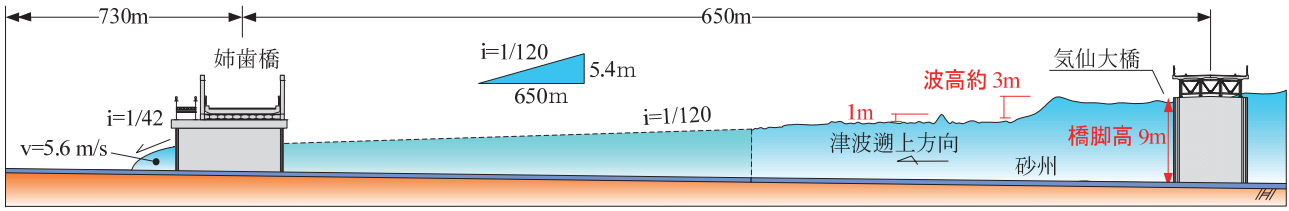


図-2.20 画像解析による遡上津波の模式図

- b) 解析領域は図-2.21 に示すように、A から G の 7 階層とし、最小で 6[m]メッシュとした。
- c) 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-2.22 に示すように被災後の地形状態をそのまま用いた。
- d) Manning の粗度係数は全領域で一律 0.025 とした。
- e) 初期潮位は気象庁観測値から T.P.+1.4[m]とした。

図-2.23 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。

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。

次いで図-2.24 には、地区中央部が概ね最大流速となる時刻の流速ベクトル図を示すとともに、画像解析から得られた流速と、数値解析による同地点の最大流速値を併せ示した。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]と差異が認められるものの、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、同図には前述の浸水高^{2.11)}と同位置で抽出した数値解析結果の最大浸水高を示す。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後述する分析に耐え得る精度を持っていると判断した。

図-2.25 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。図に示すように [A]右岸側と[B]左岸側のそれぞれ 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-2.26 には数値解析による流速と浸水高の時刻歴変化を示す。浸水高は地震発生 38 分後から上昇を始め、46 分頃に最大浸水高に至る。一方流速は桁下の高さに至る時点で 5m/s、桁が完全に水没する時点で 6m/s まで上昇する。

数値解析に基づく流速より水平方向の作用力と抵

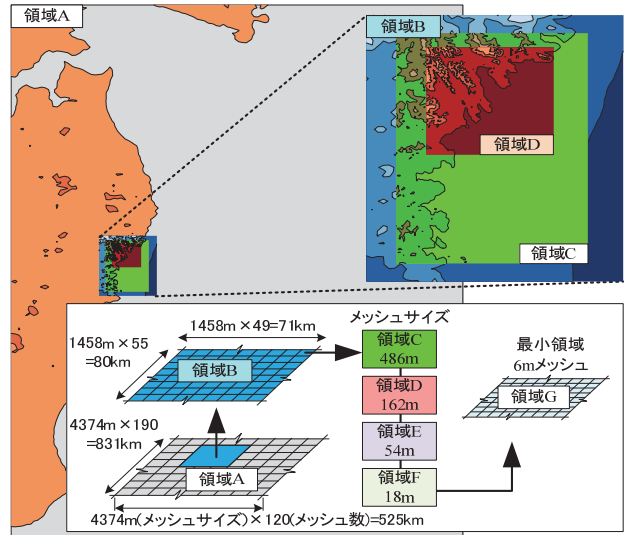


図-2.21 数値解析で設定した解析領域

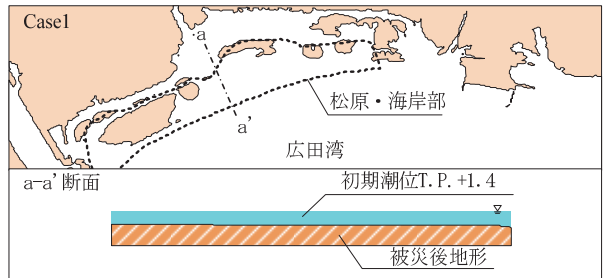


図-2.22 海岸線付近の地形モデル

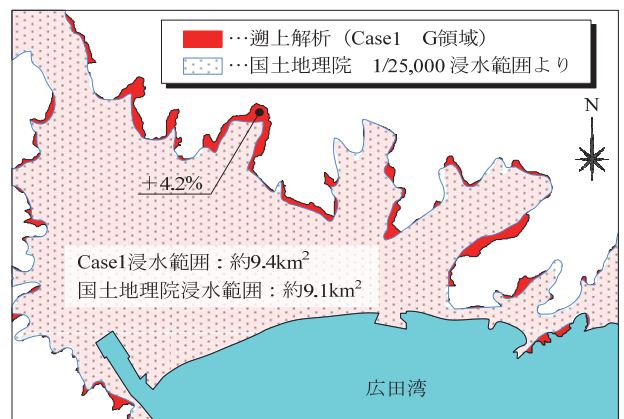


図-2.23 浸水範囲の比較

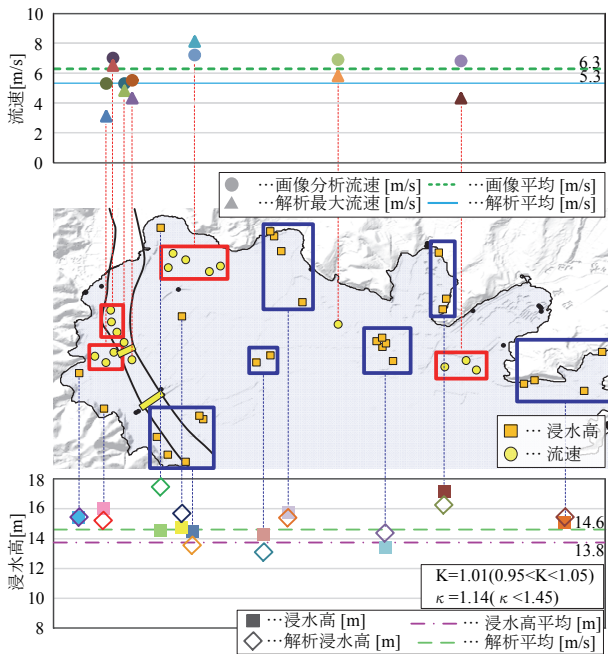


図-2.24 流速と浸水高の比較

抗力との関係を算出した結果図-2.27に示す。なお、同図は佐々木ら^{2.12)}と同様に式(2.7)で作用力Fを、式(2.8)で抵抗力Sを算出しており、式中の抗力係数 C_d は文献^{2.6)}より、摩擦係数 μ はRabbatらの実験結果から^{2.9)}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いるが、破壊形態が多様であることから、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。

$$F = \frac{1}{2} \rho_w C_d v^2 A_h \quad (2.7)$$

$$S = \mu \cdot (W - U) \quad (2.8)$$

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、桁が完全に浸水した以降にのみ考慮している。

同図より、数値解析から算出した浸水高が上部構造の下面高さを上回り、津波が上部構造に作用すると推定される間の水平作用力は、数値解析より算出した流速を式(2.7)に代入することで推定することができる。このように算出した水平作用力は地震発生後概ね43分から45分25秒までの2分間において、気仙大橋の上部構造重量等により算出した水平抵抗力を上回ることから、この2分間は上部構造が流出する可能性が高いと推定される。

図-2.28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。同図は、気仙大橋の鏡面状に設置された照明柱が移動している様子が確認できる。この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-2.27に示した流出危険域に該当するとともに、流出事実と整合する。このことから、気

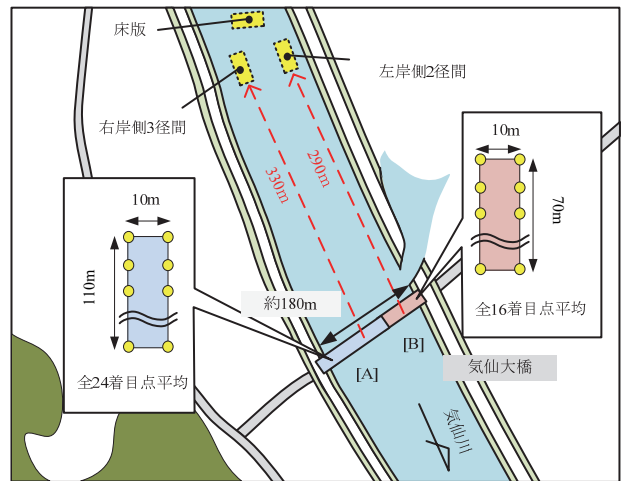


図-2.25 解析結果抽出点と評価手法

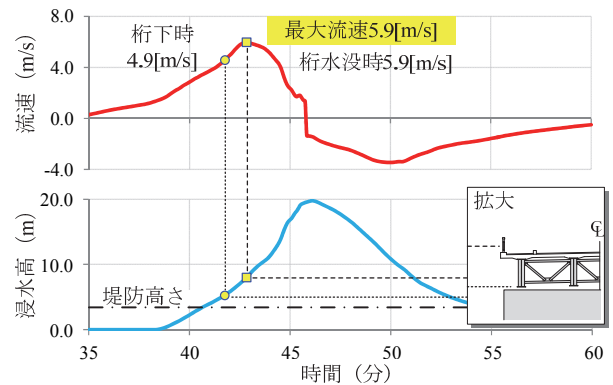


図-2.26 水位と流速の時刻歴変化

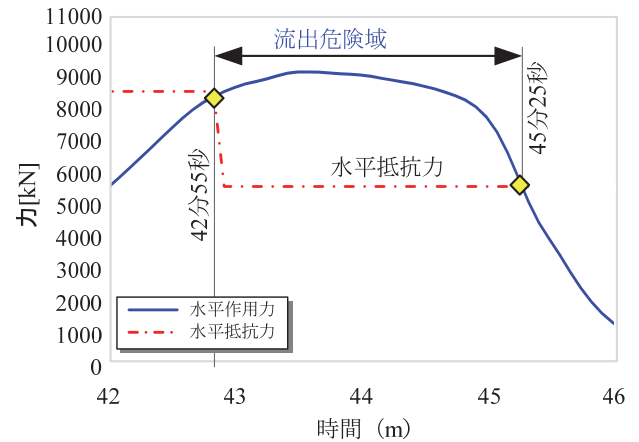


図-2.27 気仙大橋に働く水平作用力と抵抗力

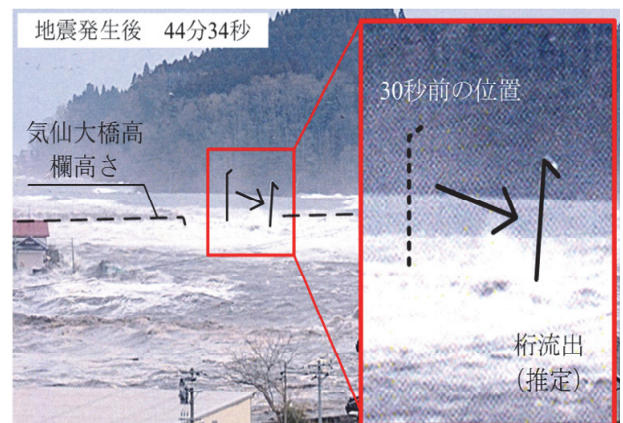


図-2.28 気仙大橋が流出したと推定される瞬間

仙大橋は津波による水平作用力で流出したと推定される。

(5) 5地区の分析結果

津波作用による橋梁の被害原因を明らかにするために、7地区を対象に詳細な被害分析を実施した。まず画像解析に基づいて時刻歴の流速と水位変化を求める。同様に、津波遡上伝搬解析を実施し、画像解析結果と比較し、その整合性を確認する。以上により得られた流速を用いて桁抵抗力作用力比を求め、被害状況を再現した。図-2.29に代表的に5地区を抽出して分析結果を示す。分析の結果、いずれも先端の段波状津波の高さは2~3[m]であり、津波は桁下面を通過している。その後、津波は1~3[m/min]の比較的緩やかな水位上昇を伴って、桁位置に到着する。このときの流速は、地区により異なるが、4~7[m/sec]程度であった。このように、桁高5[m]を超える橋梁では、水位上昇の緩やかな定常流的な津波により流出に至る場合が多いことが明らかになった。

2.4 まとめ

東北地方太平洋沖地震で発生した津波による橋梁被害について、現地調査および分析を実施した。次いで、7地区を対象として画像解析と数値解析を実施し、襲来した津波特性と橋梁の流出メカニズムの分析を行った。

これらの分析の結果、得られた知見を以下に示す。

- (1) 全体被害分析の結果、分析の対象とした39橋梁のうち、49%に相当する19橋は上部構造が完全に流出した桁損傷度Aに分類されるが、残りの51%に相当する20橋は、そのままで機能を維持できる桁損傷度Cに分類される。
- (2) 東北沿岸部の映像解析に基づく津波の平均流速6.0[m/s]を用いて桁抵抗力作用力比 β 値を整理した結果、桁損傷度AとCの平均値はそれぞれ0.89、1.52と明確な差が生じた。このように、桁損傷度の平均値で見れば β 値の上部構造の流出評価指標としての有用性が見いだせる。さらに、 β 値が2.5を超える橋梁は4橋であるが、いずれも橋面積あたりの重量の重い道路橋のコンクリート桁である事に加え、桁高に比べて橋の総幅が比較的大きい扁平な形状である。このように、 β 値が2.5を満足するような桁形状は極めて流出しにくいといえる。
- (3) 地区毎の詳細被害分析結果から、陸域を遡上する津波の先端部は概ね2mの波高を有する段波であった。しかしながらこの段波は桁に直接作用せず、徐々に水位が上昇する定常流状の流れが継続

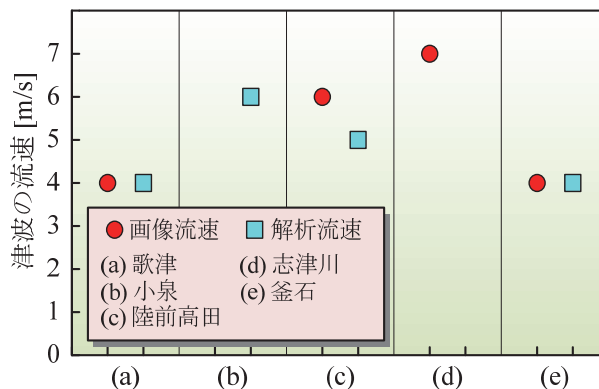


図-2.29 地域別分析結果

して作用した結果、桁が流出したことが明らかとなった。

参考文献

- 2.1) 気象庁：災害地震・津波速報，平成23年（2011年）東北地方太平洋沖地震，pp.71-129，2011.8.
- 2.2) 国土地理院（2011b）：10万分の1，2万5千分の1浸水範囲概況図（オンライン），http://www.gsi.go.jp/BOUSAI/h23_tohoku.html/，参照2013.11.13.
- 2.3) FEMA：Guidelines for Design of Structures for Vertical Evacuation from Tsunamis，FEMA P646，pp.72-74，2008.6.
- 2.4) 小松利光，矢野真一郎：新編 水理学，理工図書，pp.9-12，2011.4.
- 2.5) Kenji KOSA：Damage of Structure due to Great East Japan Earthquake，The International Workshop on Advances in Seismic Experiments and Computation (ASEC 2012)，Advanced Research Center for Seismic Experiments and Computations (ARCSEC)，2012.3.
- 2.6) (社)日本道路協会：道路橋耐風設計便覧(平成19年改訂版)，pp.33-41，2007.12.
- 2.7) (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.
- 2.8) 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，土木学会地震工学論文集，pp.918-925，2007.8.
- 2.9) 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.
- 2.10) 清水英樹，幸左賢二，佐々木達生，竹田周平：道路橋の津波による被害分析，構造工学論文集，Vol.58A，pp.366-376，2012.3.
- 2.11) 東北地方太平洋沖地震津波合同調査グループ：東北地方太平洋沖地震津波情報（オンライン），<http://www.coastal.jp/ttjp/>，参照2015.4.22.
- 2.12) 佐々木達生・幸左賢二・神宮司博志・佐藤崇（2013）：東北地方太平洋沖地震による小泉地区の津波被害分析，土木学会論文集B2（海岸工学），vol.69，No.2，pp. I_821-I_825.

第3章 孤立波性状の津波による桁の津波作用力の実験的検討

3.1 砕波の有無を評価した津波作用力の評価

津波外力に対する設計手法は、防波堤等の港湾施設、発電所等の直壁構造物を対象とする模型実験が行われ、その結果から導きだされた津波外力算定式が提案されている。しかし、橋梁の場合、従来の津波による損傷が比較的軽微であったこともあり、現在まで津波に対する検討は極めて限られている。

そこで過年度に行った本研究では、既往の設計手法の整理を行って津波によって発生する作用力の物理的支配要因を明らかにした上で、津波による橋梁の桁への作用力を評価するための実験を実施した。実験の具体的内容は、分力計を用いて、波力、揚力の計測を行い、得られた実験結果から、橋梁上部工における津波外力算定式の提案を行った。

(1) 既往の波力算定式

橋梁への津波作用力には、波圧・波力、掃流、洗掘、揚圧力、浮力、衝突力が想定される。表-3.1に、各津波外力とレビュー資料について示す。このうち、「波圧・波力」の算定式に着目し、整理を行う。

図-3.1は、既往の研究及び実務で使用されている波力算定式の波圧分布状の概念図であり、各算定式を概説する。

図中 a) は港湾構造物の設計に採用されている合田式^{3.1)}と呼ばれる作用力算定式である。合田式では、波高 (a_H) の津波に対し、波高 (a_H) の3倍を頂点とし、かつ、波高 (a_H) の2.2倍を底辺とする三角形形状の波圧分布が構造物に作用する想定である。

図中 b) は津波被害が想定される津波避難ビルに対する波力算定式であり、朝倉式^{3.2)}と呼ばれる式である。朝倉式では、三角形波圧分布の頂点及びその底辺部分についても波高 (a_H) の3倍として想定しており、合田式よりも若干大きな作用力となる。

図中 c) は原子力発電所に対する津波評価式^{3.3)}であり、これについても三角形波圧分布の頂点は波高 (a_H) の3倍としている。ただし、作用する津波形状が砕波しない場合とする場合で区分し、砕波しない場合は波高 (a_H) の2.2倍、砕波する場合は波高 (a_H) の2.2倍にさらに係数 α (最大で1.36) を掛け、砕波時は通常より大きな波力が発生することを考慮した算定式となっている。

最後に、図中 d) は道路橋示方書^{3.4)}に示される広井公式に基づく波力算定式である。対象構造物は、橋梁の橋脚である。波圧分布形状は先に示したもの

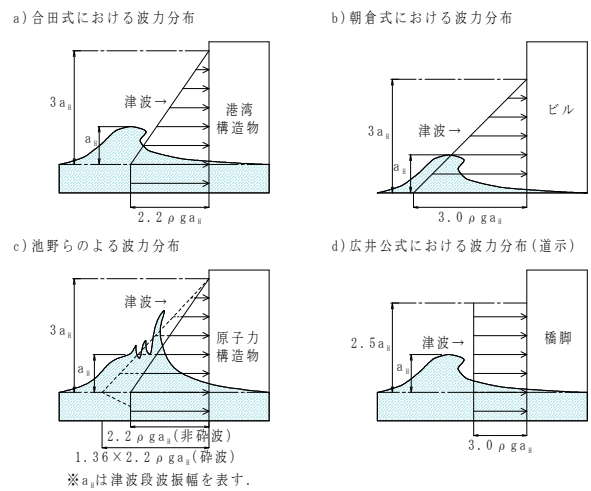


図-3.1 作用力算定式の波圧分布形状の概念図

表-3.1 津波外力に関する既往の検討

津波外力	対象	適用の可能性 (国総判断)	式	対象	レビュー資料
波圧・波力	津波	◎	合田式	沿岸に建設された堤防	港湾の施設の技術上の基準・同解説
		◎	朝倉式	沿岸に建設された建物（津波避難ビル）	津波に対する構造物の構造設計法
		○	池野ら	段波を受ける構造物	原子力発電所の津波評価技術
洗掘	平均波 河川流	△	広井公式 Andru他	深い水深の橋脚 最大洗掘深さと橋脚幅の関係式	道路橋示方書 水理公式集
揚圧力	重複波	△	合田式	水面付近の水平板	港湾の施設の技術上の基準・同解説
	重複波	△	伊藤・竹田ら	栈橋	港湾の施設の技術上の基準・同解説
浮力	津波	—	合田式	沿岸に建設された堤防	港湾の施設の技術上の基準・同解説
		◎	朝倉式	沿岸に建設された建物（津波避難ビル）	津波に対する構造物の構造設計法
		—	池野ら	段波を受ける構造物	原子力発電所の津波評価技術
衝突力	津波	○	松富	流木の縦衝突を対象	原子力発電所の津波評価技術
		○	池野ら	各種形状漂流物の衝突力と衝突応力	原子力発電所の津波評価技術
	平均波	△		流木その他の流層物の衝突	道路橋示方書

とは大きく異なり、三角形状ではなく、四角形状となっている。静水面上の分布高は波高 (a_H) の2.5倍とし、底辺部分は波高 (a_H) の3.0倍としている。

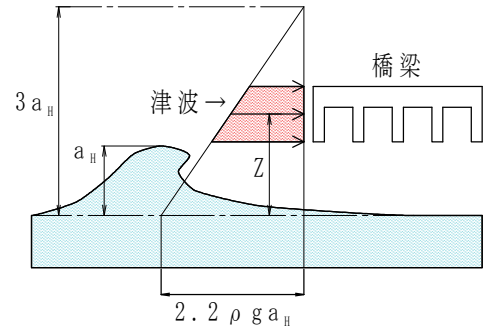
図-3.2は、合田式で想定される波圧分布を橋梁上部工に適用したものであり、図の着色部分は橋梁上部工に作用する想定波圧である。実験により得られる波圧分布形状が、図に示す通りであれば、水平作用力の算定は合田式の適用が可能と判断できる。しかし、直壁構造物に比べ橋梁上部工は被圧面積が小さく、想定される波圧分布と突発的な波圧の大きさに差が生じる可能性がある。また、波高と静水面からの上部工の位置（以降、桁下高と呼ぶ）が波圧と波力に大きく影響することが考えられる。

そこで、橋梁上部工に対する波力を把握するため、橋梁模型を用いた実験を行う。実験計測の方法としては、図-3.3に示すように、桁下高を変化させ、各条件による作用力の測定を行う。

(2) 実験概要

使用する長水路は、長さ41m、幅80cm、模型設置位置での水路深さは120cm、片面ガラス張りの水路である。実験の全体図を図-3.4(a)に示す。図中左端の造波装置は、スライド式造波板である。パソコン制御で、指令波高値と実験時の静水深を入力する。

図-3.4(b)は正面図を示す。橋梁模型の両横に側壁を設け、上部工への作用力のみを抽出する二次元性実験に留意した。なお、側壁は波が作用する先端部分を鋭角にカットし、波と側壁の衝突を緩和する処理を行っている。図-3.4(c)に、模型位置周辺の側面図



◎合田式を橋梁に当てはめた場合

$$\text{波圧 } q_x = \rho g (2.2 a_H - 2.2/3.0 Z)$$

$$\text{波力 } Q_x = \rho g B \int (2.2 a_H - 2.2/3.0 Z) dz$$

図-3.2 合田式を適用した橋梁の波圧分布

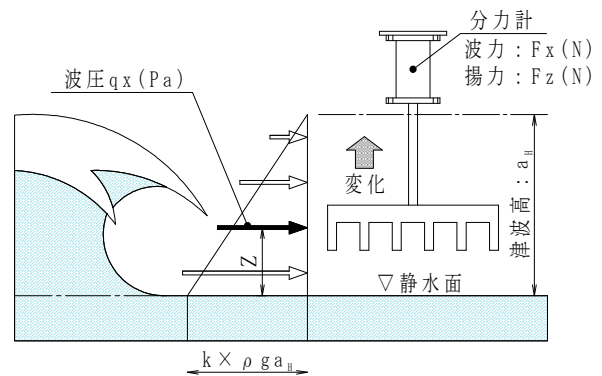
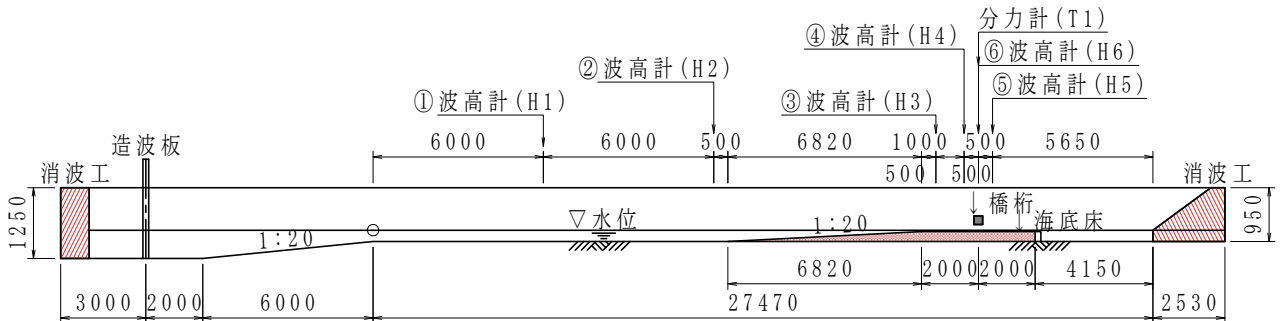
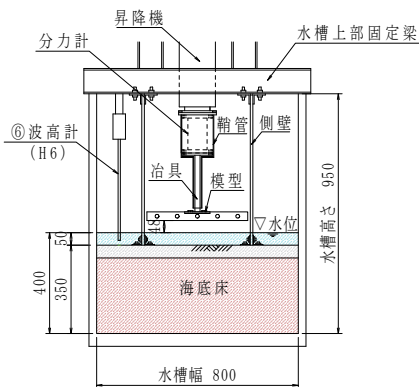


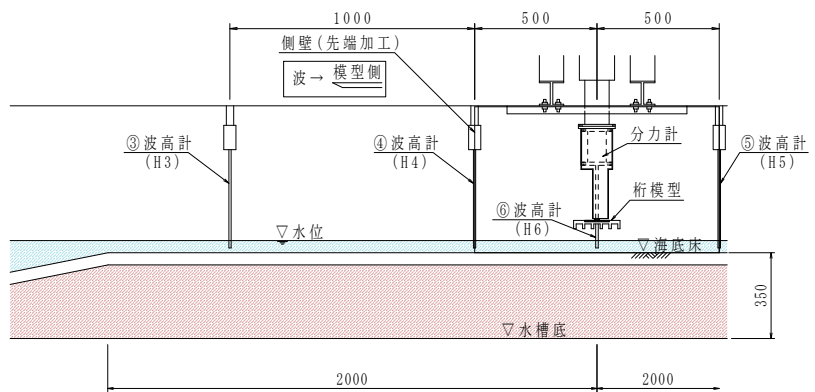
図-3.3 実験計測要領図



(a) 全体側面図



(b) 正面図



(c) 側面図

図-3.4 実験水槽の概要図

も示す。地形状況を模擬するため、1/20勾配の斜面を有する海域と、水槽底からの高さ35cm、全長4m（模型設置中心位置より前後2m）の水平区間の陸域を有する海底床を作成した。

図-3.4(a)に示す通り、波高計は全6基使用した。H1（図中の①）及びH2（図中の②）波高計は、指令波高との差異の検証用である。H3（図中の③）、H4（図中の④）の波高計は、海底床の影響で変化する波高の検証に使用した。H5（図中の⑤）波高計は、衝突直後の波高変化の検証用に使用した。H6波高計は側壁の隣で、図中の側面図に示すように橋梁模型の中心位置に設置した。側壁の隣に設置することで、模型への衝突による乱れのない、桁中心位置を通過する波高を得ることができる。後述の実験結果はこのH6波高による整理を行った。

図-3.5に使用した橋梁模型を示す。縮尺は1/50で、橋長は40cm、橋梁幅19cm、構造高3.4cm（実橋長は19.1m、橋梁幅10.2m、構造高1.7m）とした。なお、計測を容易にするため、実橋にある地幅、歩道部、床版張出し部の詳細なモデル化は行っていない。

設置した分力計は、波力 (Fx)、揚力 (Fz) と波力に対するモーメント (My) が計測できる3分力計で、仕様規格は980Nである。図-3.6に示す通り、水槽の上部に梁を固定し、そこに分力計を設置し、治具を介して桁模型の作用力を計測する。なお、事前に治具と分力計の剛性検証を行い、固有周期が30Hz程度と、高い剛性を有していることを確認した。また、治具に津波が作用しないように、鞘管構造で分力計と治具を覆い、模型のみに作用する力の抽出に配慮した。なお、計測のサンプリング周期は全て1/1000sとし衝撃的な作用力を計測できるようにした。

(3) 実験実施状況

実験で考慮した実験パラメータは、図-3.7に示すように「桁下高」、「波高」、「静水深」である。また、波高の変化により、「砕波する波」、「砕波しない波」と波形状が変化し、これを区分した。

図-3.8に実施した実験ケースを示し、以下に留意点を列挙する。

- ・スマトラ島に実在する橋梁「Lueng Ie 橋」の条件に相当する実験ケースを標準とした。
- ・水深 5cm では、造波できる波高に限界(13cm 程度)があったため、水深 15cm とするケースを設定した。
- ・水深5cm、15cmの設定に対し、「波高」、「桁下高」をパラメータとする実験を行った。なお、ここでは、「桁下高」をパラメータとした実験結果のみ記載している。

(4) 実験結果の評価方法

図-3.9は、計測結果の一例であり、横軸は計測開始からの時刻を示し、縦軸は水平作用力を示す。同図によると、水平作用力がピークを迎え、その後の12秒以降で周期0.041秒（振動数24Hz）程度の振幅が確認できる。事前検討で、桁と分力計を繋ぐ治具の

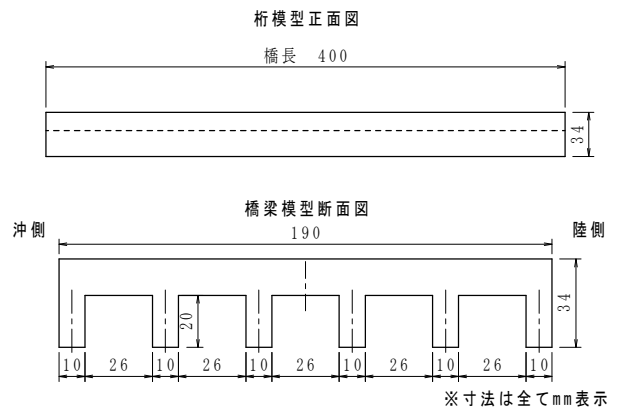


図-3.5 橋梁模型図

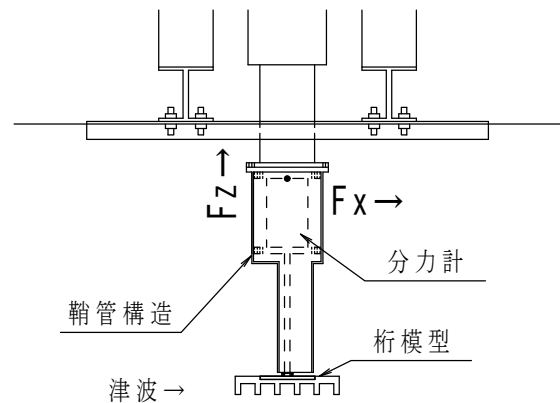


図-3.6 分力計設置図

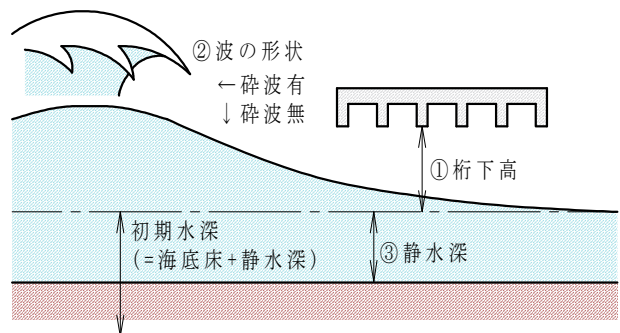


図-3.7 実施した実験パラメータ模式図

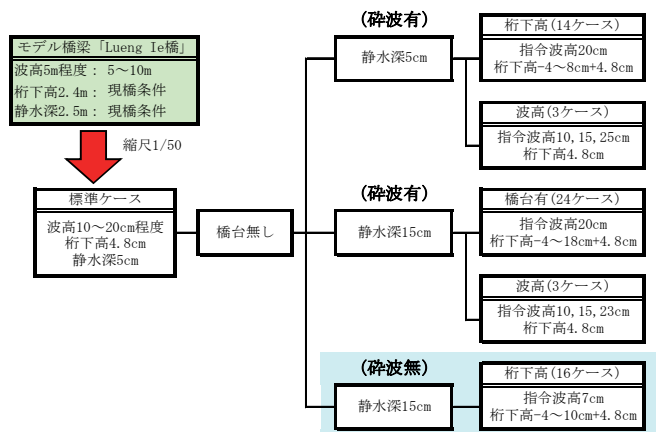


図-3.8 実施した実験ケース

固有周期は30Hz程度であることを確認しており、1/1000秒の計測値には治具の共振影響が含まれている可能性がある。そこで、共振影響を控除するデータ処理を行った。データ処理方法は、1/10秒移動平均法を用いた。処理したデータは治具の共振振動数30Hzの1/6である5Hz以上の振動をカット（ローパスフィルター）したデータとほぼ同じであることを事前に確認した。図-3.9にデータ処理した水平作用力を併記する。ここでは省略するが同実験ケースの揚力も同様に処理すると、水平作用力及び上揚力の最大値は、無処理の実験計測値からほぼ半減する。以後、処理したデータにより考察を行う。

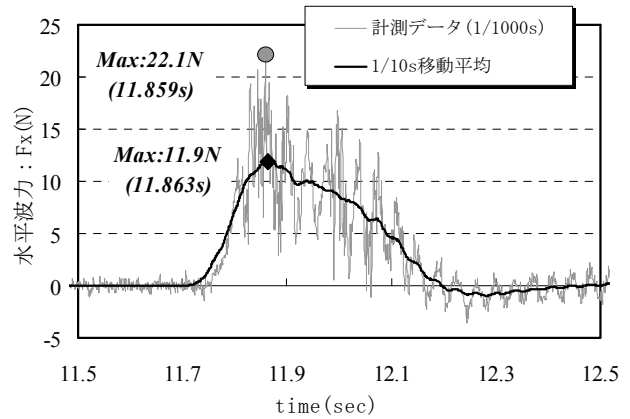


図-3.9 移動平均によるデータ処理後の水平作用力

(5) 各津波ケースの作用状況

1) 静水深 5cm, 指令波高 20cm, 砕波有

「静水深5cm, 指令波高20cm, 桁下高4.8cm」の実験ケースを代表例に、実験状況と結果を示す。

図-3.10は作用状況をトレースした図である。波が作用する開始時間0.00秒を桁下に波が進入した時間とし、以後、0.12秒間毎の状況変化を示す。0.00秒時では、波高が桁の位置まで達していないため、桁下を通り抜ける。その後、0.12秒後には、波高が少しずつ大きくなり、桁側面の下側から水の接触が始まる。0.24秒後には、波高が大きくなり、桁側面への波の接触が始まる。0.36秒後には、桁側面に接触した波が大きく跳ね上がる。砕波した波が桁下へ進入し、桁を通過するまでの時間は1.20秒であった。フルードの相似則に従い、波の通過時間1.20秒を $\sqrt{50}$ 倍して実橋換算すると、本実験は8.5秒間の津波が作用したことになる。

2) 静水深 15cm, 指令波高 20cm, 砕波有

「静水深 15cm, 指令波高 20cm, 桁下高 4.8cm」の実験ケースを代表例に、実験状況と結果を示す。

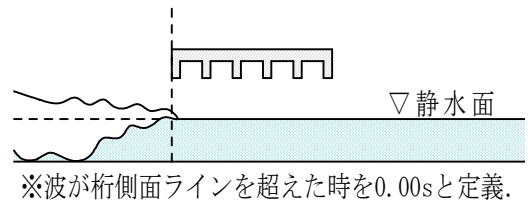
図-3.11は作用状況をトレースした図である。桁へ最初に接触するのは、砕波により生じた水しぶきである。その時刻を0.00秒とし、0.09秒間毎の状況変化を検証する。0.00秒時の状況は、桁上面に水しぶきがかかる。0.09秒時には、桁の上面を飛び跳ねる水しぶきが確認でき、0.18秒時には、水しぶき等が無く白く濁らない水の塊が桁の左下方向から進行し、0.27秒時に、水しぶきの塊が桁の上方に覆い被さりながら、濁らない水の塊が進行する。0.27秒時の水しぶきの方向に着目すると、桁を中心に時計周りの渦が巻いているような状況である。水しぶきが桁へ接触し通過するまでの時間は1.44秒で、実橋換算すると、10.2秒間の現象である。

3) 静水深 15cm, 指令波高 7cm, 砕波無

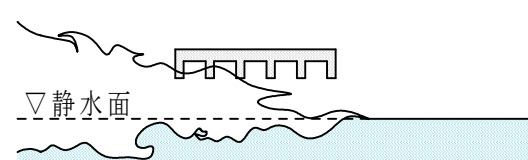
「静水深 15cm, 指令波高 7cm, 桁下高 4.8cm」の実験ケースを代表例に、実験状況と結果を示す。

図-3.1.15は作用状況をトレースした図である。桁へ最初に接触するのは、砕波により生じた水しぶきである。その時刻を0.00秒とし、0.09秒間毎の状況変化

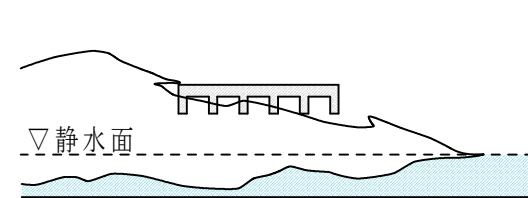
A) 0.00s



B) 0.12s



C) 0.24s



D) 0.36s

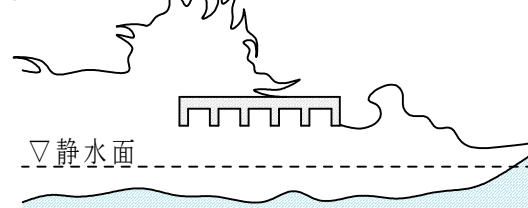


図-3.10 実験状況図（水深 5cm, 砕波有）

を検証する。0.00秒時の状況は、桁上面に水しぶきがかかる。0.09秒時には、桁の上面を飛び跳ねる水しぶきが確認でき、0.18秒時には、水しぶき等が無く白く濁らない水の塊が桁の左下方向から進行し、0.27秒時に、水しぶきの塊が桁の上方に覆い被さりながら、濁らない水の塊が進行する。0.27秒時の水しぶきの方向に着目すると、桁を中心に時計周りの渦が巻いているような状況である。水しぶきが桁へ接触し通過するまでの時間は1.44秒で、実橋換算すると、10.2秒間の現象である。

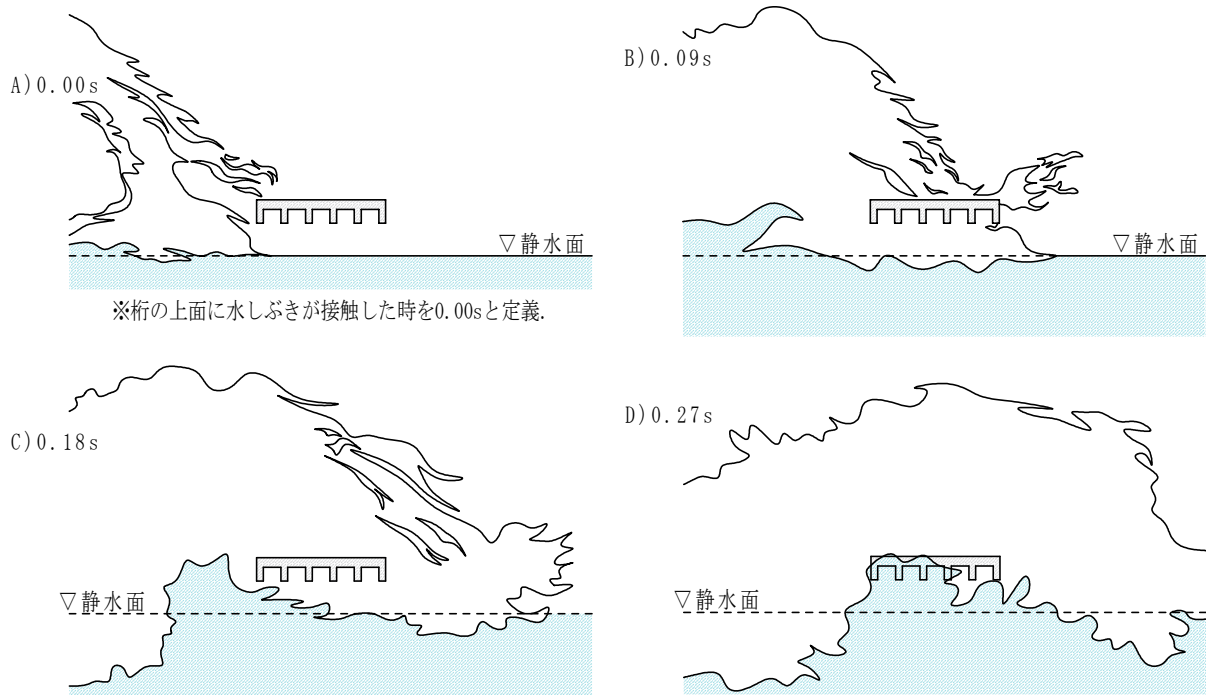


図-3.11 実験状況図 (水深 15cm, 砕波有)

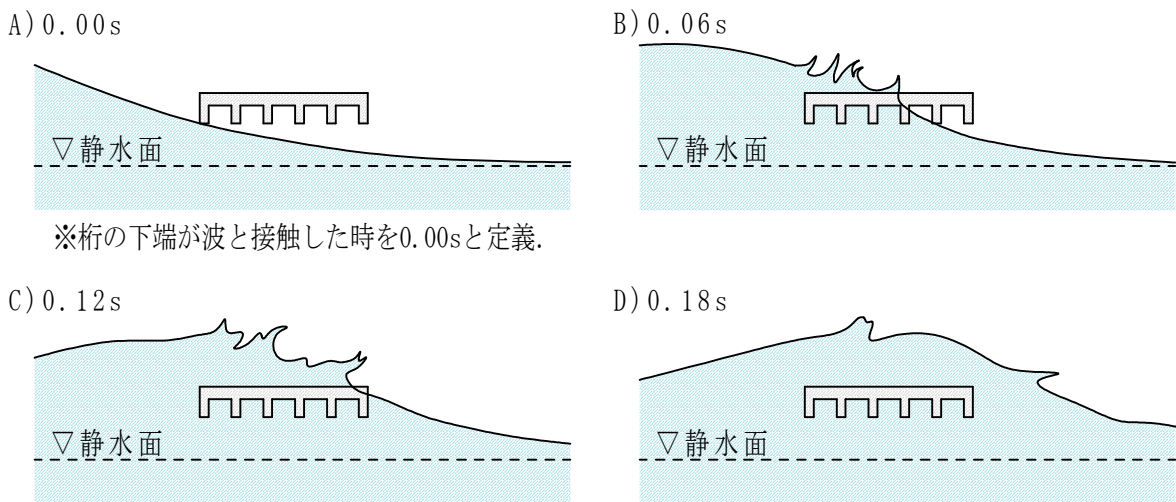


図-3.12 実験状況図 (水深 15cm, 砕波無)

(6) 実験結果

既往の波力算定式が実波力を過大評価する可能性があるため、実験結果に則した波圧分布を把握する。

用いる図は、分力計で計測した作用力を無次元量としたものである。水平作用力の無次元化は実測した水平作用力を桁側面面積で割り、 m^2 当りの波圧に変換しており、上揚力の無次元化は、実測上揚力を桁下面面積で割り、 m^2 当りの波圧に変換して作成した。結果を図-3.13に示す。

両図よれば、水平作用力は『水深 5cm, 波高 10cm, 砕波有り』の実験条件の結果 (○プロット値) が全実験結果を包括し、上揚力は『水深 15cm, 波高 11cm, 砕波無し』の実験条件の実験結果 (◇プロット値) が全実験結果を包括する。そこで、水平作用力では非線形近似線、上揚力では線形近似線を算定し、同図に併記した。水平作用力について急激にプロットの

傾向が変化する桁中心位置÷波高の値が 0.5 のときを境界とし、まず 0.5 以上のプロットの近似直線を引く。その後、直線と桁中心位置/波高=0.5 との交点より X 軸に垂直に降ろす。

・水平作用力近似式: $y = -0.421x + 1.299$ ⇒『水深 5cm, 波高 10cm, 砕波有り』(○プロット)

・上揚力 近似式: $y = -2.180x + 1.163$ ⇒『水深 15cm, 波高 11cm, 砕波無し』(◇プロット)

図-3.13で、『水平作用力/桁側面面積』と『上揚力/桁下面面積』は m^2 当りに作用する波圧と考え、 qx と qz とすると、横軸は $qx/\rho ga_H$, $qz/\rho ga_H$ となり、近似式は以下となる。

【水平作用力】 $Z/a_H \geq 0.5$ の場合

$$Z/a_H = -0.42(qx/\rho ga_H) + 1.30 \quad (3.1)$$

$Z/a_H < 0.5$ の場合

$$qx/\rho ga_H = 1.90 \quad (3.2)$$

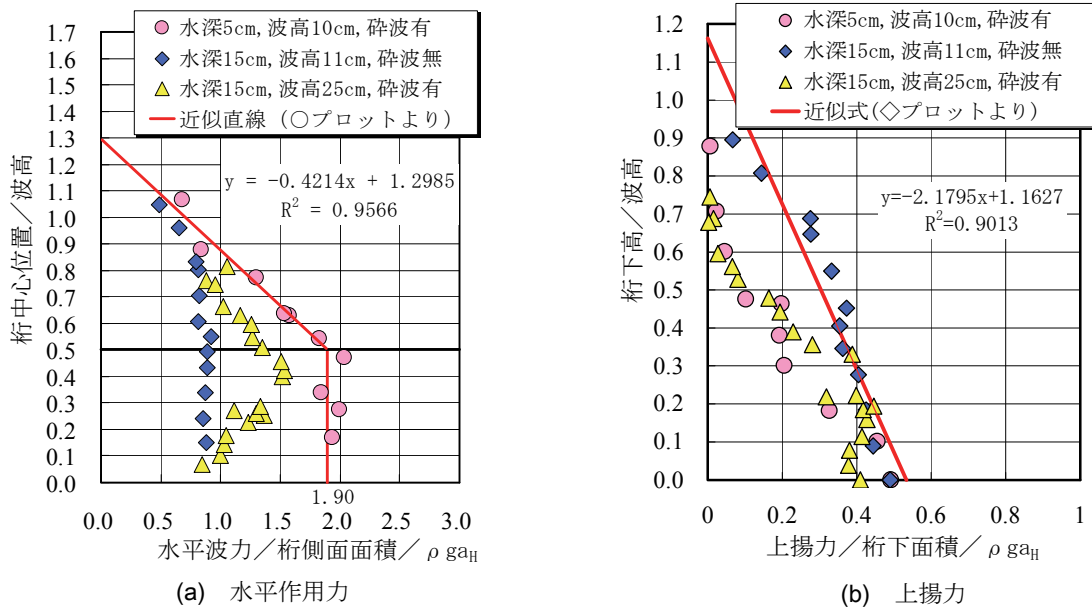


図-3.13 作用力から求めた波圧と静水圧の関係

【上揚力】

$$z/a_H = -2.18(qz/\rho ga_H) + 1.16 \quad (3.3)$$

ここに、 Z : 桁中心位置、 z : 桁下高、 a_H : 波高、 ρga_H : 波高 a_H から得た水圧、 qx : 水平作用力 ÷ 桁側面面積、 qz : 上揚力 ÷ 桁下面面積

上記式を変換し qx 、 qz を左辺に移動すると、以下の式となる。津波波高と桁下高が既知であれば、この式により津波作用時の波圧分布が算定することが可能となる。

【水平作用力】 $Z/a_H \geq 0.5$ の場合

$$qx = \rho g(3.10a_H - Z/0.42) \quad (3.4)$$

$Z/a_H < 0.5$ の場合

$$qx = 1.90 \times \rho ga_H \quad (3.5)$$

【上揚力】

$$qz = \rho g(0.53a_H - z/2.18) \quad (3.6)$$

3.2 孤立波を対象とした実験的検討

今回実施した実験では、上部構造の流出評価や対策工を講じる上で必要と考えられる津波形状に応じた作用力の定式化を目指し、津波によって橋梁に発生する作用力のメカニズムを明らかにする。具体的には河川を遡上する際に津波先端部に見られる砕波段波状の波が橋梁に作用することを想定し、これを模擬した孤立波を作用させた。本節では、孤立波の波高、桁形状をパラメータとした水理模型実験を行い、桁に作用する津波作用力特性について検討した。

使用する長水路は、図-3.14に示すように長さ41[m]、幅80[cm]、橋桁模型位置での水路深さ95[cm]の片面ガラス張りの水路である。同図の左端の造波装置はスライド式造波装置である。パソコン制御で、指令波高値と実験時の初期水深(水槽底から静水面までの高さ)を入力する。水槽内に水を貯め、事前の造波検証を行った結果、桁模型位置での波高計の計

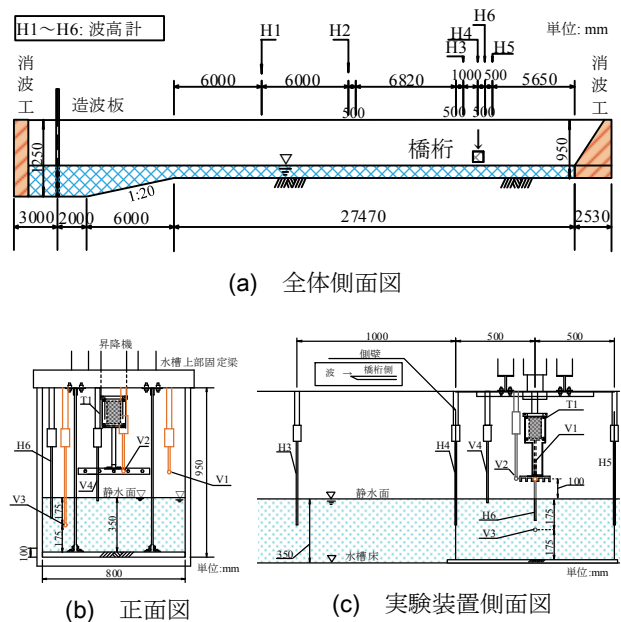


図-3.14 実験装置概略図

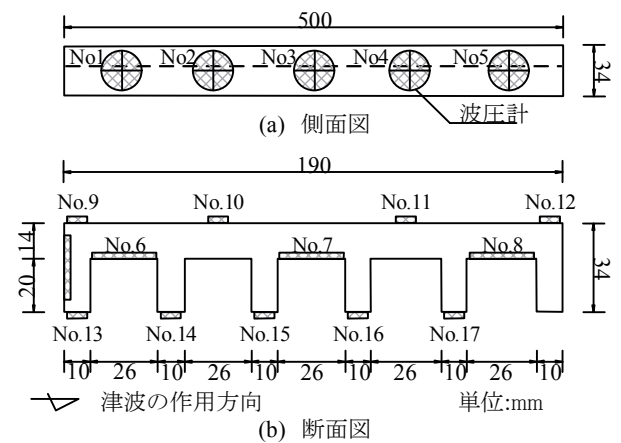


図-3.15 桁模型図と圧力計の設置状況

測値は再現性が良く、概ね指令値通りの波高が得られることを確認した。

同図に示すように、前節で前述した実験装置と概略同様であり、異なるのは海底床を設置していないことである。

桁模型も同様の模型を用いており、2004年スマトラ沖地震津波で実被害を受けたコンクリート桁である。縮尺は1/50で、図-3.15に示す通り、模型の橋長は40[cm]、幅員19[cm]、構造高3.4[cm]（実橋換算で橋長19.1[m]、幅員10.2[m]、構造高1.7[m]）である。

また、作用力の分析用として、同図に示すように桁の側面と上面、下面に合計17個の圧力計を設置している。

(1) 代表波高ケースにおける作用力の分析

ここでは、静水深35[cm]、波高20[cm]、桁中心位置を水面から10[cm]（波高に対して1/2の位置）としたケースを代表ケースとし、代表ケースにおける水平方向と鉛直方向の作用力発生メカニズムについて分析を行う。図-3.16に実験状況の模式図を示す。

図-3.17に、H1からH6までの波高計の時刻歴図を示す。波高の計測結果は電気ノイズがほとんど生じていないため、計測サンプリング周期のまま用いている。

同図によれば、指令波高20[cm]で造波した一山孤立波はH1からH2、さらにH2からH6までおおよそ同じ速度 $c_1 = 232$ [cm/sec]で伝搬する。この伝播速度は非常に速く津波水位の効果を含んだ式(3.5)より求めた波速 $c=232$ [cm/sec]に等しい。

$$c = \sqrt{g(h+\eta)} \quad (3.5)$$

ここに、波速 c 、重力加速度 g 、静水深 h 、指令波高 η である。

波高はH1、H2でそれぞれ17.4[cm]、19.0[cm]と徐々に増幅し、桁模型位置のH6で指令波高と同等の波高20.3[cm]を記録した。この結果から、指令波高で設定した波高が桁模型位置で再現されることが確認できる。以降、「波高」は特に明記が無い限り桁模型位置での実波高として記述する。

図-3.18に、横軸を造波開始時刻0秒とする波高、並びに水平方向と鉛直方向の作用力の時刻歴図を示す。同図の鉛直作用力と水平作用力の時刻歴図は、既往実験と同様の考え^{3,5)}に基づき1/10[sec]間の移動平均法を用いている。

同図によれば、同図[1]から鉛直作用力、水平作用力が発生し始め、最大波高が発生する0.176[sec]前に最大鉛直作用力[2]が発生する。その値は上向きに47.8[N]である。その後、鉛直作用力は減少傾向に転じるが、波高と水平作用力は上昇を続け、ほぼ同時刻にそれぞれ最大値20.3[cm]、上向きに19.2[N]を呈する。この時点[3]で鉛直作用力は0[N]となり、その後、鉛直作用力は減少を続けて[4]で下向きの最小値の-49.2[N]を示す。

最大鉛直作用力は最大水平作用力に対して約2.5倍であり、孤立波が桁に作用する場合は鉛直作用力の

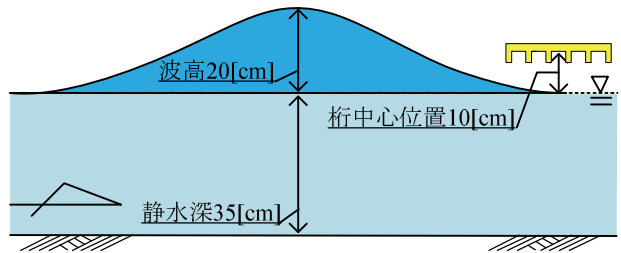


図-3.16 実験状況模式図

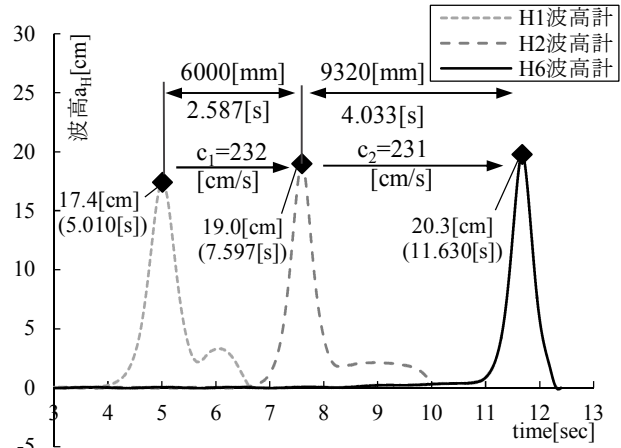


図-3.17 波高時刻歴図

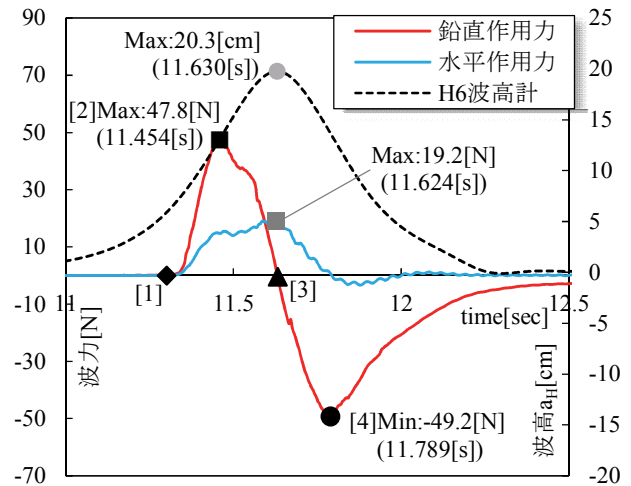


図-3.18 作用力と波高の関係図

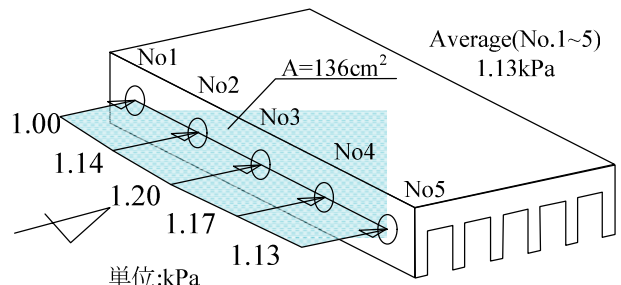


図-3.19 波圧分布（平均波圧最大時）

影響が非常に大きいことがわかる。なお、波高と水平作用力は概ね同時刻で最大値となるが、鉛直作用力はそれよりも早い時刻、すなわち波高が上昇する途中で最大値となる。

1) 水平作用力の分析

図-3.19は、水平作用力が最大となる時点の桁側面に設置した圧力分布を模式的に示す。同図から、No.1からNo.5の順で、圧力値はそれぞれ1.00[kPa], 1.14[kPa], 1.20[kPa], 1.17[kPa], 1.13[kPa]であり、最大で13%(min/max)の差異が見られるが概ね等分布となり、平均1.13[kPa]である。

図-3.20は、横軸を計測時間とし、縦軸に桁に作用する水平作用力と桁模型の横に設置したプロペラ式のV1流速計から得られた流速、桁側面の平均波圧に側面積A(136[cm²])を乗じて算出した算出水平作用力の時刻歴波形である。

同図から、水平作用力最大時と算出水平作用力最大時はほぼ同時刻で発生していることが確認できる。算出水平作用力の最大値は15.5[N]であるのに対して、最大水平作用力は19.1[N]と2割程度の差が生じ、算出水平作用力が水平作用力の時刻歴波形をよく再現できていないが、これは、桁背面の負圧等による影響を側面の波圧計ではとらえていないことが要因として考えられる。また、水平作用力と流速の関係は、V1流速計は立ち上がりから、約0.30秒後に最大流速97.0[cm/s]が発生し、対して、水平作用力も立ち上がりから約0.30秒後に最大水平作用力19.1[N]が発生する。

これらの結果より、水平作用力は桁模型側面に作用する圧力に支配されていると考えられる。また、水平作用力と流速の時間変化は、立ち上がりから最大値発生時刻まで対応していることから、水平作用力は桁位置の流速によって生じると考えられる。

図-3.21は、津波が桁模型に作用した際の波形状を、水槽側面に設置したハイスピードカメラにより撮影した動画からトレースした模式図である。津波が桁下に衝突した時刻を0秒とし、(a)衝突0.27秒後の時刻、(b)水平作用力が最大となる時刻、(c)衝突0.33秒後の時刻である。

まず、同図(a)は孤立波が橋桁模型に衝突した0.27秒後の波形状である。津波が桁模型側面に衝突することで、波の進行が抑えられ、桁模型の右斜め上に越流するとともに、波の先端の方向が右上方向に上がっている。次に、同図(b)は孤立波が橋桁模型に衝突した0.30秒後の波形状である。この時刻は、水平作用力が最大となる時刻である。津波が桁模型に衝突することで越流した波の先端の方向が、(a)の時刻の波形状と比較すると桁模型真上の位置において水平方向に卓越している。最後に、同図(c)は孤立波が橋桁模型に衝突した0.33秒後の波形状である。(b)の時刻の波形状と比較して、波の先端が桁模型右下方向に下がっている。この越流した波の先端の移動方向は、水平作用力が最大となるときは、桁模型の上を通過する波は水平方向に卓越するとともに、桁模型に衝突することで越流した波の波高が、最高地点に到達していた。桁上側に越流した波が最も大きくなるということは、進行してきた波に最も桁模型が抵抗していたためであり、その際に水平作用力が最大となることと整合がとれる。

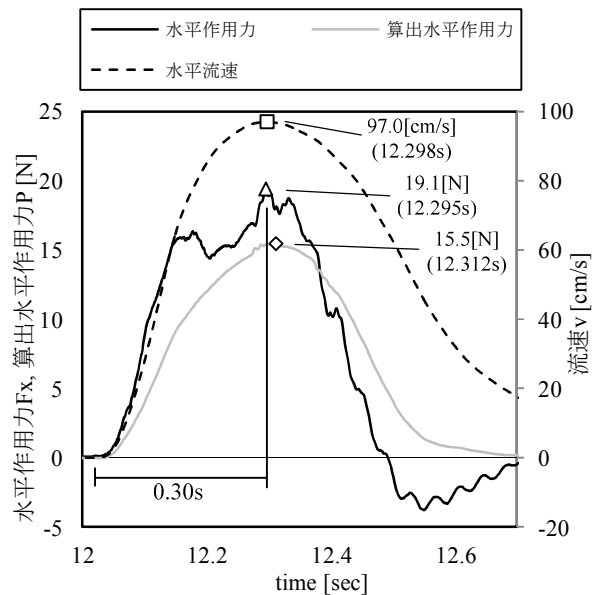


図-3.20 水平作用力, 算出水平作用力, V1 流速計の時刻歴波形

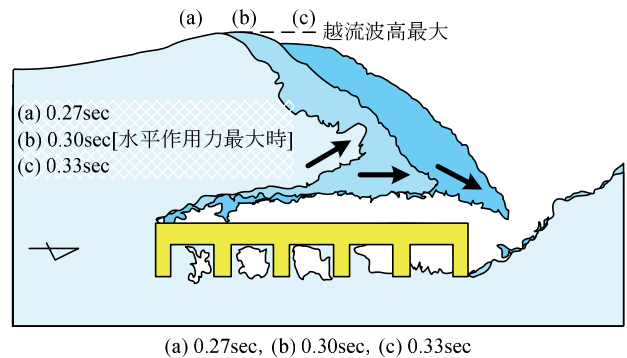


図-3.21 津波の作用状況の模式図

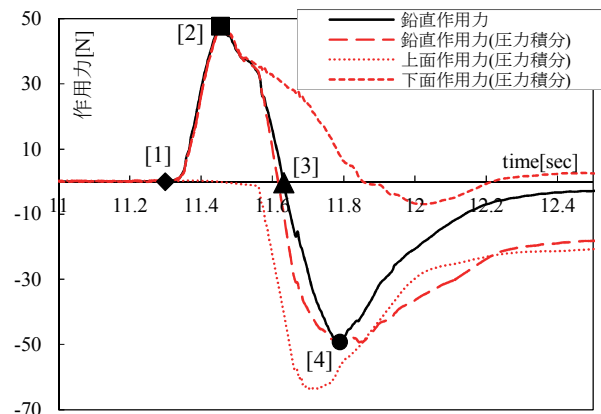


図-3.22 圧力と鉛直作用力の時刻歴の比較図

2) 鉛直作用力の分析

圧力計を用いた鉛直作用力の分析を行うために、圧力計の圧力値と分力計の作用力計測値の相関性を検証する。

図-3.22に示すのは、前述の図-3.15に示した桁模型の上面と下面に設置した各々の圧力計の計測値に被圧面積で積分して求めた鉛直作用力と、分力計で

計測した鉛直作用力を比較した時刻歴図である。鉛直作用力は、全ての計測において、鉛直上向きを正としている。同図より、鉛直作用力が発生し始めた[1]から下向きに最大の鉛直作用力[3]となるまで、圧力から求めた鉛直作用力と分力計から得た鉛直作用力は良く一致するのがわかる。この結果から、桁の上面と下面で計測した圧力計の信頼性は非常に高いと判断できる。

一方、[3]以降は分力計から得た鉛直作用力から徐々にずれ始めるのが確認され、その差は約20[N]弱である。従って、最小鉛直作用力以降の圧力計の計測結果は、鉛直作用力の分析には使用しない。

図-3.23に示すのは、鉛直と水平の作用力が発生し始める時点の津波の作用状況[1]であり、波が桁に作用する直前であるため桁に作用力は発生していないものの、波面は桁模型に対して緩やかな迎角をもってしているのがわかる。

図-3.24は、鉛直作用力が最大となる時点[2]の津波の作用状況である。同図(a)から、桁模型の前面に作用して砕けた波面が気泡を伴いつつ桁模型の背面に流れる様子が確認され、桁に対して斜め右上方への流れがあることがわかる。同図(b)を確認すると、桁模型の上面では圧力の積分値は下向きに0.2[N]と微小な値である。一方、桁下面側では津波作用側で上向きに952[Pa]となり、桁下面の圧力分布は全て上向きを示し、概ね台形分布となる。これらの積分値は上向きで48.0[N]と求められ、鉛直作用力は上向きで47.8[N]となる。この時点で桁上面側の波による下向きの作用力は微小である一方で、桁下面に生じる上向きの圧力が非常に大きく、最大鉛直作用力は桁模型の下面に作用する上向きの圧力が支配的であることがわかる。

図-3.25は、下向きの鉛直作用力が最大となる時点[3]の津波の作用状況である。同図(a)から、桁上面の覆いかぶさるような波が桁に作用しながら後方に流れ去るとともに、桁下面に気泡群が多く発生していることがわかる。同図(b)を確認すると、桁模型上面沖側の圧力計は下向きに684[Pa]、この圧力計から陸側に向かって下向きに780[Pa]、845[Pa]、405[Pa]の圧力が生じている。前述の波が桁上面に覆いかぶさる影響で全て下向きの分布となり、桁上面には56.8[N]と非常に大きな下向きの鉛直作用力が発生する。一方、桁下面側では津波作用側に設置した圧力計の3点で、剥離によって発生したと考えられる下向きの圧力が発生する。それ以外は上向きに転じており、圧力の積分値は上向きで8.2[N]となる。鉛直作用力は下向きで48.6[N]となり、桁上面の覆いかぶさる波が大きく影響して下向きの鉛直作用力となることがわかる。

これらの結果から桁に発生する鉛直作用力は、桁上面と桁下面のそれぞれに発生する上下方向の圧力の積分値の合力であるとともに最大鉛直力発生時までには桁下面で受ける波の作用に支配される。

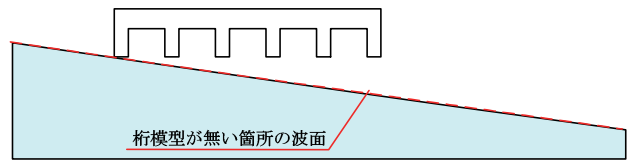
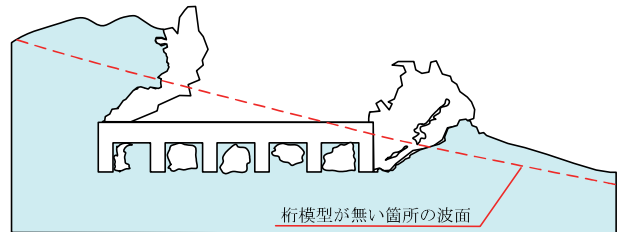
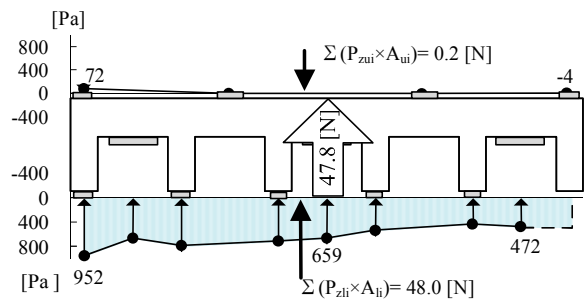


図-3.23 鉛直作用力発生直前[1]の津波の作用状況

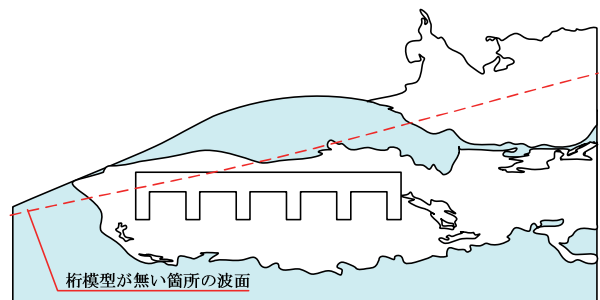


(a) 津波の作用状況

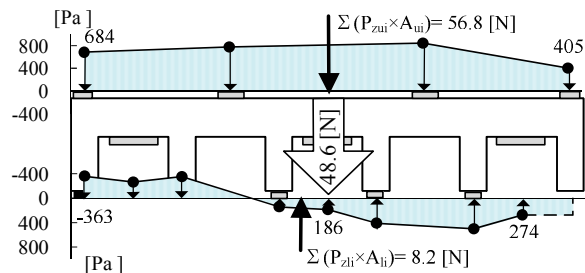


(b) 圧力分布図

図-3.24 鉛直作用力最大時点[2]



(a) 津波の作用状況



(b) 圧力分布図

図-3.25 鉛直作用力最小時点[3]

(2) 波高の変化に伴う作用力変化の検討

図-3.26に本実験のパラメータの模式図を示す。本実験で考慮した実験パラメータは、「波高」である。同図より、静水深を35[cm]とし桁模型位置での波高が10, 15, 20, 25[cm]となるよう設定した。いずれの波においても、桁中心位置は、波高の半分の高さにくるように設定した。これは、過年度の九工大の

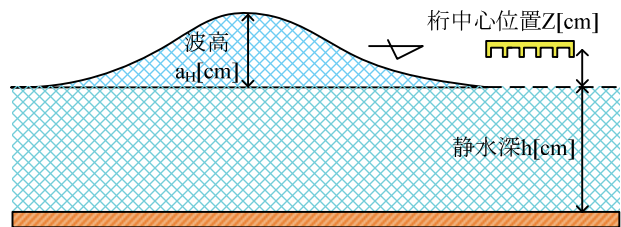
水理実験において、桁中心位置 Z と波高 a_H との比である。 $Z/a_H=0.5$ の位置で水平作用力が最大となることが確認されたためである。

1) 水平作用力の分析

図-3.27は、各ケースの桁横に設置したH6波高計の波高に対する桁に作用する分力計から得られた水平作用力をプロットした図である。図は、横軸に分力計から得られた桁に作用する水平作用力を、縦軸に桁横に設置したH6波高計より得られた実波高を、ケース毎に3回分の平均値をプロットした図である。併せて、その近似直線を示す。同図より、波高の増加に伴って、水平作用力は概ね比例して増加することが分かる。ここで、代表例として、波高10[cm]と20[cm]のケースに着目して考察する。

まず、図-3.27において、波高10[cm]と20[cm]では波高の増分が1.9倍であるのに対して、水平作用力の増分は2.2倍となる。図-3.28に波高10[cm]と波高20[cm]それぞれのケースにおける桁模型側面に設置した5つの波圧計を平均した時刻歴波形と水平作用力の時刻歴波形を示す。なお、比較しやすいように波高10[cm]と20[cm]の時刻を波が桁に作用するときの時刻で一致させている。同図より、波高20[cm]のケースでは、水平作用力と波圧計の時刻歴波形は、立ち上がりから、最大を示す時刻がほぼ等しい。同様に、波高10[cm]のケースについても、水平作用力と波圧計の時刻歴波形は立ち上がりから最大を示す時刻がほぼ等しい。また、波高の変化に伴い、水平作用力の最大値が2.2倍増加するのに対して、桁側面に設置されている波圧の値は2.1倍増加していることから、水平作用力は桁側面に作用する波圧に応じて増加し、津波の波高に比例して波圧が変化すると考えられる。

図-3.29に、波高10[cm]と20[cm]それぞれのケースにおける津波作用模式図を示す。まず、同図(1)に、波高10[cm]のケースにおける、(a)桁下衝突後0.35秒後の時刻、(b)水平作用力が最大となる0.47秒後の時刻の波形状を示した。(a)の時刻は、津波が桁模型側面に衝突することで、波の進行が抑えられ、桁模型側面の真上に波が越流している。(b)の時刻では、更に波が進行し、水平作用力が最大となり、桁模型に衝突することで越流した側壁内の波の波高が、最大となる時刻と一致する。同様に、同図(2)に示す波高



静水深h [cm]	波高 a_H [cm]	桁中心位置Z [cm]	Z/a_H
35	10	5	0.5
	15	7.5	
	20	10	
	25	12.5	

図-3.26 波高パラメータ

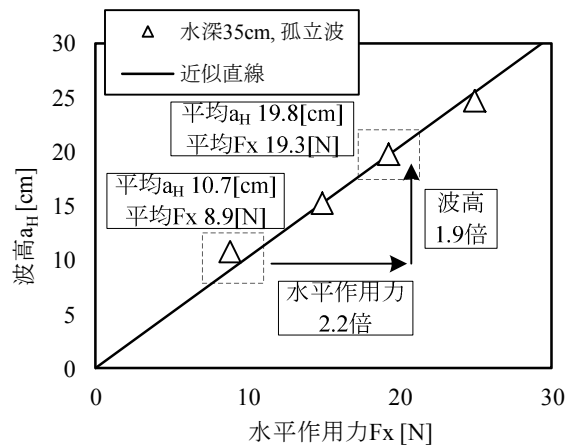


図-3.27 水平作用力と波高の関係

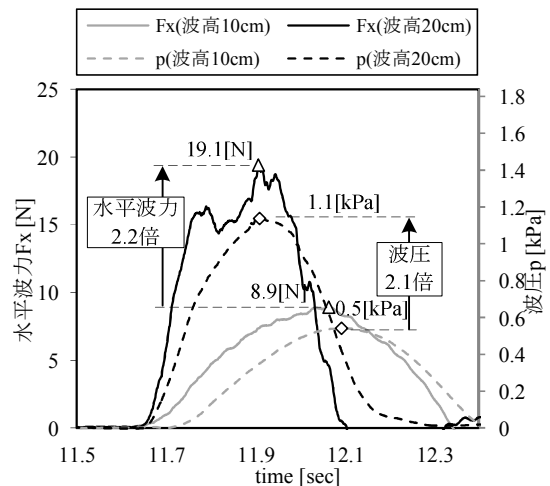
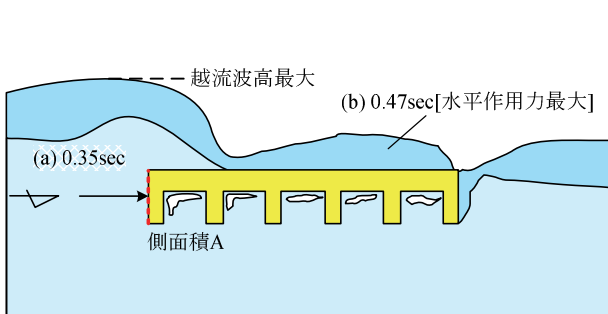
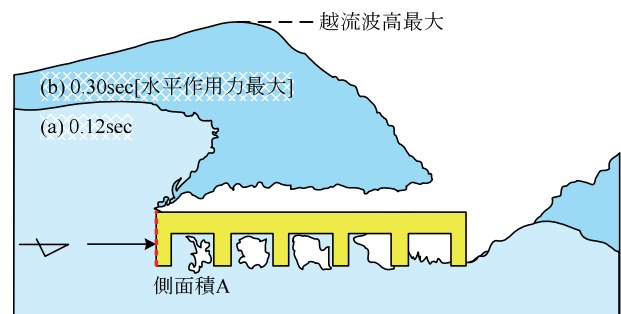


図-3.28 水平作用力、波圧時刻歴波形



(1) 波高 10[cm]



(2) 波高 20[cm]

図-3.29 波高 10[cm], 20[cm]の水平作用力模式図

20[cm]のケースにおける、(b)水平作用力最大時の波形状でも、越流した波は、桁模型上で最大となっている。波高10[cm]と20[cm]両ケースともこの越流した波高の最大を示す時刻と水平作用力が最大を示す時刻が同じであることから、波高10[cm]のケースも波高20[cm]のケースと同様に、桁側面の影響を最も受けていると考えられる。

図-3.30に波高10[cm]と20[cm]における波高の違いに伴う水平作用力および波圧、流速の計測結果の一覧、および波高10[cm]のケースに対する波高20[cm]のケースの計測値の比率を示す。図に示すように、水平作用力および波圧は波高の増分と同様に増加し、水平作用力や波圧に影響のある流速は、桁に作用する津波の波高に比例していることが確認された。このことから、水平作用力は津波の波高と相関性は高いと考えられる。

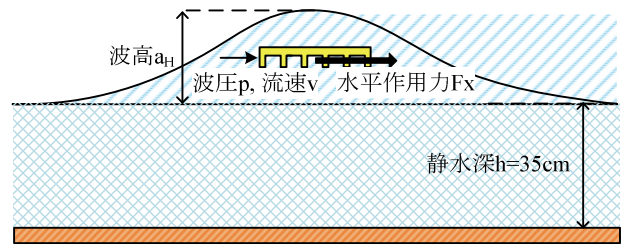
2) 鉛直作用力の分析

前節までの分析の結果、鉛直作用力は桁下面に作用する波の圧力で発生することが明らかとなった。本章では波高をパラメータとした実験結果から、作用力と桁の上下面に作用する圧力分布を用いて波高と作用力の関係を考察する。

図-3.31に、前章で代表例として示した波高20[cm]に対して、1/2の波高とした波高10[cm]のケースについて、波高と水平方向と鉛直方向の作用力の時刻歴を示す。同図によれば、鉛直作用力、水平作用力が発生し始め、最大波高が発生する0.175[sec]前に最大鉛直作用力が発生する。その値は23.6[N]となる。その後、鉛直作用力は減少に転じるが、波高と水平作用力は上昇を続け、ほぼ同時刻にそれぞれ最大値10.6[cm]、8.7[N]を呈する。

波高と水平作用力は概ね同時刻で最大値となるが、鉛直作用力はそれよりも早い時刻で最大値を迎えており、水平作用力、並びに鉛直作用力の最大値の発生傾向は前述の波高20[cm]の代表例と同様である。

図-3.32は横軸を最大鉛直作用力、縦軸をH6波高計から得た最大波高として、鉛直作用力と波高の関係を示した。それぞれの波高ケースを3回実施し、3回の波高と鉛直作用力の計測値は、3回ともほぼ同値であり、再現性が非常に高いことを確認している。同図では、波高と鉛直作用力は平均値で示す。また、波高と鉛直作用力はほぼ一直線上にプロットされて



	波高 a_H [cm]	水平波力 F_x [N]	波圧 p [kPa]	流速 v [cm/s]
①	10.7	8.9	0.5	54.6
②	19.8	19.3	1.1	96.7
②/①	1.9	2.2	2.2	1.8

図-3.30 波高10[cm]と20[cm]のケースにおける結果

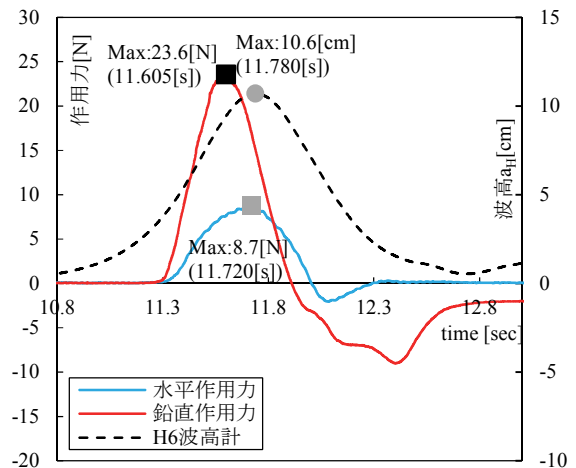


図-3.31 波高と作用力の比較(時刻歴図, 波高10[cm])

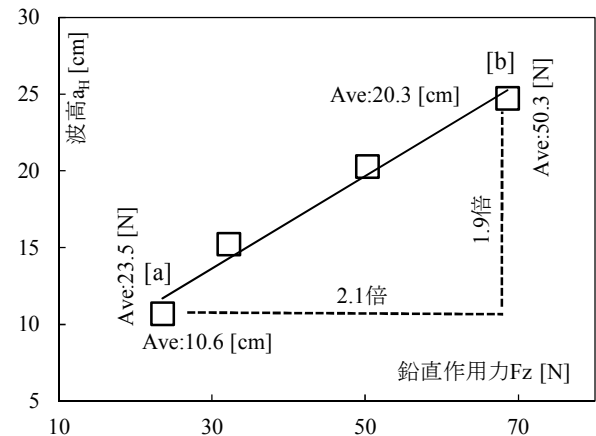
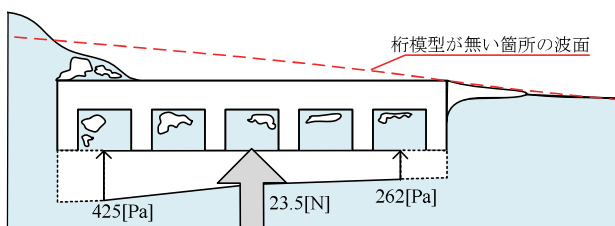
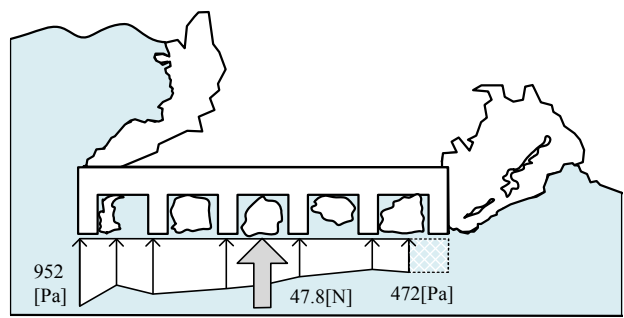


図-3.32 鉛直作用力と波高の関係



(a) 波高10[cm]



(b) 波高20[cm]

図-3.33 鉛直作用力最大時の波形状と波圧分布比較

おり、比例関係にあることがわかる。同図[a]の波高10[cm]のケースの鉛直作用力は上向きに23.5[N]であるのに比して、実波高が2.1倍となる[b]の波高20[cm]のケースの鉛直作用力は上向きに50.3[N]と1.9倍となることから、波高が2倍になると鉛直作用力も2倍となることがわかる。これは、一山孤立波の波高の大きさに応じて、桁を持ち上げようとする作用力が大きくなることを示唆する。

図-3.33に、波高10[cm]と波高20[cm]の2ケースについて、鉛直作用力最大となる時点の津波の作用状況図と桁下に働く圧力分布図を示す。同図(a)から、波高10[cm]のケースでは、桁前面に作用した波面が盛り上がる様子と、跳ね上がるように背面側に流れる様子が確認される。桁下面の圧力分布は上向きの圧力分布を示すとともに、桁前面側と背面側の圧力はそれぞれ上向きに425[Pa], 262[Pa]となる。桁下面全域を被圧面積とする圧力の積分値は、鉛直作用力23.5[N]と分力計で測定した鉛直作用力と一致する。一方、同図(b)は波高20[cm]のケースを示し、桁前面に衝突した波面が桁背面側に流れる様子は同様であるが、白波を伴うことから[a]に比して波の勢いは[b]がより大きいと考えられる。桁下面の圧力分布は[a]と同様に上向きの圧力となるが、桁前面側と背面側の圧力はそれぞれ上向きに952[Pa], 472[Pa]となり、[a]に比して概ね2倍の関係が得られる。前述の通り、被圧面積による積分値は鉛直作用力と一致して47.8[N]である。

これらの結果から、一山孤立波が桁に衝突した際には、桁下面全域に桁を持ち上げようとする上向きの圧力が発生して鉛直作用力となる。鉛直作用力は波高に比例して増加するため、桁下の面積と波高の関数であるといえる。

3.3 孤立波性状の津波作用力評価式

2009年度に幸左らが行った津波実験(3.1節)によって、孤立波を含む段波性状の津波の作用力は津波の最大波高と桁模型の被圧面積を関数する式によ

って評価できることが提案された。一方、この提案式は他機関の実験結果を比較し、作用力評価式の適用性を検討するまでには至っていない。そこで、前述の提案式の適用性を明らかにすることを目的として、他機関の実験結果と比較を行った。

表-3.2は比較に用いた実験の一覧表である。本節においては、幸左ら^{3.5)}に加え、庄司ら^{3.6)}、中尾ら^{3.7)}、荒木ら^{3.8)}、林ら^{3.9)}、有川ら^{3.10)}、中村ら^{3.11)}を比較の対象とした。同表には各実験の造波装置、波形状、模型形式等の実験概要と、評価に用いた波高と流速の計測方法を示す。

図-3.34は、横軸を津波が桁模型に作用する際の分力計から得た最大作用力を桁模型の側面積、または底面積と波高から得た水圧で無次元化するとともに、縦軸を静水面から桁模型中心位置までの高さを最大波高で無次元化して、前述した実験結果をプロットした結果である。同図より、概ね全てのプロット点を図中に示す評価式で包括することが確認できる。このことから2009年度に提案された津波の作用力評価式は概ねすべての段波性状の津波の水平作用力、鉛直作用力を安全側に見積もることができる。

3.4 まとめ

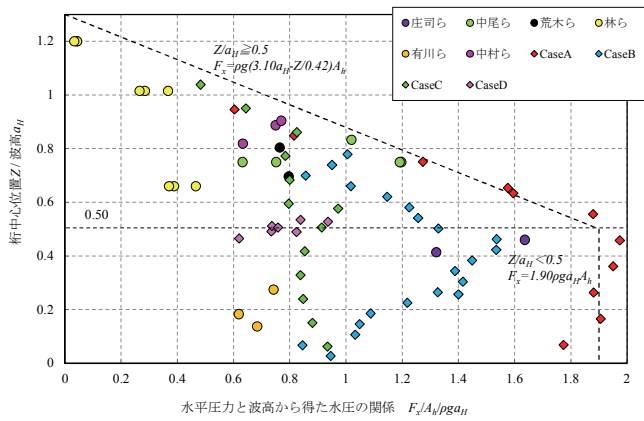
2009年度に提案した段波性状津波の作用力評価式の適用性を明らかにすることを目的として、九工大で実施した孤立波性状の実験を整理するとともに、水平と鉛直の津波作用力を分析した。さらに他機関の実験結果との比較を行った。

以下に本章で得られた知見を示す。

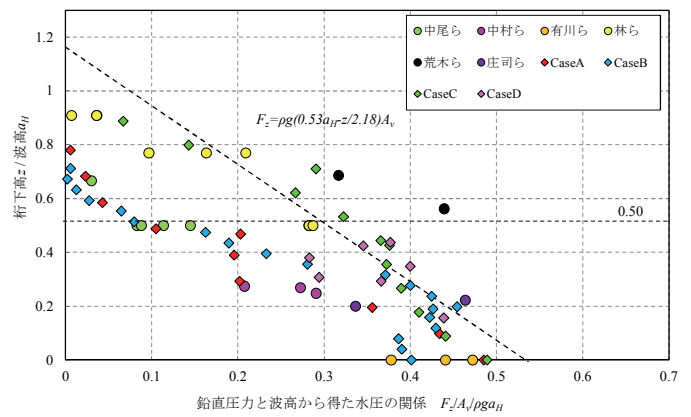
- (1) 全実験ケースの単位面積あたりにおける水平作用力を桁波高比(桁中心位置/波高)で評価した。その結果、本実験結果を包括するのは静水深5[cm]、計測波高10[cm]の砕波を伴うケースの波圧分布であった。その波圧分布に対し波圧分布線を算定したところ、水平作用力は桁波高比0.0~0.5までは、波高から得た水圧の1.90倍で一定となり、桁波高比0.5以上では桁波高比1.3を頂点とした紡錘形分布となった。

表-3.2 他機関の研究を含めた桁模型実験の一覧

No.	著者	実験概要						計測方法	
		造波装置	波形状	模型形式	縮尺	静水深	計測対象	波高	流速
1	庄司ら ^{2.3.8.2)}	チャンバー式	段波	張出無6主桁	1/79.2	0,10,20,25,30,35,40,45,50cm	波高,分力,流速	桁位置において桁が無い状態で計測	
2	中尾ら ^{2.3.8.3)}	チャンバー式	段波	矩形 張出有2主桁 張出有4主桁	1/20	10cm	波高,分力,圧力	模型から1m前	模型から1m前
3	荒木ら ^{2.3.8.4)}	ピストン型	孤立波	矩形	1/40-1/50	17~19cm	波高,分力,圧力	模型から10cm前	—
4	四條ら ^{2.3.8.5)}	ピストン型	孤立波	PC箱桁橋	1/50	20,25,40,50,55cm	波高,分力,流速	桁位置において桁が無い状態で計測	
5	有川ら ^{2.3.8.6)}	ピストン型	孤立波	張出有7主桁	1/10	133,143,153,163,173cm	波高,分力,圧力	不明	—
6	中村ら ^{2.3.8.7)}	ピストン型	長周期波 (T=16s~32s)	張出有4主桁	1/50	9cm	波高,分力,流速	側壁を介して桁橋で計測	
7	幸左ら ^{2.3.8.1)}	ピストン型	孤立波	張出無6主桁	1/50	5~35cm	波高,分力,圧力,流速	側壁を介して桁橋で計測	



(a) 水平作用力



(b) 鉛直作用力

表-3.2 他機関の研究を含めた桁模型実験の一覧

- (2) 全実験ケースにおける上陽力を桁波高比(桁下高/波高)で評価した. その結果, 本実験を包括するのは静水深15[cm], 計測波高11[cm]の碎波を伴わないケースの波圧分布であった. その波圧分布に対し波圧分布線(1次近似線)を算定したところ, 上陽力は波高から得た水圧の0.53倍を底辺とし桁波高比1.16を頂点とした三角形分布となった.
 - (3) 孤立波を上部構造に作用させた場合, 水平作用力, 鉛直作用力は, それぞれ桁側面(津波作用側), に生じる圧力と桁側面の面積, 桁下面に生じる圧力と桁下面の面積の積で表され, 桁高や床版幅が増加すると, 圧力の変化が無く作用力が増加することから, 圧力の発生面の面積増加で作用力も増加する. さらに, これらは波高の増加に伴って圧力(作用力)も増加する.
 - (4) 2009年度に提案した段波性状の津波の水平作用力評価式と鉛直作用力評価式について, 他機関より得られた作用力を比較した. その結果, 概ね全ての実験結果を提案式が包括する. このことから2009年度に提案した津波の水平作用力と鉛直作用力の評価式は概ねすべての段波性状の津波の水平作用力を安全側に見積もることができると考えられる
- 3.2) 朝倉良介・岩瀬浩二・池谷毅・高尾誠・金戸俊道・藤井直樹・大森政則: 護岸を越流した津波による波力に関する実験的研究, 海岸工学論文集, 第47巻, 2000.
 - 3.3) 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, 2002.
 - 3.4) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説IV下部構造編, 2012.3.
 - 3.5) 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, 2010.3.
 - 3.6) 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, I_941-I_945, 2013.
 - 3.7) 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巻), I_42-I_54, 2013.
 - 3.8) 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.
 - 3.9) 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, 2014.3.
 - 3.10) 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, I_911-I_915, 2013.
 - 3.11) 中村友昭, 澤祐太郎, 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, I_335-I_340, 2013.

参考文献

- 3.1) 合田良実: 防波堤の設計波圧に関する研究, 港湾技術研究所報告, 第12巻, 第3号, 1973.

第4章 準定常的な持続波力による 桁の津波作用力の実験的検討

4.1 目的と実験概要

(1) 目的

津波被災後においても橋梁が道路の一部として機能を維持出来るか否かを判定するためには、津波の作用を受ける橋梁上部構造に発生する作用力の評価が必要であり、作用力の評価においては桁模型を用いた水理実験が有効と考えられる。

津波実験に先立ち、橋梁上部構造に作用した際の津波形状を整理した。図-4.1に示すように、一般的に津波は初期水深に対する波長が25よりも大きい長波と考えられる。参考文献⁴⁾に基づけば、図-4.2に示すようにこの長波の先端前面は段波状の波形を示している。波高と初期水深の比、 a/h が0.64より大き

い場合は、津波先端部の波面は碎けて碎波段波となり、 a/h が0.61より小さい場合には非碎波となり正弦波の形状を保つ。従って、既往の研究では津波は先端部に段波を有する正弦波状の長波の波形を示すことが知られているものの、この実際の津波の波形状を、津波実験でどのようにして模擬するかは明確になっていない。

そこで、橋梁の上部構造に作用する実際の津波の形状を確認することを目的として、東北地方太平洋沖地震津波が記録された映像の分析を実施した(第2章)。これらの分析結果から、例えば陸前高田地区の気仙川を遡上する津波の形状は、波高1~2mの碎波段波状の先端を有し、これに準定常的な持続流が続く。同様の津波形状は、名取川周辺や歌津地区、小泉地区でも確認される。以上より、実際に橋梁に作用したと考えられる準定常的な持続流によって発生する作用力を評価するために、回流装置を用いた定常流実験を実施した。

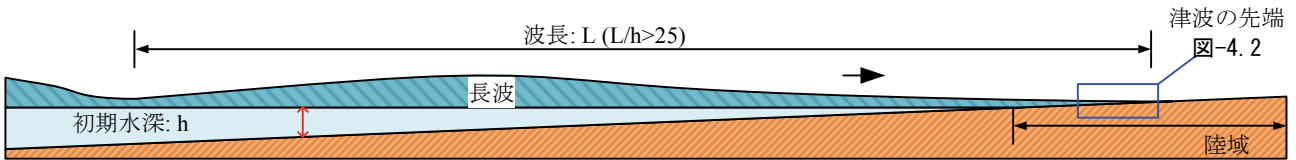


図-4.1 津波の全体的な波形状

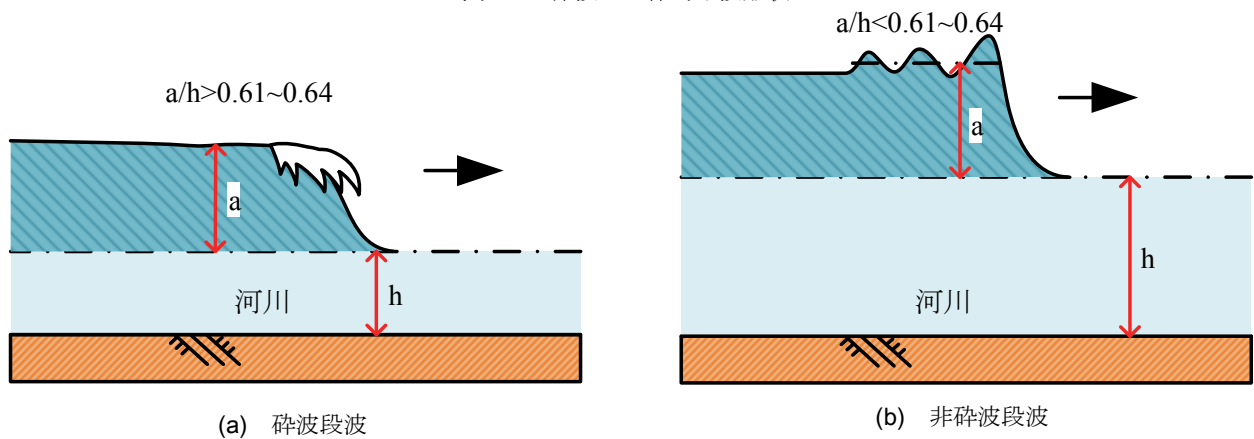


図-4.2 津波の先端形状

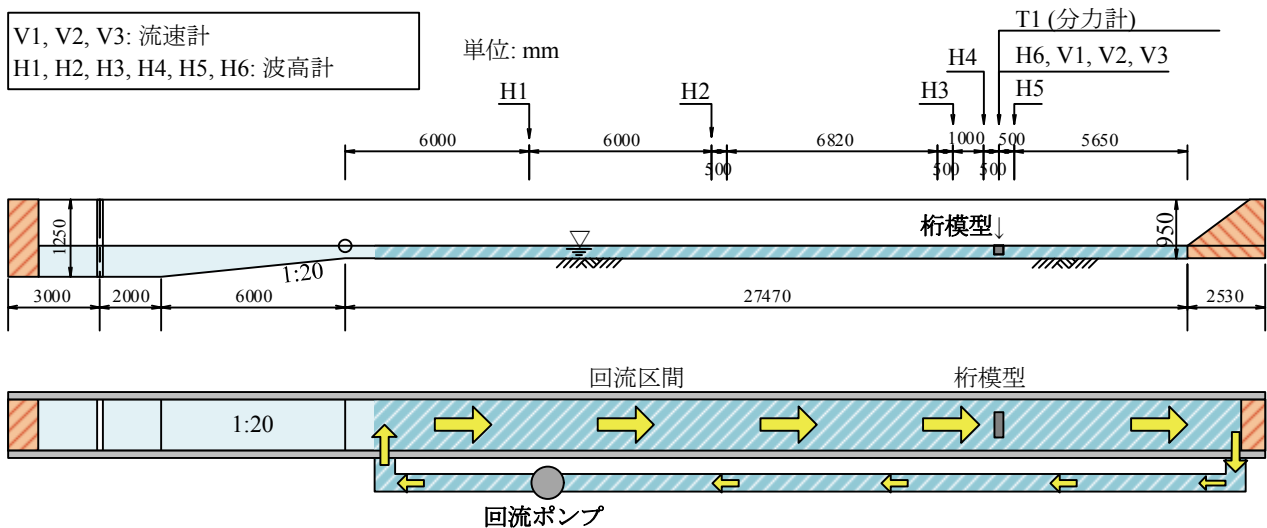


図-4.3 回流装置概略図

(2) 長水路と造波について

図-4.3 に定常流実験で用いた長水路と桁模型、計測機器類の設置状況図を示す。同図(a)に示すように、長さ 41[m]、幅 80[cm]、造波装置位置で 125[cm]、桁模型位置で 95[cm]の高さを持つ片面ガラス張りの水路である。水路脇に設置されている鋼管は水路に直接つながっており、この鋼管を介して回流ポンプを回転させることで水路内の水を流入、流出させて水路内に定常的な流れを発生させることで、準定常的な持続流を模擬した。なお、発生させた回流の流速は、ポンプの回転速度で制御する。

橋梁を模擬した桁模型の両端に、桁の影響による 3 次元的な波の乱れを排除する目的でアクリル版で作成した側壁を設けたことや、その他の計測機器類の設置状況は、第 3 章で前述した通りである。

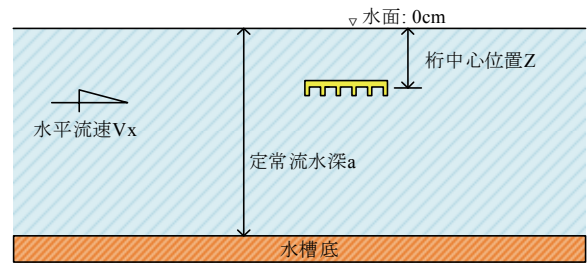


図-4.4 実験パラメータ模式図

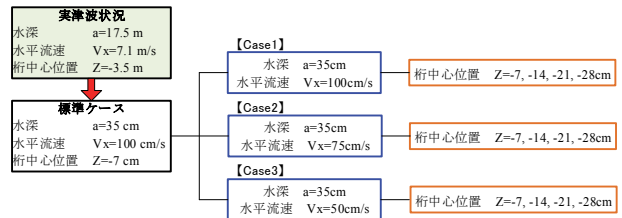


図-4.5 実験ケース一覧

4.2 流速が作用力に与える影響

(1) 実験ケース

図-4.4 に本実験における流速、水深、桁模型位置の条件を示す。流速は東北地方太平洋沖地震津波で観測された津波の条件に基づいて設定した。歌津地区、小泉地区、陸前高田地区で撮影された映像資料から、平均流速は約 6~7[m/sec](4.2)であった。従って、目標流速は 100[cm/sec](フルード近似に基づく実橋換算値 7.1[m/sec])を標準ケース (Case1) として設定し、図-4.5 に示すように流速のパラメータは 25cm/s ピッチで 75cm/s (Case2), 50cm/s (Case3) とした。また桁の鉛直方向の位置によって流速や作用力の変化を把握することを目的として、桁位置もパラメータとした。桁模型の中心位置は標準的な位置として水面からの距離 $Z = -7$ [cm]として、7[cm]毎に桁位置を変化させて作用力を計測した。すなわち、桁位置は $Z = -7$ [cm], -14 [cm], -21 [cm], -28 [cm]の 4 箇所である。なお、計測結果の信頼性を確保するために、同じ桁の位置で 3 回計測を繰り返した。

(2) 標準ケースにおける水平作用力の分析

前述の通り水深の中央に設置した V3 流速計を用いて、目標流速 100[cm/sec]が再現されるように回流ポンプの回転速度を調整した。その際の、側壁を介して桁位置と同じ高さに設置した V1 流速計の時刻歴波形を図-4.6 に示す。同図から計測生データであるサンプリング周期 1/1000[sec]では所々に電磁ノイズと思われる大きな振動が確認出来る。この電磁ノイズを除去する目的で、1/10[sec]間隔で移動平均によって平滑化したデータを併せ示す。この 1/10[sec]の時間間隔で移動平均した平滑化データの最大値、最小値はそれぞれ 116[cm/sec], 91[cm/sec]である。一方、平均値は 103[cm/sec]であり、この平均値に対する最大値と最小値の誤差は 10%程度である。この結果から、目標流速 100[cm/sec]の再現性は概ね良好であると判断した。

図-4.7 に、水平作用力の計測結果を示す。同図に

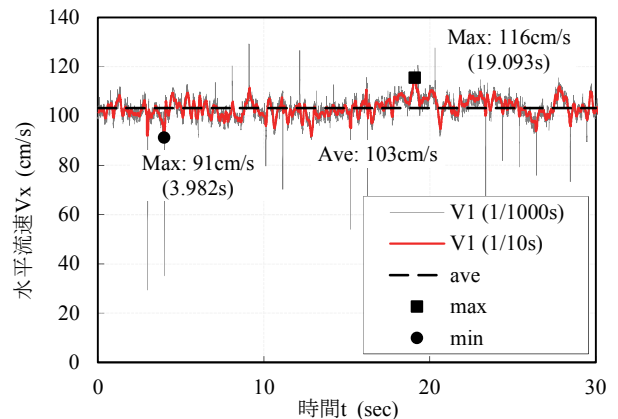


図-4.6 計測流速の時刻歴図

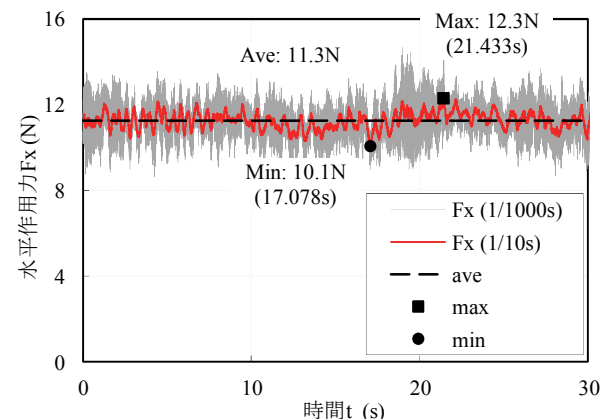


図-4.7 水平作用力の時刻歴図

は前述の流速と同様に、1/1000[sec]の計測データは電磁ノイズの影響を受けているため、水平作用力を評価するために 1/10[sec]の時間間隔で移動平均した平滑化データを示している。この結果から水平作用力の最大値、最小値はそれぞれ 12.3[N], 10.1[N]であり、平均値は 11.3[N]と平均値に対する最大値と最小値の誤差は流速と同様に 10%程度である。従って水平作用力はほぼ一定値を示すとして、評価には平均値である 11.3[N]を用いることとする。

次いで、図-4.8 に桁の津波作用側側面に設置した圧力計の計測結果を示す。同図は、P1 圧力計を代表として圧力の時刻歴波形を示している。流速や水平作用力と同様に、1/10[sec]の時間間隔で移動平均した平滑化データで評価すると、P1 圧力計の最大値、最小値はそれぞれ 990[Pa]、803[Pa]であり、平均値は 891[Pa]である。平均値に対する最大値と最小値の誤差は、流速や水平作用力と同様に 10%程度であり、若干の数値の変動はみられるものの、平均値を用いた評価が可能と考えられる。

同様の手法を用いて桁側面の圧力分布を確認すると、図-4.9 に示すように P2~P5 圧力計の平均値は、順に 901[Pa]、611[Pa]、812[Pa]及び 922[Pa]の数値を得る。この結果から、桁側面に設置した P1 から P5 の 5 つの圧力計は、ほぼ同じレベルの圧力となるため、桁側面に発生する桁方向の圧力分布は等分布であることがわかる。

従って、主に桁の津波作用側の側面へ定常流が作用する影響と仮定すれば、水平作用力は桁模型の側面積 A_h ($=0.0136\text{m}^2$) と P1 から P5 の圧力の積から算出することが出来ると考えられる。

図-4.10 に分力計で計測した水平作用力と前述のように桁側面積 A_h と圧力の積から算出した水平作用力を時刻歴で比較した図を示す。両者の時刻歴波形は、局所的なばらつきは認められるものの、全体的に良く一致しており、平均値で評価すれば、計測した水平作用力と圧力計を用いて算出した水平作用力はそれぞれ 11.3[N]、11.2[N]と非常に整合性が高い。

この結果から、水平作用力は津波作用側の桁側面に生じる圧力の積分値であることが明らかとなった。

(3) 標準ケースにおける鉛直作用力の分析

図-4.11 に、鉛直作用力の計測結果を示す。同図には 1/1000[sec]の計測生データを示しているが、振幅量が大きく周期の短いノイズがみられる。これは電磁ノイズの影響と考えられるため、これを除去する目的で 1[sec]の時間間隔で移動平均した平滑化データを示している。桁模型に発生する鉛直作用力は全体的に負の値を呈し、このことから鉛直作用力は下向きの力となる。なお、分力計は空気中の状態でゼロ調整を行ったため、同図に示す値は浮力を含んだ値である。この結果から鉛直作用力の最大値、最小値はそれぞれ -14.2[N]、-18.4[N]であり、平均値は -16.8[N]である。評価には平均値の -16.8[N]を用いることとする。

図-4.12 に桁の上下面に設置した圧力計の計測結果を示す。同図は、桁上面の陸側に設置した P5 圧力計を代表として圧力の時刻歴波形を示している。鉛直作用力と同様に、1[sec]の時間間隔で移動平均した平滑化データで評価すると、P5 圧力計の最大値、最小値はそれぞれ -79[Pa]、-104[Pa]であり、平均値は -93[Pa]である。平均値に対する最大値と最小値の誤差は、17%程度であり、多少の数値の変動はみられるものの、平均値を用いた評価が可能と考えられる。なお、圧力値は桁に対して正の値は圧縮圧力、負の

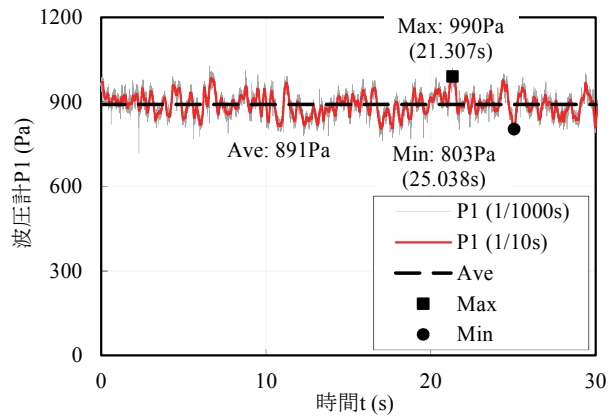


図-4.8 代表圧力計 (P1) の時刻歴波形

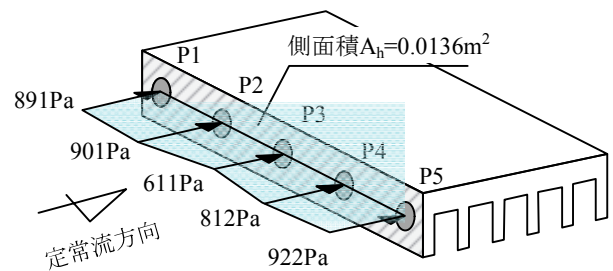


図-4.9 桁模型の側面積と計測平均圧力値

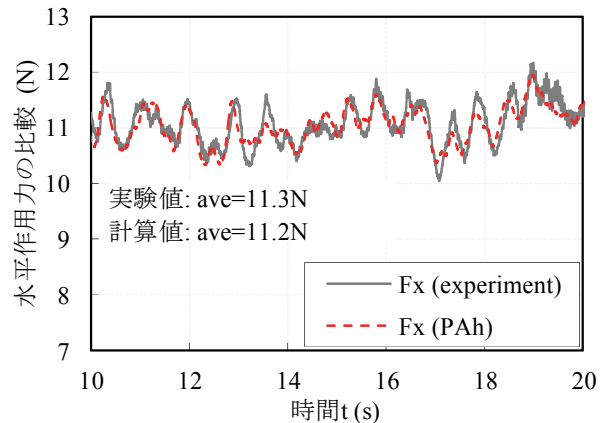


図-4.10 計測水平作用力と圧力計から算出した水平作用力

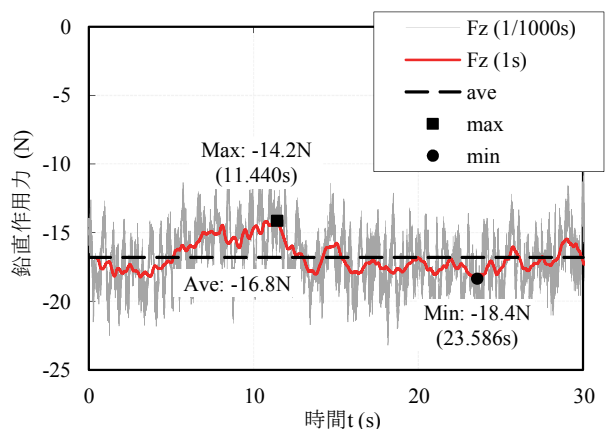


図-4.11 鉛直作用力の時刻歴波形

値は引張圧力を示す。

同様の手法を用いて桁上下面の圧力分布を確認すると、図-4.13に示すようにP6~P10圧力計の平均値は、順に216[Pa], 234[Pa], -93[Pa], -11[Pa], 4[Pa]及び-184[Pa]の数値を得る。この結果から、桁の鉛直方向に影響すると思われる桁上下面では、等分布となった桁側面とは異なり、流れの方向に対して奥行き方向に異なる圧力分布となることがわかる。

なお、桁の上下面のいずれの面においても、定常流によって発生する圧力分布は下向きとなることが明らかとなった。

次いで、圧力計の測定結果の信頼性を確認することを目的として、前述の計測圧力を用いて鉛直作用力を算出した。桁上面に作用する鉛直作用力は、P5からP7の3つの計測圧力値と図-4.13に示すA5からA7のそれぞれの面積の積から算出し、桁下面に作用する鉛直作用力も同様にP8からP10の3つの計測値圧力値とそれぞれの面積の積から算出した。

図-4.14に、これら上下面の鉛直作用力の和と分力計で計測された鉛直作用力を時刻歴で比較した図を示す。両者の時刻歴波形は全体的に同一の傾向を示していることから、計測した圧力計の結果は信頼できると判断される。また、計測した鉛直作用力と、桁模型上面と下面に設置した各々の圧力計の計測値に被圧面積で積分して求めた鉛直作用力はそれぞれ-16.8[N], -16.3[N]とほぼ等しい結果が得られた。

この結果から、鉛直作用力は水平方向の流れの作用で桁上下面に発生する圧力の総和であることが明らかとなった。

図-4.15に示すのは、実験の映像記録に基づいて定常流が桁模型に作用した際の波の変形状況と桁模型の上下面に発生する圧力分布を重ねあわせた図である。波の変形状況は、定常流、すなわち一様な流れであることから、計測時間においてほぼ同一の形状を呈する。同図によれば、桁模型に作用する際の波形状は、桁模型の津波作用側の上面側で越流する様子や、同じく下面側の桁間の空気泡が背面側に向かって流れる様子、桁模型背面側上面端に発生する空気泡が流れる様子が確認される。

圧力分布を併せて見れば、津波作用側の越流によって下向きの流れが発生し、これが桁模型の津波作用側上面に下向きの圧力を引き起こし、さらに桁模型下面側に流れの剥離が発生することで、同様に下面に下向きの圧力を引き起こしたと考えられる。また、桁模型背面側の上面にも流れの剥離による負圧が発生したと考えられる。

本実験では前述の桁上面の越流の影響や桁下面の流れの剥離による気泡の動きを正確に捉える目的で、0.00333[sec]の時間刻みで撮影が可能なハイスピードカメラを用いて撮影を実施している。図-4.16に示すのは、計測開始と同時に撮影を開始してから13.2[sec]の時点の気泡A, B, C, Dの動きを追跡した図である。図中に示すように、気泡A, B, C, Dは、0.023[sec]後にそれぞれA', B', C', D'に移動する。この移動距離と移動時間から気泡の移動速度を

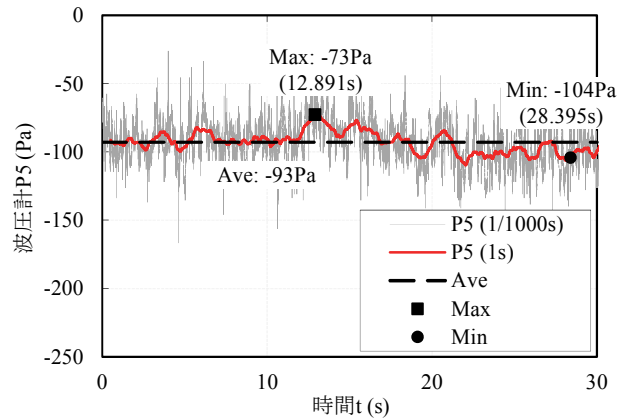


図-4.12 代表圧力計（桁上面 P5 圧力計）の時刻歴波形

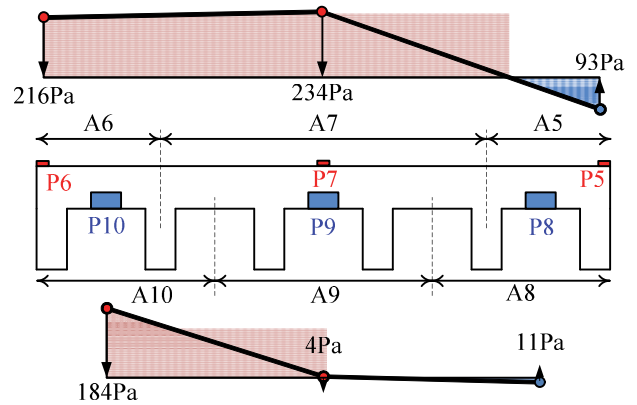


図-4.13 桁上下面の平均圧力分布

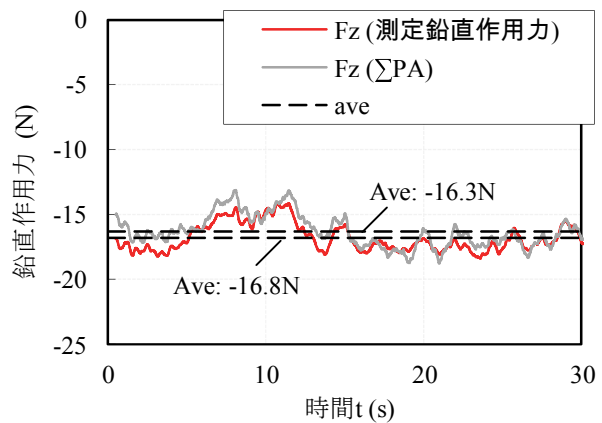


図-4.14 計測鉛直作用力と圧力計から算出した鉛直作用力

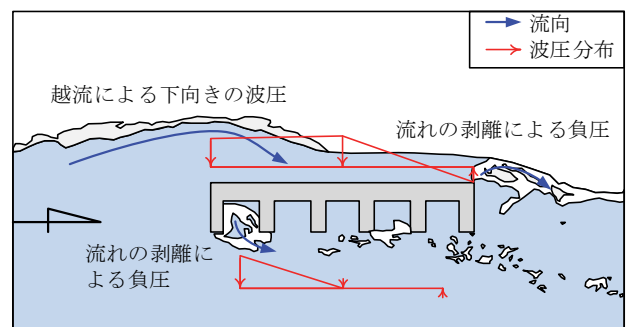


図-4.15 桁上下面の圧力分布と波形状

算出し、この移動速度を桁模型に衝突することによって発生する流れの流速と定義する。さらに、これらの気泡の移動した方向を流速ベクトルと定義した。同図より、越流部頂点の A, B は図の右下方向のベクトルを持ち、水平方向、鉛直方向にそれぞれ概ね 60[cm/sec], 20[cm/sec]の速度をもっていた。一方、桁模型下面側ではほぼ水平方向のベクトルを持ち、水平方向、鉛直方向にそれぞれ概ね 60~65[cm/sec], 3[cm/sec]の速度であった。

この結果から、桁模型に発生する下向きの鉛直作用力は、主に越流によって桁模型上部に発生する下向きの流れ影響によって発生したと考えられる。

(4) 流速の変化に伴う作用力の変化の検討

1) 水平作用力の分析

前項で述べた様に、実施した各ケースの流速と水平作用力の平均値を得た。代表として Case1 (V=100[cm/sec])を例に説明する。図-4.17 に桁中心位置毎の流速分布を示す。同図には 3Case 分の平均水平流速を桁位置毎で示している。各流速ケースと桁位置で 3 回ずつ計測を行ったが、いずれのケースも誤差は非常に少ない。よって平均値を用いて評価を行う。Case1(V=100[cm/sec])では、水面から桁中心までの位置 Z=-7[cm]での平均流速は 104[cm/sec]に対し、Z=-28[cm]での平均流速は 99[cm/sec]と、この速度の差分は 5%と非常に小さい。全体的には桁を水面から降下して水路底に近づくにつれ、流速は若干の減少傾向がみられる。これは、他の流速ケースでも同様の傾向であり、海底摩擦の影響によるものと考えられるが、流速の変化量は非常に小さく、変化が無いといえる。

同様に、桁中心位置毎の水平作用力分布を図-4.18 に示す。前述の流速と同様に各ケースの 3 回の計測値の誤差は微小であり、同様に平均値で評価した。Case1(V=100[cm/sec])では、水面から桁中心までの位置 Z=-7[cm]での水平作用力は最小値 11.3[N]に対し、Z=-28[cm]での水平作用力は最大値 12.7[N]と最大値と最小値で 12%程度の小さな誤差となる。これは他の流速ケースでも同様の傾向であり、Case2 (V=75[cm/sec])や Case3(V=50[cm/sec])ではその差はさらに小さくなる。

以上の結果から、準定常的な持続波力を模擬した定常流性状の流れにおいては、桁の鉛直方向の位置によって流速や水平作用力に大きな変化は無いといえる。

ここで、津波によって桁に発生する作用力は流速の 2 乗を関数とする式(4.1)で評価することを試みた。

$$F_x = \frac{1}{2} \rho_w C_d v^2 A_h \quad (4.1)$$

ここに、 ρ_w : 水の密度 (1000kg/m³), C_d : 抗力係数 (=1.54), v : 水平流速 (cm/s), A_h : 有効鉛直投影面積である。

図-4.19 に示すのは、前述の平均流速を用いて式

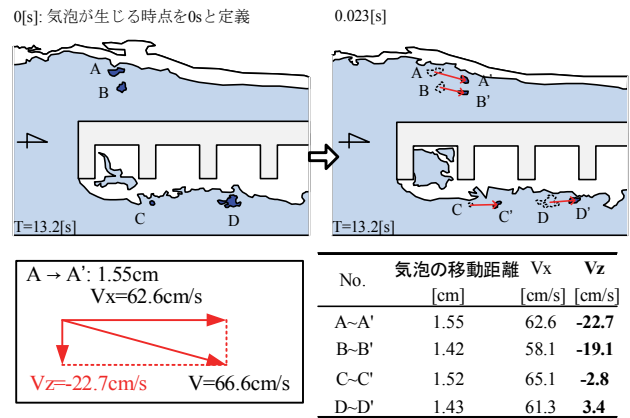


図-4.16 桁模型周辺の流速ベクトル

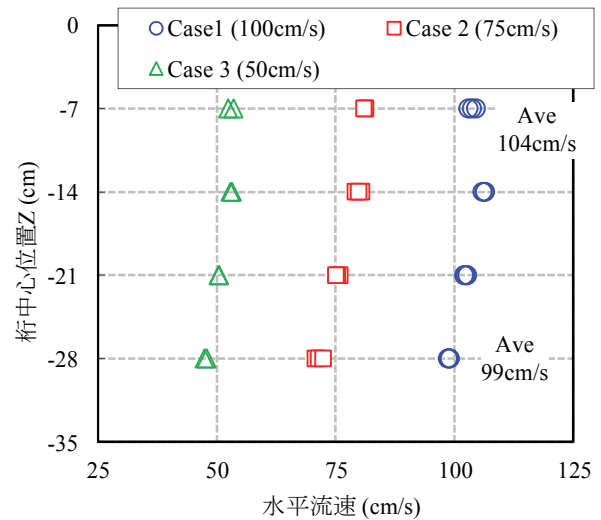


図-4.17 桁中心位置毎の流速分布

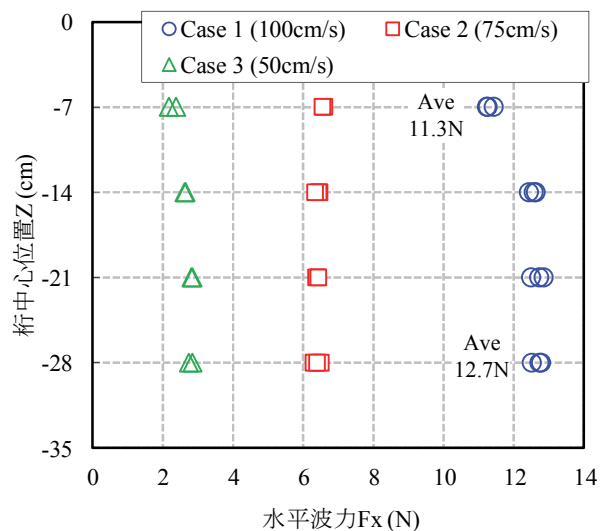


図-4.18 桁中心位置毎の水平作用力分布

(4.1)で算出した水平作用力と、分力計で計測した水平作用力を比較した図である。同図から、式(4.2.1)で算出した水平作用力と計測した水平作用力は、V=100[cm/sec]の Z=-7[cm]を例にとれば、それぞれ 11.3[N], 11.3[N]となり、各々の相違は微小である。

他の流速ケースも同様であり、さらには桁位置に関わらず、概ね1:1の関係にあることがわかる。

以上の結果から、定常流によって発生する水平作用力は、桁の鉛直方向の位置に関わらず、流速の2乗の関数であることが明らかとなった。

2) 鉛直作用力の分析

前節で述べた様に、計測した分力計の鉛直方向作用力には桁模型の浮力に相当する力が含まれている(図-4.11)。桁模型の体積から桁模型の浮力 U は15.1[N]と求められ、定常流中にある桁模型に、流れによって発生する純粋な鉛直作用力を評価するために、計測結果の鉛直作用力 F_z から浮力 U を差し引いた F_z' を用いて分析を行う。

代表として、Case1 の $Z=-7$ [cm] を例にとれば、浮力を差し引いた鉛直作用力 F_z' は-31.9[N]となる。ここで負の値は下向きであることを示す。同様の手法で図-4.20に、各流速ケースと桁位置毎で発生する、上述の通り浮力を差し引いた鉛直作用力 F_z' を示す。

同図から、全ケース中で最も流速が遅いCase3の桁位置が最深部となる $Z=-28$ [cm] で最大値 2.6[N] が確認される。一方、最小値は最も流速が速く、桁位置が浅部となるCase1の $Z=-7$ [cm] の-31.9[N]である。これらの結果から、Case1ではほとんど下向きの鉛直作用力が発生しなかったが、流速が速くなるにつれて下向きの作用力が増加し、Case3では大幅に増加することが確認できる。さらに、鉛直方向の桁位置が水面に近づくにつれてその差は大きくなる。

次いで、下向きの鉛直作用力は流速の増加とともに増加する理由について考察を行う。

図-4.21に桁位置 $Z=-7$ [cm] の各流速ケースの越流高を示した。この流速の3ケースの越流高は流速に比例して大きくなることを確認できる。まず、最も流速が遅いCase3に着目すれば、桁模型が無い場合の定常流水面からの差として定義した越流高は $h_1=0.6$ [cm] と非常に小さく、このため桁上面に下降流が発生せず下向きの鉛直作用力の影響が小さかったと考えられる。一方、最も流速が速いCase1では越流高が $h_3=3.9$ [cm] と最も大きく、大きな下降流が桁模型に作用したことを示唆している。同様に、桁位置 $Z=-14$ [cm] での越流高を確認すると、Case1, Case2, Case3 でそれぞれ $h_1=3.3$ [cm], $h_2=2.2$ [cm], $h_3=0.7$ [cm] となり、流速の増加に伴って越流高が増加する傾向が確認されるとともに、桁位置が水面から遠ざかるにつれて越流高が減少する傾向も確認された。

以上の分析結果から、流速の増加に伴って越流高が増加することで、下降流が増加し、下向きの鉛直作用力の増加につながったことが明らかとなった。

4.3 水位上昇を模擬した桁降下実験結果

これまでに実施した映像解析を用いた津波特性の分析の結果から、橋梁に作用する陸域を遡上した津波の水位は、1~2[m/min]の速度で上昇することが明

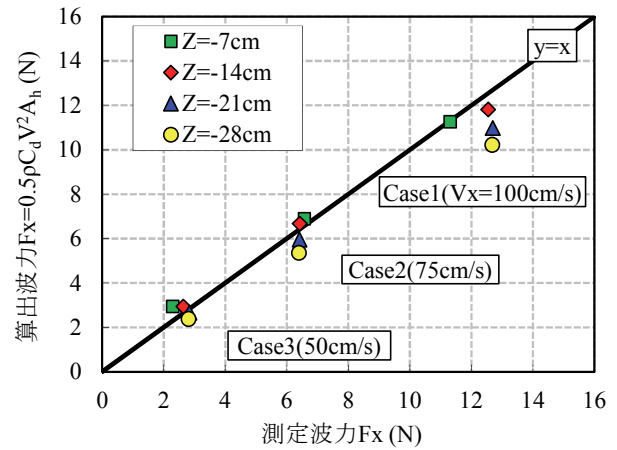


図-4.19 計測水平作用力と流速から算出した作用力

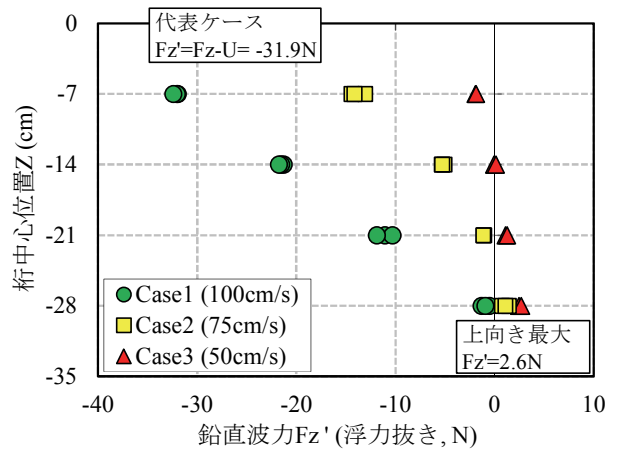
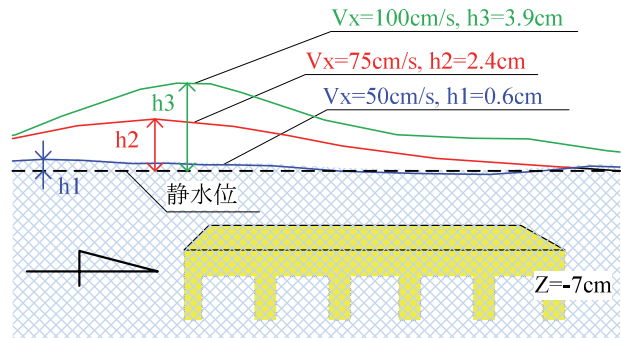
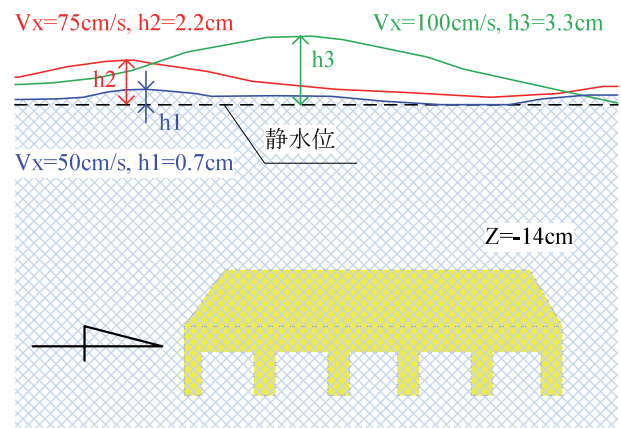


図-4.20 桁位置並びに流速毎の鉛直作用力分布



(a) 桁中心位置 $Z=-7$ [cm]



(b) 桁中心位置 $Z=-14$ [cm]

図-4.21 桁位置並びに流速毎の鉛直作用力分布

らかとなっている。従って、この津波の水位上昇を模擬するために、定常流の流れを発生させた長水路内に、桁模型を一定の速度で降下する実験を実施した。本節では、この桁降下実験の結果から、大きな上揚力の発生原因が津波の水位上昇にあるのかの検討を行う。

(1) 実験ケース

図-4.22 に示すように、桁降下実験では流速の他に桁の降下速度をパラメータとして設定した。図-4.23 に、実施した2種類の桁降下速度のパラメータの組み合わせを示す。桁降下速度は $V_z=30$ [cm/min]、 90 [cm/min]であり、それぞれ実橋換算で 2.1 [m/min]、 6.3 [m/min]となる。ここで、標準ケースを静水深 $a=35$ [cm]、水平流速 $V_x=100$ [cm/sec]、桁降下速度 $V_z=90$ [cm/min]と定義した。

(2) 鉛直作用力の分析

1) 標準ケースの実験結果

標準ケースの実験結果について説明する。標準ケースの実験を実施する前に、水中に没した桁模型に発生する浮力を確認するために、静水中に $V_z=90$ [cm/min]の速度で桁模型を降下させた。次いで、前述の様に、水平流速 $V_x=100$ [cm/sec]の流れを発生させた定常流中に、 $V_z=90$ [cm/min]の速度で桁模型を降下させた。

図-4.24 に上述の2ケースの鉛直作用力の計測結果を示す。まず、黒色点線で示す静水中に降下した桁模型の鉛直波力 U の時刻歴波形は、桁模型が完全に水中に没した直後に鉛直作用力ピークが表れ、その後浮力相当の上揚力 17.2 [N]で一定値となることわかる。このピーク時に現れる浮力を上回る鉛直作用力は、桁を降下させた際に桁間に取り込まれた空気の影響と考えられる。桁が降下するに伴い、桁間の空気は逸散し浮力相当の値に落ち着く。

一方、黒色実線で示す定常流中に降下した桁模型の鉛直波力 F_z の時刻歴波形を比較すると、鉛直作用力の上昇傾向に差異が確認される。赤色点線は鉛直波力 F_z から先に述べた浮力 U を時々刻々と差し引いた鉛直波力 F_z' の時刻歴波形である。図中の F_z' の時刻歴波形は、桁降下開始から 7.281 [sec]後に桁中心位置は水面から $Z=-5.8$ [cm]の位置に到達する。この時点の鉛直作用力は下向きに最小値を呈し、 -27.1 [N]となる。次いで桁降下開始から 22.183 [sec]後には水面からの桁中心位置は $Z=-28$ [cm]となり、この時点で上向きの最大値を呈する。最大鉛直作用力は 5.8 [N]になり、この値は浮力の 34% に相当する。以上より、 $V_z=90$ [cm/min](実橋換算で 6.3 [m/min])で水位が上昇する場合は、浮力に対して 34% 程度の上向きの波力が生じる。

2) 桁降下実験と定常流実験の比較

続いて、鉛直作用力に対して水位上昇の影響を確認するために、前述の定常流実験の結果と比較した。

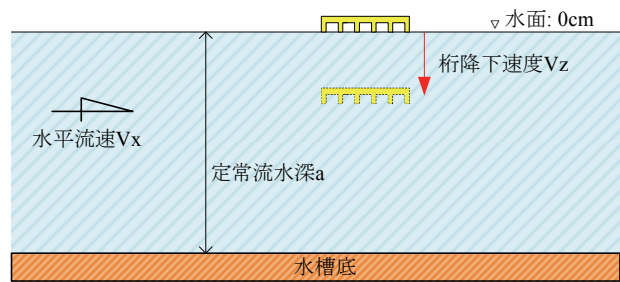


図-4.22 実験状況模式図

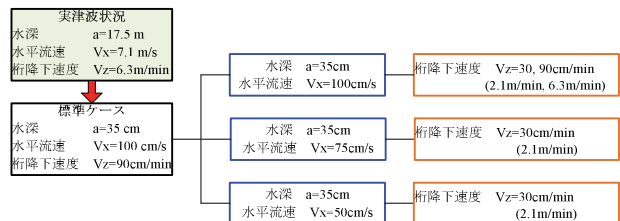


図-4.23 実験ケース一覧

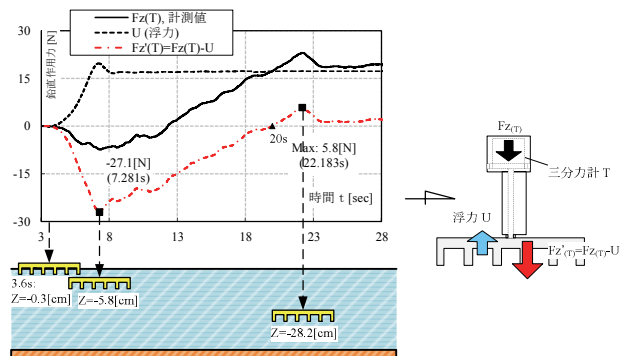


図-4.24 浮力と鉛直作用力の時刻歴波形

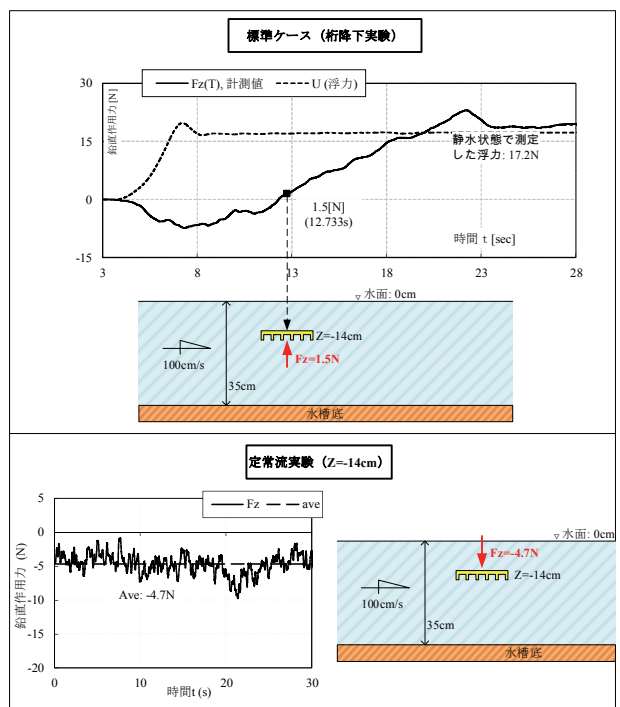


図-4.25 鉛直作用力の比較

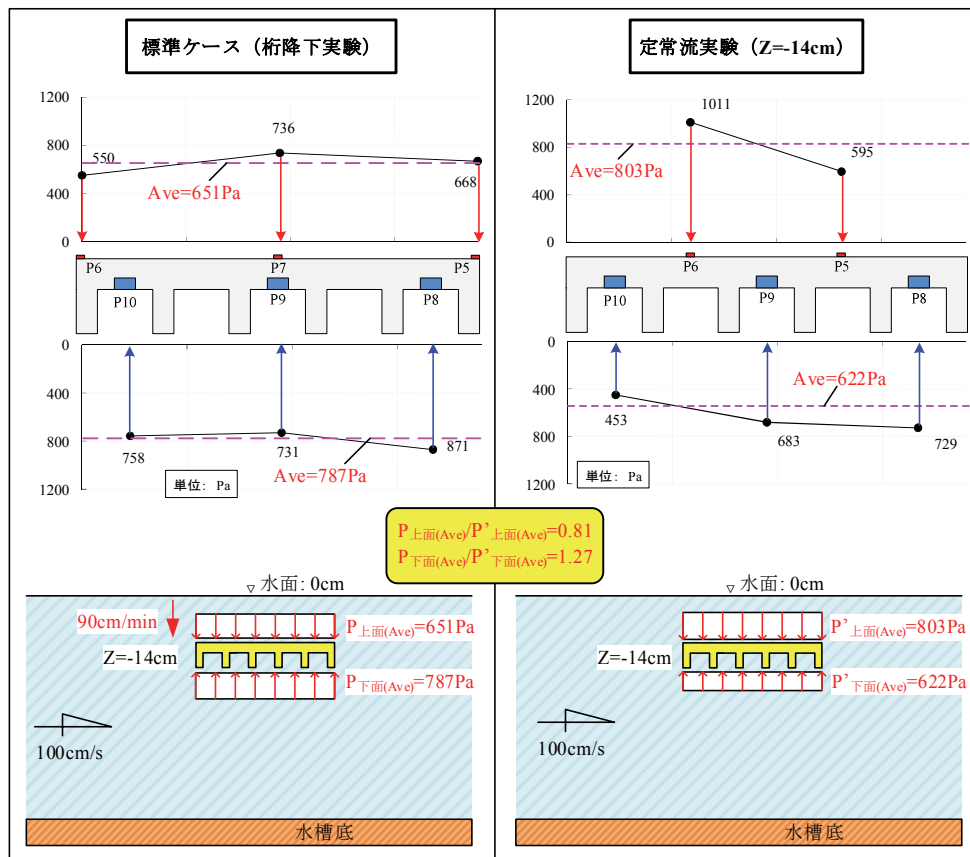


図-4.26 桁上下面の圧力分布

図-4.25 に示すのは、比較を容易にするために水面からの桁中心位置を $Z=-14[\text{cm}]$ とした際の鉛直作用力の比較図である。いずれの値も浮力を含んだ計測値である。

同図より、桁降下実験では上向きに $1.5[\text{N}]$ の鉛直作用力が発生しているのに対し、定常流実験では下向きに $-4.7[\text{N}]$ の鉛直作用力が発生しており、この比較結果から水位上昇を伴う定常流中の桁模型には、上揚力が発生することが確認できる。

同様に、桁上下面に設置した圧力計の計測結果を比較する。図-4.26 に示すのは、水面から桁中心位置 $Z=-14[\text{cm}]$ の場合の桁上下面の圧力分布図である。桁降下実験と定常流実験の平均圧力を比較すると、それぞれの桁上面では $651[\text{Pa}]$, $803[\text{Pa}]$ と桁降下実験結果が約 $20[\%]$ 小さい。一方、桁下面ではそれぞれ $787[\text{Pa}]$, $622[\text{Pa}]$ となり、桁降下実験結果が約 $30[\%]$ 大きい結果となった。

この結果から、水位上昇によって桁下面に発生する上向きの圧力が増加することで、上揚力発生が確認される。

図-4.27は、水平流速 $100[\text{cm/s}]$ のケースにおける定常流実験と桁降下実験で得られた鉛直波力と桁中心位置の関係を示す。同図より、定常流実験では桁中心位置 $Z=-28[\text{cm}]$ の位置で、最も下向きの鉛直波力は小さくなるが上向きには作用していない。一方、桁を降下させることで上向きの鉛直波力が発生し、約 $6[\text{N}]$ 程度作用する。定常流実験と桁降下実験での鉛直波力の差は、全ての桁中心位置において約 $10[\text{N}]$

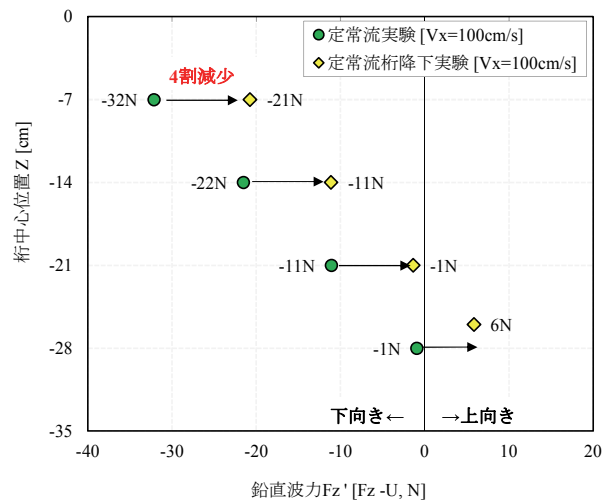


図-4.27 定常流実験と桁降下実験における鉛直作用力の比較

程度上向きに増加している。しかし、桁降下実験においても浮力 ($17[\text{N}]$) に対して非常に小さい鉛直波力しか生じない。

4.4 定常流による津波作用力の評価式

(1) 水平作用力の評価式の提案

橋桁に作用する水平波力 F_x は流速の二乗を関数とする式(4.2)で評価する。

$$F_x = \frac{1}{2} \rho_w C_d v^2 A_h \quad (4.2)$$

$$C_d = \begin{cases} 2.1 - 0.1(B/D) & (1 \leq B/D < 8) \\ 1.3 & (8 \leq B/D) \end{cases} \quad (4.3)$$

ここで ρ_w :水の密度(1000kg/m³), C_d :式(4.3)で求める抗力係数^{4.3)}(=1.54), v :水平流速(cm/s), A_h :有効鉛直投影面積, B :桁幅, D :桁高である.

図-4.28は桁の影響がない側壁を介した位置での水平流速 v を用いて式(4.2)から算出した計算水平波力 F_{xcal} と, 実験より得られた計測水平波力 F_x の関係を桁形状毎にプロットした図である. 同図より, 式(4.2)を用いて算出した計算波力は最大で2~3割程度, 計測波力とのばらつきはみられるものの, 概ね計算波力は計測波力を評価できている. また, 床版幅の広い桁形状のケースでは, 桁本数が増加するため各桁に作用する波力が増加することで F_x が F_{xcal} に比べ若干大きくなったと考えられる.

(2) 鉛直作用力の評価式の提案

橋桁に作用する鉛直波力 F_z' は水平波力の評価式と同様に, 流速の二乗と揚力係数を用いた式(4.5)を用いるとし, 橋桁に作用する鉛直方向の津波作用力 F_z は鉛直波力 F_z' と別途, 式(4.6)から得られる橋桁の浮力 U を考慮した式(4.4)から算出した値とする. なお, 揚力係数 C_l は式(4.7)で表すとし, 本験で得られた水平流速と鉛直波力から算定した.

$$F_z = F_z' + U \quad (4.4)$$

$$F_z' = \frac{1}{2} \rho_w C_l v^2 A \quad (4.5)$$

$$U = \rho_w g V \quad (4.6)$$

$$C_l = \frac{2F_z'}{\rho_w v^2 A} \quad (4.7)$$

ここで F_z :鉛直方向の津波作用力, F_z' :鉛直波力, U :浮力, ρ_w :水の密度(1000kg/m³), g :重力加速度, C_l :揚力係数, v :水平流速, A :有効水平投影面積, V :橋桁体積である. なお, 鉛直波力 F_z' は準定常流状態では橋桁が既に水没しているため, 橋桁の浮力 U を差し引いた波力のみで生じた力である.

図-4.29は桁の影響がない側壁を介した位置での水平流速 v と式(4.7)を用いて算出した揚力係数 C_l の関係を桁形状毎にプロットした図である. 同図より, C_l は水平流速の増加に伴い低減する傾向にあり, その傾向は橋桁の形状の違いによらず同様である. また, 最も大きい C_l は桁幅が広いケースで生じておりその値は0.36である. 一方, 東北地方太平洋沖地震で観測された河川を遡上する津波の平均流速である6[m/s]は, 橋桁のスケールに換算した場合, 85[cm/s]となり, その流速近傍では揚力係数はほぼ0である.

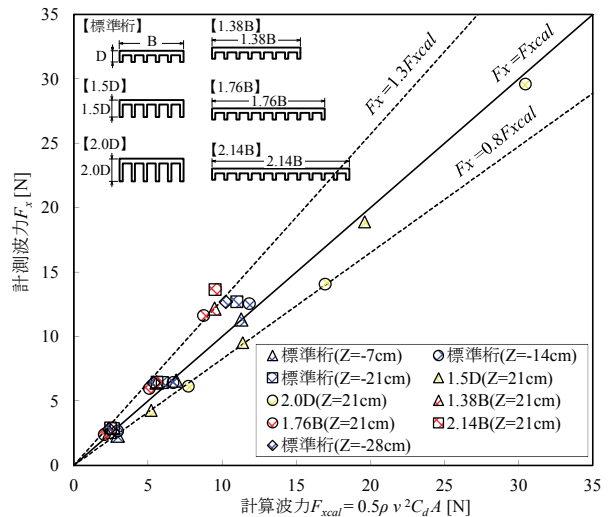


図-4.28 提案式から算出した水平作用力と計測作用力

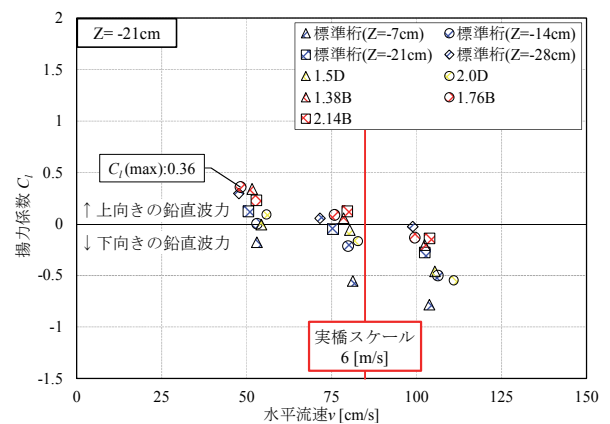


図-4.29 水平流速と揚力係数の関係

(3) 準定常流の評価式の適用性検証

ここでは各研究機関で行われた準定常的な流れを模擬した実験結果を用い, 津波作用力の評価式の適用性の検証を行う. 表-4.1に準定常定期的な流れを対象とした実験の概要を, 表-4.2に桁模型形状を示す. なお, 三菱重工業およびIHIの実験は長周期孤立波を作用させ, 流れが定常状態となる時刻での波力および流速を用いている.

図-4.30に港湾技研の実験を除く各機関の波形状を示す. 長周期波の実験においては, 合わせて九州工大で実施した孤立波の波形状も合わせて示す. 同図より, 長周期波である三菱重工業およびIHIの波形状は, 最大値付近では概ね波高は一定となっており, 準定常的な流れとなっていることが分かる.

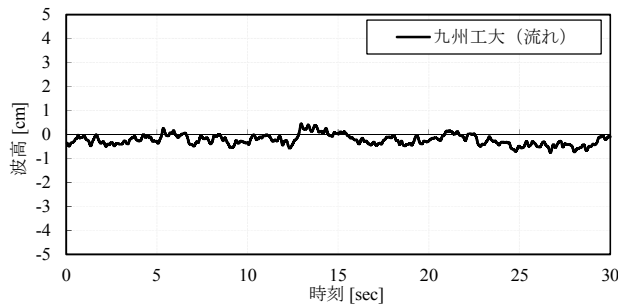
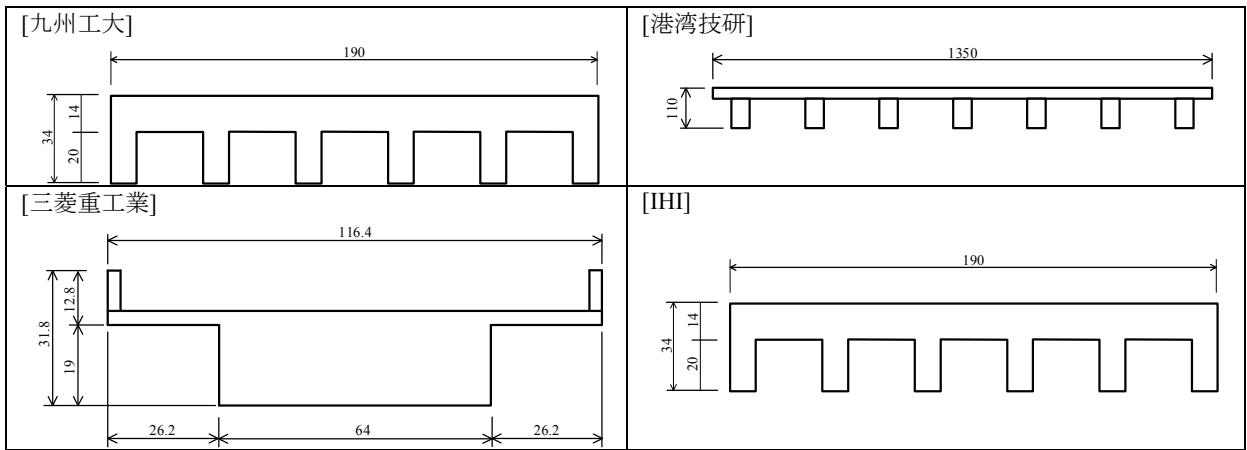
計測された水平流速を用いて式(4.2)から算出した計算波力と計測波力の比較を行う. 図-4.31は横軸に計算波力 F_{xcal} , 縦軸に計測波力 F_x とし, 表-2.4.3.3に示す各実験ケースをプロットした図である. 三菱重工業の実験では, 桁位置で水平波力は異なるものの, 2~3割程度のばらつき内で, 式(4.2)を用いた評価式から算出した計算波力は計測波力を安全側に評価することがわかる.

表-4.1 実験概要一覧

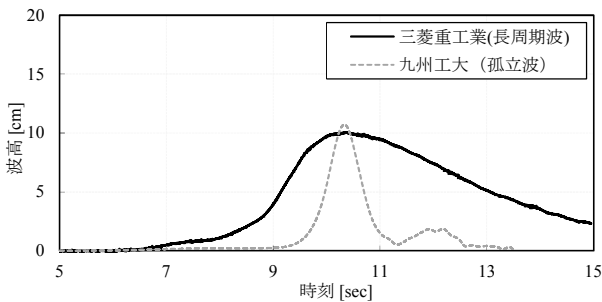
実験実施機関	対象上部構造	津波形状	模型スケール	流速 (実橋換算値)*1 [m/s]	パラメータ
九州工大 ^{2.4.3.1)}	6主 RCT 桁	流れ	1/50	0.5~1.0 (3.5~7.0)	桁形状 流速 桁位置
港湾技研 ^{2.4.3.2)}	7主 PCT 桁	流れ	1/10	0.7~2.0 (2.2~6.3)	初期水位 (流速)*2
三菱重工業 ^{2.4.3.3)}	PC 箱桁	長周期孤立波 T=23.5s	1/100	0.64 (6.4)	桁位置
IHI ^{2.4.3.4)}	6主 RCT 桁 (九州工大と同一模型)	長周期孤立波 1/2T=60s	1/50	0.9 (6.4)	—

*1：実橋換算値の流速は Fr 相似より換算，*2：初期水位の位置により流速が変動

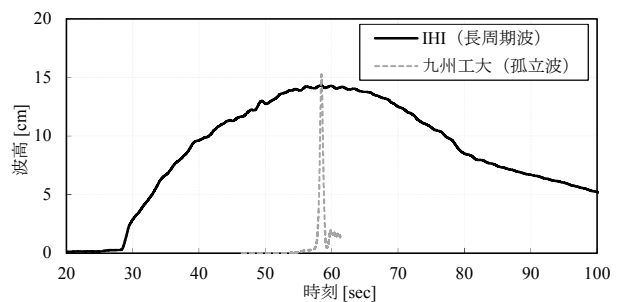
表-4.2 桁模型形状一覧



(a) 九州工大 (流れ, 設定流速 V=75[cm/sec])



(b) 三菱重工業 (長周期波, 周期 23.5[sec])



(c) IHI (長周期波, 1/2 周期 60[sec])

図-4.30 各研究機関が実施した水理実験の波形状

図-4.32は横軸に揚力係数 C_l 、縦軸に桁下高さ Z として、前述の水平作用力と同様に各研究機関で行われた実験結果をプロットした図である。同図は実験結果から桁模型の体積に相当する浮力分を差し引いて評価をしており、揚力係数 C_l がゼロとなる場合は鉛直作用力が生じていないことを表す。水面から桁位置が下方になるにつれ揚力係数は増加してゼロ近辺に近づくものの、概ね上向きの作用力は発生しない結果となる。また、水面付近ではどの研究機関においても負の値（下向きの鉛直波力）であることがわかる。

なお、揚力係数 C_l は式 (4.7) から求めた。ここで、鉛直作用力 F_z は、分力計から得られた鉛直方向作用力から、桁模型の体積に相当する浮力を差し引いた値を用いている。

4.5 まとめ

準定常流を対象とした桁模型実験結果から、定常流にある桁に発生する津波作用力の分析を行うとともに、他機関の実験結果を用いて橋桁に作用する津波作用力評価式の適応性を検討した。その結果、以下の結論を得た。

- (1) 桁側面に設置した圧力計の結果を用いて水平作用力を分析した結果、流れによって桁側面に発生する桁方向の圧力分布は等分布であり、桁側面積 A_h と圧力の積から算出した水平作用力 11.2[N]に対して計測した水平作用力 11.3[N]と非常に整合性が高い。このことから水平作用力は津波作用側の桁側面に作用する流れの影響であることが明らかとなった。
- (2) 流速の速い流れの中にある桁模型には、下向きの鉛直作用力が発生する。これは水平方向の流れの作用で桁上下面に発生する圧力の総和で評価が可能であることが明らかとなった。
- (3) 水面からの桁模型位置を変化させて定常流によって桁模型に発生する作用力を分析した結果、水平作用力は桁模型位置に関わらず流速の2乗を関数とする同一の作用力が発生する一方、鉛直作用力に影響が大きいと考えられる越流高が、水面から離れるに連れて減少するため、下降流の影響が減少し、下向きの鉛直作用力も減少する。
- (4) 定常流実験と桁降下実験を比較した結果、定常流実験に比べ大きくて4割程度、水位上昇の影響で上向きの波力が増大するものの、その鉛直波力の大きさは浮力に対して34[%]程度の小さい上向きの波力である。
- (5) 橋桁に作用する水平作用力は、道路橋示方書による抗力係数および桁位置での水平流速から本提案式を用いて水平作用力を算出した場合、他機関の実験においても2割程度の誤差内で波力を評価可能である。また、橋桁に上向きの鉛直作用力は生じない。

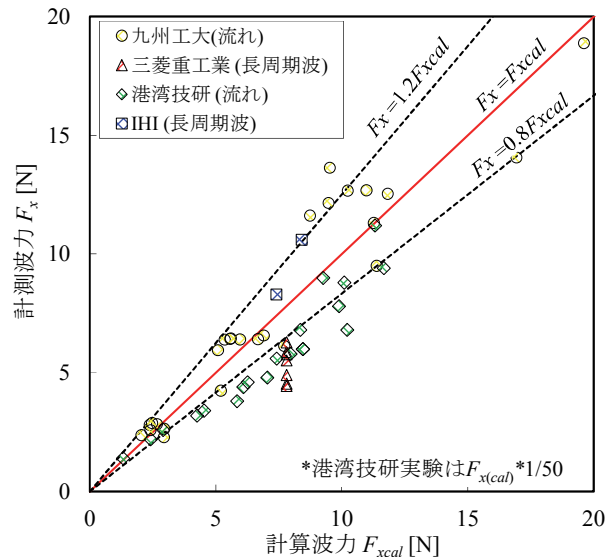


図-4.31 評価式から算出した水平作用力と計測した水平作用力の比較

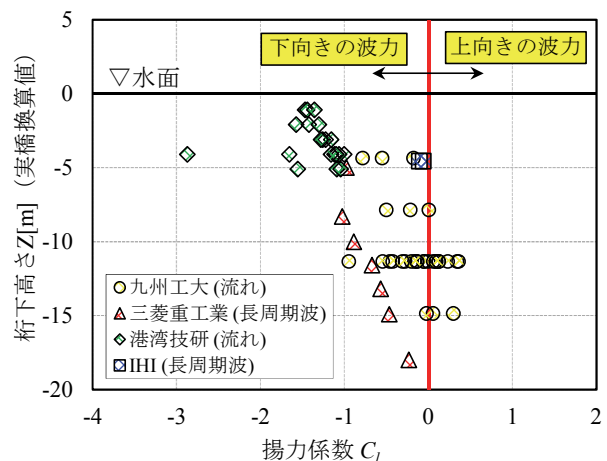


図-4.32 桁位置と揚力係数の関係

参考文献

- 4.1) 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, pp.135-138, 2011.
- 4.2) Fu, L., Kosa, K., Shimizu, H., and Zheng, Y., "Damage to Structures due to Tsunami and Evaluation of Tsunami Velocity in Shizugawa", Proc. of JCI, Vol.34, No.2, pp.805-810, 2012.
- 4.3) (社) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 I 共通編, pp. 52-53, 2012.3.
- 4.4) 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 B2(海岸工学), Vol. 70, No.2, I_876-I_880, 2014.
- 4.5) 有川太郎, 渡邊政博, 窪田幸一郎: 津波による橋梁の安定性に関する検討, 土木学会論文集 B2(海岸工学), Vol. 69, No.2, I_911-I_915, 2013.
- 4.6) 四條利久麿, 青木圭一, 広瀬泰之, 鈴木俊光, 横山薫, 越村俊一: 津波入射波の形状が橋梁上部構造への作用津波力に及ぼす影響, 土木学会論文集 B2(海岸工学), Vol. 70, No.2, I_871-I_875, 2014.
- 4.7) 山内邦博, 幸左賢二: 橋桁に作用する長周期津波荷重の評価: 第17回性能に基づく耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, pp.9-12, 2014.

第5章 津波による盛土の崩壊に関する実験

5.1 研究の背景と目的

2011年3月に発生した東日本大震災において、東北・関東地方の太平洋沿岸部は津波による甚大な被害に見舞われた。この地震は6月10日午後9時現在の観測^{5.1)}によれば、最大で9.3m以上の非常に大きな津波を引き起こし、巨大な津波が我が国の太平洋沿岸の広範囲に襲った。

図-5.1は主に国道45号線を現地調査した時に、津波により橋台背面盛土流失や道路盛土流出などの道路盛土が被災していた箇所を示している。この図より極めて広い範囲でこの種の被害が生じたことがわかる。写真-5.1は両端の取り付け盛土部が流失したため仮設橋で復旧中の二十一浜橋の様子、写真-5.2は相馬郡新地町付近の橋桁流出と橋台背面盛土流失の様子である。これらの写真からも津波による盛土構造物被害の規模の大きさが窺える。

今回の東北地方太平洋沖地震津波による災害においても明らかな通り、津波災害時の道路施設の役割には、沿岸部からの避難や救助などの緊急活動、ライフラインの復旧活動などを支える交通基盤としての機能が期待されている。しかしながら、全ての道路施設に直ちに補強などの対策を行う事は困難であり、また道路施設そのものが被災を免れたとしても浸水等により通行障害が起きる場合が考えられる。したがって、これらの様々な起こりうる事象を考慮した上で、地震発生からどの程度の時間、どの区間が通行可能であるかなどを予め把握しておくことが必要とされる。その為にはどの程度の規模の津波によって盛土構造物がどれくらい損傷するかを示した正確な損傷評価方法が求められる。

ところが、現在の津波による盛土構造物の被災状況の評価方法は、過去における道路盛土及び鉄道盛土の被災事例から求められた判定基準^{5.2)}に基づいて評価されているに過ぎない。

この越流水深と盛土高からなる現状の被災判定基準だけでは、現在構築されているすべての盛土構造物の被災状況が判定には不十分と考えられる。例えば、越流水深以外にも現象を支配するパラメータとして、流体の越流時間、流速、堤体の断面積、附帯構造物の有無、法覆工の有無・形式などが挙げられ、堤防破堤の際には堤体の浸透現象や越流条件など様々な事象が複雑に関連することが指摘されている。現状では、堤防や盛土構造物に、津波などによって越流が発生した場合、越流水深と盛土高以外にも堤体破壊の多くの要因が考えられ、その津波による被災メカニズムは十分に明らかにされていない状況である。

さらに、被災調査事例によると写真-5.1、写真-5.2のように橋台近傍の盛土にも被災している箇所が少なくなく、その津波による被災メカニズムも十分な

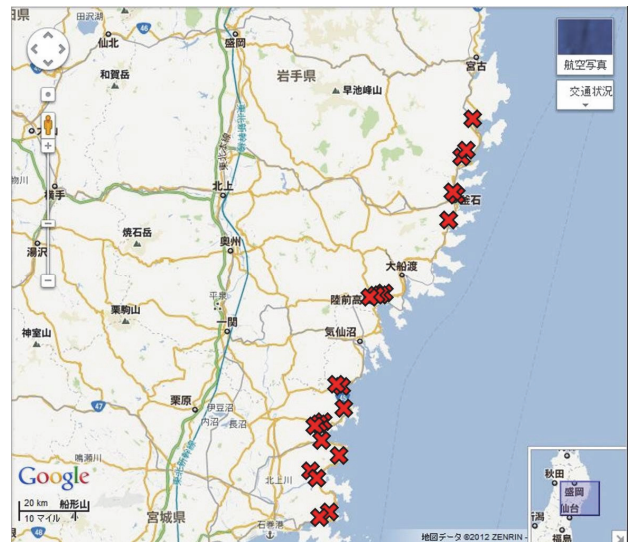


図-5.1 主な道路盛土の被災箇所



写真-5.1 二十一浜橋の被災状況



写真-5.2 相馬郡新地町付近の橋桁流出

知見が得られているとは言えない。すなわち、通常の台形の盛土部分のみの被災状況の予測では、道路構造物としては不十分であり、橋台近傍の複雑な形状をした盛土についても、被災メカニズムについて調べる必要がある。

したがって、盛土構造物破壊現象のパラメータとして考えられる擬似津波の越流水深、先端流速、越

流時間が、盛土構造物の損傷状況にどのように影響を及ぼすか、その影響の大小が堤体の断面積・形状、附帯構造物の有無、法覆工の有無・形式によりどう変化するかを検証することを目的とし、遠心模型実験装置を用いて破壊評価実験を試みた。

具体的には「津波による盛土構造物の被災状況に落堀が及ぼす影響について」、「津波時の盛土構造物の安定性にその下部地盤の特性が及ぼす影響について」、「補強土壁工法を適用した盛土構造物の耐津波性能に関する遠心模型実験」、「種々の道路盛土の津波被災メカニズムに関する遠心模型実験」、「種々の橋台背面盛土の津波被災メカニズムに関する遠心模型実験」を実施した。

5.2 実験システム

本研究で使用した遠心模型実験装置は、1998年に九州工業大学に設置されたものである。図-5.2に遠心模型実験装置の概略図、図-5.3に遠心模型実験装置内の配管図、図-5.4に(a)遠心模型実験装置の操作盤、(b)駆動部、表-5.1に本遠心模型実験装置の主な概要を示す。本実験装置はビーム型遠心装置で、模型土槽を搭載するプラットフォームはスイングアップ方式であり、遠心加速度の上昇に応じて、プラットフォームが水平方向にスイングアップする構造となっている。重力加速度と遠心加速度の合成加速度の方向に、プラットフォームがスイングアップするため、常に模型地盤での鉛直下向き方向に合成された加速度が作用することになる。通常的小型模型実験においては、これに外力、あるいは変形を加えることは容易であるが、遠心模型実験においては、模型が遠心装置のビームとともに高速で回転しているために、外部から直接模型に配線、配管することは不可能である。そのために、外部から内部への小型模型に動力用電気の供給や、模型から外部への計測用の電気信号の伝達には、遠心模型実験装置の回転軸に設けたスリップリング(図-5.4(c))を用いている。また、外部からの空気・流体の供給には送圧シーベルジョイントを用いて行う(図-5.3)。

各実験は、1/50、1/75、1/100の遠心加速度場で実施した。以下に実験システムの概要を述べる。実験装置の概要図を図-5.5に示す。

同図に示す津波シミュレータシステムでは土槽内部に盛土模型を構築した遡上台を設置し、土槽側面には水槽と排水BOXが取り付けられている。水槽には電磁弁制御の空圧シリンダーが設置してあり、水槽自体はそのシリンダーを伸縮させることで開閉する吐出口を有している。遠心運転中にシリンダーを遠隔操作する事で吐出口を開き、水槽に貯留した水を一気に放出して擬似津波を発生させる。このとき、水槽内の貯留水位と水量を変化させることにより、発生する擬似津波の高さ・先端流速・越流時間を変化させる。そして発生させた擬似津波の越流水深及び先端流速、作用波圧の変化による盛土模型の

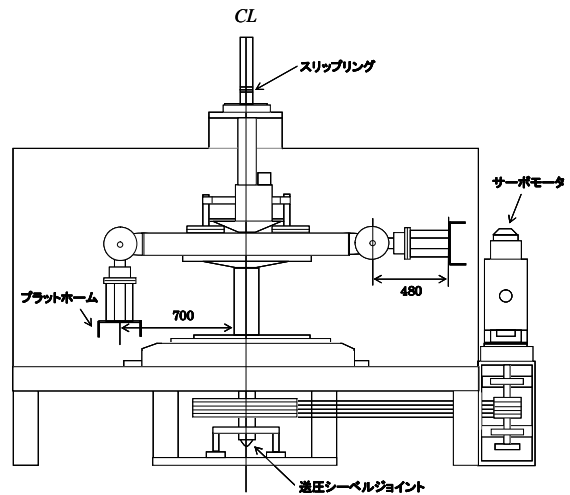


図-5.2 遠心模型実験装置の概略図

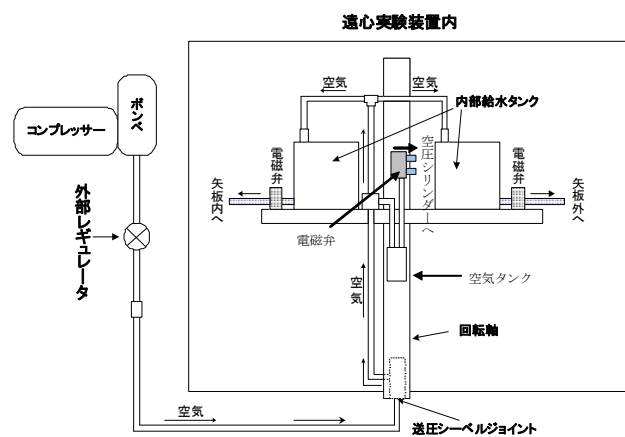


図-5.3 遠心模型実験装置内の配管図



(a) 操作盤 (b) 駆動部 (c) スリップリング

図-5.4 実験装置

表-5.1 実験装置

有効半径(プラットフォーム上部より回転軸までの距離)	1.18(m)
最大積載能力	27(G・ton)
動力用モータの出力	AC200(V)11(kw)

損傷状況の変化を検証する。

実験における先端流速の算出方法は、図-5.6に示す小型圧力センサーを用いており、2つのセンサーにおける反応時間の差を、その2点間の経路長で除

することにより算出した。すなわち，初期先端流速は V1-V2 間，盛土側先端流速は V2-V4 間，橋台側先端流速は V2-V6 間より算出している。尚，台形盛土タイプに関しては盛土側先端流速と橋台側先端流速の平均値をとり，先端流速としている。

このようにして，遡上台内部の所定位置に突き固めにより所定条件で盛土模型を作製し，これを土槽内部に設置する。盛土模型は全長20cm，幅9cm，高さ4cmの台形盛土，2種類の橋台盛土を用いた橋台背面盛土の計3種類の形状の模型を使用した。試料は九州工業大学戸畑キャンパス内で採取したシルトと豊浦砂を乾燥重量において，シルト：豊浦砂=1：1になるように混合したものを使用した。

盛土形状及び作用波圧の測定点をそれぞれ，図-5.7，図-5.8，図-5.9に示す。

本研究では，単に土を盛っただけの台形盛土タイプ（図-5.7），橋台本体をアクリルで製作し，付帯する擁壁部をアルミで試作した橋台模型を設置し，2種類の形状で土を盛った橋台盛土Aタイプ（図-5.8），橋台盛土Bタイプ（図-5.9）の3種類の模型タイプを使用した。

実験条件に関して以下に示す。本年度実施した実験は100Gの遠心加速度場において，実験条件である模型タイプ，水槽水位，締固め度，張工の有無の組み合わせを変えて行った。実験条件一覧を表-5.2に示す。ここでcase名に関して，それぞれの模型タイプを EC：盛土Cタイプ，AA：橋台盛土Aタイプ，AB：橋台盛土Bタイプ，PEC：二面張工盛土Cタイプ，PAA：二面張工橋台盛土Aタイプ，PAB：二面張工橋台盛土Bタイプと表している。また表中の記号はそれぞれCA：遠心加速度，Dc：締固め度，WL：水槽水位，He：実物盛土高を示している。実物盛土高は遠心加速度を考慮して，盛土模型高を実物換算したものである。

表-5.2 実験条件

case	CA	Dc(%)	張工の有無	WL(cm)	He(m)
EC-1	100	100	無	11.5	4.0
EC-2				18.5	
EC-3		90		15.5	
EC-4				15.5	
AA-1	100	100	無	11.5	
AA-2				18.5	
AA-3		90		18.5	
AB-1	100	100		無	
AB-2			18.5		
AB-3		90	18.5		
PEC-1	90	90	有		18.5
PEC-2				15.5	
PAA-1			18.5	有	
PAB-1					

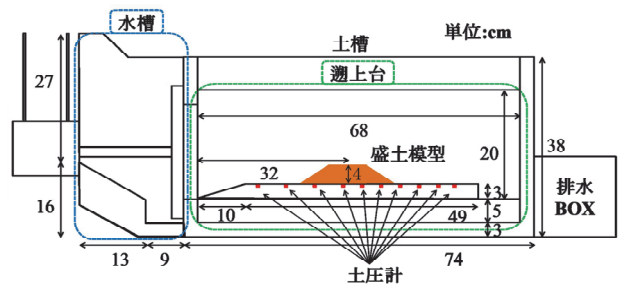


図-5.5 実験システム概要図

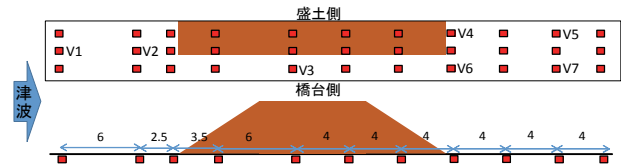


図-5.6 先端流速計使用センサーの設置箇所

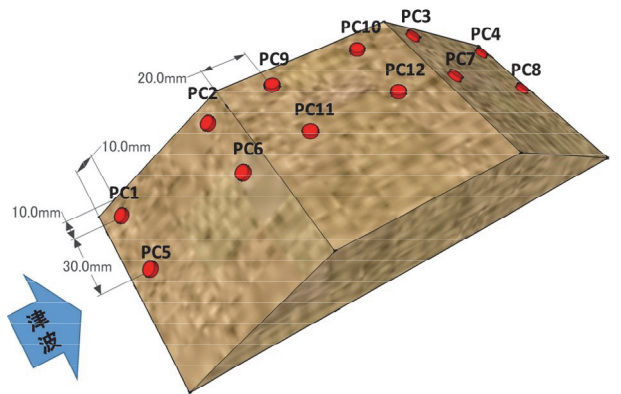


図-5.7 台形盛土 C タイプ

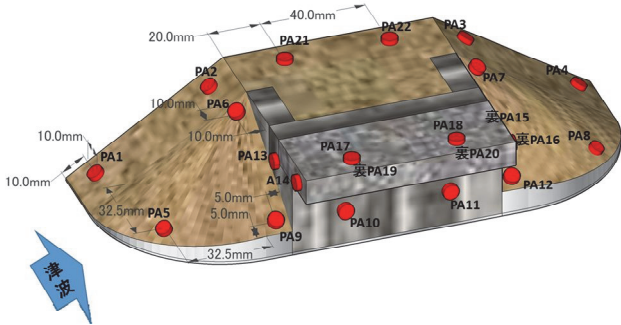


図-5.8 橋台盛土 A タイプ

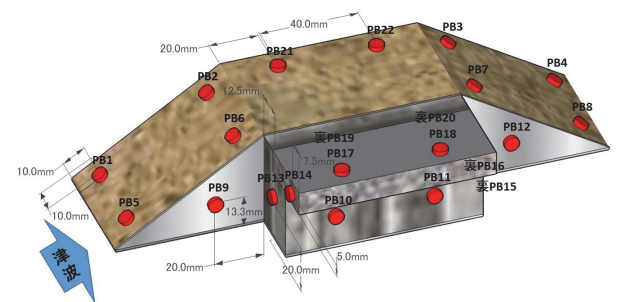


図-5.9 橋台盛土 B タイプ

表-5.3 実験結果一覧

case	CA	WL (cm)	Dc (%)	Hw(m)		V(m/s)		T (s)	P(%)		S(%)		損傷判定
				正面	裏面	橋台側	盛土側		上流側	下流側	上流側	下流側	
EC-1	100	11.5	99.3	1.50	1.95	3.49		8.3	15.0	20.8			部分破壊
EC-2		18.5	97.0	4.26	4.45	4.89		15.0	37.5	45.8			部分破壊
EC-3		18.5	90.2	4.38	3.45	4.90		13.3	100.0	100.0	16.6	44.0	破壊
EC-4		15.5	88.1	4.15	3.00	4.66		10.0	11.8	38.2			部分破壊
AA-1		11.5	96.3	1.25	1.46	5.33	3.91	6.7	0.0	0.0			非破壊
AA-2		18.5	97.7	5.28	4.89	6.49	4.28	16.7	77.7	68.5			大部分破壊
AA-3		18.5	89.7	4.26	2.85	6.15	4.44	13.3	28.7	84.8			大部分破壊
AB-1		11.5	98.0	1.05	0.63	4.30	3.91	8.3	12.5	36.7			部分破壊
AB-2		18.5	97.3	4.63	4.81	6.32	4.36	16.7	42.8	61.0			大部分破壊
AB-3		18.5	90.4	4.12	3.75	6.32	4.71	13.3	60.8	100.0		10.9	破壊
PEC-1		18.5	89.2	5.05	4.95	4.58		15.0	-	100.0		5.90	破壊 (張工流失)
PEC-2		15.5	89.0	5.10	3.70	4.71		8.3	-	15.4			非破壊 (張工流失)
PAA-1		18.5	90.7	4.15	3.95	5.38	4.38	13.3	-	-			非破壊
PAB-1		18.5	88.3	3.98	3.15	5.28	5.00	13.3	-	72.5			大部分破壊 (張工流失)

5.3 実験結果及び考察

初期条件と算出データの一覧を表-5.3に示す。また、表中の記号はそれぞれCA：遠心加速度，WL：水槽水位，Dc：締め固め度，Hw：越流水深，V：先端流速，T：越流時間，P：平均すべり高割合，S：損傷面積割合を示している。尚，越流水深，越流時間は遠心加速度を考慮し実物換算したものを示している。ここでは，同表中のEC-3，AA-3，AB-3を代表して詳述する。

表-5.4にEC-3，AA-3，AB-3を抜粋した実験結果を示す。EC-3，AA-3，AB-3をそれぞれcase1，case2，case3と振り直している。

同表中の盛土側先端流速，橋台側先端流速はそれぞれ，写真-5.3に示す盛土側，橋台側において測定し，算出した先端流速を示す。損傷判定については，宮本らの研究^{5.3)}で用いられた平均すべり高割合による判定を採用した。case1~3では盛土模型を用いて破壊評価実験を行い，caseWP1~WP3では樹脂模型を用いて作用波圧を測定し，より詳しく盛土模型の形状による流況の違いについて調べた。作用波圧については，測定位置における擬似津波がセンサーに感応されたときに生じる波圧のピーク値を示す。写真-5.4，写真-5.5にcase2，3の実験後を，図-5.10，図-5.11，図-5.12，図-5.13，図-5.14，にそれぞれcaseWP1~3における盛土側，橋台側の最大水位及び作用波圧より算出したピエゾ水頭の分布図を示す。

全ての盛土模型に共通する特徴としては，天端と法面を比較すると損傷程度は後者の方が大きく，上流側における法面の表面流出や法尻の流失に対し，下流側における法面及び法尻の損傷程度が卓越するという傾向が挙げられる。次に作用波圧に着目すると，下流側法尻を除き，上流側から下流側にかけて減少するという傾向が得られた。以上を踏まえると，上流側法面における損傷程度については法尻がより大きな作用波圧を受けた事に，下流側法面における

表-5.4 実験結果一覧 (抜粋)

case	タイプ	盛土側先端流速(m/s)	橋台側先端流速(m/s)	損傷判定
1	C	4.90		破壊
2	A	4.44	6.15	大部分破壊
3	B	4.90	6.32	破壊
WP1	C	5.07		
WP2	A	4.53	6.66	
WP3	B	4.63	6.66	

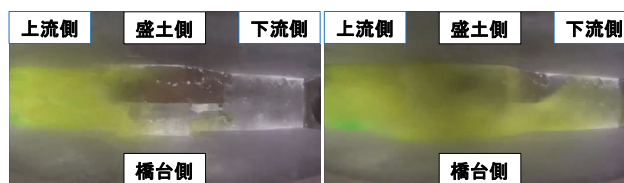


写真-5.3 越流の様子 (Case3)

損傷程度については，斜面に沿って擬似津波が流下し，加速した事により高い掃流力を伴った事，作用波圧が急激に上昇した事に起因するものと考えられる。尚，天端では作用波圧は小さく，急激な上昇も生じていない事から損傷程度が小さくなったと推察される。

Aタイプ模型の特徴としては，写真-5.4に赤枠で示す楕円錐盛土部の上流側頂点部，下部における洗掘，下流側下部における洗掘が挙げられる。上流側については，頂点部では，楕円錐盛土の法面を遡上する擬似津波の複数の流線が合流し，橋台に衝突した事，下部では，橋台に衝突した擬似津波の一部と盛土側面を流れてきた擬似津波が合流し，後者の擬似津波の影響を受け前者の流線が変化した事に起因するものと考えられる。また，どちらも大きな作用波圧を受けていた事が観察されている。下流側下部については，橋台側を通過する擬似津波の方が速く到達し，越流してきた擬似津波と合流した際に下流側下部に沿う形で流線が変化した事，作用波圧が急激に上昇した事に起因するものと考えられる。

Bタイプ模型の特徴としては，写真-5.5に赤枠で

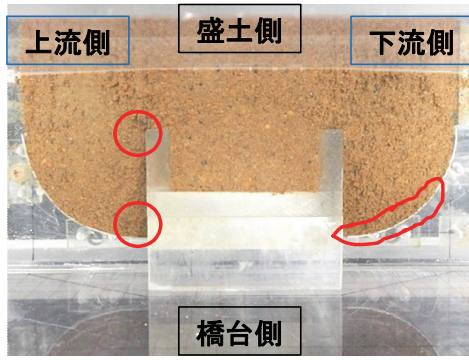


写真-5.4 Case2 実験後

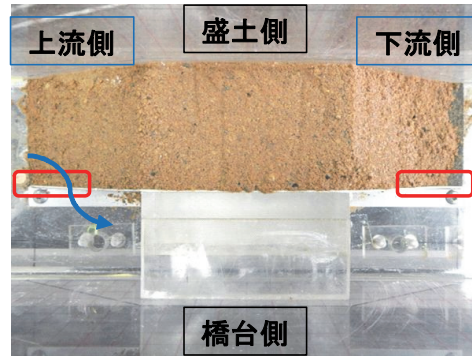


写真-5.5 Case3 実験後

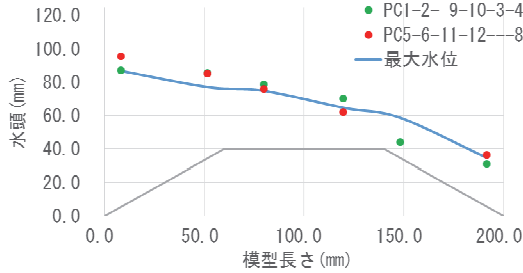


図-5.10 CaseWP1

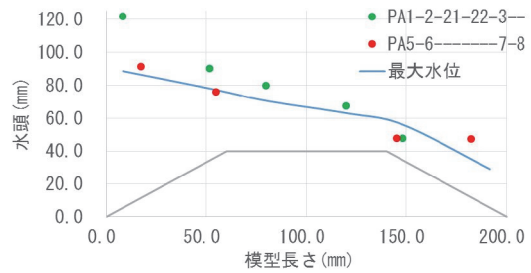


図-5.11 CaseWP2 (盛土側)

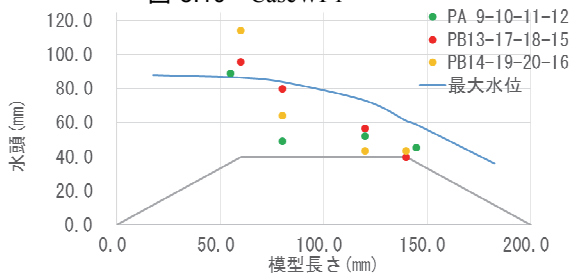


図-5.12 CaseWP2 (橋台側)

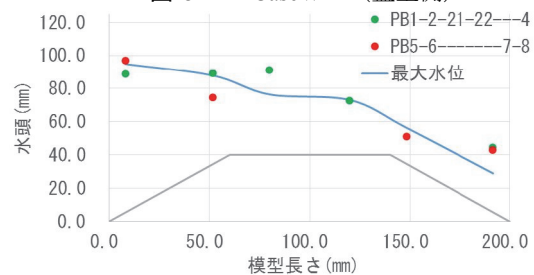


図-5.13 CaseWP3 (盛土側)

示す上流, 下流側法尻の橋台側における洗掘が挙げられる。上流側については, 写真-5.5に青矢印で示すように擬似津波が盛土を遡上する際, 一部が途中で逸れ, 橋台側に落下する方向へ水の流れが生じた事に起因するものと考えられる。下流側については, 写真-5.3に示すように橋台側を通過する擬似津波が先に橋台側法尻に到達し, ここに越流してきた擬似津波が合流した際に流線が変化した事に起因すると考えられる。なお, 図-5.13を見ても明らかなように, 上流側, 下流側法尻のどちらにおいても盛土側, 橋台側における作用波圧は同程度の値を示しており, その差によるものではないと推察される。

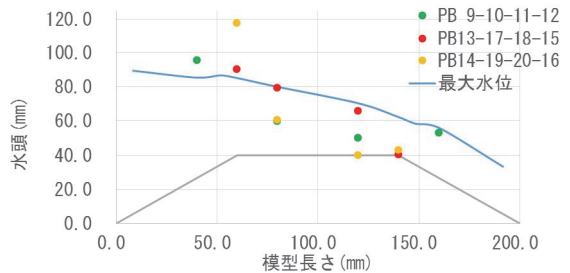


図-5.14 CaseWP3 (橋台側)

5.4 盛土崩壊実験のまとめ

図-5.15に示すように盛土高と越流水深の被災判定基準による既往の判定手法は, 土のみからなる盛土で有用であるが, 最近の補強盛土や附帯構造物の有る盛土構造物を含めて評価するには不十分である。盛土形状によらず先端流速と盛土の被災度の相関性は非常に高く, 損傷は

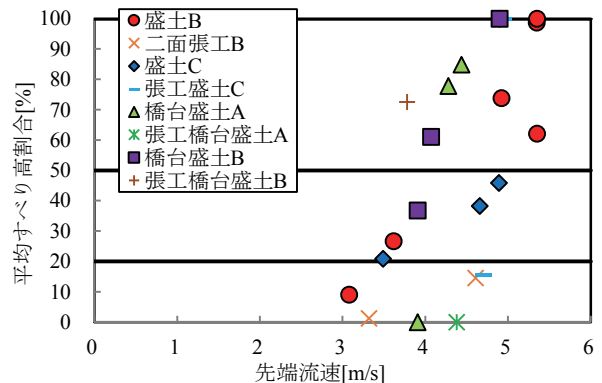


図-5.15 先端流速-平均すべり高割合の関係

主に法面に発生し、特に擬似津波の流速が加速する下流側法面において損傷が卓越する。津波の掃流力と盛土材のせん断抵抗の比は盛土の損傷程度を説明する良い指標となり、張工を施すと盛土全体の耐津波性能は向上する。

一般的な道路盛土よりも水の流れに合分流が見られる橋台盛土の方が損傷は大きくなる傾向がある。張工の流失は、盛土の表面強度が比較的大きく法面勾配が緩やかな場合は浮き上がりに起因し、盛土の表面強度が比較的小さく法面勾配が比較的急な場合は滑り落ちに起因する。前者の場合は張工の自重を増加させることが、後者の場合は盛土の表層強度の改良や法面勾配の緩和が必要となる。

5.5 盛土の津波対策工適用への提案

あらゆる盛土構造物の耐津波性能の評価を包括的に行えんとするには、本研究で実施しした一連の実験シリーズでは、現実の盛土材料の多様性や、盛土の構造形式の多様性を取り上げてみても、未だ十分ではないと考えられる。しかしながら、本研究を総括する上で「盛土の耐津波性能の評価手法の提案」を試みる。

図-5.16に本研究に基づく「盛土の耐津波性能の評価手法の提案」を示す。

続いて、既存の盛土に津波対策工を施す手法について提案する(図-5.17)。新たに築堤するところからの提案とすると、例えば補強土壁工法の適用等、自由度が高いため、ここでは既存の盛土に限定する。

参考文献

- 5.1) 災害情報東日本大震災(第114報), 国土交通省ホームページ:<http://www.mlit.go.jp/>
- 5.2) 首藤伸夫:津波による海岸堤防・護岸の被災—昭和8年三陸大津波から昭和35年チリ津波まで—, 津波工学研究報告, Vol.16, 1-37.1999.
- 5.3) 宮本ら:種々の盛土の被災度に擬似津波流速が及ぼす影響について, 平成25年度西部支部研究発表会, III-23, 353.

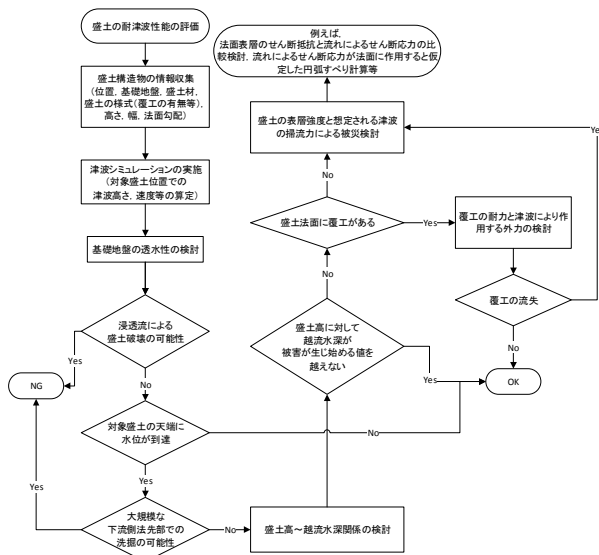


図-5.16 盛土の耐津波性能の評価手法の提案

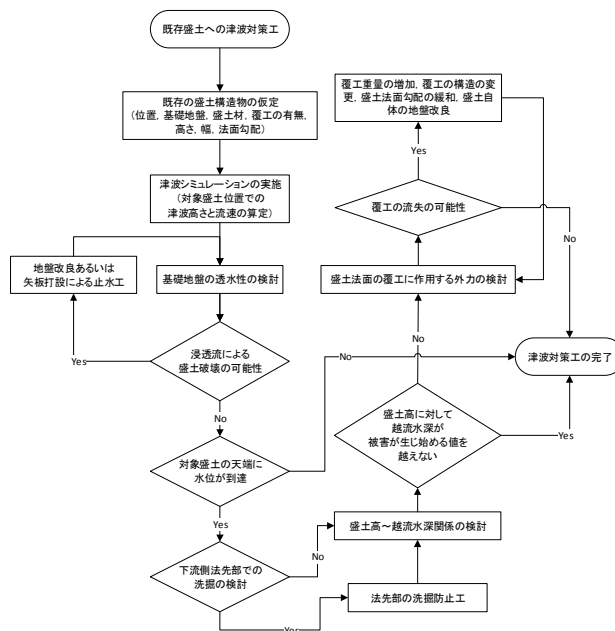


図-5.17 既存盛土への津波対策工フロー

第6章 橋梁の津波作用力の評価式の提案

6.1 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^{6.1)}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-6.1に示す手順で対象橋梁に作用させる波力を選定する。なお、ここに示す算定手順は、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。また、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。

- 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どうかを判定する。
- 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どう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。

段波の発生の有無の評価は、図-6.2に示すように、①海岸線の位置での入射津波高さ η と水深 h の比が0.60を超える場合、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。

参考文献^{6.2)}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-6.3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-6.4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。

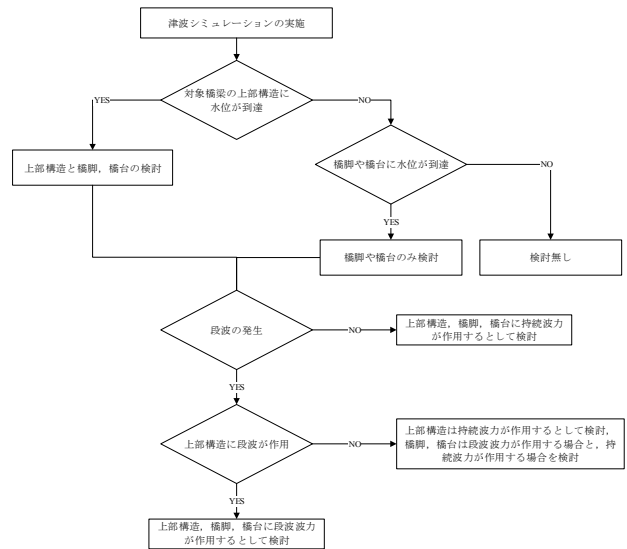


図-6.1 橋梁に対する津波作用力の算定手順

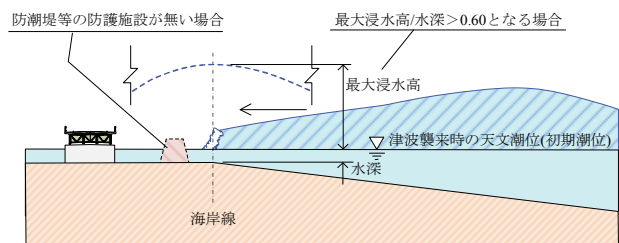


図-6.2 段波が発生する条件

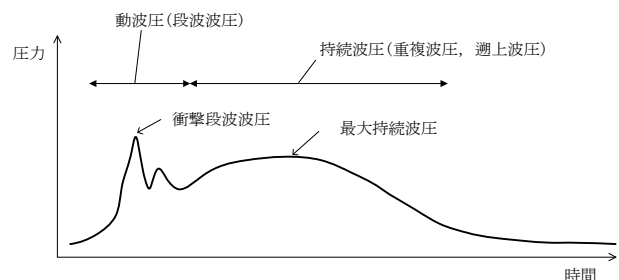


図-6.3 段波波圧と持続波圧

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、水位陸上へ遡上を開始した津波の先端部は、海岸線で防波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^{6.3)}、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^{6.3)}。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

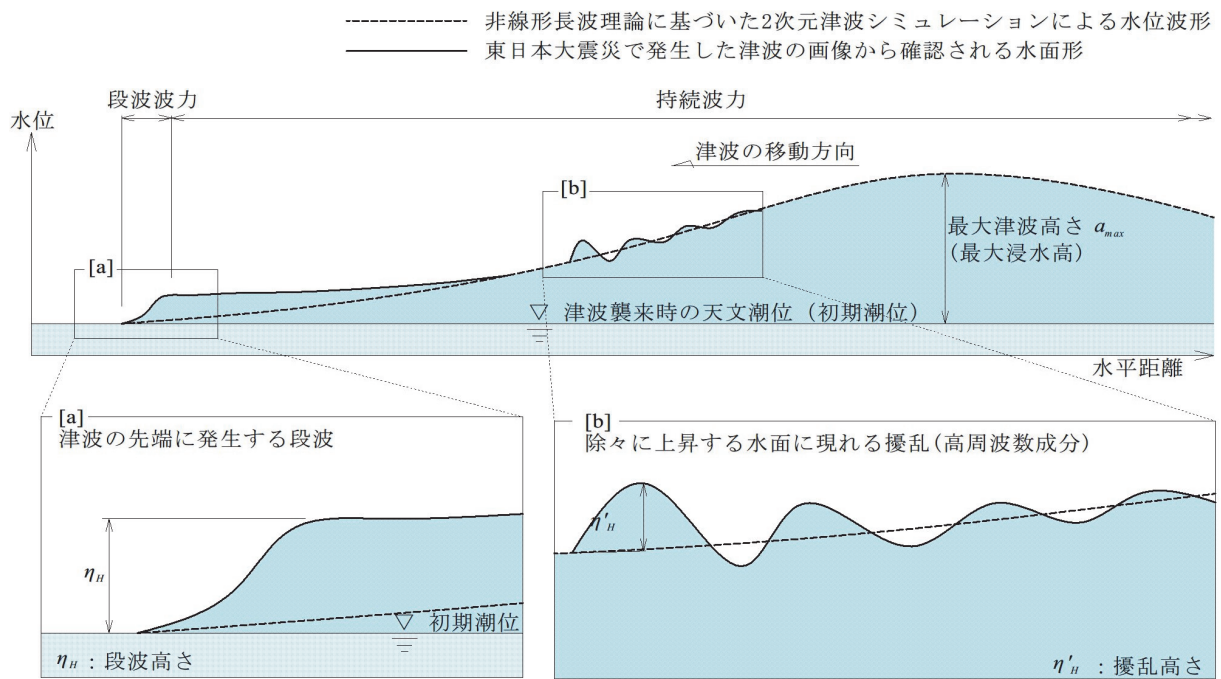


図-6.4 東日本大震災による津波で確認される津波の水面形状と波力の関係

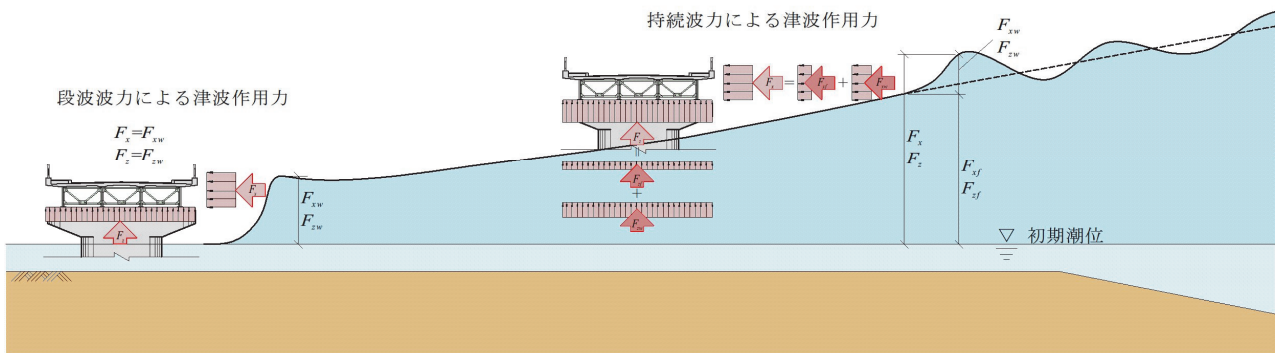


図-6.5 津波作用力の評価方法の概念図

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^{6.3), 6.4)}。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-6.1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。

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-6.5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碎波、陸上橋にあつ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除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。

6.2 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(6.1)で算出する。

$$F_x = F_{xw} \quad (6.1)$$

$$Z/\eta_H \geq 0.5 \text{ の場合 } F_{xw} = \rho g (3.10\eta_H - Z/0.42) A_h \quad (6.2)$$

$$Z/\eta_H < 0.5 \text{ の場合 } F_{xw} = 1.90 \rho g \eta_H A_h \quad (6.3)$$

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 ($=1,030[\text{kg}/\text{m}^3]$), g : 重力加速度 ($=9.81[\text{m}/\text{sec}^2]$), 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(6.4)で算出する。

$$F_z = F_{zw} \quad (6.4)$$

$$F_{zw} = \rho g (0.53\eta_H - z/2.18) A_v \quad (6.5)$$

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 ($=1,030[\text{kg}/\text{m}^3]$), g : 重力加速度 ($=9.81[\text{m}/\text{sec}^2]$), 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]

6.3 上部構造に生じる持続波力の評価式

1) 水平作用力の算出式

持続波力の水平作用力は、式(6.7)に示す流れによる作用力と式(6.8)に示す擾乱による作用力の和で表される式(6.6)で算出する。

$$F_x = F_{xf} + F_{xw} \quad (6.6)$$

$$F_{xf} = \frac{1}{2} \rho C_d v^2 A_h \quad (6.7)$$

$$F_{xw} = \alpha \rho g \eta'_H A_h \quad (6.8)$$

$$C_d = \begin{cases} 2.1 - 0.1(B/D) & 1 \leq B/D < 8 \\ 1.3 & 8 \leq B/D \end{cases} \quad (6.9)$$

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 ($=1,030[\text{kg}/\text{m}^3]$), g : 重力加速度 ($=9.81[\text{m}/\text{sec}^2]$), C_d : 式(4.2.9)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

持続波力の水平作用力は、式(6.11)に示す流れによる作用力と式(6.12)に示す擾乱による作用力の和で表される式(6.10)で算出する。

$$F_z = F_{zf} + F_{zw} \quad (6.10)$$

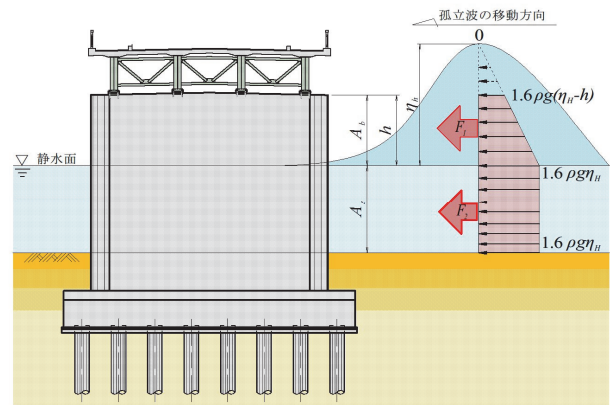
$$F_{zf} = \rho g V \quad (6.11)$$

$$F_{zw} = \rho g (\beta \eta'_H) A_v \quad (6.12)$$

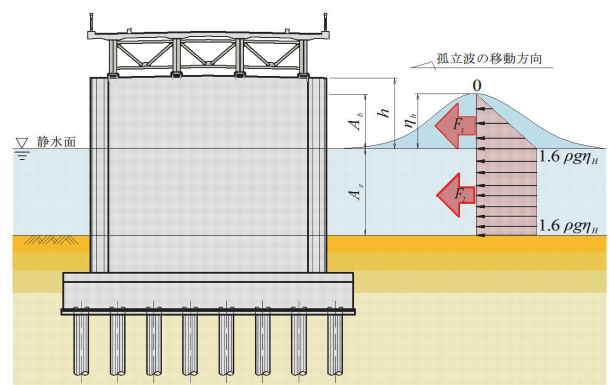
ここに、

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 ($=1,030[\text{kg}/\text{m}^3]$), g : 重力加速度 ($=9.81[\text{m}/\text{sec}^2]$), 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]

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(6.3)を、鉛直方向は式(6.5)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、 $\alpha=1.9$, $\beta=0.53$ とする。



(a) $\eta_H > h$ の場合



(a) $\eta_H \geq h$ の場合

図-6.6 段波波力によって橋脚や橋台に生じる作用力

6.4 橋脚や橋台に生じる段波波力の評価式

橋脚や橋台に作用する段波波力は下記の算出式より算出する（図-6.6）。

1) 水平作用力の算出式

段波波力の水平作用力は、式(6.16)で算出する。

$$F_x = F_{x1} + F_{x2} \quad (6.16)$$

$$\eta_H > h \text{ の場合 } F_{x1} = \frac{1}{2} \rho g (\alpha' (2\eta_H - h)) A_b \quad (6.17)$$

$$\eta_H \leq h \text{ の場合 } F_{x1} = \frac{1}{2} \rho g (\alpha' \eta_H) A_b \quad (6.18)$$

$$F_{x2} = \rho g (\alpha' \eta_H) A_s \quad (6.19)$$

ここに、

F_x ：水平作用力[N]， F_{x1} ：橋脚，または橋台の初期水位より上面に作用する水平作用力[N]， F_{x2} ：橋脚，または橋台の初期水位より下面に作用する水平作用力[N]， ρ ：海水の密度（=1,030[kg/m³]）， g ：重力加速度[m/s²]， h ：初期水位から橋脚，または橋台の天端までの高さ[m]， α' ：段波高さに乗じる係数， η_h ：段波高さ[m]， A_b ：初期水位より上方の橋脚，または橋台の側面の比圧面積[m²]， A_s ：地盤面から初期潮位までの範囲の橋脚，または橋台の側面の被圧面積[m²]

2) 鉛直作用力の算出式

段波波力の鉛直作用力は考慮しない。

6.5 橋脚や橋台に生じる持続波力の評価式

橋脚や橋台に作用する持続波力は下記の算出式より算出する（図-6.7）。

1) 水平作用力の算出式

持続波力の水平作用力は、式(6.21)に示す流れによる作用力と式(6.22)に示す擾乱による作用力の和で表される式(6.22)で算出する。

$$F_x = F_{xf} + F_{xw} \quad (6.20)$$

$$F_{xf} = \frac{1}{2} \rho C_d v^2 A \quad (6.21)$$

$$F_{xw} = \rho g (\alpha' \eta'_H) A \quad (6.22)$$

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]）， C_d ：抗力係数（=1.4）^{6.5)}， v ：橋台位置における橋台が無い場合の最大水平方向流速[m/sec]， g ：重力加速度[m/s²]， α' ：段波高さに乗じる係数， η'_H ：擾乱高さ[m]， H ：地盤面から橋台天端までの高さ[m]， A ：地盤面から橋脚，または橋台天端までの高さの範囲の被圧面積[m²]

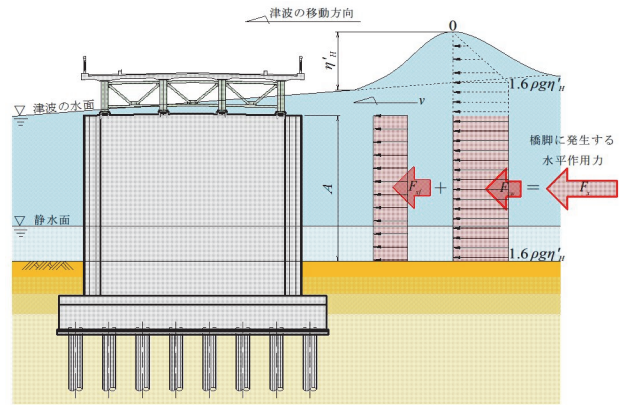


図-6.7 持続波力によって橋脚や橋台に生じる作用力

2) 鉛直作用力の算出式

持続波力の鉛直作用力は考慮しない。

橋脚や橋台に生じる持続作用力は、6.3節の上部構造の持続波力を考慮する場合と同様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。すなわち、式(6.20)は、津波シミュレーションで得た流速を用いて式(6.21)から求める作用力と津波シミュレーションで得られない擾乱高さの関数とした水圧の式(6.22)から求める作用力の和として評価する。

ここで、橋脚や橋台は、津波による水位の上昇で既に水没している状況を想定することから、擾乱による作用力は図-6.7に示すように静水面以下に作用する作用力を考えれば良い。また、擾乱高さに乗じる係数 α' は、6.4節と同様に1.6を用いることとした。

6.6 まとめ

第2章に前述した画像解析と数値解析に基づく被害分析から橋梁に発生する津波作用力の評価方法を提案した。さらに、第3章や第4章に示す水理実験に基づく知見より、上部構造や橋脚、橋台に発生する津波作用力を、段波波力として作用する場合と持続波力として作用する場合のそれぞれの評価式を提案した。

参考文献

- 国土交通省港湾局：防波堤の耐津波設計ガイドライン，pp.21-25，2013.9.
- 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.
- 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.271-281，2014.3.
- 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.-，2015.
- (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 I 共通編，pp. 57-59，2012.3.

第7章 橋梁の耐津波設計法と対策工の提案

7.1 橋梁の耐津波設計例

本節では、東北地方太平洋沖地震津波によって実際に流出被害が生じた橋梁を対象に、前章までに得た知見を用いて耐津波設計例を示す。なお、橋脚や橋台への津波の影響は小さいと考え、ここでは橋脚や橋台の設計例は省略する。

(1) 対象橋梁の概要

気仙大橋は岩手県陸前高田市において、2級河川気仙川を河口近くで渡架する一般国道45号の橋梁であり、橋長181.5[m]の3径間連続と2径間連続の非合成鋼I桁橋である。図-7.1に示すように、幅員構成は車道が8.5[m]、両側歩道はそれぞれ2.0[m]、全幅員が13.3[m]である。

表-7.1に橋梁諸元一覧を示すが、2005年(平成17年)に耐震補強工事が実施され、支承は地震時水平力分散ゴム支承に交換されるとともに、大規模地震時の水平移動量の制御とエネルギー吸収を目的とした制震ダンパーが設置されていた。

東北地方太平洋沖地震津波の影響を受け、上部構造の全径間が流出するとともに、上流側へ約300[m]移動した。一方、ゴム支承や制震ダンパーは、それぞれ本体部が破断、または取付部が破断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。

(2) 津波作用力の設定例

1) 津波作用力の設定

気仙大橋に作用する津波の作用力を、第2章に示した2次元平面の津波シミュレーション(以降、ここでは数値解析と略す)の結果から設定する。

表-7.2、並びに図-7.3に数値解析結果を条件として津波作用力の算定フローに従って気仙大橋に作用させる波力を選定した結果を示す。

まず、表-7.2に示すように、数値解析結果から橋梁位置の最大津波水位[1]がT.P.+14.6[m]と求められるのに対して、上部構造の桁下高[2]はT.P.+6.4[m]、さらに天端高[3]はT.P.+8.6[m]であるため、上部構造に水位が到達すると想定される。

次に、海岸線位置の入射津波高さは、同様に数値解析結果から11.5[m]と求められ、対する同一の水深は2.4[m]であることから、入射津波高さ/水深は4.79(<0.60)となる。また、気仙大橋は河川橋であることから、前面に防護施設が無いことを踏まえると、

表-7.1 気仙大橋の橋梁諸元一覧

橋長	181.5m
上部構造	3径間連続非合成鋼I桁 2径間連続非合成鋼I桁
下部構造	逆T式橋台、小判型橋脚
基礎構造	鋼管杭基礎
支承構造	地震時水平力分散ゴム支承
架設年次	1972年(昭和57年)
備考	2005年(平成17年)耐震補強工事

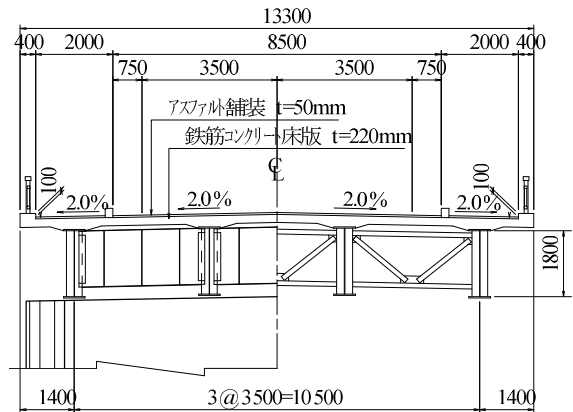


図-7.1 気仙大橋断面図

表-7.2 数値解析の結果を用いた津波作用力の選定

項目	数値解析結果	判定
橋梁位置の最大津波水位	[1]; T.P. +14.6 [m]	[1] ≥ [2], [3]
上部構造の桁下高	[2]; T.P. +6.4 [m]	上部構造に水位が
上部構造の天端高	[3]; T.P. +8.6 [m]	到達する
検討対象	上部構造と橋脚を検討対象とする	
海岸線位置の最大浸水高	[4]; 11.5 [m]	[3]/[4] = 4.79 ≥ 0.6
海岸線位置の水深	[5]; 2.4 [m]	橋梁前面に防護施設が 無
段波の発生の有無	段波が発生する	
初期水位	[6]; T.P. 1.4 [m]	[6]+[7] = 6.40 ≤ 桁下
津波先端の段波高さ	[7]; 5.0 [m]	上部構造に段波が作用しない
波力タイプ	上部構造	持続波力が作用する
	橋脚や橋台	段波波力が作用する

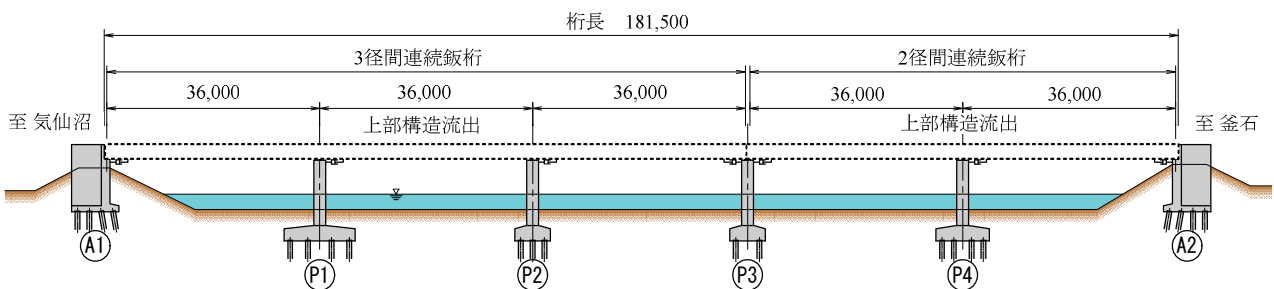


図-7.2 気仙大橋側面図

段波が発生すると判定される。

続いて、津波襲来時の初期水位を T.P.+1.4[m]として段波高さ $\eta_H=5.0$ [m] (4.2.1 参照) を考慮すれば、段波高さの標高は T.P.+6.4[m]となり、図-7.4 に示すように桁下標高以下となることから、上部構造に段波は作用しない。従って、図-7.3 に示すように、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の2ケースで検討する。

2) 上部構造に生じる津波作用力の算定

気仙大橋の上部構造は持続波力が作用するとして検討する必要がある。従って、図-7.5 に示すように、路面まで水位が到達した時点で擾乱高 3.0[m]の水頭差をもつ不陸の波が作用すると考える。一方、桁下まで発達した先行する津波の流速は、数値解析で求めた最大流速 $v=6.4$ [m/sec] を考慮する。

図-7.5 に示す F_x は、6.4[m/sec]の流速をもつ流れに加えて、水面に生じる高さ 3.0m の擾乱が作用すると考え、流れによる水平作用力を式(6.7)、擾乱による水平作用力を式(6.8)でそれぞれ求める。その際の作用力算出条件を表-7.3 に示す。

まず、式(6.7)中の抗力係数 C_d 、並びに有効鉛直投影面積 A_h は、文献^{7.1)}を参考にすれば、それぞれ $C_d=1.60$ ($=2.1-0.1(13.3/2.67)$)、 $A_h=190$ [m²] ($=2.68 \times 108.5$ 、ここで1連の桁長 $L=108.5$ [m])と求められる。これらの条件に加え、流速 $v=6.4$ [m/sec]、 $\rho=1,030$ [kg/m³]を式(6.7)に代入して $F_{xf}=9,789$ [kN]と求められる。続いて、 $\alpha=1.9$ 、擾乱高さ $\eta'_H=3.0$ [m]、 $\rho=1,030$ [kg/m³]を式(6.8)に代入し、 $F_{xw}=16,679$ [kN]と求められる。これらの結果から、式(4.2.8)より持続波力による水平作用力は 26,468[kN]と求められる。

次に、鉛直作用力は流れによる鉛直作用力を式(6.11)、擾乱による鉛直作用力を式(6.12)でそれぞれ求める。

まず、上部構造の1連当りの体積(桁間の空間は含まない)は $V=491$ [m³]であるから、式(6.11)より $F_{zv}=4,960$ [kN]と求められる。また、有効水平投影面積は $A_v=1,443$ [m²] ($=13.3 \times 108.5$ 、ここで1連の桁長 $L=108.5$ [m])と求められる。この条件に加え、擾乱高さ $\eta'_H=3.0$ [m]、 $\rho=1,030$ [kg/m³]を式(6.12)に代入し、 $F_{zw}=7,725$ [kN]と求められる。

これらの結果から、式(6.10)より持続波力による鉛直作用力は 4,228[kN]と求められる。

このようにして求めた上部構造に作用する津波作用力を表-7.4 に示す。

照査は1径間当りの値を用いる。すなわち、前述の水平、並びに鉛直作用力は1連(3径間)当りの桁に発生する津波作用力であるため、3で除した値を用いるとして、同表に示した。

3) 上部構造の作用力に対する抵抗力の照査

前項で求めた津波による水平作用力、及び鉛直作用力と、上部構造の流出に対する抵抗力の比較を実施する。なお、上部構造の流出に対する抵抗力は、支承と摩擦抵抗の2つの抵抗をそれぞれ考慮する。水平方向の抵抗力、及び鉛直方向の抵抗力は以下により求める。

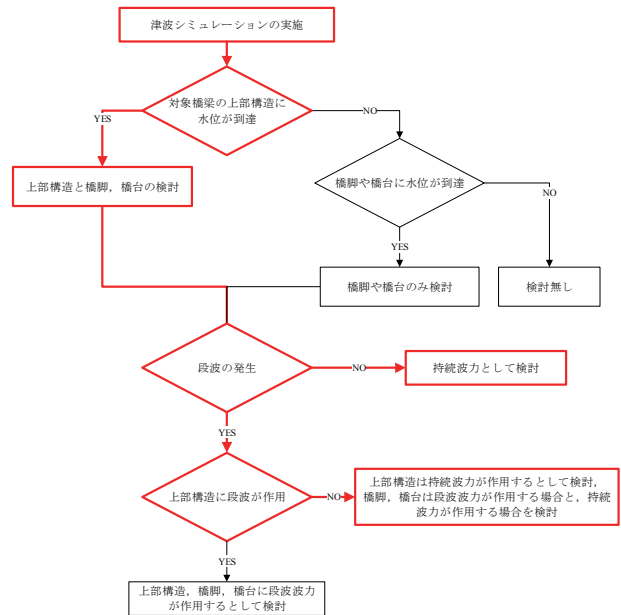


図-7.3 津波の作用力算定フローに基づく波力の設定

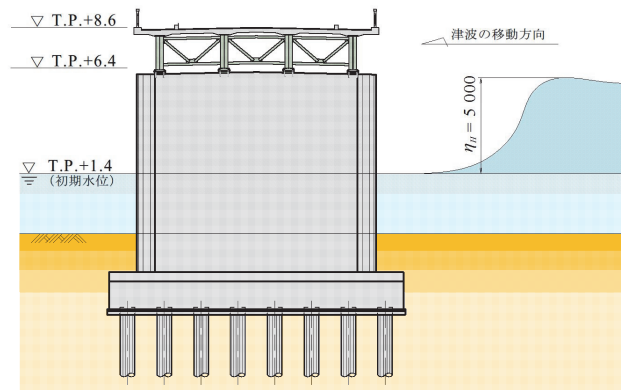


図-7.4 上部構造と段波の高さの関係

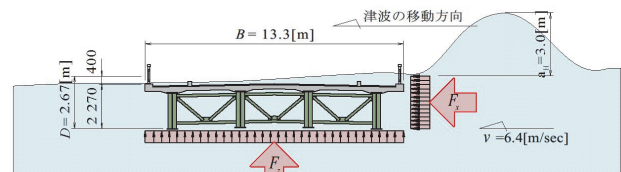


図-7.5 想定する波形状と上部構造に発生する作用力

表-7.3 数値解析の結果を用いた津波作用力の選定

	条件	適用
流速 v	6.4 [m/sec]	数値解析結果
擾乱高さ η'_H	3.0 [m]	擾乱高さ
海水の密度 ρ	1,030 [kg/m ³]	
上部構造の高さ D	2.67 [m]	構造諸元より
上部構造の幅 B	13.30 [m]	構造諸元より
上部構造の桁長 L	108.50 [m]	構造諸元より
径間数 N	3	構造諸元より
上部構造の体積 V	491.0 [m ³]	構造諸元より

支承は2005年(平成17年)に実施された耐震補強工事で交換された地震時水平力分散ゴム支承の水平耐力を算出した。

まず、支承を構成するゴムの250%せん断ひずみに相当する水平耐力に加え、支承の金属で構成された各部件の降伏耐力を算出し、水平方向に対して最も小さい耐力を支承の抵抗力とする。鉛直方向、つまり上向き鉛直抵抗力はゴムの平面積と引張強度の積が最小抵抗力となる。

また、支承破壊後の上部構造の水平摩擦抵抗は、上部構造重量と摩擦係数の積として、式(7.1)より算出する。この際、支承は損傷して抵抗しないと考えることから、この場合の鉛直方向の抵抗力は、浮力を差し引いた上部工重量を考慮する。

$$S_x = \mu(W - F_z) \quad (7.1)$$

ここに、水平抵抗力 S_x 、摩擦係数 $\mu (=0.6)$ 、上部構造重量 W 、浮力 U である。

このようにして気仙大橋のP1橋脚を対象に算出した抵抗力と前述の作用力を比較した結果を表-7.5に示し、図-7.6に概要図を示す。これらの結果から、1径間当りに換算した津波の水平作用力8,823[kN]に対して支承の水平抵抗力、摩擦抵抗力はそれぞれ2,276[kN]、1,837[kN]と、いずれの抵抗力も作用力を下回る。一方、鉛直作用力4,229[kN]に対して支承の鉛直抵抗力、上部構造重量はそれぞれ828[kN]、4,767[kN]と、津波の鉛直作用力は支承の鉛直抵抗力を上回るものの、上部構造重量を下回る結果となった。

4) 橋脚や橋台に生じる津波作用力の算定(参考)

まず、橋脚に段波波力が作用するとして式(6.16)、式(6.17)、式(6.18)、式(6.19)から段波波力の水平作用力を求める。本例では、P1橋脚を代表例として算出する。

段波波力がP1橋脚に作用する場合の模式図を、図-7.7に示す。初期水位T.P.+1.4[m]に水頭差 $\eta_H=5.0$ [m]の段波が遡上すると考えると、前述のように桁に段波は作用しないことから、P1橋脚に発生する津波作用力を考えれば良い。

表-7.6に示すように式(6.16)から段波波力によってP1橋脚に発生する水平作用力は1,018[kN]と求められる。また、柱基部に生じる曲げモーメントは6,618[kN・m]となる。

次に、持続波力が作用する場合の津波作用力を求める。図-7.8に示すように上部構造が水没した時点で3[m]の水頭差をもつ擾乱が作用すると考える。上部構造が水没した際の津波の流速は、前述の上部構造と同様に数値解析で求めた最大流速 $v=6.4$ [m/sec]を考慮する。

図-7.8に示す F_x は、6.4[m/sec]の流速をもつ流れに加えて、水面に生じる高さ3.0mの擾乱が作用すると考え、流れによる水平作用力を式(6.21)、擾乱による水平作用力を式(6.22)でそれぞれ求める。

まず、式(6.21)中の抗力係数 C_d は、文献^{7.1)}を参考にすれば $C_d=1.40$ であり、流速 $v=6.4$ [m/sec]、 $\rho=1,030$ [kg/m³]を式(6.21)に代入して $F_{xf}=520$ [kN]と求められる。

表-7.4 上部構造に作用する津波作用力の算出

		水平方向	鉛直方向
上部構造重量[kN]		—	14,300
1連あたりの津波作用力[kN]	流れ	[1] 9,789	[4] 4,960
	擾乱	[2] 16,679	[5] 7,725
	合計	[3] 26,468	[6] 12,685
1径間当りの津波作用力[kN]		8,823	4,228
有効投影面積[m ²]		290	1,443
備考		[3]=[1]+[2] $C_d=1.6$ (抗力係数)	[6]=[4]+[5]

表-7.5 作用力と抵抗力の比較 (P1橋脚)

	作用力[kN]	抵抗力[kN]	判定
水平方向	8,823	支承: 2,276	NG
		摩擦: 1,837	NG
鉛直方向	4,229	支承: 828	NG
		自重: 4,767	OK

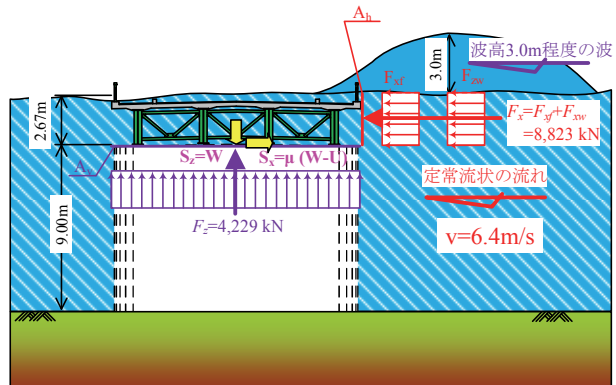


図-7.6 津波作用力と抵抗力の関係

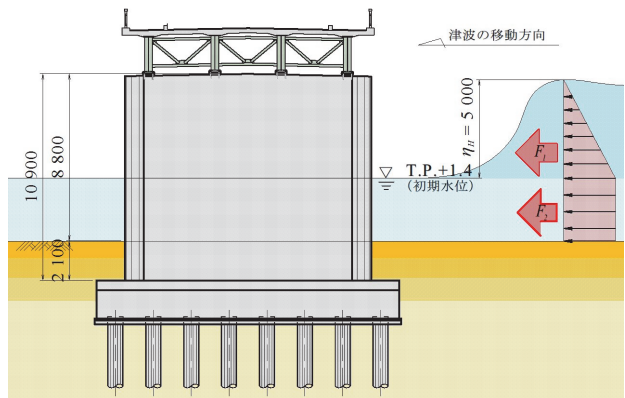


図-7.7 段波波力がP1橋脚に作用する場合の模式図

表-7.6 P1橋脚に発生する段波波力による水平作用力

	水平方向	備考
上部構造に作用する作用力[kN]	[11] —	
橋脚(橋台)に作用する津波作用力[kN]	F_{x1}	[12] 404
	F_{x2}	[13] 614
	合計	[14] 1,018
照査用津波作用力[kN]	1,018	[11]+[14]
柱基部の曲げモーメント[kN・m]	6,618	

続いて、 $\alpha'=1.6$ 、擾乱高さ $\eta'_H=3.0[\text{m}]$ 、 $\rho=1,030[\text{kg}/\text{m}^3]$ を式(6.22)に代入し、 $F_{xw}=853[\text{kN}]$ と求められる。

これらの結果から、式(6.20)より持続波力による水平作用力は $1,373[\text{kN}]$ と求められる。さらに、この水平作用力に、上部構造に作用する水平作用力 $8,823[\text{kN}]$ が加わり、合計で $10,196[\text{kN}]$ が作用することとなる。この際、柱基部に生じる曲げモーメントは $117,444[\text{kN}\cdot\text{m}]$ となる。

このようにして求めた P1 橋脚に作用する津波作用力を表-7.7 に示す。

P1 橋脚に発生する水平方向の津波作用力は、表-7.6 に示す段波波力と表-7.7 に示す持続波力を比較すると、それぞれ $1,018[\text{kN}] \leq 10,196[\text{kN}]$ となることから、持続波力による水平作用力が大きい値を呈する。従って、P1 橋脚の照査を行う場合は、持続波力を用いて検討を行えば良いと考えられる。

7.2 橋梁の津波対策工

本節では、対津波設計において津波による影響で上部構造が流出する可能性がある場合の、津波対策工を提案する。

前節までの検討の結果、気仙大橋は持続波力の作用の影響から、上部構造の自重で鉛直方向作用力に耐えられるものの、支承抵抗や摩擦抵抗を上回る水平作用力が発生する。従って、上部構造の流出を未然に防ぐには、水平方向に対する津波対策工が必要である。

図-7.9 に津波対策工を示す。

対策工のみで水平作用力に抵抗すると考え、算出された水平作用力 $8,823[\text{kN}]$ に対して、1 橋脚あたり 4 個のコンクリートブロックで負担すると考えると、各ブロックは断面幅 500mm 、長さ 1000mm (配筋は D32 を 100mm 間隔で 16 本) 程度の規模で十分である。これは、一般的な支承補強や落橋防止構造とさほど規模は変わらない。

また、図-7.10 には水平方向と鉛直方向の対策が必要な場合の津波対策工の一例を、コンクリート桁を対象に示す。

7.3 まとめ

以上のように気仙大橋を対象とした一連の分析により、気仙大橋の上部構造には持続波力が作用し、橋脚や橋台は段波波力が作用するとともに、後に続く持続波力が作用すると想定することが出来る。

上部構造は持続波力による水平作用力が抵抗力を上回ることから、流出を免れるには津波対策工が必要であるものの、支承補強や落橋防止構造程度の対策でも効果的な桁流出対策となる可能性を示した。

参考文献

7.1) (社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 I 共通編，pp. 57-59, 2012.3.

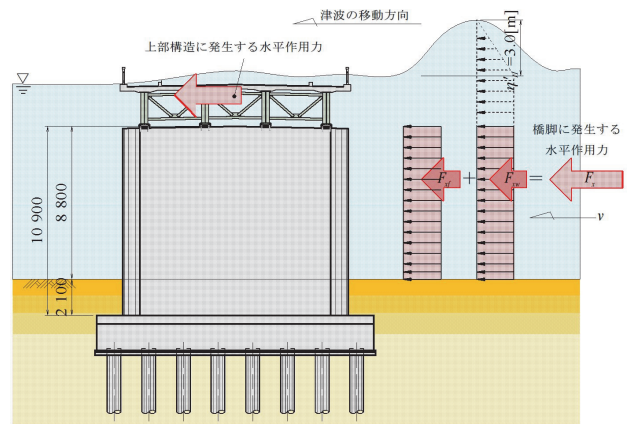


図-7.8 持続波力が P1 橋脚に作用する場合の模式図

表-7.7 P1 橋脚に発生する持続波力による水平作用力

		水平方向	備考
上部構造に作用する作用力[kN]		[7] 8,823	
橋脚に作用する津波作用力[kN]	流れ	[8] 520	[10]=[8]+[9]
	擾乱	[9] 853	
	合計	[10] 1,373	
照査用津波作用力[kN]		10,196	[7]+[10]
柱基部の曲げモーメント[kN・m]		117,444	

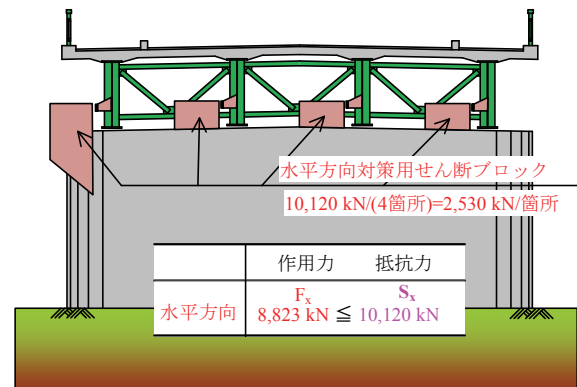
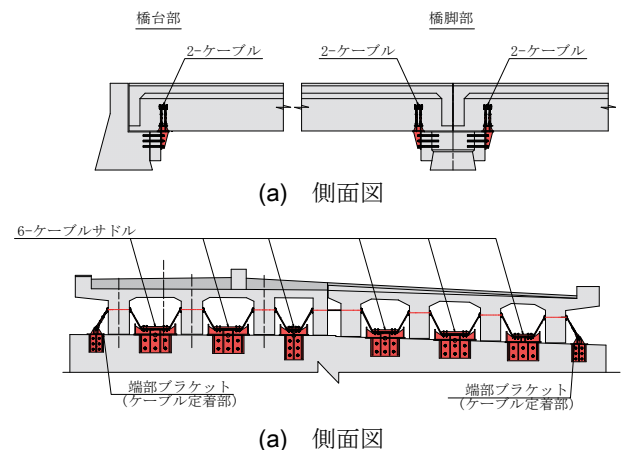


図-7.9 津波対策工（水平方向）



(a) 側面図

図-7.10 津波対策工の例