



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
No. 19-2

研究テーマ

津波による道路構造物の被害予測と
その軽減策に関する研究

研究代表者：	九州工業大学教授	幸左	賢二
共同研究者：	金沢大学大学院教授	宮島	昌克
	防衛大学校教授	藤間	功司
	筑波大学准教授	庄司	学
	京都大学大学院助教	小野	祐輔
	九州工業大学准教授	重枝	未玲
	九州工業大学准教授	廣岡	明彦
	九州工業大学准教授	木村	吉郎

平成 22 年 6 月

新道路技術会議

目次

概要.....	1
第1章 まえがき.....	3
第2章 スマトラ沖地震に伴う津波による橋梁の被害分析.....	3
2.1 調査目的.....	3
2.2 調査概要.....	4
2.3 橋梁被害分析.....	4
2.4 桁抵抗力津波作用力比を用いた評価.....	5
2.5 スマトラ調査に関するまとめ.....	10
第3章 測量結果に基づくスマトラ島北西岸の数値計算.....	11
3.1 目的.....	11
3.2 計算対象地域と計算対象橋梁.....	11
3.3 地形データの作成.....	11
3.4 数値計算条件.....	14
3.5 橋梁周辺の津波来襲状況.....	15
3.6 橋桁に作用する津波波力の評価.....	18
3.7 桁移動の安全率.....	19
3.8 まとめ.....	20
第4章 孤立波性状の津波による桁への作用力に関する実験.....	21
4.1 目的.....	21
4.2 既往の波力算定式を踏まえた実験計測上の着目点.....	21
4.3 実験概要.....	22
4.4 実験実施状況.....	25
4.5 実験結果の評価方法.....	25
4.6 桁下変化と波形状変化の実験状況と結果.....	26
4.7 実験結果の考察.....	29
第5章 津波による盛土の崩壊に関する実験.....	33
5.1 はじめに.....	33
5.2 実験システムおよび実験概要.....	33
5.3 実験結果.....	35
5.4 考察.....	37
5.5 まとめ.....	40
第6章 和歌山における橋梁の津波対策分析.....	42
6.1 目的.....	42

6. 2	研究概要.....	42
6. 3	津波被害橋梁 66 橋の分析.....	42
6. 4	津波被害を受ける可能性のある 19 橋の分析.....	44
6. 5	対象橋梁 19 橋の簡易安全照査.....	45
第 7 章	安全照査法の提案.....	48
7. 1	橋梁の桁に対する安全照査.....	48

研究成果概要

平成 19 年度採択分
平成 22 年 6 月 30 日作成

研究課題名 津波による道路構造物の被害予測とその軽減策に関する研究

研究代表者及び共同研究者

- ・ 研究代表者氏名（ふりがな） 幸左賢二（こうさけんじ）
- ・ 共同研究者氏名（ふりがな） 宮島昌克（みやじままさかつ）・藤間功司（ふじまこうじ）
庄司学（しょうじがく）・小野祐輔（おのゆうすけ）
重枝未玲（しげえだみれい）・廣岡明彦（ひろおかあきひこ）
木村吉郎（きむらきちろう）

所属研究機関・役職 九州工業大学建設社会工学科 教授

【研究の概要】

スマトラ沖地震調査による橋梁構造物の被害分析および損傷橋梁をモデルとした水理模型実験、遠心模型実験により、津波による橋梁への作用力および盛土高と越流水深の関係を提案した。ついで、提案した設計手法を和歌山県の道路構造物に適用することにより、実被害度を想定するとともに、対策工の検討を行った。

【キーワード】 津波・橋梁・水平作用力・上揚力・桁移動

（研究開始当初の背景・動機）

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により、甚大な被害が発生している。例えば、スマトラ島西海岸道路では、供用延長 250km のうち、80km に亘る道路流失によりその機能を失い、橋梁も 173 橋のうち、73 橋が流失と想定をはるかに超えた被害が発生している。

一方、津波の研究では、海岸に押し寄せる津波の波高については、ある程度予想することが可能となりつつある。これに対して、津波による道路構造物の被害については、検討自体が極めて少ない状態である。

（研究の目的）

以下の手法を用いて、早急に津波が道路構造物に及ぼす影響について検討するとともに、その軽減方策の確立を目指す。

1. スマトラ沖地震による道路構造物の被害

状況の分析

津波が、道路構造物に与える影響を評価し、部材別の損傷度と津波高さとの関係を明らかにする。

2. 橋梁の津波外力に対する設計手法の確立

実損傷構造物をモデルとした、水理実験および数値解析により、橋梁を対象とした作用波力モデル、橋梁抵抗モデルを提案する。

3. 盛土構造物に対する設計手法の確立

遠心模型実験により従来の盛土高と越流水深の判定基準の妥当性を検証する。

4. モデル地区を対象とした津波被害予測

和歌山県紀南事務所管内のモデル地域の想定被害を推定し、最適な対策手法を提案する。

（研究の方法）

上記 1 では、平成 19, 20 年度にスマトラ島現地調査、上記 4 では和歌山県において 12 回の現地調査を実施した。また、上記 2 では、

平成19, 20, 21年度に下関港湾調査事務所(中型)および防衛大学(小型)において水理実験を実施した. 同様に上記3では平成19, 20, 21年度に九州工業大学において遠心模型実験を実施した.

(研究の主な成果)

1. スマトラ沖地震による道路構造物の被害状況の分析

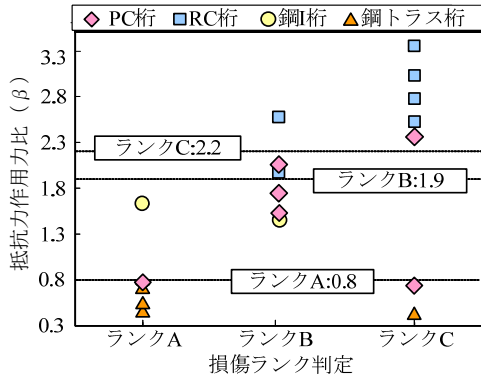


図-1 損傷ランク判定別のβ分布

2. 橋梁の津波外力に対する設計手法の確立

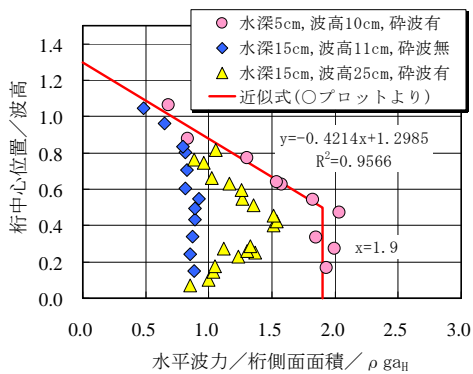


図-2 波圧と静水圧の関係

3. 盛土構造物に対する設計手法の確立

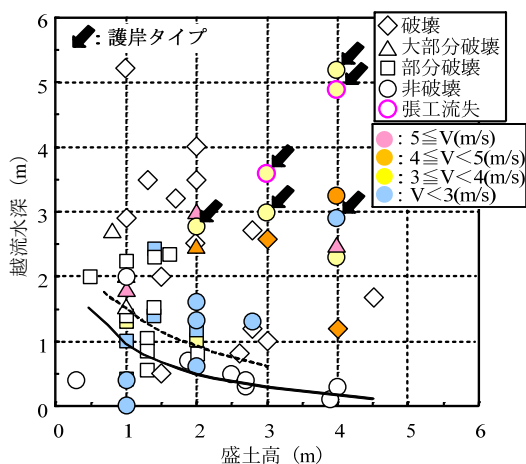


図-3 実験結果と被災判定基準図

4. モデル地区を対象とした津波被害予測

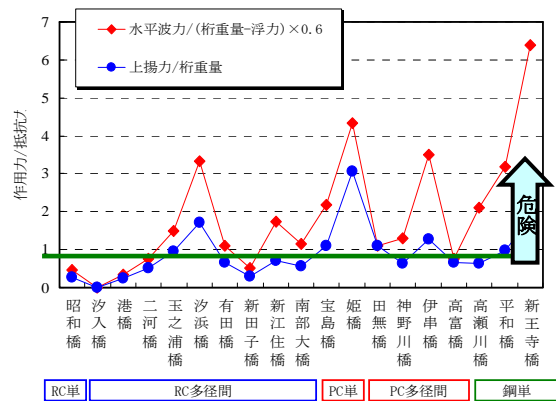


図-4 19橋の作用力と抵抗力の比

(主な発表論文)

- 1) 幸左賢二, 二井伸一, 庄司学, 宮原健太: スマトラ沖地震による橋梁の被害分析, 構造工学論文集 Vol. 56A, 2010.
- 2) 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, 2010.
- 3) 幸左賢二, 二井伸一, 庄司学, 宮原健太: 津波波力による桁移動現象の解析的検討, 構造工学論文集 Vol. 55A, 2009.
- 4) 藤間功司ら: スマトラ島北西海岸における2004年インド洋津波の痕跡高分布, 土木学会地震工学論文集Vol.29, 2007.

(今後の展望)

標準的な橋梁形状や盛土構造については, 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, 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.

(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.

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。今回の巨大津波により、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、我が国においても津波被害は発生しており、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も懸念されている。近年、津波関係の研究の進展により、海岸地点に押し寄せる津波の波高、流速については、ある程度予測が可能となりつつあるものの、津波による道路構造物の被害については、検討自体が極めて少ない。

本研究では、津波が道路構造物に及ぼす影響について検討するとともに、その軽減方法の確率を目指す。本年度の成果報告は、以下の章立てにより各内容をまとめる。また、図-1.1に各章の位置付けをフロー形式にまとめる。

- 第1章：まえがき
- 第2章：スマトラ沖地震に伴う津波による橋梁の被害分析
- 第3章：測量結果に基づくスマトラ島北西岸の数値解析
- 第4章：孤立波性状の津波による桁への作用力に関する実験
- 第5章：津波による盛土の崩壊に関する実験
- 第6章：和歌山における橋梁の津波対策分析
- 第7章：安全照査法の提案

第2章 スマトラ沖地震に伴う津波による橋梁の被害分析

2.1 調査目的

インドネシア・スマトラ島北西沖のインド洋で発生した地震により、巨大津波が発生した。この津波により、建築物ばかりでなく、社会基盤施設である橋梁が完全に流失する等、甚大な被害が多数発生した²⁾。現在までに、多くの現地調査が行われているが、バンダアチェに近接した狭い地域での調査が大半を占め、津波によるスマトラ島西海岸の広域調査は少なく、橋梁と津波の相関関係に着目した研究は未だ十分と言えない。

本調査では、津波による橋梁の損傷状況を明らかにし、橋梁の津波による被害現象について検討することを目的とし以下に示す検討を行った。

本検討では、現地調査の被害分析と簡易式を用いた詳細調査を行っている。まず、現地調査の被害分析では、過去4回の被害調査において確認できた41橋中26橋を対象とし、それらを損傷程度、構造種別により分類し、各部材による損傷度の違いについて検討した。

次いで、詳細調査では、41橋中18橋を対象とし、津波作用力と桁抵抗力の比を示す簡易式を用いて津波による構造物損傷度との関係性を評価した。

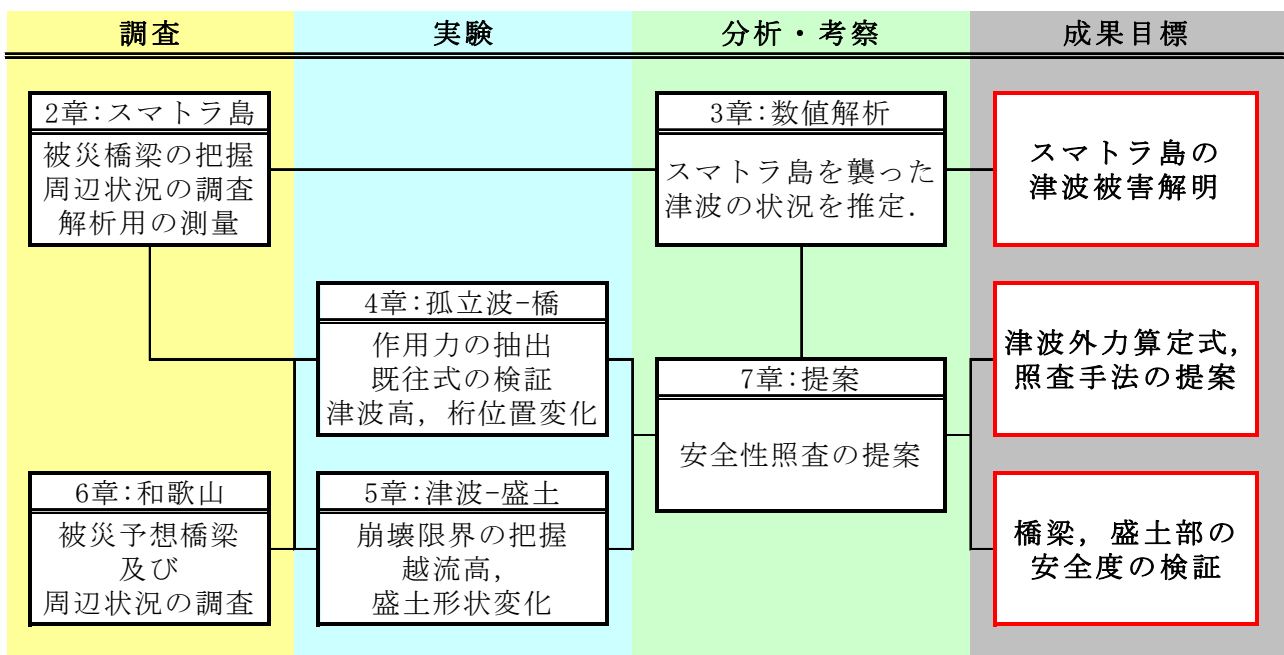


図-1.1 各章の位置付け及び成果目標

2. 2 調査概要

図-2.1 に橋梁の調査対象区間及び調査位置を示す。調査対象区間はバンダアチェからムラボー間の約 250km である。バンダアチェからムラボー間は海岸線に沿って北スマトラ西岸道路で結ばれている。著者らは、西岸道路を車で移動し、目視により調査区間内で 41 橋の橋梁を確認した。著者らの調査で確認した 41 橋の構造形式の内訳は PC 桁が 8 橋、RC 桁が 9 橋、鋼 I 桁が 2 橋、鋼トラス桁が 11 橋、ボックスカルバートが 3 橋、流失により構造形式不明が 8 橋である。橋梁周辺では、橋梁の撮影を行い、外観、寸法、損傷状況について調査を行った。

2. 3 橋梁被害分析

1) 調査手法

図-2.2 に分析の流れを示す。図-2.2 に示すように、目視により確認できた 41 橋から損傷度を判別し、分析を行う。被害判定について説明する。ここでは 41 橋のうち、調査写真及び衛星写真で橋梁種別、損傷状況の判別が可能である 26 橋を対象とし被害判定を行った。この 26 橋

の構造諸元の内訳は PC 桁 8 橋、RC 桁 9 橋、鋼 I 桁 2 橋、鋼トラス桁 7 橋である。

詳細調査について説明する。ここでは、被害判定を行った 26 橋のうち、過去 4 回の調査において筆者らが橋梁の詳細調査を行い、寸法等の構造諸元が判別できる 18 橋について津波作用力と桁抵抗力の比を用いて評価した。流失した橋梁については、流失後の橋梁写真により寸法を測り判定している。詳細調査を行った 18 橋の構造諸元の内訳は、PC 桁 6 橋、RC 桁 6 橋、鋼 I 桁 2 橋、鋼トラス桁 4 橋である。なお、詳細については後述する 4 章に記す。

2) 判定手法

損傷ランク判定について説明する。判定は橋梁の使用可否に着目し、表-2.2 に示すように定義した。上部工を例に判定基準を示す。上部工の判定は桁の移動の有無に着目し分析した。損傷ランク A は上部工が下部工から完全に離脱し使用不可能な橋梁、損傷ランク B は桁移動しているが使用可能な橋梁、損傷ランク C は部分的損傷である橋梁とした。

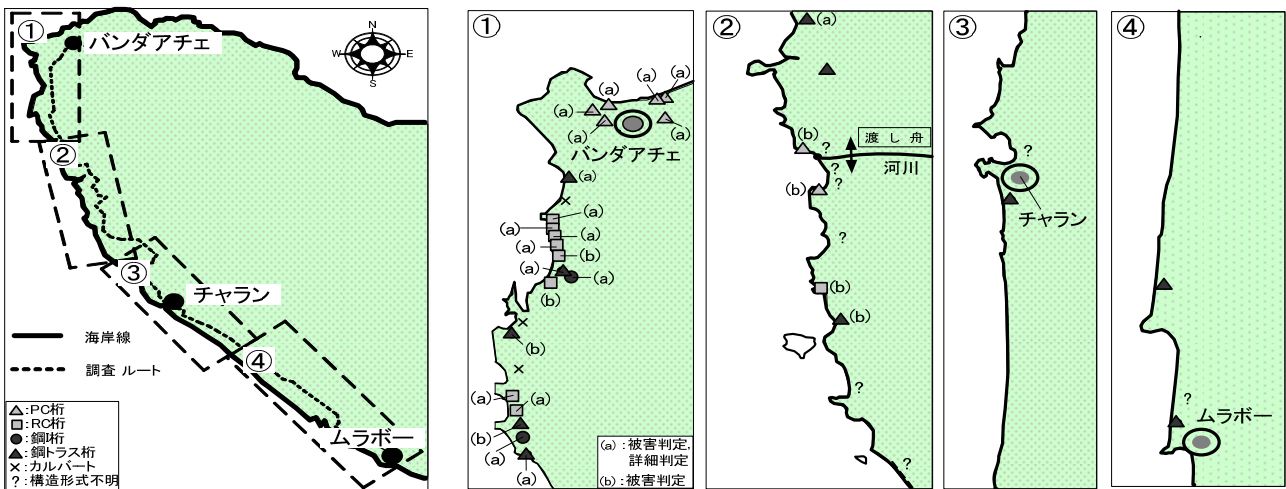


図-2.1 橋梁の調査対象区間及び調査位置

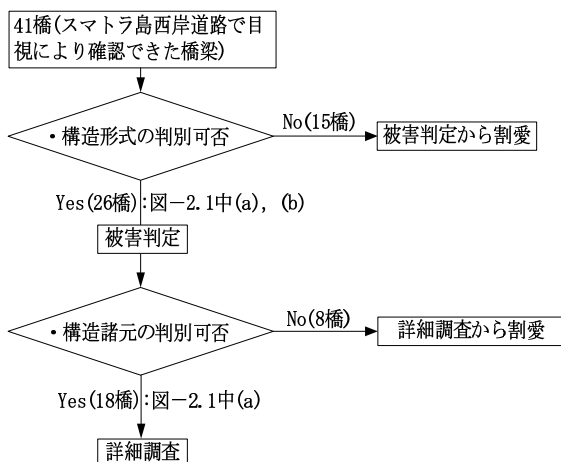


図-2.2 分析の流れ

表-2.2 損傷ランク判定

損傷ランク	上部工	下部工	土工部
A	桁流失等により使用不可能	橋脚流失等により使用不可能	有効幅員が5割以下で通行不可能
B	桁移動しているが使用可能	橋脚破壊しているが使用可能	有効幅員が5割以上で一台の通行可能
C	部分的損傷	部分的損傷	法肩のみの損傷

3) 調査結果

図-2.3に部材別損傷ランクを示す。調査橋梁を上部工、下部工、土工部に分類し、各部材別に損傷ランクと基数を整理した。図-2.3より、上部工は、損傷ランクAが26橋中13橋と50%を占める。一方、下部工は損傷ランクAが4橋、土工部は損傷ランクAが7橋となり、損傷ランクAの比率がそれぞれ15%、26%となる。このことより、津波による被害程度は上部工が最も大きいことが分かる。

図-2.4に橋梁種別と上部工損傷ランクを示す。橋梁種別の内訳はPC桁が8橋、RC桁が9橋、鋼I桁が2橋、鋼トラス桁が7橋である。

一方、PC桁の桁流失した損傷ランクAは4橋、RC桁は2橋、鋼I桁は1橋であり、損傷ランクAの比率は、PC桁が50%、RC桁が22%、鋼I桁が50%、鋼トラス桁が86%となる。このことから、鋼トラス桁の損傷ランクは他橋梁種別に比べて特徴的である。

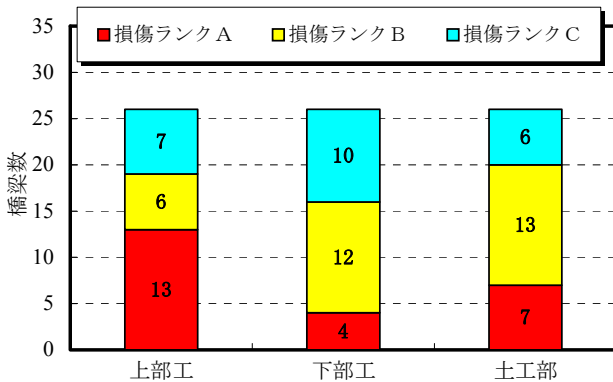


図-2.3 部材別損傷ランク

2. 4 桁抵抗力津波作用力比を用いた評価

1) 桁抵抗力津波作用力比の算定手法

桁移動有無の簡易判定式を用いて、橋梁種別による津波被害程度の分析を行う。本項目では、一定の流速値の仮定を用いて、津波作用力と桁抵抗力の比を求めた。すなわち、流速を一定とすることにより、構造物自身が有する津波作用力、抵抗特性に着目した分析を行っている。具体的には、41橋のうち、断面形状が判断できる被害調査橋梁18橋に対して、その桁への津波作用力、桁抵抗力を算定し、桁移動の有無を判定する。詳細調査を行った18橋の構造諸元を表-2.3にまとめる。表-2.3中に示す「F」、「W」、「S」、「β」、「deg」については後述する。桁に作用する力は式(2.1)を用いて算定する。式中の抵抗力係数は、後述のように道路橋示方書²²⁾より算出する。また、津波高については、当該地点の津波痕跡調査²³⁾よ

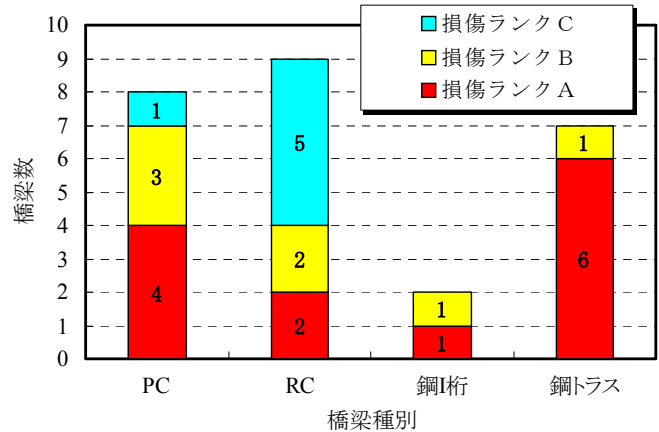


図-2.4 橋梁種別による上部工損傷ランク

表-2.3 構造諸元一覧(18橋)

No.	構造種別	径間数	損傷ランク			床版厚 (m)	橋長 (m)	桁長 (m)	幅員 (m)	構造高 (m)	トラス高 (m)	津波高 (m)	抵抗力係数	F (kN)	W (kN)	S (kN)	β	deg (°)
			上部工	下部工	土工部													
1	PC桁	3	B	B	B	0.2	68.6	22.9	7.2	1.5		12.0	1.7	694.1	2369.9	1421.9	2.0	86
2	PC桁	1	B	B	B	0.3	26.8	26.8	5.3	1.4		4.7	1.7	807.4	2021.1	1212.7	1.5	
3	PC桁	1	C	C	C	0.2	30.0	30.0	8.0	1.5		3.0	1.6	881.3	3457.2	2074.3	2.4	
4	PC桁	10	A	A	A	0.3	304.5	30.5	2.8	1.7		7.1	1.9	1252.3	1569.2	941.5	0.8	90
5	PC桁	2	C	B	A	0.3	47.9	23.9	2.8	1.7		7.1	1.9	983.9	1229.7	737.8	0.7	90
6	PC桁	2	B	C	B	0.2	50.8	25.4	7.2	1.5		5.0	1.6	801.5	2239.8	1343.9	1.7	
7	RC桁	2	C	B	B	0.5	26.2	13.1	7.7	1.2		20.1	1.4	295.5	1648.4	989.0	3.3	82
8	RC桁	1	C	C	C	0.2	3.0	3.0	6.3	0.4			1.4	20.1	92.6	55.6	2.8	86
9	RC桁	1	C	C	C	0.2	3.0	3.0	7.0	0.4			1.4	20.4	102.9	61.7	3.0	87
10	RC桁	1	C	C	C	0.2	3.0	3.0	5.8	0.4			1.4	20.3	85.3	51.2	2.5	90
11	RC桁	1	B	C	B	0.3	19.1	19.1	10.2	1.7		9.5	1.5	625.7	2761.3	1656.8	2.6	80
12	RC桁	1	B	C	C	0.2	18.0	18.0	7.0	1.5			1.6	551.3	1815.0	1089.0	2.0	0
13	鋼I桁	1	A	B	B	0.2	19.0	19.0	7.0	1.2		7.8	1.5	432.3	1169.9	702.0	1.6	
14	鋼I桁	1	B	C	B	0.2	21.1	21.1	7.0	1.5		13.6	1.4	566.1	1378.7	827.2	1.5	90
15	鋼トラス桁	2	A	B	A	0.2	69.4	34.7	7.0		4.0	18.4	2.2	1537.5	1868.6	1121.2	0.7	84
16	鋼トラス桁	1	A	B	B	0.2	62.0	62.0	7.0		6.9	7.8	2.8	4542.3	3594.0	2156.4	0.5	
17	鋼トラス桁	2	C	B	B	0.2	83.0	41.5	7.0		7.0		2.8	3099.0	2249.1	1349.5	0.4	0
18	鋼トラス桁	1	A	C	C	0.2	35.0	35.0	6.0		4.8		2.3	1777.3	1667.0	1000.2	0.6	90

※1 F : 津波作用力

※2 W : 橋梁重量

※3 S : 桁抵抗力

※4 β : 桁抵抗力津波作用力比

※5 deg : 津波進行方向に対する設置角度

り 3.0m から 20.1m の高さに津波痕があり、その高さにか
 かなりの違いが認められる。このような違いは海岸線の地
 形との関係による影響が大きいと考えられる。既往の津
 波高と流速の関係については、松富ら²⁴⁾の提案式もある
 が、今回のような巨大津波の場合では津波高と流速の比
 例関係については必ずしも明確ではない。一方、スマト
 ラ島のバンダアチェ近郊の数箇所撮影された映像を用
 いて、流木等の移動速度から判断すると、いずれも津波
 流速は 5.0m/s であったとの報告を踏まえ、ここではす
 べてのケースに対して流速 5.0m/s の一定値を採用した。

$$F = \frac{1}{2} \rho_w C_d v^2 A \quad (2.1)$$

ここで、

ρ_w : 水の密度 (1030kg/m³) C_d : 抗力係数
 V : 水の流速 A : 被圧面積 (m²)

津波に対する桁の抵抗力は式(2.2)に示すように摩擦係
 数と上部工重量の積で表される。式(2.2)における μ に
 ついては後述のように 0.6 を採用する。抵抗力側には、厳密
 には浮力および上揚力の影響を考慮する必要があるが、
 津波形状や桁形状が影響する等、複雑な評価を必要とす
 るため、ここでは簡便のため考慮していない。

$$S = \mu W \quad (2.2)$$

ここで、

μ : 摩擦係数(0.6) W : 上部工重量 (kN)

以上より、桁抵抗力を津波作用力で除す式(2.3)に基
 づき桁抵抗力津波作用力比(β)を求め、桁移動発生の有無
 を判定する。ここで、桁抵抗力津波作用力比(β)が大き
 い場合、桁の抵抗力が大きく、移動しにくい橋梁である
 ことを意味する。

$$\beta = \frac{S}{F} \quad (2.3)$$

図-2.5に示すNo.11 (Lueng Ie 橋) を用いて、津波作用
 力、桁抵抗力、桁抵抗力津波作用力比(β)の算定例を示
 す。No.11 は、桁長 19.1m、幅員 10.2m、床版厚 0.55m、
 桁高 1.15m の RC 桁橋である。被圧面積は、構造高 (床
 版厚+桁高) と桁長の積であり 32.4m²となる。道路橋示
 方書²²⁾より幅員と構造高を用いて抗力係数を求めると
 1.5となり、式(2.1)を用いて津波作用力を求めると 625.7kN
 となる。次いで、被害調査より得た橋梁の寸法から概略
 算定した上部工体積とコンクリートの単位体積重量の積
 である重量 W が 2761.3kN であることから、式(2.2)を用
 いて桁抵抗力を求めると、1656.8kN となる。以上より、桁

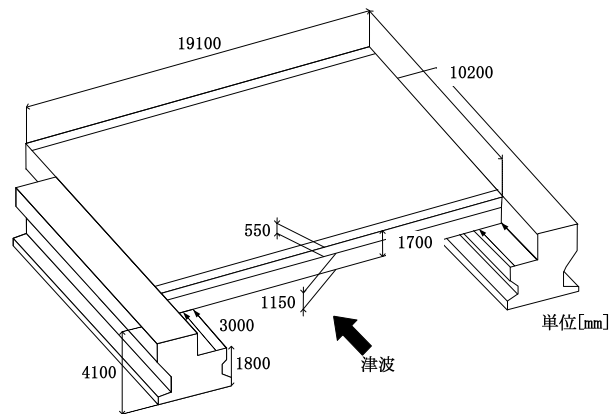


図-2.5 代表橋梁図(No. 11)



写真-2.1 桁面と橋台間の代表的損傷

抵抗力津波作用力比(β)は 2.6 となる。本検討手法で算定
 した 18 橋の β 値の平均は 1.7 である。No.11 橋は津波に
 対して抵抗が比較的大きい橋梁であることが算定結果よ
 り言える。

2) 摩擦係数

式(2.2)における μ には、実橋梁における桁移動現象に
 着目し、以下のような摩擦係数を提案する。

著者らの現地調査²⁵⁾では、図-2.4に示すように 6 橋の
 桁移動した橋梁を確認した。写真-2.1に桁面と橋台間の
 代表的損傷例を示す。写真-2.1に示す橋梁では、支承部

にゴムパットが設置されていたが、津波により支承が破壊され、桁が橋台上を滑るように移動している。桁移動した他の橋梁の桁面と橋台間の調査を行うと、いずれもコンクリート桁面と橋台間ですべりが発生しており、コンクリート橋台面にはひび割れが発生していない。そのため、コンクリート桁は橋台面を比較的滑らかに滑ったと考えられる。そこで、以下の文献を参考にコンクリート桁面での滑り摩擦係数について考察する。庄司²⁶⁾らは、**図-2.6**に示すコンクリート製の桁模型について桁移動が発生する角度より橋桁と橋台間の桁移動が生じない限界値である静止摩擦係数を求めている。摩擦条件を津波作用時と同様とするために、桁型とコンクリート板の接触部分は湿潤状態に保ち、大、中、小の模型タイプに対してそれぞれ10回ずつ計測を行った。静止摩擦係数の平均値を求めると、大、中、小の模型それぞれの場合において、0.65、0.64、0.62となっている。

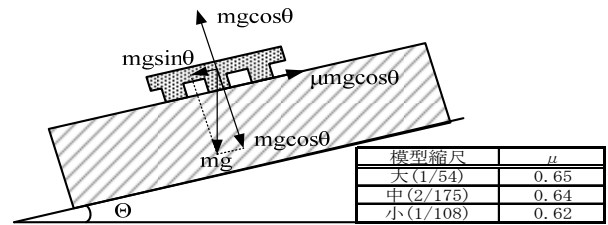


図-2.6 庄司らによる摩擦係数測定方法

Rabbat²⁷⁾らは、コンクリート面と鋼板面間のすべり摩擦係数を測定するため、圧縮応力をパラメータとした**図-2.7**に示す方法により実験を行った。**図-2.8**に実験結果を示す。**図-2.8**より、圧縮応力(0.14, 0.41, 0.69MPa)及び界面状態(湿潤, 乾燥)をパラメータとしているが、摩擦係数はいずれの場合も0.57~0.67程度となっている。

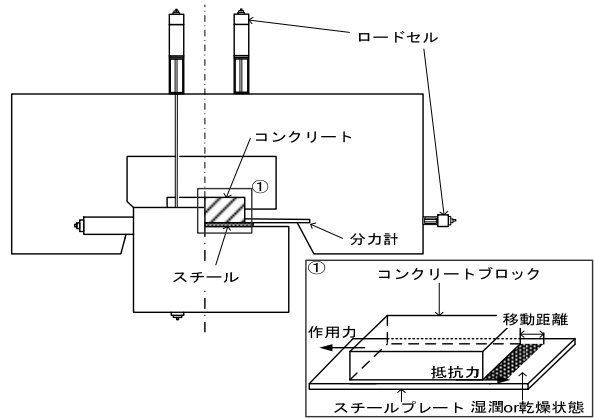


図-2.7 Rabbat らによる摩擦係数測定方法

以上の実験結果によると、コンクリート-コンクリート間、コンクリート-鋼板面のいずれにおいても差異は小さく、摩擦係数は0.6程度と見なして良いと考えられる。

3) 桁抵抗力・津波作用力分布

表-2.4に分析対象橋梁の構造諸元の平均値を示す。表-2.4より、平均幅員については橋梁種別で大きな差異はなく、6.0mから7.0m程度で分布する。**図-2.9**に構造形式別重量分布を示す。RC桁は平均桁長が9.9mと短く、平均重量も801kNと小さい。これは、桁長3.0mと非常に小さな床版桁を3橋含むためである。鋼I桁が平均桁長19.8m、平均重量1240kNであるのに対し、当該地点のPC桁は平均桁長26.2m、平均重量2148kNと相対的に大きいことが分かる。一方、鋼トラス桁は平均桁長が43.4m、平均重量2305kNとPC桁と比較しても大きな値となる。橋梁重量は桁長に比例するため、**図-2.9**のような重量分布となった。

図-2.10に流速5.0m/sの一定値で求めた構造形式別津波作用力分布を示す。RC桁は桁長が短いため平均被圧面積が9.9m²と小さく、平均津波作用力も178kNと小さい。PC桁の平均被圧面積が40.6m²、平均津波作用力805kN、鋼I桁の平均被圧面積が25.7m²、平均津波作用力496kN、鋼トラス桁の平均被圧面積が82.1m²、平均津波作用力2703kNとなる。津波作用力は被圧面積に比例するため、**図-2.10**のような分布となった。特に、No.16の鋼トラス桁では桁長が62mであることから、重量3594kN、津波作

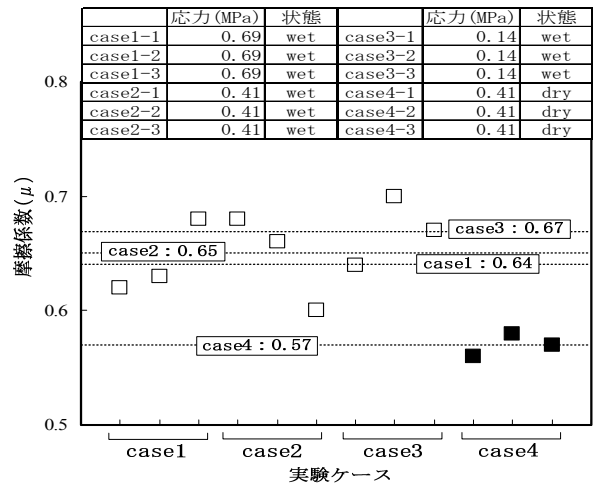


図-2.8 Rabbat らの実験結果

用力4542kNと極端に大きな値となっている。

4) 抗力係数分布

本検討での抗力係数は、道路橋示方書²²⁾に準拠し、桁橋の場合は式(2.4)、トラス橋の場合は式(2.5)を用いて求めた。

$$C_d = \begin{cases} 2.1 - 0.1(B/D) & (1 < B/D < 8) \\ 1.3 & (8 < B/D) \end{cases} \quad (2.4)$$

$$C_d = 0.68\sqrt{\lambda/h} \quad (7 < \lambda/h < 40) \quad (2.5)$$

ここで、

B: 橋の総幅 (m) D: 橋の総高 (m)
 λ : 主構高さ (m) h: 弦材高さ (m)

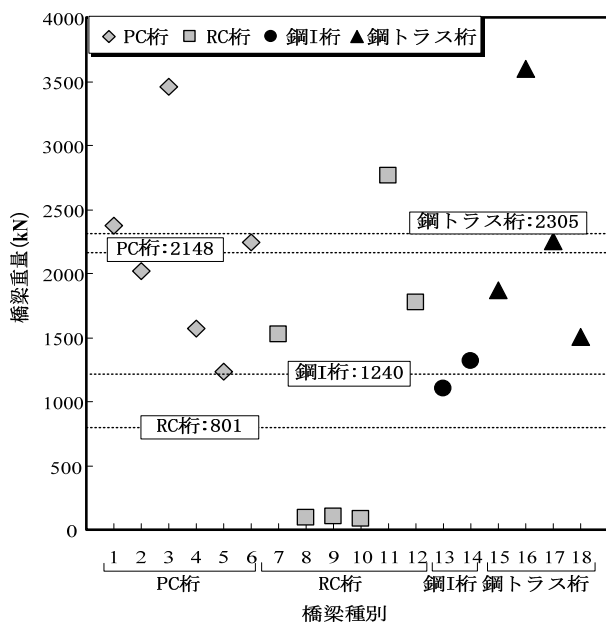


図-2.9 構造式別重量分布

図-2.11 に構造種別による抗力係数分布を示す。図-2.11 より、RC 桁の平均が 1.4、鋼 I 桁の平均が 1.5、PC 桁の平均が 1.8、鋼トラス桁の平均が 2.5 となり、鋼トラス桁の抗力係数が他橋梁種別と比べ大きな値となる。この要因について考察すると、風等の流体物が物体に作用してその物体を通り抜ける際に、被圧背面側には移動方向への作用力を助長することで知られる。一般的に鋼トラス桁のような 2 主構では、その力が大きく作用し、桁橋に比べ抗力係数が大きくなると考えられる。

5) 橋梁種別による桁抵抗力津波作用力比分布

図-2.12 に流速 5.0m/s の一定値で求めた桁抵抗力津波作用力比分布を示す。図-2.12 より、RC 桁の β 値の平均が 2.7、PC 桁の平均が 1.6、鋼 I 桁の平均が 1.5、鋼トラス桁の平均が 0.6 と橋梁種別により β 値として大きな差異を生じている。

β 値の平均が最も大きな 2.7 である RC 桁について、表-2.4 を用いて考察する。RC 桁の平均桁長は 9.9m、平均幅員は 7.3m である。平均桁長を平均幅員で除すことで求めた比は 1.4 であり、PC 桁が 3.4、鋼 I 桁が 2.9、鋼トラス桁が 6.4 である。このことから、本調査の RC 桁は、幅員に対し桁長が短い形式であることが言える。津波作用力は式(2.1)より、流速と水の密度は一定値であるため、抗力係数（構造高（主構高さ）と幅員に比例）と被圧面積（桁長×構造高）の関数で評価できる。桁抵抗力は式(2.2)より橋梁重量と一定値である摩擦係数の積で表されている。このうち橋梁重量は桁長、断面積（構造高×幅員に比例）、各部材の単位体積重量の積で表すために、桁抵抗力は幅員、桁長、構造高の関数で評価できると言える。

β 値は式(2.2)を式(2.1)で除すことで求める。そのため、 β 値は構造高（主構高さ）及び幅員に比例することが言

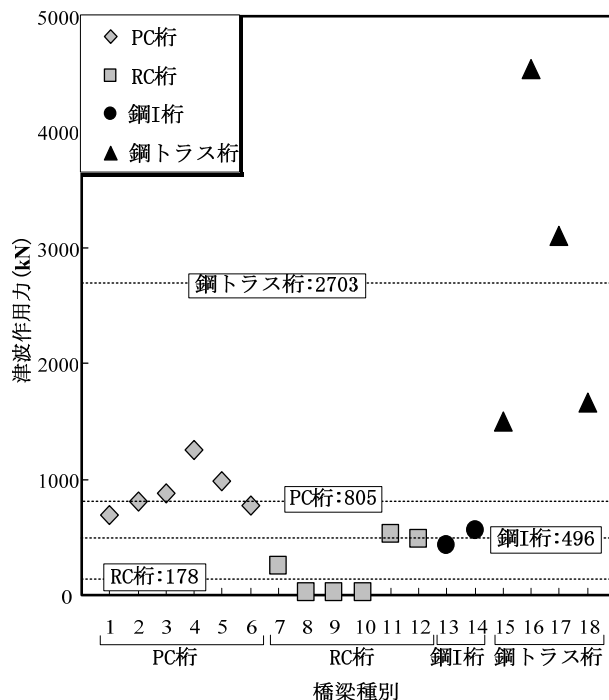


図-2.10 構造式別津波作用力分布

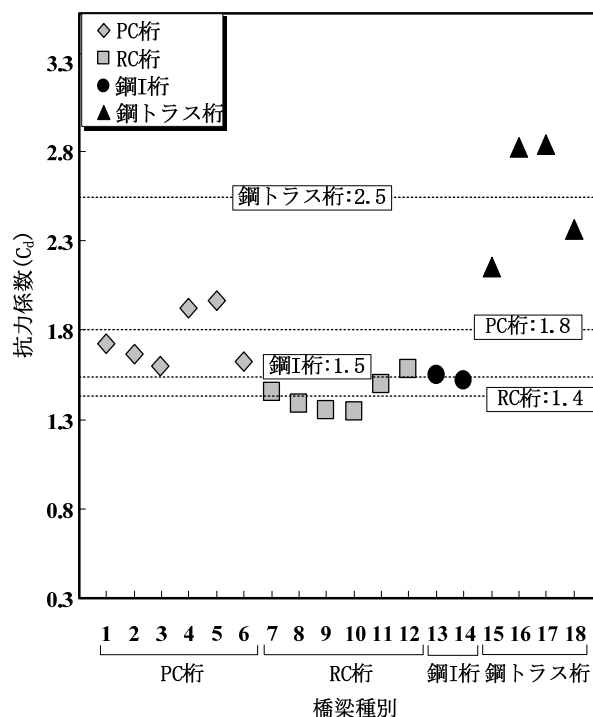


図-2.11 構造種別による抗力係数分布

える。

RC 桁は幅員に対して構造高が低い形状であるため、抗力係数の平均を求めると 1.4 と小さく、津波作用力は小さくなる。また、幅員に対して桁長が短いため、 β 値が大きくなる。この結果、RC 桁の β 値は更に大きくなる傾向を示すと考えられる。 β 値の平均が最も小さな 0.6 である鋼トラス桁について考察する。図-2.13 に鋼トラス桁の代表断面を示す。図-2.13 に示す橋梁は図-2.12 中の No.15 で、構造諸元は桁長 35.0m、幅員 7.0m、トラス高 4.0m、抗力係数 2.2 である。構造諸元より算定した被圧面積は

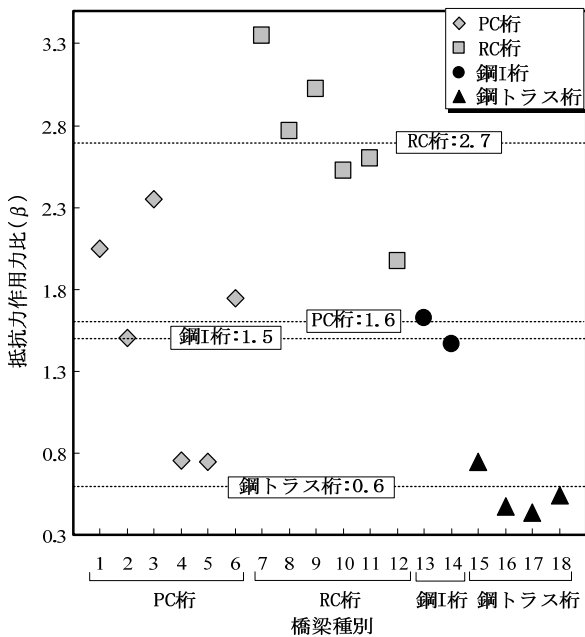


図-2.12 桁抵抗力津波作用力比分布

59.1m² となり、式(2.1)より津波作用力を求めると 1537.5kN となる。

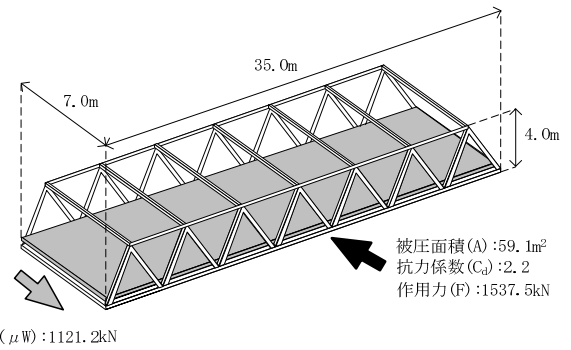
次いで、式(2.2)より桁抵抗力を求めると 1121.2kN となり、式(2.3)から β を求めると 0.7 となる。鋼トラス桁の平均桁長を平均幅員で除すことで求める比は 6.4 であり、本調査の鋼トラス桁は幅員に対して桁長が長い形式であることが言える。前述のように、 β 値は構造高（主構高さ）及び幅員に比例する。式(2.5)から鋼トラス桁の抗力係数の平均を求めると 2.5 であり、他橋梁種別と比べ非常に大きい。これは、鋼トラス桁の主構高さの平均が 5.7m であり、弦材高さ（0.4m）に比べ非常に大きいことが要因である。これにより、津波作用力が大きくなる。また、幅員に対して桁長が長いため、 β 値が小さくなる。この結果、鋼トラス桁の β 値は更に小さくなる傾向を示すと考えられる。

6) 実損傷ランクとの比較

図-2.14 に橋梁種別ごとの損傷ランクと β 値との関係を示す。 β 値と損傷度には相関性があり、損傷ランク A で β の平均値が 0.8、損傷ランク B で 1.9、損傷ランク C で 2.2 となる。各損傷ランク間では、損傷ランク A と損傷ランク B 間で 60% 程度、損傷ランク B と損傷ランク C 間で 15% 程度の差異がある。また、損傷ランク A と損傷ランク C では 70% 程度の差異が発生している。

損傷ランク C は、7 橋のうち 5 橋が β 値 2.3 以上に分布し、橋梁種別で分類すると RC 桁が 57% を占める。

前述のように β 値は構造高（主構高さ）及び幅員に比例する。RC 桁は幅員に対して構造高が低いため、抗力係数の平均が 1.4 と小さく、津波作用力が小さくなる。また、幅員に対して桁長が短く、 β 値が大きくなる。これらの



桁抵抗力 (μW) : 1121.2kN

図-2.13 鋼トラス桁の代表断面(No. 15)

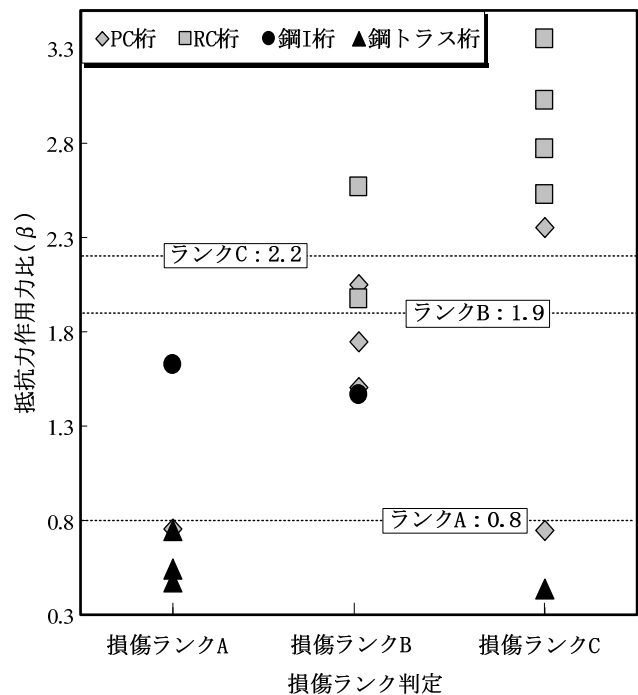


図-2.14 損傷ランク判定別の β 分布

損傷ランクは小さくなると考えられる。なお、 β 値が 0.4 と小さな値であるが被害程度は損傷ランク C である No.17 については、後述する 2.5 章において考察する。

損傷ランク A は、5 橋のうち 4 橋が β 値 0.8 以下に分布し、橋梁種別で分類すると鋼トラス桁が 60% を占める。前述のように β 値は構造高（主構高さ）及び幅員に比例する。鋼トラス桁の多くは、主構高さが弦材高さを大きく上回るため、抗力係数の平均が 2.5 と他橋梁種別と比べると 1.3 から 1.8 倍程度大きくなり、津波作用力も大きく

なる。また、桁長が幅員に対して長く、 β 値が小さくなる。これらの影響により β 値は更に小さくなり、損傷影響により β 値が更に大きくなり、損傷ランクは大きくなると考えられる。特に特徴的な桁流失である損傷ランク A の橋梁について 図-2.15 を用いて説明する。図-2.15 は PC 桁形式でありながら、 β が極端に小さくなり、桁流失した No. 4 橋梁を示す。本橋梁は長さ 20m の歩道橋であるため、幅員が 2.8m と通常 (6.0m) の半分程度であるため、単位長さあたりの重量が 1/2 程度となっている。これに対して津波作用力の支配的要因である構造高は 1.9m と PC 桁の平均 (1.6m) より大きくなっている。このため、 β が通常の桁に比べて 0.7 と 1/3 程度と小さくなり、桁が極めて移動しやすい形状であったと考えられる。

2. 5 スマトラ調査に関するまとめ

スマトラ沖地震で発生した津波による橋梁損傷について、現地調査及び分析を実施した結果、以下の知見を得られた。

- 1) 目視により確認できた 41 橋から構造種別の判別できた 26 橋の被害判定を行うと、損傷ランク A は上部工 13 橋 (50%)、下部工 4 橋 (15%)、土工部 7 橋 (27%) であった。このことから、上部工は桁移動という被害を生じやすい特徴があったことが分かる。
- 2) 損傷ランク A の桁抵抗力を津波作用力で除すことで求める桁抵抗力・津波作用力比 (β) の平均は 0.8、損傷ランク B の平均は 1.9、損傷ランク C の平均は 2.2 であり、 β 値と損傷ランクは明確な傾向を示す。また、 β 値が最も大きい橋梁種別は RC 桁 (2.7) であり、最も小さい橋梁種別は鋼トラス桁 (0.6) である。
- 3) β 値の高い RC 桁は幅員に対して構造高が低いため、抗力係数が小さく、津波作用力が小さい。また、桁長が幅員に比べ短いため β 値が大きくなる。これらの影響により β 値は更に大きくなる。 β 値の低い鋼トラス桁は主構高さが弦材高さを大きく上回るため抗力係数が大きく、津波作用力が大きい。また、桁長が幅員に比べ長い場合 β 値が小さくなる。これらの影響により β 値は更に小さくなる。

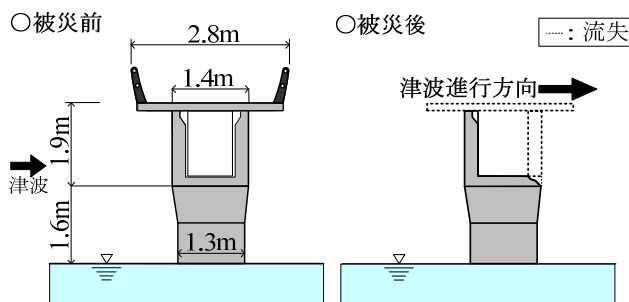


図-2.15 代表的損傷ランク A 橋梁 (No. 4)

参考文献

- 2.1) 国際協力機構社会開発部, 北スマトラ沖地震津波災害緊急復旧・復興プログラム最終報告書, pp.1-50, 2005.6
- 2.2) 社団法人日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 III コンクリート橋編, pp.52-54, 2002.3
- 2.3) 藤間功司, 嶋原良典, Charles SHIMAMURA, 松富英夫, 榊山勉, 辰巳大介, 宮島昌克, 伯野元彦, 竹内幹雄, 小野祐輔, 幸左賢二, 庄司学, 田崎賢治: スマトラ北西海岸における 2004 年インド洋津波の痕跡高分析, 土木学会地震工学論文集, pp.874-880, 2007.8
- 2.4) 松富英夫, 飯塚秀則: 津波の陸上流速とその簡易推定法, 土木学会海岸工学論文集, 第 45 巻, pp.361-365, 1998
- 2.5) 幸左賢二, 内田悟史, 運上茂樹, 庄司学: スマトラ地震の津波による橋梁被害分析, 土木学会地震工学論文集, pp.895-901, 2007.8
- 2.6) 庄司学, 森山哲雄, 藤間功司, 嶋原良典, 笠原健治: 単径間橋桁に作用する碎波津波の荷重に関する実験的検討, 構造工学論文集, 第 55 巻, pp.460-470, 2009.4
- 2.7) Rabbat, B.G and Russell, H.G: Friction coefficient of steel on concrete or grout, J. Struct. Eng., ASCE, Vol.111, No.3, pp. 505-515, 1985

第3章 測量結果に基づくスマトラ島

北西岸の数値計算

3.1 目的

2004年インド洋津波では、インド洋沿岸諸国で多くの道路施設が被害を受けた。その中でもスマトラ島の海岸線近傍に位置する橋梁は、津波により桁の流出や移動が生じ使用不能となった事例が報告された。幸左ら(2007)はスマトラ島北西部の津波による橋梁被害の現地調査を実施し、調査対象橋梁の約50%が供用不可能な被害を受けたことを報告している。一方で、実際の津波による橋梁被災の程度は、津波の規模や地形条件によって異なると考えられる。インド洋津波においても、大規模な橋梁で大破したものもあれば、小規模な橋梁ではほぼ無被害だったものもあり、その程度は様々であったが、これらの被害状況が異なる理由についてはほとんど明らかになっていない。

本章では、スマトラ島北西部の3橋梁を対象として2004年インド洋津波の津波遡上シミュレーションを実施し、橋梁周辺の津波の来襲状況や津波水位、流速から津波波力を評価することにより、これら3橋梁の被害状況が異なった要因を明らかにすることを目的としている。

3.2 計算対象地域と計算対象橋梁

本研究の解析対象橋梁としては、幸左ら(2007)の現地調査により報告された被害橋梁の中でも付近に信頼できる津波痕跡高(藤間ら, 2007)があり、かつ被害の程度に差がある橋梁を対象とした。各橋梁の緒元を表-3.1に、位置関係を図-3.1(b)に示す。初めはBanda Aceh市内のCut川にかけられた橋で、PC桁の10径間橋梁である。全ての桁は津波によって流された(写真-3.1(a))。流出した桁ほとんどは河川内で見つかったが、1本の桁は右岸側で見つかった。2番目のKr. Ritting橋(5°25'29"N, 95°14'35"E)はLho-nga町の南に位置し、海岸線付近に架設されているRCフォロー桁の2径間橋梁である。この付近の津波高は約20mと非常に大きかったものの、橋梁の被害としては欄干が損傷を受けたのみであり、橋梁本体は無被害であった(写真-3.1(b))。3番目のLueng Ie橋(5°15'04"N, 95°15'11"E)はBlangme町に位置し、海岸線から0.5km内陸の河川に架設されているRC桁の単径間橋梁である。同地点での津波高は約9mとKr. Ritting橋に比べて小さかったものの、橋桁上部構造が上流側に3m移動した(写真-3.1(c))。



写真-3.1(a) Cut川橋

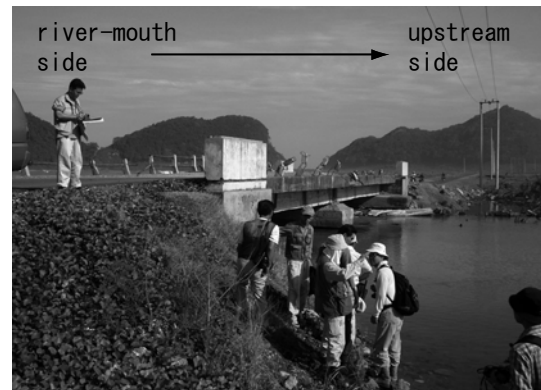


写真-3.1(b) Kr. Ritting橋

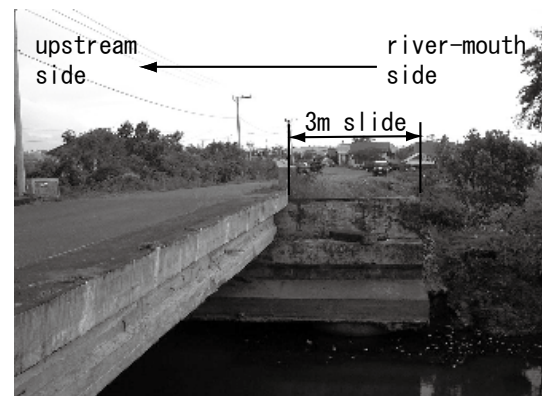


写真-3.1(c) Lueng Ie橋

表-3.1 橋梁の緒元

	Cut川橋	Kr.Ritting橋	Lueng Ie橋
橋種	PC桁	RCフォロー桁	RC桁
橋長	300.76m	26.2m	19.1m
径間数	10径間	2径間	1径間
桁長	30.68m(中央部)	13.1m	19.1m
幅員	2.8m	7.7m	10.2m
構造高	1.7m	1.2m	1.7m
桁下高	2.4m	1.0m	2.4m

3.3 地形データの作成

2004年インド洋津波イベント時に橋梁に作用した津波波力を推定するためには、スマトラ島周辺での津波伝

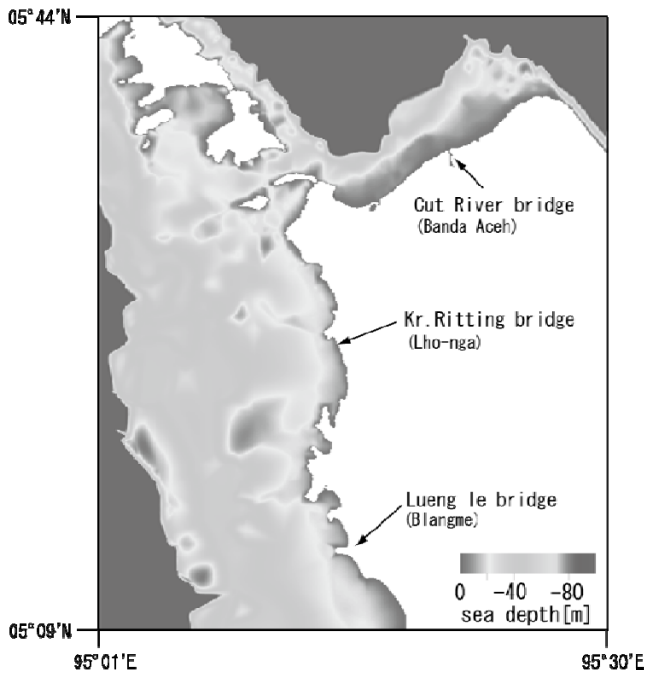


図-3.1 解析対象地点の位置

播・遡上計算を行い、橋梁位置での津波水位と流速を算定する必要がある。その際、橋梁周辺の地形を考慮した詳細な計算を行うため、陸域では10m程度の空間解像度の地形データが必要となる。

さて、現在我々が入手可能な地形データとしては、海図と市販もしくは無料配布されているデジタルデータが存在する。海図は図-3.1の範囲を説明する1/500,000スケールと1/125,000スケールの2種類あり、デジタルデータは海域について1分格子のGEBCO(2008-09-23参照)が、また陸域について約90m格子のSRTM(2008-06-23参照)が入手可能である。しかしながら、GEBCOは水深50m以浅の精度が悪く、SRTMについては空間解像度が不十分であり、また地盤高の値もメートルのオーダーである。そこで、2007年(8月10日~8月17日)、2008年(8月9日~8月16日)の両期間において、スマトラ島北西部沿岸の深淺測量と地形測量を実施した。海域では、スマトラ島北部の水深50m以浅の沿岸域(5°11'Nから5°30'Nまでの範囲)をボートにより移動しながら、測深機を使い水深を測定した。一方陸域では、トータルステーションとGPS測量により橋梁周辺の約1km四方の地盤高を計測した。写真-3.2に測量風景を示す。

以上により、深淺測量の結果とデジタルデータにより海図の等水深線を読み取ったデータを3秒(約90m)格子としてメッシュ化した海底地形データを図-3.2に示す。また図-3.3は沿岸付近の海底地形の作成例である。これらの図から深淺測量のデータが反映されていることがわ



写真-3.2 現地での測量風景

(上段：ボートを利用した深淺測量の様子，下段：GPS測量機器を利用した地形測量の様子)

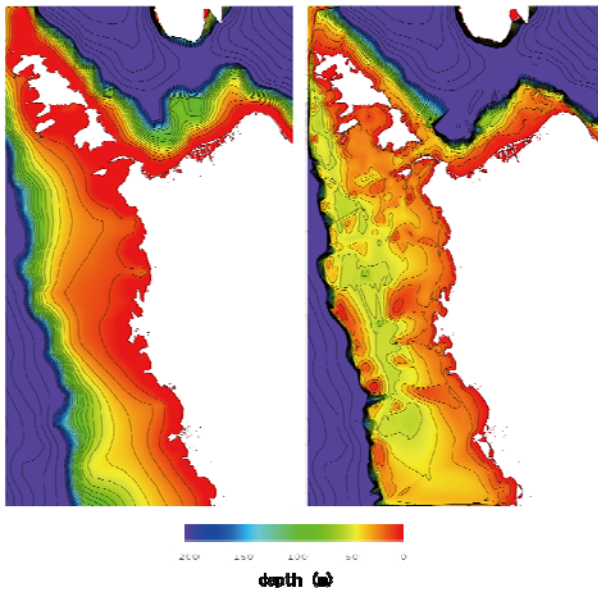


図-3.2 スマトラ島周辺の水深分布(3秒格子≒90m 格子領域)

左図：GEBCOのみから作成，右図：GEBCO+海図データ+
 深浅測量データから作成。水深0~200mでは10m毎，
 200m以深では100m毎にコンターを書いている。



(a) Cut川橋周辺

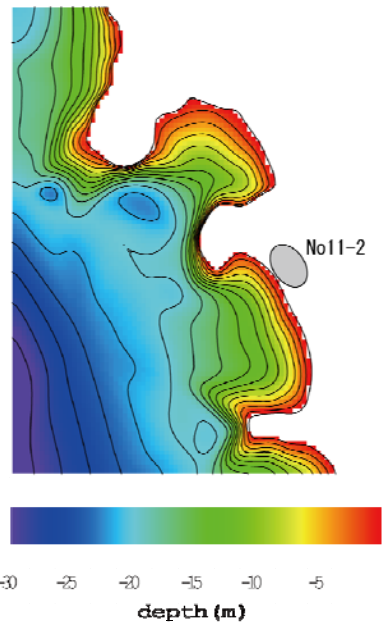
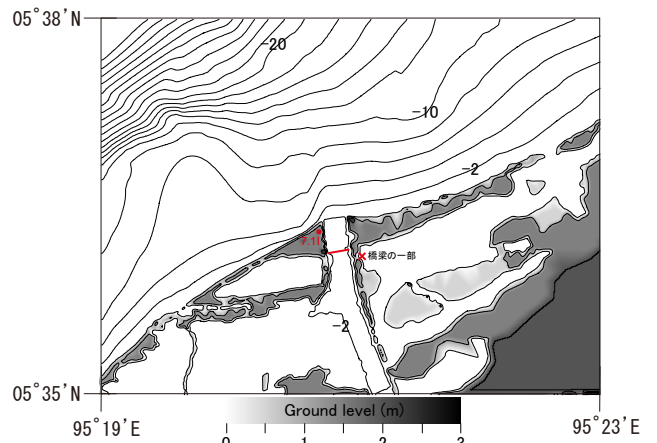


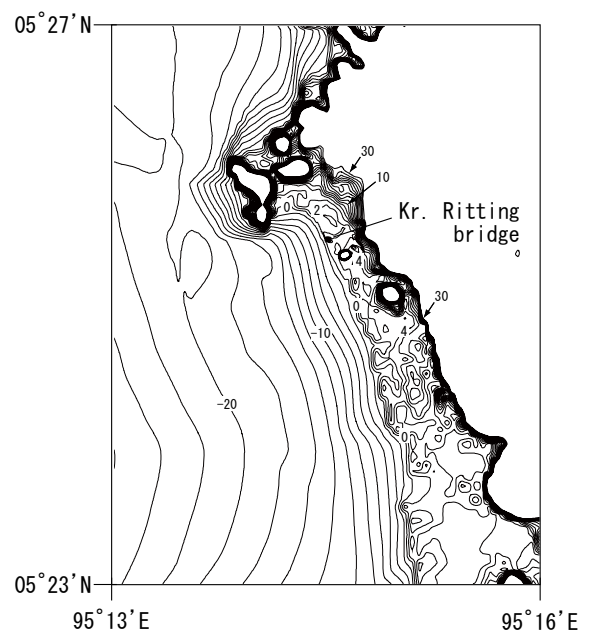
図-3.3 地形測量付近の海底地形 (Lueng Ie 橋付近) . コ
 ンターは2m毎.

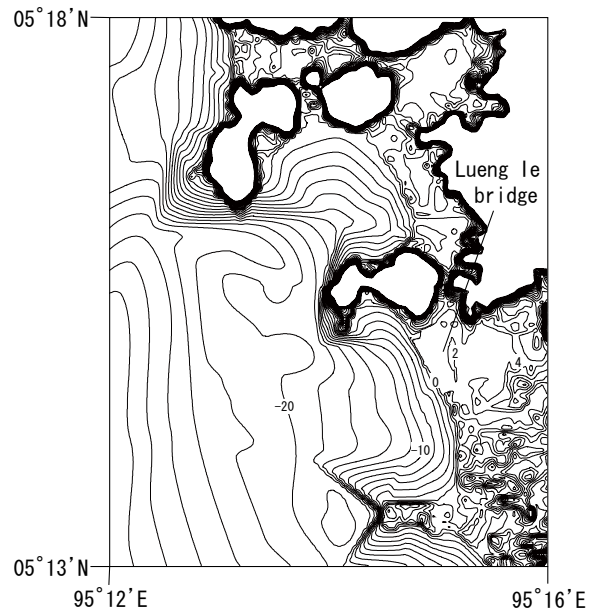


(a) Cut川橋周辺



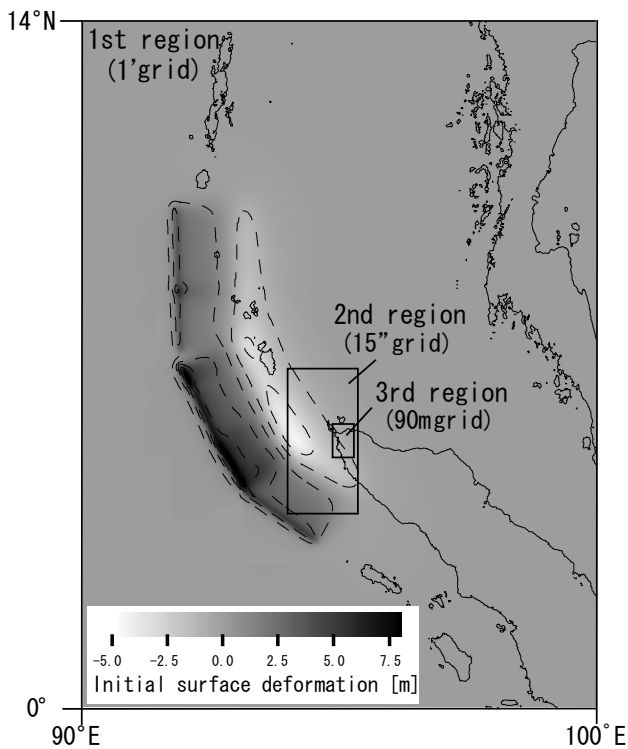
(b) Kr. Ritting 橋周辺



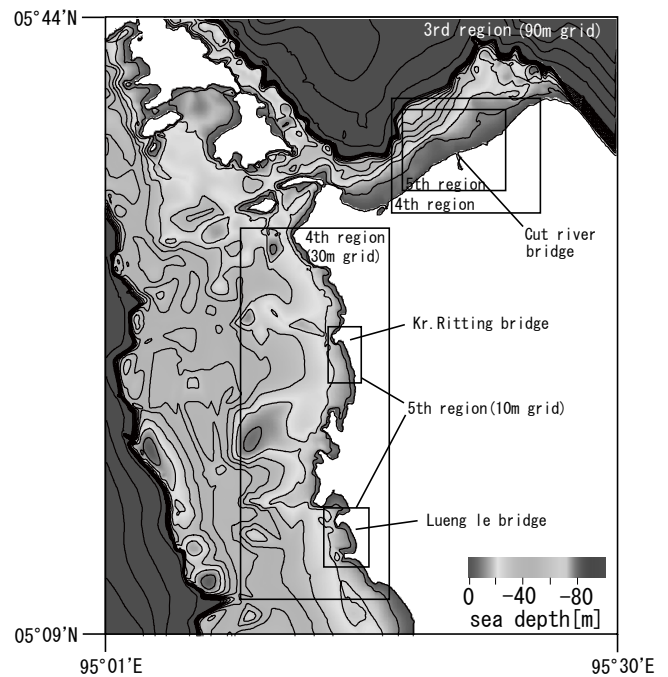


(c) Lueng le 橋周辺

図-3.4 作成した地形データ (10m 格子領域)



(a) 計算領域 (1次~3次領域) と初期水位分布



(b) 計算領域 (3次~5次領域) と橋梁の位置

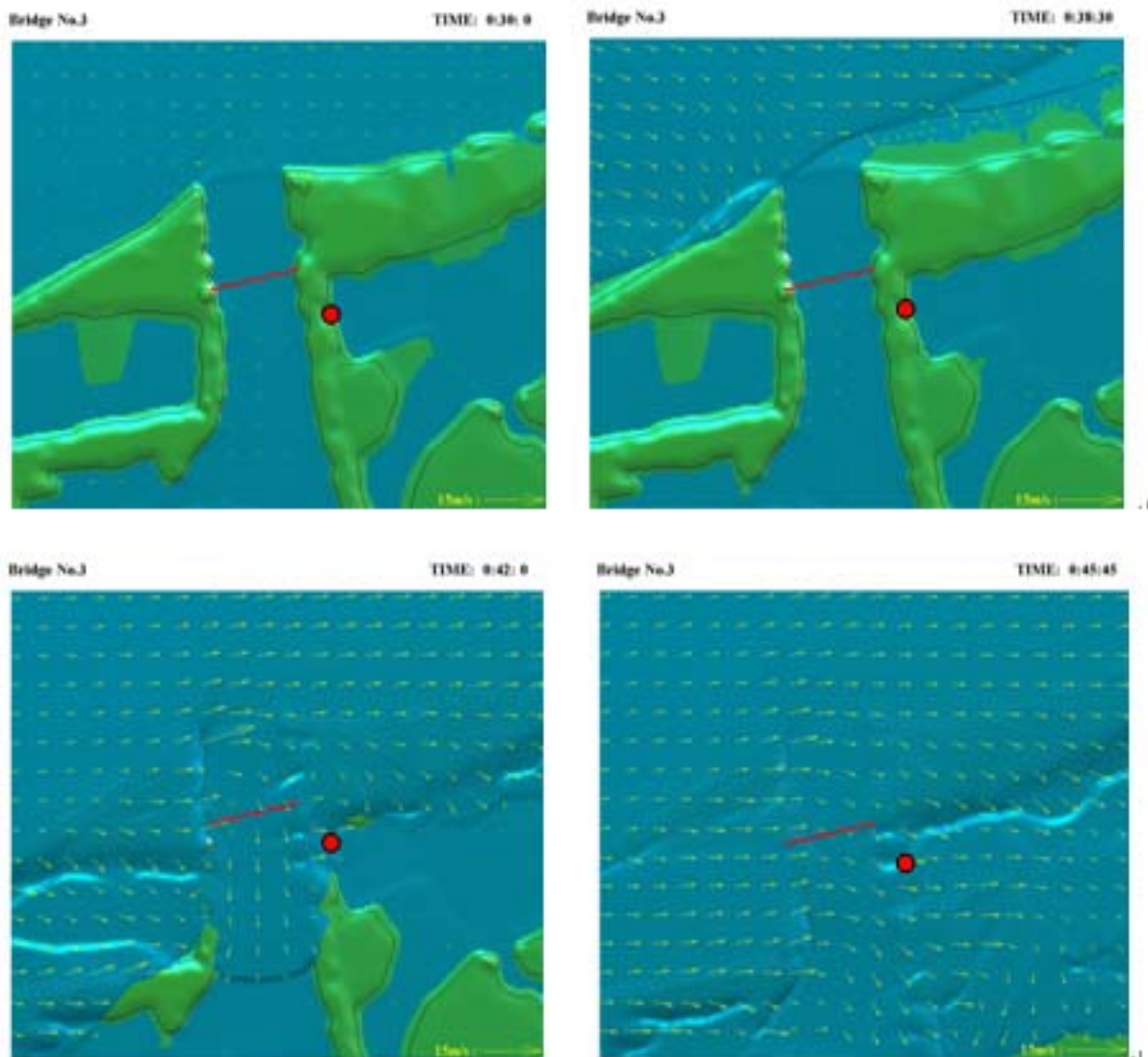
図-3.5 計算領域と初期水位の分布

かる。一方、陸上データとしてはGEBCO と SRTM によるデータを組み合わせることで、数値計算に必要な水深および地形データを図-3.4(a), (b), (c)のように作成した。図-3.4(a)での Cut 川の河口の形状、図-3.4(b)での、Kr. Ritting 橋の後背地における急勾配の山や橋梁周辺の河川や岩山など、そして図-3.4(c)での Lueng le 橋の後背地が低平地であることなどの、津波遡上に影響を与える地

形条件も忠実に表現している。

3. 4 数値計算条件

作成した水深・陸上地形データを利用して2004年インド洋津波の再現計算を行う。本研究では以下のような計算条件を設定した。津波計算で使用した初期水位分布を



赤い実線は橋梁の位置であり、赤いプロットは橋梁の一部が打ち上げられた位置を示している

図-3.6 Cut 川橋付近での津波遡上の様子（黄矢印は流速ベクトルを示す）

図-3.5(a)に示す。波源モデルとしては大家ら（2006）の断層モデルを採用した。同モデルは人工衛星 Jason-1 の海面高度計の空間波形との比較によりタイ・インドネシアの津波伝播を説明でき、かつ Banda Aceh 市街地の浸水域と良い整合性を得られたことが確認されている。計算領域での空間格子の構成としては、図-3.5(a), (b)に各計算領域（1次～5次領域）の位置を示している。波源域から沿岸部に近づくにつれ、1次領域から5次領域までそれぞれ1分、15秒、90m、30m、10m格子に細分化した。また、時間ステップは0.1sとし、再現時間は地震発生から1時間まで行った。使用した支配方程式としては1次領域（1分格子）および2次領域（15秒格子）では地球座標系の線形長波理論式を、また3次領域以降（90、30、10m格子）では直交座標系の非線形長波理論式とし、海底摩擦や陸上遡上も考慮した。支配方程式の差分化には

後藤ら（1982）に基づく Staggered Leap-frog 法を利用し、遡上計算は小谷ら（1998）の方法を採用した。

3.5 橋梁周辺の津波来襲状況

計算結果として、各橋梁周辺での津波の来襲状況を図-3.6, 3.7, 3.8に示す。

図-3.6はCut川周辺での津波遡上の様子である。津波は地震発生から38分30秒後に河口に到達した後、河川を遡ってゆく（図中の42分後を参照）。その際、左岸側から屈折してきた津波成分は東向きの流れになっており、橋梁に津波が作用する方向は1方向のみではなく、複雑に流況が変化していることがわかる。またこの瞬間において、津波水位は橋梁床板の下縁（桁下高2.4m）に接触する高さであるが、津波の先端部は既に桁下を通過して

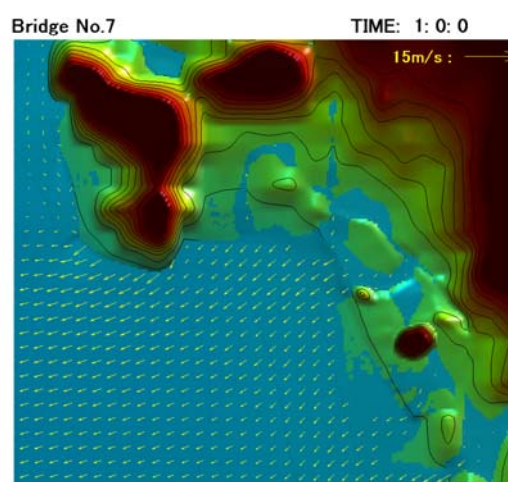
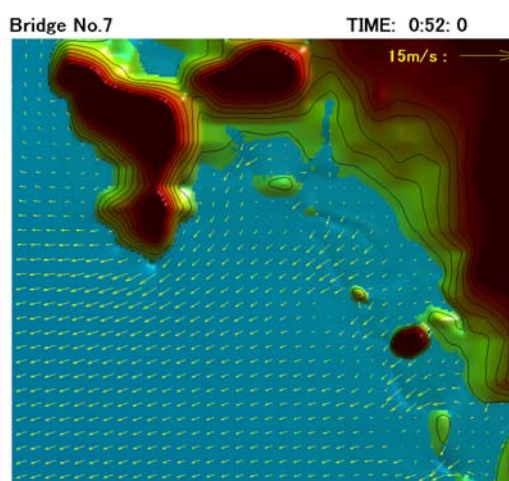
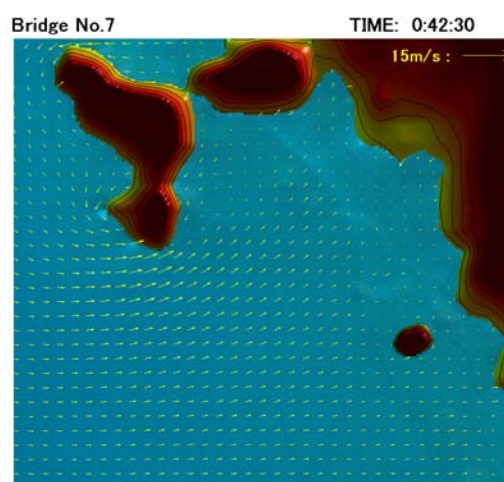
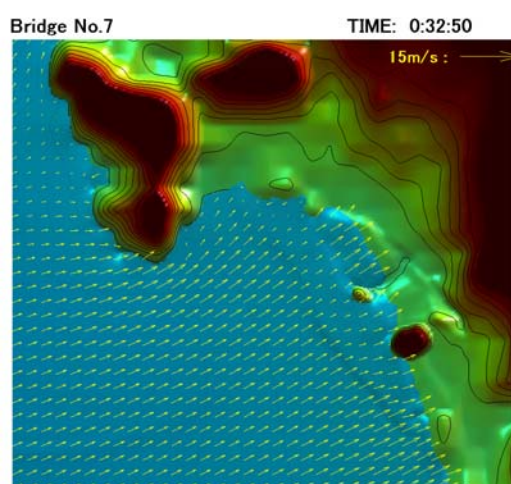
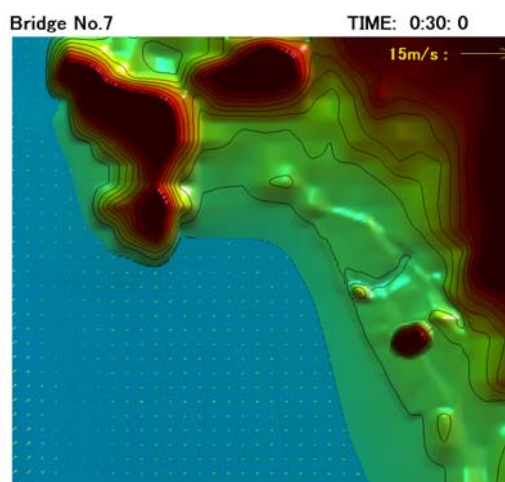
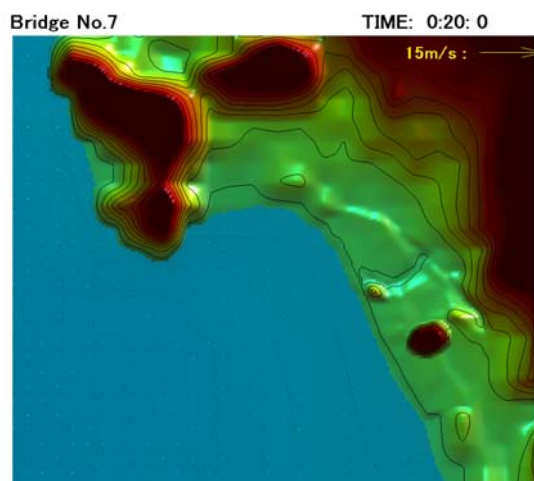


図-3.7 Kr.Ritting 橋付近での津波遡上の様子 (黄矢印は流速ベクトルを示す)

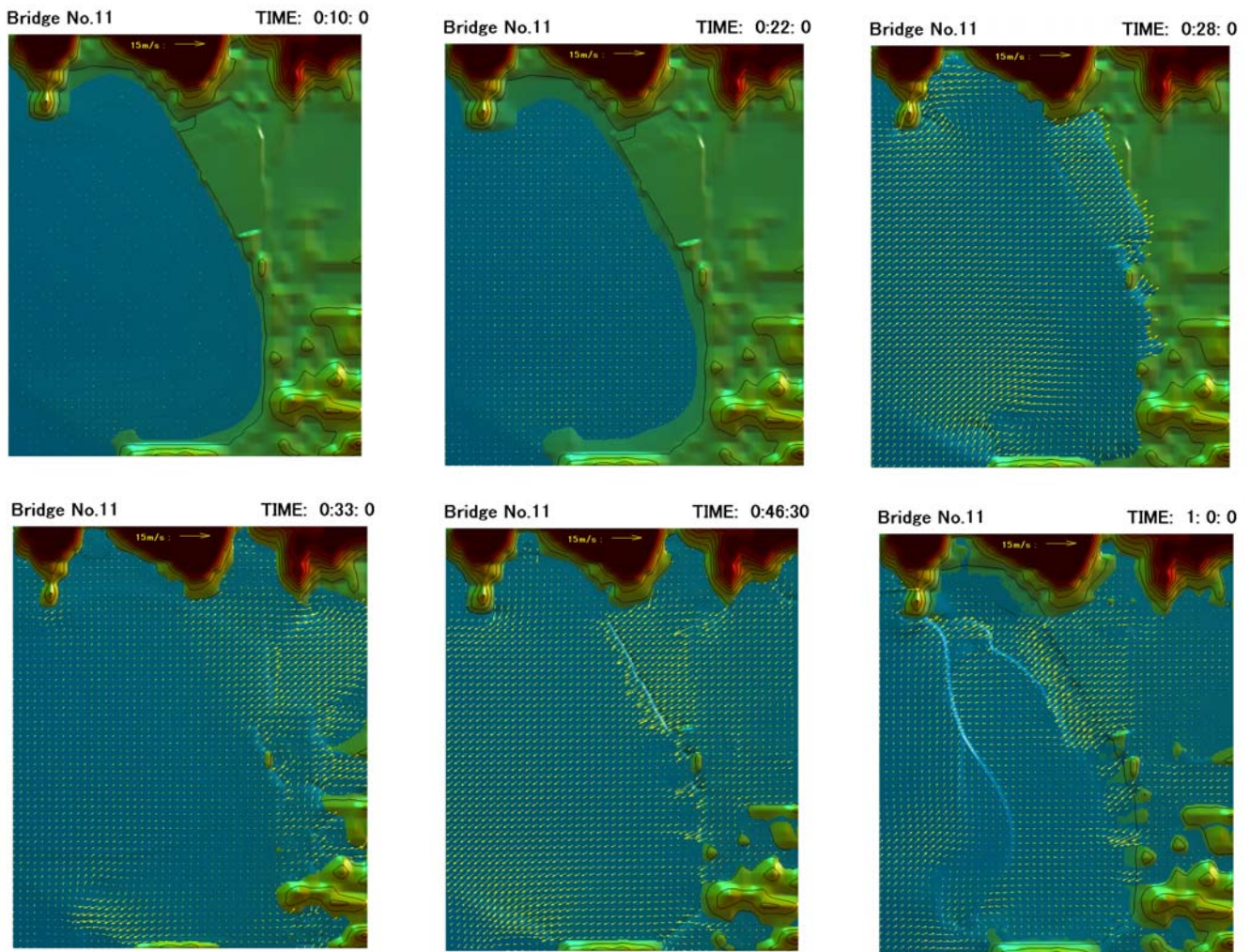


図-3.8 Lueng Ie 橋付近での津波遡上の様子（黄矢印は流速ベクトルを示す）

いることから、Cut 川橋での津波の作用力としては、流れ方向の水平力とともに上揚力が大きく影響した可能性が考えられる。

図-3.7にKr.Ritting 橋周辺での津波遡上の流況の様子を示す。地震発生30分後に引きが最大となり、その後押し波が来襲する。そして約42分後に遡上高が約20mに達し最大となるが、その際流速は小さくなっている。45分後頃からは再び引き波に転じ、最終的に陸上に遡上した津波は1時間後では海域に戻っていることがわかる。

図-3.8はLueng Ie 橋周辺での津波遡上の流況の様子である。引き波の後、遡上した津波は28分後に橋梁位置に到達する。その後約10分間にわたり押し波は継続するが、橋梁の背後は低平地であるため、陸上へ浸入した津波は流速が衰えず内陸へ浸入している。

各橋梁位置での津波水位・浸水深と流速の時系列を図-3.9(a), (b), (c)に示す。なお、ここで示した津波水位と流速は通過波のものであり、数値計算において橋梁の構造による流れへの影響は考慮されていない。Cut 川橋での津波水位は約6.5m, Kr. Ritting 橋での浸水深は約15m, Lueng Ie 橋の周辺は約4.5mであり、これらの結果は付近

でのIUGG (2008-12-06 参照)に報告された実際の津波痕跡高(それぞれ7.1m, 20m, 6.9m)よりも若干小さいが調和的といえる。また3者を比較すると、Cut 川橋とKr. Ritting 橋での浸水深はLueng Ie 橋よりも十分に大きい。流速は小さい。Cut 川橋では4-5m/sの流速が約10分、Lueng Ie 橋では約3m/sの流速が約10分継続するのに対し、Kr. Ritting 橋では津波が到達する瞬間で4~5m/sと大きいものの、その後は約1m/s程度である。

このような違いが生じた理由として、橋梁周辺の地形の違いが考えられる。Kr. Ritting 橋では、写真-3.3に示すような海岸線側に高さ約15mの岩山が存在している。図-3.9(b)において、地形データから岩山の地盤高を取り除いた場合の計算結果と比較すると流速が約1m/s低減されており、一方で図-3.10(a), (b)で陸上遡上する瞬間の津波の浸水状況と流速ベクトルの分布によると、岩山により津波は二手に分かれ、橋梁に直接到達していないことが確認できる。また、橋梁の背後地は海岸線から300m内陸側において急勾配の山であり、図-3.10(a)の時刻から遡上津波の速度を3.5m/sと仮定すると、先端部は約1分

半後に山側で反射し、約3分後に橋梁の位置に戻ってくることになる。図-3.10(c)は山側での反射波と後続の入射波により重複波が形成している状態であり、橋梁周辺での流速が小さくなったと考えられる。以上より、Kr. Ritting 橋では岩山による遮蔽効果と橋梁背後の地形による重複波の形成によって流速が弱まったといえる。一方で、図-3.4で示したようにCut川橋とLueng Ie橋の背後は低平地である。よって、遡上した津波は図-3.11のように、橋梁位置において流速が弱まらずにそのまま通過したと考えられる。

3. 6 橋桁に作用する津波波力の評価

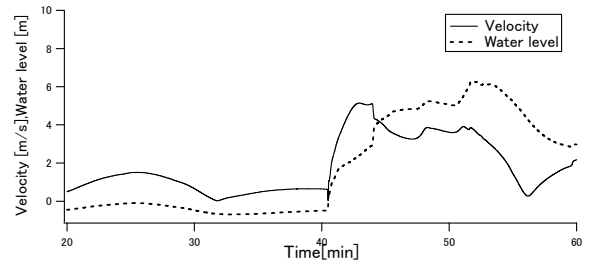
前項の津波の計算結果を利用して、橋桁に作用する津波波力の推定を行う。水平方向の津波波力としては、以下に示すようなモリソン式を用いて評価した。

$$F_x = \frac{1}{2} \rho_w C_d A q^2 + C_m \rho_w A B \frac{dq}{dt} \quad (3.1)$$

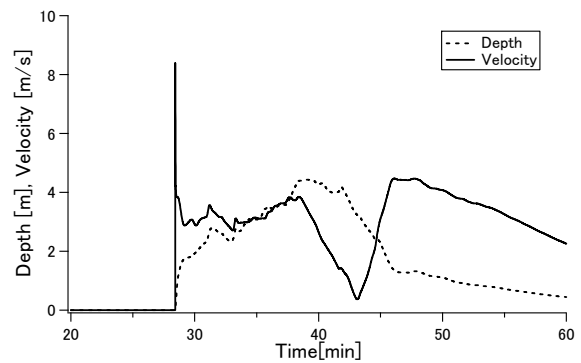
ここで、 C_d は抗力係数であり、道路橋示方書における桁橋の場合の平均で $C_d=1.5$ 、 C_m は慣性力係数で $C_m=1$ とした。 q は通過波の流速(m/s)、 dq/dt は加速度(m/s²)であり、数値計算で得られた流速を微分することで算出される。 A は水中で占める桁前面の投影面積(m²)、 B は幅員(m)である。なお、波力計算の開始条件としては、津波の水位が橋桁の下縁に接触する高さとなった瞬間としている。

図-3.12は、各橋梁に作用する単位幅当たりの水平波力の時系列である。この図からCut川橋とLueng Ie橋での津波波力がKr. Ritting橋に比べて明らかに大きい。被害が生じたそれぞれの最大値を比較するとLueng Ie橋はKr. Ritting橋に対して約9.3倍、Lueng Ie橋はKr. Ritting橋に対して約5.4倍である。Cut川橋の橋桁は流出し、Lueng Ie橋の橋桁は水平方向に移動したのに対してKr. Ritting橋の

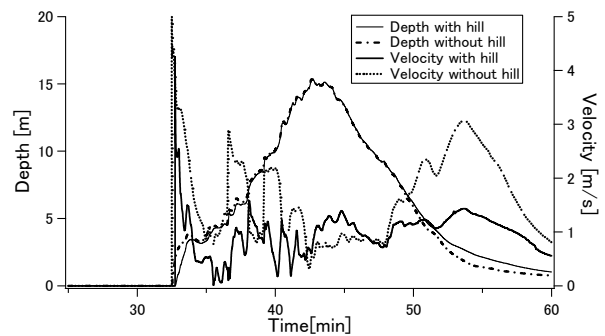
橋桁本体は無被害であったことを考えると、水平方向のみの評価ではあるが、津波波力の差が橋梁被害の違いに影響を及ぼした可能性が考えられる。



(a) Cut川橋位置



(b) Kr. Ritting 橋位置



(c) Lueng Ie 橋位置

図-3.9 各橋梁位置での津波水位・浸水深と流速の時系列

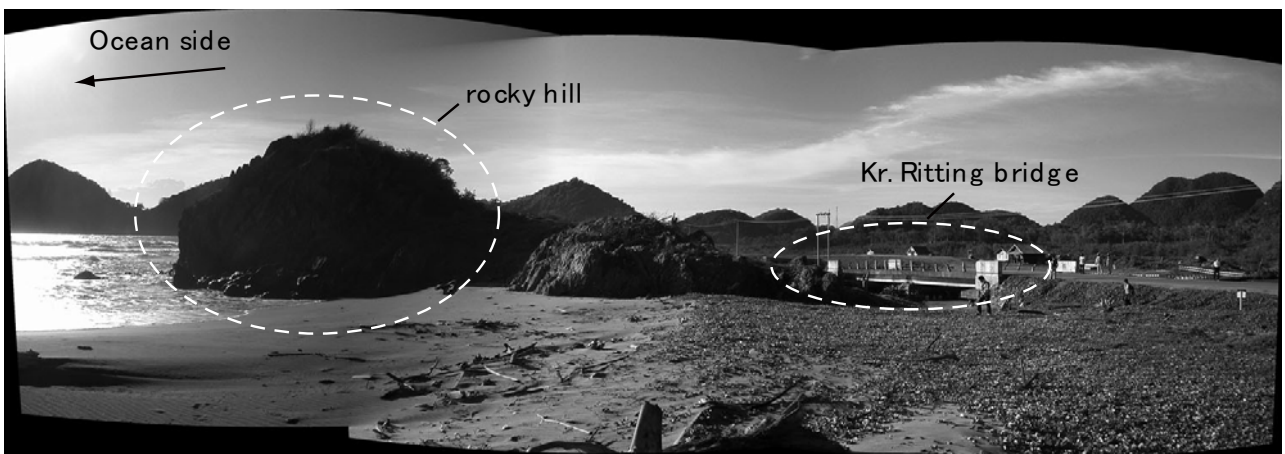


写真-3.3 Kr. Ritting 橋梁付近の岩山

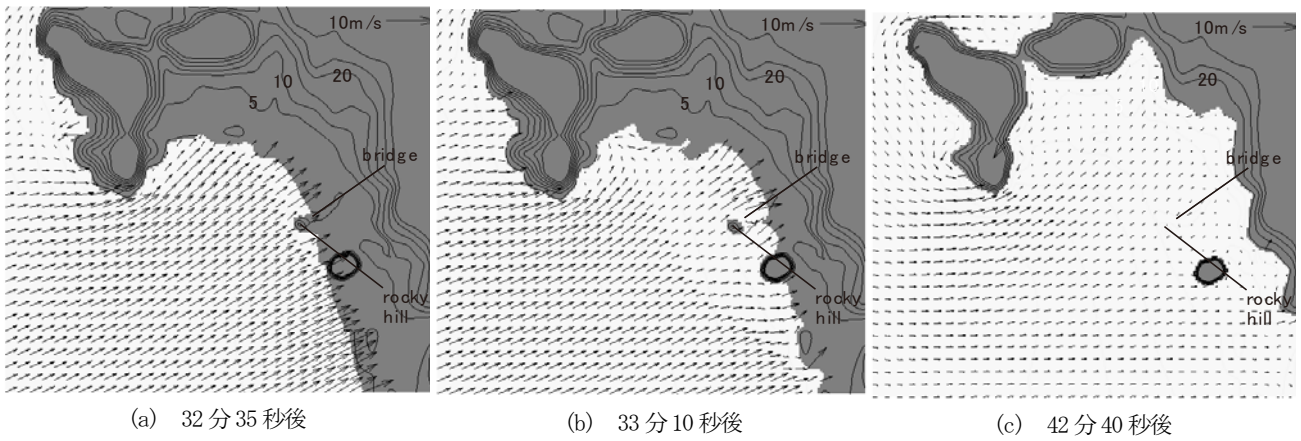


図-3.10 Kr. Ritting 橋周辺での津波の浸水状況と流速の空間分布

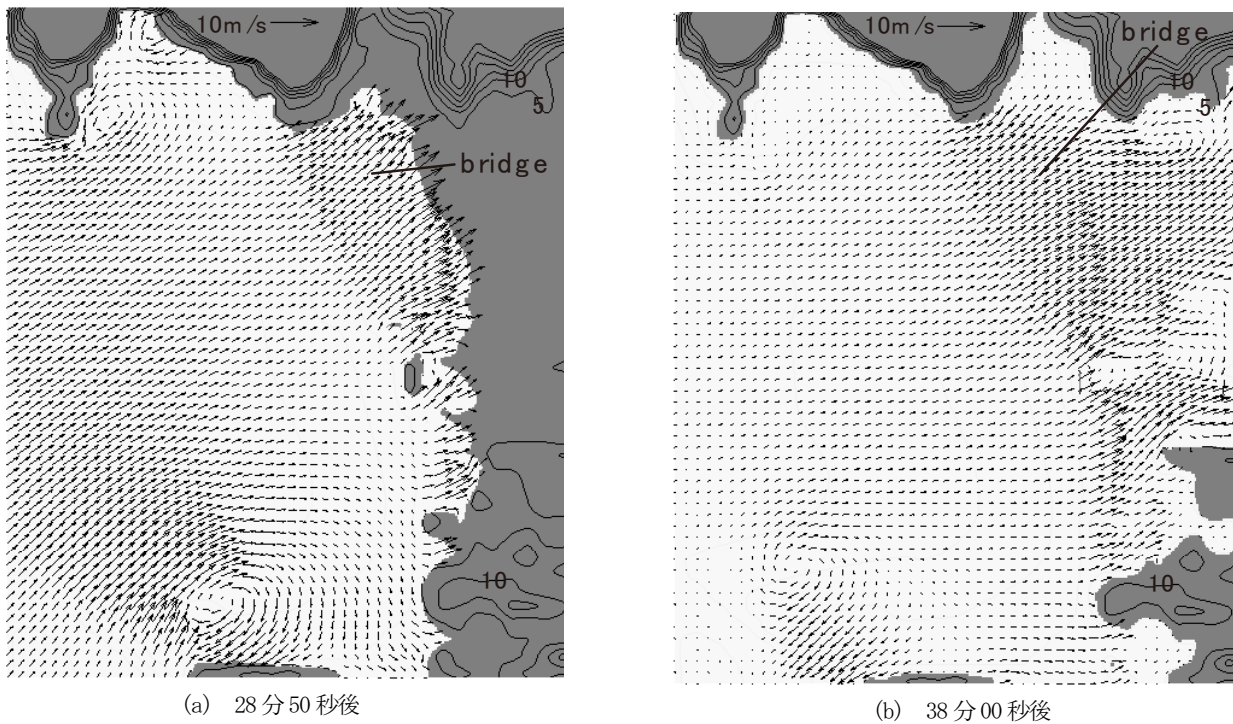


図-3.11 Lueng Ie 橋周辺での津波の浸水状況と流速の空間分布

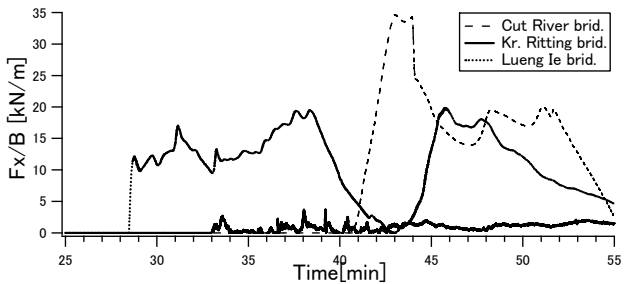


図-3.12 各橋桁に作用する単位幅あたりの水平波力の時系列

3. 7 桁移動の安全率

Kr. Ritting 橋と Lueng Ie 橋について橋桁が流体力により滑動するか否かを判定するための指標として、本研究では数値計算結果から得られる橋梁に作用する津波の水平波力と、桁重量による抵抗力を図 3-13 のように考え、これらの比を安全率 (Safety Factor, S.F.) として以下に示す式により定義した。

$$S.F. = \frac{\mu(\rho V g - \rho_w V' g - F_z)}{F_x} \quad (3.2)$$

ここで、 ρ は鉄筋コンクリートの密度 ($=2,500 \text{ kg/m}^3$), ρ_w は海水の密度 ($=1,030 \text{ kg/m}^3$), g は重力加速度 ($=9.8 \text{ m/s}^2$), μ は鉄筋コンクリートの摩擦係数であり、前章と同様に $\mu=0.6$, V は桁の体積(m^3), V' は水中で占める桁の体積(m^3)である。 F_x は桁に作用する水平波力(N)であり、 F_z は桁に作用する上揚力(N)であるが、庄司ら (2009) は水理実験から上揚力 F_z が水平力 F_x と同オーダーとなる場合があることを示しているため、ここでは $F_z=F_x$ と仮定した。式(3.2)により、S.F.値が1未満であれば、津波波力が桁重量による摩擦力を上回り橋桁が水平方向に移動することを意味する。

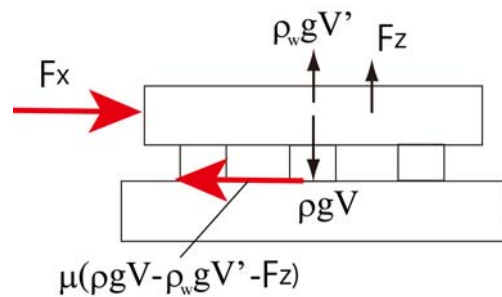


図-3.13 橋桁に作用する水平力と桁抵抗のイメージ

図-3.14 に各橋梁の津波波力による水平方向滑動に対する安全率 (S.F.) の時系列を示す。Kr. Ritting 橋は桁重量による抵抗力が津波波力に対して数十~数百倍のオーダーであり十分に大きい。一方 Lueng Ie 橋では両者が1のオーダーである。なお、今回のS.F.値の算出には数値計算による津波高も現地調査による痕跡高よりも小さい。そこで Lueng Ie 橋について、計算値が痕跡値と同等の値を得たとして流速を見積もり (流速が浸水深に比例すると仮定し、6.9/4.5倍とする) S.F.値を計算すると、S.F.=0.8~2とさらに小さい値を推移することになる。したがって、Lueng Ie 橋は水平波力が摩擦力を上回り、滑動により桁が移動した可能性が高いと考えられる。今後、S.F.値の更なる精度向上のためには、適切な波源モデルの決定や精度の良い上揚力の評価手法の開発が必要である。

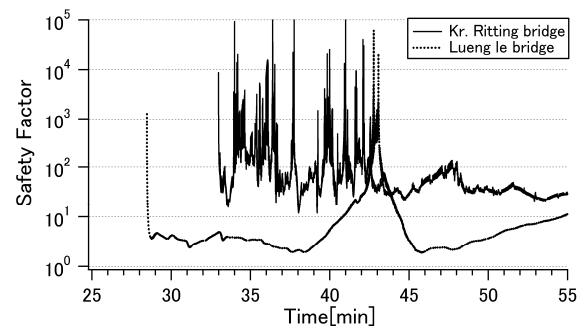


図-3.14 Kr. Ritting 橋と Lueng Ie 橋に対する S.F. 値の時系列

3. 8 まとめ

本章で得られた結論を以下に列挙する。

- 1)スマトラ島北西海岸の津波遡上計算を実施するため現地で深浅測量と陸上地形測量を実施し、水深50m以内の詳細な海底・陸上地形データを作成した。
- 2)数値計算により Kr. Ritting 橋では地形効果により津波流速が弱められ、Cut 川橋と Lueng Ie 橋では橋梁の後背地が低平地であることから、津波流速が弱まらずに橋梁を通過したと考えられる。
- 3)橋桁に作用する水平波力をモリソン式により評価したところ、被害を受けた Cut 川橋と Lueng Ie 橋に作用した津波波力は、無被害であった Kr. Ritting 橋よりも5倍以上大きいことがわかった。このことが橋梁被害の違いに影響を及ぼした可能性がある。
- 4)各橋梁の津波波力による水平方向の滑動に対する安全率 (S.F.) を新たに導入した。Kr. Ritting 橋での S.F.値は十分大きく、Lueng Ie 橋は1のオーダーであることから、Lueng Ie 橋は水平波力により桁が滑動した可能性が高いことを明らかにした。

参考文献

- 3.1)五十里洋行・後藤仁志 (2007) : 津波氾濫による橋梁被災過程の数値シミュレーション, 海岸工学論文集, 第54巻, pp.211-215.
- 3.2)大家隆行・越村俊一・柳澤英明・今村文彦 (2006) : 2004年インド洋大津波による Banda Aceh 市街地の津波氾濫解析と被害調査, 海岸工学論文集, 第53巻, pp.221-225.
- 3.3)小谷美佐・今村文彦・首藤伸夫 (1998) : GISを利用した津波遡上計算と被害推定法, 海岸工学論文集, 第45巻, pp.356-360.
- 3.4)幸左賢二・内田悟史・運上茂樹・庄司学 (2007) : スマトラ地震の津波による橋梁被害分析, 土木学会地震工学論文集, 第29巻, pp.895-901.
- 3.5)後藤智明・小川由信 (1982) : Leap-frog 法を用いた津波の数値計算法, 東北大学工学部土木工学科, 52 p.
- 3.6)庄司学・森山哲雄・藤間功司・嶋原良典・笠原健治 (2009) : 単径間橋梁に作用する砕波津波の荷重に関する実験的検討, 構造工学論文集, Vol.55A, pp.460-470.
- 3.7)藤間功司・嶋原良典・Charles SHIMAMORA・松富英夫・榊山勉・辰巳大介・宮島昌克・伯野元彦・竹内幹雄・小野祐輔・幸左賢二・庄司学・田崎賢治 (2007) : スマトラ北西海岸における2004年インド洋津波の痕跡高分布, 土木学会地震工学論文集, 第29巻, pp.874-880.
- 3.8)IUGG Tsunami Commission : Tsunami measurement data compiled by IUGG Tsunami Commission, <http://www.nda.ac.jp/cc/users/~fujima/TMD/>, 参照 2008-12-06.
- 3.9)The General Bathymetric Chart of the Oceans (GEBCO) : <http://www.ngdc.noaa.gov/mgg/gebco/>, 参照 2008-09-23.
- 3.10)NASA, Shuttle Radar Topography Mission (SRTM) : <http://srtm.usgs.gov/>, 参照 2008-06-23.

第4章 孤立波性状の津波による桁への作用力に関する実験

4.1 目的

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。

そこで本研究では、既往の設計手法の整理を行い、橋梁を対象に、津波による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、既往の算定式の検証と橋梁上部工における津波外力算定式の提案を行った。

4.2 既往の波力算定式を踏まえた実験計測上の着目点

1) 津波外力の整理

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-4.1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。

2) 波力算定式の概説

図-4.1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⁴¹⁾と呼ばれる波力算定式である。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⁴²⁾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波力となる。

図中 c) は原子力発電所に対する津波評価式⁴³⁾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と区分し、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。

表-4.1 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
	平均波	△	広井公式	深い水深の橋脚	道路橋示方書
洗掘	河川流	△	Andru他	最大洗掘深さと橋脚幅の関係式	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

最後に、図中 d) は道路橋示方書⁴⁴⁾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とは大きく異なり、三角形ではなく、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。

3) 計測の着眼点

図-4.2 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、水平波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-4.3 に示すように、桁下高を変化させ、各条件による波力の測定を行う。

4. 3 実験概要

1) 全体計画

本実験の全体計画を次頁の図-4.5 に研究計画フローを示す。

2) 実験諸元

①長水路及び造波について

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-4.4 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。

②模型近辺の設置状況

図-4.6 に、模型位置周辺の側面図も示す。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。

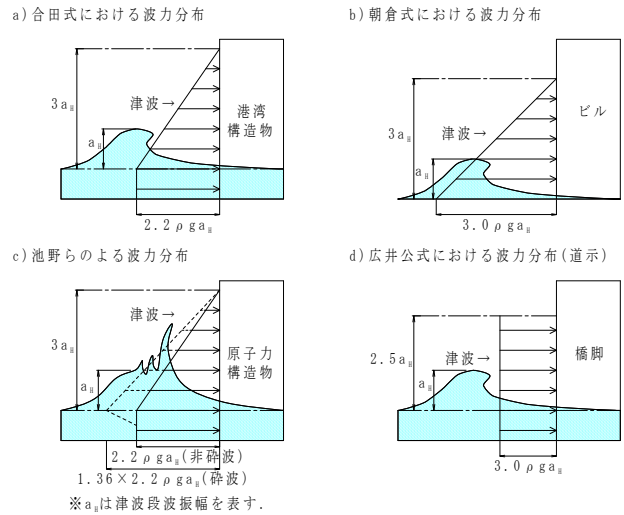
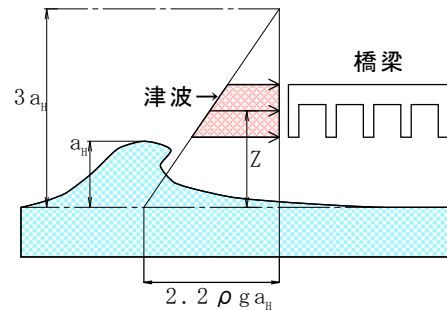


図-4.1 波力算定式の波圧分布状の概念図



◎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-4.2 合田式を適用した橋梁の波圧分布

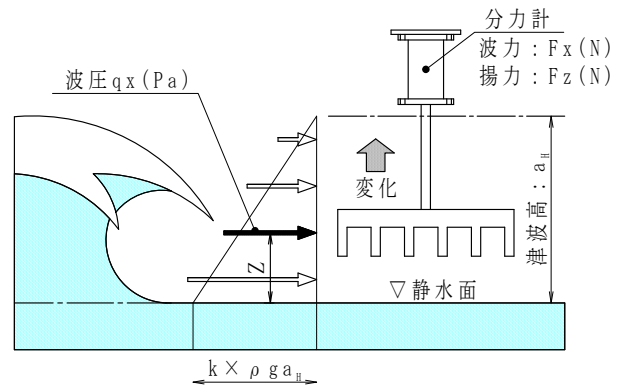


図-4.3 実験計測要領図

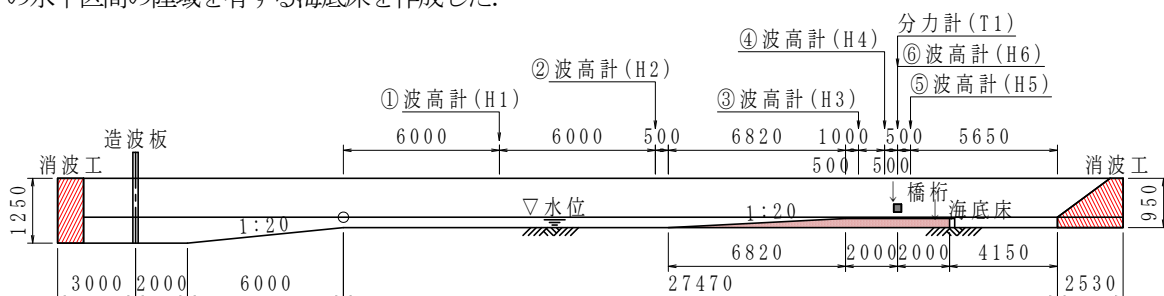


図-4.4 全体側面図

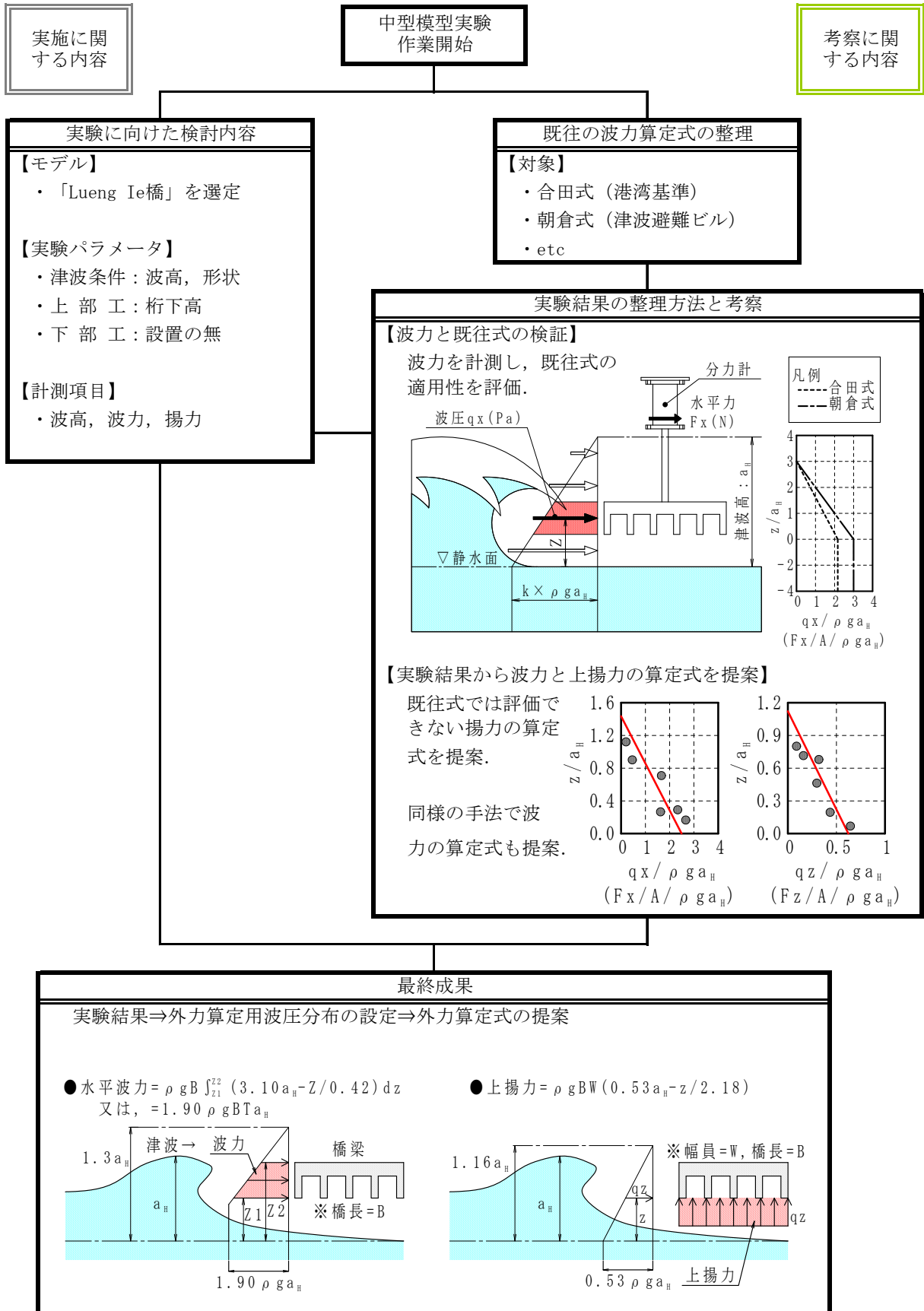


図-4.5 研究計画フロー

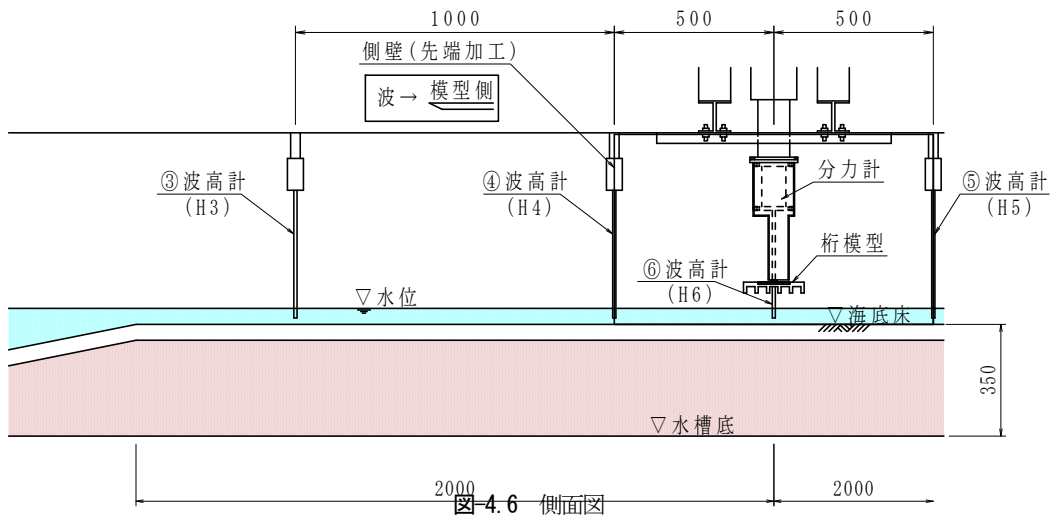


図-4.6 側面図

図-4.7に正面図も示す。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2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。

③橋梁模型

図-4.8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を行っていない。

3) 計測計画

①波高計

図-4.4に示す通り、波高計は全6基使用した。H1（図-4.4中の①）及びH2（図-4.4中の②）波高計は、指令波高との差異の検証用である。H3（図-4.6中の③）、H4（図-4.6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-4.6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-4.6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波高による整理を行った。

②分力計

設置した分力計は、波力（ F_x ）、揚力（ F_z ）と波力に対するモーメント（ M_y ）が計測できる3分力計で、仕様規格は980Nである。図-4.9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

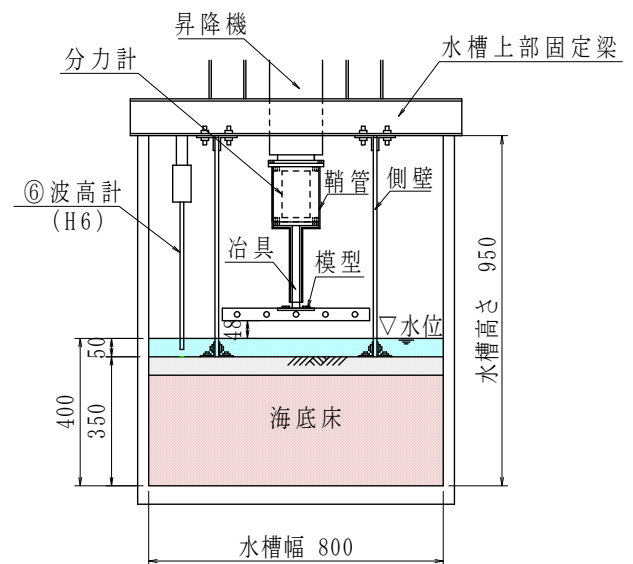


図-4.7 正面図

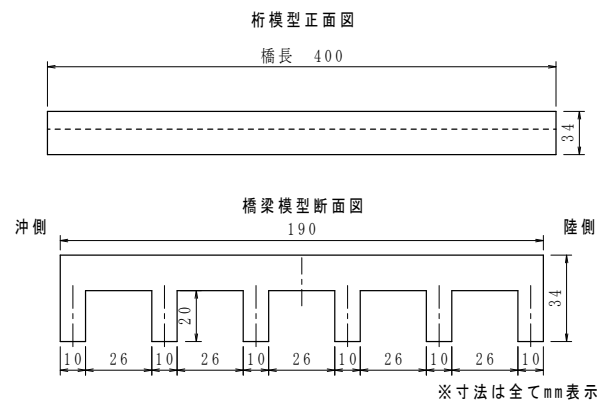


図-4.8 橋梁模型図

※寸法は全てmm表示

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。以上設置状況を写真-4.1に示す。

③サンプリング周期

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。

4. 4 実験実施状況

1) 考慮した実験パラメータ

今年度の実験で考慮した実験パラメータは、「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-4.10にパラメータ模式図を示す。

2) 実施した実験ケース

実験ケースを図-4.11に示す。また、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。

4. 5 実験結果の評価方法

実験計測のサンプリング周期を 1/1000 秒である。これは、津波が桁へ作用する瞬間的な力を抽出することを目的にしたためである。図-4.12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、縦軸は水平波力を示す。同図によると、水平波力がピークを迎え、その後の

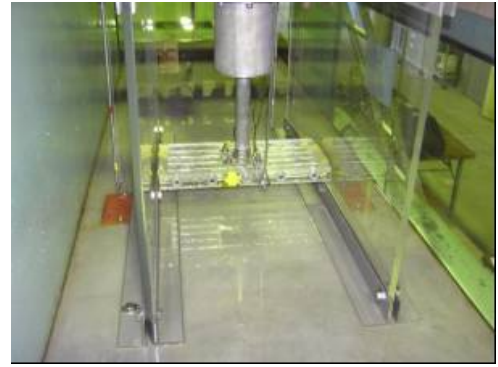


写真-4.1 模型設置状況

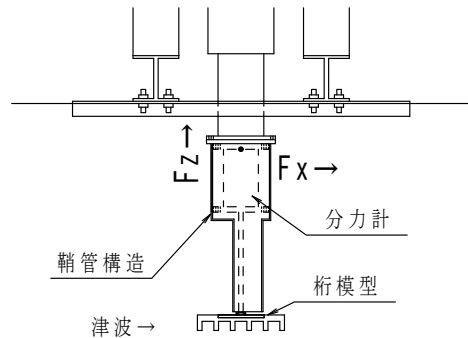


図-4.9 分力計設置図

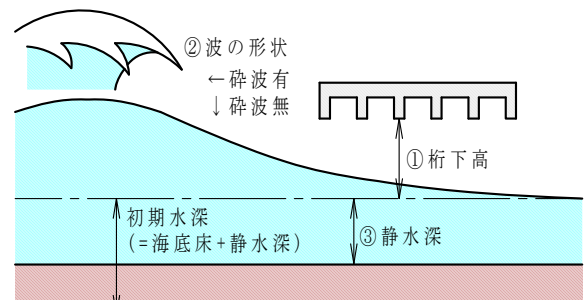


図-4.10 実施した実験パラメータ模式図

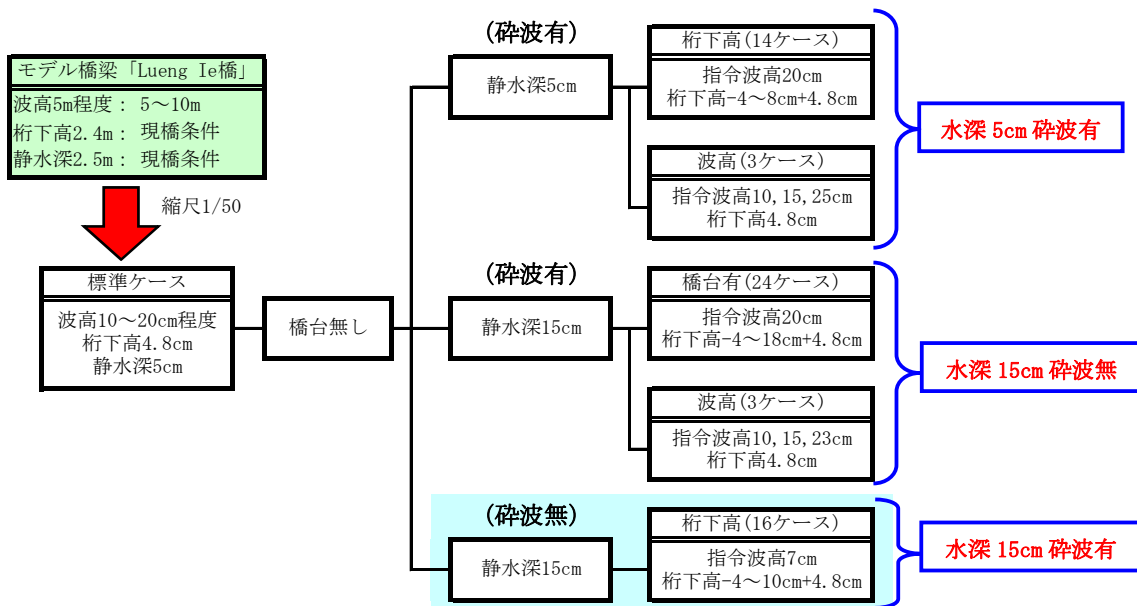


図-4.11 実施した実験ケース

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-4.12にデータ処理した水平波力を併記する。図-4.13は同実験ケースの揚力を同様に処理したもので、水平波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した。以後、処理したデータにより考察を行う。

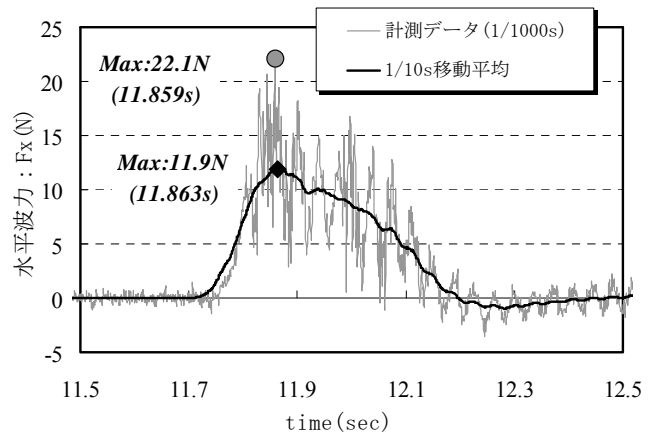


図-4.12 移動平均によるデータ処理後の水平波力

4. 6 桁下変化と波形状変化の実験状況と結果

1) 『静水深5cm, 指令波高20cm, 砕波有』の実験

「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-4.14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

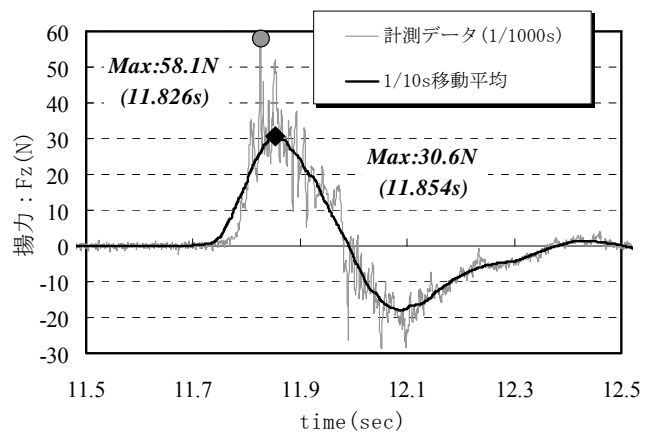
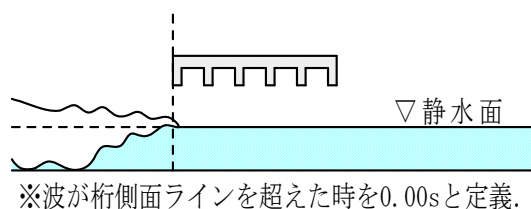
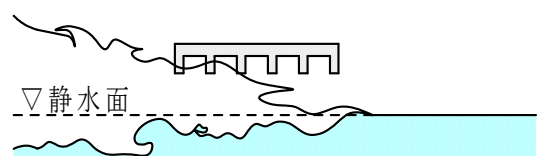


図-4.13 移動平滑化によるデータ処理後の揚力

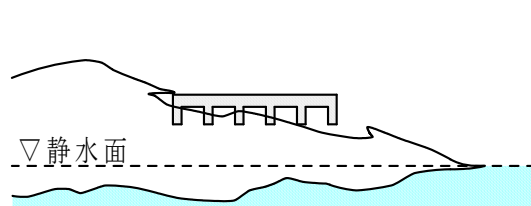
A) 0.00s



B) 0.12s



C) 0.24s



D) 0.36s

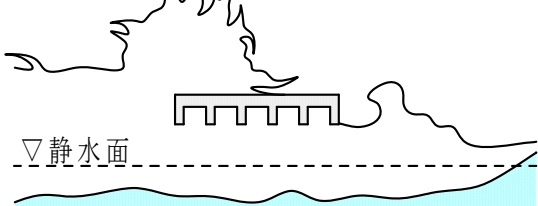


図-4.14 実験状況図（水深5cm, 砕波有）

波が作用したことになる。

図-4.15に、図-4.14の実験ケースの波高と水平波力と揚力の関係図を示す。造波した波が砕波をしていることも影響し、波高計測値は滑らかな形状ではないが、11.4～11.6秒間が波高のピーク時である。水平波力と上揚力の最大はほぼ同時刻に発生しており、また、波高が大きくなり始める時刻とほぼ合致している。最大水平波力は19.6Nで最大上揚力は12.0Nである。

最大値を抽出した結果と桁下高の関係を図-4.16に示す。水平波力分布の縦軸は、桁の側面に作用する力が水平波力の主要因と考え、静水面から桁の中心までの高さ（桁中心位置：Z）で評価し、上揚力分布図の縦軸は、桁の下面が上揚力の作用位置と考え、桁下高（z）で評価した。水平波力の大きさは、波の頂点部分で小さく静水面に近いほど大きくなる傾向にあり、上揚力は縦軸値2以上で極端に減少する。上揚力と水平波力の比によると、水平波力が上揚力よりも大きくなるのは、桁中心位置が4cmを超える場合であり、それ以下では、上揚力が水平波力を上回る結果となった。また、1.5倍を越える実験ケースがあった。

2) 『静水深15cm, 指令波高20cm, 砕波有』の実験

「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-4.17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。

図-4.18に、図-4.17の実験ケースの波高と水平波力と揚力の関係図を示す。波が砕波しているため、本実験ケースの波高も滑らかな形状ではない。波高のピークは、10.8～11.9秒間であり、約25cmの波高を記録する。水平波力と上揚力の最大はほぼ同時刻に発生しており、発生時刻は波高が大きくなり始める時刻である。

最大水平波力は49.0Nで最大上揚力は79.0Nである。上揚力が非常に大きいといった特徴がある。

最大値を抽出した結果と桁下高の関係を図-4.19に示す。水平波力が大きく作用する桁の位置は、平均波高25cmに対し、その半分の12cm付近である。上揚力は、

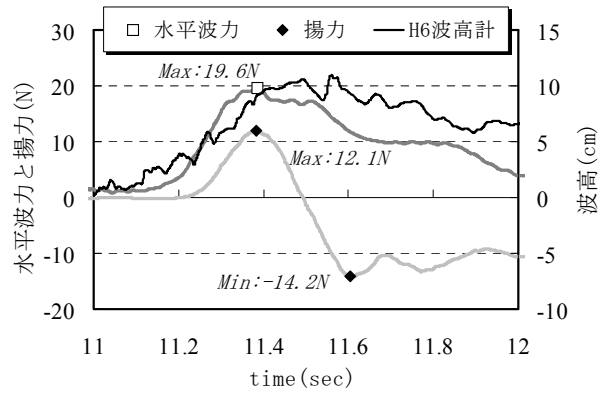


図-4.15 作用力と波高の関係（水深5cm, 砕波有）

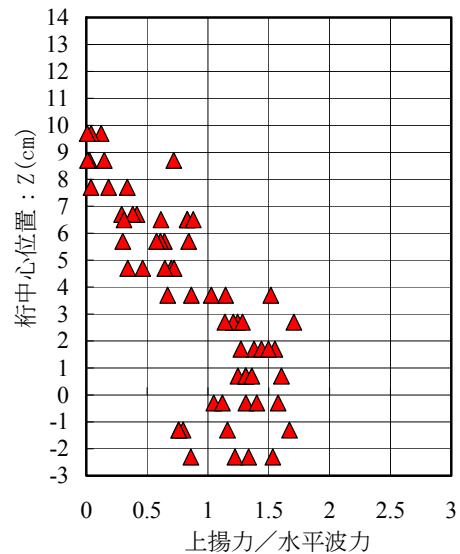
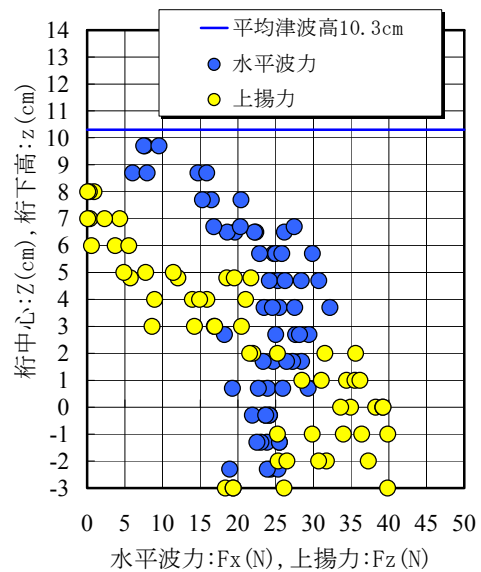


図-4.16 桁位置と作用力の関係（水深5cm, 砕波有）

静水面に近い桁下高 0~7cm に桁がある場合に大きな上揚力が発生し、それより上方に桁がある場合は急激に減少し、桁下高 18cm の位置ではほぼ 0N となる。

作用力比と桁中心位置の関係を示す。静水面近傍で 3 倍を超えるケースもあるが、概ね 2.5 倍以下であり、波の頂点部分に近づくと減少する。1.0 倍以下となるのは、平均波高 25cm の半分の位置である 12cm 近傍からであり、水平波力が大きくなる位置でもある。

3) 『静水深 15cm, 指令波高 7cm, 砕波無』の実験

「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-4.20 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。

図-4.21 に、図-4.20 の実験ケースの波高と水平波力と揚力の関係図を示す。本実験条件の波は、一山形状を保って桁に衝突する。

波は砕波しないため、波高計で得られる形状は滑らかである。波高のピークは 12.5 秒付近で砕波が生じる波に比べて波の頂点が明確である。水平波力と上揚力の最大値はほぼ同時刻に発生しており、上揚力の方が大きい。最大水平波力は 14.0N で最大上揚力は 28.8N である。

最大値を抽出した結果と桁下高の関係を図-4.22 に示す。

水平波力は、静水面以下や波の頂点に近づく桁位置 10~12cm の実験ケースで若干の低減が確認できるものの、他はほぼ一定の値であり、桁位置の影響は小さい結果となった。

また、上揚力は、桁の位置が波の頂点から静水面に近づくにつれ大きくなり、静水面以下では小さくなる。平均津波高 11.2cm に対し、桁の位置がその 2/3 程度以下である 8cm から静水面にかけ 2~3 倍の揚力が発生することが分かる。比率だけで評価すると本実験条件が最も大きい結果である。

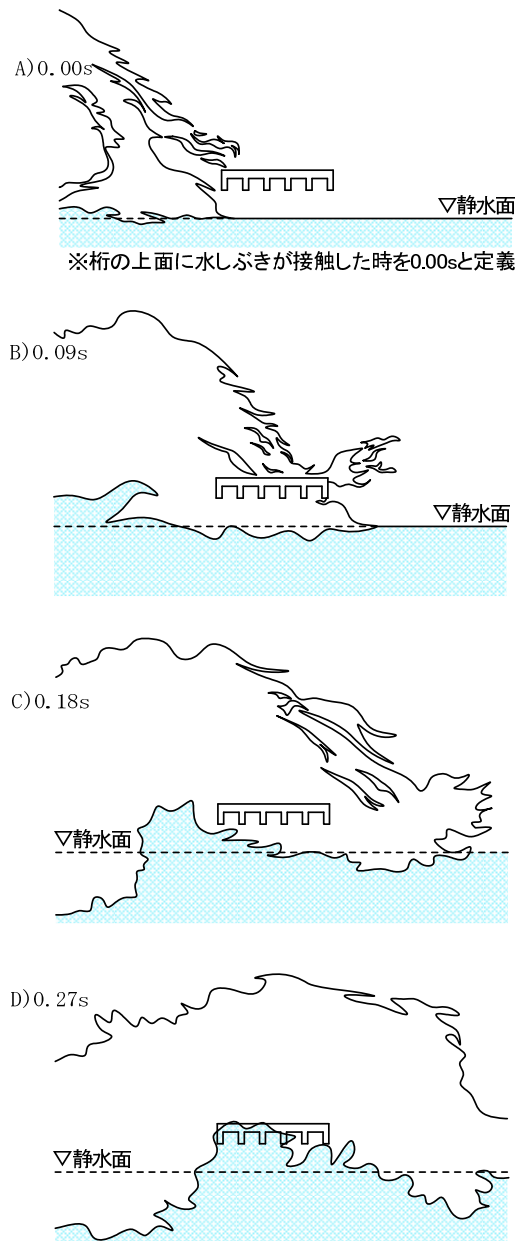


図-4.17 実験状況図 (水深 15cm, 砕波有)

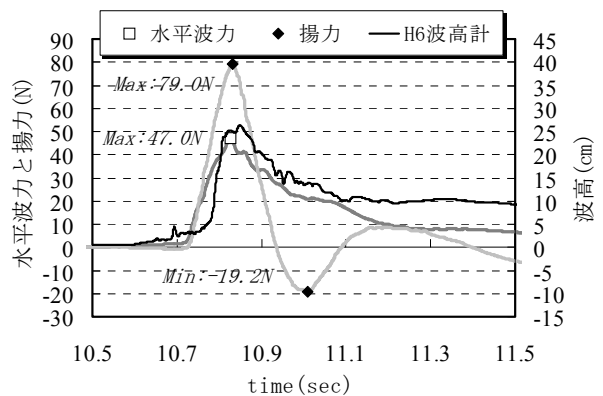


図-4.18 作用力と波高の関係 (水深 15cm, 砕波有)

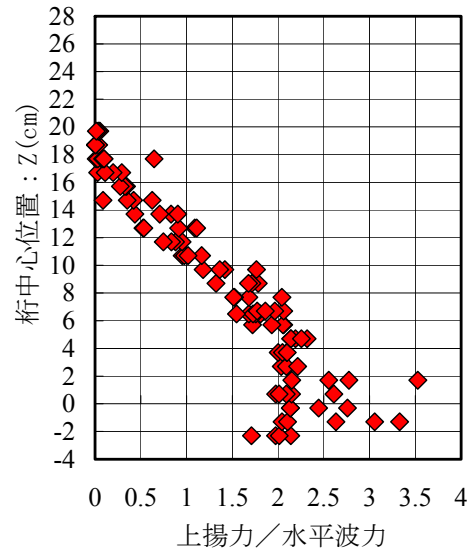
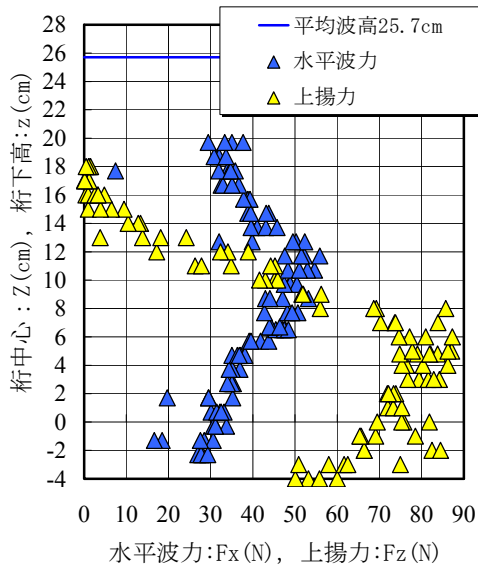


図-4.19 桁位置と作用力の関係 (水深15cm, 碎波有)

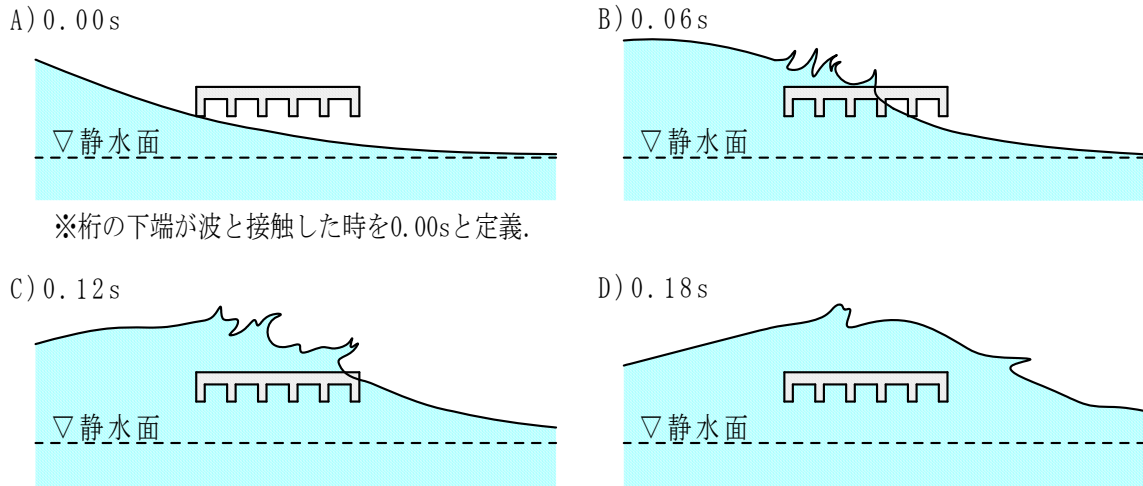


図-4.20 実験状況図 (水深15cm, 碎波無)

4. 7 実験結果の考察

1) 考察図における留意事項

全ての実験結果の水平波力を比較し考察を行う。実験毎で、波高は若干のばらつきが生じるため、桁中心位置を各計測波高で割り無次元量を用いて評価を行う。また、現状の架橋状態を想定した考察を行うため、桁が水中にある実験ケースを本図より除外した。

なお、本図より各実験ケースの指令波高を平均波高に言い換えて示す。

- ◎ 『水深5cm, 指令波高20cm, 碎波有り』
→ 『水深5cm, 波高10cm, 碎波有り』
- ◎ 『水深15cm, 指令波高20cm, 碎波有り』
→ 『水深15cm, 波高25cm, 碎波有り』
- ◎ 『水深15cm, 指令波高7cm, 碎波無し』
→ 『水深15cm, 波高11cm, 碎波無し』

2) 水平波力の特徴

水平波力の全結果を図-4.23の上の図に示す。『水深15cm, 波高25cm, 碎波有り』の実験条件は全体的に水平波力が大きい。『水深5cm, 波高10cm, 碎波有り』と『水深15cm, 波高11cm, 碎波無し』を比較すると、波高の大きさは後者の方が大きい。この傾向を把握し易くするため、各桁下高毎の計測値を平均化した。その結果を図-4.23の下の図に示す。

『水深5cm, 波高10cm, 碎波有り』の実験条件では、波の頂点部分に近いと水平波力は小さくなり、静水面に近づくとき大きくなる。『水深15cm, 波高11cm, 碎波無し』の実験条件では、波の頂点部分に近いと水平波力が若干小さくなるが、全体的に大きな増減はなく、ほぼ13N近傍の値である。『水深15cm, 指令波高20cm, 碎波有り』の実験条件では、桁波高比の0.5近傍が境となり、その上下に桁がある場合は少しずつ減少していく。

3) 上揚力の特徴

図-4.24は図-4.23の下の図と同じ要領で作成した図である。上揚力の絶対量が大いなのは、波高の大きい『水深15cm, 波高25cm, 砕波有り』の実験条件である。縦軸が0.1~0.3の範囲にある状態が最も上揚力が大きく、そこを境とし、桁が波の頂点部分に近づくにつれ減少していく。その減少量は急激であり、縦軸が0.5付近の状態になると、

水深15cm, 波高11cm, 砕波無し』の実験条件の上揚力よりも小さくなる。『水深15cm, 波高11cm, 砕波無し』の実験条件の上揚力は、桁下高比が0の位置が最大であり、波の頂点部分に桁が近づくると少しずつ減少する。『水深15cm, 波高25cm, 砕波有り』に比べ、急激に減少しないという特徴がある。『水深5cm, 波高10cm, 砕波有り』の実験条件の場合、桁下高波高比が0近傍では『水深15cm, 波高11cm, 砕波無し』の実験条件とほぼ同じ上揚力を示しているが、桁が上方に向かうと、『水深15cm, 波高11cm, 砕波無し』の実験条件に比べ減少量は大きい傾向を示している。

4) 作用力特性と波形状

前述の作用力の傾向について、波が桁に作用する状態を以下の様に区分し考察を行う。

- ◎『水深5cm, 波高10cm, 砕波有り』の波
→水しぶきと水泡が混在し、白波のような状態
- ◎『水深15cm, 波高11cm, 砕波無し』の波
→白く濁っていない水の塊
- ◎『水深15cm, 波高25cm, 砕波有り』の波
→上記の両者が混合した状態

波を区分し、図-4.28に示す模式図を作成した。『水深15cm, 波高25cm, 砕波有り』の実験条件の波は見た目の違う2種類の波が混在したものであり、桁が平均波高25cmの中間点(図-4.28では波の境界線と表記)より上方にあると白波が作用し、下方にある場合は水の塊が作用する。上方にある場合の波は、『水深5cm, 波高10cm, 砕波有り』の実験条件に近い状態であり、図-4.27の上揚力の結果で、桁下高波高比が0.5以上の位置で急激に減少する傾向は、砕波した波が作用する場合の特徴と考える。一方、『水深15cm, 波高25cm, 砕波有り』の実験条件で、桁が平均波高25cmの中間点より下方にあり、水の塊が作用する状況は、『水深15cm, 波高11cm, 砕波無し』実験条件の特性に近い傾向であり、水平波力は小さく、上揚力は大いという特徴を示している。また、桁が水面より上方にある実験条件のみで、作用力比の平均値を求めた。値を図に併記する。

5) 既往の波力算定式と実験結果の作用力との比較

実験計測値(水平波力と上揚力)を単位面積当りの値

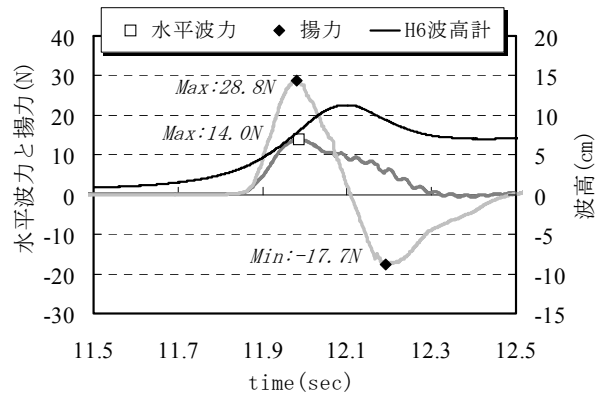


図-4.21 作用力と波高の関係(水深15cm, 砕波無)

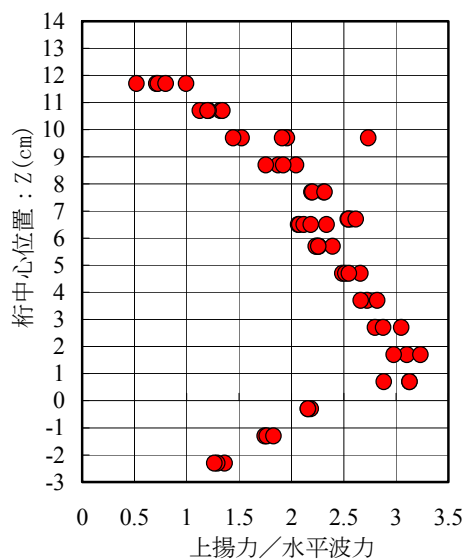
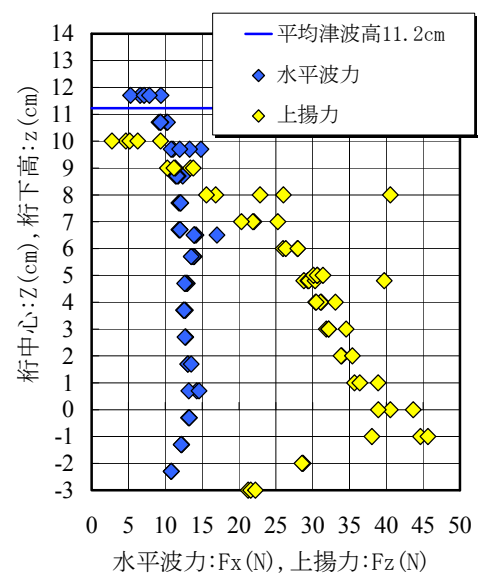


図-4.22 桁位置と作用力の関係(水深15cm, 砕波無)

に変換し、既往の波力算定式（合田式、朝倉式）で想定される波圧と比較する。

図-4.26は、図-4.23の横軸を無次元量とした図である。無次元化の方法は、水平波力を桁側面面積で割ってm²当りの波圧に変換し、さらに波高を水深とする静水圧で割った。同図に、既往の波力算定式（合田式、朝倉式）で想定される波圧分布も併記する。

橋梁の桁の場合、桁上面は津波が通り過ぎるため、縦軸が1以上の部分では波力が作用しないことになり、横軸の数値は限りなく0に近づく。本結果では、縦軸1の位置で静水圧の0.5倍程度の波圧となっており、前述の傾向通りである。桁の位置が水面に近づくとも波圧は大きくなる。本実験結果では、桁が静水面近傍にある場合（縦軸が0の位置）は静水圧の1.0~2.0倍の結果となっている。既往の波力算定式は、縦軸は3.0、横軸は2.2又は3.0を想定しており、既往の波力算定式には、本実験結果より大きな波力を算定する結果となる。

6) 実験結果と静水圧の関係

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、図-4.23、図-4.24の横軸を無次元量としたものであり、水平波力の図は図-4.26と同様のものである。上揚力の無次元化は、実測上揚力を桁下面面積で割り、m²当りの波圧に変換して作成した。結果を図-4.27に示す。両図よれば、水平波力は『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、水平波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。水平波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。

水平波力近似式： $y = -0.421x + 1.299$

⇒『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-4.27で、『水平波力/桁側面面積』と『上揚力/桁下面面積』はm²当りに作用する波圧と考え、qxとqzとすると、横軸は $qx / \rho g a_H$ 、 $qz / \rho g a_H$ となり、近似式は以下となる。

【波力】

$Z/a_H \geq 0.5$ の場合、

$$Z/a_H = -0.42(qx / \rho g a_H) + 1.30 \quad (4.1)$$

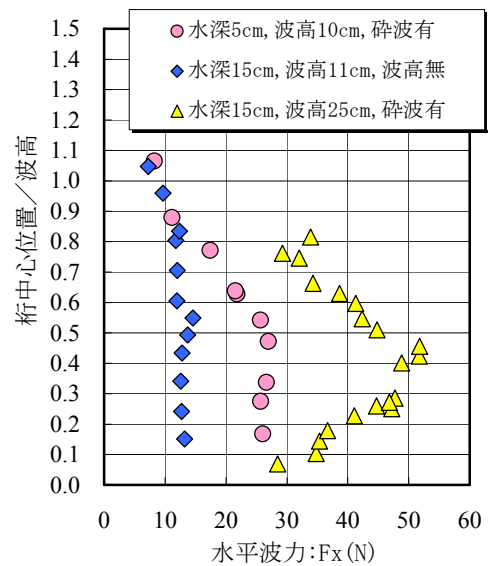
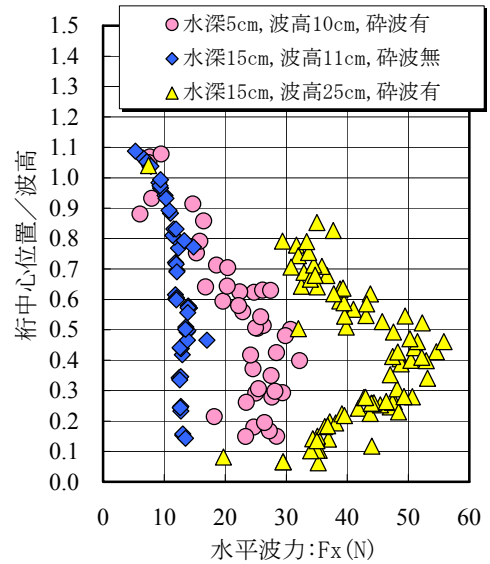


図-4.23 全実験ケースの水平波力
(上：全ケース，下：桁位置毎の平均値)

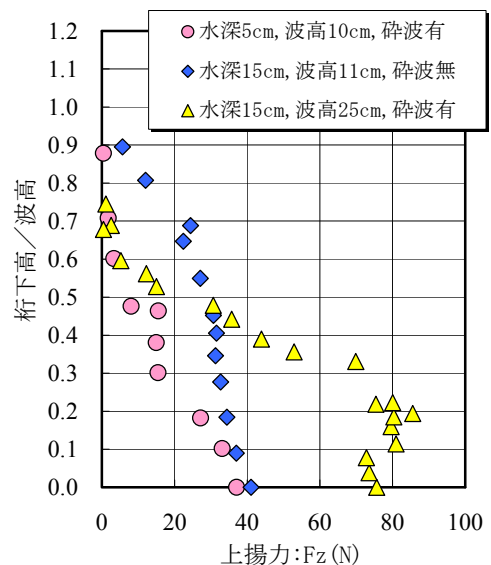


図-4.24 全実験ケースの上揚力（桁位置毎の平均値）

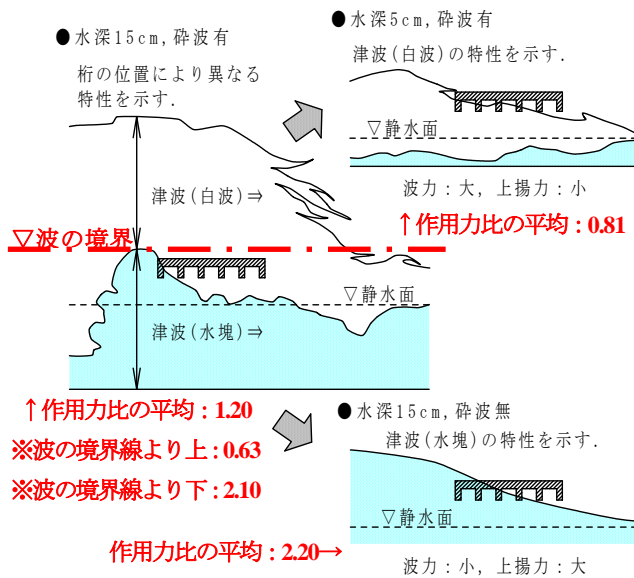


図-4.25 波形状の違いによる作用力の特徴

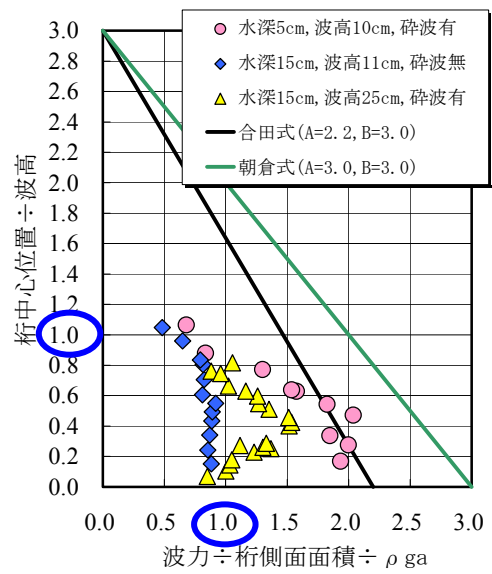


図-4.26 作用力から求めた波圧と静水圧の関係

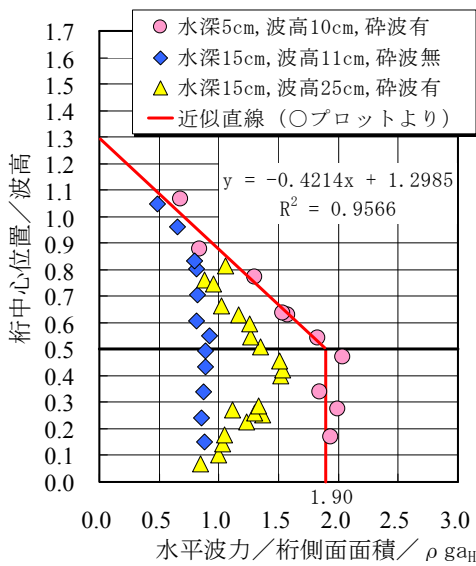
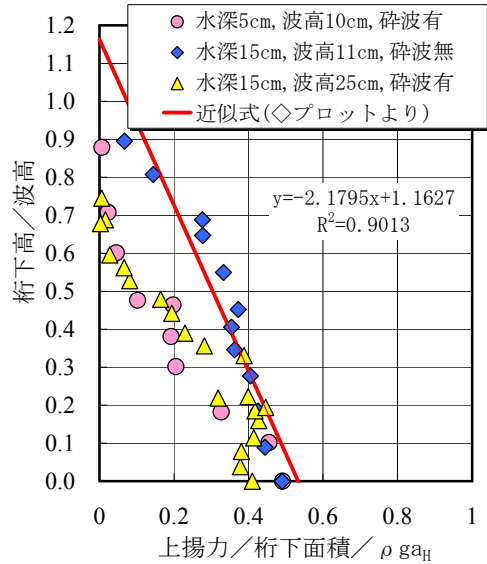


図-4.27 作用力から求めた波圧と静水圧の関係 (水平波力)



$Z/a_H < 0.5$ の場合,

$$qx / \rho g a_H = 1.90 \quad (4.2)$$

【上揚力】

$$z / a_H = -2.18(qz / \rho g a_H) + 1.16 \quad (4.3)$$

ここで, Z : 桁中心位置 z : 桁下高 a_H : 波高

$\rho g a_H$: 波高 a_H に対する静水圧

qx : 水平波力 ÷ 桁側面積

qz : 上揚力 ÷ 桁下面積

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.

【波力】

$Z/a_H \geq 0.5$ の場合,

$$qx = \rho g (3.10a_H - Z / 0.42) \quad (4.4)$$

$Z/a_H < 0.5$ の場合,

$$qx = 1.90 \times \rho g a_H \quad (4.5)$$

【上揚力】

$$qz = \rho g (0.53a_H - z / 2.18) \quad (4.6)$$

参考文献

- 4.1) 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
- 4.2) 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
- 4.3) 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
- 4.4) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説IV下部構造編, 2002.3

第5章 津波による盛土の崩壊に関する実験

5.1 はじめに

災害時において道路施設は、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おり、津波被災時にもその例外ではない。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のは困難であり、道路施設そのものは被災を免れたとしても浸水等により通行障害が起きる可能性がある。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。

ところが、現在の津波による道路盛土の被災状況の評価は、図-5.1に示すように道路および鉄道盛土の被災事例から整理された。すなわち経験により求められた判定基準に基づき評価する方法が提案されているにすぎない。具体的には、41 ケースの越流水深と盛土高の組み合わせの過去の被災事例から被災状況を判定するものである。この判定基準の精度の検証を目的とし、一連の遠心模型実験を用いた津波による盛土構造物の損傷被害評価実験を実施する。併せてインド洋津波・スマトラ島での被災状況の調査も実施し、盛土に対する津波の挙動・破壊過程などを明らかにすることによって、道路橋台盛土の津波に対する被災度評価を確立することに資する知見を得るものである。

5.2 実験システムおよび実験概要

1) 遠心模型実験装置

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を、図-5.3(a)に遠心模型実験装置の操作盤、(b)に駆動部を示す。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。

通常の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

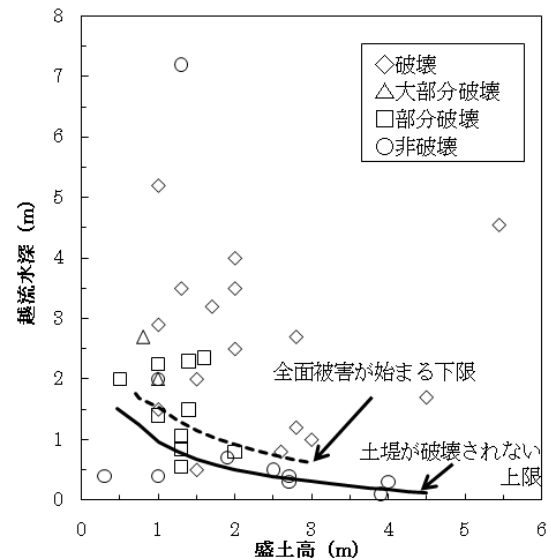


図-5.1 津波の越流水深による盛土の被災基準

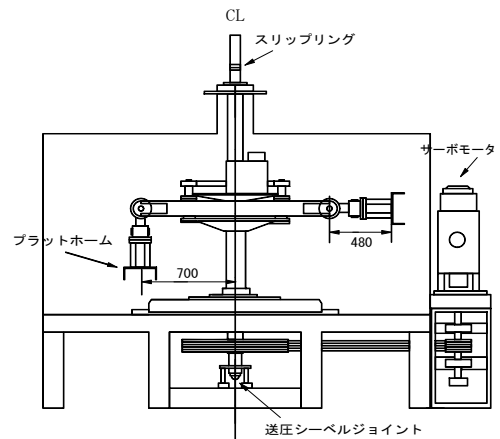


図-5.2 遠心模型実験装置の概略図

は不可能である。そのために、外部から内部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ピング(図-5.3(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-5.4)。

2) 津波シミュレータのシステム

小型模型を作成し、これを遠心模型実験装置に搭載して実験を実施する。図-5.5に使用した実験システムの概要を示す。実験土槽内左に水タンクを有し、その水タンク内の薄型空圧シリンダーを遠心運転中に縮めることにより吐出口を開放し、水を放出することにより擬似津波を発生させる。このとき、水タンク内の水位を変化させることによって、発生する津波の高さを変化させることを試みる。土槽内部に盛土モデルを構築し、津波の越流水深と盛土高の変化による盛土の被災状況の変化を検証する。

3) 水槽水位

本実験は、水槽貯水位を調整することで越流水深を変化させることを実現している。具体的には、図-5.6に示す開閉式の水槽内の水位を変化させ、薄型空圧シリンダー開放時に発生する擬似津波の速度ならび越流水深を変化させることを試みた。水槽底部には実験中に水圧の上昇・下降を確認できるよう間隙水圧計が設置してある。

4) 実験ケース

表-5.1に実験ケース一覧を示す。実験は、法面工を設置しない台形盛土タイプと擁壁模型および張工模型を有するコンクリート護岸タイプの2種類を用いて、全27ケースを実施する。実物盛土高は盛土模型高と遠心加速度より算出している。

盛土：台形盛土タイプ

護岸：コンクリート護岸タイプ

Dv：水槽のバルブ径(cm)，G：遠心加速度，

WL：水槽水位(cm)

Dv=6cmの実験結果はアルファベット，Dv=12cmの実験結果は数字で実験ケースを示す。

5) 試料の物理特性・力学特性

実験に用いる試料は、表-5.2に示すインドネシア・スマトラ島調査における橋梁被害調査より得られた土質試料の工学的分類の結果を参照し、砂質土（細粒分質砂）とした。また、砂質土（細粒分質砂）に近い粒度分布の土質試料を用意するにあたって、九州工業大学戸畑キャンパス内で採取したシルト質砂と豊浦珪砂を乾燥重量比でシルト：豊浦砂=1：1の割合で混合したものを用いることにした。（図-5.7）混合試料の粒径加積曲線を図-5.8に示す。シルトと豊浦砂を乾燥重量比1：1で混合した結果、細粒分が約35%、砂分が約65%となった。図-5.9に示す締固め試験結果より、混合試料の最適含水比 $w_{opt}=13.63\%$ 、において、最大乾燥密度 $\rho_{dmax}=1.83g/cm^3$ という結果が得られた。一軸圧縮試験の結果を図-5.10、一面せん断試験結果を図-5.11に示す。それぞれの試験は混合試料を用いて最大乾燥密度となるように調整し各力学試験を実施した。その結果、一軸圧縮強さ $q_u=92.6kN/m^2$ 、一面せん断試験より強度定数は $c_d=7.8kN/cm^2$ 、 $\phi_f=26.5^\circ$ であることが確認された。表-5.3に物理特性の一覧を示す。

6) 盛土模型

本研究において、盛土模型高2cmおよび4cmの台形盛土タイプ、擁壁を有するコンクリート護岸タイプの2種類の盛土模型を用いた。図-5.12に本研究で用いた各盛土タイプの寸法図を示す。模型高さ2cmの台形盛土タイプは、全長8.0cm、天端4.0cm、高さ2.0cm、幅6.0cmであり、模型高さ4cmの台形盛土タイプは、全長12.0cm、天



図-5.3 実験装置

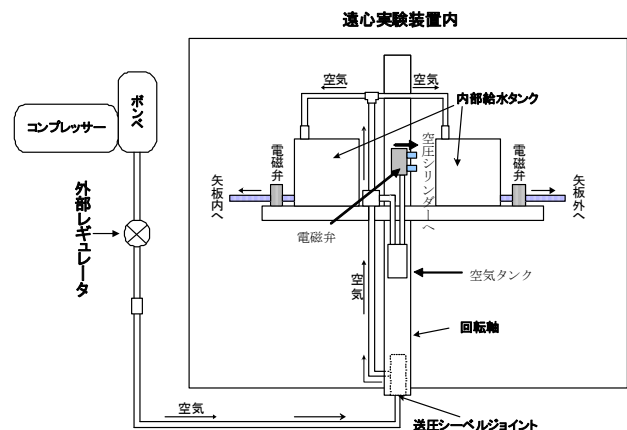


図-5.4 遠心装置内の配管図

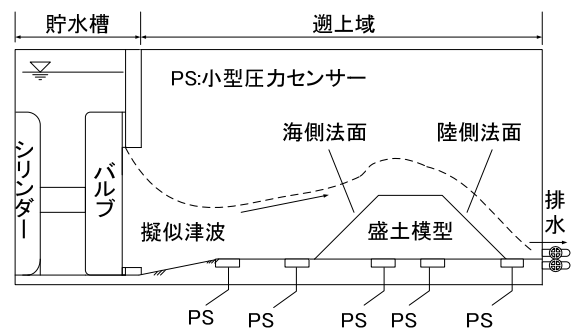


図-5.5 津波シミュレータのシステムについて

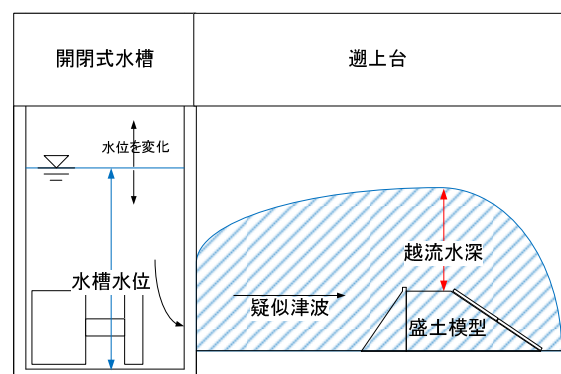


図-5.6 水槽水位

端4.0cm, 高さ4.0cm, 幅6.0cmであり, 両側の法面勾配は1:1である. また, コンクリート護岸タイプは, 全長12.0cm, 天端3.0cm, 高さ4.0cm, 幅6.0cmであり, 法面勾配は擁壁側が1:0.75, 盛土側が1:1.5とし, 盛土法面部には厚さ2mmの張工模型を設置した.

各模型タイプの盛土模型の土質材料は, 砂質土(細粒分質砂)を用いた. 盛土模型の作製条件は, 締固め試験より得られた最大乾燥密度を設定し, 最適含水比に調整した試料を用いて締固めを行った. 表-5.4に各模型タイプの作製条件を示す.

$$\text{備考: } E_c = \frac{W_R \cdot H \cdot N_L \cdot N_B}{V}$$

5.3 実験結果

1) 計測データ

A) 越流水深

本実験において, 越流水深を図-5.13のように定義する. 各実験ケースで予め遡上台側壁へ塗布したシッカロールの落ち具合をトレースすることによって擬似津波の形状を図示し, その波形から天端の越流水深を計測した.

B) 流速

各実験ケースにおける流速は, 図に示すセンサー②とセンサー⑤における反応時間の差を, この2点間の経路長で除することにより算出した. 図-5.14は小型圧力センサーの設置箇所を示す. 後述する流速の代表値は, 盛土模型に遡上し始める時点での値として示している.

C) 越流時間

越流時間は, 放水開始後に模擬津波が海側の盛土法肩部に到達してから, 盛土天端より越流水がなくなるまでと定義する. CCDカメラによるモニタ映像をコマ送り(1コマ:1/30秒)し, 算出した.

2) 破壊評価基準

本実験で検証した実験ケースの損傷形態の特徴は, 盛土法面における損傷が主に観察された. 一方で天端は, 法面に比べほぼ損傷がないことが確認された(図-5.15). そこで破壊評価を定量的に行うために, 法面の損傷に着目し, 実験前の盛土模型高さ(h)に対する実験後の盛土模型法面の平均すべり高さ(h_{mean})との割合を用いて, 各ケースにおける海側法面, 陸側法面の破壊評価を行う. ここで, 式(5-1)に示す通り, 平均すべり高割合を $P(\%)$ で表し, 表-5.5に示すように損傷程度を分類する. また破壊評価の総合判定は, 海側法面, 陸側法面において, $P(\%)$ が大きい方に従うとする. 図-5.16に模型盛土高さとの平均すべり高の関係を図示する.

表-5.1 実験ケース一覧

模型形状 模型高	case	Dv (cm)	G	WL (cm)
台形盛土 高さ2cm	A	6	50	5.5
	B		50	9.0
	C		50	10.0
	D		50	11.5
	E		70	11.5
	F		70	14.5
	G		100	8.0
	H		100	9.0
	I		50	14.5
	J		100	11.5
	K		100	14.5
台形盛土 高さ4cm	L	6	50	11.0
	M		50	13.5
	N		50	16.5
	O		70	11.0
	P		100	13.5
	Q		100	16.5
台形盛土 高さ4cm	1	12	50	13.5
	2		75	13.5
	3		100	16.5
	4		100	13.5
護岸 高さ4cm	5	12	50	17.0
	6		75	15.0
	7		75	17.0
	8		100	13.0
	9		100	15.0
	10		100	17.0



図-5.7 混合試料

3) 実験結果一覧

各実験結果のまとめを表-5.6に示す。

Dv:水槽のバルブ径(cm), G:遠心加速度

WL:水槽水位(cm), He:実物盛土高(m)

Hw:実越流水深(m), V:津波流速(m/s), T:越流時間(s)

Dv=6cmの実験結果はアルファベット, Dv=12cmの実験結果は数字で実験ケースを示す。

4) 台形盛土タイプ

模型高さ2cm, 4cmの台形盛土タイプにおける実験結果についてまとめる。

台形盛土タイプの実験結果を越流水深と盛土高の組み合わせで図示し, さらに, 過去の被災事例からなる被災判定基準図のプロットも合わせて図-5.17示す。ここで, プロットの形状は損傷程度を示し, 色付けにより流速の分類を示している。また, 既往の被災判定基準図より引用してきた境界線であり, 実線で示される境界線は損傷程度が無被害で終わる限界とされ, 破線は全面被害が始まる境界線である。

台形盛土高さ2cmの実験結果について, caseAは無被害で終わる境界の下の範囲で非破壊(軽微な損傷を含む)の判定, caseBは無被害で終わる境界の下の範囲で部分破壊の判定, caseC, Dは無被害で終わる境界と全面被害の始まる境界の間で部分破壊の判定, caseE, F, G, Hは全面被害が始まる境界の上側の範囲で部分破壊の判定, caseI, J, Kは全面被害が始まる境界の上側の範囲で大部分破壊の判定となった。

台形盛土高さ4cmでバルブ径Dv=6cmの実験結果は, すべて非破壊であることが確認された。全6ケースの内, 4ケースは流速V=3m/s以下であった。一方でバルブ径Dv=12cmの実験結果は, case1は無被害で終わる境界と全面被害の始まる境界の間で非破壊(軽微な損傷を含む)の判定, case2,3は全面被害が始まる境界の上側の範囲で破壊の判定, case4は全面被害が始まる境界の上側の範囲で大部分破壊の判定となった。

台形盛土タイプの損傷形態は盛土法面のすべりとして観察され, 海側法面と陸側法面とで損傷を比較した場合, 後者の方が卓越することが観察された。これに対して, 天端は冠水するのみで殆ど損傷や天端形状に変化は観察されなかった。各法面部における損傷の特徴として, 海側法面は, 法尻が僅かに欠損している程度であり, 破壊評価基準に基づく判定で非破壊(軽微な損傷を含む)と分類された。一方, 陸側法面部はすべりを生じており, 損傷の判定は, 大部分破壊もしくは破壊と分類された結果も少なくない。

表-5.2 工学的分類のまとめ

橋梁No.	採取地盤部位	工学的分類
1	右岸橋台まわり護岸 中込土	砂まじり細粒分質礫
	左岸護岸 中込土	細粒分質礫
3	左岸海側	細粒分質砂
5	右岸山側 裏込め	シルト (低塑性限界)
	右岸海側 裏込め	細粒分質砂
7	左岸橋台下	細粒分質まじり砂
11-2	左岸橋台 裏込め	細粒分質砂
13	右岸橋台下	細粒分質砂
X	盛土 右岸橋台そば	細粒分質砂質礫

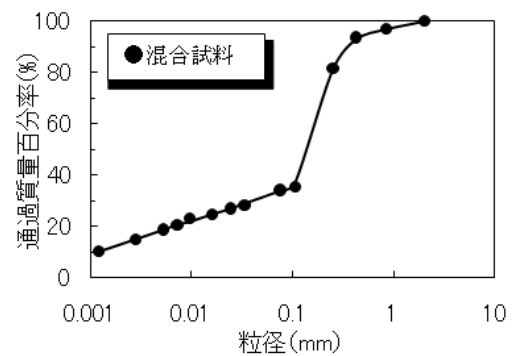


図-5.8 粒径加積曲線

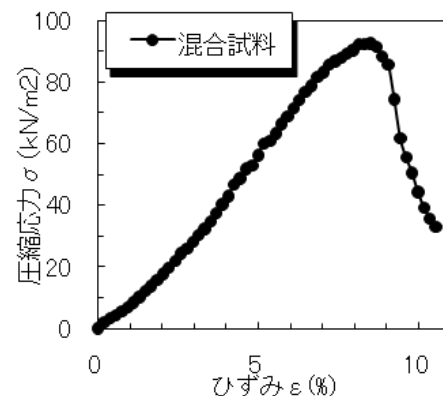


図-5.9 締固め曲線

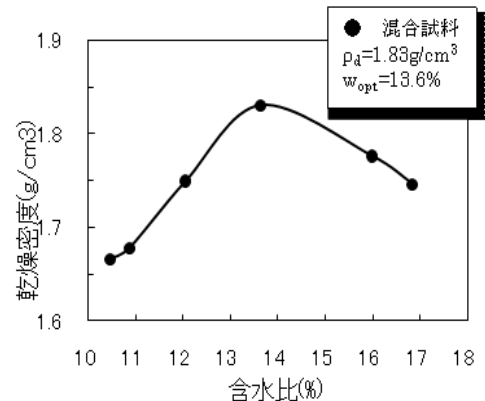


図-5.10 一軸圧縮試験の結果

5) コンクリート護岸タイプ

case5からcase10における実験結果のまとめを以下に示す。

図-5.18にコンクリート護岸タイプの実験結果を越流水深と盛土高の関係で示し、さらに既往の被災判定基準に示される被災事例のプロットおよび境界線を組み込んだ図として示す。ここで、プロットの形状は損傷程度を示し、色付けにより流速の分類を示している。また、図中の実線は損傷程度が無被害で終わる境界線、破線は全面被害が始まる境界線である。

コンクリート護岸タイプの実験結果は、破壊評価基準に基づく方法で判定したところ、すべてのケースで非破壊と分類された。損傷状況について、case7およびcase10で盛土法面部に設置した張工模型の流失が確認され、設置跡の盛土法面部観察を行ったところ、法尻の欠損もしくは冠水のみ状態であることが観察された。張工模型の流失が確認された2ケースの流速に着目するとcase10が実験値のなかで最大値をとり、次いでcase7の流速が速くなっていることがわかった。

5. 4 考察

1) 損傷程度について

盛土法面に法面工を設置しない台形盛土模型と擁壁および張工を有する模型の2種類のタイプについてそれぞれの損傷形態が異なることが実験結果より確認された。

台形盛土タイプでは盛土法面のすべりがその主な損傷形態として観察された。各法面での損傷の特徴として、海側法面部は法尻の欠損、陸側法面部は法尻の損傷および法面全体の侵食が観察され、両法面を比較すると陸側法面での損傷が卓越した。この結果より、津波の盛土法面への侵食作用は、遡上する区間よりも法面を流下する区間で拡大することが窺える。

一方で、コンクリート護岸タイプは全ケースで非破壊(軽微な損傷を含む)と分類され、case7とcase10で、陸側法面に設置してある張工模型の流失が確認されたが、盛土本体への損傷程度は僅かであった。盛土法面部に張工を有する盛土構造物は、まず、張工から損傷が始まると予測される。

2) 流速について

擬似津波の流速は、小型圧力センサーの応答に基づいてS1からS4の区間で算出した。ここでセンサーの設置箇所については図-5.14を参照して頂きたい。図-5.19に遠心加速度100G場にて、水槽水位11.0cm, 13.5cm, 16.5cmの組み合わせを変えて流速の算出を実施した例を示す。

図-5.19より、盛土に入射する流速(S1)は、海側法尻部から天端に達するまでに減速し(S2)、さらに、天端部

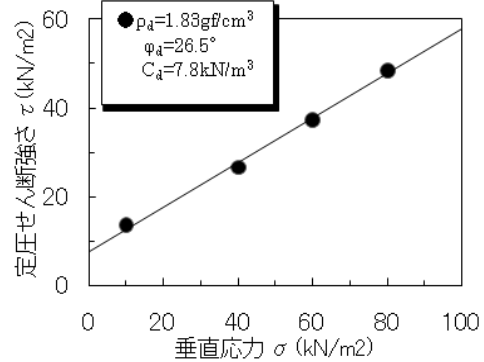


図-5.11 土の一面せん断試験結果

表-5.3 混合試材特性

自然含水比 W_n (%)	9.28	
平均粒径 (mm)	0.15	
最適含水比 W_{opt} (%)	13.63	
最大乾燥密度 γ_d (g/cm^3)	1.83	
強度定数	C_d (kN/m^2)	7.8
	Φ_d (度)	26.5

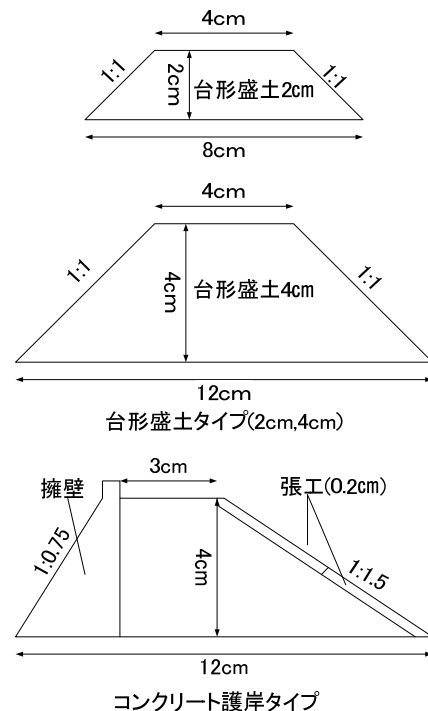


図-5.12 各模型タイプ

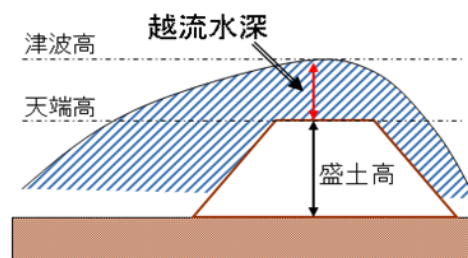


図-5.13 越流水深の定義

分を越流する間に減速している (S3) 事がわかる。そして、陸側の天端付近で減速のピークを迎えた後、陸側の天端から法尻部までの間に流速は加速している (S4)。また、水槽水位 11.0cm の場合を除き、擬似津波の流速は海側法尻部よりも陸側法尻部の方が加速していることが窺え、法面を侵食する掃流力が増加すると推測される。よって陸側法面で流速が加速したことが、高い掃流力を発生させ、陸側法面での損傷程度を拡大させることが考えられる。

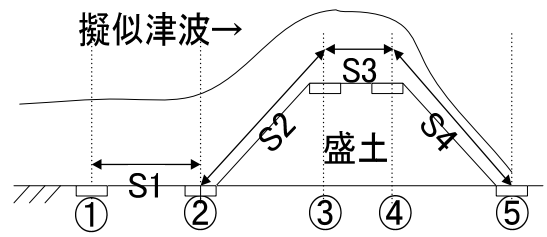


図-5.14 センサーの設置箇所

3) 越流水深と越流時間について

実験より算出された越流水深、越流時間および流速について着目する。台形盛土タイプ、コンクリート護岸タイプの各実験結果を越流水深と越流時間でまとめ図-5.20に示す。ここで図-5.20のプロットは損傷程度を表し、さらに色付けを加えることで流速を表している。

図-5.20 から確認できるように、台形盛土タイプは、越流水深が増大すると越流時間も増大し、越流水深および越流時間が増加するほど損傷程度が拡大する傾向が窺える。さらに、損傷程度が大部分破壊以上と分類されたケースでの流速はすべて 4m/s 以上であり、流速が増加することによっても損傷程度は拡大する傾向にある。ここで、caseF (越流水深：2.4m, 越流時間：23.3s) は越流水深が高く、また越流時間が長くなったにも関わらず、損傷程度が部分破壊と分類された。このケースに関しては、流速が 3m/s 以下に分類されており、大部分破壊以上と分類されたプロットと比べてみると流速は低く示されていることがわかった。このことから、流速も損傷程度に影響していると推測される。

一方で、コンクリート護岸タイプで張工模型が流失した case7 および case10 は、越流水深、越流時間が大きく算出されている事がわかる。また流速に関しても、case10 が最大となり case7 もそれに次ぐ値となったことから、越流水深、越流時間および流速が増加することで、張工模型の流失が発生したと考えられる。ここで case9 (越流水深：5.15m, 越流時間：27.0s) は越流水深、越流時間が共に大きな値となったにも関わらず、張工の流失が確認されなかった。このケースに関しては張工模型が流失した2ケースに比べ、流速が低く算出されることがわかり、張工模型の流失現象には越流時間、越流水深だけでなく流速も影響を与えていると考えられる。

以上、越流水深と越流時間は、台形盛土タイプで損傷程度と相関を示し、張工を有する護岸タイプで張工流失に影響を及ぼす。

4) 実験結果と被災判定基準図について

a) 台形盛土タイプと被災判定基準図について

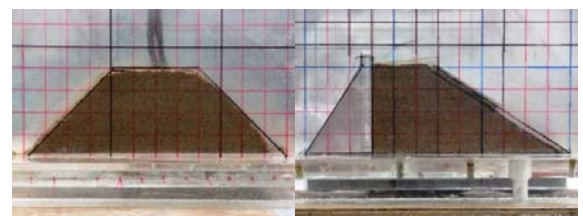
台形盛土タイプの実験結果と昨年度の実験結果とを合

表-5.4 盛土模型の作製条件

	盛土タイプ 2cm	盛土タイプ 4cm	護岸タイプ
仕事量Ec(kJ/m ³)	560	560	560
ランマー重さWR (kN)	0.0084	0.0084	0.0084
落下高さH (m)	0.05	0.15	0.15
層数NL (層)	3	4	4
回数NB (回)	32	32	32
盛土重量 (g)	149.8	399.4	299.5
盛土体積 (cm ³)	72	192	144
湿潤密度pt (g/cm ³)	2.08	2.08	2.08
最適含水比Wopt (%)	13.6	13.6	13.6
感想密度pd (g/cm ³)	1.83	1.83	1.83



天端方向 (写真左側から津波が入射)



側面方向 (写真左側から津波が入射)

図-5.15 模型盛土の損傷状況

(左：台形盛土タイプ、右；コンクリート護岸タイプ)

$$P(\text{平均すべり高割合, \%}) = \frac{h_{\text{mean}}}{h} \times 100 \quad (5.1)$$

表-5.5 平均すべり高割合による法面の損傷判定

破壊：P=100
大部分破壊：50 ≤ P < 100
部分破壊：30 ≤ P < 50
非破壊 (軽微な損傷を含む)：0 ≤ P < 30

わせたグラフを図-5.21に示す。図中の既往の被災判定基準は盛土高が高くなるほど、また越流水深が高くなるほど津波による被害程度が拡大することを示している。盛土高=1mにおけるプロットに着目すると、越流水深が高くなるほど損傷程度が増加することがわかる。一方で、盛土高2mにおいて、越流水深が低いプロットから順に損傷程度をトレースすると、1.1m~1.5m付近で部分破壊と非破壊が混在しているが、流速についてみると、損傷程度が低いものは、 $V < 3\text{m/s}$ であり、部分破壊よりも流速が低いことが示されている。越流水深と盛土高に加えて流速が増減することで損傷程度に影響を及ぼすことが推察される。盛土高4.0mに非破壊としてプロットされているのは表-5.6中に示すPおよびQであり、想定される損傷程度に反して、非破壊と判定された。図-5.22にcase3とcase4およびP、Qの流速変化を示す。S1区間（津波が盛土を遡上する直前の区間）では、4ケースに大きな差は見られないが、S4区間（津波が盛土を流下する区間）に至ると大部分破壊以上の判定がされたcase3およびcase4が非破壊と判定されたP、Qの約2倍の流速になることを示している、すなわち、陸側法面に作用する流速が増大することは損傷程度を拡大させる要因と考えられる。

越流水深と盛土高が高くなるほど損傷程度が大きくなる傾向にあり、さらに盛土法面により大きな流速が作用することで損傷が拡大することがわかった。

b) コンクリート護岸タイプと被災判定基準図について

図-5.23にコンクリート護岸タイプを含む被災判定基準図を示す。護岸タイプでは、盛土高および越流水深が高く発生しているにも拘らず破壊評価は非破壊(軽微な損傷)と判定されており、越流水深が増加することで損傷程度が拡大するという傾向に反した結果を示した。この結果に関して、過去の被災事例における盛土構造物は、法面工が設置されていないものが多く、単に土を盛り上げた盛土が多く報告されている。したがって、台形盛土タイプの形状が被災事例の形状と近いことから既往の被災判定基準の傾向と一致するような結果に到ったといえる。

また、台形タイプ、護岸タイプの結果を詳しく見てみると、同じ盛土高において護岸タイプの越流水深が大きな値を示したが、損傷程度の規模は小さくなり、盛土タイプの損傷傾向と異なることがわかる。このことより、護岸タイプの法面部に設置した張工模型は、法面工を設置しない盛土タイプよりも越流に対して被害軽減効果を発揮することが期待され、盛土タイプと護岸タイプの損傷程度が異なることの要因と考えられる。

前述するように2種類の模型タイプは、同条件の越流水深および盛土高である場合、異なる損傷状態を示すことは明白であり、法面工を有さない台形タイプの損傷程度が卓越することが示唆される。一方で、張工模型のような法面工を有する構造物の場合、盛土部分の被災軽減

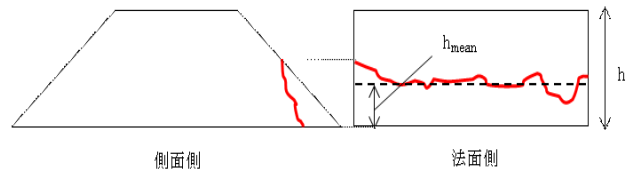


図-5.16 盛土模型高と平均すべり高の関係

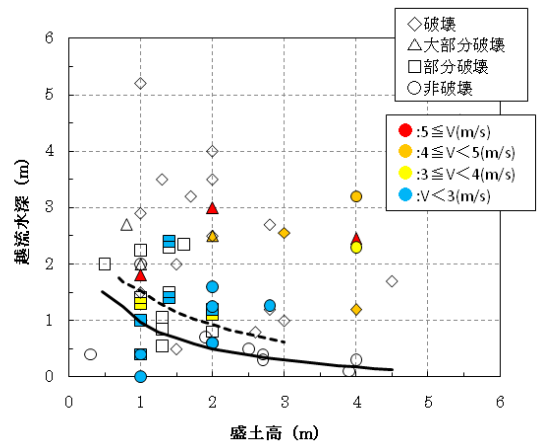


図-5.17 台形盛土タイプと被災判定基準

表-5.6 実験結果一覧

模型形状 模型高	case	Dv (cm)	G	He (m)	Hw (m)	V (m/s)	T (s)	損傷判定
台形盛土 高さ2cm	A	6	50	1.0	0.00	0.93	0.0	非破壊
	B		50	1.0	0.40	2.18	6.7	部分破壊
	C		50	1.0	1.00	2.72	13.3	部分破壊
	D		50	1.0	1.30	3.06	21.7	部分破壊
	E		70	1.4	1.40	2.92	16.3	部分破壊
	F		70	1.4	2.40	2.98	23.3	部分破壊
	G		100	2.0	1.10	3.12	10.0	部分破壊
	H		100	2.0	1.20	2.89	16.7	部分破壊
	I		50	1.0	1.80	5.21	23.3	大部分破壊
	J		100	2.0	2.50	4.32	26.7	大部分破壊
	K		100	2.0	3.00	5.40	30.0	大部分破壊
台形盛土 高さ4cm	L	6	50	2.0	1.30	2.61	8.3	非破壊
	M		50	2.0	1.60	2.92	21.7	非破壊
	N		50	2.0	0.60	2.70	20.0	非破壊
	O		70	2.8	1.30	2.05	11.7	非破壊
	P		100	4.0	2.30	3.61	16.7	非破壊
	Q		100	4.0	3.20	4.28	43.3	非破壊
台形盛土 高さ4cm	1	12	50	2.0	0.60	2.00	8.3	非破壊
	2		75	3.0	2.55	4.70	26.7	破壊
	3		100	4.0	1.20	4.10	22.5	破壊
	4		100	4.0	2.46	5.33	16.7	大部分破壊
護岸 高さ4cm	5	12	50	2.0	2.76	3.08	18.7	非破壊
	6		75	3.0	2.98	3.51	20.3	非破壊
	7		75	3.0	3.57	3.37	22.5	非破壊 (張工流失)
	8		100	4.0	2.87	2.67	17.0	非破壊
	9		100	4.0	5.15	3.42	27.0	非破壊
	10		100	4.0	4.85	4.24	30.0	非破壊 (張工流失)

効果があるといえる。

c) 被災判定基準の有用性について

以上より、被災判定基準の有用性について検討する。台形盛土タイプの実験結果は、盛土高と越流水深の条件が変化することによって損傷程度に影響を及ぼすことを示した。

一方で、護岸タイプの実験結果は、台形タイプと同条件の越流水深と盛土高が与えられた場合に、損傷形態の傾向が異なることを示した。この2種類の模型を用いた実験結果は、その模型の形状や法面工を有することで、損傷程度に相違が現れることを示した。

既往の被災判定基準による判定手法は、被災事例に報告される道路盛土や鉄道盛土などの単に土を盛り上げた盛土に対して有用であることを示した。

一方で、擁壁や張工などを有する盛土構造物を含めて評価するには、この判定手法のパラメーターのみでは不十分であることがわかる。この被災度判定手法を用いて形状が異なる盛土構造物を判定するためには、考察で述べた越流時間や流速をパラメーターとして含めることが望まれる。

5. 5 まとめ

本研究では、被災度判定基準の精度の検証および津波による盛土構造物の崩壊メカニズムを検証するために遠心模型実験装置を用いて疑似津波実験を実施した。また、実験で得られた損傷形態を解析的な側面から考察するために、盛土の安定計算を実施し、考察を行った。その結果、以下の結論を得た。

1) 損傷程度

津波を受ける盛土構造物は、被覆の有無によって損傷形態が異なる。

①法面工を設置しない台形盛土タイプは法面のすべりとして現れ、陸側法面が卓越する。

②盛土法面に張工を有するコンクリート護岸タイプは、張工に損傷が生じる。

2) 流速

流速は、陸側法面に高い掃流力を発生させ、陸側法面での損傷程度に影響を及ぼす。

3) 越流時間および越流水深

越流水深が増大すると越流時間も増大し、損傷程度を増大させる。

4) 被災度評価

盛土高と越流水深からなる被災度評価は、本研究で実施した単純に土を盛り上げた盛土の被災度評価手法としてその有用性を示した。

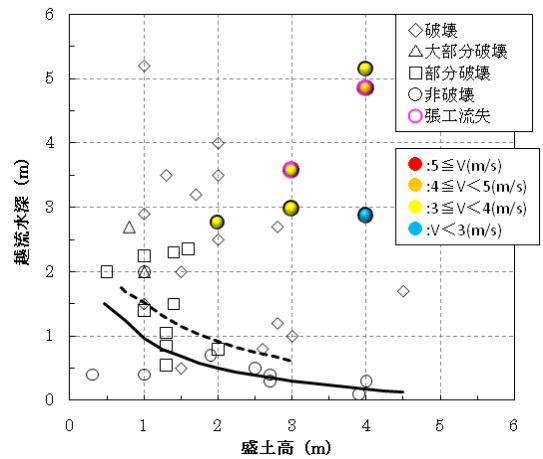


図-5.18 コンクリート護岸タイプと被災判定基準

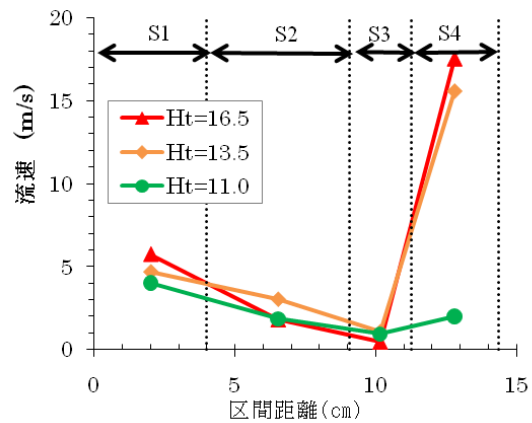


図-5.19 疑似津波の流速変化

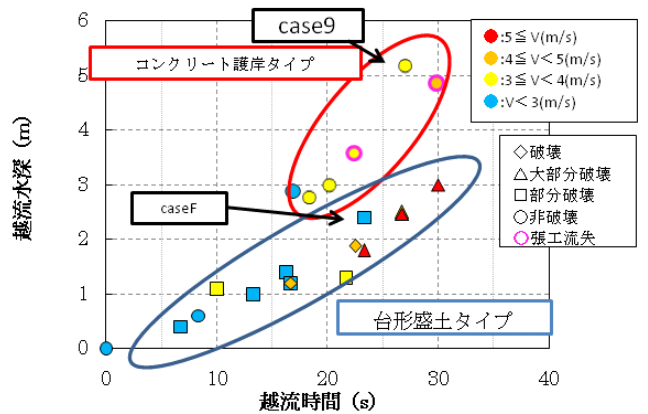


図-5.20 越流水深と越流時間の関係

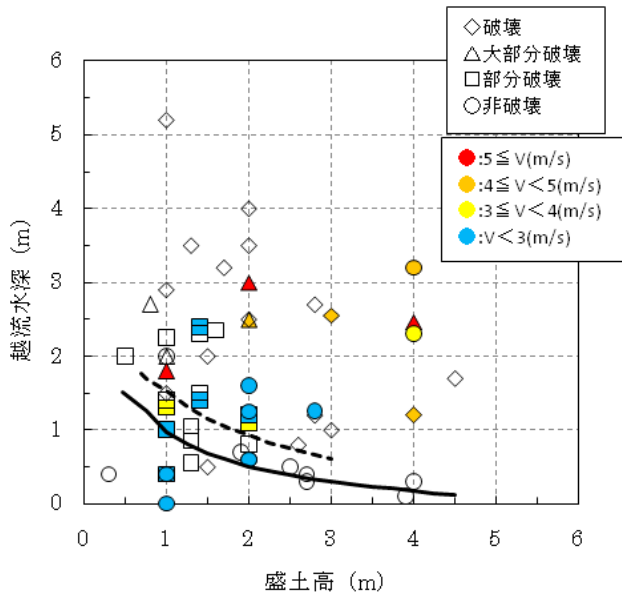


図-5.21 台形盛土タイプと被災判定基準図について

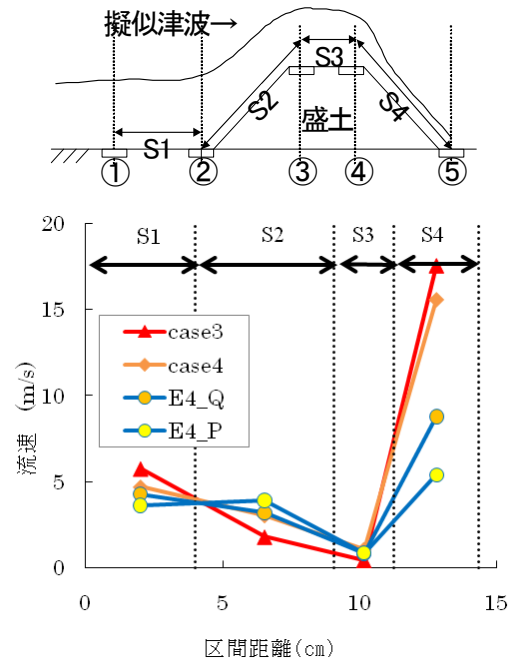


図-5.22 流速変化

5) 盛土の安定解析

計算法の提案を行い、安定計算の例と実験結果のすべり面を比較した。計算結果は実際のすべりの範囲とは異なるすべり円を示したが、法面の深さ方向について比較すると概ね一致する結果が得られた。

参考文献

- 5.1) 首藤伸夫：津波来襲直後の陸上交通障害について 津波工学研究報告, Vol.14, pp.1-31, 1997
- 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, pp.1-37, 1999
- 5.3) 福岡捷二：洪水の水理と河道の設計法, 技報堂出版 pp.136-139, pp.233-244, 2007
- 5.4) 地盤工学会：斜面の安定・変形解析入門-基礎から実例まで pp.25-37, 2006

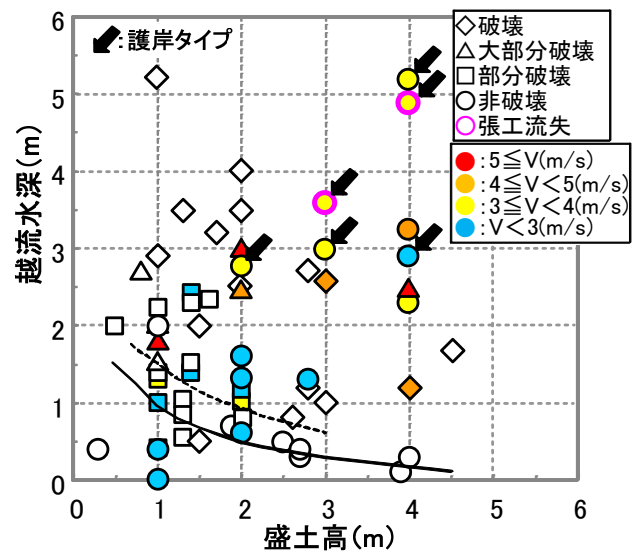


図-5.23 実験結果と被災判定基準図

第6章 和歌山における橋梁の津波対策分析

6.1 目的

津波対策が進んでいる和歌山県南部を対象に、国道に架かる橋梁について現地調査、橋梁諸元の整理及び津波による浸水状況の分析を行う。調査及び分析の目的は、津波被害にあったスマトラ島の橋梁条件と我が国における橋梁条件を検証し、その結果を踏まえ、詳細検討を行う橋梁を3橋程度選定する。選定した3橋について、詳細資料の入手を行い、津波外力に対する安全性の検証後、最終目的である被災予測や被災対策の提案を行う。

6.2 研究概要

紀南国道事務所管内の橋梁は全 175 橋で、そのうち津波浸水区間内の橋梁は 89 橋で、紀南国道事務所が要検討とした橋梁は 66 橋である。この 66 橋の架橋状況や浸水シミュレーション結果を整理し、津波高さが橋梁道路面の 1m 下から上方に及ぶ橋梁は 19 橋である。このような作業の内容と手順を以下に示す。

- ①紀南国道事務所が要検討とした 66 橋 (図-6.1, 表-6.1) について分析を行った。
- ②66 橋のうち、桁に津波が作用する可能性のある 19 橋 (図-6.1, 表-6.1) について、資料収集と現地踏査を実施した。
- ③19 橋から、大きな被害が発生する可能性がある 3 橋を抽出し、さらに詳細な資料の収集(主に支承図面、耐震補強に関する図面及び報告書)と、現地計測を実施した。
- ④実験結果を踏まえた作用力算定式により、19 橋の作用力を算定した。
- ⑤越流高の高い橋梁 3 基については、抵抗力を整理安全性の照査を行った。

図-6.2 に作業フローを示す。

6.3 津波被害橋梁 66 橋の分析

1) 66 橋の選定根拠

紀南国道事務所管内 (図-6.3) の橋梁は全 175 橋である。そのうち、津波浸水区間内の橋梁は 89 橋である。今回分析を行う橋梁は、図-6.4 を参考に被災時に仮橋等の対応が可能な橋梁 23 橋を除外し、優先順位の高い 66 橋 (表-6.1) とした。

「構造形式」及び「径間数 (単純 or 多径間)」について

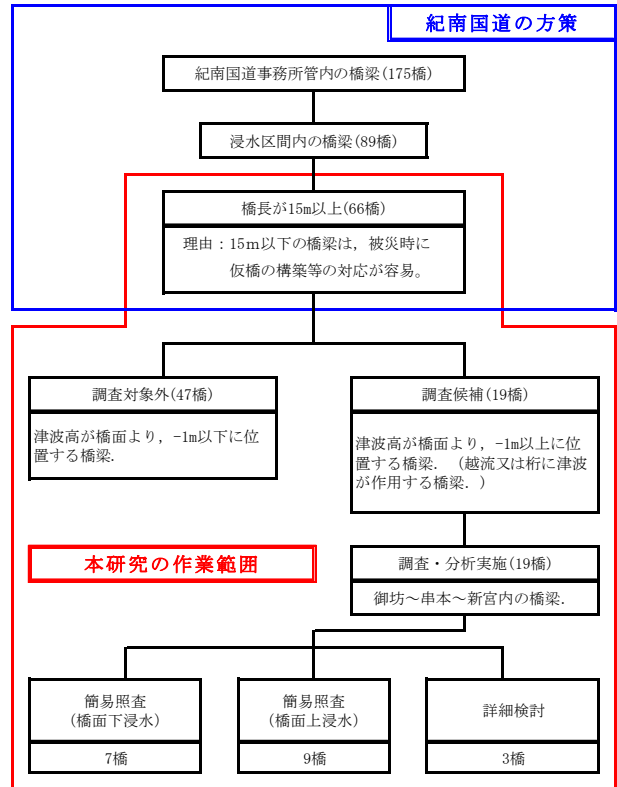


図-6.1 研究対象橋梁選定フロー

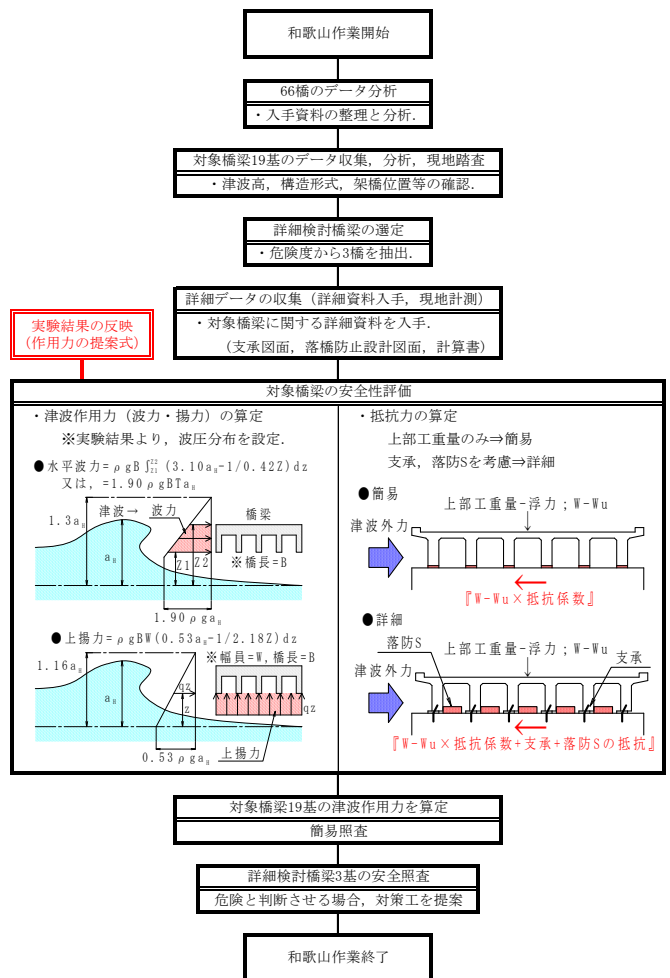


図-6.2 作業フロー

ては本図に示す通りで、分析対象橋梁はRC及びPCのコンクリート橋でかつ多径間の橋梁が多いことが分かる。

なお、赤字で記す橋梁は現地調査を行った橋梁であり、調査対象橋梁は“津波により越流する恐れがある橋梁”と“津波が桁に作用するであろう橋梁”を選定した。

◎表-6.1 分類説明

- 分類①：津波による越流が橋面を超え、周辺に迂回路等がなく橋梁が被災した場合に社会的影響が大きいもの
- 分類②：津波が桁に作用する可能性があり、周辺に迂回路等がなく橋梁が被災した場合に社会的影響が大きいもの
- 分類③：津波が桁に作用する可能性は低いが、橋梁が被災した場合に社会的影響が大きいもの
- 分類④：浸水高（越流高）は関係無く、橋梁が被災しても社会的影響が小さいもの

2) 既存資料による分析

対象橋梁 66 橋について以下の点に留意し、既存の資料をもとに分析を行った。

①橋種別の分類

図-6.5に対象橋梁 66 橋について、『RC橋』『PC橋』『鋼橋』の3種別で分類した結果を示す。PC橋が多く、続いて鋼橋の 22 橋、RC橋の 17 という結果となった。いずれかの橋種に偏ることなく施工されているものと判断する。

図-6.6 にさらに各橋種について、上部工の構造形式に着目し、分類した結果を示す。RC橋とPC橋のコンクリート橋についてはT桁の採用が多い結果となった。また、鋼橋についてはI桁の採用が多い結果となった。

②橋長及び径間数

続いて、対象橋梁 66 橋について橋長と径間数に着目し分類分けを行った。その結果が図-6.7 と図-6.8 である。橋長については、20～40mの橋梁が 22 橋と対象橋梁 66



図-6.3 津波浸水区間

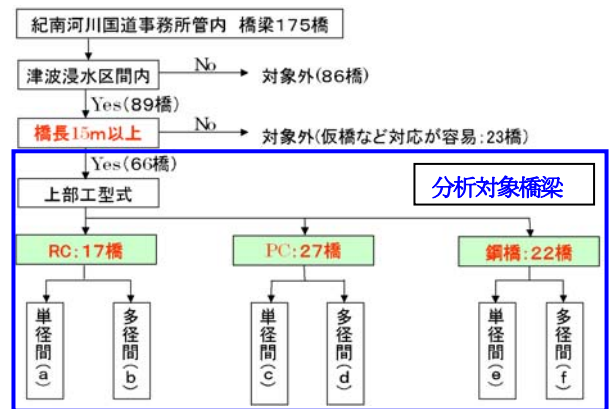


図-6.4 分析対象橋梁の選定フロー

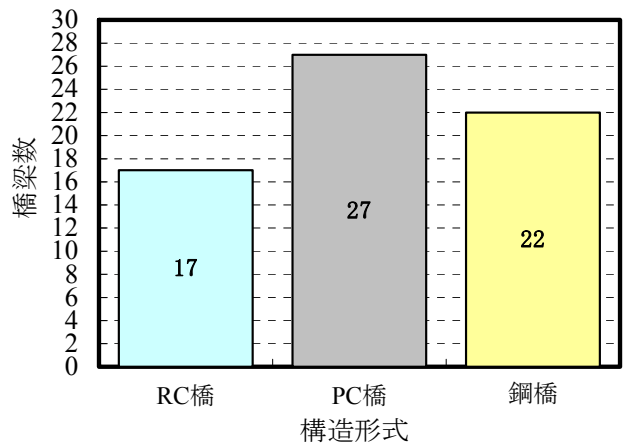


図-6.5 橋種別橋梁数

表-6.1 対象橋梁66橋一覧表

分類	橋梁構造分類毎の橋数					
	a (RC単)	b (RC多)	c (PC単)	d (PC多)	e (鋼単)	f (鋼多)
①		1橋 汐浜橋	2橋 宝島橋, 姫橋	3橋 神野川橋 伊串橋, 高富橋		
②		1橋 汐入橋				
③		4橋 長野橋, 下里大橋 下才橋, 古座大橋	2橋 堂道橋, 動鳴気橋	6橋 松籟橋, 下才橋篠 浦跨線橋 津荷橋, 古座大 橋, 新二色橋	2橋 篠浦跨線橋 古座大橋	3橋 熊野大橋 秋津高架側道橋下 り線・上り線
④	2橋 光川橋 昭和橋	9橋 港橋, 有田橋 御坊陸橋-2 新田子橋 新江住橋, 日置橋 南部大橋, 玉之浦橋	5橋 西津浦橋-2 朝来帰橋 井の谷橋 東橋谷川オフランプ	9橋 二河橋, 新切目橋 田無橋, 新松井橋 新庄高架橋-4 見老津高架橋	6橋 新田並橋 高瀬川橋 勢力橋, 平和橋 新王寺橋 周参見大橋	11橋 安指大橋, 天田橋 新日置小橋-3 新庄高架橋-4 秋津高架下ランプ 日置川大橋
橋梁数	2橋	15橋	9橋	18橋	8橋	14橋

橋の1/3を占める結果となった。また、径間数については、1~3径間のものが半数以上占める結果となった。 ※橋長が200m以上のものはデータ控除した。

③橋面からの越流高による分類

対象橋梁66橋について、橋面（道路面）からの越流高に着目し分類した結果を図-6.9に示す。上部工の構造高が1~2m程度あると想定した場合、越流高-1m以上に分類されるものは、津波の影響を受けやすいものと考えられる。越流高-1m~5mと予測される橋梁は29橋である。

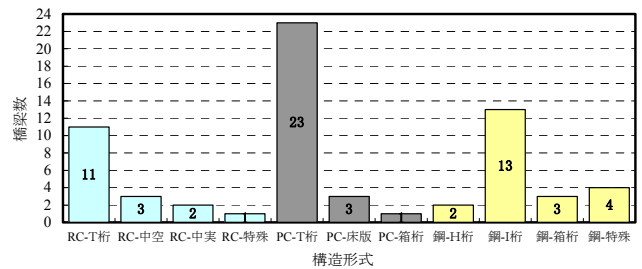
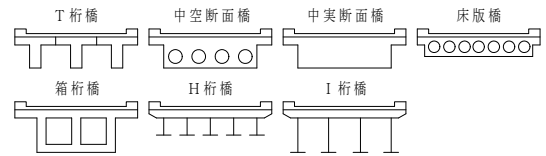


図-6.6 構造形式別橋梁数

6. 4 津波被害を受ける可能性のある19橋の分析

1) 対象橋梁19橋の諸元

橋面（路面）より、-1mの位置に浸水する可能性のある橋梁は19橋で、津波が桁へ衝突し被害が生じると予想される。表-6.2に19橋の橋梁諸元及び津波条件（浸水高）を示す。19橋は御坊~勝浦内に点在し、現地踏査と資料収集を行った。

- a) 浸水高 4~5m: 汐浜橋
- b) 浸水高 2~3m: 田無橋, 姫橋
- c) 浸水高 1~2m: 宝島橋, 新王子橋
- d) 浸水高 0~1m: 二河橋, 玉之浦橋, 神野川橋, 伊串橋, 高富橋, 有田橋, 新江住橋
- e) 浸水高 -1~0m: 汐入橋, 港橋, 新田子橋, 高瀬川橋, 南部大橋, 平和橋, 昭和橋

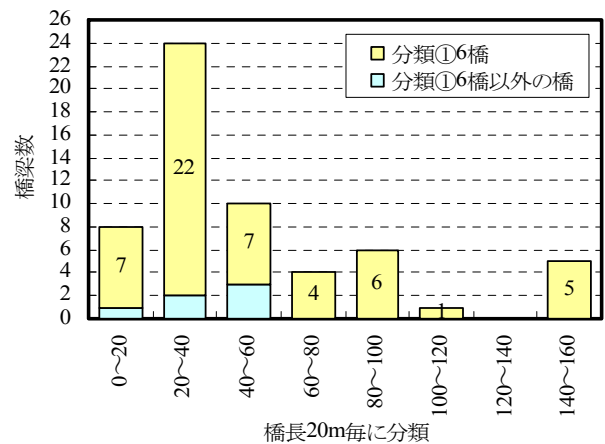


図-6.7 橋長別橋梁数

2) 対象橋梁19橋の分析結果

①橋長と桁長の関係による分類

調査した19橋について、橋長と桁長を図-6.10に示す。ここで、橋長と桁長は図中に示す通り定義した。橋長が長く多径間の橋梁であっても、単純径間で構成される橋梁と連続橋のような1つの桁で構成される橋梁では、津波が作用する際の挙動が異なると予想される。

そこで、各橋長に対する桁長により分類を行いものとした。なお、本調査対象橋梁中の多径間橋梁は、全て単純橋で構成されていることを確認した。

図-6.10によれば、1径間の橋梁は15~40mの桁長を有しており、その他の多径間の橋梁については、RC橋は5~15m範囲の桁長で構成され、PC橋はその範囲が少し広く10~25mで構成される結果となった。

②橋面高と津波高の関係

調査した19橋について、桁位置と津波高の関係を図-6.11に示す。水色の帯線は津波高、黒線は橋面高（橋の道路面の高さ）、赤線は津波高から橋面高を差し引いた浸水高を示す。

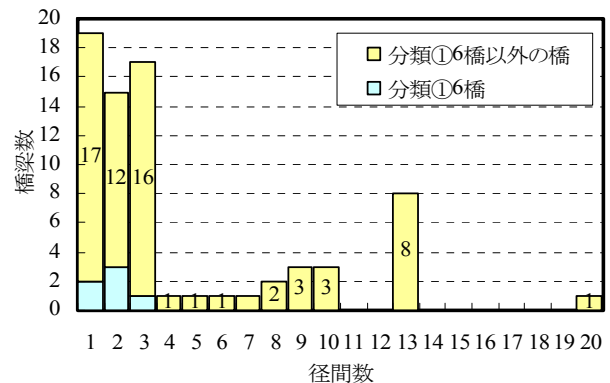


図-6.8 径間数別橋梁数

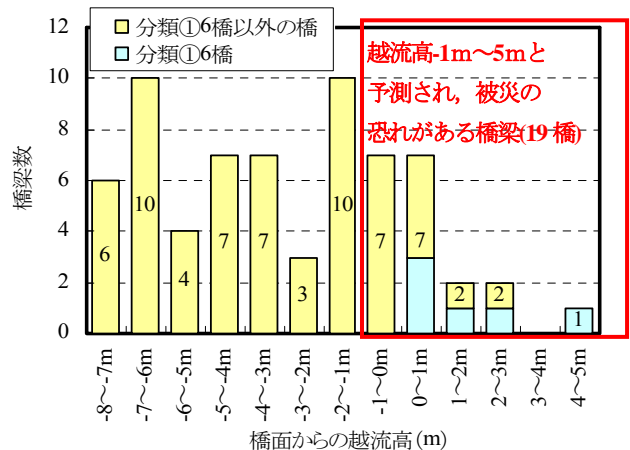


図-6.9 越流高別橋梁数

表-6.2 調査橋梁 19 橋一覧表

橋梁名	構造形式		橋長(m)	桁下高(m) ※1	桁高(m) ※1	有効幅員(m)	全幅員(m)	径間数	竣工年	指針示方書	橋面高		渡河区間の津波条件				検討レベル
											中間点	河床からの浸水高 △H	河床高 GH	橋面からの浸水高	津波高 ※2		
汐入橋	RCT桁	RC多	35.95	4.0	1.0	8.1	8.9	3	1958	*	5.15	1.64	2.76	-0.75	4.25	簡易	
港橋	RCT桁	RC多	32.00	2.7	1.0	7.7	8.6	3	1955	*	3.65	2.16	0.65	-0.84	2.86	簡易	
二河橋	プレテン床版	PC多	27.66	3.0	0.7	7.1	7.9	2	1965	*	2.90	0.47	2.77	0.33	4.03	簡易	
玉之浦橋	RCT桁	RC多	22.25	3.5	0.9	8.0	9.2	3	1965	*	4.90	0.32	4.90	0.32	4.72	簡易	
田無橋	プレテン床版	PC多	18.86	2.5	0.5	7.5	8.3	2	1966	*	2.75	2.53	2.50	2.28	5.28	簡易	
宝島橋	プレテンT桁	PC単	22.00	3.0	1.0	7.3	8.0	1	1967	*	5.75	0.75	6.41	1.41	5.41	簡易	
神野川橋	プレテンT桁	PC多	51.00	4.5	1.0	7.3	8.2	2	1962	*	7.80	0.32	7.99	0.51	6.01	簡易	
伊串橋	ポストテンT桁	PC多	43.50	5.2	2.0	9.8	10.7	2	1974	*	7.15	0.32	7.11	0.28	7.48	詳細	
姫橋	プレテンT桁	PC単	16.60	5.0	0.9	9.8	10.7	1	1973	*	7.10	1.99	7.18	2.08	7.98	詳細	
汐浜橋	RCT桁	RC多	43.85	4.0	1.4	9.9	11.0	3	1958	S31	3.95	7.51	1.08	4.64	10.04	詳細	
高富橋	プレテン床版	PC多	22.80	3.0	0.6	7.5	8.7	2	1962	S31	4.80	0.24	5.14	0.59	4.19	簡易	
有田橋	RC中空床版	RC多	37.50	4.5	0.8	7.5	8.2	3	1966	S39	5.05	1.28	4.52	0.75	6.05	簡易	
新田子橋	RC中空床版	RC多	39.01	5.0	0.8	7.5	8.3	3	1966	*	5.80	4.42	0.86	-0.52	5.28	簡易	
新江住橋	RCT桁	RC多	34.80	3.5	1.5	7.8	8.9	3	1960	S31	5.84	4.95	1.00	0.12	5.12	簡易	
高瀬川橋	I桁(非合成)	鋼単	27.00	3.5	1.8	6.0	6.6	1	1962	S31	4.75	2.06	1.95	-0.75	4.55	簡易	
南部大橋	RCT桁	RC多	239.99	3.5	1.1	7.2	8.0	20	1955	S14	5.33	0.02	5.17	-0.14	4.46	簡易	
平和橋	I桁(合成)	鋼単	33.20	4.0	1.8	7.0	7.6	1	1960	S31	6.78	0.54	5.93	-0.31	5.49	簡易	
新王寺橋	箱桁(不明)	鋼単	41.50	3.4	1.8	7.0	7.6	1	1962	S31	5.16	5.32	1.77	1.94	7.14	簡易	
昭和橋	RCT桁	RC単	15.30	2.9	1.5	9.0	9.6	1	1956	S14	5.40	2.07	2.47	-0.86	3.54	簡易	

※1: 現地踏査及び入手資料からの数値 ※2: 津波高=桁下高+桁高+橋面からの浸水高

図によれば、津波高3~10mのものが想定され、最大津波高は3径間の橋梁である汐浜橋の10.0mという結果となった。

③橋台背面条件における分類

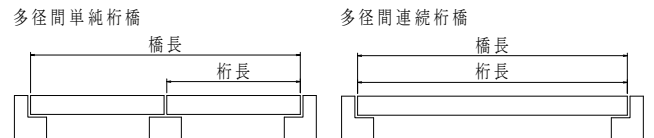
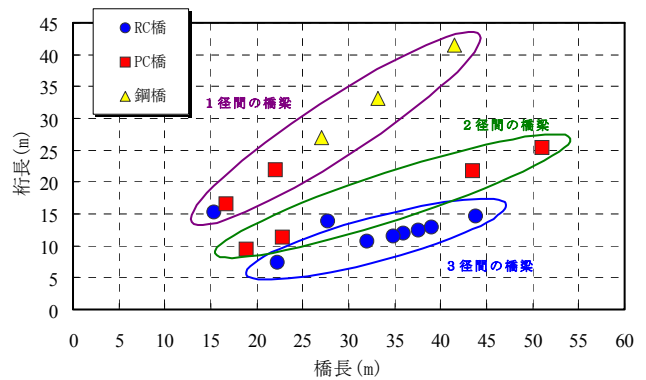
調査した19橋について、橋台背面条件による分類を行う。分類タイプと橋梁数を図-6.12に示す。

図に示す通り、橋台背面に強固な護岸が施されているものが多い。これは、対象橋梁は海岸沿いのものが多い、本来は防波堤を構築する区間に橋梁があるという状況のものが多いためである。

6.5 対象橋梁 19 橋の簡易安全照査

1) 概要

表-6.2 に示した 19 橋の津波外力の算定と安全照査を行う。抵抗力となる上部工重量は、入手図面から概略算定を行った。また、本項での抵抗力には支承アンカーや変位制限構造等を考慮しない。なお、汐入橋は現在架け替え中であり、図面の入手ができなかったため、抵抗力の算定を行っていない。



1径間の橋梁は15~40mの桁長を有しており、その他の多径間の橋梁の桁長は、5~25mで構成されている

図-6.10 橋長と桁長の関係

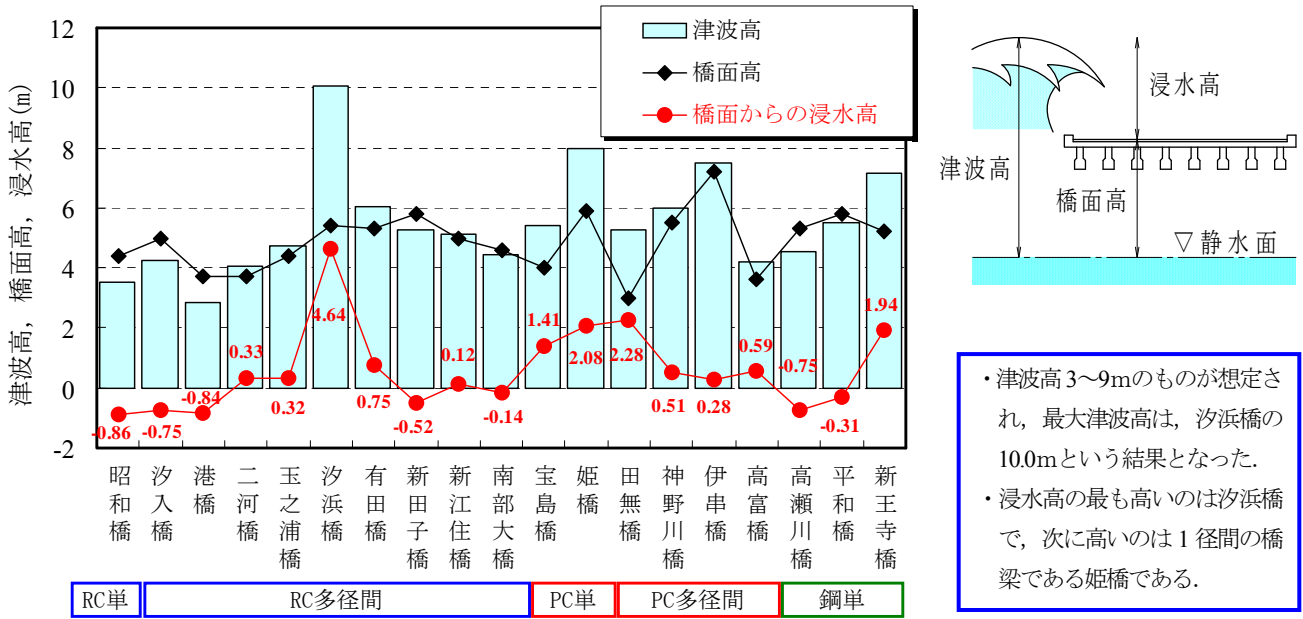


図-6.11 桁位置と津波高の関係

2) 実験結果により算定した19橋の津波水平波力

図-6.13は、実験結果を反映させて津波による水平波力と水平波力を橋長で割った単位m当りの水平波力である。図によれば、水平波力が最も大きいのは、南部大橋である。南部大橋は橋長が240mであり、他の橋梁に比べて圧倒的に長いことが起因する。なお、南部大橋の橋長1m当りの水平作用力は他の橋梁と変わらない結果となる。

次いで、水平波力が大きいのは汐浜橋であり、橋長1m当りの水平波力は最も大きい結果となり、橋長1m当りの水平波力の大きい順番は、汐浜橋、新王子橋、伊串橋、姫橋となった。

3) 実験結果により算定した19橋の津波上揚力

図-6.14は、実験結果を反映させて津波による上揚力と上揚力を橋長で割った単位m当りの上揚力である。

図によれば、上揚力が最も大きいのは、汐浜橋であり、橋長1m当りの水平波力も最も大きい結果となった。橋長1m当りの水平波力の大きい順番は、汐浜橋、姫橋、伊串橋、新王子橋となった。

4) 19橋の水平波力と抵抗力の関係

図-6.17は、算定した水平波力と抵抗力の関係である。抵抗力は、桁重量から浮力分を控除したのち抵抗係数0.6を掛けて算定した。

抵抗力より水平波力が大きいのは、玉之浦橋、汐浜橋、

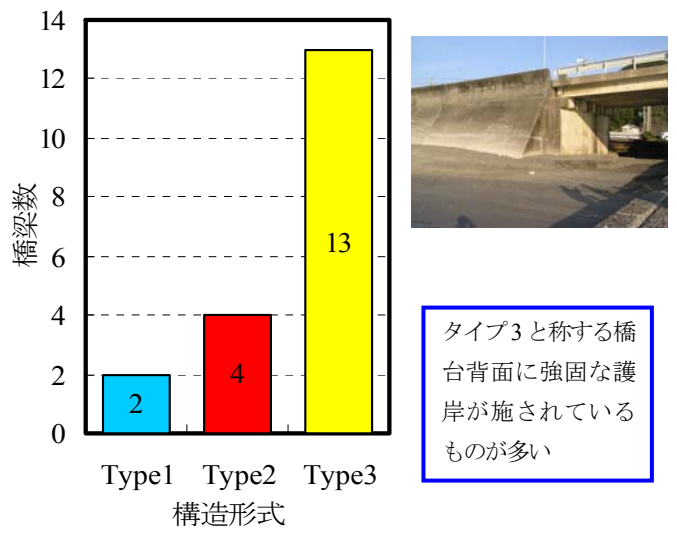
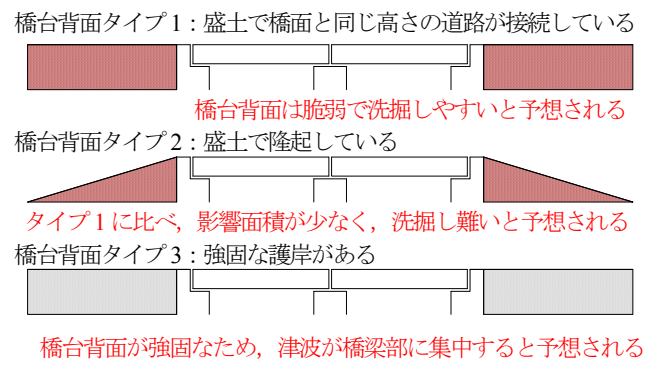


図-6.12 橋台背面条件における分類

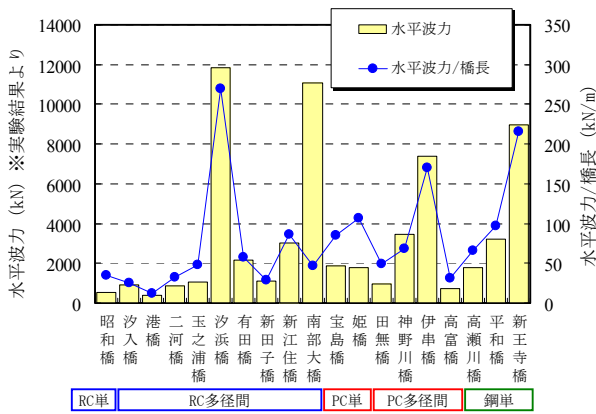


図-6.13 実験結果により算定した19橋の水平波力

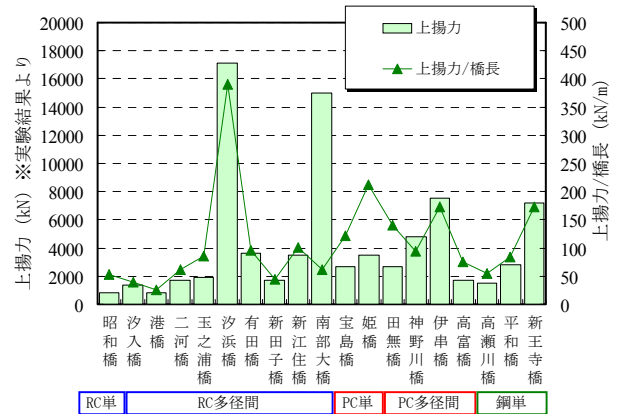


図-6.14 実験結果により算定した19橋の上揚力

有田橋, 新江住橋, 南部大橋, 宝島橋, 姫橋, 神野川橋, 伊串橋, 高瀬川橋, 平和橋, 新王寺橋の12橋である。

5) 19橋の上揚力と抵抗力の関係

図-6.16は, 算定した水平波力と抵抗力の関係である。抵抗力は, 桁重量から浮力分を控除したのち抵抗係数0.6を掛けて算定した。

抵抗力より水平波力が大きいのは, 汐浜橋, 宝島橋, 姫橋, 田無橋, 伊串橋, 新王寺橋の6橋である。

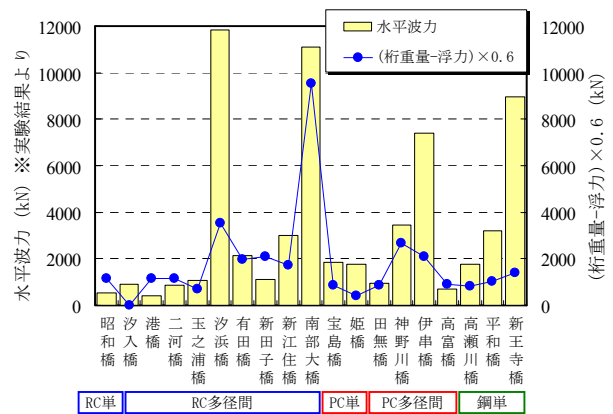


図-6.15 19橋の水平波力と抵抗力

6) 作用力と抵抗力の比の関係

図-6.17は, 算定した作用力(水平波力と上揚力)と抵抗力の関係を表した図である。比の関係を以下に整理する。

- ①水平波力比が1~2の橋梁: 玉之浦橋, 有田橋, 新江住橋, 南部大橋, 宝島橋, 神野川橋
- ②水平波力比が2以上の橋梁: 汐浜橋, 姫橋, 神野川橋, 高瀬川橋, 平和橋, 新王寺橋
- ③上揚力比が1~2の橋梁: 汐浜橋, 宝島橋, 田無橋, 伊串橋, 新王寺橋
- ④上揚力比が2以上の橋梁: 姫橋

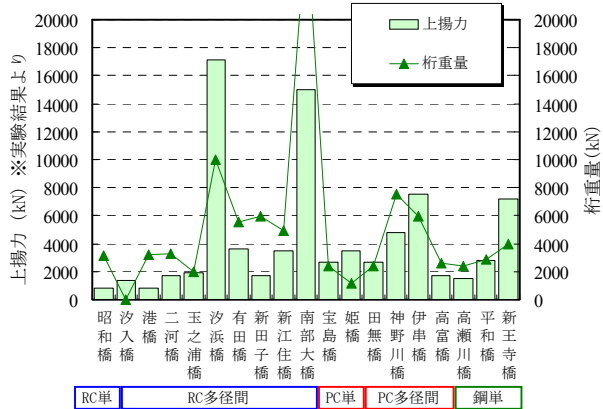


図-6.16 19橋の上揚力と抵抗力

7) 評価

浸水高が大きい汐浜橋, 姫橋, 伊串橋は, 作用力と抵抗力の比も大きく, 津波に対して危険と判断される結果となった。鋼橋である高瀬川橋, 平和橋, 新王寺橋は, 桁重量が軽いため, 危険という評価になった。

参考文献

- 1)南海道地震から50年, 和歌山県総務部消防防災課編集
- 2)串本町よりの入手資料, 串本町防災対策課
- 3)渡辺偉夫, 日本被害津波総覧, 東京大学出版会

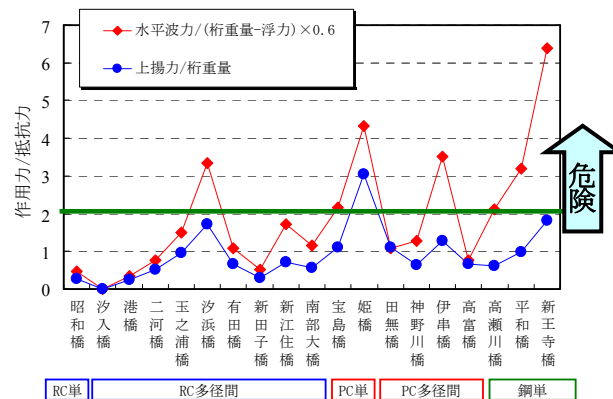


図-6.17 19橋の作用力と抵抗力の比

第7章 安全照査法の提案

7. 1 橋梁の桁に対する安全照査

1) 安全照査要領

津波による橋梁の桁流出に対する安全照査法の要領を図-7.1にまとめる。簡易照査法は、津波ハザードマップのアウトプットである波高（浸水高）と橋梁の架橋条件（形状、桁下高）より簡易的に照査する方法を意味し、詳細照査は、津波流速や作用方向等を分析し、当該橋梁の限定した照査法を意味する。このうち、本項では簡易照査法の1次チェック、2次チェック方法について事例を記す。

2) 1次近似線による津波作用力算定式の提案

橋梁の桁に津波によって作用する水平波力、上揚力の算定式を以下の要領で算定した。

- ①図-7.2の要領で、桁に作用する水平波力 (Fx), 上揚力 (Fz) を計測した。
- ②計測結果より実験ケース（パラメータは波形状、津波高、桁下高）毎の平均値を求めた。
- ③平均値を「静水面からの桁の位置÷波高」を縦軸とし、「作用力÷被圧面積÷当該波高の静水厚」を横軸とする無次元化図にプロットした（図-7.3）。
- ④実験条件（波形状、津波高が同条件の実験）で整理し、他の実験条件を包括する実験条件を代表に1次近似線を算定した。

※水平波力近似式⇒図-7.3中の○プロット，上揚力近似式⇒図-7.3中の◇プロット

図-7.3で、『水平波力/桁側面積』と『上揚力/桁下面積』はm²当りに作用する波圧と考え、qxとqzとすると、横軸はqx/ρga_H, qz/ρga_Hとなり、近似式は以下となる。

【波力】

Z/a_H ≥ 0.5の場合、

$$Z / a_H = -0.42(qx / \rho ga_H) + 1.30 \quad (7.1)$$

Z/a_H < 0.5の場合、

$$qx / \rho ga_H = 1.90 \quad (7.2)$$

【上揚力】

$$z / a_H = -2.18(qz / \rho ga_H) + 1.16 \quad (7.3)$$

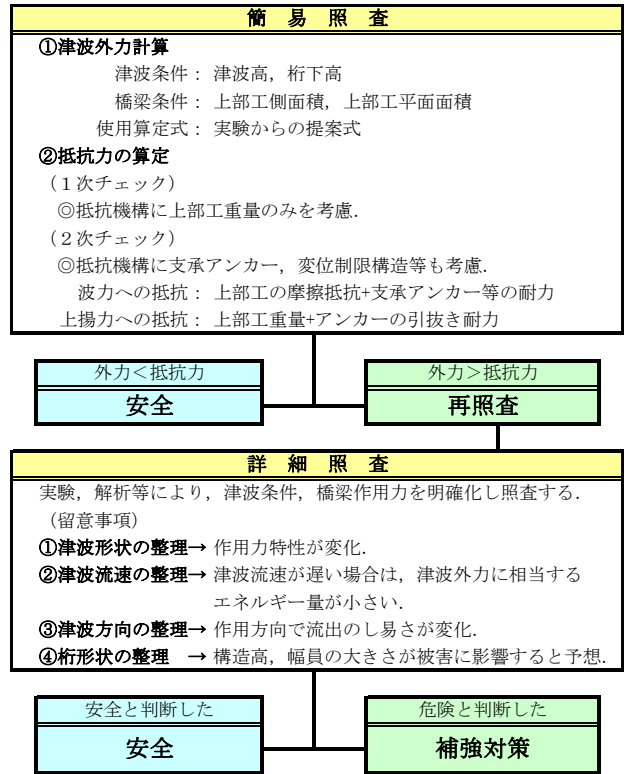


図-7.1 照査要領図

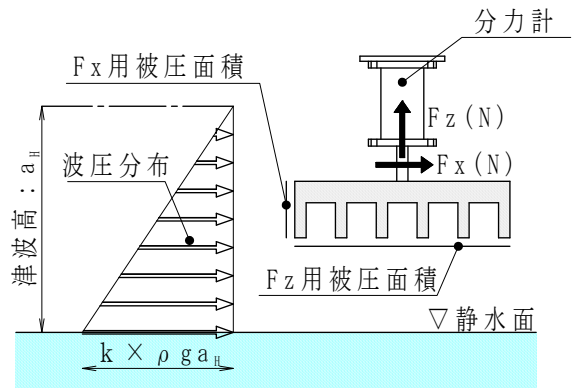


図-7.2 実験計測要領図

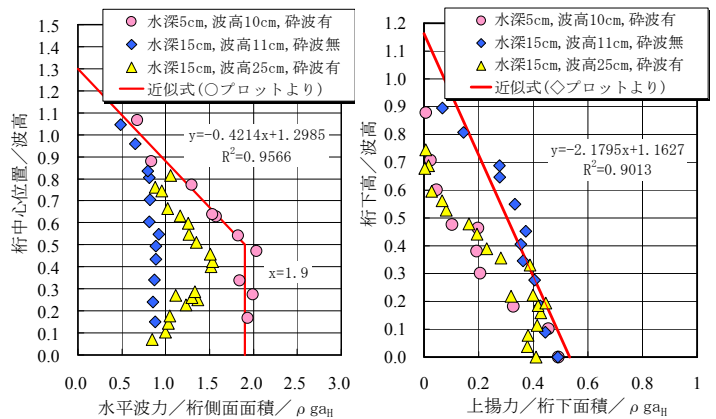
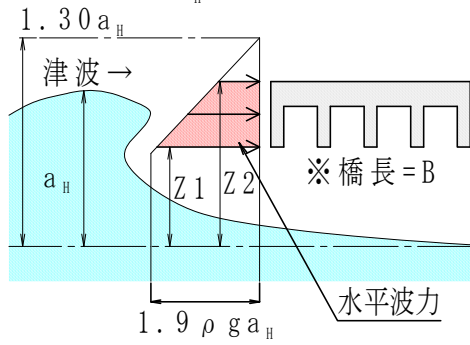


図-7.3 作用力から求めた波圧と静水圧の関係 (左：水平波力，右：上揚力)

● 水平波力 = $\rho g B \int_{z_1}^{z_2} (3.10 a_H - Z/0.42) dz$
 $(Z/a_H \geq 0.5)$



● 水平波力 = $1.90 \times \rho g B T a_H$
 $(Z/a_H < 0.5)$

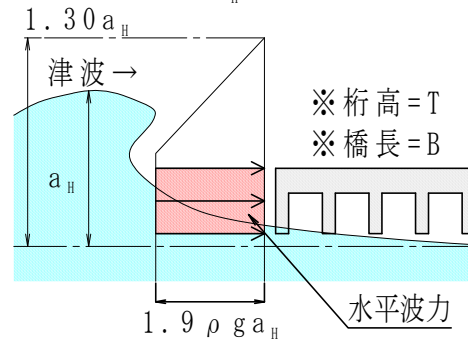


図-7.4 津波外力模式図 (水平波力)

ここで、

Z : 桁中心位置 z : 桁下高 a_H : 波高

$\rho g a_H$: 波高 a_H に対する静水圧

qx : 水平波力 ÷ 桁側面面積 qz : 上揚力 ÷ 桁下面積

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。

【波力】

Z/a_H ≥ 0.5 の場合、

$$qx = \rho g (3.10 a_H - Z / 0.42) \quad (7.4)$$

Z/a_H < 0.5 の場合、

$$qx = 1.90 \times \rho g a_H \quad (7.5)$$

【上揚力】

$$qz = \rho g (0.53 a_H - z / 2.18) \quad (7.6)$$

変数は、波高 (a_H) と桁位置 (Z 又は z) であり、両値が既知であれば波圧の算定が可能となる。図-7.4 に式(7.4)と式(7.5)の水平波圧分布図と外力算定式の模式図を示す。上図に示す通り、式(7.4)と式(7.5)に示す水平波圧は、波高 a_H の 1.30 倍の位置を頂点として三角形の分布形状で大きくなり、途中の点から、波高 a_H に対する静水圧の 1.9 倍の波圧が静水面まで一様に分布する形状となる。一方、図-7.5 の模式図と式(7.6)に示す上揚力波圧の特徴は、波高 a_H の 1.16 倍の位置を頂点とし、三角形の分布形状で静水面まで大きくなる。

水平波力の場合、桁下高 Z1 と橋面 Z2 が変数となり、これを積分式で解くことで水平成分の津波外力算定がで

● 上揚力 = $\rho g B W (0.53 a_H - z / 2.18) dz$

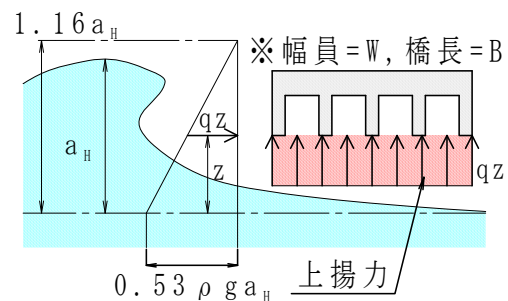


図-7.5 津波外力模式図 (上揚力)

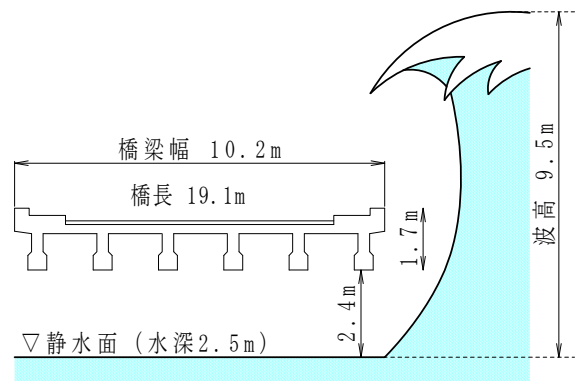


図-7.6 「Lueng Ie 橋」の推定津波高

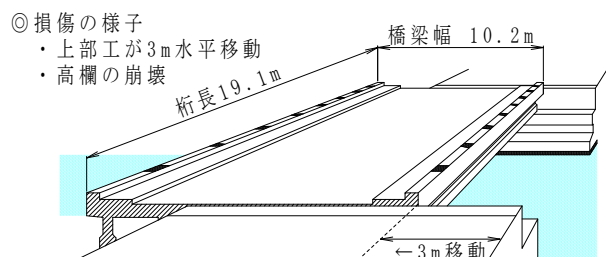


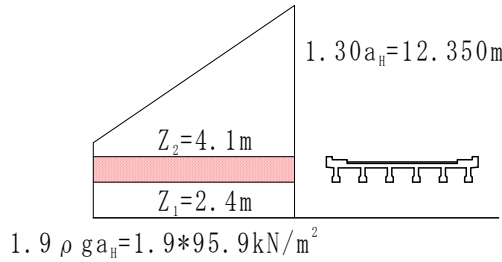
図-7.7 「Lueng Ie 橋」被害状況

◎水平波力

$$Q_x = 1.9 * \rho * g * B * T * a_H$$

$$= 1.9 * 1.03 * 9.8 * 19.1 * 1.7 * 9.5$$

$$\approx 6000 \text{ kN}$$



◎上揚力

$$Q_z = \rho * g * B * W * (0.53 a_H - 1/2 * 1.18 z)$$

$$= 1.03 * 9.8 * 19.1 * 10.2$$

$$(0.53 * 9.5 - 1/2 * 1.18 * 2.4)$$

$$\approx 7800 \text{ kN}$$

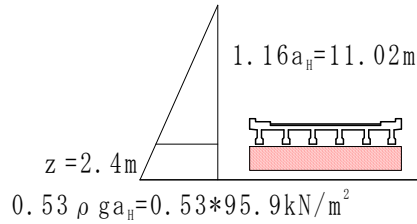


図-7.8 津波外力算定模式図

きる。次に、津波外力の鉛直成分である上揚力は、鉛直波圧 q_z が桁下面を一様に作用する状態を想定し、その鉛直波圧 q_z を、式(7.6)が示す三角形分布との位置関係から求め、幅員及び橋長を掛けて算定する。

以上より、津波外力の算定式を以下の通り提案する。式(7.7)、式(7.8)は、水平波力 Q_x を算定する式であり、式(7.9)は、上揚力 Q_z を算定する式である。

【波力】

$Z/a_H \geq 0.5$ の場合、

$$Q_x = \rho * g * B * \int_{Z_1}^{Z_2} (3.10 a_H - Z / 0.42) dz \quad (7.7)$$

$Z/a_H < 0.5$ の場合、

$$Q_x = 1.90 * \rho * g * B * T * a_H \quad (7.8)$$

【上揚力】

$$Q_z = \rho * g * B * W * (0.53 a_H - z / 2.18) \quad (7.9)$$

3) 津波作用力算定式の適用条件

実験条件を踏まえ、提案する津波作用力算定式の適用条件を整理する。

①津波条件

- ・津波の1波目で瞬間的な作用力に対する算定式である。
- ・作用する津波形状で碎波が無い場合は、津波高5.5m以下のものが適用内である。
- ・作用する津波形状で碎波が有る場合は、津波高13.95m以下のものが適用内である。

②橋梁条件

- ・桁高1.7m、幅員10.2m、橋長19.2m程度の諸元を持つ橋梁が対象である。
- ・桁の形状は、T桁やI桁等の上部工下面に凹凸があるものが対象である。
- ・橋台の影響を受け易い、橋長が非常に短いものは対象外である。

③その他

- ・近似線の算定には、データのバラツキや近似線を越えるようなデータ等の安全率を見込んでいない。

4) 安全性の照査事例

①スマトラ島の実被害を受けた橋梁

a) 対象橋梁の概要

本実験の対象橋梁であるコンクリート構造の単純橋である「Lueng Ie 橋」を例に安全照査を行う。橋梁形式は、単純PCT桁橋（橋長19.1m、橋梁幅10.2m、構造高1.7m）である。図-7.6は架橋状況である。桁下高は2.4mで、河川の水深は2.5mである。津波高は橋梁周辺の津波痕跡より9.5mとする。被害状況を図-7.7に示す。上部工が約3m横移動し、高欄が崩壊した。

b) 1次近似線による津波外力の算定

図-7.8に式(7.7)～式(7.9)を用いた場合の「Lueng Ie 橋」の津波外力算定模式図を示す。計算に用いる定数は、 Z_1 及び z が2.4m、 Z_2 が4.1m、 a_H が9.5mで、上揚力算定に用いる被圧面積は橋長19.2m、幅員10.2mより195.84m²である。「Lueng Ie 橋」の Z/a_H は、『(4.1+2.4) / 2 / 9.5 = 0.342』より、 $0.5 > Z/a_H$ の条件に適合する橋梁である。よって、式(7.8)を用いて水平波力を算定する。計算の結果、水平波力は6000kN、上揚力は7800kNとなる。

c) 抵抗力の算定と安全照査（1次チェック）

写真-7.1は「Lueng Ie 橋」の橋座の状況を示す。写真に示す通り、日本の橋梁にあるような支承アンカーが無く、上部工と下部工は接続していない。これを踏まえ、抵抗力に上部工重量のみを考慮した照査を行う。作用力と抵抗力の関係を図-7.9に示す。本橋の上部工重量(W)は、上部工断面積に橋長と鉄筋コンクリートの単位体積重量($W=5.84\text{m}^2 \times 19.1\text{m} \times 24.5\text{kN/m}^3=2747.1\text{kN}$)より2800kNとする。浮力(W_u)は、上部工体積と海水密度から($W_u=\rho_0 \times g \times V=1.03\text{t/m}^3 \times 9.8\text{m/s}^2 \times 5.84\text{m}^2 \times 19.1\text{m}=1125.9\text{kN}$)1200kNとする。

水平抵抗力は、その上部工重量から浮力分を控除した重量と係数($\mu=0.6$)の積より算定する。計算の結果、



写真-7.1 抵抗機構

抵抗力は 960kN で水平波力は 6000kN であることから、作用力の方が 6.3 倍大きい結果となる。

次に、上揚力に対する抵抗力は、実験の上揚力計測結果に上部工の浮力が含まれている結果であることを考慮し、上部工重量のみとする。抵抗力は 2800kN で上揚力が 7800kN であることから、作用力の方が 2.8 倍大きい結果となる。

d) 支承アンカーの抵抗力を考慮した安全照査（2次チェック）

ここでは、支承アンカーを仮定し、その抵抗を見込んで抵抗力を算定する。支承アンカーは、現行の変位制限構造相当の抵抗力を有するものとする。試設計の結果、図-7.10 に示す通り Φ35 の異形鋼棒 (SD345) が 1 支承線上に 6 本配置され、合計 12 本が抵抗すると仮定する。

水平抵抗は、鉄筋の降伏せん断耐力を想定し、鉄筋の断面積に降伏応力 345N/mm² を掛け、√3 で割って算定する。計算の結果 2300kN となり、抵抗力の合計は図-7.9 のものと併せ 3260kN となるが、作用力の方が 1.8 倍大きい結果となった。

次に鉛直抵抗は鉄筋の耐力とする。鉛直抵抗の合計は 6800kN となるが、作用力が 1.1 倍大きい結果となった。

②日本の橋梁

a) 波力に対して抵抗力に上部工重量のみを考慮（1次チェック）

第6章で検討対象とした 19 橋梁について、簡易照査の 1 次チェックを行った。津波作用力算定式は、前述の適用条件を考慮せず、式(7.7)～式(7.9)を用いた。結果を図-7.11 に示す。

浸水高が大きい汐浜橋、姫橋、伊串橋は、作用力と抵抗力の比も大きく、津波に対して危険と判断される結果となった。鋼橋である高瀬川橋、平和橋、新王寺橋は、桁重量が軽いため、危険という評価になった。このうち、汐浜橋、姫橋、伊串橋を事例に 2 次チェックを行った。結果のみ次頁に添付する。

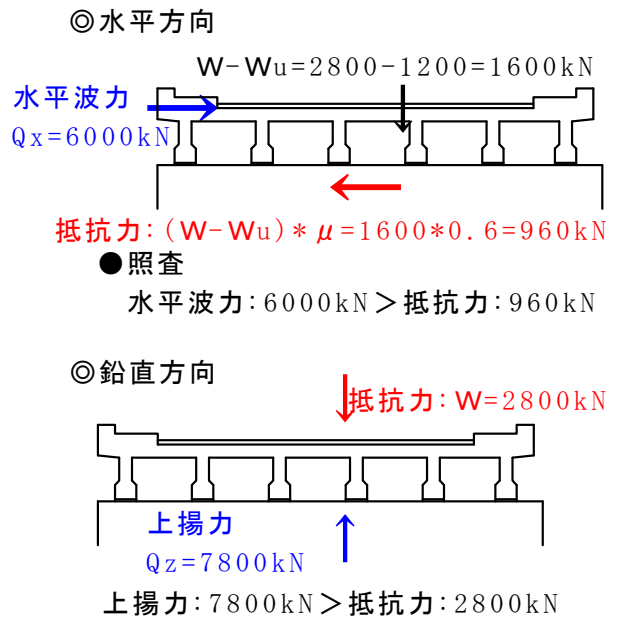


図-7.9 津波外力と抵抗力

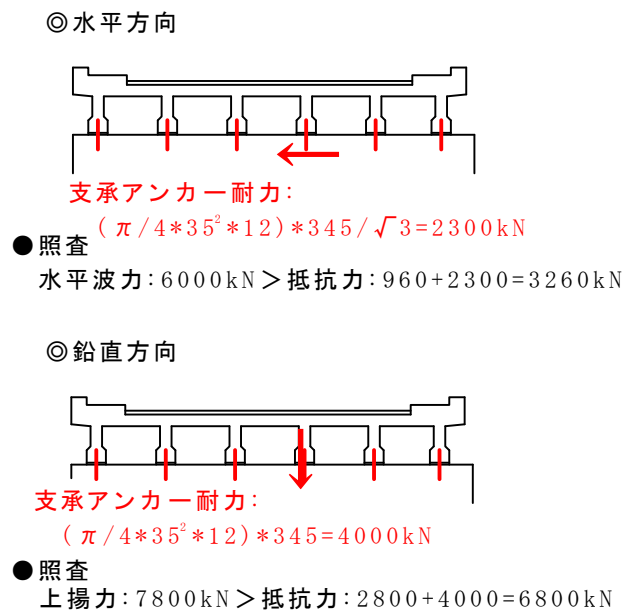


図-7.10 津波外力とアンカーを見込んだ抵抗力

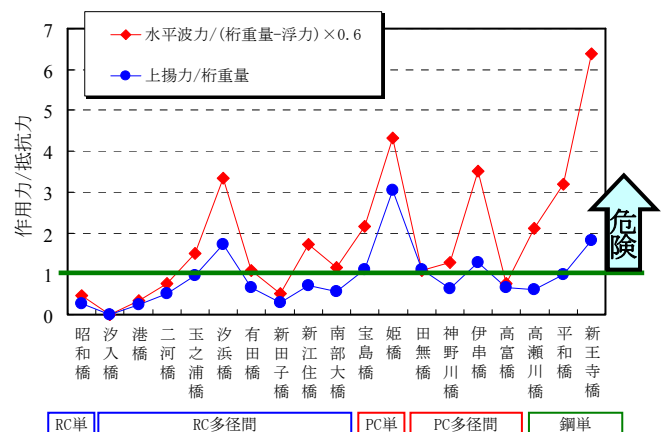


図-7.11 19 橋の作用力と抵抗力の比

b) 抵抗力に上部工重量と支承アンカー耐力を考慮（2次チェック）

橋 梁	水平波力に対する照査			上揚力に対する照査			評価
	作用力 (kN)	抵抗力 (kN)	判定	作用力 (kN)	抵抗力 (kN)	判定	
姫 橋	1800.0	< 3081.9	OK	3600.0	< 5812.4	OK	対策不要
橋 長：16.6m 径間数：1径間 津波高：8.0m 浸水高：2.1m	※抵抗力内訳 (桁重量-浮力)×0.6= 390.0 支承アンカー= 2691.9			※抵抗力内訳 桁重量= 1150.0 支承アンカー= 4662.4			
汐浜橋	12000.0	> 7697.3	OUT	18000.0	> 17252.7	OUT	対策必要
橋 長：44.0m 径間数：3径間 津波高：10.0m 浸水高：4.6m	※抵抗力内訳 (桁重量-浮力)×0.6= 3510.0 支承アンカー= 4187.3			※抵抗力内訳 桁重量= 10000.0 支承アンカー= 7252.7			
伊串橋	7400.0	> 5696.3	OUT	7600.0	< 12142.6	OK	対策必要
橋 長：43.5m 径間数：2径間 津波高：7.5m 浸水高：0.3m	※抵抗力内訳 (桁重量-浮力)×0.6= 2107.2 支承アンカー= 3589.1			※抵抗力内訳 桁重量= 5926.0 支承アンカー= 6216.6			

c) 抵抗力に上部工重量と支承アンカー耐力と変位制限構造を考慮（再2次チェック）

※変位制限構造は、水平波力のみ抵抗すると考える。

橋 梁	水平波力に対する照査			上揚力に対する照査			評価
	作用力 (kN)	抵抗力 (kN)	判定	作用力 (kN)	抵抗力 (kN)	判定	
姫 橋	1800.0	< 3541.9	OK	3600.0	< 5812.4	OK	対策不要
橋 長：16.6m 径間数：1径間 津波高：8.0m 浸水高：2.1m	※抵抗力内訳 (桁重量-浮力)×0.6= 390.0 支承アンカー= 2691.9 変位制限構造= 460.0			※抵抗力内訳 桁重量= 1150.0 支承アンカー= 4662.4 変位制限構造= 0.0			
汐浜橋	12000.0	> 11697.3	OUT	18000.0	> 17252.7	OUT	対策必要
橋 長：44.0m 径間数：3径間 津波高：10.0m 浸水高：4.6m	※抵抗力内訳 (桁重量-浮力)×0.6= 3510.0 支承アンカー= 4187.3 変位制限構造= 4000.0			※抵抗力内訳 桁重量= 10000.0 支承アンカー= 7252.7 変位制限構造= 0.0			
伊串橋	7400.0	< 8096.3	OK	7600.0	< 12142.6	OK	対策不要
橋 長：43.5m 径間数：2径間 津波高：7.5m 浸水高：0.3m	※抵抗力内訳 (桁重量-浮力)×0.6= 2107.2 支承アンカー= 3589.1 変位制限構造= 2400.0			※抵抗力内訳 桁重量= 5926.0 支承アンカー= 6216.6 変位制限構造= 0.0			

6) まとめ

スマトラ島に実在する橋梁について、上部工重量に支承アンカー耐力を仮定し、照査を行ったところ、作用力が抵抗力を大きく上回る結果となった。これは、作用した津波波高が大きく、また、波の峰部分に桁位置があり、単位m²当りの作用力が大きくなったことが要因として挙げられる。

一方、今回の事例で紹介した日本の橋梁は、波高がスマトラ島のものに比べて小さく、上部工重量の抵抗力に、

支承アンカーと変位制限構造を加えることで、検討対象橋梁の3橋のうち1橋を除いては『津波に対して安全』という結果となった。

この照査では、変位制限構造の抵抗が支承のアンカーと共に同時に抵抗できるという仮定であるが、変位制限構造に代わる別途対策工を図ることで、津波外力に抵抗できる可能性があると判断した。