

目 次

第1章 序論.....	1
1.1. 研究の背景.....	1
1.2. 我が国の耐震設計の変遷.....	2
1.3. 我が国の耐津波設計の変遷.....	4
1.4. 過去の津波被害.....	6
1.5. 既往の研究.....	8
1.5.1. スマトラ島沖地震以降の研究.....	8
1.5.2. 東日本大震災以降の研究.....	11
1.5.3. 海外の研究.....	13
1.6. 本研究の目的および内容.....	14
1.7. 本研究の構成.....	15
参考文献.....	16
第2章 東日本大震災の概要.....	18
2.1. 地震の概要.....	18
2.2. 震度.....	20
2.3. 津波高.....	21
2.4. 津波痕跡高.....	29
2.5. 道路橋の被害分析.....	31
2.5.1. 分析資料.....	31
2.5.2. 緊急点検の実施内容.....	32
2.5.3. 被害の分析.....	32
2.6. 橋梁の流失事例.....	37
2.6.1. 流失事例.....	37
2.6.2. 気仙大橋.....	56
2.6.3. 歌津大橋.....	61
参考文献.....	66

第3章 水路実験による橋梁の流失メカニズムの研究.....	67
3.1. 対象橋梁.....	67
3.1.1. 気仙大橋の概要.....	67
3.1.2. 歌津大橋の概要.....	67
3.2. 実験の概要.....	68
3.2.1. 実験水路.....	68
3.2.2. 縮尺.....	70
3.2.3. 橋梁模型.....	70
3.2.4. 計測機器.....	72
3.2.5. 目標とする実験流速.....	74
3.2.6. 波高.....	74
3.2.7. 実施方法.....	75
3.3. 気仙大橋の流失メカニズムの推定.....	78
3.3.1. 計測結果.....	78
3.3.2. 波の作用状況.....	80
3.3.3. 橋梁模型に作用する力.....	83
3.3.4. 津波により支承部に発生する力の算出.....	86
3.3.5. 支承部の耐荷力.....	89
3.3.6. 支承部の破断耐力と津波作用力の比較.....	91
3.3.7. 支承部の損傷状況.....	97
3.3.8. 気仙大橋の流失メカニズムの推定.....	100
3.4. 歌津大橋の流失メカニズムの推定.....	103
3.4.1. 計測結果.....	103
3.4.2. 橋梁模型に作用する力.....	106
3.4.3. 津波により支承部に発生する力の算出.....	109
3.4.4. 支承部の耐荷力.....	111
3.4.5. 支承部の破断耐力と津波作用力の比較.....	112
3.4.6. 支承部の損傷状況.....	119
3.4.7. 歌津大橋の流失メカニズムの推定.....	122
3.5. まとめ.....	124

参考文献.....	125
第4章 津波力の低減対策の研究.....	126
4.1. フェアリング対策.....	126
4.1.1. 目的.....	126
4.1.2. 気仙大橋のフェアリング実験.....	127
4.1.3. 歌津大橋のフェアリング実験.....	145
4.2. スリットフェアリング対策.....	166
4.2.1. 目的.....	166
4.2.2. スリット形状.....	166
4.2.3. スリットフェアリングの評価方法.....	168
4.2.4. 気仙大橋におけるスリットフェアリングの効果.....	169
4.2.5. 歌津大橋におけるスリットフェアリングの効果.....	173
4.3. まとめ.....	185
参考文献.....	187
第5章 結論.....	188
謝 辞.....	195

第1章 序論

1.1. 研究の背景

2011年3月11日に三陸沖で東北地方太平洋沖地震(M9.0, 最大震度7)が発生し、地震動による構造物の被害をもたらしたが、地震発生後に襲来した津波により東北地方太平洋沿岸部を中心に北海道から関東にかけて、甚大な津波被害をもたらした。津波は沿岸部の建物や構造物を流失させ、橋梁も同様に上部構造や橋脚、橋台背面盛土の流失被害が発生した。橋梁は道路網の重要なポイントに架橋されており、遮断されることにより人命救助、緊急輸送、復旧および復興の遅れにつながることから、津波により橋梁が流失しない対策が求められている。

東北地方太平洋沖地震による津波被害が甚大であったことから、翌年の2012年3月に改訂された道路橋示方書・同解説 V耐震設計編において、「(2)耐震設計にあたっては、地形・地質・地盤条件、立地条件、津波に関する地域の防災計画等を考慮した上で構造を計画するとともに、橋を構築する各部材及び橋全体系が必要な耐震性を有するように配慮しなければならない」として、津波に対する基本方針が追加された。また、解説において、「構造計画の考え方の例としては、津波に関する地域の防災計画等を参考にしながら津波の高さに対して桁下空間を確保すること、津波の影響を受けにくいような構造的工夫を施すこと、上部構造が流出しても復旧しやすいように構造的な配慮をすること等がある。」と記載されているものの、具体的な設計法や対策方法は確立されていない。近い将来、東海地震や東南海・南海地震、日本海溝・千島海溝周辺海溝型地震が発生するであろうと予測されており、早急な設計および対策手法の確立が望まれている。

1.2. 我が国の耐震設計の変遷

我が国の構造物に対する耐震研究は、明治 13 (1880) 年の横浜地震 (M5.5) を契機に、世界初の地震学会として日本地震学会が創設され本格的に始まった。明治 24 (1891) 年には濃尾地震 (M8.0) が起こり、日本における直下型地震としては最大であり人命・家屋に大きな被害をもたらした。翌年の明治 25 (1892) 年に文部省所管の研究機関として震災予防調査会が設立され、震災予防が研究され始めた。大正 5 (1916) 年に佐野利器が「家屋耐震構造論」を発表し耐震という言葉が生まれ、震度法のもととなった。大正 12 (1923) 年に関東地震が起こり、地震動・火災・津波により死者 10 万人以上の被害となったとされる。関東地震を受けて、翌年の大正 13 (1924 年) に「橋台橋脚等の耐震化の方法」として地震力に相当する水平力を設計に考慮する通達が発せられ、大正 15 (1926) 年に「道路構造二関スル細則 (案)」が内務省土木局より通達され、最強地震力 (地域と地盤の状況を考慮し、水平震度は 0.1~0.3、鉛直震度は水平震度の 1/2) を設計荷重として規定している。その後、昭和 14 (1936) 年の「鋼道路橋示方書案」において、設計震度の標準値は水平震度 0.2、鉛直震度 0.1 とし、架橋地の状況に応じて増減させることと規定された。当時の米国カリフォルニア州の設計震度が 0.06 であったことから、大きな水平力を考慮していることがわかる。

昭和 21 (1946) 年の南海地震、昭和 23 (1948) 年の福井地震、昭和 27 (1952) 年の十勝沖地震を経て、昭和 31 (1956) 年の「鋼道路橋示方書」において水平設計震度が 0.1~0.35 と規定された。昭和 39 (1964) 年の新潟地震では、地震被害・津波被害が発生し、中でも広範囲に発生した地盤の液状化により建物の転倒や橋梁の橋脚の転倒・移動等により桁の落下等の被害が発生した。これを受け昭和 47 (1972) 年に「道路橋耐震設計指針・同解説」が示され、震度法に加え修正震度法 (固有周期に応じた補正) を導入し、液状化判定や落橋防止構造の導入がなされたが、これらが耐震設計に取り入れられたのは世界ではじめてであった。その後、昭和 53 (1978) 年の宮城県沖地震、昭和 57 (1982) 年の浦賀沖地震が起こり、それまでにいくつかの改定を踏まえながら、平成 2 (1990) 年の「道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編」において、震度法に加え、大地震を想定し橋脚の塑性化を考慮した設計手法である地震時保有水平耐力による照査、動的解析による照査が盛り込まれた。

平成 5 (1993) 年に釧路沖地震、北海道南西沖地震、平成 6 (1994) 年に北海道東方沖地震、三陸はるか沖地震、平成 7 (1995) 年に兵庫県南部地震が発生した。兵庫県

南部地震の調査研究結果をもとに、平成 8（1996）年に「道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編」が改定され、従来まで想定していたプレート境界型地震に加え内陸直下型地震を新たに設定し、設計水平震度等が大幅に見直された。

平成 15（2003）年に十勝沖地震、平成 16（2004）年に新潟県中越地震、平成 20（2008）年に岩手・宮城内陸地震、平成 23（2011）年に東北地方太平洋沖地震が発生した。日本観測史上最大規模のプレート境界型地震の東北地方太平洋沖地震の観測データをもとに、近い将来予測されている南海トラフ巨大地震を考慮し、レベル 2（タイプ I）地震動およびその地域別補正係数の見直しがなされた。また、津波による被害が甚大であったことから、津波に関する地域防災計画等を参考にしながら津波の高さに対して桁下空間を確保すること、津波の影響を受けにくい構造的な工夫を施すこと、および、上部構造が流出しても復旧しやすいように構造的な配慮をすることが盛り込まれた。

我が国の耐震設計は、度重なる大地震による被害を積み重ね、100 年以上研究が続けられ高度なレベルに達しており、大規模地震に対しても限定的な構造物被害に留めることが可能となってきた。

1.3. 我が国の耐津波設計の変遷

津波力は港湾施設の堤防に対する波圧として研究が始まり、大正 9 (1920) 年に広井勇により波力の推定法に就て (広井公式) 図 1.1 が示され、その後合田¹⁾により合田式 (1973 年) 図 1.2, 朝倉ら²⁾ (2000 年) 図 1.3 により波力分布式が示されている。広井式は昭和 55 年の道路橋示方書・同解説において、鉛直壁に作用する砕波の波力として算出式が示されており、現行の道路橋示方書・同解説まで続いてきている。合田式は港湾の施設の技術上の基準・同解説, 朝倉らの式は津波避難ビルに対する波圧等に用いられている。

これらはすべて鉛直壁を想定したものであり、橋梁のように空間に浮かんだ状態の構造物に対する津波力は解明されていない。

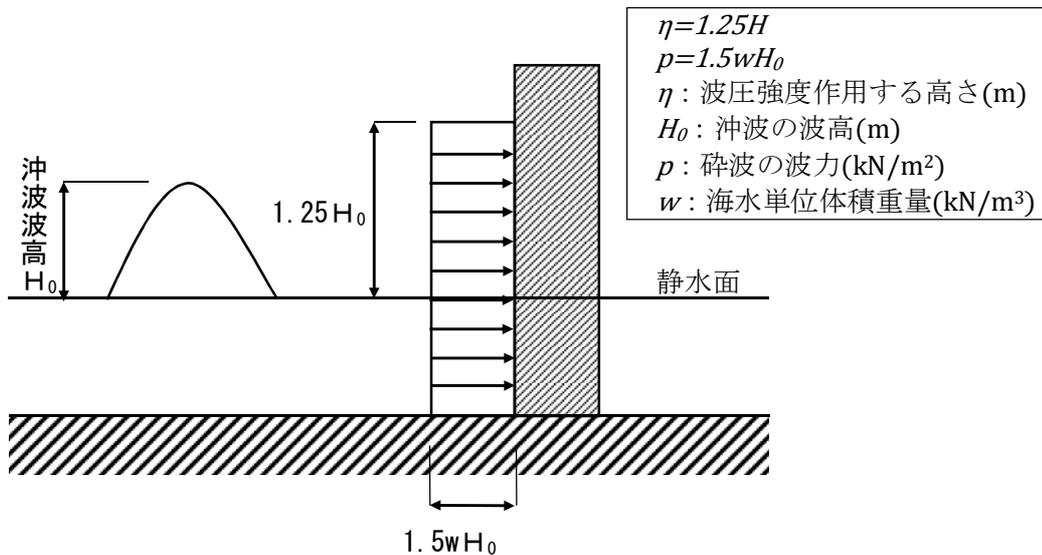


図 1.1 広井公式の波圧分布³⁾

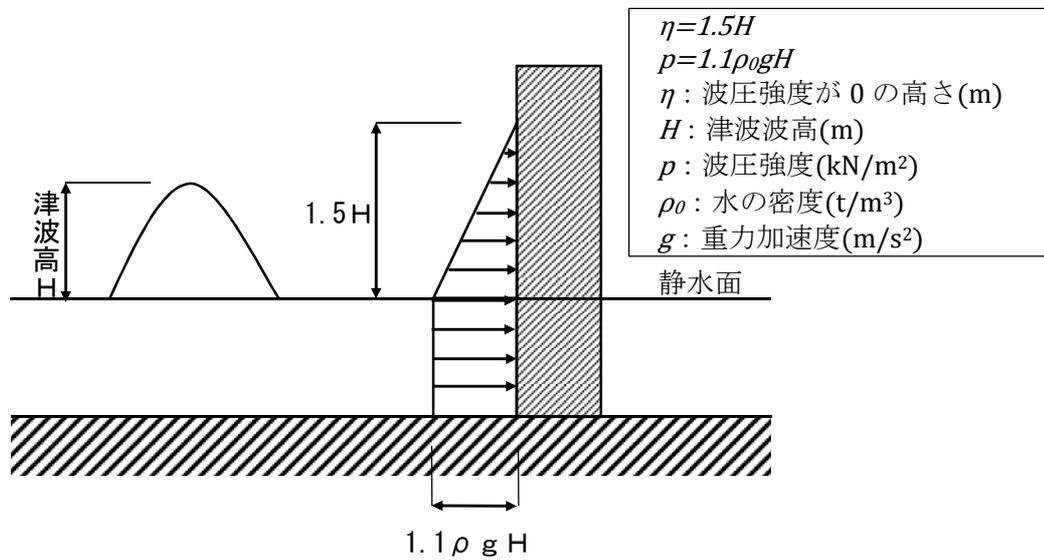


図 1.2 合田式の波圧分布（港湾の施設の技術上の基準・同解説 1999）³⁾

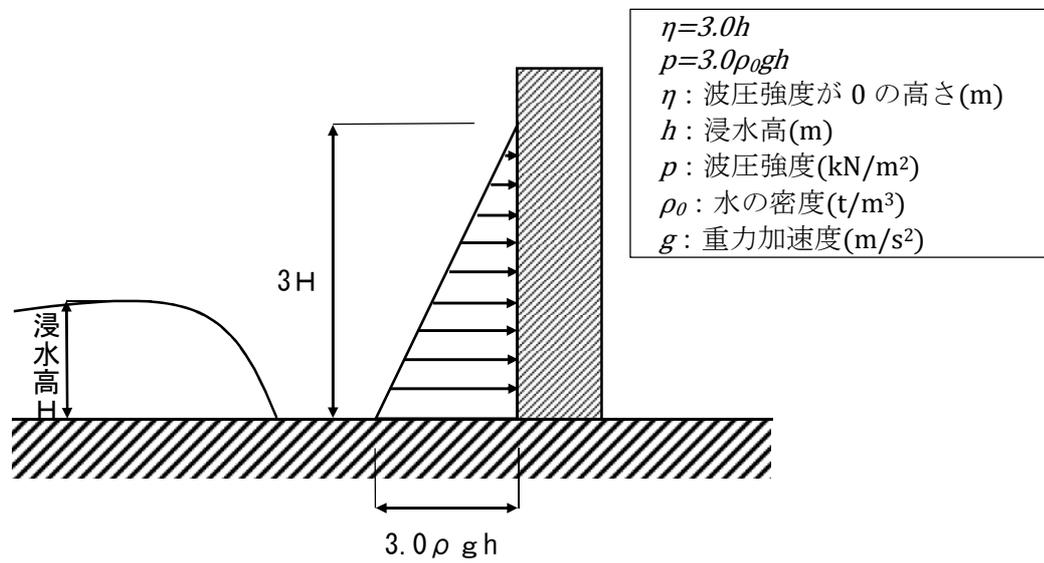


図 1.3 朝倉らの波圧分布³⁾

1.4. 過去の津波被害

日本は太平洋の北西部に位置する島国であり、東側および南側を太平洋、北西側を日本海、西側を東シナ海、北東側をオホーツク海と周囲を海に囲まれている。また、日本付近はユーラシアプレート、北アメリカプレート、太平洋プレート、フィリピン海プレートの4つのプレートがせめぎ合う境界域にあり、地震多発地域でもある。そのため、大地震の発生頻度は高く、さらに海底において地震が発生した場合、津波を発生させることがあり、地震被害のみならず津波被害をもたらしてきた。

日本における明治以降の主な津波災害を表 1.1 に、世界の地震津波災害を表 1.2 に示す。被害の違いはあるものの、比較的頻繁に発生している。

日本において特に津波被害が大きくなった地震は9回程度記録されており、10年に1度程度の発生頻度である。昭和三陸地震は、それほど震度は大きくなく地震による被害はほとんどなかったが、大津波により甚大な被害をもたらした。この地震対策として岩手県田老町の防潮堤が建設されることとなるが、2011年の東日本大震災の津波はそれを超えて壊滅的被害をもたらした。

世界においては、アラスカ沖、チリ沖、スマトラ島沖、サモア沖で発生した大地震による津波被害が多い。特に1960年のチリ地震は日本にも津波被害をもたらした。また、2004年にはスマトラ島沖地震により大津波を発生させインド洋沿岸国に大被害をもたらした。

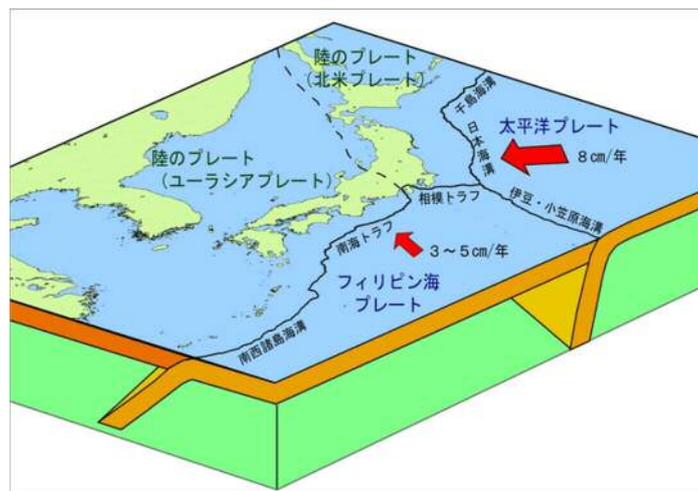


図 1.4 日本付近のプレートの模式図

国土交通省気象庁 HP (http://www.data.jma.go.jp/svd/eqev/data/jishin/about_eq.html)

表 1.1 日本における過去の主な津波災害

発生年月日	地震の規模	地震名	死者・行方不明者
明治 29(1896)年 6 月 15 日	M 8.2	明治三陸地震	死者 21,959
昭和 2(1927)年 3 月 7 日	M 7.3	北丹後地震	死者 2,925
昭和 8(1933)年 3 月 3 日	M 8.1	昭和三陸地震	死・不明 3,064
昭和 19(1944)年 12 月 7 日	M 7.9	東南海地震	死・不明 1,223
昭和 21(1946)年 12 月 21 日	M 8.0	南海地震	死者 1,330
昭和 35(1960)年 5 月 23 日	Mw 9.5	チリ地震津波	死・不明 142
昭和 58(1983)年 5 月 26 日	M 7.7	日本海中部地震	死者 104
平成 5(1993)年 7 月 12 日	M 7.8	北海道南西沖地震	死者 202
平成 23(2011)年 3 月 11 日	Mw 9.0	東北地方太平洋沖地震	死 19,335 不 2,600※

※H27.9.1 現在

気象庁 HP より抜粋・著者一部加筆：

<http://www.data.jma.go.jp/svd/eqev/data/higai/higai-1995.html>

表 1.2 海外における過去の主な津波をもたらした地震

発生年月日	地震の規模	地震名
1868 年 8 月 13 日	Mw 9.1	アリカ地震
1877 年 5 月 10 日	Mw 9.1	イキケ地震
1946 年 4 月 1 日	Mw 8.1	アリューシャン地震
1957 年 3 月 9 日	Mw 8.2	アリューシャン地震
1960 年 5 月 22 日	Mw 9.5	チリ地震
1964 年 3 月 28 日	Mw 9.2	アラスカ地震
1976 年 8 月 17 日	M8	ミンダナオ地震
2004 年 12 月 26 日	Mw 9.3	スマトラ島沖地震
2009 年 9 月 29 日	Mw 8.1	サモア沖地震
2010 年 2 月 27 日	Mw 8.8	チリ地震

NOAA Tsunami Event Database より抽出・加筆：<http://www.ngdc.noaa.gov/>

1.5. 既往の研究

港湾施設における津波の研究は比較的古くからおこなわれてきているが、津波が橋梁に及ぼす影響について研究がされ始めたのは、2004年のスマトラ島沖地震以降であり、研究の歴史は浅い。

1.5.1. スマトラ島沖地震以降の研究

2004年のスマトラ島沖地震により、死者20万人以上と推定されている甚大な被害がもたらされ、そのほとんどが津波によるものである。津波高は20mを超えた地域もあり、沿岸部の橋桁が流失する等、橋梁にも大きな被害が発生した。日本においては、東海・東南海・南海地震が近い将来発生すると懸念されており、重要路線の避難路や緊急輸送路等の確保が必要であり、特に橋梁は重要構造物であるが、耐震設計による安全性は向上しているものの津波作用力の影響は十分に把握されていなかった。

幸左ら2007⁴⁾のスマトラ島における被災調査結果によると、調査対象橋梁の26橋のうち流失した橋梁の比率は、RC桁が22%、PC桁が50%、鋼I桁が50%、鋼トラス桁が86%であり、鋼トラス桁の流失比率が他橋梁種別に比べて非常に大きい結果が得られている。また、津波作用力 F と摩擦抵抗力 S を比較した桁移動有無の簡易判定式($\beta=S/F$)を用いて、橋梁種別による津波被害程度の分析を行っており、流失傾向と同様にRC桁は $\beta=2.7$ と最も高く、鋼トラス桁は $\beta=0.6$ と最も小さくなっており、鋼トラス桁の流失の危険性が高いことを示している。これは、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、桁長が幅員に比べ短いため β 値が大きくなる。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、桁長が幅員に比べ長いため β 値が小さくなることを意味しており、桁高や幅員、橋長等の形状の違いが流失に影響することがわかってきた。

橋梁に作用する津波力に対して実験的研究も進められた。庄司ら2006⁵⁾は、スマトラ島沖地震でスリランカにおける橋梁構造物の津波被害データを参考に、対象橋梁を単純桁橋に絞り、桁が橋台上の桁かかりから横移動する津波被害形態を桁-橋台間の摩擦力と桁に作用する津波力とのつりあいの関係に着目しモデル化を行い、上下式ゲートを開閉による造波を用いた開水路実験により妥当性を検証している。また、橋梁模型は単純な矩形を基本としているが、幅や高さ、長さを変えて細長比が大きいほ

ど桁移動の被害が生じやすく、同程度の桁重量であれば細長比が大きいほど低い津波流速で桁移動が生じるとしている。

さらに庄司ら 2009⁶⁾ は、インドネシアで被災した桁橋の幾何学的な縮尺模型を用いて、橋桁が横移動する際の津波波力の同定を試みており、桁重量の 0.43~0.44 倍程度の水平荷重により桁移動が生じ始めるとしている。また、津波波力と橋桁被害の関係には桁下高が大きく影響しており、桁下高が小さい場合に鉛直波力が大きく作用するため、桁下高の違いにより桁模型に作用する津波波力のメカニズムに相違が生じるとしている。また、庄司ら 2009⁷⁾ は、河口付近の津波と河川内を遡上する津波の 2 つのタイプの津波作用をモデル化した水理実験を行い、河口付近の津波を想定した場合（静水深 20mm，巻き波砕波段波）は桁重量に対して 0.31~0.34 倍の水平波力で移動、河川内を遡上する津波を想定した場合（静水深 40mm，砕け寄せ波砕波段波）は桁重量に対して 0.43~0.48 倍の水平波力で移動が想定されている。

二井ら 2009⁸⁾ は、スマトラ島で被災したコンクリート製の単純桁橋を単純化した模型を用いて、砕波等の波形状の変化が少ない造波板による 1 山入射波における開水路実験を行い、直壁構造物を対象とした既存の波力算定式の適用性の検証を行っている。検証の結果、静水圧の数倍の波圧を考慮するという方向性は良いものの、破砕する波が作用する場合には静水圧の 4 倍の波圧となり、適用範囲を超える波圧が計測された。また、一山孤立波において桁下高に着目した実験では、桁下へ侵入する波は桁を持ち上げるようにしながら進行し、その作用する方向は斜め上向きであり、桁下高の違いにより桁側面の波圧のみで波力を算定すると過小評価することや、破砕傾向にある波の揚力は波力の 1 倍以下であるが、形状を保持した一山孤立波では 3 倍程度となり、波形状により作用力が異なることが指摘されている。

幸左ら 2009⁹⁾ は、スマトラ島の桁移動に着目し、我が国の一般的な単純鋼 I 桁をモデルとした粒状体挙動解析によって橋梁損傷シミュレーションを行い、津波による橋梁の桁移動現象のメカニズムの検証を試みている。津波高を 12m，津波流速 9.6m/s を基本値としパラメータを変化させ、桁移動は突発的な波力ではなく持続する波力の影響が大きいこと、流速を速くすると大きな波力が作用し桁の変位が大きくなり、摩擦係数を増加させると桁の移動が発生しない現象を解析的に再現している。また、幸左ら 2011¹⁰⁾ は津波により桁への作用力を評価するため、波高、桁下高を変化させた実験を行い、水平波力を桁波高比（桁中心位置／波高）で評価しており、水平波力は桁

波高比 0.0~0.5 までは、静水圧の 1.90 倍で一定となり、桁波高比 0.5 以上では静水圧の 1.90 倍を底辺とし桁波高比 1.3 を頂点とした三角形分布となるとしている。

張ら 2010¹¹⁾ は、橋梁構造物に対する津波作用力の軽減対策の構築を目的として、上部構造の側面にフェアリングを取り付け、軽減効果の検討を行っている。20 種類のフェアリング形状に対して、転倒式ゲートを用いた開水路実験を行い、フェアリングが抗力の軽減に効果が大きく、フェアリング形状は水平方向の長さの影響よりもフェアリング頂点の上下方向の位置の変化が顕著であることが示されている。

しかしながら、スマトラ島沖地震の津波の正確な情報は把握されておらず、流速や波高、津波形状について推測・仮定した条件を基に実験・解析を実施している状況であり、十分な解明に至っていない。

1.5.2. 東日本大震災以降の研究

スマトラ島沖地震以降、津波が橋梁に及ぼす影響について、実験や解析、調査等が進められてきたなかで、2011年に東北地方太平洋沖地震が発生し、東北地方を中心とした太平洋沿岸に大津波が襲来し、死者19335人、行方不明者2600人、負傷者6219人（平成27年9月1日現在 平成23年（2011年）東北地方太平洋沖地震（東日本大震災）について（第152報） 消防庁災害対策本部発表）という大惨事となった。津波の状況は、定点カメラやヘリコプター、避難住民により記録され、津波の形状、津波高、津波の流速等、スマトラ島沖地震よりも正確な情報を得ることができた。

国土交通省、自治体、土木学会、大学、協会等により被災調査が行われた。白石ら^{2011^{1,2)}}の報告によると、桁の流失や移動等の被害を受けた橋は243橋にもものぼる。落橋被害は岩手県、宮城県、福島県の3県に集中し、その大半が市町村道であると報告されている。

庄司ら^{2012^{1,3)}}は、津波が橋桁に作用する位置と津波波力の関係に着目し、津波波力の水平成分と鉛直成分のバランスについて研究している。津波の上部が橋桁に作用する場合には水平力は静水圧相当の荷重に対して1.47～2.02倍、下向きの鉛直力が静水圧相当の荷重に対して0.28～0.58倍。津波の中間部が橋桁に作用する場合には水平力上向きの鉛直力が発生し、津波の下部が橋桁に作用する場合には、水平力は静水圧相当の荷重に対して0.85～1.16倍の値を有した上で、上向きの鉛直力が静水圧相当の荷重に対して0.38～0.48倍と最も大きくなるとしている。

清水ら^{2012^{1,4)}}は、岩手県から宮城県の太平洋沿岸の国道45号および国道398号の橋梁に着目し、震源に近く最大級の津波に襲われたと推定される小泉大橋を例として流出の概要について調査し、その他の被害橋梁について津波作用力と抵抗力に着目した上部構造流出判定について検討を行っている。小泉大橋においては、橋軸直角方向に津波が作用力しており、耐震補強工事で橋軸方向の効果を期待して追加したダンパーや落橋防止構造が抵抗できなかったことから、津波に対して別途補強装置が必要としている。また、スマトラ島沖地震の際に幸左らが提案する簡易判定式 ($\beta=S/F$) を用いて被災状況と比較した結果、流失橋との相関性が高いことが示されている。

佐々木ら^{2013^{1,5)}}は、簡易判定式 ($\beta=S/F$) による比較橋梁数を増やし、さらに被災動画より漂流物の移動速度を求め、それを津波流速にすることで補正を行い、簡易判定式の流出評価指標としての有効性が確認されている。津波流速は、志津川、大槌、

陸前高田，新北上川，名取川河口，歌津の6地区において解析しており，全体平均流速で5.7m/s，最大流速は陸前高田で9.0m/sと報告されている。

付ら2013¹⁶⁾は，歌津大橋の被災に着目し，浮遊物の映像解析により水位上昇速度および津波流速の関係を解明し，歌津大橋に水位が達した時は，流速4.39m/sと推定されている。

神宮司ら2014¹⁷⁾は，気仙大橋に着目し，写真画像より津波流速および水位上昇変化について検討している。気仙大橋付近の流速は，写真映像より5.5m/s，数値解析より4.5~6.0m/sと推測され，流速約6m/sで流出したものと推定している。また写真解析より橋面が浸水した後に，橋梁照明柱の水平移動および傾斜が確認され，流出時状況が把握できている。

独立行政法人土木研究所においては，橋梁の形状に着目して，中尾ら2013¹⁸⁾は支点反力に着目し，張出床版部の有無や張出部の長さ，支点数などを変化させ津波作用力の影響を検討している。その結果，模型幅と模型高の比(B/D)を5.0とした扁平な長方形断面においては，模型下面に作用する圧力よりも模型上面に作用する圧力のほうが大きいので支点反力としては浮き上がる力は発生しないが，2主桁，4主桁の場合は津波が作用する側の支点が浮き上がり，反対側の支点は押し込む力が発生しており，回転力が作用することが分かった。さらに中尾ら2013¹⁹⁾は，橋桁に作用する津波外力や圧力を実験により計測し，圧力から津波外力の発生メカニズムおよび津波力軽減を検討している。津波作用直後に，張出床版部下面に津波が作用し，鉛直上向き力および上流側が持ち上がる力が発生している。軽減対策として，張出部に流れ制御板（鉛直タイプおよび三角形タイプ）を検討しており，鉛直タイプは張出床版部の鉛直上向き力および上流側が持ち上がる力を防ぐことができ，三角形タイプは到達水位が小さい場合に鉛直上向き力で増加傾向を示すが，それ以外ではやや軽減され，水平方向力は35~40%軽減できている。また，炭村ら2013²⁰⁾は支承部の抵抗特性に着目し，4主桁の大型供試体を製作し，津波作用力と同様な鉛直上向き力を作用させた場合の鋼製支承の抵抗特性を検討している。津波作用力が作用すると支承部は上向きの力によりサイドブロックの取付けボルトが破壊される。また，荷重変位特性をモデル化することで，実験結果を精度よく評価している。

国内において様々な方法により,耐津波設計について研究が進められてきているが,形状を単純化した実験が多く,詳細な形状を再現した実験は少ない.また,具体的に津波力を低減するような対策の研究は少ないのが現状である.

1.5.3. 海外の研究

一方,海外においても津波被害が発生しているおり研究が報告されている.

Yim ら 2011²¹⁾ は,大津波発生の確率が高いオレゴン州の海岸沿いにおいて,4橋を対象として数値解析を行い橋梁上部工への津波力影響について研究を行っている.その結果,Schooner Creek Bridge は,異なる二つの橋梁形式が存在するが,I桁の床版橋よりも箱形状の方が,水平および鉛直力共に大きいとされている.

しかしながら,海外における橋梁への津波の影響についての研究は非常に少なく,日本国内と同様に耐津波設計の方法について十分に解明されていないのが現状である.

1.6. 本研究の目的および内容

我が国周辺は世界有数の地震発生地域であり、はるか昔より地震被害を受けてきた。明治以降、構造物の耐震設計は発展し、橋梁においてもある程度の理論および対策を講じることが可能となった。しかしながら、地震被害と同様に長年被害を受けてきたが、橋梁としての耐津波設計方法は十分に確立されていない状況である。2011年に東北太平洋沖地震の津波により甚大な被害が生じたが、今後近い将来、東海、東南海、南海でも同規模以上の地震が発生することが予想されている。それらの地域は大都市や人口密集地が多く、さらに甚大な被害をもたらす可能性があることから、緊急輸送路・避難路・救命ルート・復旧復興道路の一部として重要な橋梁において、耐津波技術の確立が早急に求められている。

本研究の内容は、東北太平洋沖地震による津波被害を整理し、流失した岩手県陸前高田市の気仙大橋、宮城県南三陸町の歌津大橋に着目した。気仙大橋は、3径間連続鋼鈹桁橋および2径間連続鋼鈹桁橋からなる気仙川河口に架かる5径間の橋梁であり、一連の上部工すべてが上流に流された。歌津大橋は、2連の単純PCポステンT桁、5連の単純PCプレテンT桁、5連の単純PCポステンT桁で構成される、伊里前川河口から海岸線に架かる12径間の橋梁であり、橋梁の中間付近の8径間が流失した。そのうちのポステンT桁の3径間は転倒、プレテンT桁の5径間は滑動で流失している。上記の橋梁は、橋梁形式が違う上に流失形態も異なることから、各々の流失メカニズムを解明することにより耐津波技術の進展を図る。また、津波による波力軽減を図るため、耐風設計において効果的なフェアリングと呼ばれる整流部材に着目し、三角形の断面を外側の側面に張り出す桁側面フェアリング（L形フェアリング）および、橋梁全体を覆う箱形フェアリングを橋梁に設置した構造について検討を行う。

本研究は、開水路を用いた実験的検証方法を基本とし、引き上げ式ゲートを設置しゲートを引き上げるにより造波させ、細部を忠実に再現した1/50縮尺模型を用いて模型に作用する力を計測することで、津波作用力の把握を行った。

1.7. 本論文の構成

本論文は、以下のように構成されている。

第1章 序論

第2章 東日本大震災の概要

第3章 水路実験による橋梁の流失メカニズムの研究

第4章 津波力の低減対策の研究

第5章 結論

参考文献

- 1) 合田良実：防波堤の設計波圧に関する研究，港湾空港技術研究所報告，Vol.12 No.3, pp.31-69, 1973
- 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，Vol.47, pp.911-915, 2000
- 3) 日下部毅明・渋谷研一・片岡正次郎：津波による道路施設の被災度と経済的損失の評価手法に関する現況等の調査と基礎的検討，国総研資料，第316号，2006
- 4) 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，Vol.29, pp.895-901, 2007
- 5) 庄司学・森洋一郎：桁橋の津波被害再現実験，海岸工学論文集，第53巻，pp.801-805, 2006
- 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破碎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, 2009
- 7) 庄司学・森山哲雄・平木雄・藤間功司・嶋原良典・笠原健治：巻き波砕波段波および砕け寄せ波砕波段波の作用を受ける橋桁の津波荷重評価，土木学会論文集 B2 (海岸工学)，Vol.B2-65No.1, pp.826-830, 2009
- 8) 二井伸一・幸左賢二・庄司学・木村吉郎：橋梁への津波作用力に関する実験的検討，構造工学論文集，Vol.55A, pp.471-482, 2009
- 9) 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，構造工学論文集，Vol.55A, pp.483-494, 2009
- 10) 幸左賢二・秋吉秀一・二井伸一・木村吉郎：津波による橋梁への水平作用力に関する実験的検討，構造工学論文集，Vol.57A, pp.442-494, 2011
- 11) 張広鋒・薄井稔弘・星熊順一：津波による橋梁上部構造への作用力の軽減対策に対する実験的研究，土木学会論文集 A1 (構造・地震工学)，Vol.66, No.1 (地震工学論文集第31巻)，pp.425-433, 2010
- 12) 白石卓也・丸山久一・田中泰司・山口貴幸・高田 晋：Google Earth を用いた津波被害を受けた橋梁の調査，第29回土木学会関東支部新潟会研究調査発表会論文集，pp.362-363, 2011

- 1 3) 庄司学・平木雄・江面嘉之・飯高稔・藤間功司・鴨原良典：橋桁に作用する津波波力の水平成分と鉛直成分の発生メカニズムに関する実験的考察，土木学会論文集 A1 (構造・地震工学)，Vol.68 No.4, I_1134-I_1144, 2012
- 1 4) 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
- 1 5) 佐々木達生・幸左賢二・鄭玉龍：桁抵抗力津波作用力比に基づく橋梁の被害分析，構造工学論文集，Vol.59A, pp.417-427, 2013
- 1 6) 付李・幸左賢二・佐々木達生：Tsunami damage evaluation of Utatsu Bridge by video and 2-D simulation analyses，構造工学論文集，Vol.59A, pp.428-438, 2013
- 1 7) 神宮寺博志・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津波被害分析，構造工学論文集，Vol.60A, pp.271-281, 2014
- 1 8) 中尾尚史・張広鋒・炭村透・星隈順一：上部構造の断面特性が津波によって橋に生じる作用に及ぼす影響，土木学会論文集 A1 (構造・地震工学)，Vol.69No.4, pp.I_42-I_54, 2013
- 1 9) 中尾尚史・糸永航・野阪克義・伊津野和行・小林紘士：4 主桁橋に作用する津波外力の発生メカニズムの解明と津波外力低減対策に関する実験的研究，土木学会論文集 A1 (構造・地震工学)，Vol.69No.3, pp.572-585, 2013
- 2 0) 炭村透・張広鋒・中尾尚史・星隈順一：津波によって橋に生じる作用に対する鋼製支承の抵抗特性に関する実験的検討，土木学会論文集 A1 (構造・地震工学)，Vol.69No.4, pp.I_102-I_110, 2013
- 2 1) Solomon C. Yim・Sutaporn Boon-intra・Seshu B. Nimmala・Holly M. Winston・Mohsen Azadbakht・Kwok Fai Cheung：Development Of A Guideline For Estimating Tsunami Forces On Bridge Superstructures, Oregon Department of Transportation Research Section, 2011
- 2 2) 道路橋示方書・同解説 I～V編：社団法人日本道路協会，2012.3
- 2 3) 道路橋支承便覧：社団法人日本道路協会，2004.4

第2章 東日本大震災の概要

2.1. 地震の概要

平成23年(2011年)3月11日14時46分、三陸沖(牡鹿半島の東南東約130km付近)の北緯38度06.21分、東経142度51.66分、深さ24kmを震源とするM9.0の地震(東北地方太平洋沖地震)が発生した。宮城県栗原市で震度7を観測したほか、東北地方を中心に北海道から九州地方にかけて震度6強から1を観測した。また、北海道から沖縄の太平洋沿岸及び日本海沿岸、オホーツク海沿岸、東シナ海沿岸の一部で津波が観測され、国内の津波観測施設では高いところで9.3m以上となった。この地震の揺れ及び津波により、宮城県を中心に岩手県・福島県等で死者19,335名、行方不明者2,600名、負傷者6,219名、住家全壊124,690棟、住家半壊275,118棟、一部損壊764,843棟、床上浸水3,352棟、床下浸水10,230棟などの被害を生じた¹⁾。

地震の発震機構は、西北西-東南東方向に圧力軸を持つ逆断層型で、太平洋プレートと陸のプレートの境界の広い範囲で破壊が起きたことにより発生した地震である。

近地強震動波形を用いた震源過程解析によると、断層の破壊は、破壊開始点付近で徐々に拡大した後、南北方向に分かれて進行し、破壊開始点の東から北東側の海溝側に大きなすべり(最大で約30メートル)が生じた領域がある。

東北地方太平洋沖地震の余震は、岩手県沖から茨城県沖にかけて、震源域に対応する北北東-南南西方向に延びる長さ約500km、幅約200kmの範囲に密集して発生しているほか、震源域に近い海溝軸の東側や福島県から茨城県の陸域の浅い場所でも活動がみられる。最大余震は2011年3月11日15時15分に発生したM7.6の茨城県沖の地震(最大震度6強)で、これまでに発生した余震はM7.0以上の余震は6回である。(平成24年3月31日現在)。東北地方太平洋沖地震以降、4月頃にかけては極めて活発な活動が見られていたが、余震活動域全体では、次第に少なくなってきた。

また、東北地方太平洋沖地震以降、長野県北部~新潟県中越地方、静岡県東部、秋田県内陸北部、茨城県南部、長野県中部でも最大震度5強以上を観測する地震が発生するなど、余震活動地域の外側でも活発な地震活動がみられた。²⁾

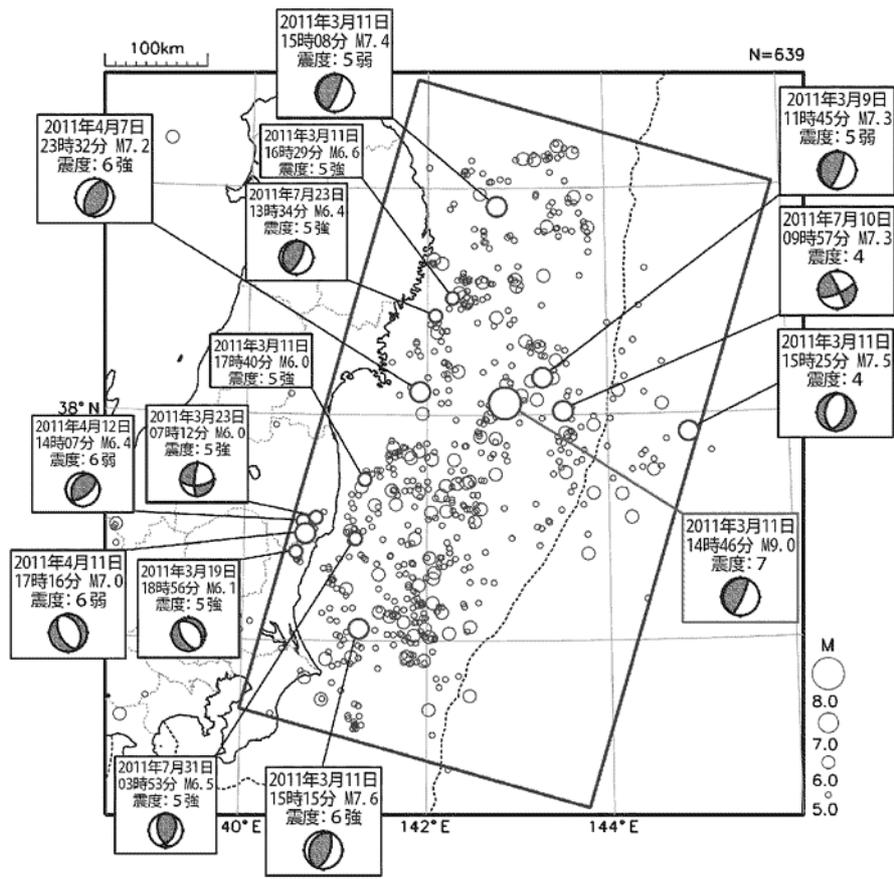


図 2.1 東北地方太平洋沖地震とその余震²⁾

2011年3月1日～2012年2月29日，深さ0～90km， $M \geq 5.0$ 。図中の吹き出しは矩形領域内で発生したM7.0以上の地震とM6.0以上で震度5強以上を観測した地震

2.2. 震度

宮城県栗原市築館で最大震度 7 の揺れを観測したほか、宮城県、福島県、茨城県、栃木県で震度 6 強の揺れを観測し、岩手県、宮城県、福島県、茨城県、栃木県、群馬県、埼玉県、千葉県で震度 6 弱の揺れを観測した。17 都県で震度 5 弱以上、宮崎県、沖縄県以外の 45 都道府県で震度 1 以上を観測した。

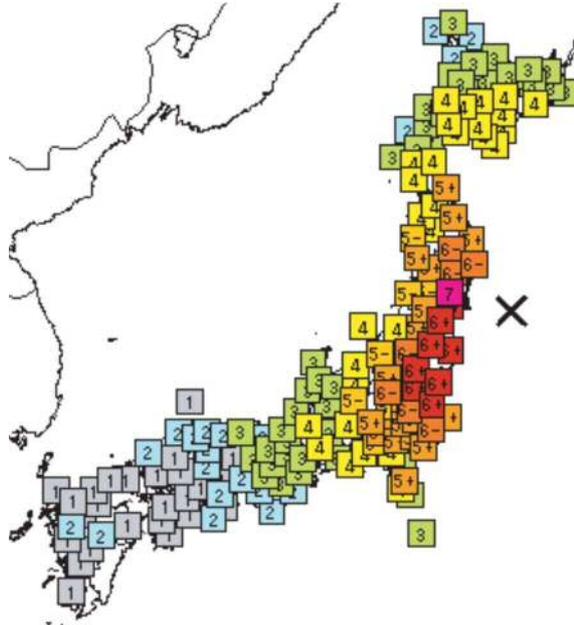


図 2.2 3 月 11 日 14 時 46 分に発生した本震 (M9.0, 最大震度 7) の地域ごとの震度分布²⁾

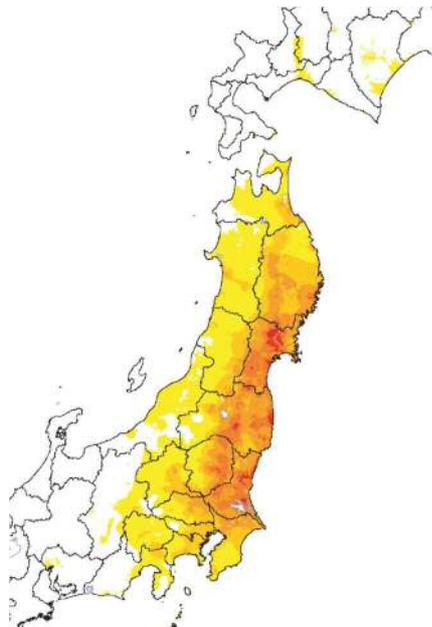


図 2.3 3 月 11 日 14 時 46 分に発生した本震 (M9.0, 最大震度 7) の推計震度分布²⁾

2.3. 津波高

東北地方太平洋沖地震により、東北地方太平洋沿岸を中心として全国の沿岸部で津波が観測された。気象庁の報告²⁾によると、各地の気象庁、国土交通省港湾局、海上保安庁、国土地理院、地方自治体が所有する津波観測施設において津波高が観測され、「福島県相馬で 9.3m 以上、宮城県石巻市鮎川で 8.6m 以上など、東日本の太平洋沿岸を中心に非常に高い津波を観測したほか、北海道から鹿児島県にかけての太平洋沿岸や小笠原諸島で 1m 以上の津波を観測した」と報告されている。国内各地で観測された津波高について図 2.4～図 2.10、海外で観測された津波高について図 2.11、表 2.1に示す。ここで示されている津波高さは、天文潮や気象潮をできるだけ取り除いて、津波の影響による高さだけを計測したものである。津波の時刻歴変化としては、「東北地方太平洋沿岸の多くの観測点では、地震発生直後から緩やかな引き波が観測されたが、地震発生後の約 15 分後（15 時過ぎ）には押し波に転じて高い津波が押し寄せ、そのさらに 10 分前後経ったのち、場所によっては非常に急激に巨大な津波となった。」と報告されている。石巻市鮎川やいわき市小名浜、大洗等においては、観測された津波波形からは引き波は観測されていない。

また、本地震により日本国外においても大きな津波高が観測されている。主な観測地は太平洋沿岸諸国であり、アメリカ東海岸やチリで 2m を超す津波高が観測されている。

津波観測状況

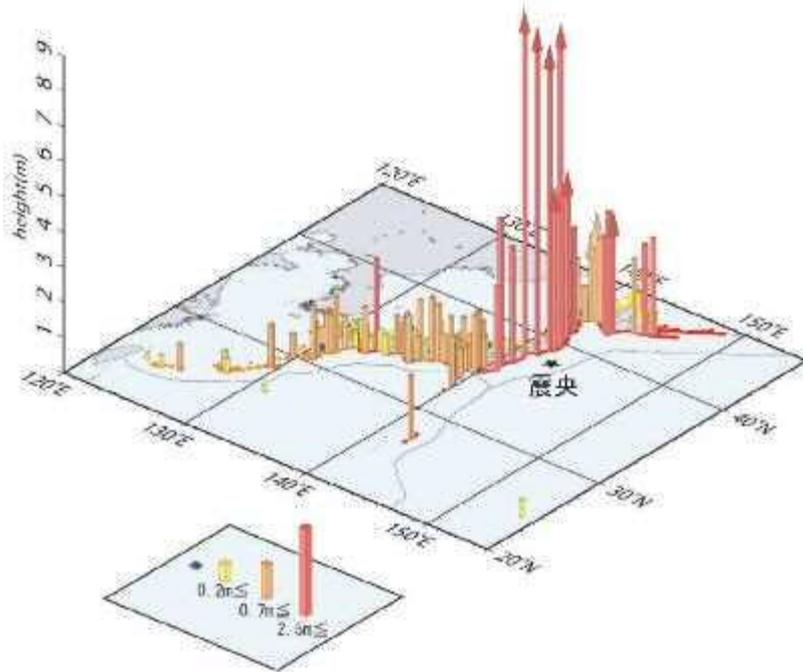


図 2.4 津波観測施設で観測された津波の高さ²⁾

矢印は、津波観測施設が津波により被害を受けたためデータを入力できない期間があり、後続の波でさらに高くなった可能性があることを示す。

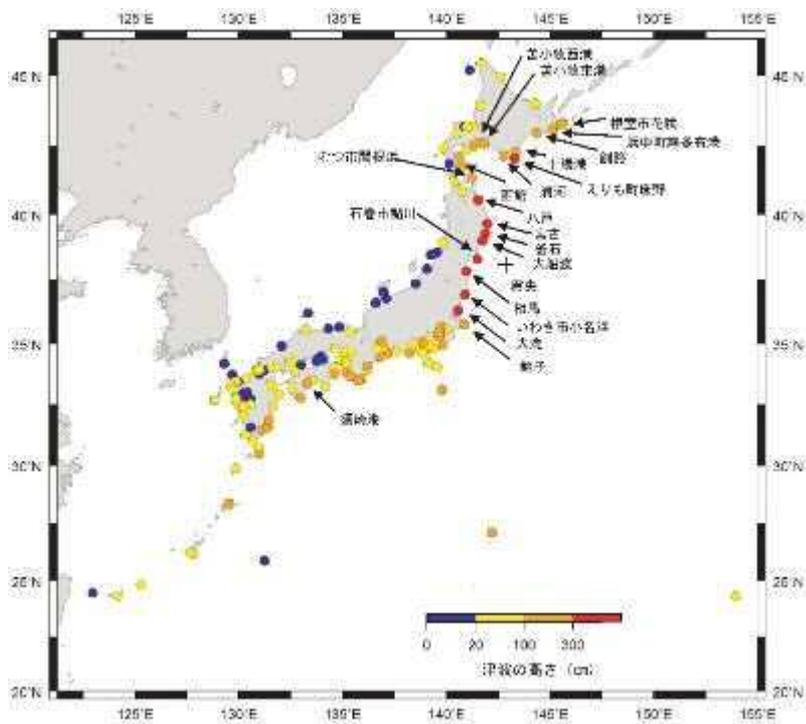


図 2.5 国内の津波観測施設で観測された津波の高さ²⁾

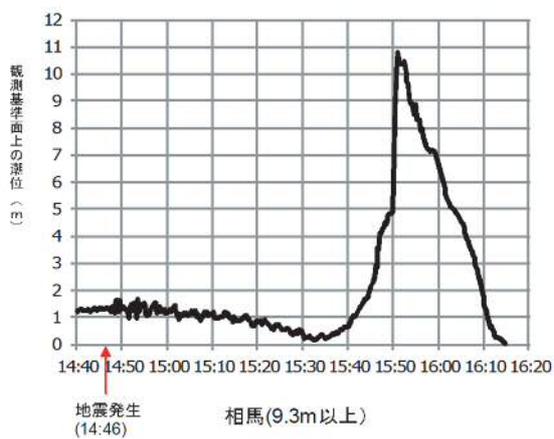
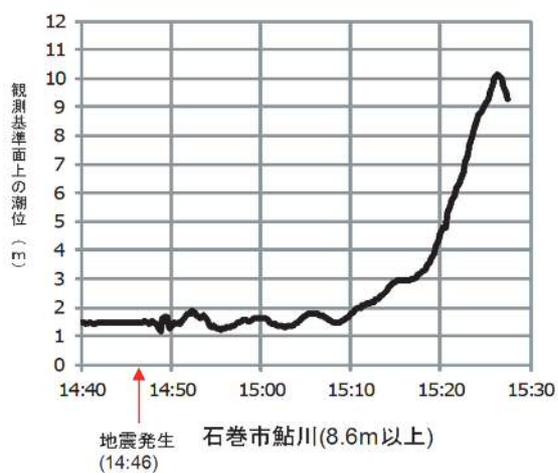
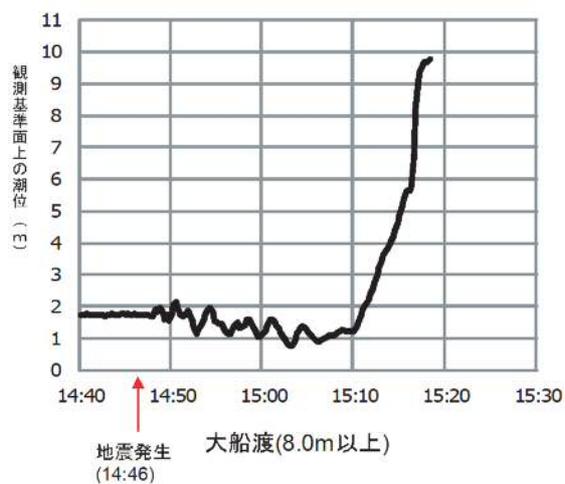


図 2.6 大船渡（岩手県）、石巻市鮎川（宮城県）、相馬（福島県）における地震発生直後の潮位変化²⁾

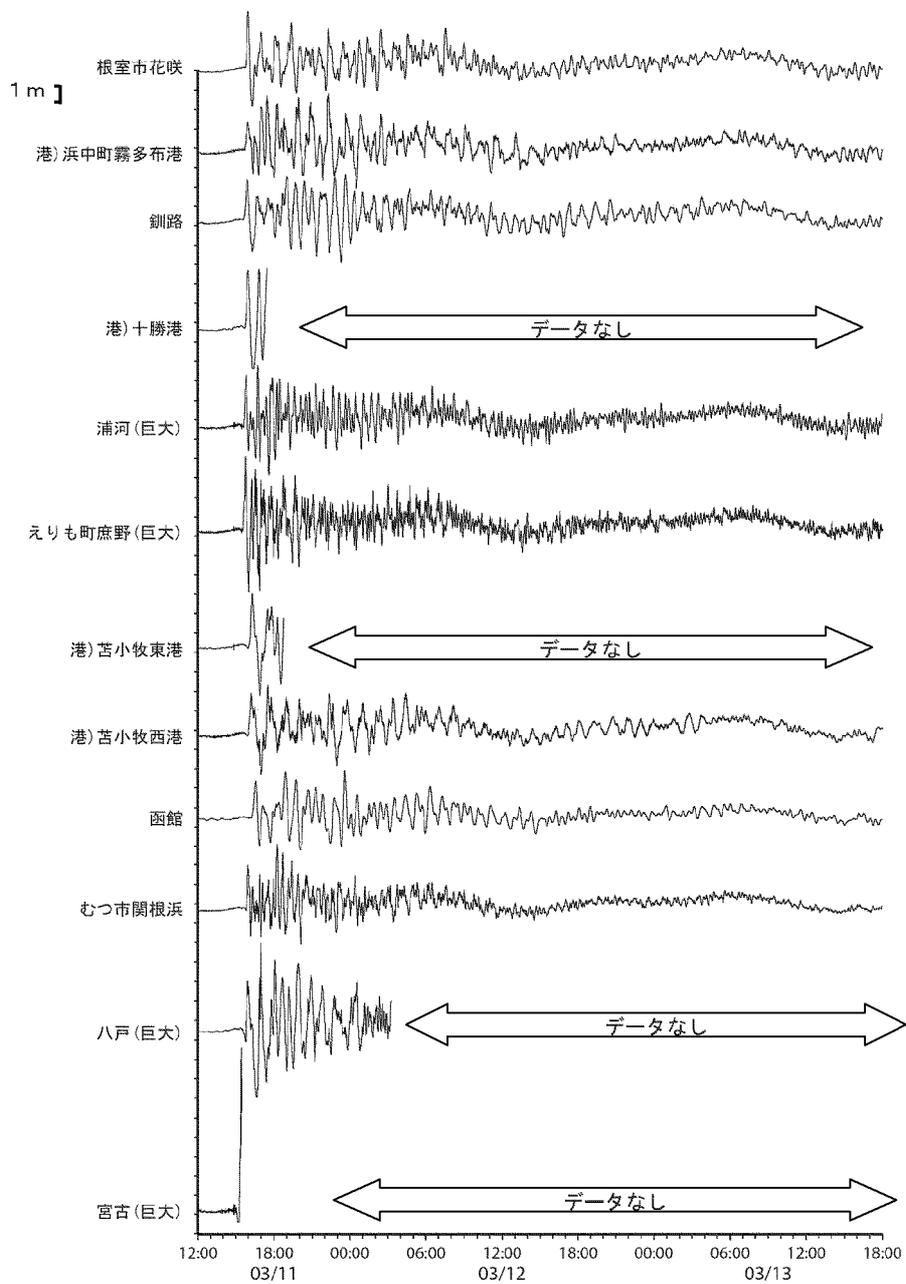


図 2.7 主な津波観測施設で観測した津波波形 (2.0m 以上) (1) ²⁾

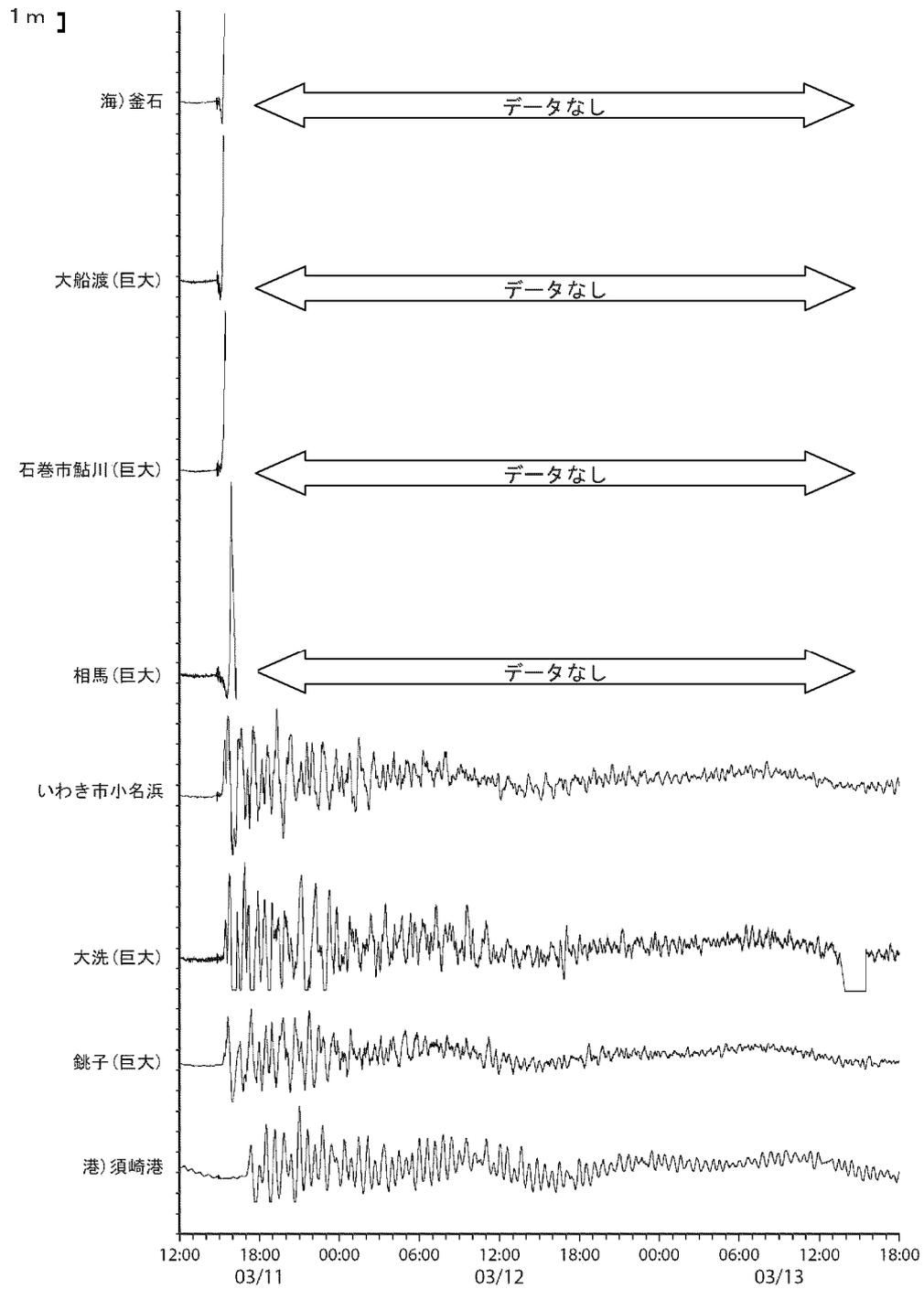


図 2.8 主な津波観測施設で観測した津波波形 (2.0m 以上) (2) ²⁾

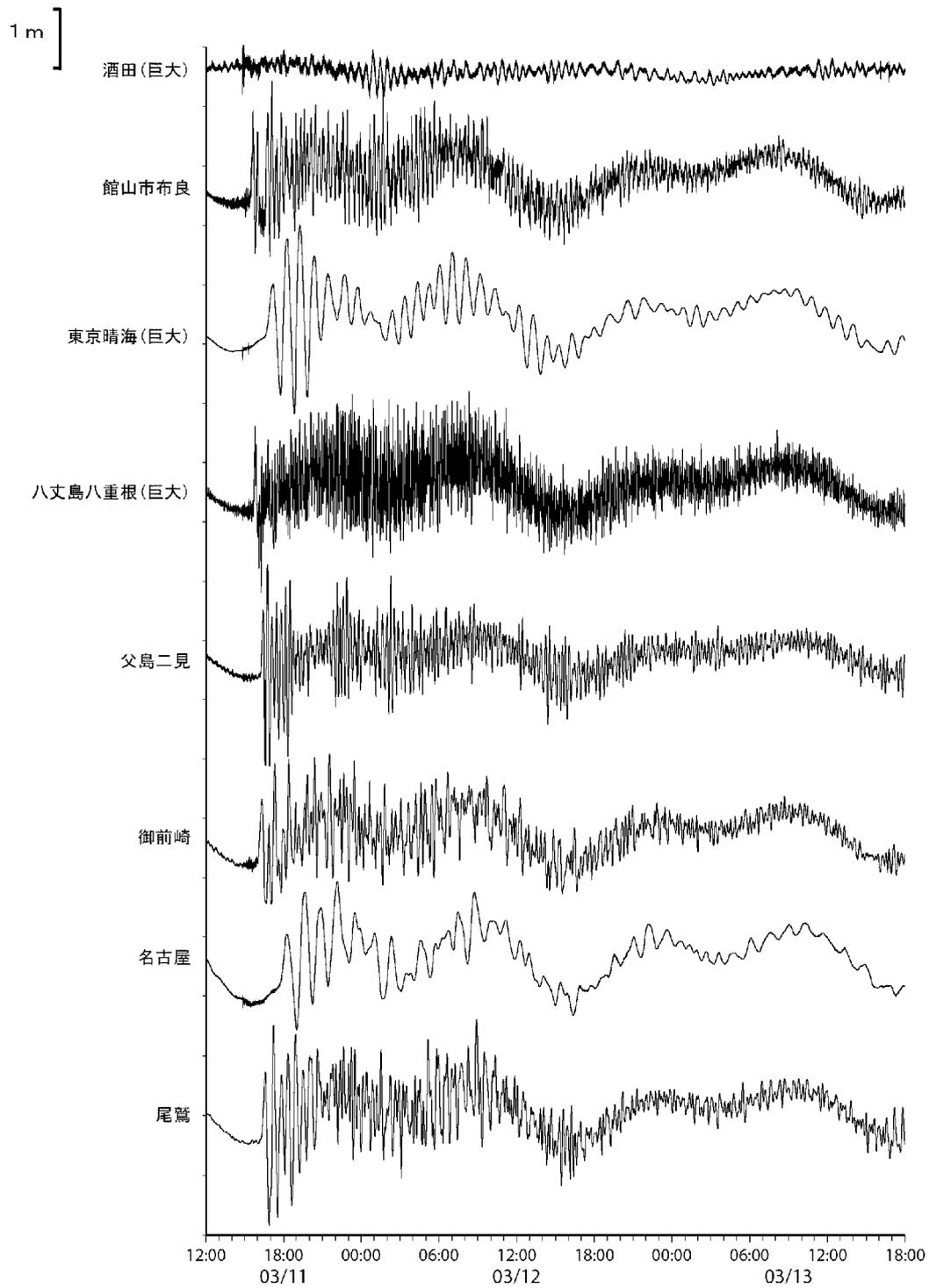


図 2.9 主な津波観測施設で観測した津波波形 (2.0m 未満) (1) ²⁾

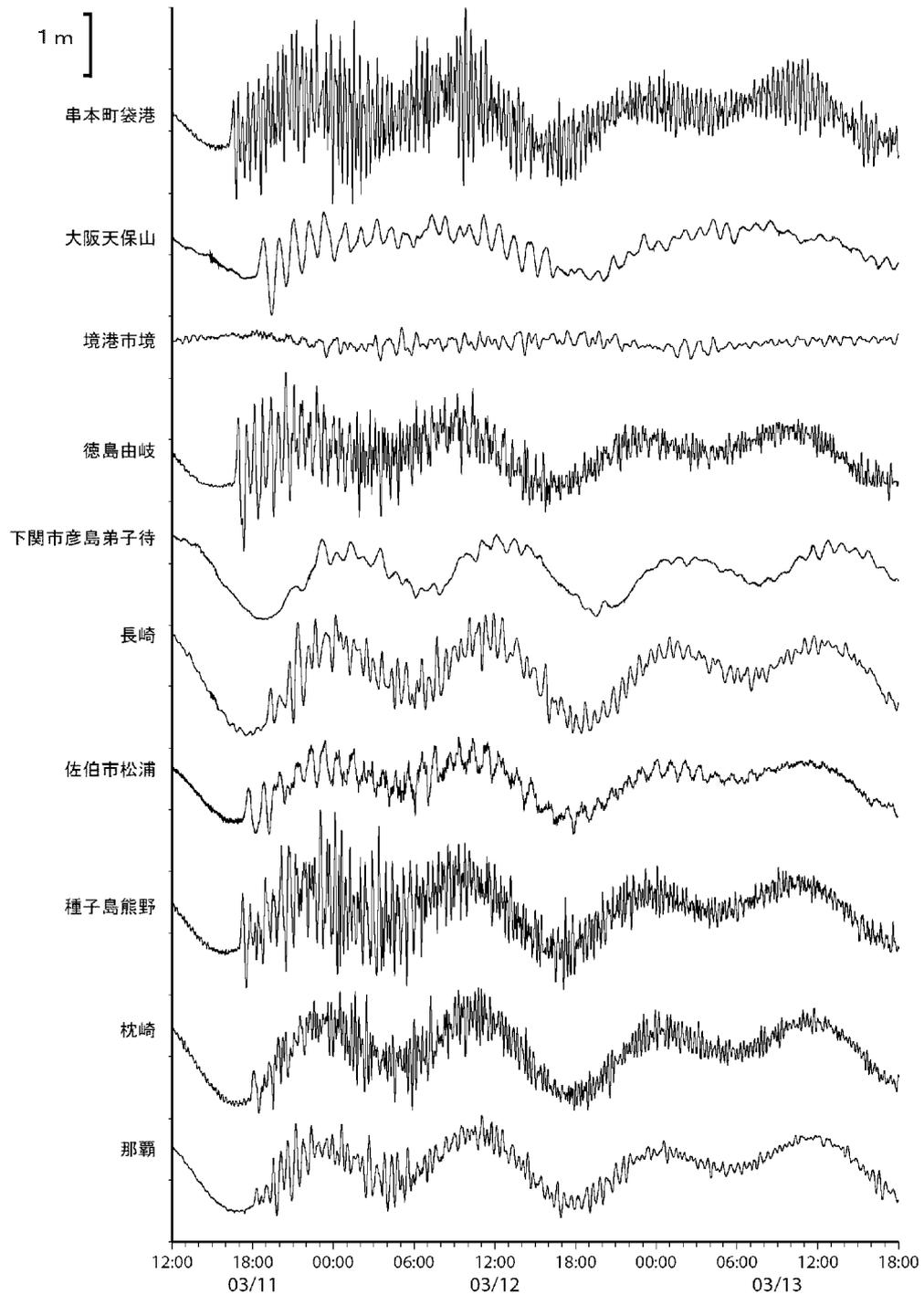


図 2.10 主な津波観測施設で観測した津波波形 (2.0m 未満) (2) ²⁾

港)は国土交通省港湾局の観測点, 海)は海上保安庁の観測点, 無印は気象庁の観測点,
 (巨大)は巨大津波観測計による観測データであることを示す.

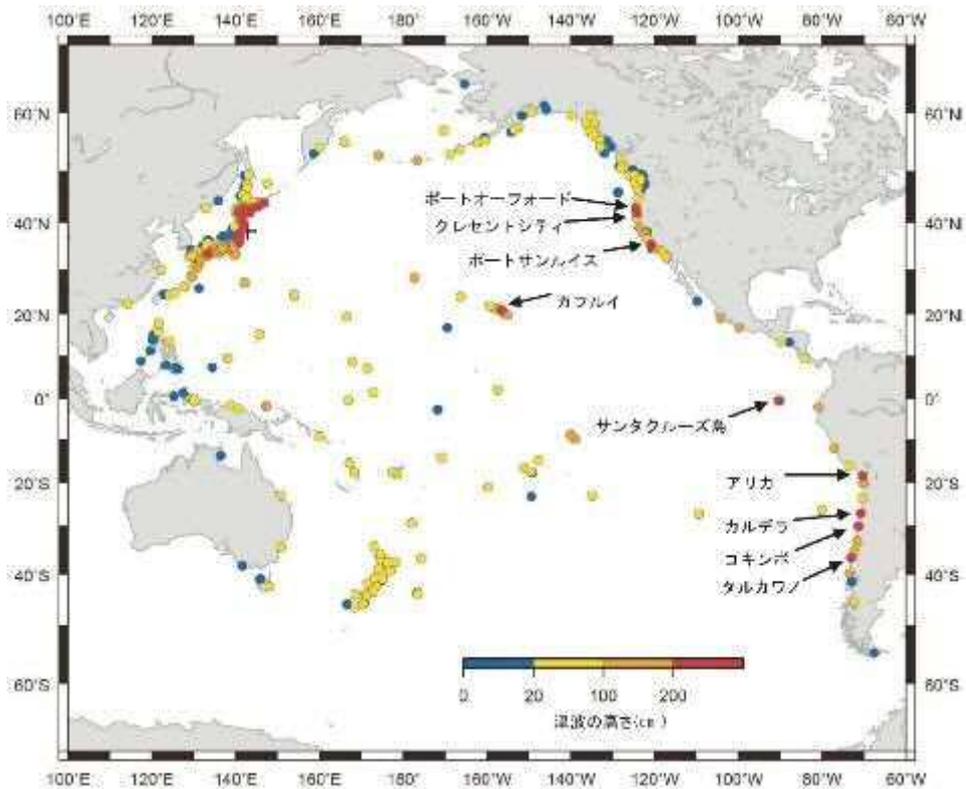


図 2.1 1 海外の検潮所で観測された津波の高さ（最大値）²⁾

表 2.1 外国における主な観測点の観測値（100cm 以上） H24.1.26 現在²⁾

観測点名	国名	津波の高さ (cm)	観測点名	国名	津波の高さ (cm)
クレセントシティ	アメリカ	247	ミッドウェイ諸島	アメリカ	157
アリカ	チリ	245	ヌク・イヴァ島	フランス領ポリネシア	156
コキンボ	チリ	242	アリーナ湾	アメリカ	155
サンタクルーズ島	エクアドル	226	パルパライソ	チリ	154
カルデラ	チリ	214	ラ・プンタ	ペルー	144
タルカワノ	チリ	209	イヴァオア島	フランス領ポリネシア	139
ポートオーフォード	アメリカ	202	ポイントレイズ	アメリカ	135
ポートサンルイス	アメリカ	202	ヒロ	アメリカ	133
カフルイ	アメリカ	200	ヌクアロファ	トンガ	124
コンステイトウシオン	チリ	193	アダック	アメリカ	110
ポイントアリーナ	アメリカ	174	ロンブラム	バブアニューギニア	108
マンサニヨ	メキシコ	170	アカブルコ	メキシコ	105
ラ・リベルター	エクアドル	161	イキケ	チリ	104
モロベイ	アメリカ	160	カワイハエ	アメリカ	104
コラル	チリ	159	マヌス島	バブアニューギニア	103
シミア島	アメリカ	157	サンタバーバラ	アメリカ	102

2.4. 津波痕跡高

東北地方太平洋沖地震津波合同調査グループによる図 2.13, 図 2.12 に示す調査結果によると, 痕跡高は, 浸水高で最大 30m 程度, 遡上高で最大 40m (岩手県大船渡市綾里湾) が記録されている. 津波は沿岸部から陸上部に遡上することで, 到達高さがより高くなっていることがわかる.

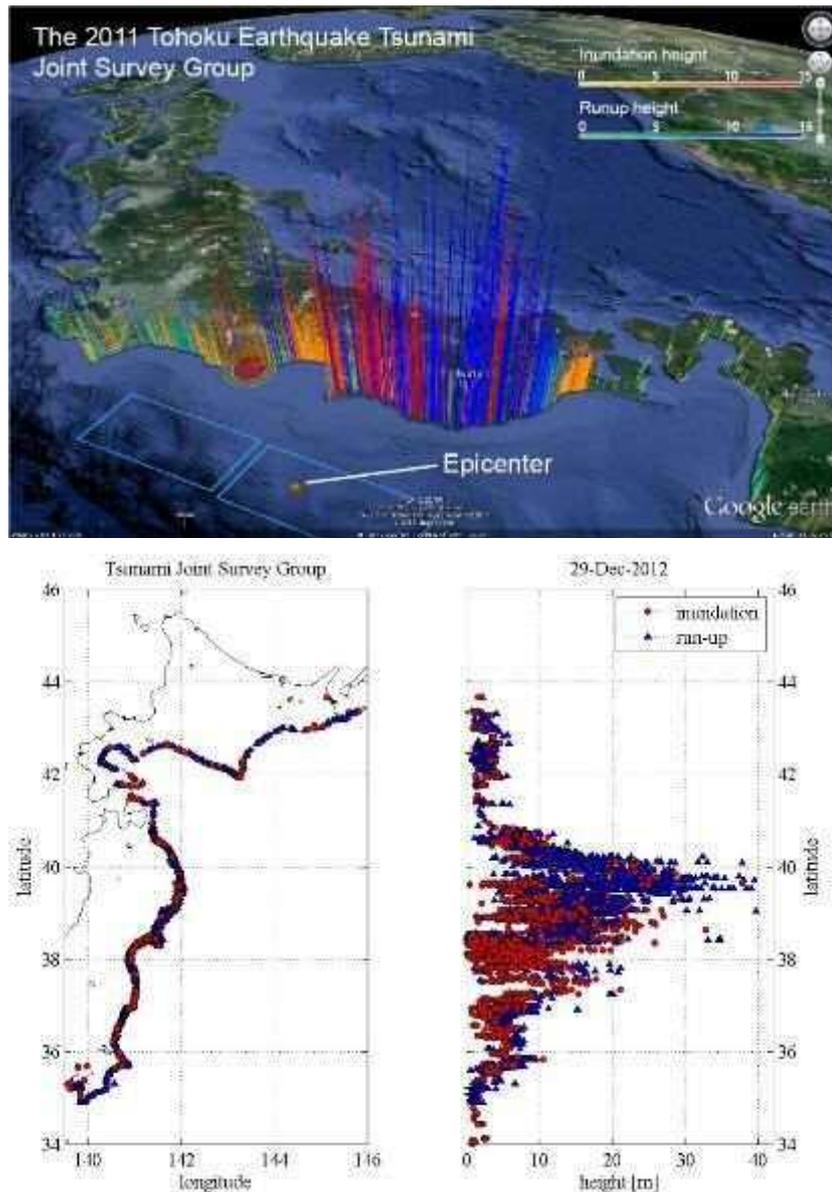
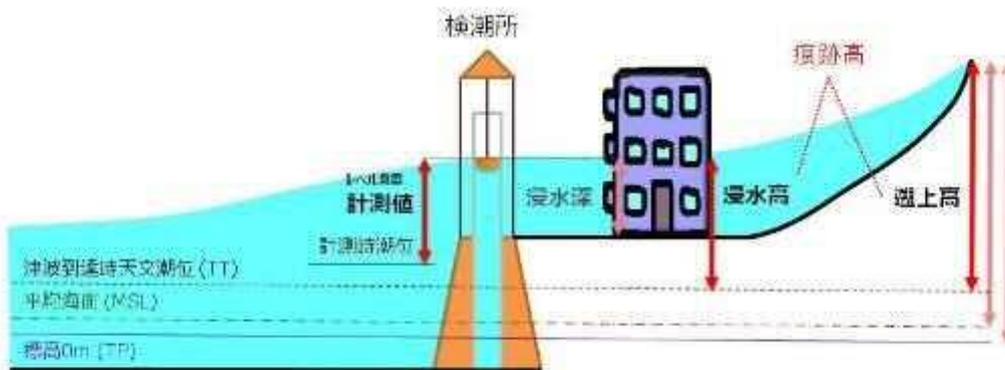


図 2.12 浸水高, 遡上高

東北地方太平洋沖地震津波合同調査グループ (<http://www.coastal.jp/ttjt/>) による速報値³⁾



•レベル測量

- 痕跡高 = 計測値^{*1} + 計測時潮位^{*2} - 津波到達時潮位^{*2}
- 痕跡高 (MSL) = 計測値^{*1} + 計測時潮位^{*2}
- 痕跡高 (TP) = 計測値^{*1} + 計測時潮位^{*2} + MSLの標高^{*3}

•GPS測量

- 痕跡高 = 計測値^{*3} - 津波到達時潮位^{*2} - MSLの標高^{*3}
- 痕跡高 (MSL) = 計測値^{*3} - MSLの標高^{*3}
- 痕跡高 (TP) = 計測値^{*3}

*1 計測時潮位からの高さ

*2 MSLを基準

*3 TPを基準

図 2.13 痕跡高の定義³⁾

2.5. 道路橋の被害分析

2.5.1. 分析資料

国土交通省東北地方整備局より、東北地方太平洋沖地震後に行った道路橋(1572橋)の緊急点検結果データをもとに、被害分析を行った。緊急点検の対象橋梁は、震度6弱以上を観測した岩手県、宮城県、福島県の直轄国道11路線(国道4号、6号、13号、45号、46号、47号、48号、49号、108号、283号、三陸道)における1572橋であり、福島原発の半径20kmを除く範囲である。

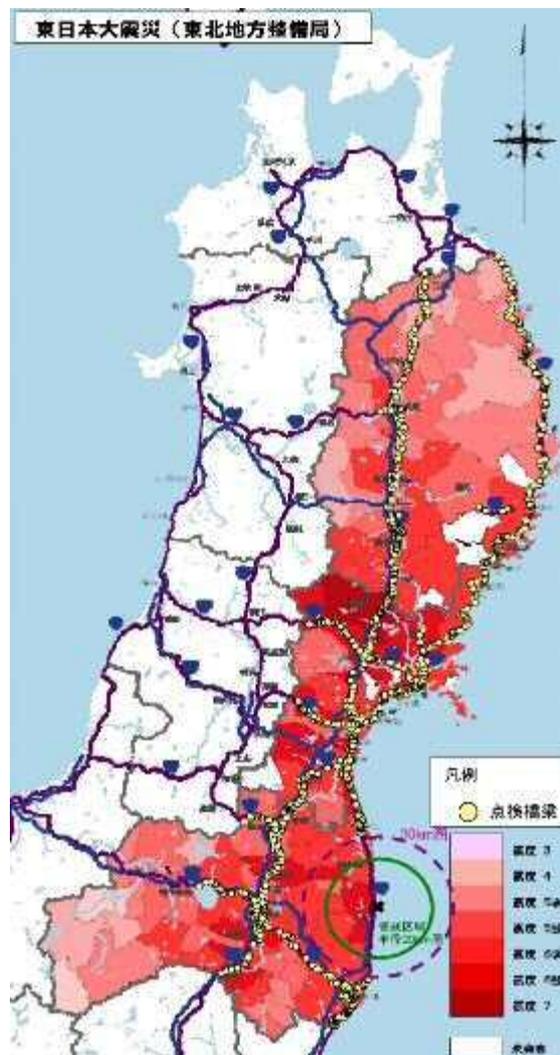


図 2.14 緊急調査対象橋梁図

(国土交通省東北地方整備局より資料提供)

2.5.2. 緊急点検の実施内容

緊急点検は、東北地方太平洋沖地震ならびにその後の余震により被災した橋梁を対象とし、橋梁の安全性を確認するとともに円滑な交通の確保と沿道や第三者への被害防止を図ることを目的として実施された。

点検方法は、はしごによる簡易な外観目視を基本とし、橋梁の各部位に関して点検を行い、異常個所が発見された場合には被災度区分（耐荷力・走行性）の判定を実施した。耐荷力および走行性の判定基準は表 2.2、表 2.3により実施されている。

表 2.2 耐荷力に関する被災度の区分

As	落橋	落橋あるいは倒壊・半倒壊した場合
A	大被害	耐荷力の低下に著しい影響のある損傷を生じており、落橋等致命的な被害の可能性がある場合
B	中被害	耐荷力の低下に影響がある損傷であり、余震、活荷重等による被害の進行がなければ、当面の利用が可能な場合
C	小被害	短期的には耐荷力の低下に影響がない場合
D	被害なし	耐荷力に関しては特に異常が認められない場合

表 2.3 走行性に関する被災度の区分

a	通行不可	走行できない場合
b	通行注意	異常は認められるが走行できる場合
c	被害なし	走行性に対して特に異常が認められない場合

2.5.3. 被害の分析

調査した 1572 橋における震災被害橋梁数の状況について、表 2.4 に示す。津波の影響を受けた橋梁は、151 橋 (9.6%) であった。津波の影響の有無に関係なく、被害が発生した橋梁は 960 橋 (61.1%) であった。津波の影響および被害の有無の内訳を図 2.15, 図 2.16 に示す。津波の影響を受けていない橋梁における損傷がある割合は 57.6% (819 橋/1421 橋), 津波の影響を受けた橋梁における損傷がある割合は 93.3% (141 橋/151 橋) である。これは、津波の影響を受けた場合、ほとんどの橋梁が被害を受けたことがわかる。

耐荷力に関する被災度区分について、津波影響の有無の違いを図 2.17, 図 2.18 に示す。津波の影響がない場合、落橋は無く、被災度区分の C と D を合計すると耐荷力に影響のない損傷は 95.6% (783 橋/819 橋) であり、損傷がない橋梁 602 橋を合計すると 97.5% (1385 橋/1421 橋) であり、損傷があっても比較的軽微な損傷であり橋の耐荷力へは影響がないことがわかる。これは、耐震設計が確立されており、地震動のみで発生する落橋や致命的な損傷、重大な被害は少なくなっていると判断される。

津波の影響がある場合、被災度区分 As と A, B を合計すると耐荷力に影響のある損傷は 14.9% (21 橋/141 橋) であり、損傷がない橋梁 10 橋を合計すると 13.9% (21 橋/151 橋) であり、津波の影響を受けると重大な被害を生じやすいということがわかる。これは、いまだ耐津波設計が確立されておらず、十分な耐津波力を有していないことが原因の一つではないかと考えられる。

その他に、本線橋に比べ側道橋の落橋 (As) の比率が高い。津波の損傷を受けた本線橋の落橋した割合は 5.7% (5 橋/87 橋) に対して、側道橋は 13.0% (7 橋/54 橋) と 2 倍近い割合となっている。側道橋の落橋の割合が多い理由として、並列に架橋されている本線橋は落橋していないことから、側道橋は規模が小さく軽量であり流されやすいこと、側道橋の耐震補強は実施されていないこと等が考えられる。ただし、本線橋の両側に側道橋が架橋されている場合、両側の側道橋が流失した事例や片側の側道橋だけが流失した事例等が報告されている。

表 2.4 点検した橋梁における震災被害橋梁数の状況

				本線橋		側道橋		合計
落橋の有無				無	有	無	有	
津波の影響	無	損傷	無	439 橋	—	163 橋	—	602 橋
			有	625 橋	0 橋	194 橋	0 橋	819 橋
		小計			1064 橋	0 橋	357 橋	0 橋
	有	損傷	無	6 橋	—	4 橋	—	10 橋
			有	82 橋	5 橋	47 橋	7 橋	141 橋
		小計			88 橋	5 橋	51 橋	7 橋
合計				1152 橋	5 橋	408 橋	7 橋	1572 橋

表 2.5 損傷が有る橋梁における耐荷力に関する被災度の分布

被災度		As 落橋	A 大被害	B 中被害	C 小被害	D 被害なし	合計
津波	無	0 橋	13 橋	23 橋	80 橋	703 橋	819 橋
影響	有	12 橋	0 橋	9 橋	22 橋	98 橋	141 橋

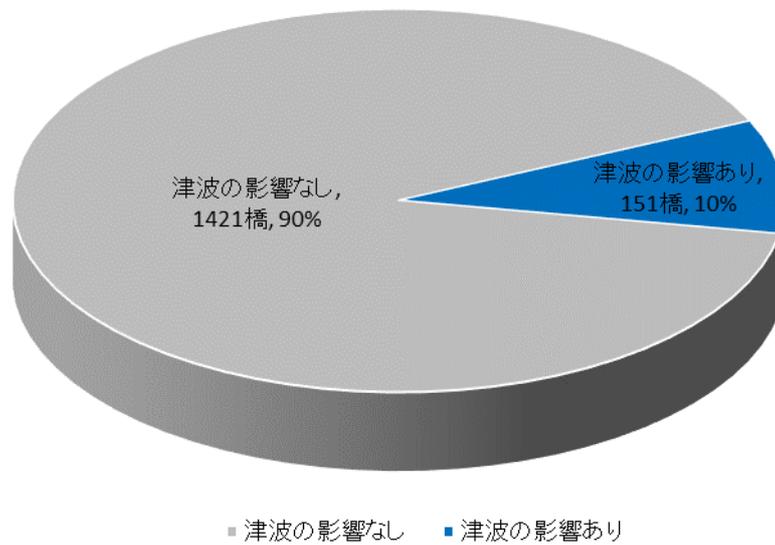


図 2.15 点検した橋梁における津波が影響した橋梁の割合

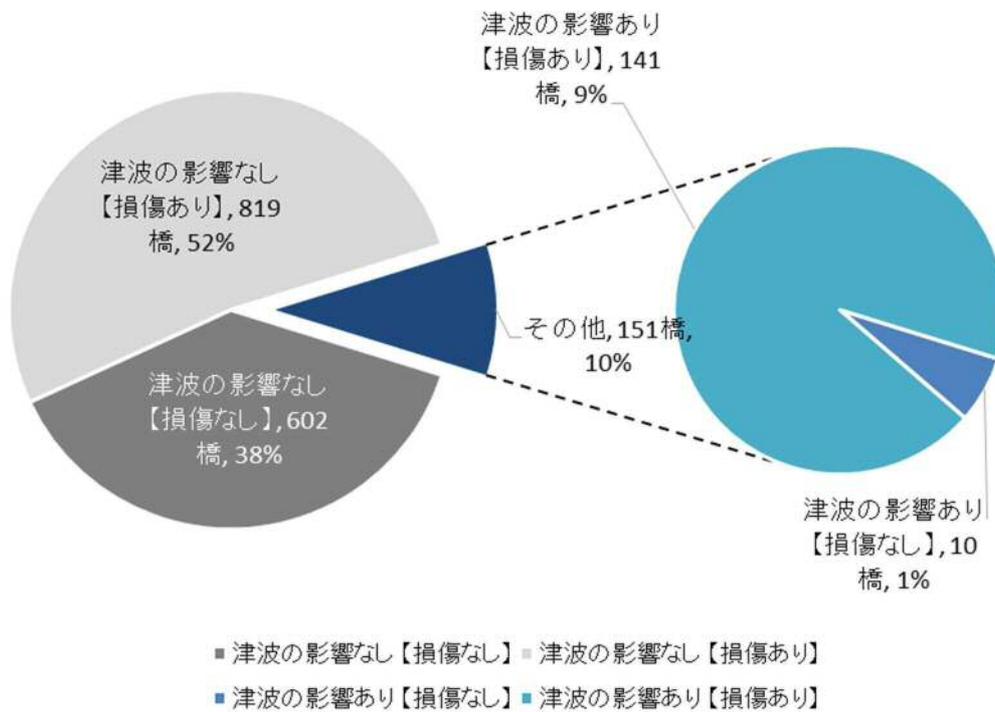


図 2.16 点検した橋梁における損傷の有無の割合

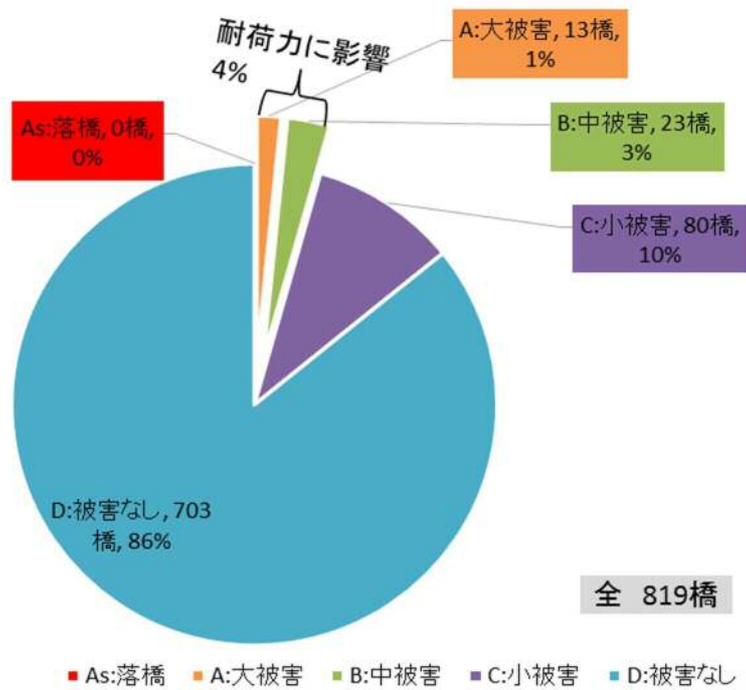


図 2.17 津波の影響を受けていない橋梁における被災度区分

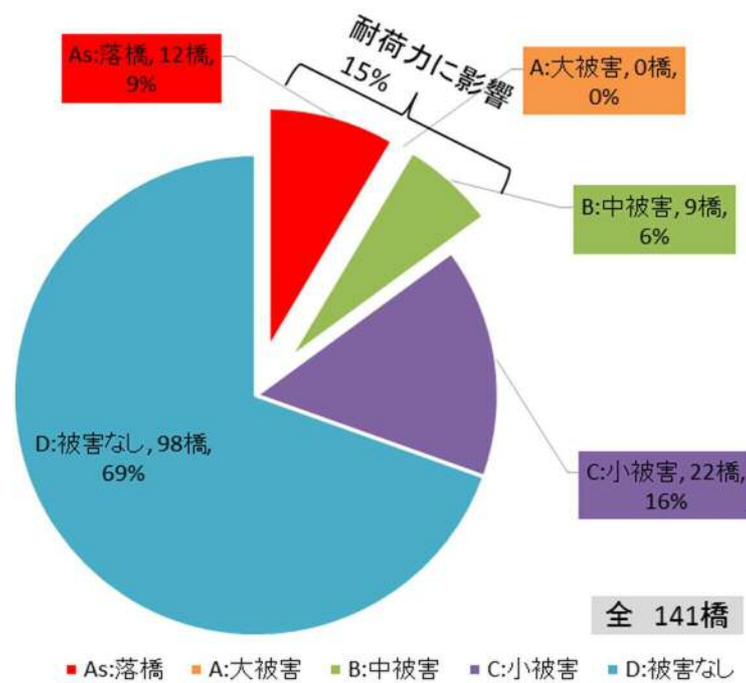


図 2.18 津波の影響を受けた橋梁における被災度区分

2.6. 橋梁の流失事例

2.6.1. 流失事例

流失した12橋の一覧を表2.6に示す。各橋梁の震災前と震災後の状況について整理する。また、被害調査を行った橋梁において、気仙大橋と歌津大橋の2橋について詳細な流失事例を紹介する。

表 2.6 流失した12橋の一覧

	橋名	架橋場所	形式
1	水尻橋	本吉郡南三陸町志津川	単純鋼H桁橋3連
2	歌津大橋	本吉郡南三陸町歌津	単純PCポステンT桁橋7連 単純PCプレテンT桁橋5連
3	二十一浜橋側道橋(上)	本吉郡本吉町二十一浜	単純PCプレテンT桁橋
4	外尾川橋側道橋(下)	本吉郡本吉町下宿	単純PCプレテンT桁橋4連
5	小泉大橋	本吉郡本吉町下宿	3径間連続鋼鈹桁橋2連
6	気仙大橋	陸前高田市気仙町	3径間連続鋼鈹桁橋 2径間連続鋼鈹桁橋
7	沼田こ線橋	陸前高田市米崎町	単純PCポステンT桁橋3連
8	浪板橋側歩道橋(上)	大槌町吉里吉里	単純鋼H桁橋2連
9	浪板橋側歩道橋(下)	大槌町吉里吉里	単純鋼H桁橋2連
10	宝来橋側道橋	山田町山田	単純鋼鈹桁橋3連
11	中町橋側道橋(下)	宮古市田老町	単純RC床版橋
12	米田橋側歩道橋	野田村下米田	単純鋼H桁橋(落橋)

(1) 水尻橋

下流側に位置する単純鋼H桁のうち、左岸側の1径間が流失した。上流側に位置する単純鉄筋コンクリートT桁橋は流失していない。

表 2.7 水尻橋の橋梁概要

橋名	水尻橋
場所	宮城県本吉郡南三陸町志津川
交差物	水尻川
路線	国道45号
竣工	1971年
橋梁形式	単純鋼H桁橋×3連
橋長	34.0m
全幅員	11.7m



図 2.19 水尻橋の流失状況⁴⁾

被災前 2009.11.4 Google earth



被災後 2011.4.6 Google earth



浸水範囲概況図 1/25000 国土交通省国土地理院



図 2.20 水尻橋被災前後の状況と浸水範囲

(2) 二十一浜橋側道橋(上)

下流側の歩道である二十一浜橋側道橋(上)が流失した。上流側に位置する道路橋の単純PCプレテンションT桁橋と側道橋の単純PCプレテンションT桁橋は流失していない。

表 2.8 二十一浜橋側道橋(上)の橋梁概要

橋名	二十一浜橋側道橋(上)
場所	宮城県本吉郡本吉町二十一浜
交差物	二十一川
路線	国道45号(側歩道)
竣工	1970年
橋梁形式	単純PCプレテンションT桁橋
橋長	20.6m
全幅員	2.5m



図 2.21 二十一浜橋側道橋の流失状況⁵⁾

被災前 2009.11.4 Google earth



被災後 2011.4.6 Google earth



浸水範囲概況図 1/25000 国土交通省国土地理院

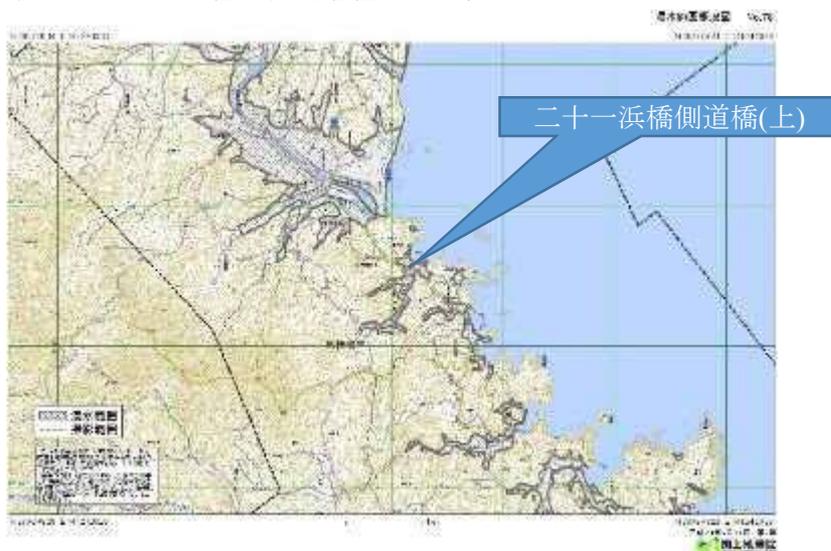


図 2.2.2 二十一浜橋側道橋(上)被災前後の状況と浸水範囲

(3) 外尾川橋側道橋(下)

上流側の歩道である外尾川橋側道橋(下)の左岸側 3 径間が流失した。下流側に位置する道路橋の 4 径間連結 R C 中空床版橋は流失していない。

表 2.9 外尾川橋側道橋(下)の橋梁概要

橋名	外尾川橋側道橋 (下)
場所	宮城県本吉郡本吉町下宿
交差物	外尾川
路線	国道 45 号 (側歩道)
竣工	1979 年
橋梁形式	単純 PC プレテン T 桁橋×4 連
橋長	62.6m
全幅員	2.4m



図 2.23 外尾川橋側道橋 (下) の流失状況⁴⁾

被災前 2009.11.4 Google earth



被災後 2011.3.30 Google earth



浸水範囲概況図 1/25000 国土交通省国土地理院

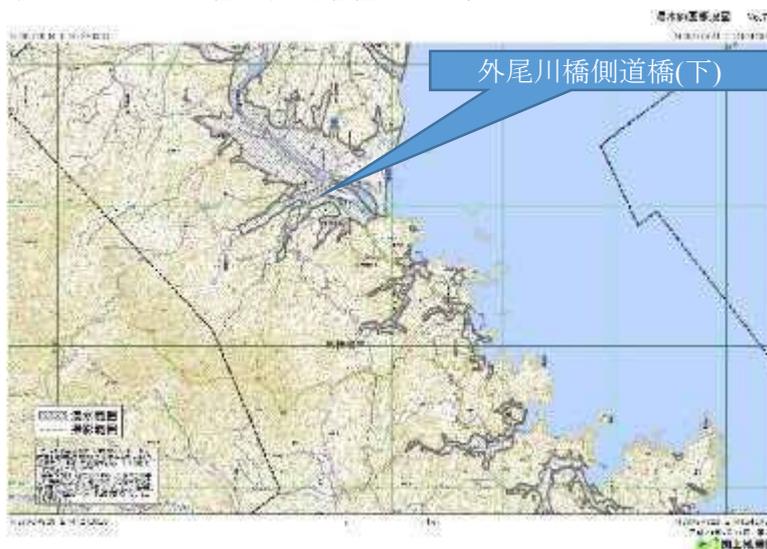


図 2.2 4 外尾川橋側道橋（下）被災前後の状況と浸水範囲

(4) 小泉大橋

上部構造は全径間において 400m 程度上流に流失した。また、P3 橋脚はフーチングを残し柱が 50m 程度上流に流失した。

表 2.10 小泉大橋の橋梁概要

橋名	小泉大橋
場所	宮城県本吉郡本吉町下宿
交差物	津谷川
路線	国道 45 号
竣工	1974 年
橋梁形式	3 径間連続鋼鈹桁橋×2 連
橋長	182.1m
全幅員	11.3m



図 2.25 小泉大橋の流失状況

被災前 2009.11.4 Google earth



被災後 2011.3.30 Google earth



浸水範囲概況図 1/25000 国土交通省国土地理院

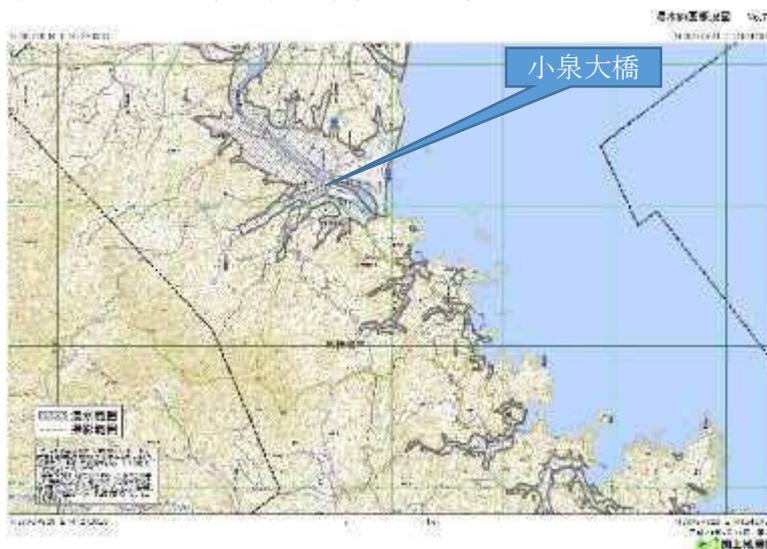


図 2.26 小泉大橋被災前後の状況と浸水範囲

(5) 沼田こ線橋

上部構造は全径間において 30m 程度山側に流失した。流失した上部構造からは転倒や回転した状況は見られず、水平移動した状態で流失している。

表 2.11 沼田こ線橋の橋梁概要

橋名	沼田こ線橋
場所	岩手県陸前高田市米崎町
交差物	JR 大船渡線，県道 141 号，国道 45 号ランプ
路線	国道 45 号
竣工	1983 年
橋梁形式	単純 PC ポストテンション T 桁橋×3 連
橋長	65.2m
全幅員	13.5m

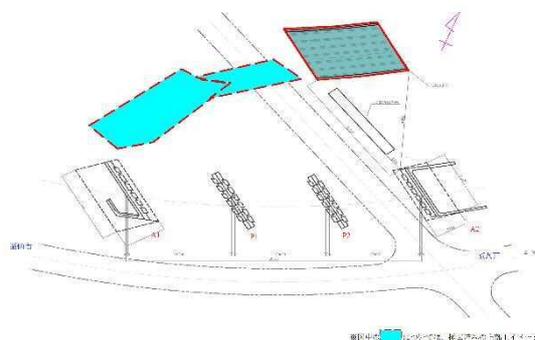


図 2.27 沼田こ線橋の流失状況

被災前 2010.7.23 Google earth



被災前 2011.3.13 Google earth



浸水範囲概況図 1/25000 国土交通省国土地理院



図 2.28 沼田こ線橋被災前後の状況と浸水範囲

(6) 浪板橋側歩道橋(上・下)

上部構造は全径間において上流に流失した。中間橋脚は折損している。本線橋の単純PCプレテンションT桁橋は流失していない。

表 2.12 浪板橋側歩道橋(上・下)の橋梁概要

橋名	浪板橋側歩道橋(上・下)
場所	岩手県大槌町吉里吉里
交差物	浪板川
路線	国道45号
竣工	1981年(下), 1989年(上)
橋梁形式	単純鋼H桁橋×2連
橋長	37.0m(下), 44.0m(上)
全幅員	2.8m



図 2.29 浪板橋側歩道橋(上・下)の流失状況⁴⁾

被災前 2005.4.27 Google earth



被災後 2011.3.24 Google earth



浸水範囲概況図 1/25000 国土交通省国土地理院



図 2.30 沼浪板橋側歩道橋(上・下)被災前後の状況と浸水範囲

(7) 宝来橋側道橋

上流側に位置する上部構造は全径間において上流に流失した。本線橋の単純PCボ
ストテンションT桁橋は流失していない。

表 2.13 宝来橋側道橋の橋梁概要

橋名	宝来橋側道橋
場所	岩手県山田町山田
交差物	関口川
路線	国道45号
竣工	1976年
橋梁形式	単純鋼鈹桁橋×3連
橋長	91.4m
全幅員	2.6m



図 2.31 宝来橋側道橋の流失状況⁴⁾

被災前 2010.8.8 Google earth



被災後 2011.5.14 Google earth



浸水範囲概況図 1/25000 国土交通省国土地理院



図 2.3 2 宝来橋側道橋被災前後の状況と浸水範囲

(8) 中町橋側道橋(下)

山側に位置する上部構造は流失した。本線橋（単純PCプレテンションT桁橋）および海側の側道橋（単純RC床版橋）は流失していない。

表 2.14 中町橋側道橋(下)の橋梁概要

橋名	中町橋側道橋(下)
場所	岩手県宮古市田老町
交差物	長内川右支川
路線	国道45号
竣工	1960年
橋梁形式	単純RC床版橋
橋長	5.0m
全幅員	2.2m

被災前 2009.7.20 Google earth



被災後 2011.4.1 Google earth



浸水範囲概況図 1/25000 国土交通省国土地理院

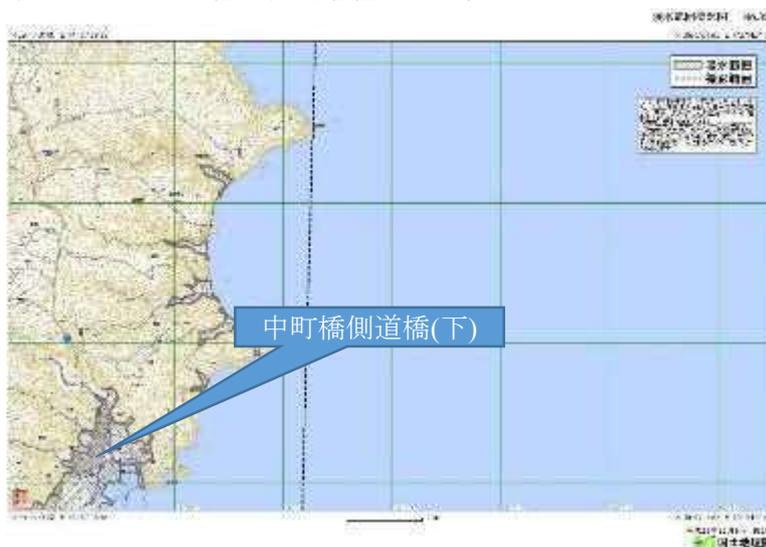


図 2.33 中町橋側道橋（下）被災前後の状況と浸水範囲

(9) 米田橋側歩道橋

山側に位置する上部構造は流失した。本線橋(単純PCプレテンションI桁床版橋)は流失していない。

表 2.15 米田橋側道橋の橋梁概要

橋名	米田橋側道橋
場所	岩手県野田村下米田
交差物	米田川
路線	国道45号
竣工	2009年
橋梁形式	単純鋼H桁橋
橋長	21.2m
全幅員	2.8m

被災前 2010.9.2 Google earth



被災後 2011.4.5 Google earth



浸水範囲概況図 1/25000 国土交通省国土地理院



図 2.34 米田橋側道橋被災前後の状況と浸水範囲

2.6.2. 気仙大橋

気仙大橋は、岩手県陸前高田市の気仙川の河口に位置し、太平洋沿岸を縦断する国道45号線の重要な橋梁の一つである。橋梁形式は橋長181.5mの3径間連続鈹桁橋と2径間連続鈹桁橋からなり、気仙川を5径間で渡河する構造である。

気仙大橋の津波被害は、すべての主桁が架橋位置から約300m上流に流され、RC床版の一部はさらに約100m上流に流された。橋台や橋脚に大きな損傷は見られない。上部構造と下部構造はゴム支承やダンパーで連結されていたが、破壊されている。

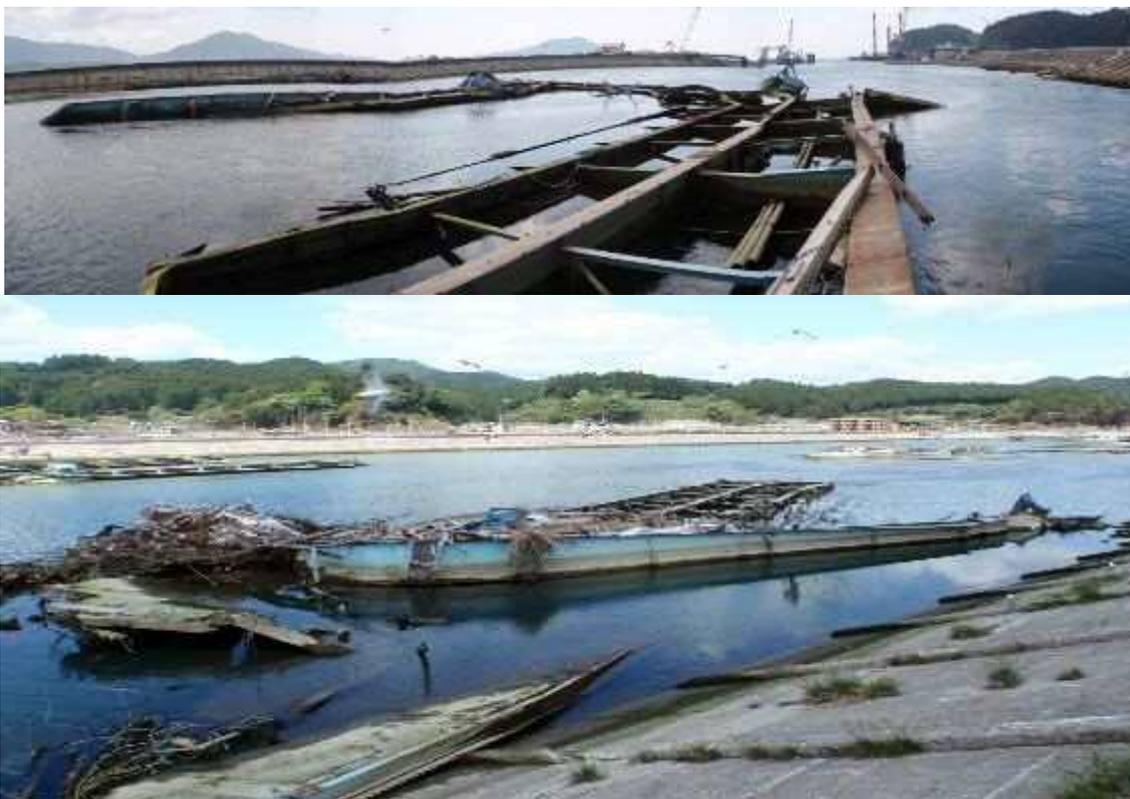


図 2.35 被災状況写真（気仙大橋）

表 2.16 橋梁概要 (気仙大橋)

橋梁名	気仙大橋
路線名	国道 45 号
所在地	岩手県陸前高田市気仙町
橋長 (支間)	181.5m (3×35.97m, 2×35.97m)
幅員	全幅員 13.3m, 有効幅員 12.5m (歩道 2.0m+路肩 0.75m+車道 2×3.50m+路肩 0.75m+歩道 2.0m)
斜角	79° 30′
平面線形	R=∞
上部工形式	3 径間連続鋼鈹桁橋+2 径間連続鋼鈹桁橋
下部工形式	橋台：控え壁式橋台, 橋脚：小判型壁式橋脚
基礎工形式	鋼管杭 φ812.8
竣工年次	1982 年 (昭和 51 年)
補修補強履歴	H17 耐震補強工事 (支承交換 (ゴム支承), ダンパー設置, 変位制限構造)



図 2.36 位置図 (気仙大橋)

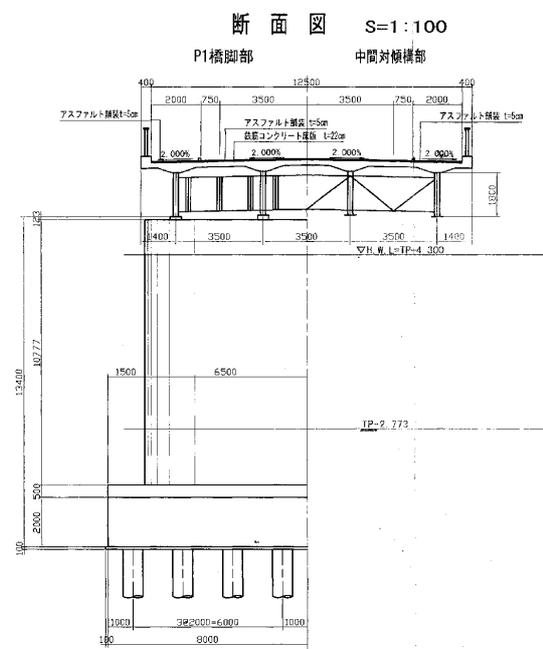
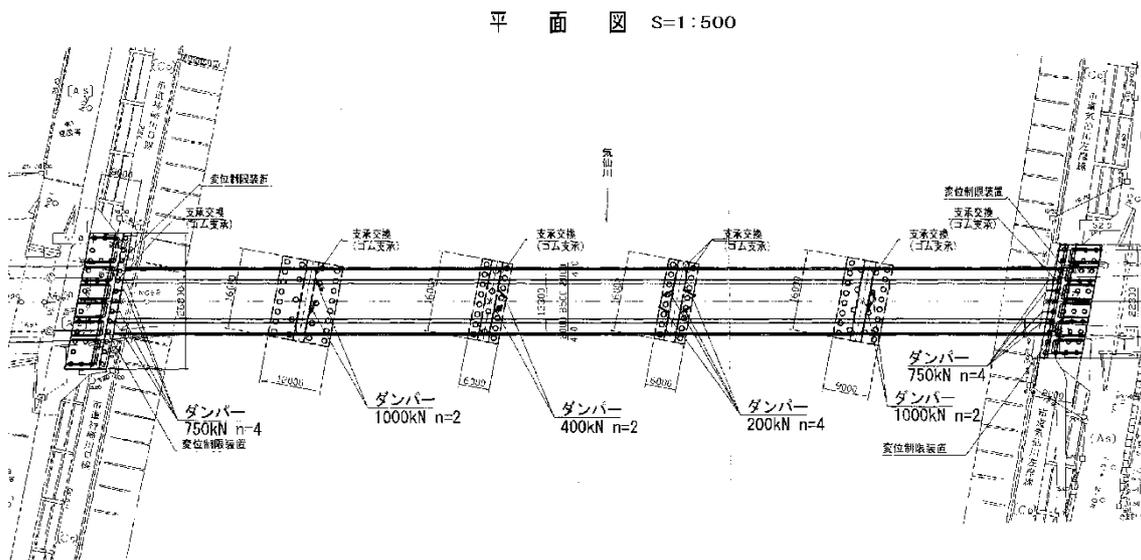
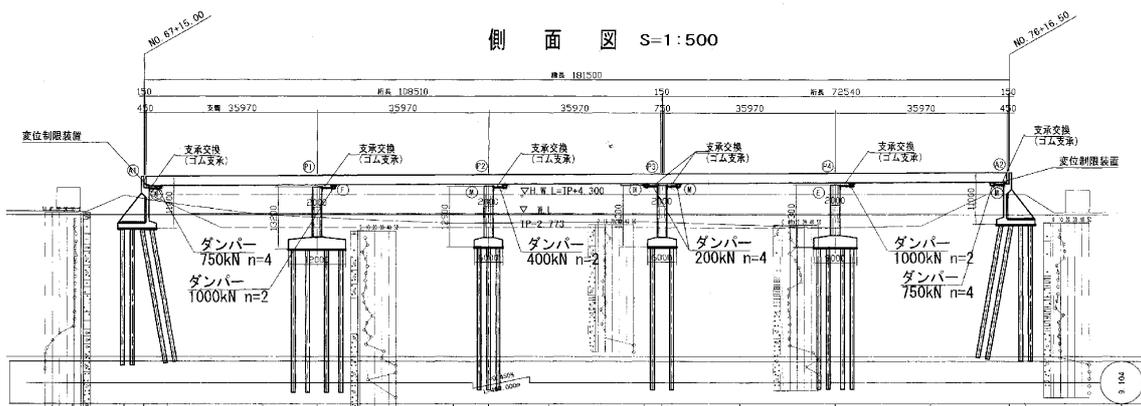


図 2.37 全体一般図 (気仙大橋)

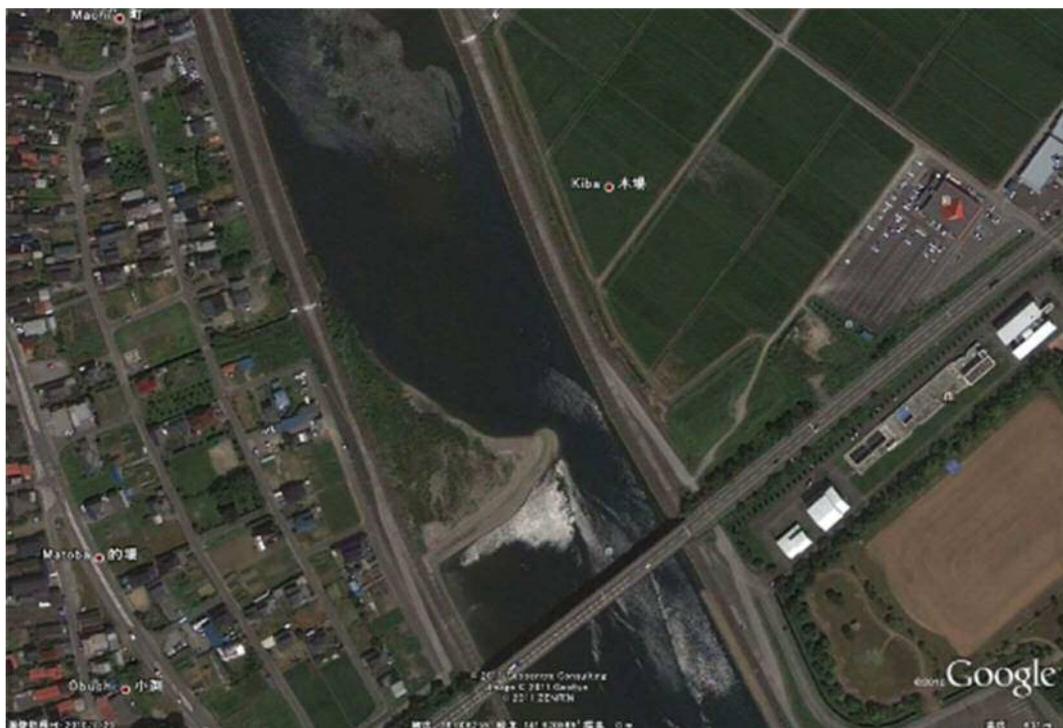


图 2.38 流失状况 (気仙大橋)



图 2.39 浸水範囲図 (気仙大橋)

2010.7.23 震災前



2011.4.1 震災後

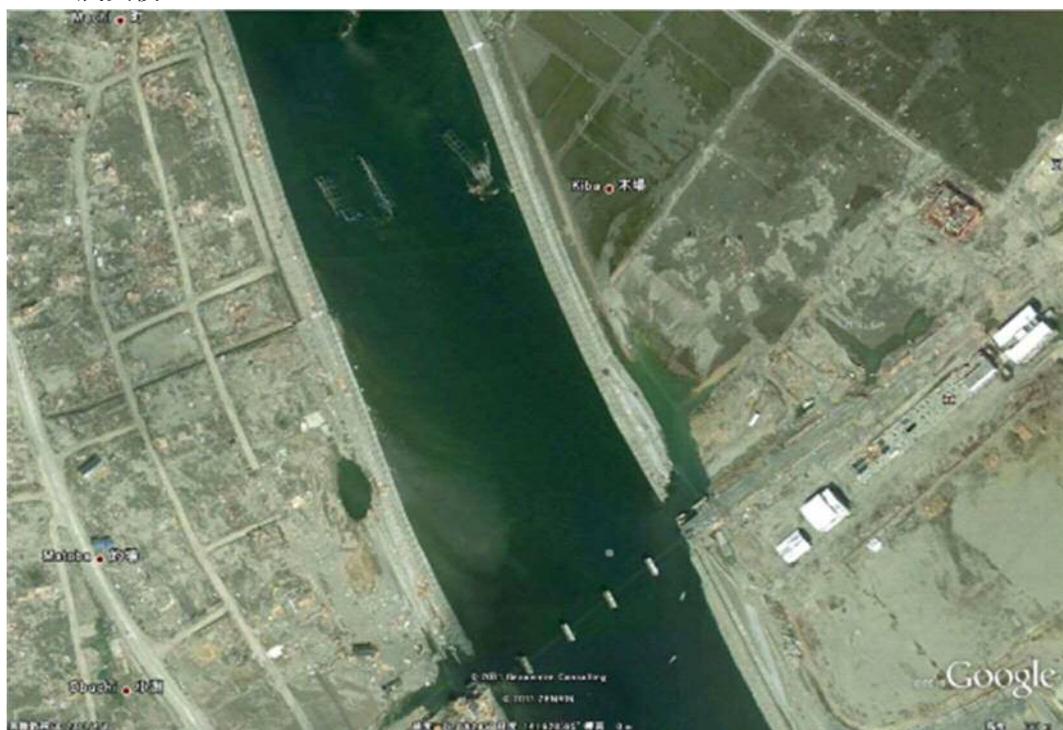


図 2.40 被災前と震災後の状況対比（気仙大橋）

2.6.3. 歌津大橋

歌津大橋は、宮城県南三陸町の伊里前川河口から伊里前湾の海岸線に位置し、太平洋沿岸を縦断する国道45号線の橋梁の一つである。橋梁形式は橋長303.6mで、ポストテンション方式単純T桁橋2連、プレテンション方式単純T桁橋5連、ポストテンション方式単純T桁橋5連から構成される、12径間の橋梁である。

歌津大橋の津波被害は、橋梁の中央付近に位置するプレテンション方式単純T桁橋の5径間とポストテンション方式単純T桁橋の3径間の上部構造が流失した。流失形態は、P2-P4間の2径間及びP4-P7間の3径間の桁が横滑りするように山側へ約20m程度流されており、P7-P10間の桁は各径間で裏返った状態で流されている。下部構造ではP2橋脚において山側梁付け根の柱断面に損傷が見られる。他にはBP支承の破損、落橋防止装置（RC突起、鋼製ブラケット）の損傷が見られる。



図 2.4 1 被災状況写真（歌津大橋）

表 2.17 橋梁概要（歌津大橋）

橋梁名	歌津大橋
路線名	国道 45 号
所在地	宮城県南三陸町伊里前
橋長（支間）	303.6m（2×40m， 5×13.785m， 5×29.18m）
幅員	全幅員 8.3m， 有効幅員 7.5m （路肩 0.5m＋車道 2×3.25m＋路肩 0.5m）
斜角	90°
平面線形	S 字区間
上部工形式	単純ポ ステン T 桁橋 2 連＋単純プレテン T 桁橋 5 連＋単純ポ ステン T 桁橋 5 連
下部工形式	橋台：ラーメン橋台， 逆 T 式橋台， 橋脚：円柱橋脚， 単柱橋脚
基礎工形式	PC 杭， 直接基礎
竣工年次	1978 年（昭和 47 年）
補修補強履歴	



図 2.42 位置図（歌津大橋）



图 2.4 4 流失状况 (气仙大桥)



图 2.4 5 浸水範囲図 (歌津大橋)

2009.11.4 震災前



2011.3.30 震災後

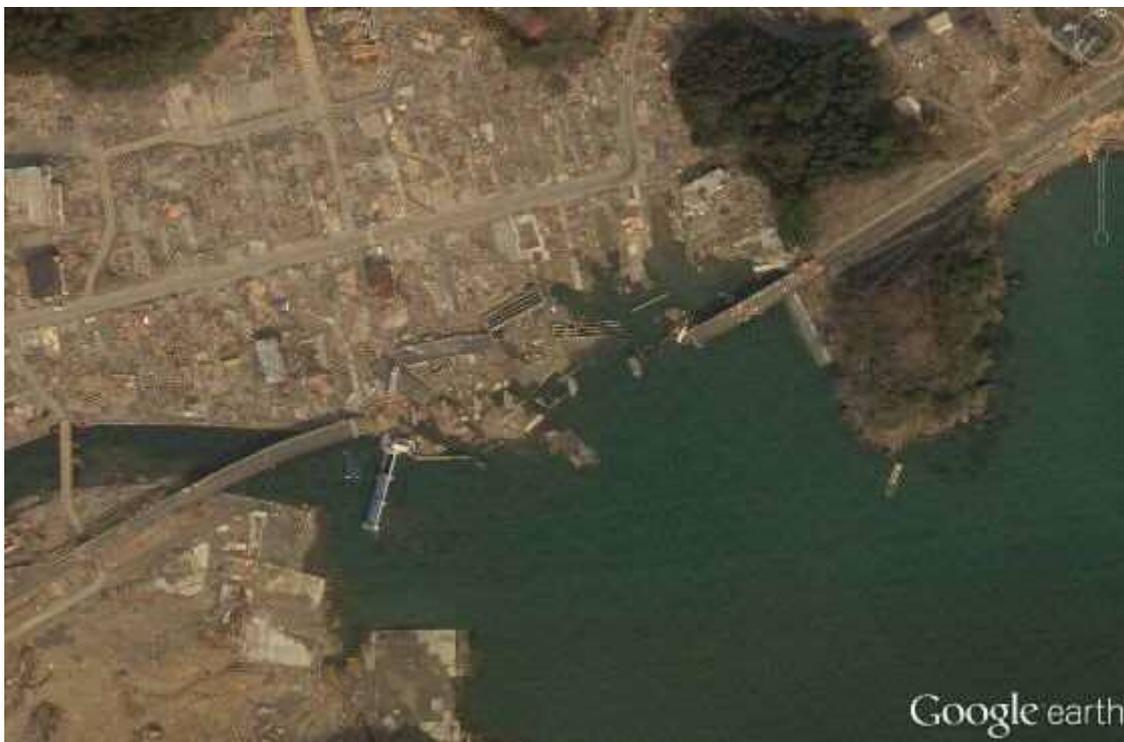


図 2.4 6 被災前と震災後の状況対比（歌津大橋）

参考文献

- 1) 平成 23 年（2011 年）東北地方太平洋沖地震（東日本大震災）について（第 152 報），平成 27 年 9 月 9 日（水）14 時 00 分，消防庁災害対策本部
- 2) 気象庁技術報告 第 133 号 平成 23 年（2011 年）東北地方太平洋沖地震調査報告，平成 24 年 12 月，気象庁
- 3) 東北地方太平洋沖地震津波合同調査グループ（2011）2011 年東北地方太平洋沖地震津波に関する合同現地調査の報告
- 4) 東北地方太平洋沖地震による橋梁の被災調査概要報告，調査日：平成 23 年 3 月 12 日～3 月 18 日，国土技術政策総合研究所 道路研究部道路構造物管理研究室・危機管理技術研究センター地震防災研究室，独立行政法人土木研究所 構造物メンテナンス研究センター（CAESAR）
- 5) 平成 23 年（2011 年）東北地方太平洋沖地震土木施設災害調査速報，国土交通省土木技術政策総合研究所，独立行政法人土木研究所，平成 23 年 7 月
- 6) 2011 年東北地方太平洋沖地震による津波と道路橋の被害との関係に関する分析，国土交通省国土総合技術研究所，平成 27 年 3 月

第3章 水路実験による橋梁の流失メカニズムの研究

3.1. 対象橋梁

本研究は、写真やビデオにより被害状況が記録されている岩手県陸前高田市の気仙大橋（鋼橋）および宮城県南三陸町の歌津大橋（PC 橋）を対象とする。歌津大橋は、異なる橋梁形式（ポストテンション T 桁橋とプレテンション T 桁橋）から構成されており、それぞれで流失被害状況が異なることから、ポストテンション T 桁橋とプレテンション T 桁橋の 2 形式を対象とする。

3.1.1. 気仙大橋の概要

気仙大橋は鋼 3 径間連続非合成鈹桁橋と鋼 2 径間連続非合成鈹桁橋で構成される、橋長 181.5m の気仙川を渡河する橋梁である。津波による被害状況は、すべての主桁が架橋位置から約 300m 上流に流され、RC 床版の一部はさらに約 100m 上流に流された。

3.1.2. 歌津大橋の概要

歌津大橋は、PC 単純ポストテンション T 桁橋×2 連と PC 単純プレテンション T 桁橋×5 連と PC 単純ポストテンション T 桁橋×5 連で構成される、橋長 303.6m の伊里前川を渡河し伊里前湾の海岸に位置する橋梁である。

津波による被害状況は、橋梁の中央付近に位置するプレテンション方式単純 T 桁橋の 5 径間（P2 橋脚～P7 橋脚の間）とポストテンション方式単純 T 桁橋の 3 径間（P7 橋脚から P10 橋脚の間）の上部構造が流失した。流失形態は、P2 橋脚から P4 橋脚間の 2 連及び P4 橋脚から P7 橋脚間の 3 連の桁が連結したまま横滑りするように山側へ約 20m 程度流されており、P7 橋脚～P10 橋脚間の桁は径間毎に裏返った状況で流されている。

歌津大橋は流失被害状況が異なることから、横滑りして流失した区間から P5 橋脚～P6 橋脚区間、裏返った状態で流失した区間から P8 橋脚～P9 橋脚区間を実験対象とする。なお P5 橋脚～P6 橋脚区間を Span6、P8 橋脚～P9 橋脚区間を Span9 と定義する。

3.2. 実験の概要

3.2.1. 実験水路

実験水路は全長 17m, 幅 0.6m の開水路を用いる. 図 3.1 に実験水路の全景写真および図 3.2 に実験水路の寸法図を示す. 開水路を 5.69m の貯水槽と 11.3m の定水槽に分割し, 貯水槽と定水槽の境界にゲートを設け, ゲートを引き上げることによる造波する水位差を利用した構造とした. 橋梁模型の設置位置は, 造波した波 (砕け寄せ波形の段波) が目視で安定することを確認し, さらに段波が作用した後に定常的に波力が作用する状態 (定常流) が数秒間継続するように (図 3.15 に後述), ゲートから 5m 離れた位置とした. なお, 本実験においては, 段波が作用する衝撃的な津波とその後数秒間継続する定常的な津波の 2 つについて評価を行っている.

流速の測定は, 模型の影響を受けないように, 水路の中央に仕切板を設け, ゲートから見て右側に橋梁模型を設置し, もう一方の左側に流速計を設置した. 仕切板は延長 1.8m, 厚さ 1cm とし, 波を受ける側の先端部は R 加工を施し, 波の乱れを少なくした.



図 3.1 実験水路全景写真

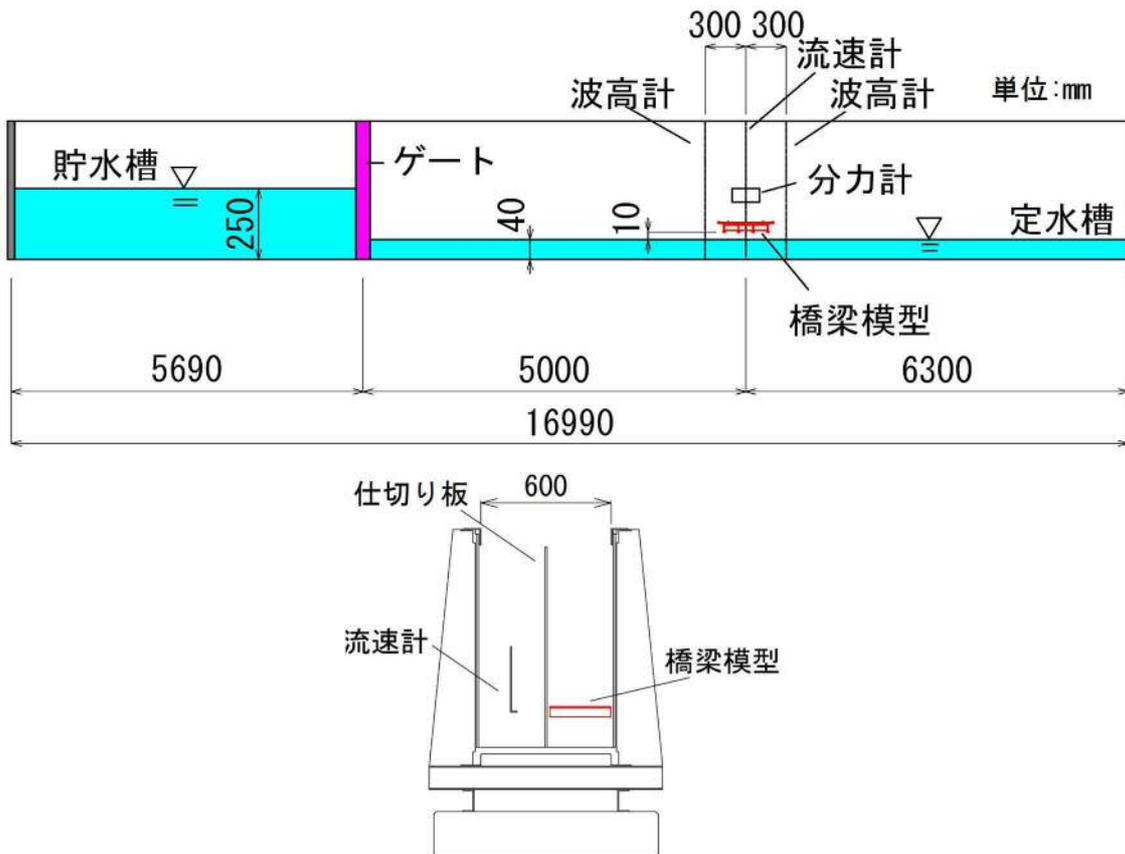


図 3.2 実験水路寸法図

3.2.2. 縮尺

実験に用いる模型の縮尺は、造波できる流速と波高の関係、水路の幅の制約、実橋の形状を忠実に再現できること等を総合的に考慮して、縮尺 $N=1/50$ とする。

3.2.3. 橋梁模型

橋梁模型は、アクリル板を用いて実橋の 1/50 スケールで、実橋の形状寸法を忠実に再現するように製作した。

実験に用いた橋梁模型の写真および形状寸法を図 3.3 から図 3.8 に示す。気仙大橋の橋梁模型の写真を図 3.3、形状寸法を図 3.4 に示す。歌津大橋については Span6 の模型写真を図 3.5 に、形状寸法を図 3.6 に示す。また、歌津大橋の Span9 の模型写真を図 3.7 に、形状寸法を図 3.8 に示す。

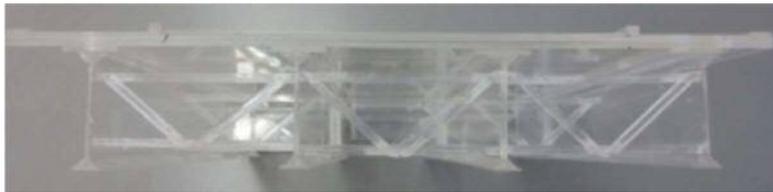


図 3.3 気仙大橋の橋梁模型写真

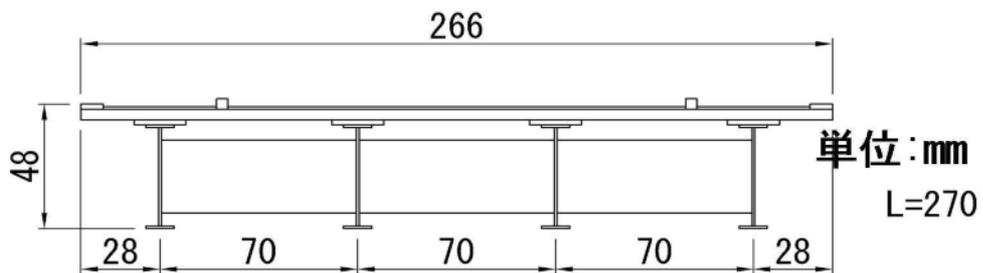


図 3.4 気仙大橋の橋梁模型形状寸法



図 3.5 歌津大橋の橋梁模型写真 (Span6)

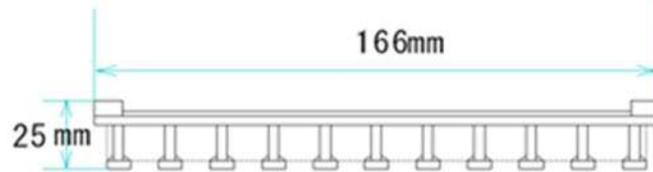


図 3.6 歌津大橋の橋梁模型形状寸法 (Span6)



図 3.7 歌津大橋の橋梁模型写真 (Span9)

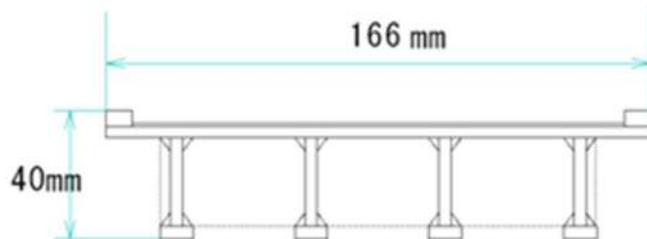


図 3.8 歌津大橋の橋梁模型形状寸法 (Span9)

3.2.4. 計測機器

実験に使用した計測機器について、表 3.1 に一覧、図 3.9 に概要を示す。

計測機器は、造波した波により作用力を計測する分力計（1 台、水平・鉛直 2 成分）、造波した波の流速を計測する電磁流速計（1 台）、造波した波の波高を計測する容量式波高計（2 台）とした。

計測器の設置位置および方法を図に示す。分力計は水路上部に設けた梁（溝形鋼 100x50）に柱（リップ溝形鋼 75x45x15x1.6 - 2 本）を取り付け、その先端に接続した。梁は水路側面の頂部の形鋼にクランプで固定した。また、分力計と橋梁模型との接続は、分力計にステンレス鋼板（315x267x23）を取り付け、4 本の鋼棒（ $\phi 6$ ）により橋梁模型に接続した。

流速計は模型の影響を受けない値を計測するため、仕切板の裏側に設置した。計測する位置は、分離した水路の中心とし、高さは模型中心位置とした。

波高計は、橋梁模型の中心から上流側 30cm および下流側 30cm の位置に設置し、橋梁模型前後における波高を確認できるようにした。なお、波高はゲート開放前の定水槽の水位からの変化量となる。

またビデオカメラを模型側面位置に据え付け、流下状況を記録した。

表 3.1 使用計測機器の一覧表

	数量	型式, 仕様	製造番号
防水型 2 分力計	1 台	Y157 (定格容量 500N)	240155
分力計用動歪アンプ	1 台	ANP-1501	
電磁流速計	1 台	SF-2012 SFT-200-05L	
容量式波高計	2 台	本体部 HA-1106 検出部 HAT2-40	

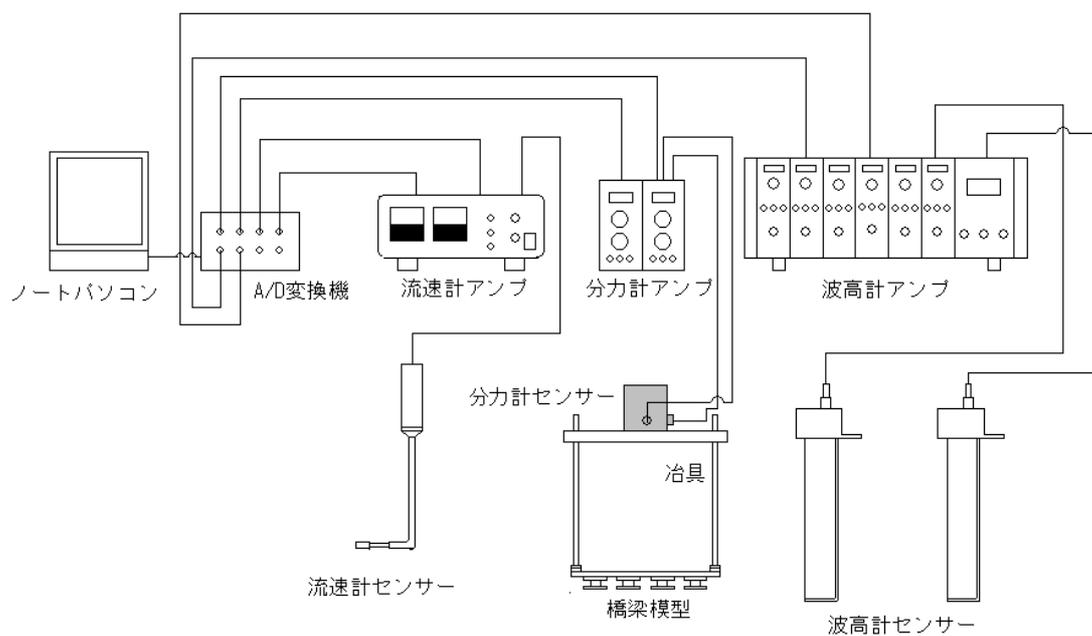


図 3.9 計測機器の概要

3.2.5. 目標とする実験流速

造波する波の流速は, 実際の橋梁に作用したと推測されている流速をフルード数一定として, 式 3.1, 式 3.2, 式 3.3, より換算した値とする. なお, 既往の論文によると, 津波写真やビデオ等からの映像解析によって, 浮遊物の移動速度から陸前高田市全体の平均流速は 7.0m/sec¹⁾, 歌津大橋の橋桁に津波が作用した流速は 4.7m/sec²⁾と推測されている.

$$Fr = \frac{V_R}{\sqrt{gL_R}} = \frac{V_M}{\sqrt{gL_M}} \quad \dots\dots\dots \text{式 3.1}$$

$$V_M = V_R\sqrt{N} \quad \dots\dots\dots \text{式 3.2}$$

$$N = \frac{L_M}{L_R} \quad \dots\dots\dots \text{式 3.3}$$

ここで, Fr : フルード数, V_M : 目標とする実験流速, V_R : 実際の橋梁に作用した流速, g : 重力加速度, N : 縮尺, L_M : 橋梁模型寸法, L_R : 実際の橋梁寸法 である.

気仙大橋および歌津大橋の目標とする実験流速を, 表 3.2 に示す.

表 3.2 実験流速の設定

		気仙大橋	歌津大橋
縮尺	N	1/50	1/50
実際の橋梁に作用した流速	V_R	7.0m/sec	4.7m/sec
目標とする実験流速	V_M	1.00m/sec	0.66m/sec

3.2.6. 波高

波高は, 設置した橋梁模型を覆うように, 5cm 以上確保するようにした. 流速を変化させると波高も変化してしまうことから, 流速と波高の条件を満足するように, 貯水槽と定水槽の水深を調整した.

3.2.7. 実施方法

(1) 水槽の水深の設定

目標流速と所定の波高が得られるように、貯水槽と定水槽の水位差のキャリブレーションを実施し、各水槽の水深は表 3.3 に示す値に設定した。

表 3.3 実験水深の設定

		気仙大橋	歌津大橋
貯水槽の水深	$dw1$	250mm	220mm
定水槽の水深	$dw2$	40mm	80mm
目標とする実験流速	V_M	1.00m/sec	0.66m/sec

目標とする実験流速によって得られる実験の波高が 60mm 程度である。本実験における橋梁模型の設置位置は、津波による水位が橋桁に迫った状態から再現することとし、定水槽の水面から 10mm の桁下空間を確保した位置に設置する。この位置は、津波高に対して相対的に低い位置であり、庄司ら 2012⁴⁾ の研究において水平力と鉛直力が作用することが報告されている。なお、実際の橋梁高さは、表 3.4 に示す値であり、実験の設定高さとは異なる。

表 3.4 実橋の高さ

	気仙大橋	歌津大橋	
		Span6	Span9
路面高	8.5m	8.5m	8.8m
地盤高	-2m	2m	-1.7m
状況	河川内	地上部	海上部

(2) 計測回数

造波や計測による誤差を考慮して、実験は各 3 回実施しその平均値を評価することとする。

(3) 分力の流速補正

実験で造波した波の流速 V_i は、目標とする実験流速 V_M と完全に一致することはできないことから、目標とする実験流速に分力を補正する必要がある。

定常的な流れにより作用する力は、一般的に式 3.4 により表される。そこで、式 3.5、式 3.6 により目標とする実験流速に補正して評価を行うこととする。

$$F = \frac{1}{2} \rho_w \times C_d \times A \times V^2 \quad \dots\dots\dots \text{式 3.4}$$

ここで、 ρ_w ：水の密度、 C_d ：抗力係数、 A ：投影面積、 V ：流速である

$$F_i = \frac{1}{2} \rho_w \times C_d \times A \times V_i^2 \quad \dots\dots\dots \text{式 3.5}$$

$$F_M = F_i \times \frac{V_M^2}{V_i^2} \quad \dots\dots\dots \text{式 3.6}$$

ここで、 F_i ：実験で計測された分力、 F_M ：実験で計測された分力を目標とする実験流速に補正した分力、 V_i ：実験で計測された流速（波が模型に作用した後の定常流となる 2 秒～5 秒の 3 秒間の平均流速）、 V_M ：目標とする実験流速である。

なお、図 3.10 に抗力係数 C_d の分布を示す。本実験の流速において C_d に大きな差異は見られないことから、本実験における流速の範囲内においては式 3.6 が適用できると判断した。

また、本実験で対象とした模型形状と異なるが、図 3.11 に示すように Reynolds 数が 1000 よりも大きくなると抗力係数は一定となると報告されている。本実験の Reynolds 数は式 3.7 によって定義され、流速 $V=0.66\sim 1.00\text{m/sec}$ 、模型高さ $D=0.025\text{m}\sim 0.048\text{m}$ 、動粘性係数 $\nu=1.3\times 10^{-6}\text{m}^2/\text{sec}$ (10°C の水) より、 $1.3\times 10^4\sim 3.7\times 10^4$ である。実橋においては流速 $V=4.7\sim 7.0\text{m/sec}$ 、模型高さ $D=1.25\text{m}\sim 2.4\text{m}$ であり、Reynolds 数は $4.5\times 10^6\sim 1.3\times 10^7$ となり、あくまでも参考として参照した場合、抗力係数は一定の範囲内となった。

$$\text{Reynolds 数} = \frac{V \times D}{\nu} \quad \dots\dots\dots \text{式 3.7}$$

ここで、 V ：流速、 D ：構造物の長さの代表量、 ν ：動粘性係数である。

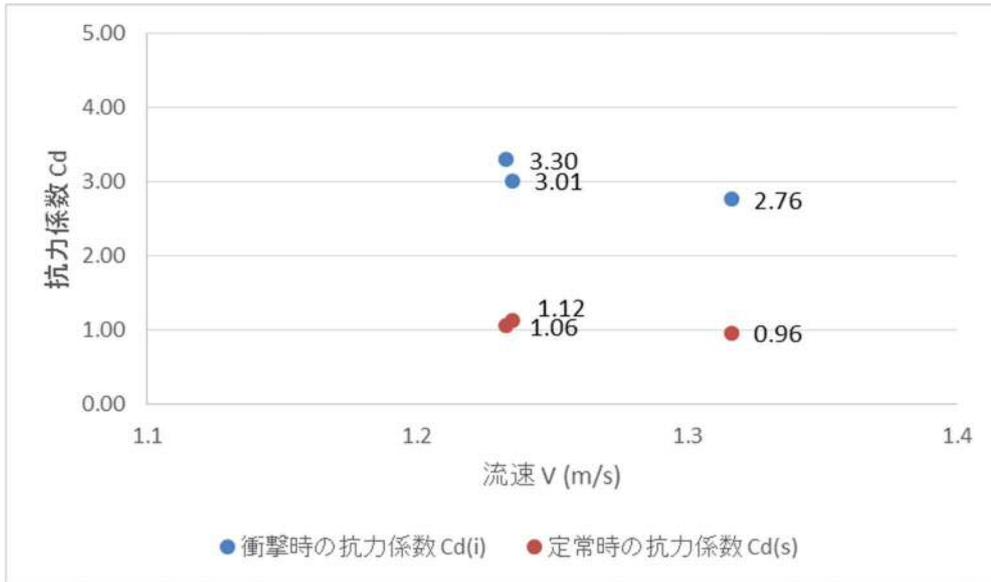


図 3.10 各測定の抗力係数 Cd の分布 (気仙大橋)

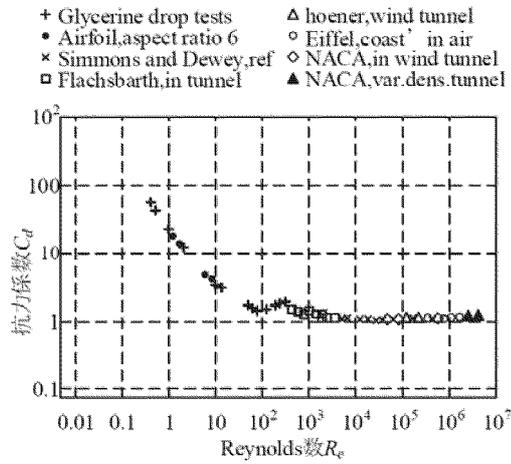


図 3.11 抗力係数と Reynolds 数の関係⁵⁾

3.3. 気仙大橋の流失メカニズムの推定

3.3.1. 計測結果

目標流速に換算した分力計の時刻歴応答波形を図 3.1 2 に示す。Fx は水平力、Fz は鉛直力を示し、鉛直下向きの力は正の値、鉛直上向きの力は負の値を示す。水平力および鉛直力ともに、分力計による 3 回の計測は多少のばらつきは確認されたが、応答波形の傾向は概ね一致していることから、実験の再現性は高いと判断できる。

図 3.1 3 は仕切板背面の模型位置に設置している流速計の時刻応答波形を示す。Vx は水平方向の流速、Vz は鉛直方向の流速を示し、鉛直下向き方向は正の値、鉛直上向き方向は負の値を示す。流速計による 3 回の計測値は比較的ばらつきが大きい。特に鉛直方向の流速はばらつきが大きい。水平方向の流速は、波が到達した瞬間の流速にばらつきが見られる。使用している電磁流速計は水中でのみ計測可能であるが、流速計の設置位置は橋梁模型中心としているため波が到達する前は空気中であり、波が到達した瞬間の計測は水しぶきや気泡の影響により乱れていると考えられる。その後の定常的な状態においては、多少のばらつきは確認されたが、応答波形の傾向は概ね一致しており実験の再現性は高いと判断できることから、波の流速は定常的な状態の値を用いることとする。

図 3.1 4 は橋梁模型の前後に設置した波高計の時刻応答波形を示す。h1 は 30cm 前方に設置した波高計の値、h2 は 30cm 後方に設置した波高計の値を示す。波高計による 3 回の計測は多少のばらつきは確認されたが、応答波形の傾向は概ね一致していることから、造波の再現性は高いと判断できる。

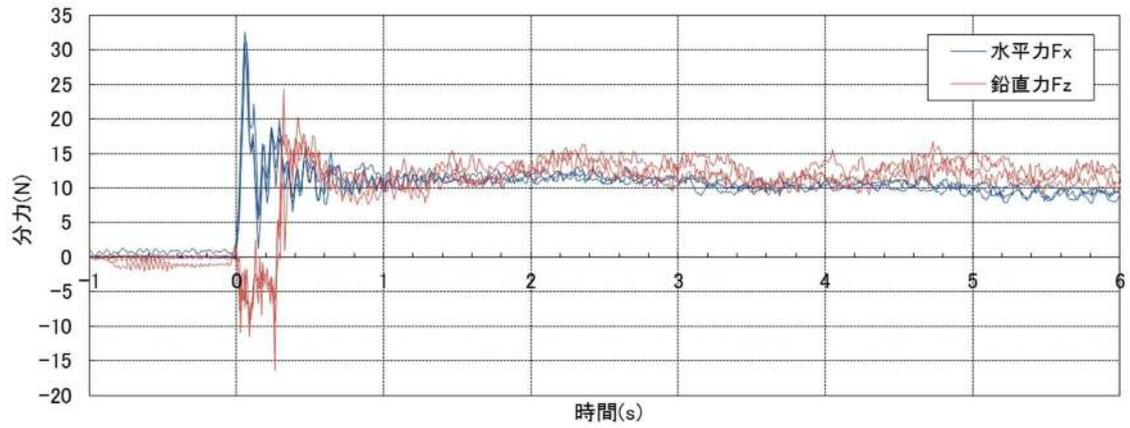


図 3.1.2 模型に作用する力の時刻歴応答波形（計測 3 回）

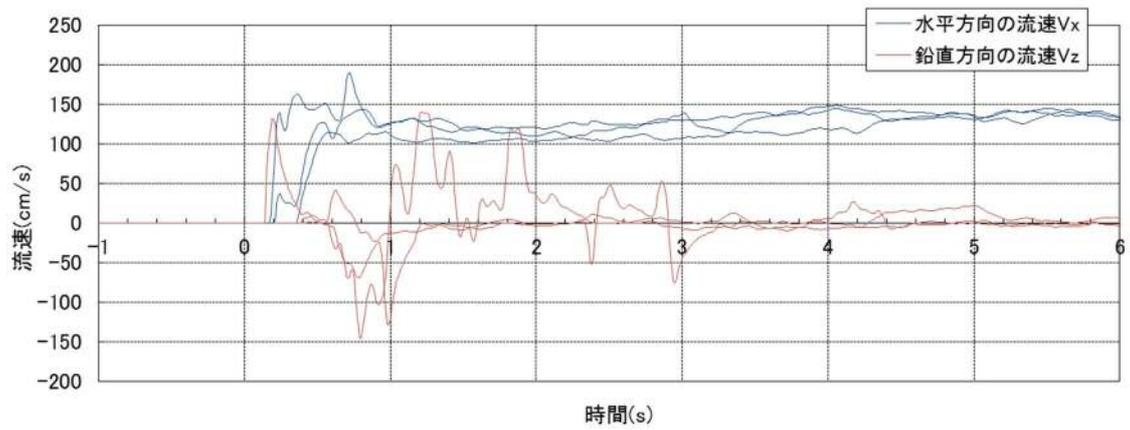


図 3.1.3 模型に作用する流速の時刻歴応答波形（計測 3 回）

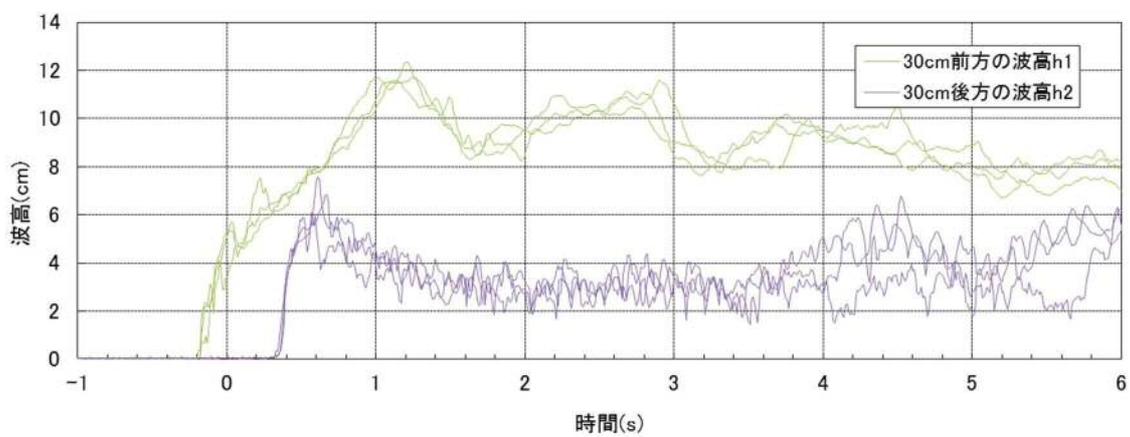


図 3.1.4 模型に作用する波高の時刻歴応答波形（計測 3 回）

3.3.2. 波の作用状況

模型に作用する波の状況について、図 3.15 及び図 3.16 に示す。図 3.15 は橋梁に作用した水平、鉛直方向の分力の 1 回分の時刻歴曲線、図 3.16 は、津波の流下状況の写真を示したものである。

橋梁模型に作用する力は、造波した波が衝突した直後に水平力が最大となる。鉛直力は衝突後 0.1~0.2 秒後に鉛直上向きの力が最大となり、その後、鉛直力の作用する方向が上向き方向から下向き方向に反転し、鉛直下向きの力が最大となる。これらの衝撃的な力を受けている状況は 1 秒間程度であることから、波の衝突後 0~1.0 秒の間(1 秒間)を衝撃時と定義する。その後、水平力および鉛直力は安定した状態を維持している。そこで、安定した状態である衝突後 2.0~5.0 秒の間(3 秒間)を定常時と定義する。

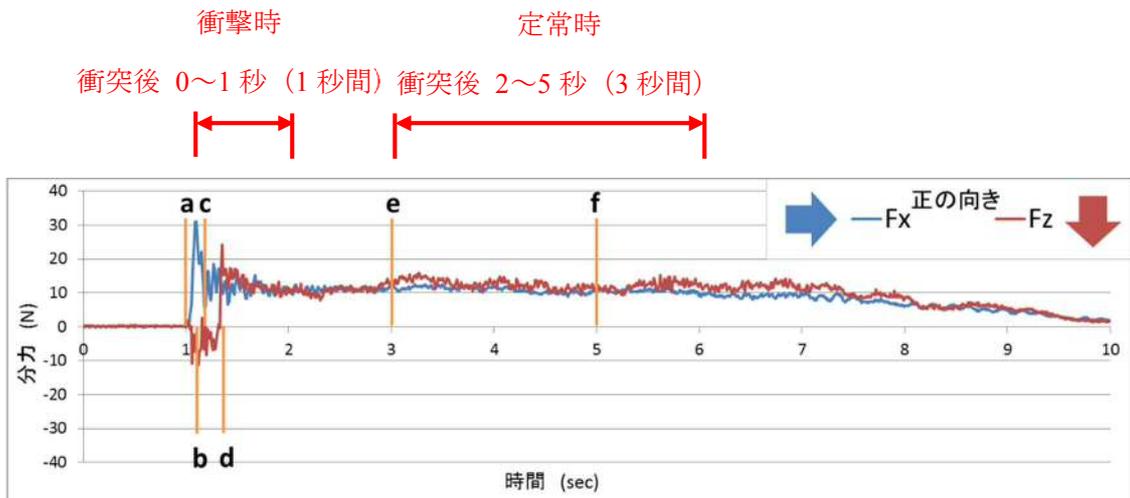


図 3.15 衝撃的な津波と定常的な津波の状況

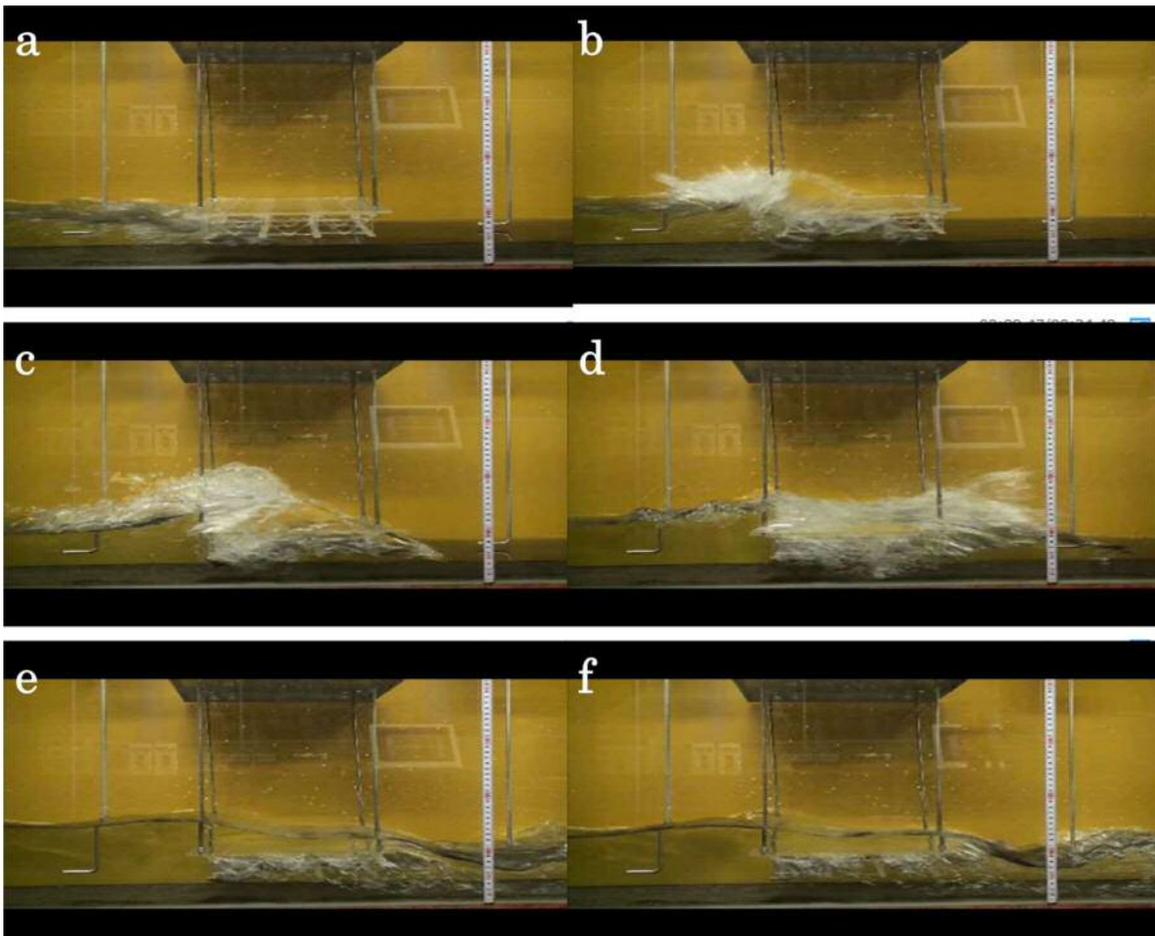


図 3.16 模型に作用する波の状況写真

図 3.1 6 に示す a ~ f の主要な状態について、記録映像からわかる状況について下記に示す。

(a) 津波が模型に作用し始めた瞬間：

水平方向の力 F_x が作用しはじめるが、鉛直方向の力 F_z には大きな変化は見られない。津波は主桁下部側に作用している。

(b) 模型への衝撃的な力が最大となった瞬間：

水平方向の力 F_x が最大値、鉛直方向の力は上向き方向に作用している。橋梁模型の左側面全体に津波が作用し、衝突した津波の水塊が上方に跳ね上がり、一部は流れと逆方向に反射している。津波の先端は下流側主桁まで進んでいる。

(c) 鉛直方向の力 F_z が上向き方向に最大となった瞬間：

模型の左側面全体に津波が作用し、津波の水塊は模型上方に跳躍している。また、津波の先端は模型を通過し、桁間に水が浸入しているのがわかる。

(d) 鉛直方向の力 F_z が下向き方向に最大となった瞬間：

模型上に跳ね上がった水塊が橋面に落下している。水平方向の力 F_x は衝撃的な力から定常的な力へ徐々に変化している。鉛直方向の力 F_z は、鉛直上向き方向から下向き方向に変化している。

(e) , (f) 定常的な津波の動き：

衝撃的な流れから定常的な流れへと変化しているが、桁内部には残留した空気が留まっている。水平方向の力 F_x および鉛直方向の下向きの力 F_z はほぼ等しい一定の力が作用している。

3.3.3. 橋梁模型に作用する力

実験により得られた分力計の最大値を表 3.5 に示す. また, 目標流速 $V_M=1.0\text{m/sec}$ になるように, 式 3.6 による流速の補正を行った値を表 3.6 に示す. また, 流速の補正を行った値から実橋への作用力に換算した値を表 3.7 に示す. 実橋への換算は, フルード数一定とした式 3.8 より, 長さの換算を式 3.9, 速度の換算を式 3.10, 時間の換算を式 3.11, 質量の換算を式 3.12 であらわされることにより, 力の換算を式 3.13 とすることができる. よって実橋へは縮尺の 3 乗とし $N^3=50^3$ で換算する.

$$Fr = \frac{V_R}{\sqrt{gL_R}} = \frac{V_M}{\sqrt{gL_M}} \quad \dots\dots\dots \text{式 3.8}$$

$$N = \frac{L_M}{L_R} \quad \dots\dots\dots \text{式 3.9}$$

$$\frac{V_M}{V_R} = \frac{\sqrt{gL_M}}{\sqrt{gL_R}} = \sqrt{\frac{L_M}{L_R}} = \sqrt{N} \quad \dots\dots\dots \text{式 3.10}$$

$$\frac{T_M}{T_R} = \frac{L_M/V_M}{L_R/V_R} = \frac{N}{\sqrt{N}} = \sqrt{N} \quad \dots\dots\dots \text{式 3.11}$$

$$\frac{M_M}{M_R} = \left(\frac{\rho L_M}{\rho L_R}\right)^3 = N^3 \quad \dots\dots\dots \text{式 3.12}$$

$$\frac{F_M}{F_R} = \frac{M_M L_M/T_M^2}{M_R L_R/T_R^2} = N^3 N \frac{1}{N} = N^3 \quad \dots\dots\dots \text{式 3.13}$$

ここで, Fr : フルード数, V_R : 実橋に作用する速度, V_M : 実験の橋梁模型に作用する速度, L_R : 実橋の長さ, L_M : 実験の橋梁模型の長さ, g : 重力加速度, N : 縮尺, T_R : 実橋の時間, T_M : 実験の時間, M_R : 実橋の質量, M_M : 実験の質量, ρ : 質量, F_R : 実橋に作用する力, F_M : 実験の橋梁模型に作用する力である.

橋軸方向の長さは, 模型で 270mm であることから, 実橋での換算長は $270\text{mm} \times 50$ (縮尺) =13.5m となる.

表 3.5 分力計の最大値 F_i (目標流速へ補正前)

F_i		1 回目	2 回目	3 回目	Ave	
衝撃時	$F_x(+)$	N	29.77	31.04	32.52	31.11
	$F_z(-)$	N	-9.66	-11.37	-16.40	-12.48
	$F_z(+)$	N	17.58	24.28	20.23	20.70
定常時	$F_x(+)$	N	11.12	10.81	10.40	10.78
	$F_z(+)$	N	13.44	12.43	11.76	12.54
	V_i	m/sec	1.23	1.32	1.23	1.26

表 3.6 分力計の最大値 F_M (目標流速へ補正後)

F_M		1 回目	2 回目	3 回目	Ave	
衝撃時	$F_x(+)$	N	19.51	17.91	21.39	19.60
	$F_z(-)$	N	-6.33	-6.56	-10.79	-7.89
	$F_z(+)$	N	11.52	14.01	13.31	12.95
定常時	$F_x(+)$	N	7.29	6.24	6.84	6.79
	$F_z(+)$	N	8.81	7.17	7.74	7.91
	V_M	m/sec	1.00	1.00	1.00	1.00

表 3.7 実橋へ換算した作用力 F_R

F_R		Ave	1m あたり
		kN	kN/m
衝撃時	$F_x(+)$	2450	181.5
	$F_z(-)$	-987	-73.1
	$F_z(+)$	1618	119.9
定常時	$F_x(+)$	849	62.9
	$F_z(+)$	988	73.2
	V_R	7.0m/sec	

定常時の平均流速と波速（津波の先端が波高計を通過する速度）の比較を、表 3.8 に示す。流速計と波速は概ね一致していることから、本実験においては電磁流速計で計測した値を使用する。

表 3.8 流速の計測値と波速

	定常時の平均流速 (2~5 秒の 3 秒間の平均)	波速 (津波の先端が波高計を通過する速度)
1 回目	1.23 m/sec	1.15 m/sec
2 回目	1.32 m/sec	1.13 m/sec
3 回目	1.23 m/sec	1.18 m/sec
平均	1.26 m/sec	1.15 m/sec

3.3.4. 津波により支承部に発生する力の算出

津波の力は上部構造の側面に作用し、力は上部構造を伝わり、上部構造と下部構造を連結している支承を介して下部構造（橋台や橋脚）に伝達される。気仙大橋の場合、上部構造だけが流失して下部構造は大きな被害は発生していなく、上部構造と下部構造を連結している支承部が破壊されて流失している。そこで、津波により支承部に作用する力を算出し、支承の耐力と比較することで流失メカニズムを把握する。

表 3.7 に示す実橋へ換算した作用力 F_R を用いて、支承部に作用する力をフレーム解析により算出した。フレーム解析条件として、津波による作用力は各主桁に均等に等分布荷重として作用するものとし、水平力 F_x については 4 本主桁をモデル化した二次元モデル、鉛直力 F_z については主桁を一つに集約した 1 本棒モデルとし、支承はゴム支承であることから全方向ばね支持とした。橋台部は橋軸直角方向に対する変位制限装置が設置されていることから、G1 主桁部の支承は直角方向を固定としてモデル化した。架け違い橋脚部（P3 橋脚）は隣接する上部構造が端横桁を介してピン構造で連結されていることから、隣接する上部構造の端横桁をピン構造で連結するようにモデル化した。また、作用する水平力により各支承位置において偶力による鉛直力が発生する。偶力による鉛直力 R_{Hi} は道路橋示方書³⁾ より式 3.14 により算出する。

$$R_{Hi} = \frac{F_x \times h_s}{\sum x_i^2} x_i \quad \dots\dots\dots \text{式 3.14}$$

ここで、 R_{Hi} ：偶力により各支承に作用する鉛直力、 F_x ：1 支承線に作用する水平力、 h_s ：水平力の作用位置（桁高の 1/2 + 支承高とする）、 x_i ：支承中心位置からの水平距離とする。

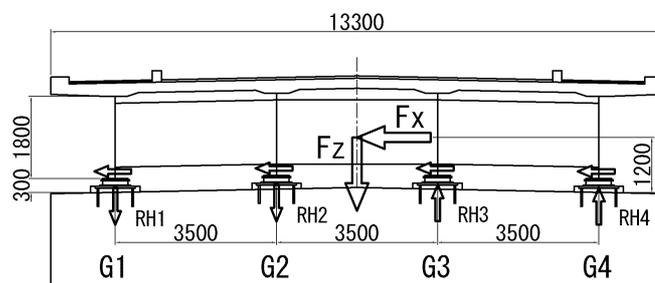
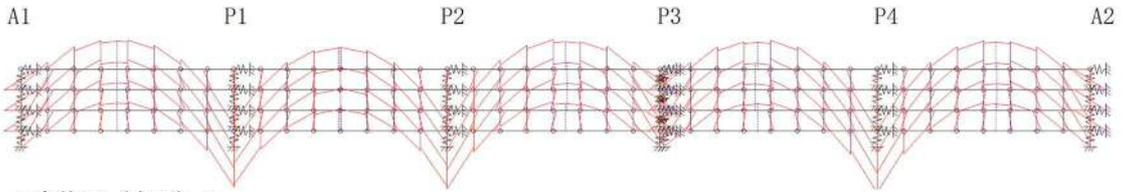


図 3.17 偶力により生じる鉛直力 R_{Hi}

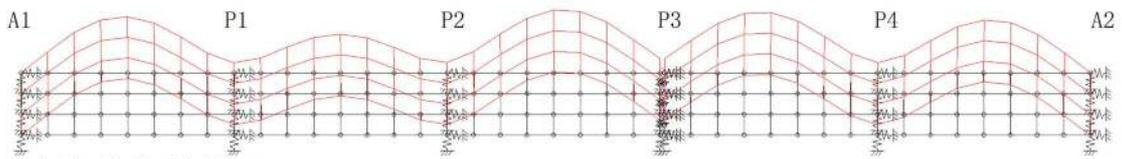
表 3.9 各支点反力一覧表 (実橋の流速 7.0m/sec)

		3径間(kN)				2径間(kN)			
		A1	P1	P2	P3	P3	P4	A2	
死 荷 重	Rd	G1	444.7	1244.9	1244.9	444.7	398.6	1419.2	398.6
		G2	395.3	1081.5	1081.5	395.3	365.1	1289.6	365.1
		G3	395.3	1081.5	1081.5	395.3	365.1	1289.6	365.1
		G4	444.7	1244.9	1244.9	444.7	398.6	1419.2	398.6
		Σ	1679.8	4652.9	4652.9	1679.8	1527.4	5417.6	1527.4
衝 撃 時	Fx	G1	2931.9	1703.9	1738.0	712.8	712.7	1836.4	2863.3
		G2	3.5	1704.0	1738.2	713.1	713.0	1836.6	3.4
		G3	5.6	1704.0	1738.2	713.1	713.0	1836.6	5.4
		G4	6.3	1703.9	1738.0	712.8	712.7	1836.4	6.2
		Σ	2947.3	6815.8	6952.3	2851.7	2851.5	7345.9	2878.3
	Fz (-)	G1	45.5	831.5	845.5	45.5	38.1	904.9	38.1
		G2	-39.1	323.3	327.9	-36.7	-40.1	368.7	-40.8
		G3	-111.2	-144.1	-148.8	-106.6	-110.0	-135.0	-111.3
		G4	-171.1	-570.6	-584.7	-164.1	-171.4	-606.3	-173.4
		Σ	-275.9	440.0	440.0	-261.9	-283.5	532.3	-287.4
定 常 時	Fx	G1	1016.1	590.5	602.3	247.0	247.0	636.4	992.3
		G2	1.2	590.5	602.4	247.1	247.1	636.5	1.2
		G3	1.9	590.5	602.4	247.1	247.1	636.5	1.9
		G4	2.2	590.5	602.3	247.0	247.0	636.4	2.1
		Σ	1021.4	2362.1	2409.4	988.3	988.2	2545.8	997.5
	Fz (+)	G1	177.0	735.2	740.1	177.0	161.3	822.5	161.3
		G2	139.6	532.4	534.0	140.4	128.7	615.5	128.5
		G3	114.6	370.4	368.8	116.2	104.5	440.9	104.1
		G4	101.9	249.3	244.5	104.3	88.7	298.8	88.0
		Σ	533.0	1887.4	1887.4	537.9	483.3	2177.6	481.9

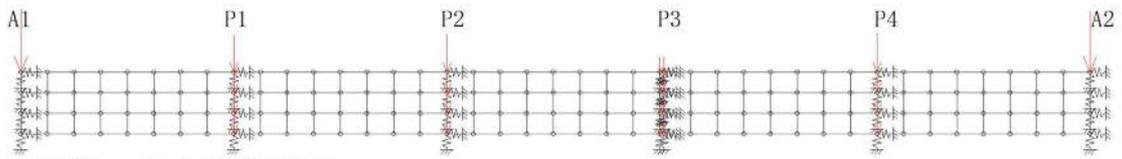
< 曲げモーメント図 (水平) >



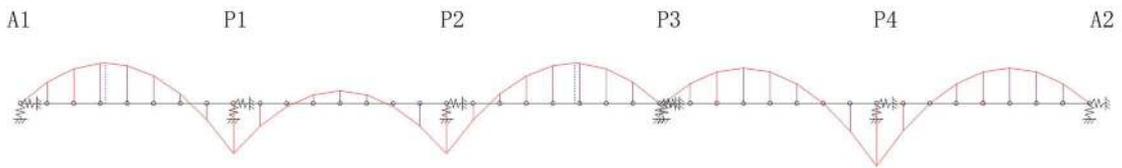
< 変位図 (水平) >



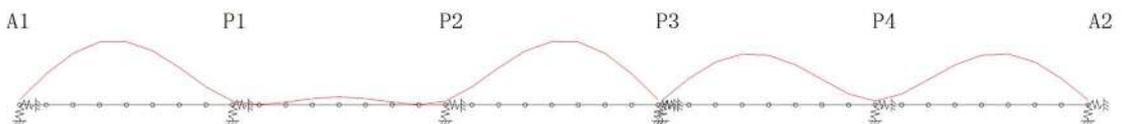
< 支承反力図 (水平) >



< 曲げモーメント図 (鉛直) >



< 変位図 (鉛直) >



< 支点反力図 (鉛直) >



図 3.18 フレーム計算結果

3.3.5. 支承部の耐荷力

気仙大橋は、昭和 57 年に竣工した 3 径間と 2 径間からなる鋼連続非合成鈹桁橋である。平成 17 年に耐震補強工事が実施されている。主な内容は、支承が BP・A 支承から反力分散ゴム支承に交換され、橋台部においては直角方向にコンクリート製の変位制限構造（RC 突起）、架け違い橋脚（P3 橋脚）においては 3 径間と 2 径間の直角方向を連結する装置が設置されている。その他に、各橋台、橋脚にダンパーが設置されている。詳細な耐震補強内容を表 3.10 に示す。

津波により水平力 F_x 及び鉛直力 F_z が支承部に作用するが、水平力は支承および橋台に設置してある直角方向変位制限構造、鉛直力は支承が抵抗することとなる。

支承については、いくつかの部品から構成されているが、ゴム支承本体、主桁と支承を連結している取付けボルト、支承と下部構造を連結しているアンカーバーの 3 か所に着目する。架け違い橋脚（P3）の直角方向連結装置については、桁と桁を連結しているだけで下部構造と連結されていないので水平力に対して抵抗しないため考慮しない。また、上部構造と下部構造を連結するダンパーが設置されているが、ダンパーのエネルギー吸収は速度に依存するものであり、津波のように同一方向に一定の力が作用する場合、作用力に対して抵抗する力は小さいことから考慮しない。

流失メカニズムを解明するため、各部材の破断耐力を設定する。ゴム本体（NR、端支点部 G8、中間支点部 G10）の破断せん断ひずみは過去の性能試験結果⁶⁾ から 300～400%とばらつきがあるが、平均的な 350%と仮定する。ゴムの引張破断応力はゴム支承の引張試験を参考に⁷⁾ 5 N/mm^2 とする。取付けボルト（仕上げボルト強度区分 8.8）とアンカーボルト（SS400）については引張強さとし、それぞれ 830 N/mm^2 ⁸⁾、 400 N/mm^2 ⁹⁾ とする。せん断強さは引張強さの $1/\sqrt{3}$ ¹⁰⁾ とする。変位制限装置の RC 突起は最大抵抗曲げモーメントおよびせん断耐力の小さいほうとする。

表 3.10 耐震補強一覧表

		耐震補強前						
		3径間				2径間		
		A1	P1	P2	P3	P3	P4	A2
支承条件	橋軸方向	可動	固定	可動	可動	可動	固定	可動
	直角方向	固定	固定	固定	固定	固定	固定	固定
支承形式		BP-A	BP-A	BP-A	BP-A	BP-A	BP-A	BP-A
		耐震補強後						
		3径間				2径間		
		A1	P1	P2	P3	P3	P4	A2
支承条件	橋軸方向	分散	分散	分散	分散	分散	分散	分散
	直角方向	分散	分散	分散	分散	分散	分散	分散
支承形式		ゴム	ゴム	ゴム	ゴム	ゴム	ゴム	ゴム
免震構造		ダンパー	ダンパー	ダンパー	ダンパー	ダンパー	ダンパー	ダンパー
変位制限装置		RC突起	—	—	桁連結構造		—	RC突起

3.3.6. 支承部の破断耐力と津波作用力の比較

抵抗部材の耐力と津波作用力を比較した結果を表 3.1 1 に示す。流速 7.0m/sec においては、衝撃時に破断するが定常時においては破断しない結果となった。

そこで、式 3.5、式 3.6 を用いて衝撃時および定常時において流失する津波流速の推定を行った。なお、鉛直力に比べ水平力が卓越していることから、水平力に着目し、流速を変化させた場合の水平力と水平耐力の比をグラフとし、衝撃時について図 3.1 9、図 3.2 0、図 3.2 1、図 3.2 2、定常時について図 3.2 3、図 3.2 4、図 3.2 5、図 3.2 6 に示す。100%を超えると流失する可能性があると判定できる。流失すると推定される流速の一覧を表 3.1 2 に示す。衝撃的な津波においては P4 橋脚の取付けボルトで 4.25m/sec、P2 橋脚の取付けボルトで 4.98m/sec、P1 橋脚の取付けボルトで 5.03m/sec で流失すると推測される。また、定常的な津波においては、P4 橋脚の取付けボルトで 7.22m/sec、P2 橋脚の取付けボルトで 8.46m/sec、P1 橋脚の取付けボルトで 8.83m/sec で流失すると推測される。

表 3.1 1 作用力と耐力の比較

			衝撃時							定常時						
			A1	P1	P2	P3L	P3R	P4	A2	A1	P1	P2	P3L	P3R	P4	A2
作用力	水平	kN	2932	1704	1738	713	713	1837	2863	1016	591	602	247	247	636	992
	鉛直	kN	-171	-571	-585	-164	-171	-606	-173	177	735	740	177	161	822	161
ゴム 本体	水平 破断	kN	448	1059	1059	448	448	1260	448	448	1059	1059	448	448	1260	448
		%		160.9%	164.2%	159.2%	159.2%	145.8%			55.8%	56.9%	55.2%	55.2%	50.5%	
取付け ボルト	引張 破断	kN	-800	-629	-612	0	0	-836	-800	-800	-1206	-1200	-491	-491	-1466	-800
		%	21.4%	90.6%	95.6%	-	-	72.5%	21.7%	-	-	-	-	-	-	-
アンカー ボルト	水平 破断	kN	677	880	880	677	677	677	677	677	880	880	677	677	677	677
		%		193.7%	197.6%	105.4%	105.4%	271.4%		67.1%	68.5%	36.5%	36.5%	94.1%		
変位 制限	引張 破断	kN	-1172	-1524	-1524	-1172	-1172	-1172	-1172	-1172	-1524	-1524	-1172	-1172	-1172	-1172
		%	14.6%	37.4%	38.4%	14.0%	14.6%	51.7%	14.8%	-	-	-	-	-	-	-
アンカー ボルト	水平 破断	kN	569	940	940	569	569	940	569	569	940	940	569	569	940	569
		%		181.2%	184.9%	125.4%	125.4%	195.3%		62.8%	64.1%	43.4%	43.4%	67.7%		
引張 破断	引張 破断	kN	-985	-1629	-1629	-985	-985	-1629	-985	-985	-1629	-1629	-985	-985	-1629	-985
		%	17.4%	35.0%	35.9%	16.7%	17.4%	37.2%	17.6%	-	-	-	-	-	-	-
変位 制限	水平 耐力	kN	1918						1918	1918	-	-	-	-	-	1918
		%	152.9%						149.3%	53.0%	-	-	-	-	-	51.7%

※赤字は耐力を上回っていることを示す

表 3.1 2 流失する流速の一覧

		衝撃時							定常時						
		A1	P1	P2	P3L	P3R	P4	A2	A1	P1	P2	P3L	P3R	P4	A2
ゴム本体	m/s		5.52	5.46	5.55	5.55	5.80			9.37	9.28	9.43	9.43	9.85	
取付けボルト	m/s		5.03	4.98	6.82	6.82	4.25			8.54	8.46	11.58	11.58	7.22	
アンカーボルト	m/s		5.20	5.15	6.25	6.25	5.01			8.83	8.75	10.62	10.62	8.51	
変位制限	m/s	5.66						5.73	9.62	-	-	-	-	-	9.73

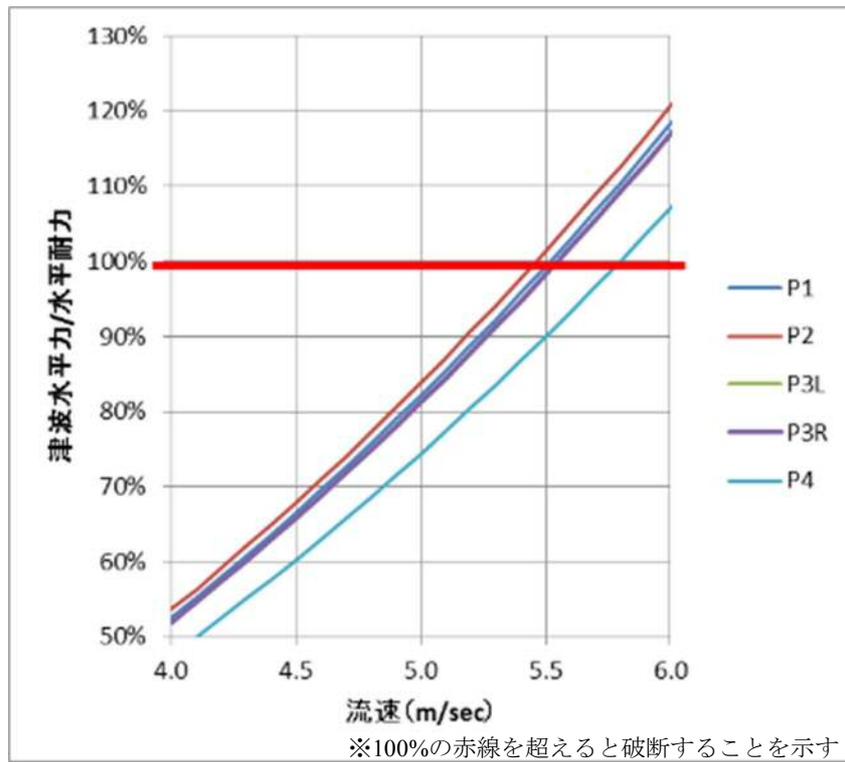


図 3.19 流速と安全率【ゴム本体】(衝撃時)

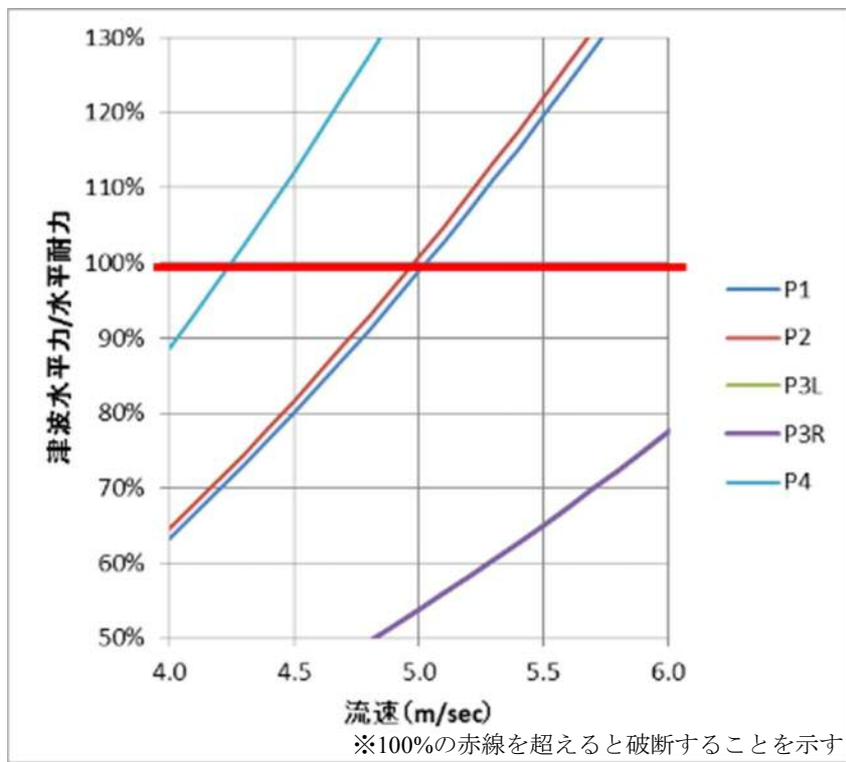


図 3.20 流速と安全率【取付けボルト】(衝撃時)

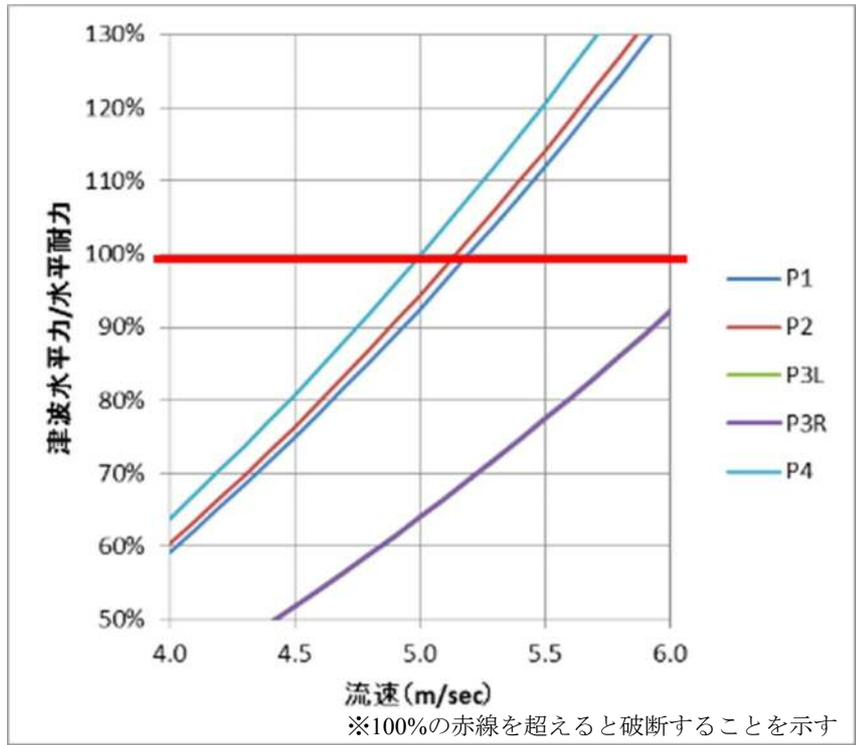


図 3.2.1 アンカーボルト (衝撃時)

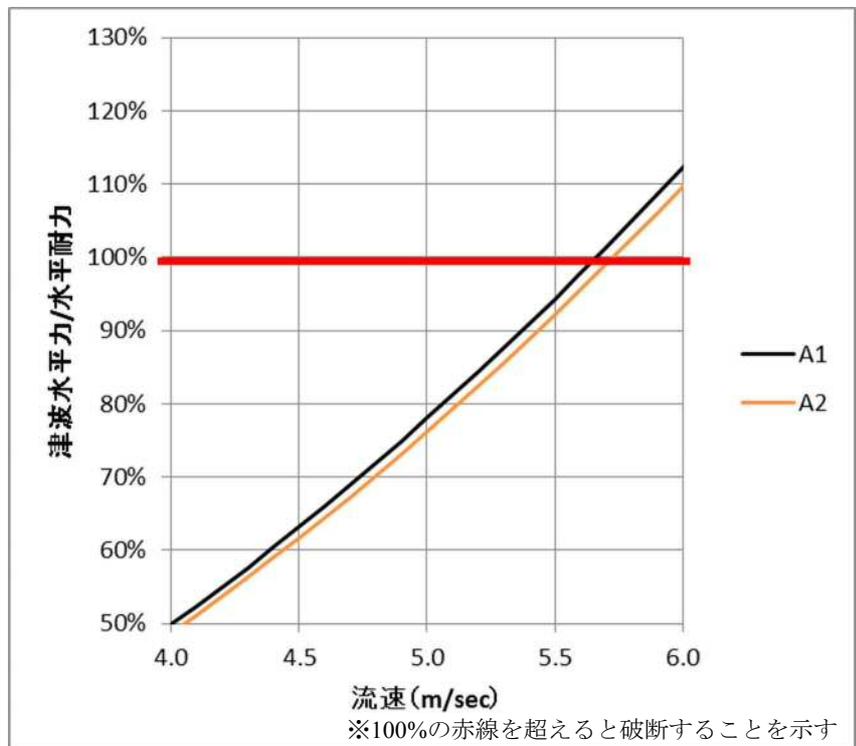


図 3.2.2 変位制限装置 (衝撃時)

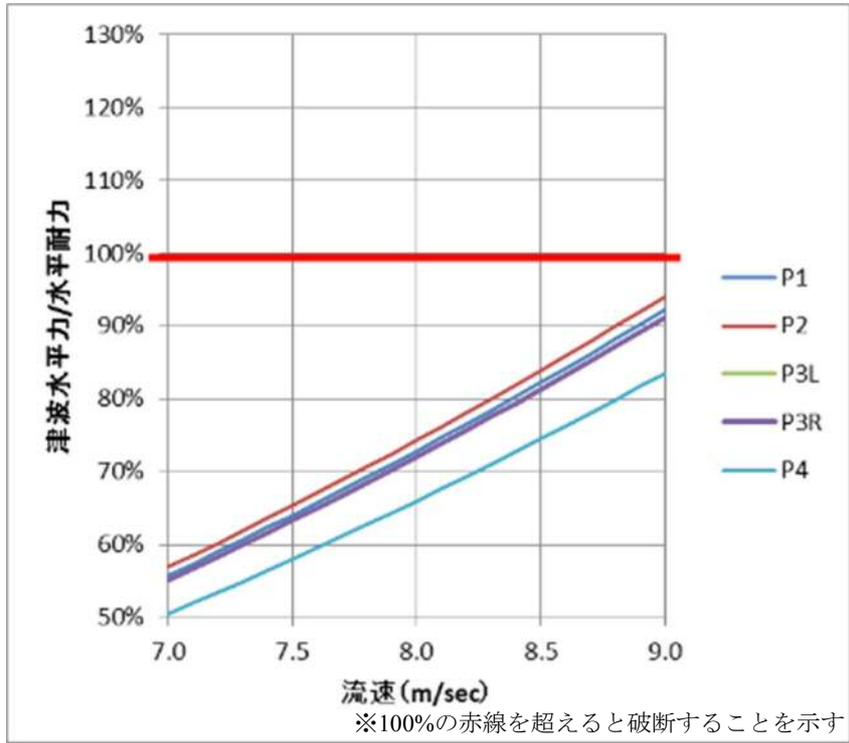


図 3.23 流速と安全率【ゴム本体】(定常時)

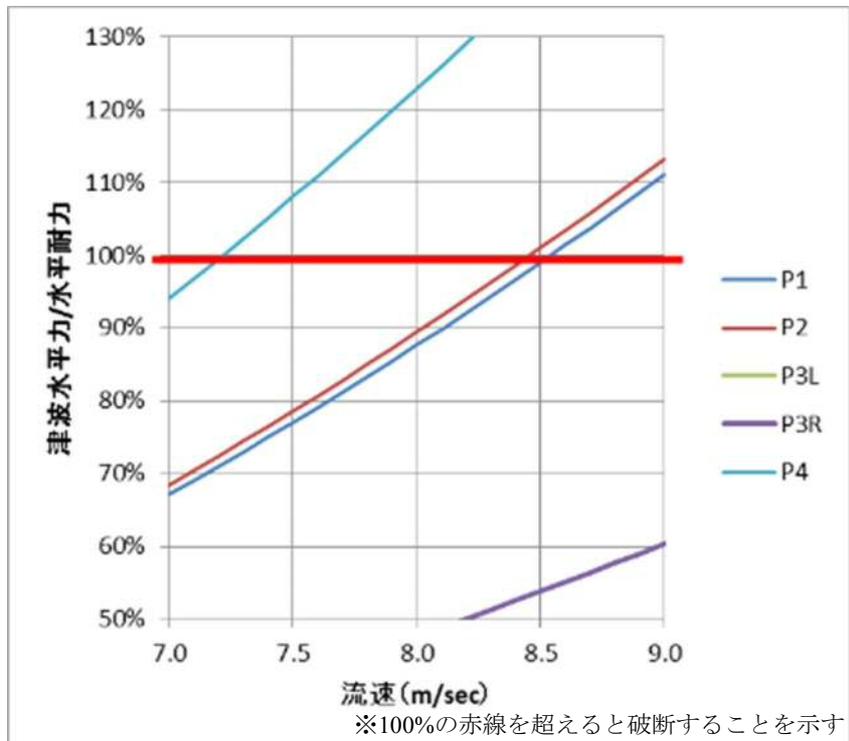


図 3.24 流速と安全率【取付けボルト】(定常時)

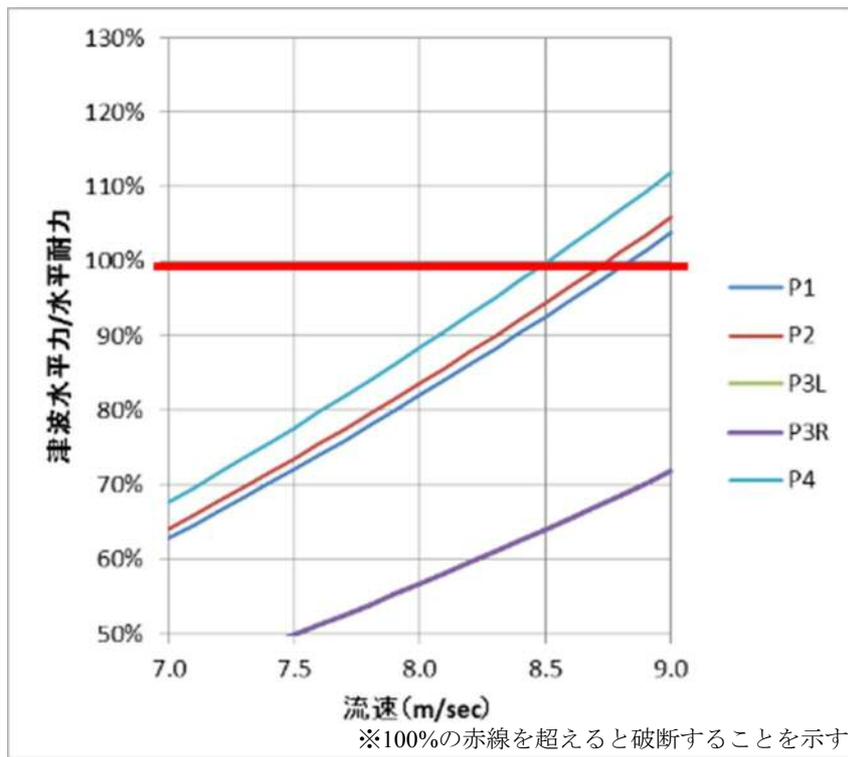


図 3.25 アンカーボルト (定常時)

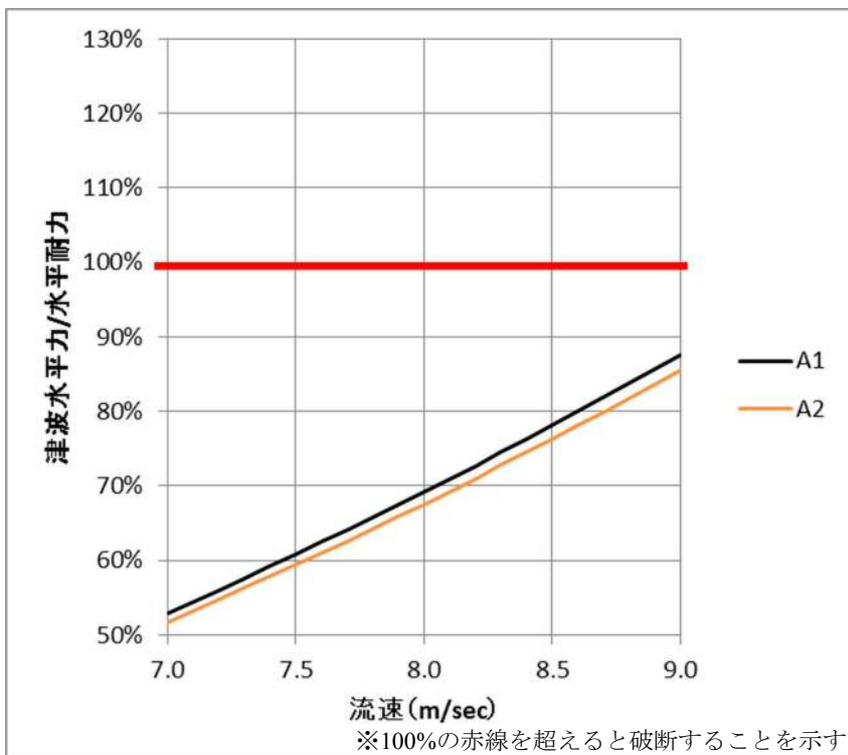


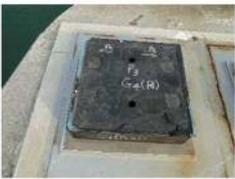
図 3.26 変位制限装置 (定常時)

3.3.7. 支承部の損傷状況

図 3.27, 図 3.28 に支承部損傷状況の一覧を示す。中間支点部において取付けボルトまたはアンカーボルトが破断しており, 端支点部においてはゴムが破断している。橋台部に設置されている RC 突起 (変位制限) の一部に剥離・鉄筋露出の損傷がみられるが概ね健全であり, 桁が流失する際の衝突によるものと推測される。前項の耐荷力と津波作用力の比率によると, P1・P2 において水平方向に対して取付けボルト, アンカーボルトの順で弱点となっており傾向は一致する。P4 においては取付けボルトが最も弱点となるが, アンカーボルトの破断のほうが多く若干傾向に違いがみられる。架け違い部においてはゴム本体の水平破断が弱点であり傾向は一致する。橋台部においては RC 突起が破壊されない限り水平破断は起きないと考えられることから, 桁が流失し始めて最後に破断したのではないかと推測される。

		3径間			
		A1	P1	P2	P3L
支承	G1	ゴム破断	ゴム破断	取付ホルト破断	ゴム破断
					
	G2	ゴム破断	取付ホルト破断	ゴム破断	ゴム破断
					
	G3	ゴム破断	取付ホルト破断	取付ホルト破断	ゴム破断
					
	G4	ゴム破断	取付ホルト破断	アンカーホルト破断	ゴム破断
					
ダンパー		ブラケット破断 本体流失	本体が破損	本体が破損	ブラケット破断 本体流失
変位制限		一部損傷			

図 3.27 支承部損傷状況の一覧（気仙大橋） その1 A1～P3

		2径間		
		P3R	P4	A2
支承	G1	ゴム破断	アンカーホルト破断	ゴム破断
				
	G2	ゴム破断	アンカーホルト破断	ゴム破断
				
	G3	ゴム破断	アンカーホルト破断	ゴム破断
				
	G4	ゴム破断	取付けホルト破断	ゴム破断
				
ダンパー	ブラケット破断 本体流失	本体が破損 本体流失	ブラケット破断	
変位制限			一部損傷	

※G1が上流側（山川），G4は下流側（海側）を示す。

図 3.28 支承部損傷状況の一覧（気仙大橋） その2 P3～A2

3.3.8. 気仙大橋の流失メカニズムの推定

気仙大橋の流失時の経緯を、図 3.29、図 3.30 に示す。神宮司ら¹¹⁾によるとこれらの被災映像分析より、写真中央の気仙大橋に設置されていた照明柱が傾いたことにより（図 3.30 の 4. 気仙大橋の照明柱の傾斜（気仙大橋の流失時 A1-P3））、この時点で流失したことが分かっている。

津波画像の記録から、気仙大橋に作用した津波は定常的な流れの中で水位が上昇していった津波であり、段波状の津波が衝突したものではないことから、本研究における定常流の津波により流失したものであると考えられる。

照明柱が傾いた時点で、A2 側（左岸側）の 2 径間部には高欄を乗り越える津波が観察できることから、A1-P3 間の 3 径間が先に流失し、P3-A2 間の 2 径間は遅れて流失したと考えられる。推定した定常流における流失する流速では、A1-P3 間の 3 径間は 8.46m/sec（P2 取付けボルト）、P3-A2 の 2 径間は 7.22m/sec（P4 取付けボルト）であり、P3-A2 の 2 径間の方が早く流失する結果であることから、河川を遡上する津波の流速は河川横断方向で一定ではなく河川堤防付近よりも河川中央部付近の流速が速く、まず、3 径間側の平均流速が 8.46m/sec を超え、その後 2 径間側の平均流速が 7.22m/sec を超えたことにより、橋梁全体の流失に至ったものと推測される。

1. 津波高は下フランジ程度



2. 中州で津波が跳躍する様子



3. 姉齒橋が崩壊し始める



※写真奥側が気仙大橋、写真手前側が姉齒橋
写真は九州工業大学幸左教授より提供頂いた。

図 3.29 気仙大橋の流失状況の経緯 (その1)

4. 気仙大橋の照明柱の傾斜（気仙大橋の流失時 A1-P3）



5. 気仙大橋のP3-A2間はまだ未流失



6. 気仙大橋の流失



※写真奥側が気仙大橋、写真手前側が姉齒橋
写真は九州工業大学幸左教授より提供頂いた。

図 3.30 気仙大橋の流失状況の経緯（その2）

3.4. 歌津大橋の流失メカニズムの推定

3.4.1. 計測結果

本実験で対象とする区間は、前述（P 6 7）に示すように P5 橋脚～P6 橋脚区間の PC 単純プレテンション T 桁を Span6、 P8 橋脚～P9 橋脚区間のポストテンション方式単純 T 桁橋を Span9 である。

目標流速に換算した分力計の時刻歴応答波形を図 3.3 1, 図 3.3 4 に示す。前述同様に F_x は水平力, F_z は鉛直力を示し, 鉛直下向きの力は正の値, 鉛直上向きの力は負の値を示す。水平力および鉛直力ともに, 分力計による 3 回の計測は多少のばらつきは確認されたが, 応答波形の傾向は概ね一致していることから, 実験の再現性は高いと判断できる。気仙大橋に比べると応答波形に振動が見られる。

図 3.3 2, 図 3.3 5 は仕切板背面の模型位置に設置している流速計の時刻応答波形を示す。 V_x は水平方向の流速, V_z は鉛直方向の流速を示し, 鉛直下向き方向は正の値, 鉛直上向き方向は負の値を示す。気仙大橋の実験と同様に, 流速計による 3 回の計測値は比較的ばらつきが大きい。特に鉛直方向の流速はばらつきが大きい。水平方向の流速は, 波が到達した瞬間の流速にばらつきが見られる。使用している流速計は電磁流速計であり, 気仙大橋の実験と同様に波が到達した瞬間の計測は水しぶきや気泡の影響が表れていると考えられる。その後の定常的な状態においては, 多少のばらつきは確認されたが, 応答波形の傾向は概ね一致しており実験の再現性は高いと判断できることから, 波の流速は定常的な状態の値を用いることとする。

図 3.3 3, 図 3.3 6 は橋梁模型の前後に設置した波高計の時刻応答波形を示す。 h_1 は 30cm 前方に設置した波高計の値, h_2 は 30cm 後方に設置した波高計の値を示す。波高計による 3 回の計測は多少のばらつきは確認されたが, 応答波形の傾向は概ね一致していることから, 造波の再現性は高いと判断できる。

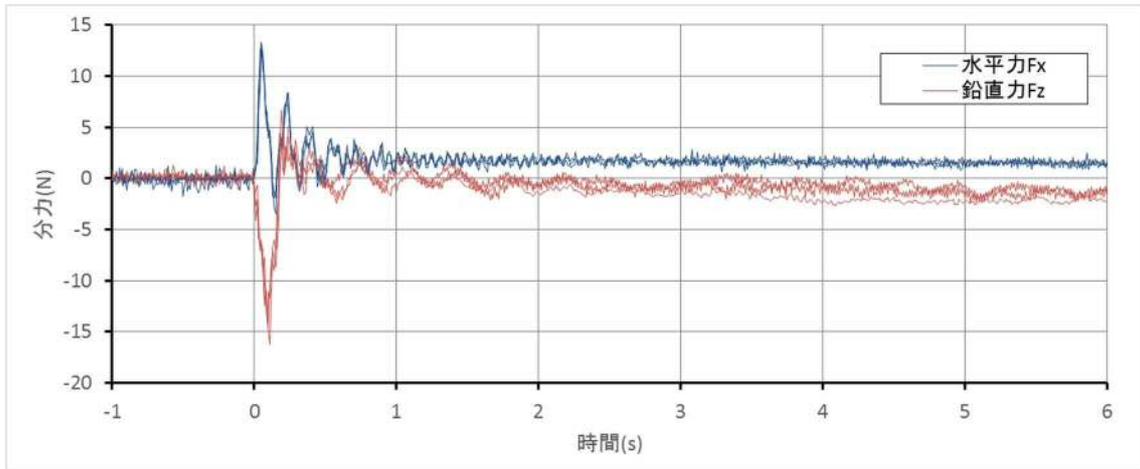


図 3.3.1 模型に作用する力の時刻歴応答波形【Span6】(計測3回)

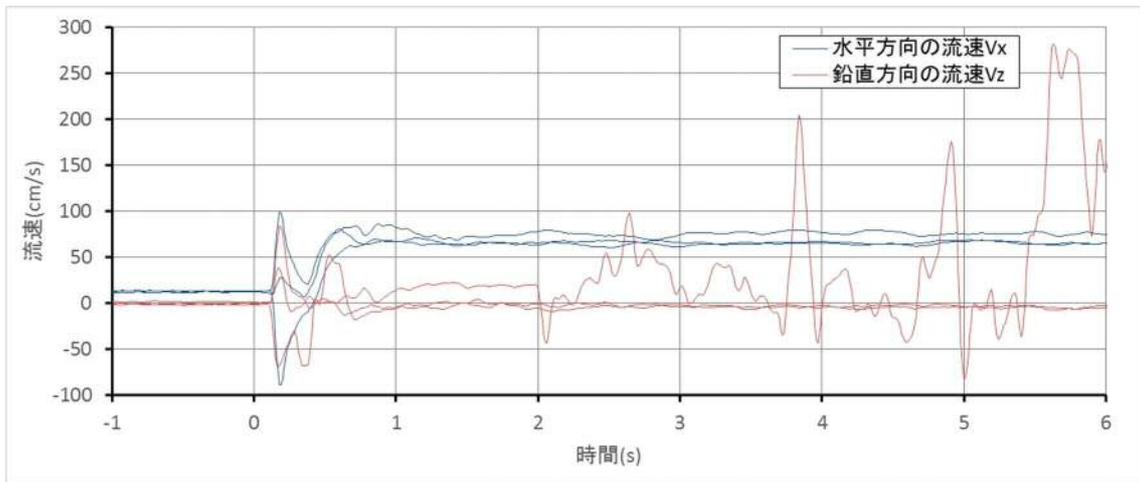


図 3.3.2 模型に作用する流速の時刻歴応答波形【Span6】(計測3回)

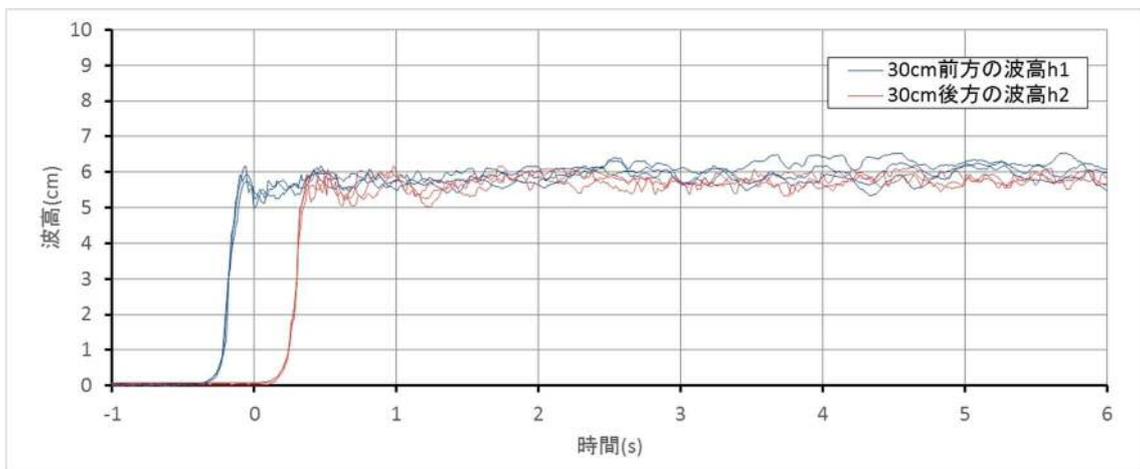


図 3.3.3 模型に作用する波高の時刻歴応答波形【Span6】(計測3回)

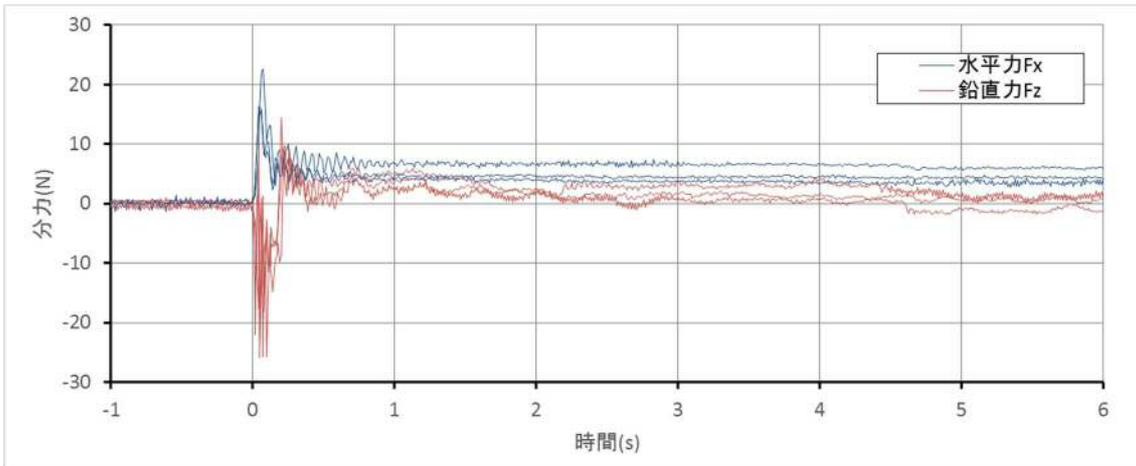


図 3.34 模型に作用する力の時刻歴応答波形【Span9】(計測3回)

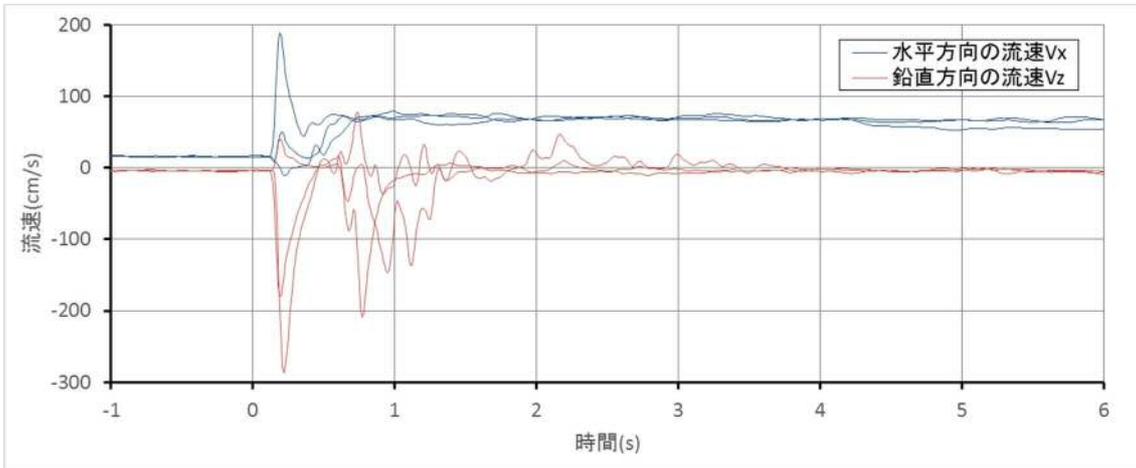


図 3.35 模型に作用する流速の時刻歴応答波形【Span9】(計測3回)

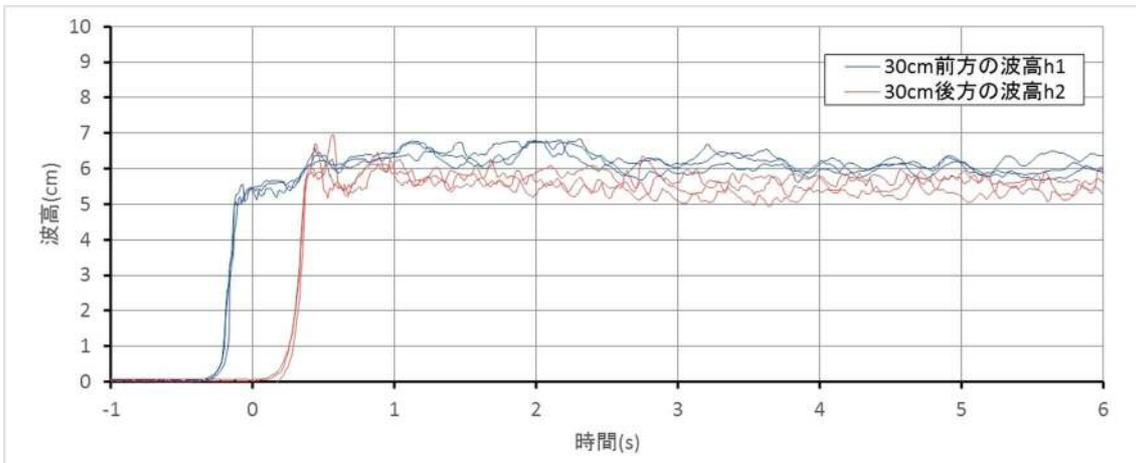


図 3.36 模型に作用する波高の時刻歴応答波形【Span9】(計測3回)

3.4.2. 橋梁模型に作用する力

実験により得られた分力計の最大値を表 3.13, 表 3.16 に示す. また, 目標流速 $V_M=0.66\text{m/sec}$ になるように, 式 3.6 による流速の補正を行った値を表 3.14, 表 3.17 に示す. また, 流速の補正を行った値から実橋への作用力に換算した値を表 3.15, 表 3.18 に示す. 実橋への換算は, 気仙大橋と同様に式 3.15 により行った. 橋軸方向の長さは, Span6 の模型で 288mm, Span9 の模型で 290mm, であることから, 実橋での換算長はそれぞれ, Span6 は $288\text{mm} \times 50$ (縮尺) =14.4m, Span9 は $290\text{mm} \times 50$ (縮尺) =14.5m となる.

$$\frac{F_M}{F_R} = \frac{M_M L_M / T_M^2}{M_R L_R / T_R^2} = N^3 N \frac{1}{N} = N^3 \dots\dots\dots \text{式 3.15}$$

ここで, F_R : 実橋に作用する力, F_M : 実験の橋梁模型に作用する力, N : 縮尺である. 縮尺 N は $N=1/50$ である.

表 3.13 分力計の最大値 F_i 【Span6】 (目標流速へ補正前)

F_i		1 回目	2 回目	3 回目	Ave	
衝撃時	$F_x(+)$	N	22.61	15.90	16.27	18.26
	$F_z(-)$	N	-25.79	-25.94	-23.54	-25.09
	$F_z(+)$	N	9.69	14.40	9.66	11.25
定常時	$F_x(+)$	N	6.48	3.62	4.45	4.85
	$F_z(+)$	N	0.30	2.74	1.23	1.43
	V_i	m/sec	0.65	0.69	0.68	0.68

表 3.14 分力計の最大値 F_M 【Span6】 (目標流速へ補正後)

F_M		1 回目	2 回目	3 回目	Ave	
衝撃時	$F_x(+)$	N	23.07	14.35	15.43	17.44
	$F_z(-)$	N	-26.30	-23.41	-22.34	-24.02
	$F_z(+)$	N	9.88	13.00	9.16	10.68
定常時	$F_x(+)$	N	6.61	3.27	4.22	4.70
	$F_z(+)$	N	0.31	2.47	1.17	1.32
	V_M	m/sec	0.66	0.66	0.66	0.66

表 3.15 実橋へ換算した作用力 F_R 【Span6】

F_R		Ave	1m あたり
		kN	kN/m
衝撃時	$F_x(+)$	2181	151.4
	$F_z(-)$	-3002	-208.5
	$F_z(+)$	1335	92.7
定常時	$F_x(+)$	588	40.8
	$F_z(+)$	165	11.4
	V_R	4.7m/sec	

表 3.16 分力計の最大値 F_i 【Span9】 (目標流速へ補正前)

F_i		1回目	2回目	3回目	Ave	
衝撃時	$F_x(+)$	N	13.00	13.37	13.34	13.23
	$F_z(-)$	N	-14.68	-16.24	-13.79	-14.90
	$F_z(+)$	N	5.33	4.35	6.70	5.46
定常時	$F_x(+)$	N	1.78	1.51	1.60	1.63
	$F_z(+)$	N	-0.49	-0.96	-1.73	-1.06
	V_i	m/sec	0.76	0.66	0.65	0.69

表 3.17 分力計の最大値 F_M 【Span9】 (目標流速へ補正後)

F_M		1回目	2回目	3回目	Ave	
衝撃時	$F_x(+)$	N	9.88	13.53	13.92	12.23
	$F_z(-)$	N	-11.15	-16.43	-14.39	-13.99
	$F_z(+)$	N	4.05	4.40	6.99	5.15
定常時	$F_x(+)$	N	1.35	1.53	1.67	1.52
	$F_z(+)$	N	-0.37	-0.97	-1.81	-1.05
	V_M	m/sec	0.66	0.66	0.66	0.66

表 3.18 実橋へ換算した作用力 F_R 【Span9】

F_R		Ave	1mあたり
		kN	kN/m
衝撃時	$F_x(+)$	1529	105.5
	$F_z(-)$	-1749	-120.6
	$F_z(+)$	643	44.4
定常時	$F_x(+)$	189	13.1
	$F_z(+)$	-131	-9.0
	V_R	4.7m/sec	

3.4.3. 津波により支承部に発生する力の算出

気仙大橋と同様に、津波により支承部に作用する力を算出し、支承の耐力と比較することで流失メカニズムを把握する。

表 3.7, 表 3.18 に示す実橋へ換算した作用力 F_R を用いて、等分布荷重として作用すると考え支承部に作用する力を算出した。また、作用する水平力により各支承位置において偶力による鉛直力が発生する。偶力による鉛直力 R_{Hi} は道路橋示方書³⁾ より式 3.14 により算出する。

$$R_{Hi} = \frac{F_x \times h_s}{\sum x_i^2} x_i \quad \dots\dots\dots \text{式 3.16}$$

ここで、 R_{Hi} ：偶力により各支承に作用する鉛直力、 F_x ：1 支承線に作用する水平力、 h_s ：水平力の作用位置（構造高の 1/2）、 x_i ：支承中心位置からの水平距離とする。

ただし、Span6 はゴムパット支承であり浮上がり力に対して抵抗しないことから、山側の主桁を支点とした回転モーメントとした安定の照査を行う。

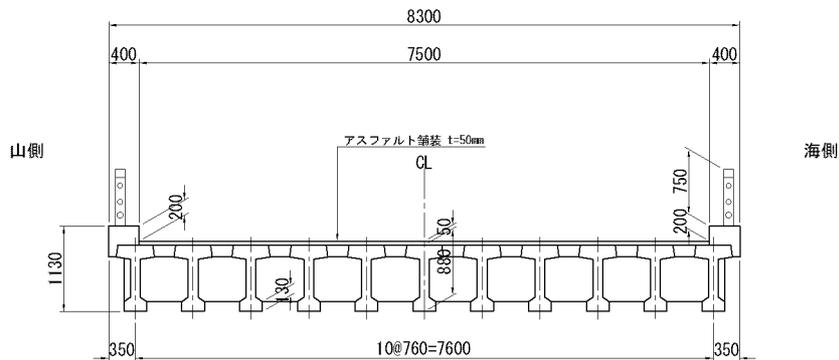


図 3.37 Span6 標準断面図

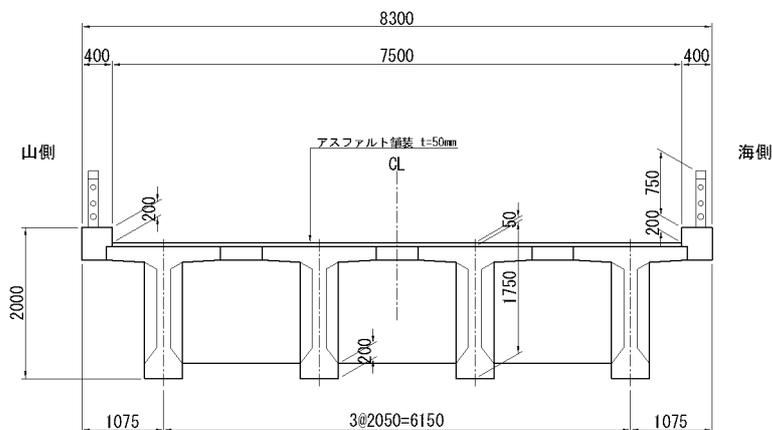


図 3.38 Span9 標準断面図

表 3.19 各支点反力一覧表 【Span6】 (実橋での流速 4.7m/sec)

					海側							山側					
Span 6					G11	G10	G9	G8	G7	G6	G5	G4	G3	G2	G1	計	
衝撃時	水平力	津波	Rx	kN	69.5	69.5	69.5	69.5	69.5	69.5	69.5	69.5	69.5	69.5	69.5	764.6	
	鉛直力	死荷重	Rd	kN	64.8	64.8	64.8	64.8	64.8	64.8	64.8	64.8	64.8	64.8	64.8	64.8	712.7
		津波(鉛直)	Rz	kN	-78.3	-78.3	-78.3	-78.3	-78.3	-78.3	-78.3	-78.3	-78.3	-78.3	-78.3	-78.3	-861.0
		津波(偶力)	RH	kN	-25.8	-20.7	-15.5	-10.3	-5.2	0.0	5.2	10.3	15.5	20.7	25.8	0.0	
		合計	R	kN	-39.3	-34.1	-29.0	-23.8	-18.6	-13.5	-8.3	-3.1	2.0	7.2	12.4	-148.3	
定常時	水平力	津波	Rx	kN	8.6	8.6	8.6	8.6	8.6	8.6	8.6	8.6	8.6	8.6	8.6	94.1	
	鉛直力	死荷重	Rd	kN	64.8	64.8	64.8	64.8	64.8	64.8	64.8	64.8	64.8	64.8	64.8	64.8	712.7
		津波(鉛直)	Rz	kN	-5.6	-5.6	-5.6	-5.6	-5.6	-5.6	-5.6	-5.6	-5.6	-5.6	-5.6	-61.2	
		津波(偶力)	RH	kN	-3.2	-2.5	-1.9	-1.3	-0.6	0.0	0.6	1.3	1.9	2.5	3.2	0.0	
		合計	R	kN	56.0	56.7	57.3	58.0	58.6	59.2	59.9	60.5	61.1	61.8	62.4	651.5	

表 3.20 各支点反力一覧表 【Span9】 (実橋での流速 4.7m/sec)

Span 9					G4	G3	G2	G1	計
衝撃時	水平力	津波	Rx	kN	561.7	561.7	561.7	561.7	2246.7
	鉛直力	死荷重	Rd	kN	437.2	437.2	437.2	437.2	1748.8
		津波(鉛直)	Rz	kN	-771.8	-771.8	-771.8	-771.8	-3087.1
		津波(偶力)	RH	kN	-328.8	-109.6	109.6	328.8	0.0
		合計	R	kN	-663.4	-444.2	-225.0	-5.8	-1338.3
定常時	水平力	津波	Rx	kN	149.2	149.2	149.2	149.2	596.8
	鉛直力	死荷重	Rd	kN	437.2	437.2	437.2	437.2	1748.8
		津波(鉛直)	Rz	kN	43.9	43.9	43.9	43.9	175.5
		津波(偶力)	RH	kN	-87.3	-29.1	29.1	87.3	0.0
		合計	R	kN	393.7	452.0	510.2	568.4	1924.3

3.4.4. 支承部の耐荷力

支承部の耐力と実験で計測された分力を比較することにより、橋梁の安定性および流失したメカニズムを推測する。Span-6 は 1 枚のゴム板で鉛直支持するパット型ゴム支承であるため、水平力および鉛直上向き力については抵抗しないこととする。Span-9 は高力黄銅支承板支承 (BP・A 支承) であることから、サイドブロック・アンカーボルトは水平力に対して抵抗する。また、橋軸方向への落橋防止構造および橋軸直角方向への変位制限構造を兼用したコンクリート製の突起 (RC 突起) が設置されていることから、水平力に対して抵抗するものと考えられる。

支承については、いくつかの部品から構成されているが、BP・A 支承であることからサイドブロック・アンカーボルトが抵抗するものと想定する。流失メカニズムを解明するため、各部材の破断耐力を設定する。サイドブロック (SC46) および支承アンカーボルト (SS41) については、引張強さはそれぞれ $450 \text{ N/mm}^{2(12)}$ 、 $400 \text{ N/mm}^{2(9)}$ 、降伏耐力は 225 N/mm^2 、 295 N/mm^2 とする。せん断強さは引張強さの $1/\sqrt{3}^{(10)}$ とする。RC 突起は最大抵抗曲げモーメントおよびせん断耐力の小さいほうとする。

3.4.5. 支承部の破断耐力と津波作用力の比較

抵抗部材の耐力と津波作用力を比較した結果を表 3.2 1 に示す。歌津大橋に作用したと推定されている津波流速 $4.7\text{m/sec}^{2)}$ においては、衝撃時に破断するが定常時においては破断しない結果となった。

そこで、式 3.5、式 3.6 を用いて衝撃時および定常時において流失する津波流速の推定を行った。

Span-6 の衝撃時について図 3.3 9、図 3.4 0、図 3.4 1、定常時について図 3.4 2、図 3.4 3、図 3.4 4 に傾向を示す。100%を超えると流失する可能性があるとは判定できる。衝撃的な津波においては水平力（RC 突起）で 2.4m/sec 、鉛直力（浮上がり）で 4.3m/sec 、回転力で 3.8m/sec で流失すると推測される。また、定常的な津波においては、水平力（RC 突起）で 6.7m/sec 、回転力で 7.4m/sec で流失すると推測される。Span-6 は、RC 突起の水平耐力が小さいため、水平力により RC 突起が破壊され流失したものと想定される。

Span-9 の衝撃時について図 3.4 5、図 3.4 6、定常時について図 3.4 7、図 3.4 8 に傾向を示す。Span6 と同様に 100%を超えると流失する可能性があるとは判定できる。衝撃的な津波においては水平力（支承サイドブロック）で 3.6m/sec 、鉛直力（支承浮上がり防止装置）で 3.2m/sec で流失すると推測される。また、定常的な津波においては、水平力（支承サイドブロック）で 6.7m/sec 、鉛直力（支承浮上がり防止装置）で 11.2m/sec で流失すると推測される。Span-9 の鉛直力に対する抵抗は、衝撃時および定常時ともに急激に安全率が低下しているのがわかる。

表 3.2.1 作用力と耐力の比較

			Span6			Span9		
			G11	G1	耐力	G4	G1	耐力
衝撃時	水平力	kN	69.5	69.5	RC 突起	561.7	561.7	BP 支承
		%	409%	409%	17 kN	178%	178%	316 kN
	鉛直力	kN	-39.3	12.4	パット型支承	-663.4	-5.8	BP 支承
		%	OUT		—	1185%	10%	-56 kN
定常時	水平力	kN	8.6	8.6	RC 突起	149.2	149.2	BP 支承
		%	51%	51%	17 kN	47%	47%	316 kN
	鉛直力	kN	56.0	62.4	パット型支承	393.7	568.4	BP 支承
		%			—			-56 kN

※赤字は耐力を上回っていることを示す

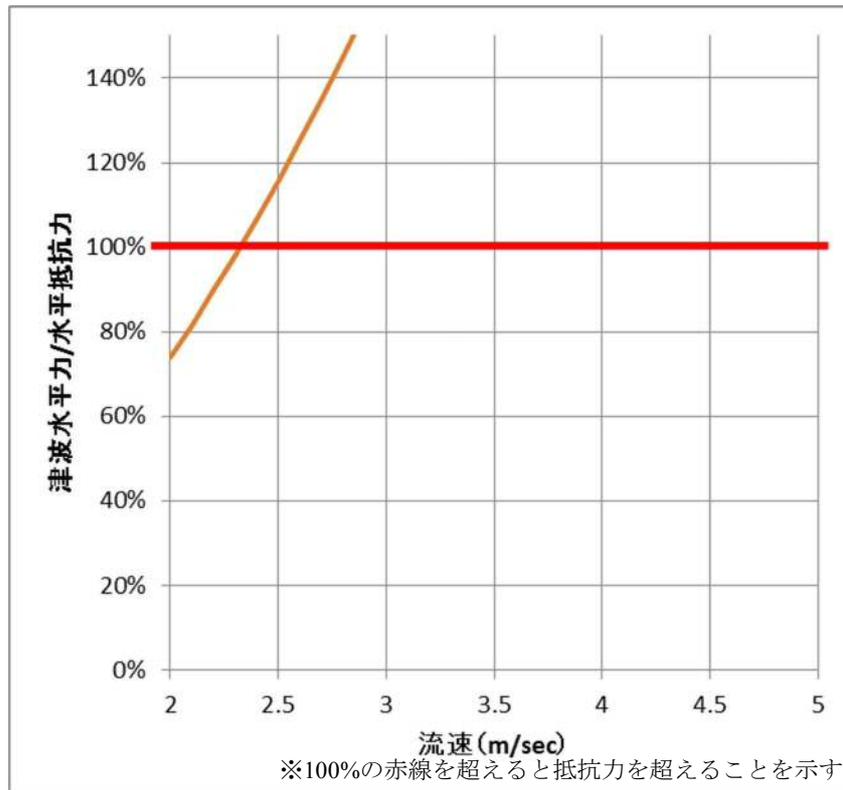


図 3.39 流速と安全率 Span6 【水平力】(衝撃時)

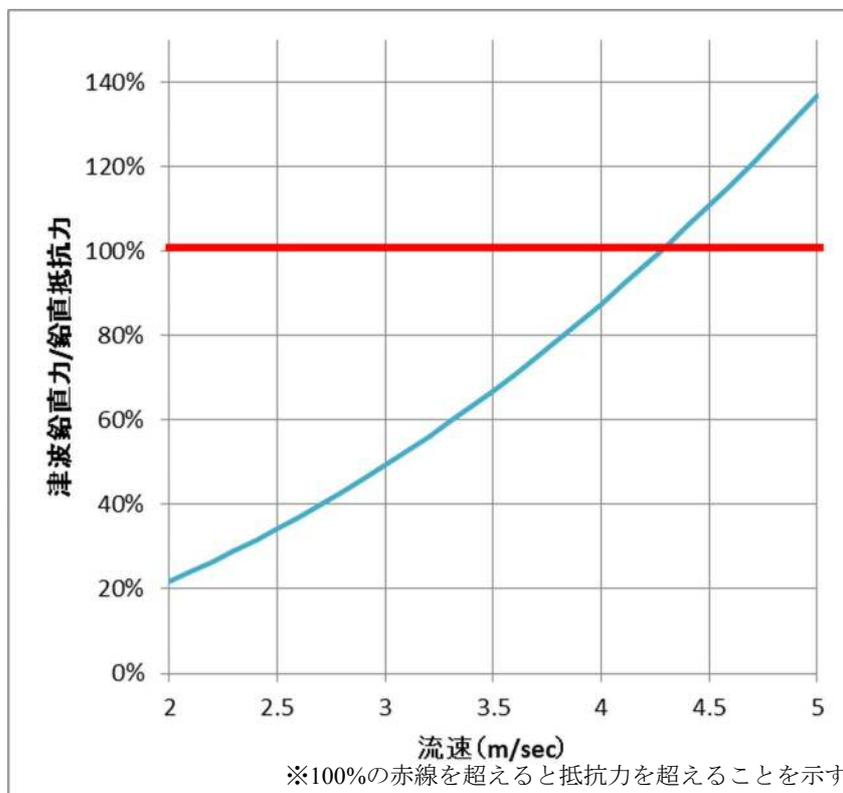


図 3.40 流速と安全率 Span6 【鉛直力】(衝撃時)

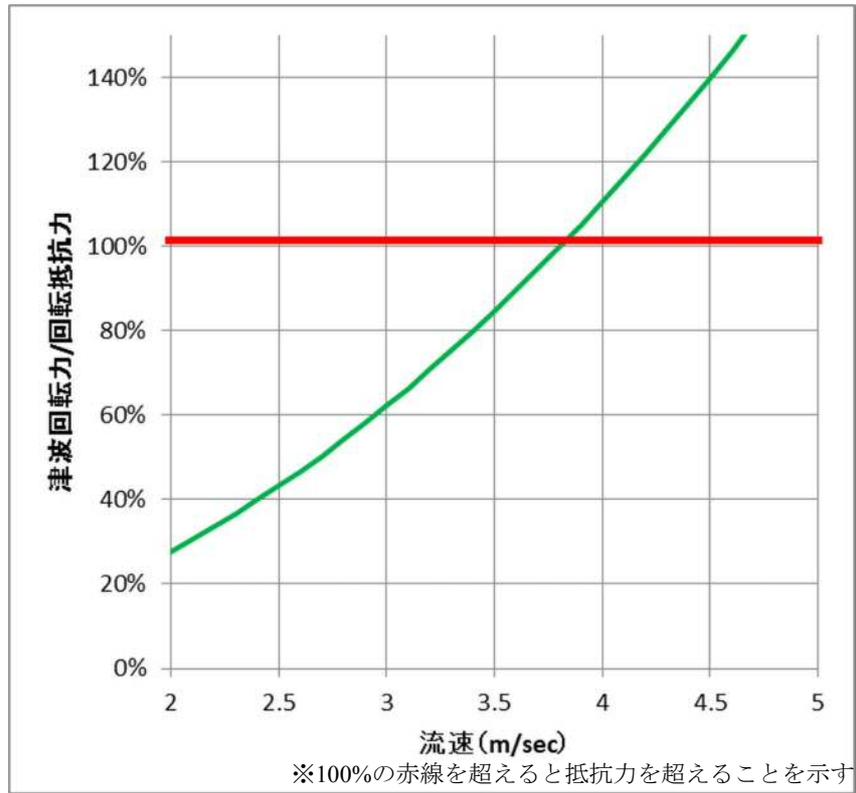


図 3.4 1 流速と安全率 Span6 【回転力】(衝撃時)

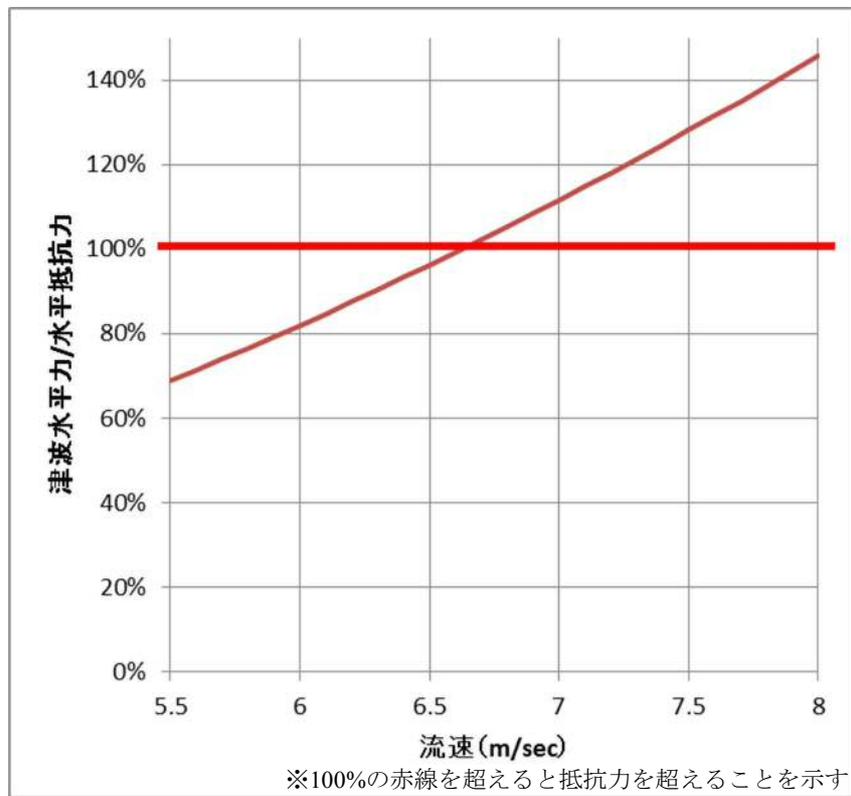


図 3.4 2 流速と安全率 Span6 【水平力】(定常時)

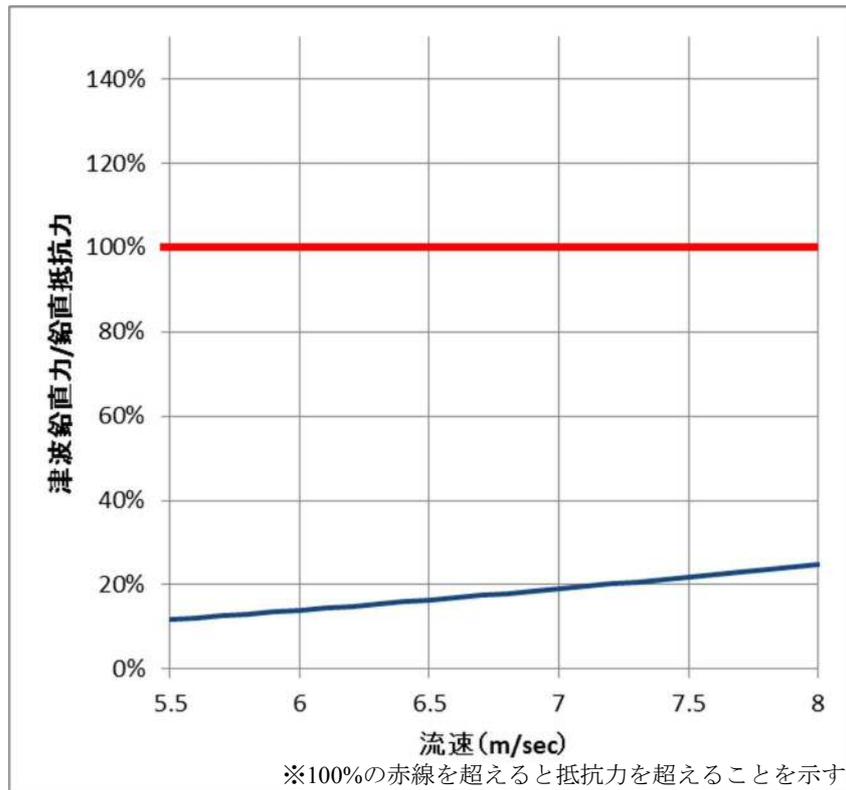


図 3.4.3 流速と安全率 Span6 【鉛直力】(定常時)

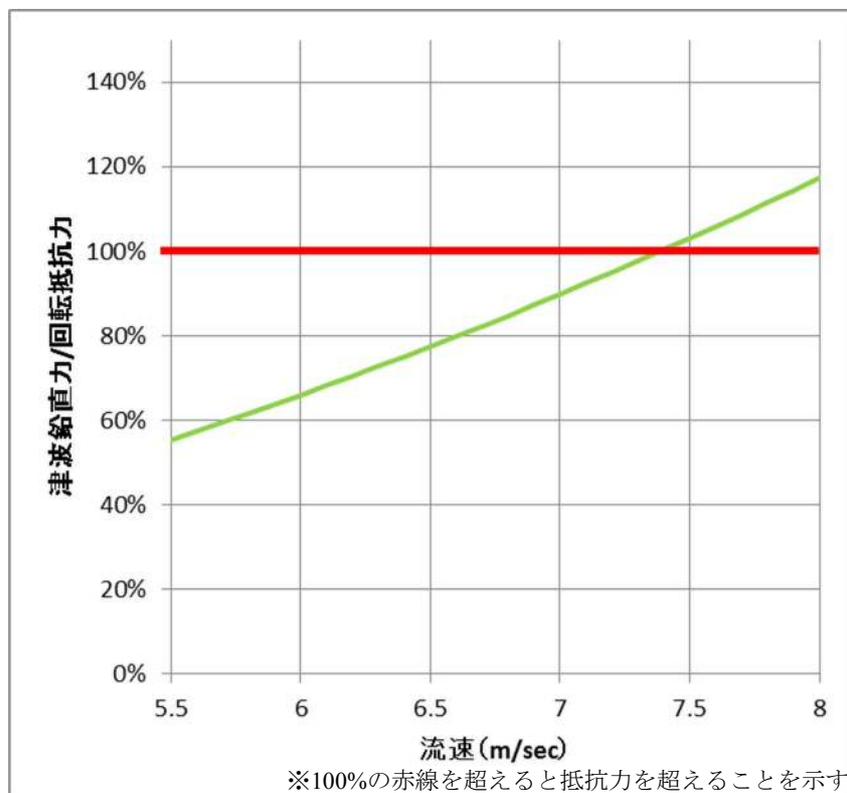


図 3.4.4 流速と安全率 Span6 【回転力】(定常時)

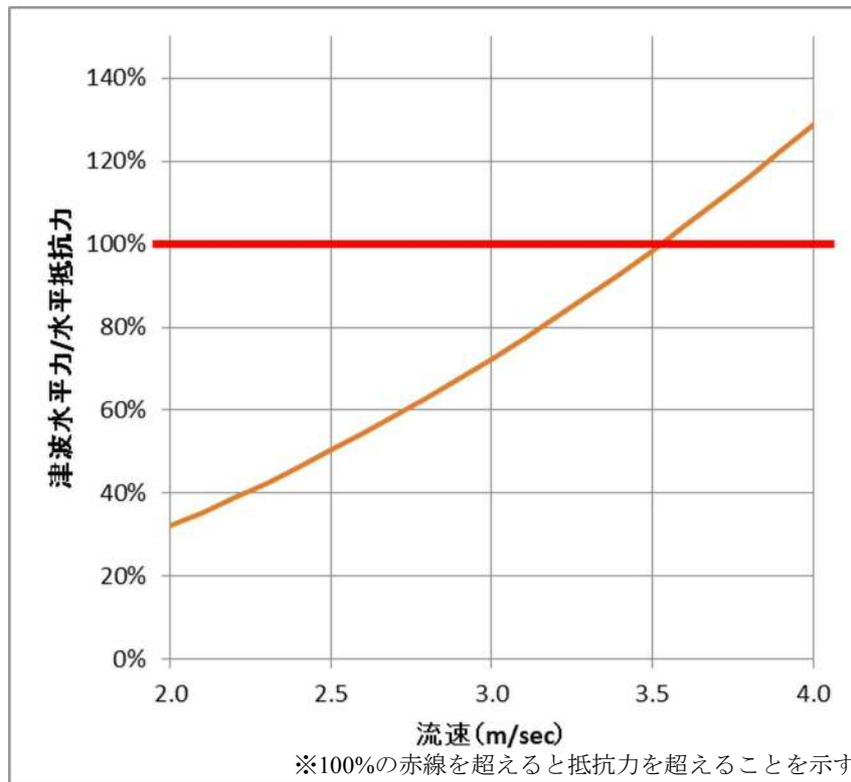


図 3.4 5 流速と安全率 Span9 【水平力】(衝撃時)

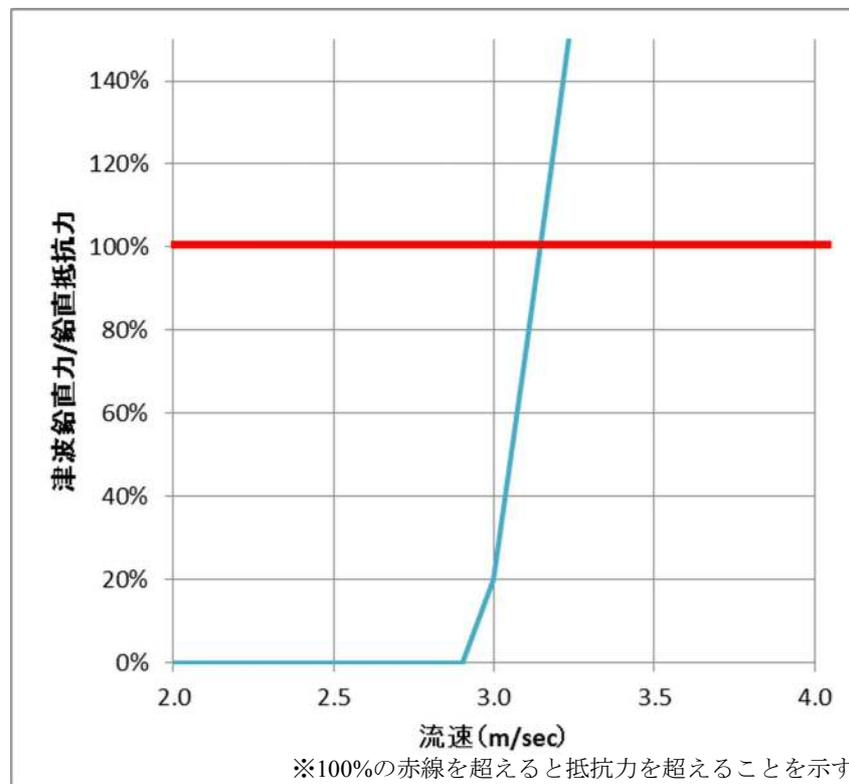


図 3.4 6 流速と安全率 Span9 【鉛直力】(衝撃時)

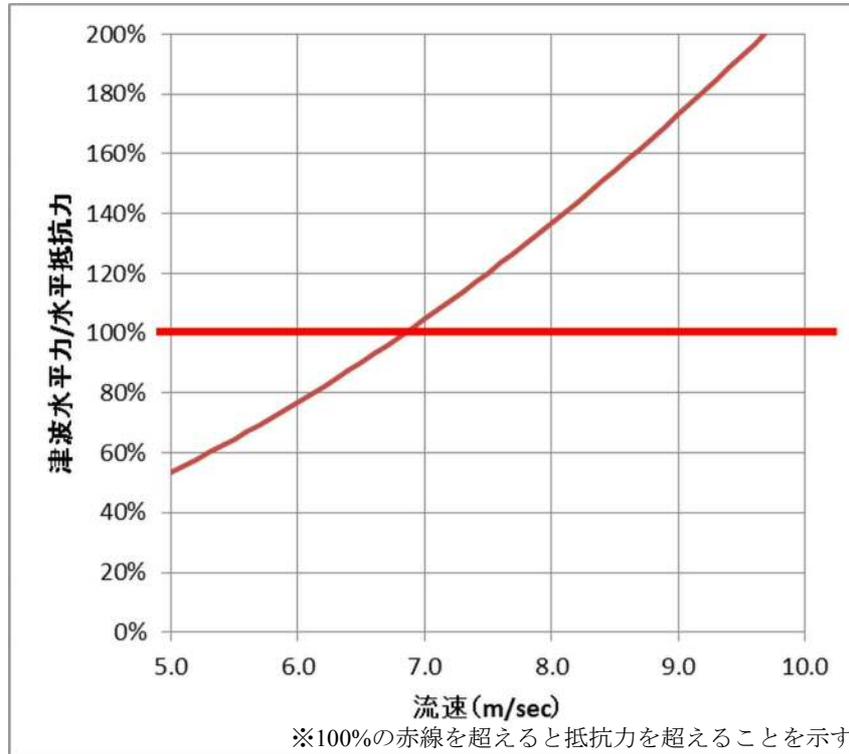


図 3.47 流速と安全率 Span9 【水平力】(定常時)

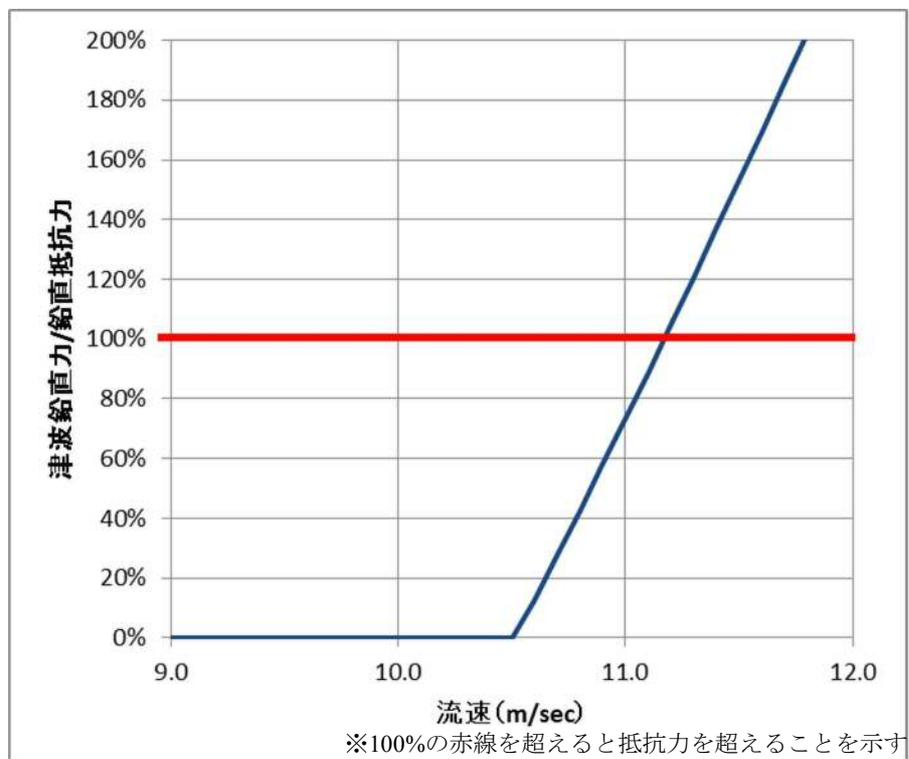


図 3.48 流速と安全率 Span9 【鉛直力】(定常時)

3.4.6. 支承部の損傷状況

図 3.49, 図 3.50 に支承部損傷状況の一覧を示す。

Span6 においては RC 突起が抵抗することとなるが、RC 突起の基部からせん断的に破壊されていることがわかる。パット型ゴム支承は固定されていないため、上部構造の流失にともない流されている。従って、大きな水平力により RC 突起が破損し流失したものと考えられる。

Span9 は BP・A 支承の浮き上がり防止装置に捲れあがった損傷が見られる。これは、主桁が回転により浮上る際に破損したものと考えられる。また、山側のサイドブロックはせん断破壊している。RC 突起については、先端部の角欠けが見られるが、水平固定装置としての機能を逸失するような損傷は確認されていない。ただし、山側の RC 突起は橋座面から破壊し RC 突起が流失している。これは、上部構造が山側方向に回転する際に圧縮力が集中し損傷したものと考えられる。従って、大きな回転力により支承の浮き上がり防止装置を破壊し、上部構造が山側方向に回転しながら流失したものと考えられる。



図 3.4 9 支承部損傷状況（歌津大橋） 【Span6】



图 3.50 支承部損傷狀況 (歌津大橋) 【Span9】

3.4.7. 歌津大橋の流失メカニズムの推定

歌津大橋の流失時の写真²⁾を図 3.5 1, 図 3.5 2, に示す. 付ら (2013) にり津波画像が整理されており, 歌津大橋に作用した津波は気仙大橋と同様に定常的な流れの中で水位が上昇していった津波であり, 段波状の津波が衝突したものではないことから, 本研究における定常流の津波により流失したものであると考えられる.

Span6 については, 流速 6.7m/sec の定常流にて, RC 突起が水平力により破壊され流失したものと推定される. Span9 については, 流速 6.9m/sec の定常流にて, 山側の支承サイドブロックが水平力により破壊され, 同時にサイドブロックに取り付けられている山側の浮き上がり防止装置を喪失することになり, 反対側である海側の浮き上がり防止装置に上揚力が集中し捲れ上がるように変形し回転しながら流失したものと推定される.



(a) Water level at 39.63min.

图 3.5 1 歌津大橋被災状況 (A2 背面側) 津波作用時²⁾



(a) Water level at 42.82 min.

图 3.5 2 歌津大橋被災状況 (A2 背面側) 浸水時²⁾

3.5. まとめ

気仙大橋は、水路実験および損傷状況から、津波による水平力により中間支点上の支承の取付けボルトが破断することで流失が始まり、連鎖的に支承が破壊され最終的に端支点のゴム支承が破断し流失に至ったと考えられる。このような水平的な流失メカニズムとなった理由として、支間 36m の連続桁であり弱点である中間支点上には大きな死荷重が作用しており大きな上揚力が発生しなかったこと、両側歩道で幅員が 13.3m と広く上部構造に作用する水平力による偶力が小さかったことから、せん断的な流失となったと考えられる。従って、気仙大橋の場合における耐津波対策としては、津波水平力に対する強度の向上や津波水平力の低減が有効であることがわかる。

歌津大橋の Span6 については、支間 13.8m で桁高が 0.88m と低く津波による水平作用力は小さいが、支承はパット型ゴム支承で水平力に対して抵抗しないこと、設置されていた直角方向変位制限装置（RC 突起）の耐荷力が小さかったことから、水平的な津波の作用力により RC 突起が破壊されることにより流失したと考えられる。従って、気仙大橋と同様に耐津波対策としては、津波水平力に対する強度の向上や津波水平力の低減が有効であることがわかる。

歌津大橋の Span9 については Span6 と同様に水平的な津波の作用力により、山側の支承サイドブロックが破壊され流失が始まったと推測される。ただし、Span9 の RC 突起は強度が高く、山側の支承サイドブロックが破壊されても水平的な作用力では流失しない。山側の支承サイドブロックが水平力により破壊されると同時に、そのサイドブロックに取り付けられていた浮き上がり防止装置が外れることにより、海側の浮き上がり防止装置に上揚力が集中し捲れ上がるように変形し回転しながら流失したものと推定される。これは、Span9 の桁高が高く、桁間隔が小さいため、津波により作用する水平力により大きな回転力が発生したためである。したがって、Span9 においても津波水平力に対する強度の向上や津波水平力の低減が有効であり、さらに回転力に対する対策が必要となることがわかる。

参考文献

- 1) 佐々木達生・幸左賢二・鄭玉龍：桁抵抗力津波作用力比に基づく橋梁被害分析，構造工学論文集，Vo1.59A，pp.417-427，2013
- 2) 付李・幸左賢二・佐々木達生：Tsunami damage evaluation of Utatsu Bridge by video and 2-D simulation analyses, Journal of Structural Engineering, Vol.59A, pp.428-438, 2013
- 3) 道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編，社団法人日本道路協会，p287，2012.3
- 4) 庄司学・平木雄・江面嘉之・飯高稔・藤間功司・鴨原良典：橋桁に作用する津波波力の水平成分と鉛直成分の発生メカニズムに関する実験的考察，土木学会論文集 A1（構造・地震工学），Vol.68 No.4，I_1134-I_1144，2012
- 5) 四條利久磨：橋梁上部構造に作用する津波波力評価手法に関する研究，p47，2015.3
- 6) 道路橋支承便覧，社団法人日本道路協会，p348-354，2004.4
- 7) 道路橋支承便覧，社団法人日本道路協会，p369-374，2004.4
- 8) 道路橋示方書・同解説Ⅱ鋼橋編，社団法人日本道路協会，p156，2012.3
- 9) 道路橋示方書・同解説Ⅱ鋼橋編，社団法人日本道路協会，p123，2012.3
- 1 0) 道路橋示方書・同解説Ⅱ鋼橋編，社団法人日本道路協会，p144，2012.3
- 1 1) 神宮寺博志・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津波被害分析，構造工学論文集，Vo1.60A，pp.271-281，2014
- 1 2) 道路橋示方書・同解説Ⅱ鋼橋編，社団法人日本道路協会，p77，2012.3
- 1 3) 虻川高宏・長谷川明：気仙大橋の津波流出メカニズムの実験的検証，鋼構造年次論文報告集，第 22 巻，pp.214-221，2014

第4章 津波力の低減対策の研究

4.1. フェアリング対策

4.1.1. 目的

2011年3月11日に発生した東北地方太平洋沖地震では、東北地方を中心に甚大な被害をもたらした多くの人命と財産が失われた。本地震により多くの橋梁が被害を受けたが、地震動による被害と比較すると、橋梁上部工が流出するなど津波による被害が甚大であった。第3章の水路実験による橋梁の流失メカニズムの推定において、気仙大橋は津波水平力によるせん断的な流失、歌津大橋においては津波水平力によるせん断的な流失および津波水平力を起因とした回転力による流失と推定された。

水平力低減が橋梁の津波対策として有効であると考えられる。橋梁の耐風設計においてフェアリングは耐風安定性を向上させる対策の一つとして実用されている。また、張らの研究によると、インド洋沖津波により被害を受けたRC単純桁橋の側面にフェアリングを取り付け、津波作用力の低減について実験的研究を行ない、フェアリングの有効性が示されている。そこで、橋桁側面及び橋桁全体を取り囲む箱形のフェアリングを取り付けることにより、津波による力を軽減できるか気仙大橋および歌津大橋を対象とした実験による検証を実施する。なお、実験方法については第3章と同様の方法で実施する。

4.1.2. 気仙大橋のフェアリング実験

(1) 実験条件

実験条件については、3.2. 実験の概要に示す気仙大橋の実験方法と同様な方法で実施した。

(2) フェアリング形状

フェアリング形状の違いによって津波の力をどの程度軽減できるか検証するため、図 4.1、図 4.2 に示す 8 種類のフェアリングを用意し実験を行った。

8 種類を大別すると、図 4.1 に示す模型側面に取り付ける L 形フェアリング (F1～F5) と、図 4.2 に示す主桁をすべて包み込んだモノボックス構造の箱形フェアリング (FB0～FB2) の 2 種類とした。箱形フェアリングにおける側面形状は、後述する L 形フェアリングの実験結果 (図 4.7) において、水平力の低減は F1～F4 で同程度であることから、鉛直上向き方向の力の上昇を最も抑制できた F2 タイプの形状 (構造高の 1/2 の長さを突出させ、突出部の鉛直方向の位置は桁下から構造高の 1/4 の位置としたフェアリング形状) を採用した。なお、フェアリングを取り付けない構造を F0 と定義する。フェアリングの材料は板厚 1mm のステンレス製とし、模型にボルトで固定した。

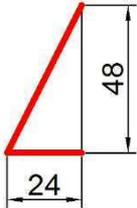
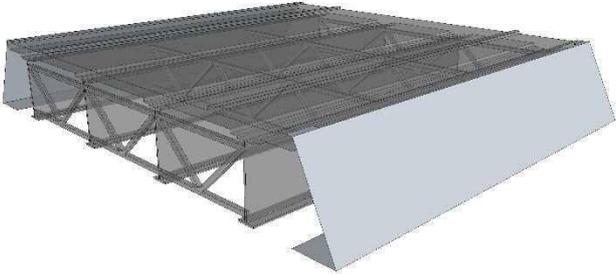
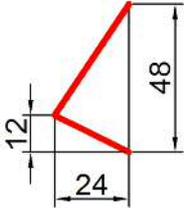
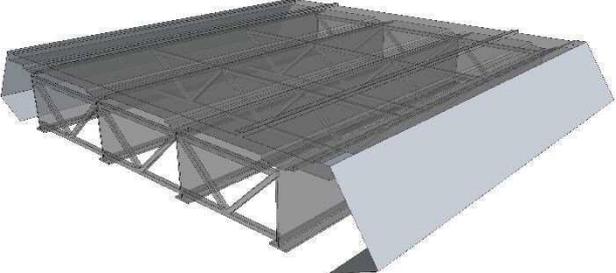
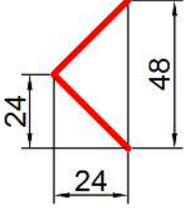
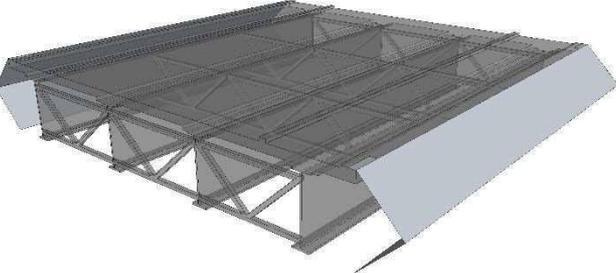
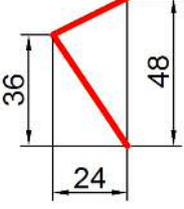
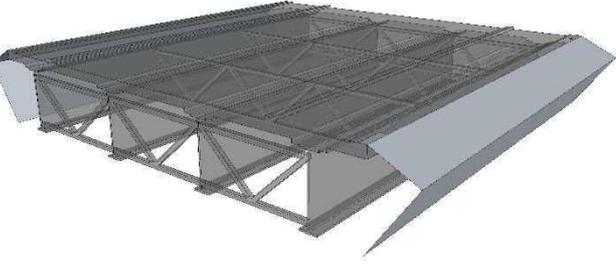
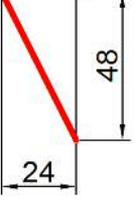
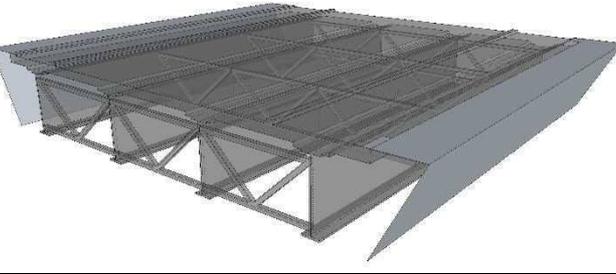
記号	寸法	立体図
F1		
F2		
F3		
F4		
F5		

図 4.1 L形フェアリングの形状（気仙大橋）

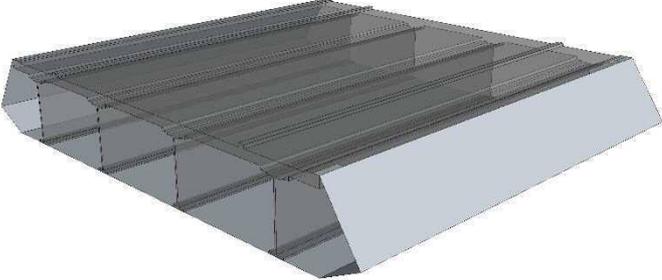
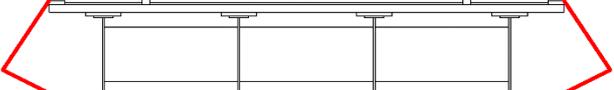
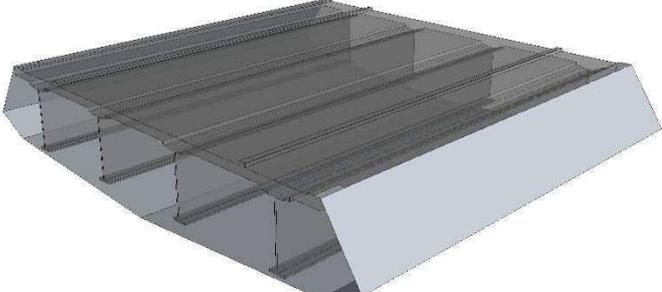
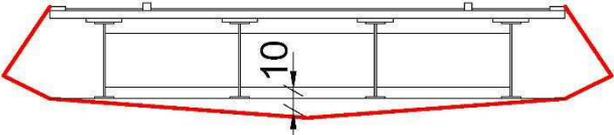
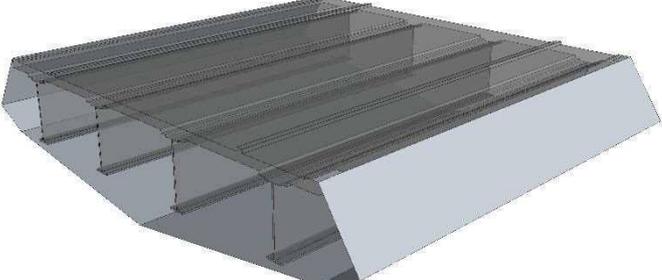
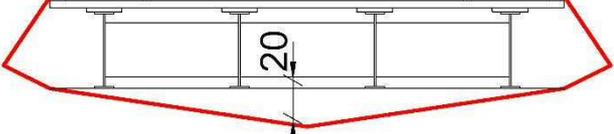
記号	概要図	
FB0	立体図	
	寸法	
FB1	立体図	
	寸法	
FB2	立体図	
	寸法	

図 4.2 箱形フェアリングの形状（気仙大橋）

(3) フェアリングの効果

フェアリングを設置した模型に作用する力について、計測した3回分の時刻歴応答波形を図4.9, 図4.10, 図4.11に示す。計測3回実施した際の誤差は少なく、再現性は高いと判断できる。各フェアリング形状における計測値については、表4.2, 表4.3, 表4.4に示し、目標流速1.0m/secに補正した値を表4.5, 表4.6, 表4.7に示す。それらの補正した値の一覧を表4.1に示す。

フェアリング設置による衝撃時における変化について、図4.5に分力値、図4.7にフェアリングありの分力とフェアリングなしの分力の比率を示す。L形フェアリングの水平力 $F_x(+)$ については、フェアリングなしの F_0 を1.00とした場合、 F_1 は0.60, F_2 は0.71, F_3 は0.66, F_4 は0.67, F_5 は0.89となり、 F_0 よりも水平力は減少している。 F_1 が最も水平力を減少させているが、 $F_2\sim F_4$ と差は小さく明確な傾向は確認できない。 F_5 については他のフェアリング形状に比べ水平力は大きい。このことから、フェアリングの先端高さを最上段にすると水平力の低減効果が少なく、フェアリングによる水平力低減効果を十分に発揮させるには、先端高さを中央付近から下端とするのが良いことがわかる。箱形フェアリングにおいては、L形フェアリングと同様にフェアリングなしの F_0 を1.00とした場合、 FB_0 は0.45, FB_1 は0.52, FB_2 は0.55となりL形フェアリングよりも水平力は減少している。 $FB_0 < FB_1 < FB_2$ と増加傾向を示しており、模型下面にフェアリングを膨らませた場合、水平力は増加している。これは下側に膨らませたことにより受圧面積が増えたためと考えられる。

衝撃時のL形フェアリングの鉛直力 F_z は上向き方向に作用しており、フェアリングなしの F_0 を1.00とした場合、 F_1 は1.27, F_2 は1.18, F_3 は1.87, F_4 は1.37, F_5 は1.54となり増加している。ばらつきはあるが、 F_2 は鉛直上向き力の増加を最も抑制できるフェアリング形状となった。箱形フェアリングの場合、L形フェアリングに比べ鉛直上向き方向への力の増加割合が大きく、 FB_0 は2.29, FB_1 は2.44, FB_2 は4.03となる。箱形フェアリングは周囲を覆われた形状であり、その内部に空気が残留し(図4.3(a))、浮力として鉛直上向き力を発生させているものと考えられる。

定常時における変化について、図4.6に分力値、図4.8にフェアリングありの分力とフェアリングなしの分力の比率を示す。L形フェアリングの水平力は、フェアリングなしの F_0 を1.00とした場合、 F_1 は0.88, F_2 は1.00, F_3 は1.18, F_4 は1.18, F_5 は1.13となる。 F_2 で水平力が減少しているが、 F_3 や F_4 では増加している。これは図

4.4に示すように、下流側に設置したフェアリングと桁の隙間に水が流れ込み、水平力を増加させてしまったものと考えられる。箱形フェアリングの水平力はL形フェアリングと同様にフェアリングなしのF0を1.00とした場合、FB0は0.65、FB1は0.68、FB2は0.76と衝撃時と同様に水平力は減少している。従って、フェアリングは衝撃時および定常時ともに水平力を減少させることができると考えられる。ただし、下流側のフェアリングに水平力が作用しないような対策が必要となる。

定常時のL形フェアリングの鉛直力Fz(ave)は下向き方向に作用し、フェアリングなしのF0を1.00とした場合、F1は1.44、F2は1.40、F3は0.74、F4は0.71、F5は1.32と増加および減少の両方が確認された。箱形フェアリングにおいては、FB0は1.39、FB1は1.61、FB2は1.91と下向き方向の力が増加している。フェアリング内部に水が浸入し(図4.3(b))、その重量が下向き方向の力として作用したものと考えられる。

実験結果の結果、L形フェアリングにおいて結果にばらつきがあり、形状の違いによる明確な傾向は得られなかったが、F1~F4は衝撃時の水平力を60~70%程度にできることが分かった。また、箱形フェアリングにおいては、下面に膨らませることは水平力および鉛直力の増加につながるため、膨らませないFB0の形状が優れることが分かった。

表 4.1 分力計の平均値一覧表（目標流速へ補正後）

		衝撃時			定常時	
		水平力 F_x	鉛直 $F_z(-)$	鉛直 $F_z(+)$	水平力 F_x	鉛直力 F_z
		N	N	N	N	N
L形 フェアリング	F0	19.60	-7.89	12.95	6.79	7.91
	F1	11.76	-10.02	15.02	5.94	11.36
	F2	13.96	-9.34	14.15	6.76	11.03
	F3	13.02	-14.77	12.30	8.01	5.84
	F4	13.14	-10.81	12.81	8.03	5.58
	F5	17.42	-12.13	18.42	7.64	10.45
箱形	FB0	8.73	-18.06	10.71	4.39	11.03
	FB1	10.15	-19.26	11.32	4.62	12.73
	FB2	10.72	-31.80	13.97	5.14	15.39

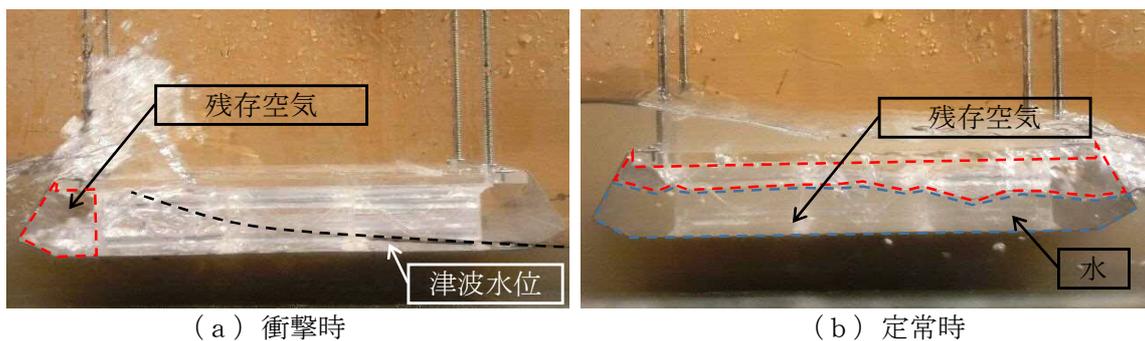
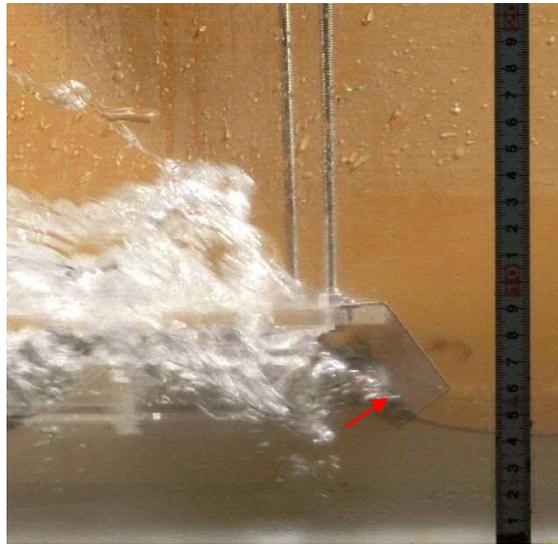


図 4.3 箱形フェアリング内部の残存空気および進入した水



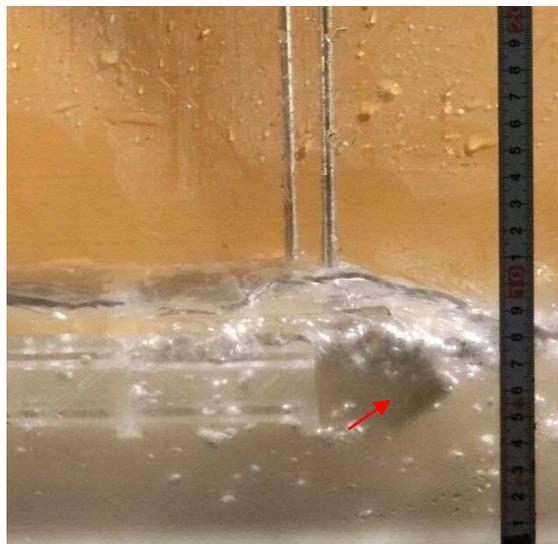
(a) 作用前 ((b) の 1/30 秒前)



(b) 作用開始時



(c) 作用時 ((b) の 1/30 秒後)



(b) 作用時 (定常時)

図 4.4 下流側フェアリングに作用する津波

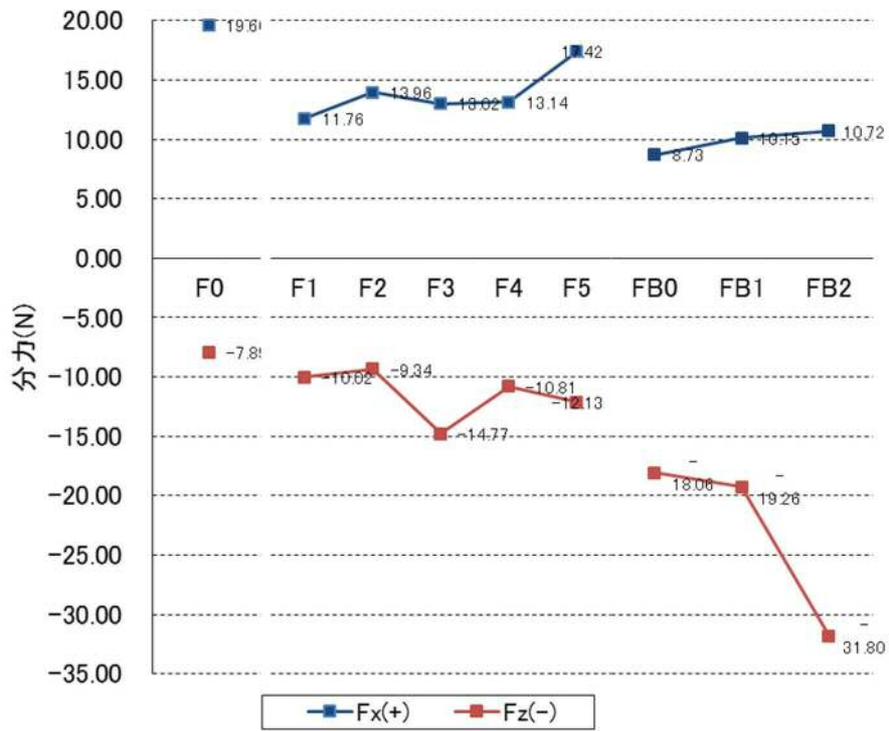


図 4.5 フェアリングを設置した場合の分力の変化（衝撃時）

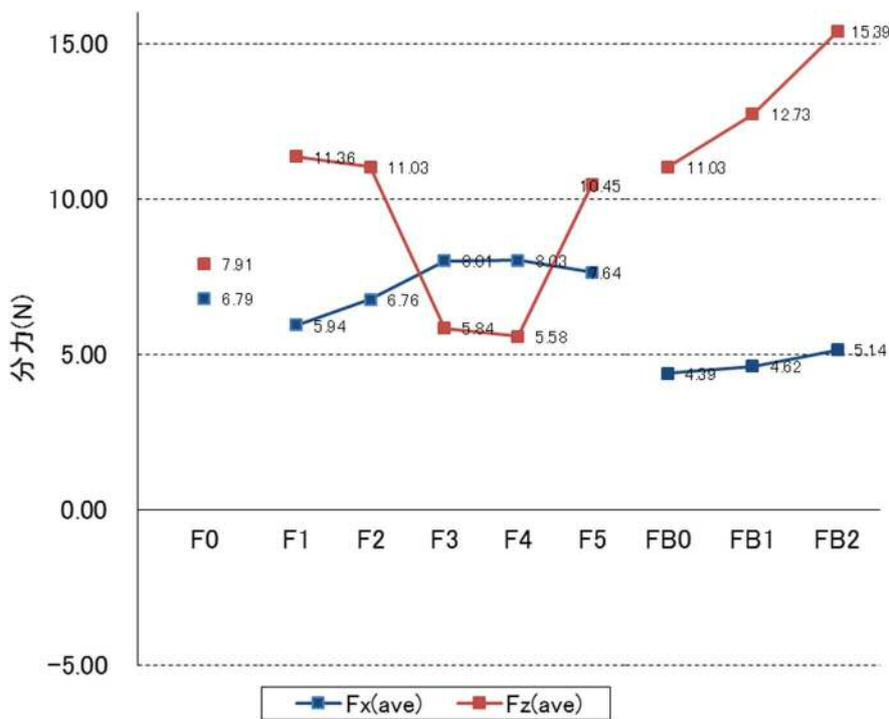


図 4.6 フェアリングを設置した場合の分力の変化（定常時）

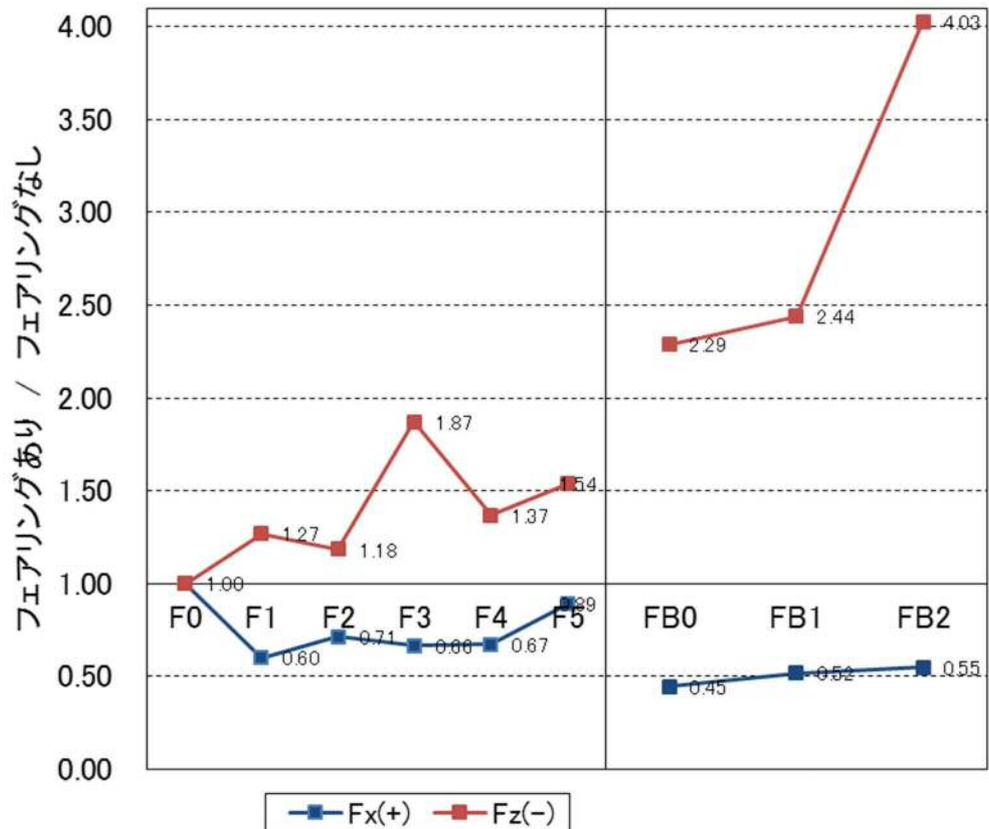


図 4.7 フェアリングを設置した場合の比率の変化（衝撃時）

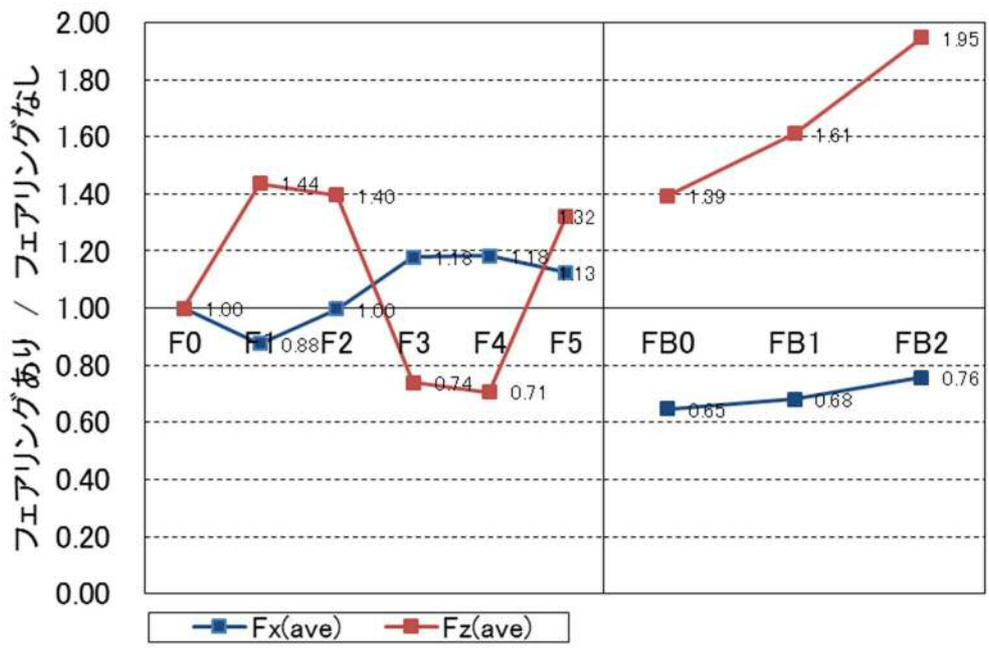


図 4.8 フェアリングを設置した場合の比率の変化（定常時）

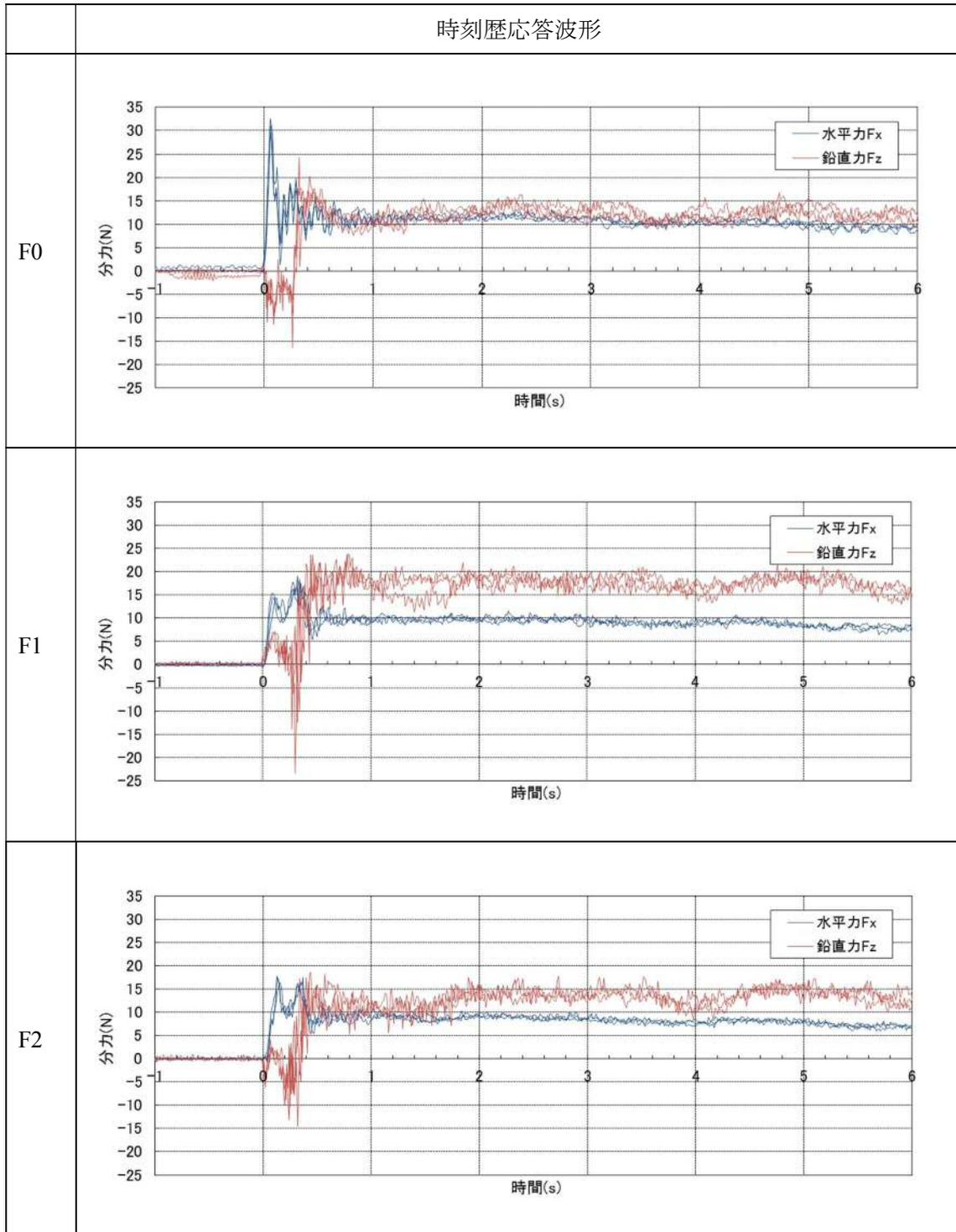


図 4.9 模型に作用する力の時刻歴応答波形 (計測 3 回) その 1

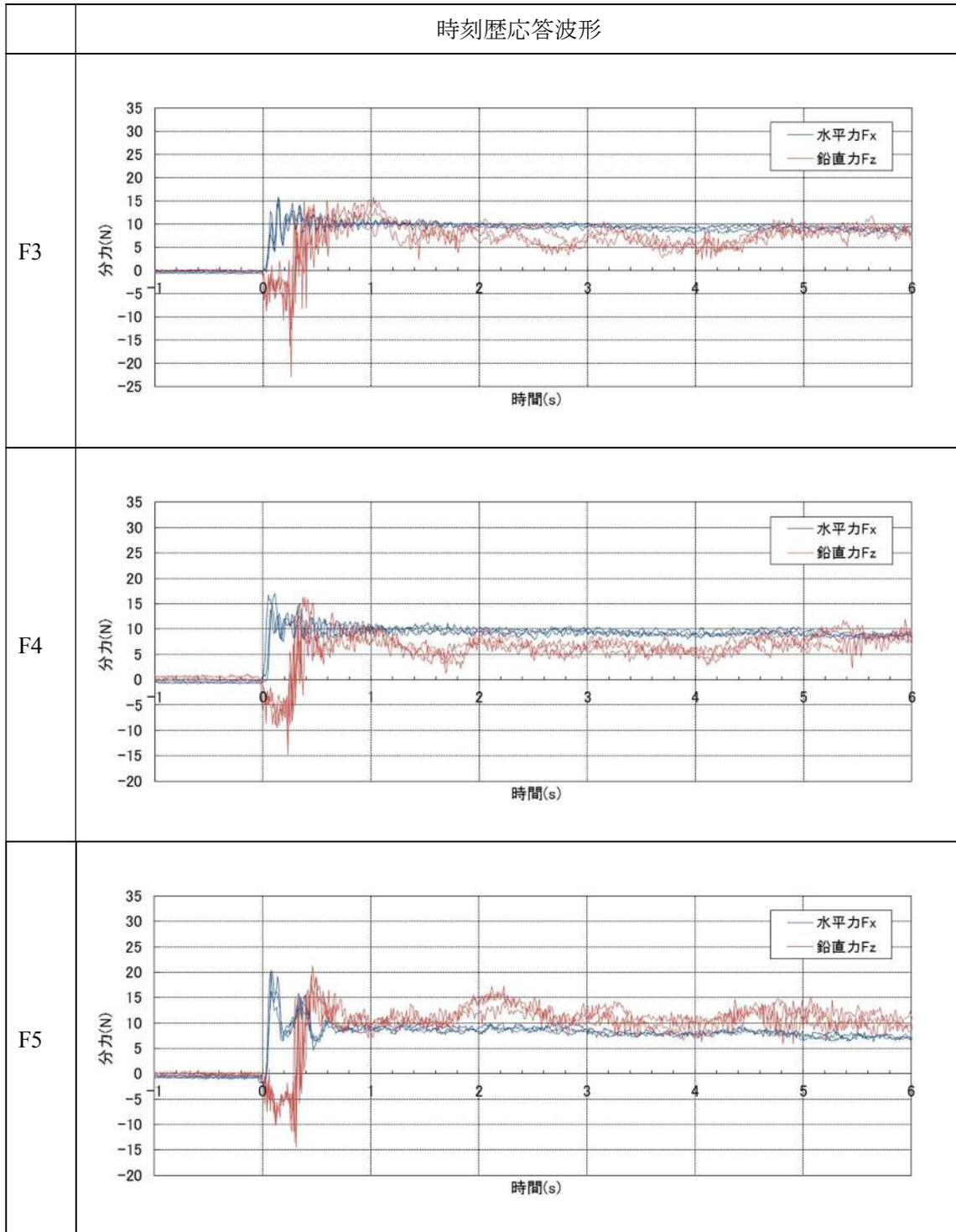


図 4.10 模型に作用する力の時刻歴応答波形（計測 3 回） その 2

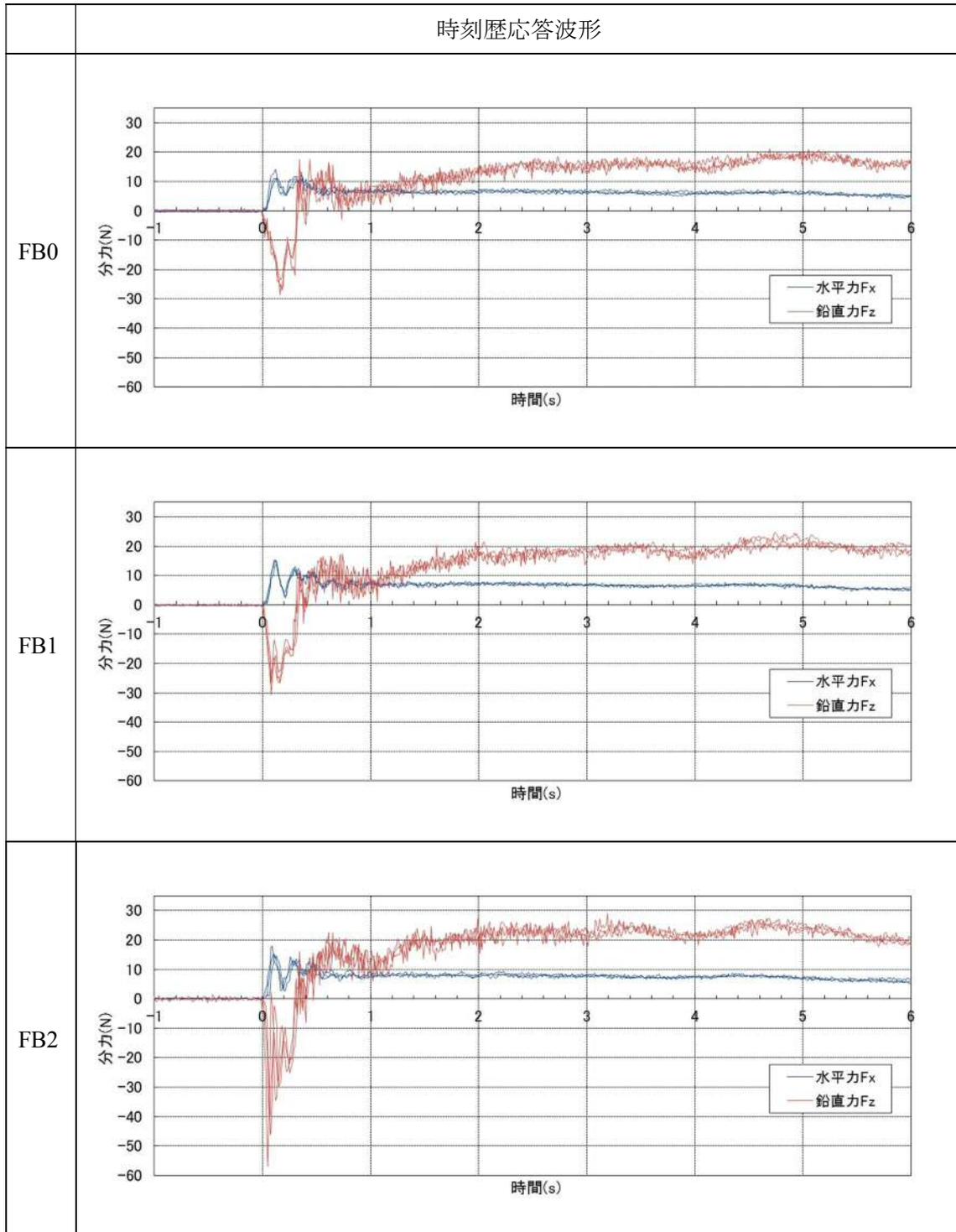


図 4.11 模型に作用する力の時刻歴応答波形（計測 3 回） その 3

表 4.2 分力計の最大値（目標流速へ補正前） その1

				1 回目	2 回目	3 回目	Ave
F0	衝撃時	Fx(+)	N	29.77	31.04	32.52	31.11
		Fz(-)	N	-9.66	-11.37	-16.40	-12.48
		Fz(+)	N	17.58	24.28	20.23	20.70
	定常時	Fx	N	11.12	10.81	10.40	10.78
		Fz	N	13.44	12.43	11.76	12.54
		Vi	m/sec	1.24	1.32	1.23	1.26
F1	衝撃時	Fx(+)	N	19.07	18.31	17.56	18.32
		Fz(-)	N	-23.39	-13.95	-9.98	-15.77
		Fz(+)	N	23.76	23.71	22.61	23.36
	定常時	Fx	N	8.98	9.42	9.32	9.24
		Fz	N	18.06	17.57	17.51	17.71
		Vi	m/sec	1.32	1.12	1.34	1.26
F2	衝撃時	Fx(+)	N	16.46	17.47	17.81	17.25
		Fz(-)	N	-10.39	-9.92	-14.51	-11.61
		Fz(+)	N	15.61	18.19	18.66	17.49
	定常時	Fx	N	8.43	8.26	8.40	8.36
		Fz	N	13.81	13.60	13.48	13.63
		Vi	m/sec	1.12	1.08	1.13	1.11

表 4.3 分力計の最大値（目標流速へ補正前） その2

				1 回目	2 回目	3 回目	Ave
F3	衝撃時	Fx(+)	N	15.63	14.56	15.82	15.34
		Fz(-)	N	-12.74	-22.89	-16.27	-17.30
		Fz(+)	N	12.89	15.21	15.31	14.47
	定常時	Fx	N	9.46	9.74	9.04	9.41
		Fz	N	6.70	6.88	7.05	6.88
		Vi	m/sec	1.09	1.07	1.10	1.08
F4	衝撃時	Fx(+)	N	17.03	15.08	13.89	15.33
		Fz(-)	N	-13.86	-9.49	-14.66	-12.67
		Fz(+)	N	16.31	13.98	14.56	14.95
	定常時	Fx	N	9.74	9.20	9.09	9.34
		Fz	N	5.96	6.58	6.82	6.46
		Vi	m/sec	1.14	1.03	1.07	1.08
F5	衝撃時	Fx(+)	N	16.28	20.34	20.11	18.91
		Fz(-)	N	-11.37	-13.60	-14.47	-13.14
		Fz(+)	N	19.10	19.29	21.32	19.90
	定常時	Fx	N	8.18	8.58	8.11	8.29
		Fz	N	12.00	11.04	10.89	11.31
		Vi	m/sec	1.02	1.10	1.00	1.04

表 4.4 分力計の最大値（目標流速へ補正前） その3

				1 回目	2 回目	3 回目	Ave
FB0	衝撃時	Fx(+)	N	11.26	14.08	12.51	12.62
		Fz(-)	N	-23.51	-28.69	-26.09	-26.10
		Fz(+)	N	13.32	17.49	15.72	15.51
	定常時	Fx	N	6.05	6.67	6.28	6.34
		Fz	N	15.58	16.21	15.86	15.88
		Vi	m/sec	1.16	1.23	1.22	1.20
FB1	衝撃時	Fx(+)	N	13.78	15.38	15.27	14.81
		Fz(-)	N	-27.27	-26.66	-30.78	-28.23
		Fz(+)	N	17.18	17.24	15.09	16.50
	定常時	Fx	N	6.77	6.82	6.65	6.75
		Fz	N	19.43	18.09	18.36	18.62
		Vi	m/sec	1.23	1.16	1.24	1.21
FB2	衝撃時	Fx(+)	N	14.76	15.43	17.93	16.04
		Fz(-)	N	-46.25	-39.57	-57.04	-47.62
		Fz(+)	N	20.84	19.07	22.64	20.85
	定常時	Fx	N	7.50	7.60	7.91	7.67
		Fz	N	22.37	23.21	23.25	22.95
		Vi	m/sec	1.18	1.22	1.27	1.22

表 4.5 分力計の最大値（目標流速へ補正後） その1

				1 回目	2 回目	3 回目	Ave
F0	衝撃時	Fx(+)	N	19.51	17.91	21.39	19.51
		Fz(-)	N	-6.33	-6.56	-10.79	-6.33
		Fz(+)	N	11.52	14.01	13.31	11.52
	定常時	Fx	N	7.29	6.24	6.84	7.29
		Fz	N	8.81	7.17	7.74	8.81
		Vi	m/sec	1.00	1.00	1.00	1.00
F1	衝撃時	Fx(+)	N	10.94	14.48	9.85	10.94
		Fz(-)	N	-13.42	-11.03	-5.60	-13.42
		Fz(+)	N	13.63	18.75	12.68	13.63
	定常時	Fx	N	5.15	7.45	5.23	5.15
		Fz	N	10.36	13.90	9.82	10.36
		Vi	m/sec	1.00	1.00	1.00	1.00
F2	衝撃時	Fx(+)	N	13.13	14.91	13.83	13.13
		Fz(-)	N	-8.29	-8.46	-11.27	-8.29
		Fz(+)	N	12.45	15.52	14.50	12.45
	定常時	Fx	N	6.72	7.05	6.52	6.72
		Fz	N	11.02	11.60	10.47	11.02
		Vi	m/sec	1.00	1.00	1.00	1.00

表 4.6 分力計の最大値（目標流速へ補正後） その2

				1 回目	2 回目	3 回目	Ave
F3	衝撃時	Fx(+)	N	13.22	12.81	13.04	13.22
		Fz(-)	N	-10.78	-20.14	-13.41	-10.78
		Fz(+)	N	10.91	13.38	12.61	10.91
	定常時	Fx	N	8.00	8.57	7.45	8.00
		Fz	N	5.67	6.05	5.81	5.67
		Vi	m/sec	1.00	1.00	1.00	1.00
F4	衝撃時	Fx(+)	N	13.06	14.17	12.19	13.06
		Fz(-)	N	-10.62	-8.92	-12.88	-10.62
		Fz(+)	N	12.51	13.13	12.78	12.51
	定常時	Fx	N	7.47	8.64	7.98	7.47
		Fz	N	4.57	6.19	5.99	4.57
		Vi	m/sec	1.00	1.00	1.00	1.00
F5	衝撃時	Fx(+)	N	15.50	16.73	20.02	15.50
		Fz(-)	N	-10.82	-11.18	-14.40	-10.82
		Fz(+)	N	18.19	15.86	21.22	18.19
	定常時	Fx	N	7.79	7.06	8.07	7.79
		Fz	N	11.43	9.08	10.84	11.43
		Vi	m/sec	1.00	1.00	1.00	1.00

表 4.7 分力計の最大値（目標流速へ補正後） その3

				1 回目	2 回目	3 回目	Ave
FB0	衝撃時	Fx(+)	N	8.42	9.36	8.40	8.42
		Fz(-)	N	-17.59	-19.07	-17.52	-17.59
		Fz(+)	N	9.97	11.62	10.55	9.97
	定常時	Fx	N	4.53	4.44	4.22	4.53
		Fz	N	11.65	10.78	10.65	11.65
		Vi	m/sec	1.00	1.00	1.00	1.00
FB1	衝撃時	Fx(+)	N	9.14	11.39	9.91	9.14
		Fz(-)	N	-18.10	-19.73	-19.96	-18.10
		Fz(+)	N	11.40	12.76	9.79	11.40
	定常時	Fx	N	4.49	5.05	4.31	4.49
		Fz	N	12.89	13.39	11.91	12.89
		Vi	m/sec	1.00	1.00	1.00	1.00
FB2	衝撃時	Fx(+)	N	10.64	10.33	11.17	10.64
		Fz(-)	N	-33.36	-26.50	-35.53	-33.36
		Fz(+)	N	15.03	12.77	14.11	15.03
	定常時	Fx	N	5.41	5.09	4.93	5.41
		Fz	N	16.14	15.55	14.49	16.14
		Vi	m/sec	1.00	1.00	1.00	1.00

4.1.3. 歌津大橋のフェアリング実験

(1) 実験条件

実験条件については、3.2. 実験の概要に示す歌津大橋の実験方法と同様な方法で実施した。

(2) フェアリング形状

L形フェアリングの形状は、既往の研究¹⁾において最も津波の力を軽減できた形状であり、4.1.2. 気仙大橋のフェアリング実験で衝撃時において鉛直上向き力の増加が少なく水平力を低減できたF2の形状（構造高の1/2の長さを突出させ、突出部の鉛直方向の位置は桁下から構造高の1/4の位置としたフェアリング形状）を採用した。また、主桁をすべて包み込んだモノボックス構造の箱形フェアリングの形状は、L形フェアリングと同様に、気仙大橋のフェアリング実験において最も水平力が小さかったFB0の形状を採用した。図4.12、図4.13にフェアリング形状の概要を示す。図4.12はP5橋脚～P6橋脚区間のPC単純プレテンションT桁（以下Span6）を示し、図4.13はP8橋脚～P9橋脚区間のポストテンション方式単純T桁橋（以下Span9）を示す。気仙大橋と同様に、フェアリングを取り付けない構造をF0と定義する。フェアリングの材料は、板厚1mmのステンレス製とし、模型にボルトで固定した。

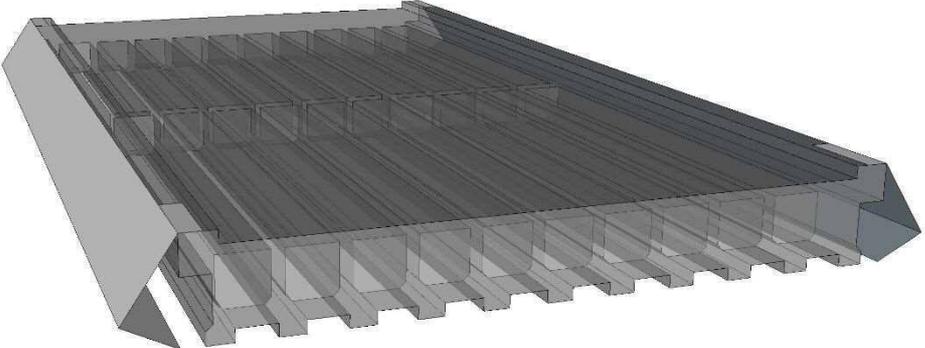
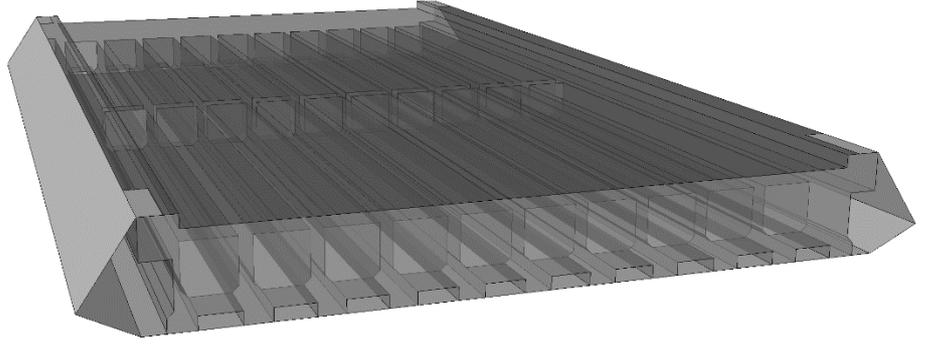
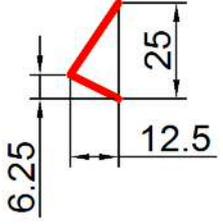
記号	立体図
F2	
FB0	
先端 形状	

図 4.1 2 Span6 のフェアリング 形状

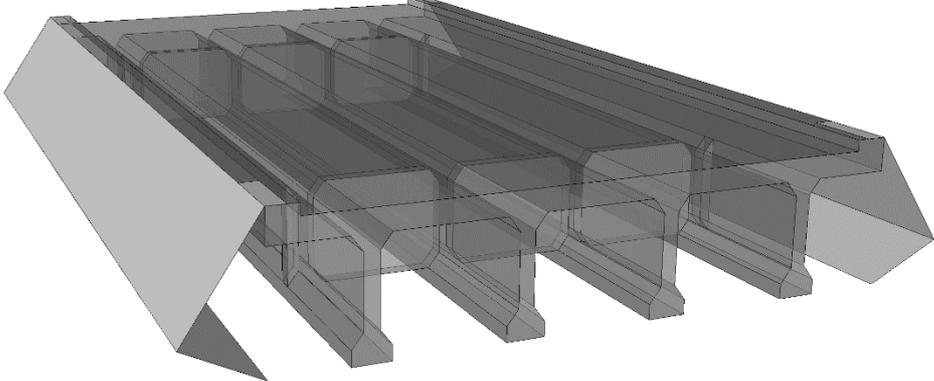
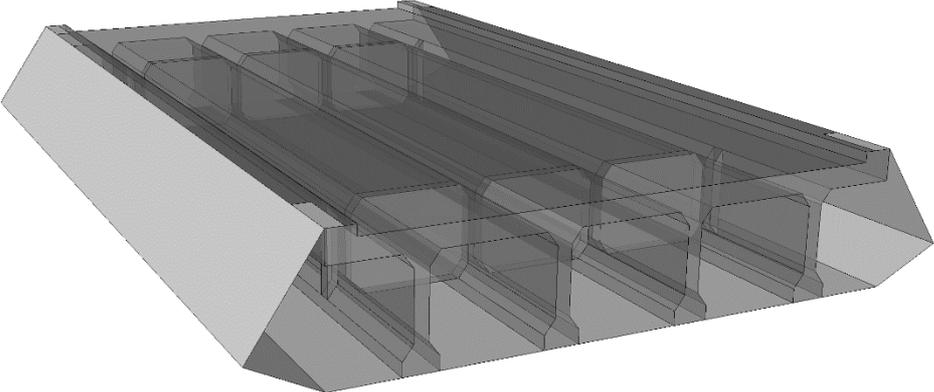
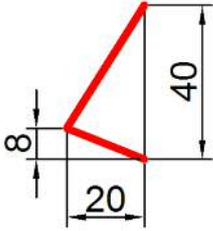
記号	立体図
F2	
FB0	
先端 形状	

図 4.13 Span9のフェアリング形状

(3) フェアリングの効果

1) Span6 のフェアリング実験結果

L形フェアリングと箱形フェアリングを設置した実験模型に作用する力について、計測した3回分の時刻歴応答波形を図4.26に示す。各フェアリング形状における計測値については、表4.10に示し、目標流速0.66m/secに補正した値を表4.12に示す。それらの一覧の値を表4.8に示す。

フェアリング設置による衝撃時における変化について、図4.18に分力値、図4.20にフェアリングありの分力とフェアリングなしの分力の比率を示す。水平力 $F_x(+)$ については、フェアリングなしの F_0 を1.00とした場合、 F_2 は0.70、 FB_0 は0.57となっておりL形フェアリングおよび箱形フェアリングともに水平力は減少している。L形フェアリングよりも箱形フェアリングの方が水平力の減少量は大きい。これは、桁全体をフェアリングとして覆うことで、中桁のウェブ側面に作用する水平力を削減できるためであると考えられる。

衝撃時の鉛直力 F_z は上向き方向に作用しており、 F_2 は1.30、 FB_0 は1.38と F_0 に比べ増加している。また、L形フェアリングよりも箱形フェアリングの方が増加の割合が大きい。これは、図4.14に示す写真より、L形フェアリングは側面のフェアリングで囲まれた部分に空気が残存し、箱形フェアリングは下面も覆われているため側面のフェアリングで囲まれた部分に加えて桁間部分の残存空気が多いことから、L形フェアリングよりも箱形フェアリングの方が密閉された空間が大きく、浮力の影響を受けているためと考えられる。

定常時における変化について、図4.19に分力値、図4.21にフェアリングありの分力とフェアリングなしの分力の比率を示す。フェアリングなしの F_0 を1.00とした場合、水平力では、 F_2 は1.12、 FB_0 は2.30と増加している。これは、気仙大橋と同様に、下流側に設置したフェアリングと桁の隙間に水が流れ込み、水平力を増加させてしまったものと考えられる。従って、気仙大橋と同様に、下流側のフェアリングに水平力が作用しないような対策が必要となる。

定常時の鉛直力 $F_z(ave)$ は上向き方向に作用し、 F_2 は3.80、 FB_0 は5.02と増加している。これは、Span6は端横桁により桁端部が塞がれており、 F_0 において桁間の空気が抜け難く、桁間に残存した空気が浮力として上向き方向に作用していると考えられる。さらにフェアリングを設置するとフェアリングにより閉鎖される空間が増加し、

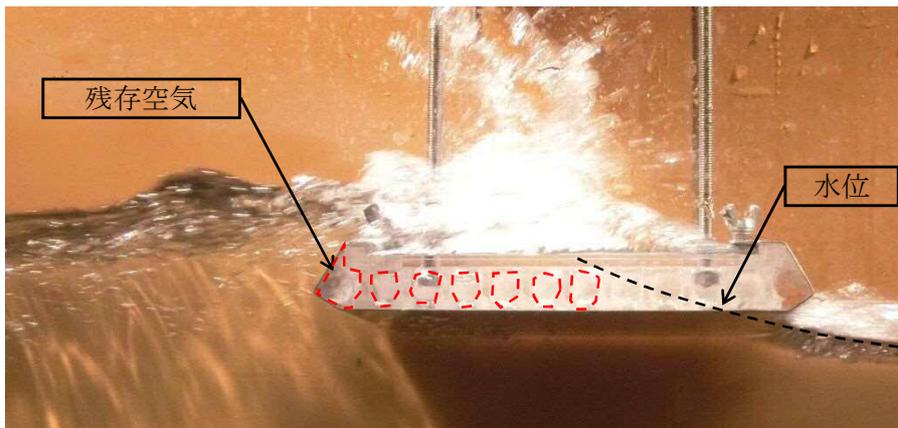
L 形フェアリングよりも箱形フェアリングの方が閉鎖される空間が大きいため、増加量も大きいと考えられる。



(a) フェアリングなし F0

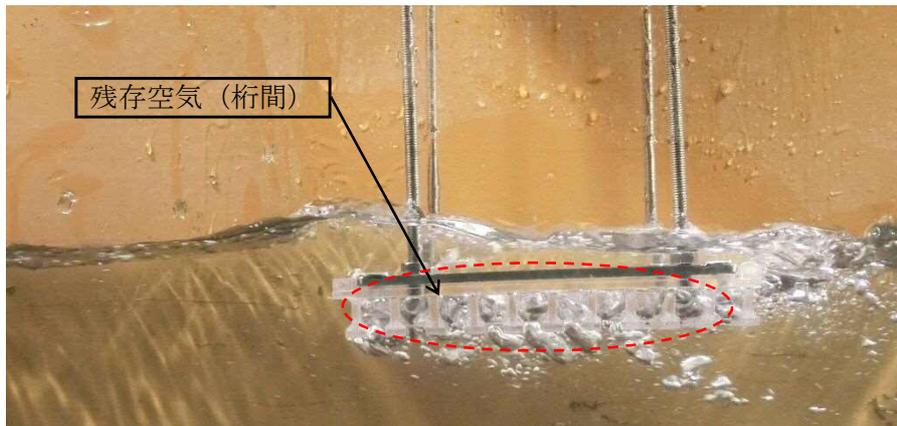


(b) L形フェアリング F2

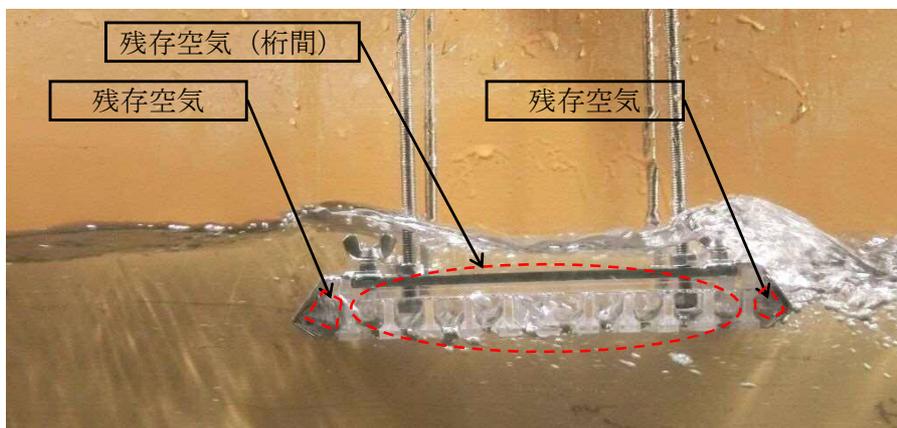


(c) 箱形フェアリング FB0

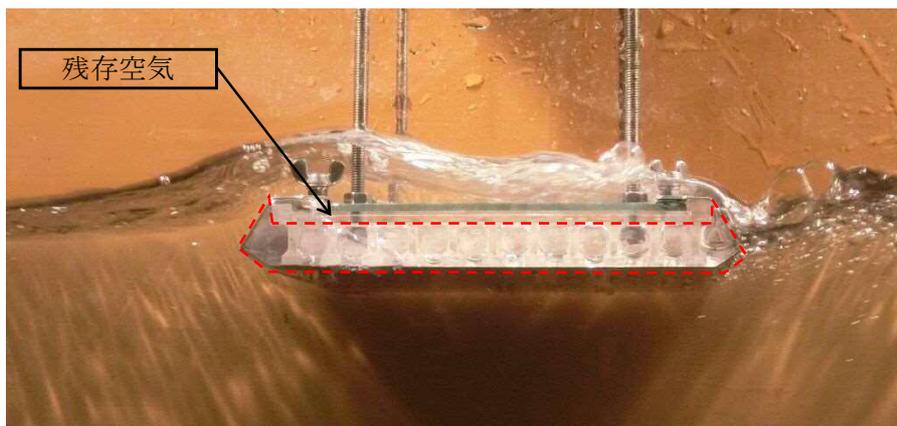
図 4.14 衝撃時の状況写真 (Span6)



(a) フェアリングなし F0



(b) L形フェアリング F2



(c) 箱形フェアリング FB0

図 4.15 定常時の状況写真 (Span6)

2) Span9 のフェアリング実験結果

L形フェアリングと箱形フェアリングを設置した実験模型に作用する力について、計測した3回分の時刻歴応答波形を図4.27に示す。各フェアリング形状における計測値については、表4.11に示し、目標流速0.66m/secに補正した値を表4.13に示す。それらの一覧の値を表4.9に示す。

フェアリング設置による衝撃時における変化について、図4.22に分力値、図4.24にフェアリングありの分力とフェアリングなしの分力の比率を示す。水平力 $F_x(+)$ については、フェアリングなしの F_0 を1.00とした場合、 F_2 は0.43、 FB_0 は0.32となっておりL形フェアリングおよび箱形フェアリングともに水平力は減少している。L形フェアリングよりも箱形フェアリングの方が水平力の減少量は大きい。これは、Span6と同様に、桁全体をフェアリングとして覆うことで、中桁のウェブ側面に作用する水平力を削減できるためであると考えられる。

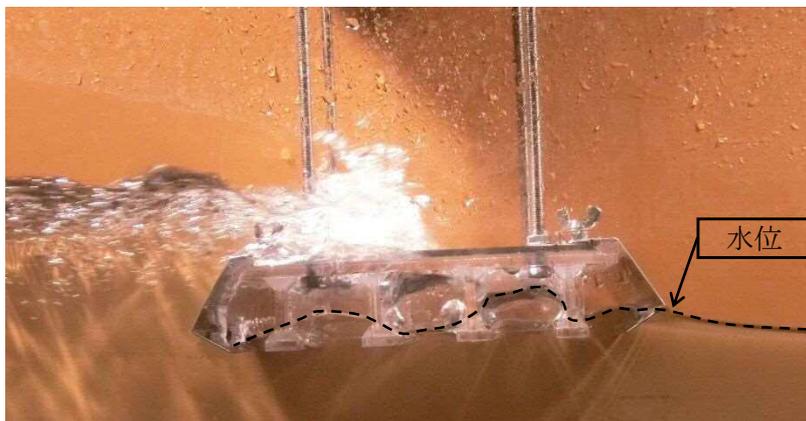
衝撃時の鉛直力 F_z は上向き方向に作用しており、 F_2 は0.75、 FB_0 は0.91と F_0 に比べわずかに減少している。気仙大橋やSpan6の傾向と異なり、フェアリングを設置した方が上向きの力が軽減されている。

定常時における変化について、図4.23に分力値、図4.25にフェアリングありの分力とフェアリングなしの分力の比率を示す。水平力において F_2 は0.50、 FB_0 は0.29と減少している。

定常時の鉛直力 $F_z(\text{ave})$ は F_0 において下向きを示すが、フェアリングを設置すると上向き方向に反転している。図4.17に定常時における写真によると、フェアリングなしの F_0 においては桁間に水が入り込んで残存空気は少ないが、 F_2 においてはフェアリング部に残存空気が確認され、 FB_0 においては桁間も含めて空気が残存している。従って、フェアリングを設置すると閉鎖された空間が増加し、浮力による鉛直力が増加したものと考えられる。



(a) フェアリングなし F0



(b) L形フェアリング F2

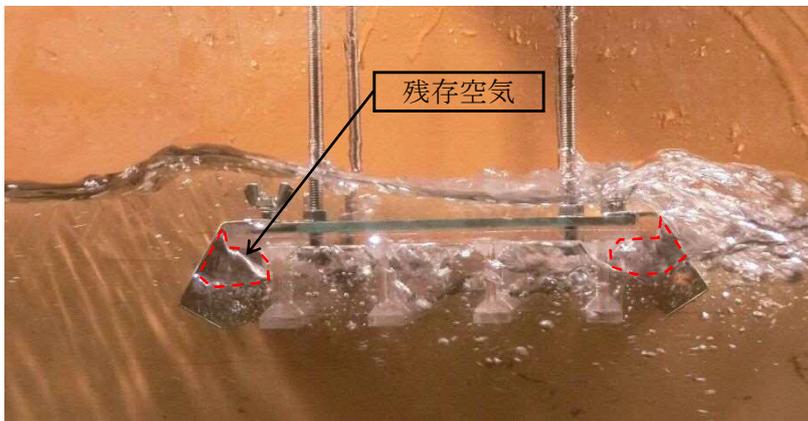


(c) 箱形フェアリング FB0

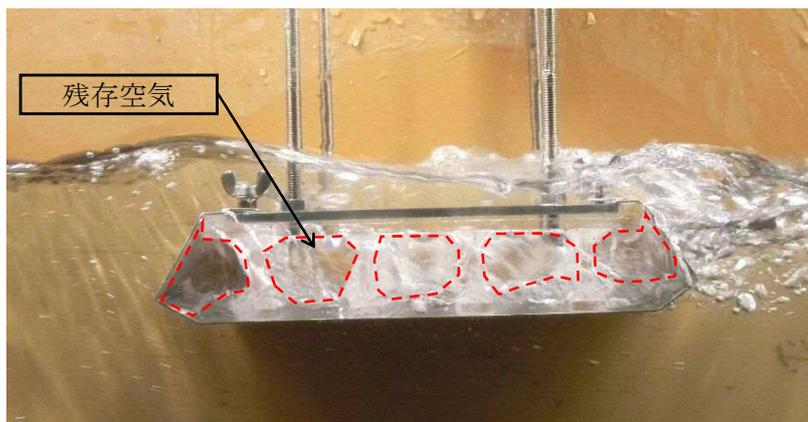
図 4.16 衝撃時の状況写真 (Span9)



(a) フェアリングなし F0



(b) L形フェアリング F2



(c) 箱形フェアリング FB0

図 4.17 定常時の状況写真 (Span9)

表 4.8 分力計の平均値一覧表（目標流速へ補正後）【Span6】

	衝撃時			定常時	
	水平力 Fx(+)	鉛直 Fz(-)	鉛直 Fz(+)	水平力 Fx	鉛直力 Fz
	N	N	N	N	N
F0	12.44	8.75	7.04	12.44	8.75
F2	-13.99	-18.16	-19.38	-13.99	-18.16
FB0	5.15	4.69	5.34	5.15	4.69

表 4.9 分力計の平均値一覧表（目標流速へ補正後）【Span9】

	衝撃時			定常時	
	水平力 Fx(+)	鉛直 Fz(-)	鉛直 Fz(+)	水平力 Fx	鉛直力 Fz
	N	N	N	N	N
F0	18.13	-24.76	10.99	4.84	1.36
F2	7.82	-18.59	4.71	2.41	-1.61
FB0	5.83	-22.41	0.52	1.41	-3.51

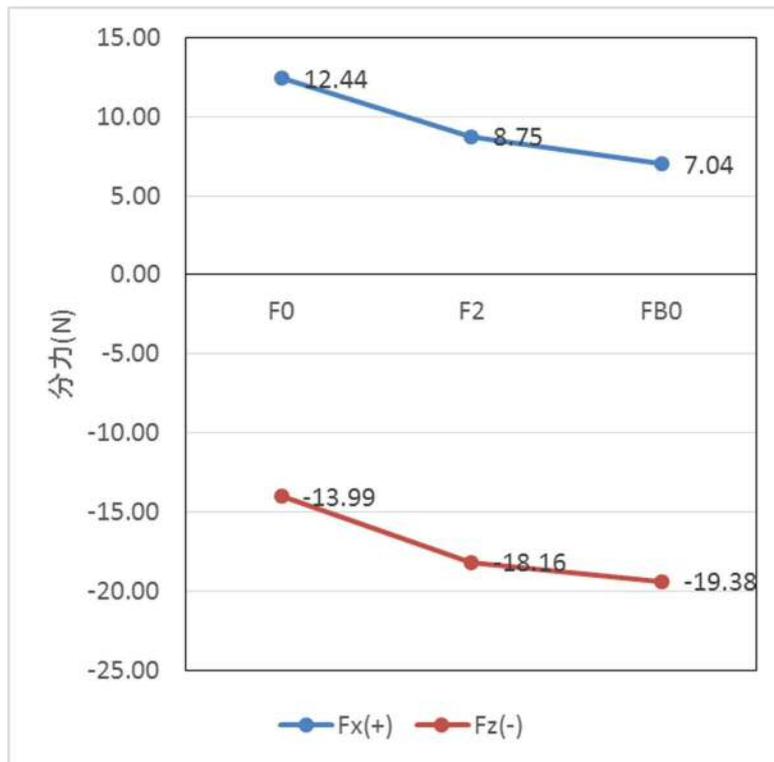


図 4.18 フェアリングを設置した場合の分力の変化（衝撃時, Span6）

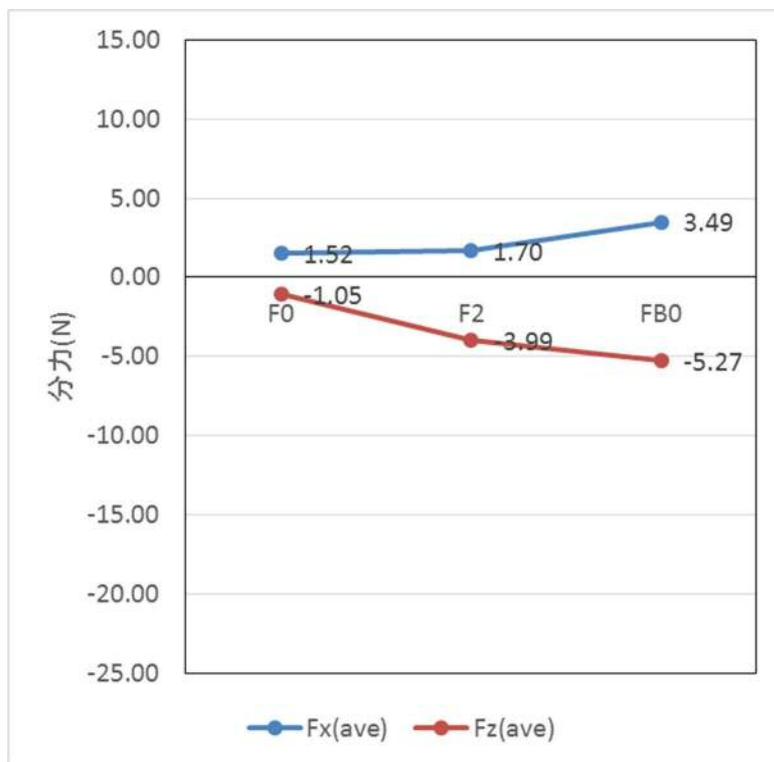


図 4.19 フェアリングを設置した場合の分力の変化（定常時, Span6）

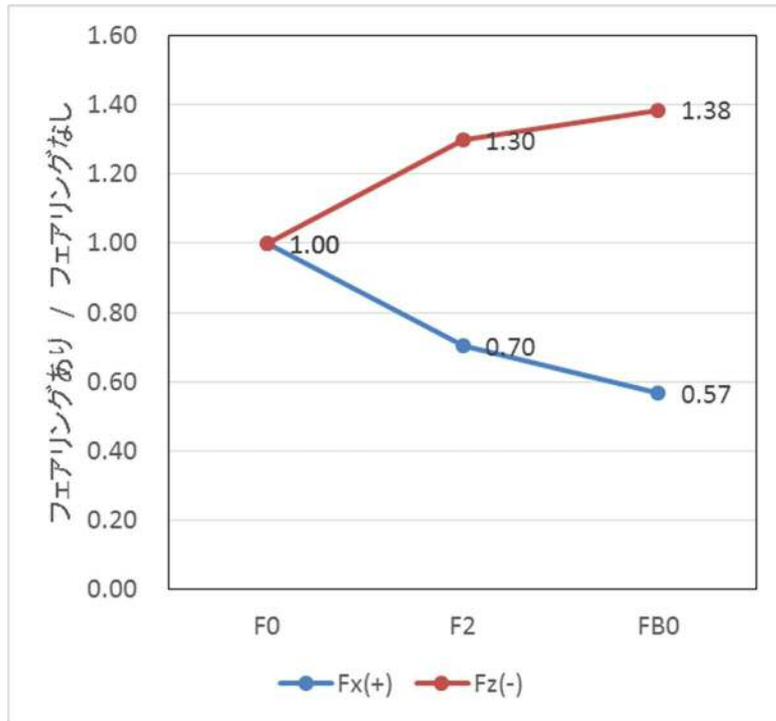


図 4.20 フェアリングを設置した場合の比率の変化（衝撃時, Span6）

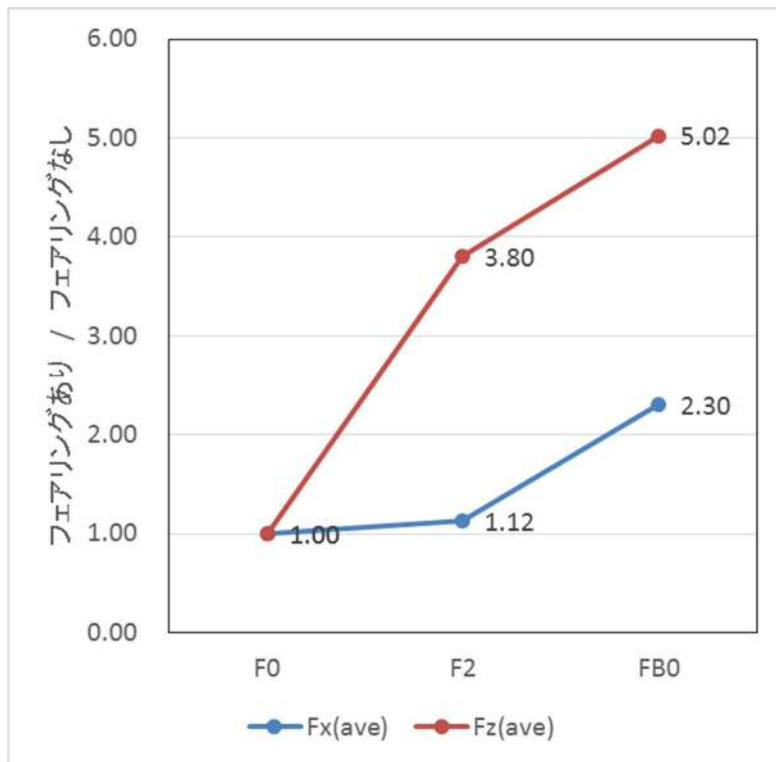


図 4.21 フェアリングを設置した場合の比率の変化（定常時, Span6）

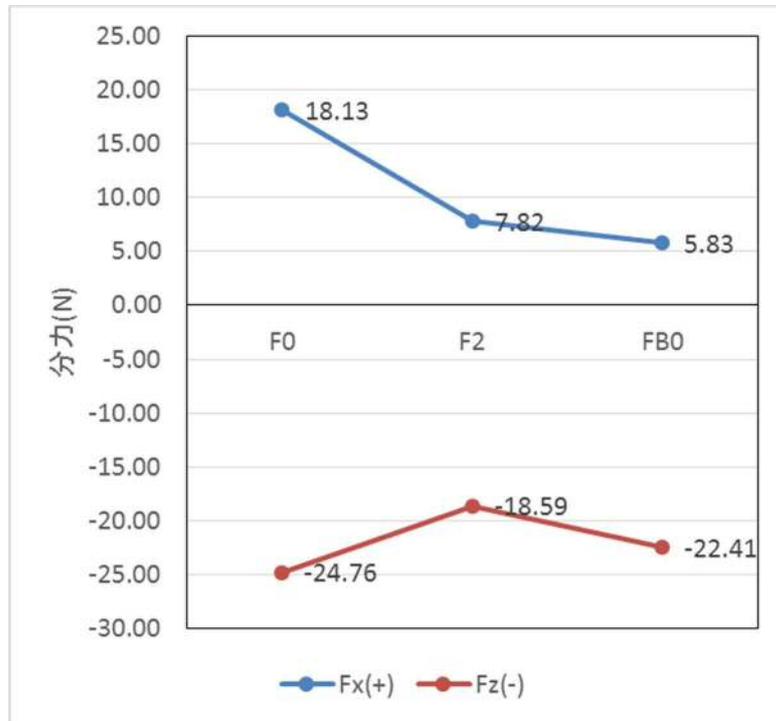


図 4.22 フェアリングを設置した場合の分力の変化（衝撃時，Span9）

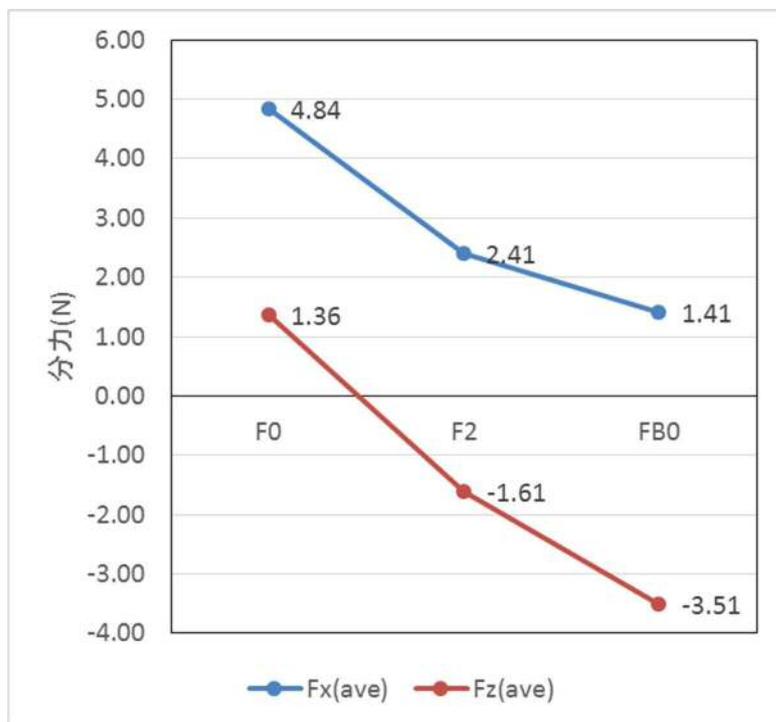


図 4.23 フェアリングを設置した場合の分力の変化（定常時，Span9）

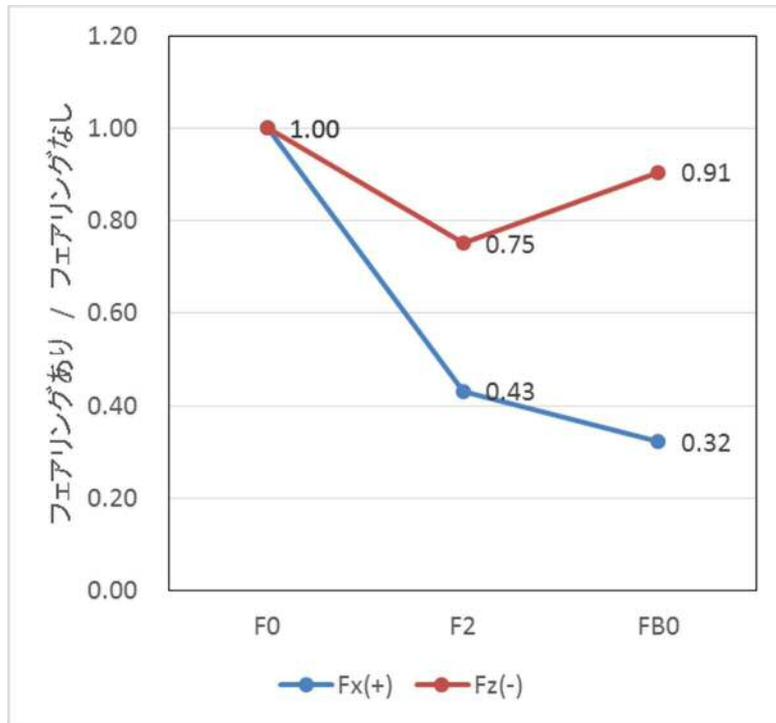


図 4.24 フェアリングを設置した場合の比率の変化（衝撃時，Span9）

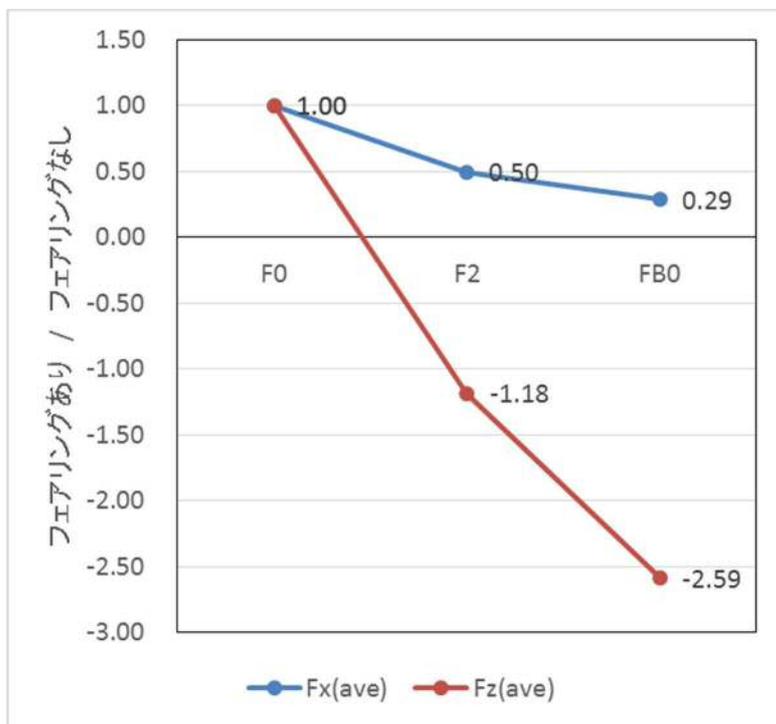


図 4.25 フェアリングを設置した場合の比率の変化（定常時，Span9）

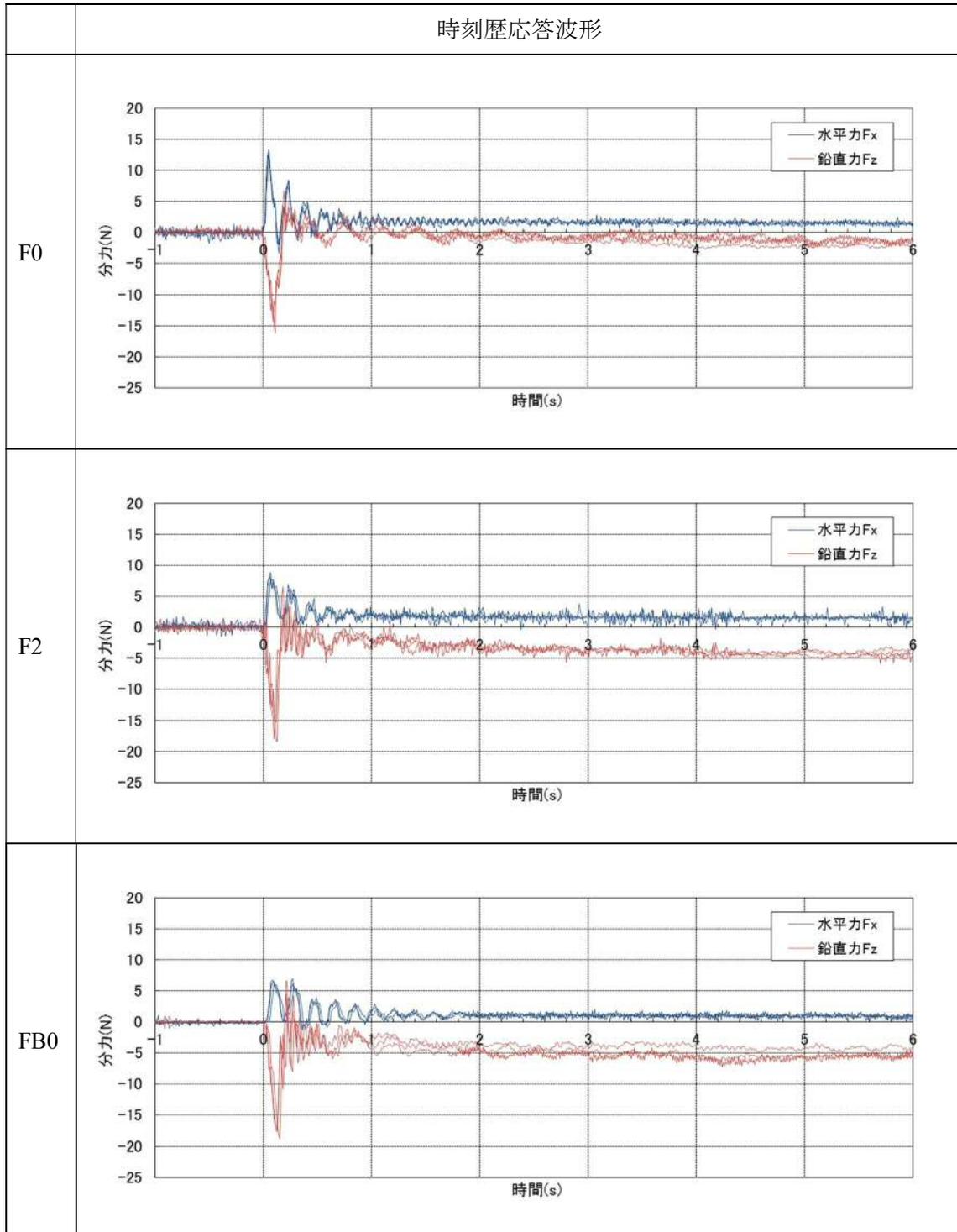


図 4.26 模型に作用する力の時刻歴応答波形（計測3回，Span6）

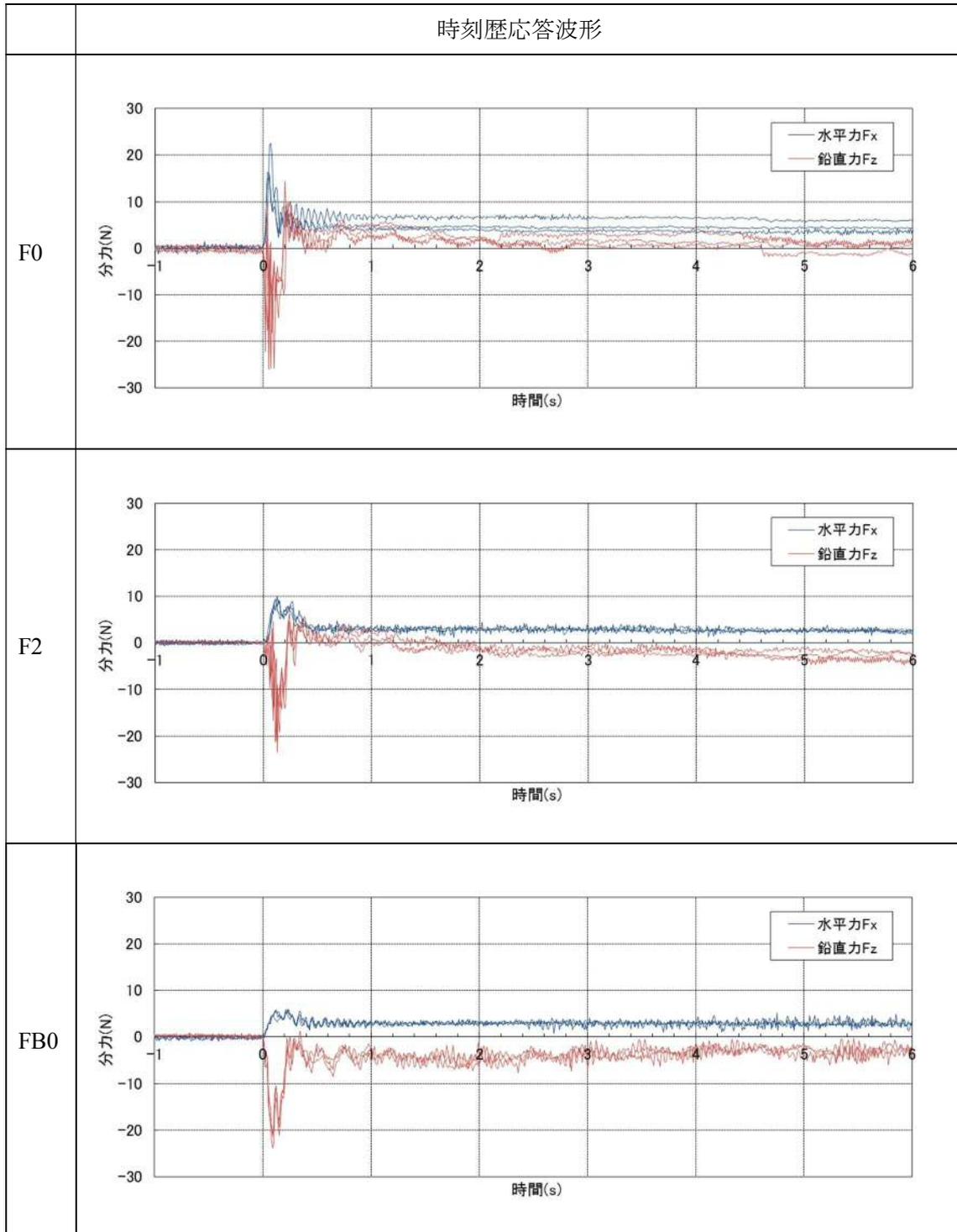


図 4.27 模型に作用する力の時刻歴応答波形（計測 3 回，Span9）

表 4.10 分力計の最大値（目標流速へ補正前, Span6）

				1 回目	2 回目	3 回目	Ave
F0	衝撃時	Fx(+)	N	13.00	13.37	13.34	13.23
		Fz(-)	N	-14.68	-16.24	-13.79	-14.90
		Fz(+)	N	5.33	4.35	6.70	5.46
	定常時	Fx	N	1.78	1.51	1.60	1.63
		Fz	N	-0.49	-0.96	-1.73	-1.06
		Vi	m/sec	0.76	0.66	0.65	0.69
F2	衝撃時	Fx(+)	N	7.81	8.88	8.09	8.26
		Fz(-)	N	-18.37	-15.23	-17.91	-17.17
		Fz(+)	N	3.43	3.36	6.56	4.45
	定常時	Fx	N	1.61	1.58	1.64	1.61
		Fz	N	-3.78	-3.77	-3.75	-3.77
		Vi	m/sec	0.64	0.64	0.65	0.64
FB0	衝撃時	Fx(+)	N	6.99	6.10	6.62	6.57
		Fz(-)	N	-17.47	-18.85	-17.67	-18.00
		Fz(+)	N	6.70	3.89	4.53	5.04
	定常時	Fx	N	1.06	3.89	4.53	3.16
		Fz	N	-3.93	-5.55	-5.11	-4.86
		Vi	m/sec	0.67	0.62	0.63	0.64

表 4.1.1 分力計の最大値（目標流速へ補正前, Span9）

				1 回目	2 回目	3 回目	Ave
F0	衝撃時	Fx(+)	N	22.61	15.90	16.27	18.26
		Fz(-)	N	-25.79	-25.94	-23.54	-25.09
		Fz(+)	N	9.69	14.40	9.66	11.25
	定常時	Fx	N	6.48	3.62	4.45	4.85
		Fz	N	0.30	2.74	1.23	1.43
		Vi	m/sec	0.65	0.69	0.65	0.66
F2	衝撃時	Fx(+)	N	8.70	10.01	9.22	9.31
		Fz(-)	N	-21.32	-21.04	-23.50	-21.95
		Fz(+)	N	4.79	5.25	6.47	5.50
	定常時	Fx	N	2.78	2.96	2.84	2.86
		Fz	N	-2.52	-1.66	-1.64	-1.94
		Vi	m/sec	0.76	0.76	0.66	0.72
FB0	衝撃時	Fx(+)	N	5.31	5.86	6.07	5.75
		Fz(-)	N	-23.97	-20.92	-21.44	-22.11
		Fz(+)	N	0.12	1.28	0.06	0.49
	定常時	Fx	N	2.78	1.28	0.06	1.38
		Fz	N	-3.87	-2.94	-3.61	-3.47
		Vi	m/sec	0.66	0.64	0.67	0.66

表 4.12 分力計の最大値（目標流速へ補正後，Span6）

				1 回目	2 回目	3 回目	Ave
F0	衝撃時	Fx(+)	N	9.88	13.53	13.92	12.44
		Fz(-)	N	-11.15	-16.43	-14.39	-13.99
		Fz(+)	N	4.05	4.40	6.99	5.15
	定常時	Fx	N	1.35	1.53	1.67	1.52
		Fz	N	-0.37	-0.97	-1.81	-1.05
		Vi	m/sec	0.66	0.66	0.66	0.66
F1	衝撃時	Fx(+)	N	8.32	9.53	8.38	8.75
		Fz(-)	N	-19.57	-16.35	-18.56	-18.16
		Fz(+)	N	3.66	3.60	6.80	4.69
	定常時	Fx	N	1.72	1.69	1.70	1.70
		Fz	N	-4.03	-4.05	-3.89	-3.99
		Vi	m/sec	0.66	0.66	0.66	0.66
F2	衝撃時	Fx(+)	N	6.88	7.02	7.21	7.04
		Fz(-)	N	-17.19	-21.69	-19.25	-19.38
		Fz(+)	N	6.59	4.48	4.94	5.34
	定常時	Fx	N	1.04	4.48	4.94	3.49
		Fz	N	-3.86	-6.39	-5.56	-5.27
		Vi	m/sec	0.66	0.66	0.66	0.66

表 4.13 分力計の最大値（目標流速へ補正後，Span9）

				1 回目	2 回目	3 回目	Ave
F0	衝撃時	Fx(+)	N	23.07	14.35	16.97	18.13
		Fz(-)	N	-26.30	-23.41	-24.57	-24.76
		Fz(+)	N	9.88	13.00	10.08	10.99
	定常時	Fx	N	6.61	3.27	4.64	4.84
		Fz	N	0.31	2.47	1.29	1.36
		Vi	m/sec	0.66	0.66	0.66	0.66
F2	衝撃時	Fx(+)	N	6.58	7.58	9.30	7.82
		Fz(-)	N	-16.13	-15.93	-23.72	-18.59
		Fz(+)	N	3.63	3.97	6.53	4.71
	定常時	Fx	N	2.11	2.24	2.87	2.41
		Fz	N	-1.91	-1.26	-1.65	-1.61
		Vi	m/sec	0.66	0.66	0.66	0.66
FB0	衝撃時	Fx(+)	N	5.32	6.24	5.92	5.83
		Fz(-)	N	-24.04	-22.28	-20.91	-22.41
		Fz(+)	N	0.12	1.37	0.06	0.52
	定常時	Fx	N	2.79	1.37	0.06	1.41
		Fz	N	-3.88	-3.13	-3.52	-3.51
		Vi	m/sec	0.66	0.66	0.66	0.66

4.2. スリットフェアリング対策

4.2.1. 目的

フェアリングを設置した実験を実施し、フェアリングの設置は津波による水平力の低減が可能であることがわかった。一方で、フェアリングを設置することで鉛直上向き方向の力を増加させることが分かった。これは、フェアリング内部に空気が残存し、浮力として鉛直上向き方向に力が作用するためと考えられる。鉛直上向き方向の力は、橋梁を浮き上がらせる力や回転させる方向の力として作用するため、橋梁流失の危険性が高まることとなる。そこで、フェアリングに空気が抜ける開口部を設け、鉛直上向き方向の力を低減できる構造を実験により気仙大橋、歌津大橋（Span6, Span9）において検証を行う。開口部の形状は、鉛直方向に延びるスリット形状とする。

4.2.2. スリット形状

スリットを設けるフェアリング形状は、L形フェアリングのF2および箱形フェアリングのFB0とする。スリットフェアリングの概略形状図を図4.28に示す。スリットの単位幅は表4.14に示すように、4, 7, 11, 14, 18, 21mmの6タイプとし、フェアリングに10ヶ所スリットを設けることとする。箱形フェアリングについては、底板にもスリットを設ける。

表 4.14 スリット率の設定

		単位スリット幅	スリット率
L形	箱形	mm	mm
SF4	SFB4	4	14.8%
SF7	SFB7	7	25.9%
SF11	SFB11	11	40.7%
SF14	SFB14	14	51.9%
SF18	SFB18	18	66.7%
SF21	SFB21	21	77.8%

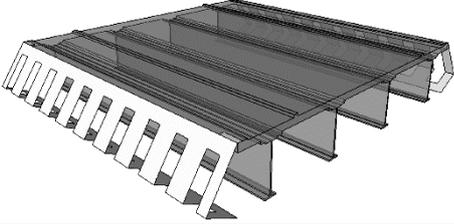
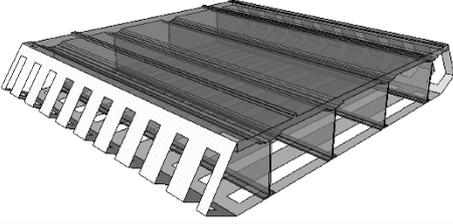
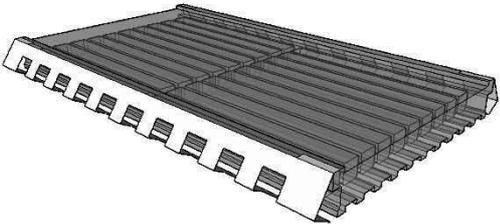
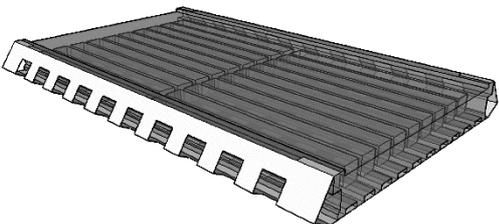
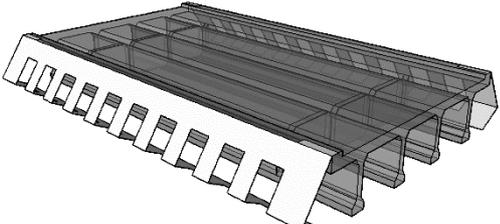
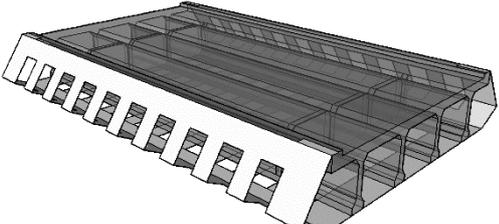
	L形スリットフェアリング	箱形スリットフェアリング
気仙大橋		
歌津大橋 Span6		
歌津大橋 Span9		

図 4.28 スリットフェアリング概略形状

4.2.3. スリットフェアリングの評価方法

スリットフェアリングの効果については、式 4.1, 式 4.2 より抗力係数 C_d および揚力係数 C_l を用いて評価を行う。

$$F_x = \frac{1}{2} \rho_w \times C_d \times A_x \times V^2 \quad \dots\dots\dots \text{式 4.1}$$

$$F_z = \frac{1}{2} \rho_w \times C_l \times A_z \times V^2 \quad \dots\dots\dots \text{式 4.2}$$

ここで、 ρ_w : 水の密度, C_d : 抗力係数, C_l : 揚力係数, A_x : 水平方向の投影面積, A_z : 鉛直方向の投影面積, V : 流速である。

4.2.4. 気仙大橋におけるスリットフェアリングの効果

気仙大橋におけるスリット率の変化による抗力係数 C_d のグラフについて、衝撃時は図 4.29、定常時は図 4.30 に示す。衝撃時において、スリット率が大きくなるほど抗力係数は増加傾向を示しており水平力の低減が少なくなることがわかる。その影響はL形フェアリングよりも箱形フェアリングの方が顕著に表れており、スリットを入れない状態ではL形フェアリングよりも箱形フェアリングの方が抗力係数は小さいが、スリットを入れると箱形フェアリングの方が抗力係数は大きくなっている。定常時においてもL形フェアリングは衝撃時と同様な傾向を示しているが、箱形フェアリングにおいてスリットを入れると、スリット率に係らず抗力係数は1.2程度となった。

スリット率の変化による揚力係数 C_l のグラフについて、衝撃時は図 4.31、定常時は図 4.32 に示す。衝撃時において、L形フェアリングの揚力係数は-0.1~-0.2程度で一定の傾向を示し、スリット率の変化による影響は見られない。箱形フェアリングはスリット率が大きくなるほど揚力係数は0に近づいており、鉛直上向き方向の力を低減できていることがわかる。これは、箱桁フェアリング底板にスリットを入れることで、鉛直方向の作用面積が小さくなるためである。また、箱形フェアリングのスリット率を40%とするとL形フェアリングの揚力係数と同程度まで低下し、スリット率を40%以上に増やしても揚力係数に大きな変化はなく、鉛直上向き力の低減には効果が小さいことがわかる。定常時におけるL形フェアリングおよび箱形フェアリングともにスリット率による変化は見られなかった。表 4.15 に計測された分力計の値の一覧を示す。

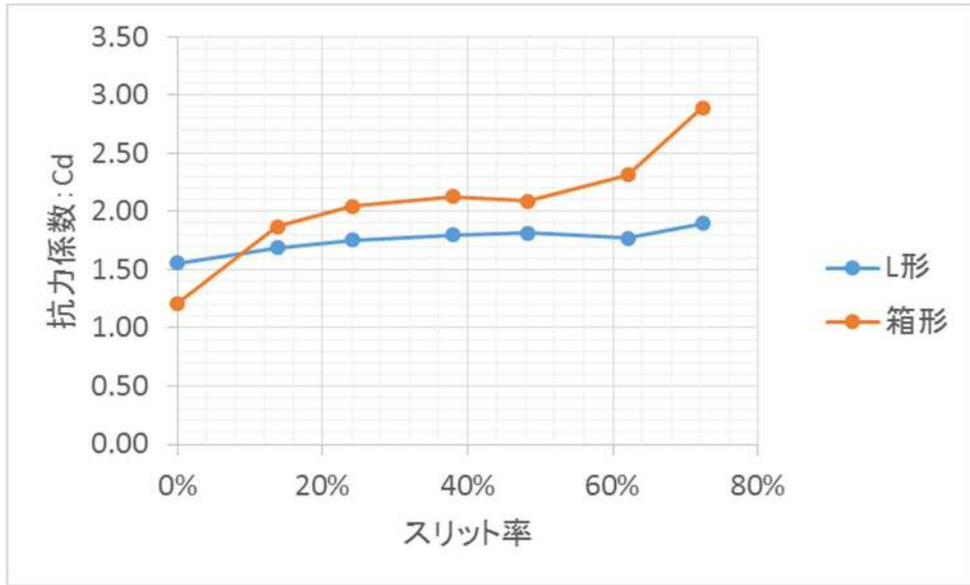


図 4.29 衝撃時の抗力係数 C_d 【気仙大橋】

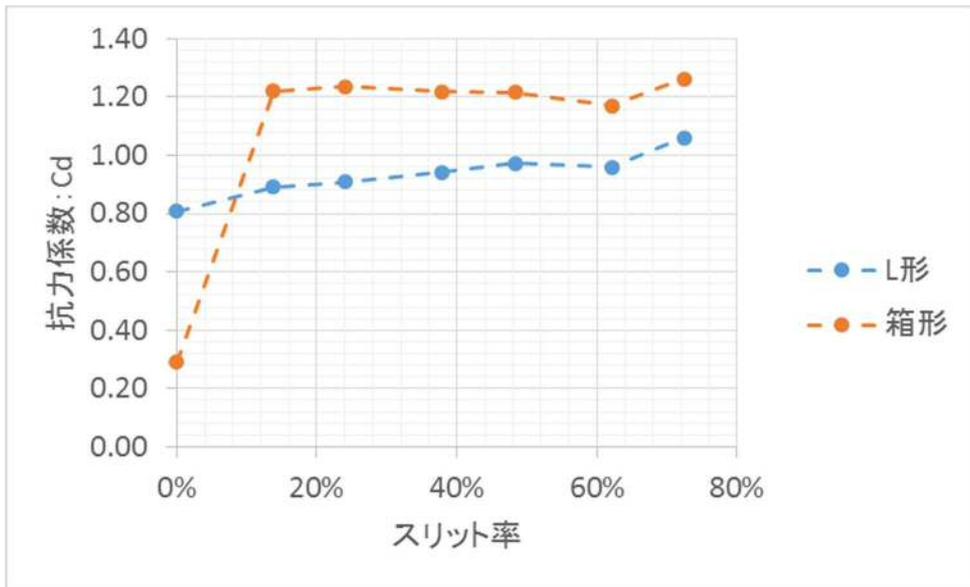


図 4.30 定常時の抗力係数 C_d 【気仙大橋】

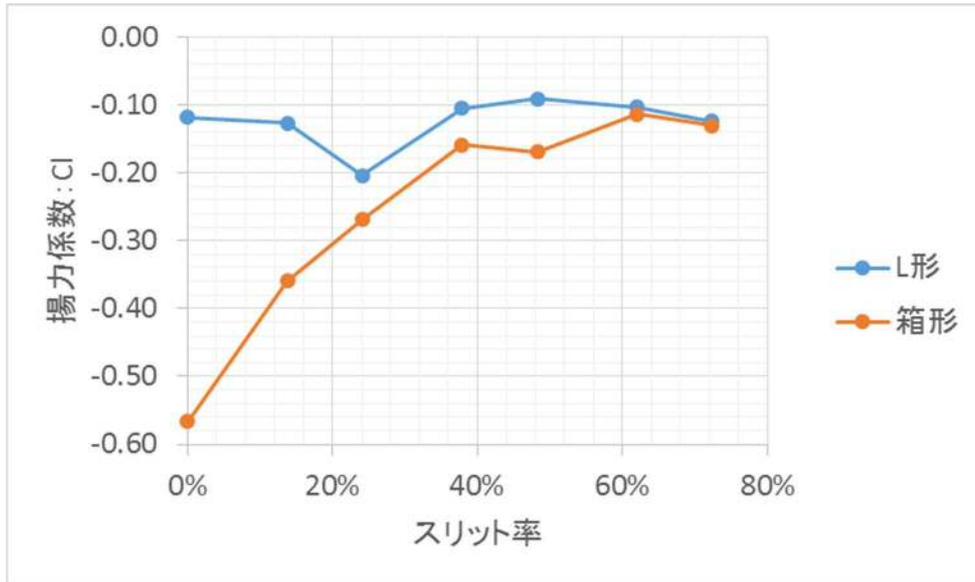


図 4.3 1 衝撃時の揚力係数 C_l 【気仙大橋】

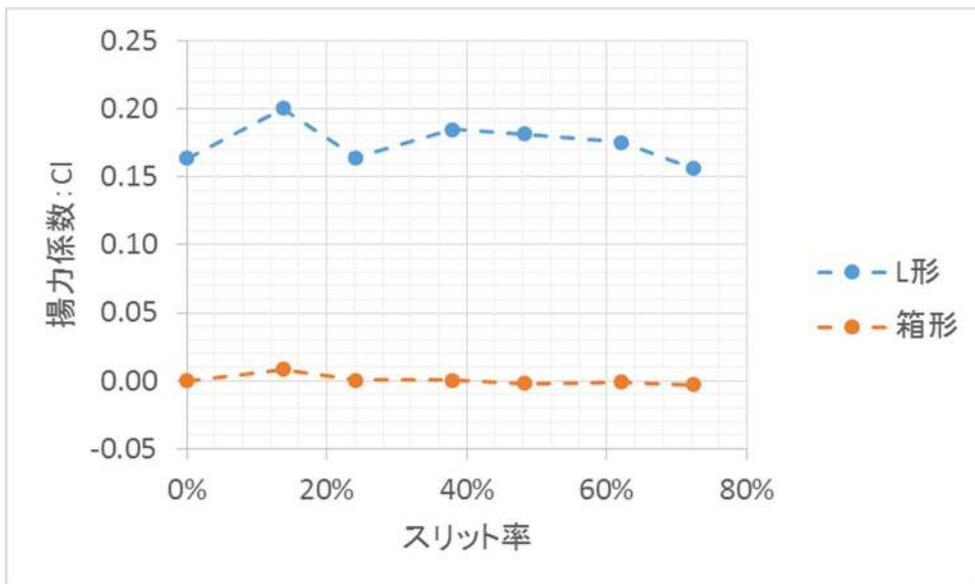


図 4.3 2 定常時の揚力係数 C_l 【気仙大橋】

表 4.15 スリットフェアリング分力計の平均値（目標流速へ補正後）【気仙大橋】

	衝撃時			定常時	
	水平力 Fx(+)	鉛直 Fz(-)	鉛直 Fz(+)	水平力 Fx	鉛直力 Fz
	N	N	N	N	N
F2	15.27	-5.44	8.07	5.84	-0.47
SF4	10.10	-4.25	12.13	5.88	-0.11
SF7	10.95	-4.55	11.07	7.20	-0.09
SF11	11.37	-7.34	9.74	5.90	-0.08
SF14	11.66	-3.79	10.45	6.63	-0.20
SF18	11.75	-3.29	10.28	6.51	-0.26
SF21	11.46	-3.73	10.67	6.29	-0.26
FB0	7.84	-20.35	3.75	4.57	1.88
SFB4	12.13	-12.90	12.32	5.67	7.92
SFB7	13.27	-9.68	11.98	6.51	8.01
SFB11	13.77	-5.72	14.54	6.27	7.89
SFB14	13.55	-6.09	13.62	6.45	7.88
SFB18	14.98	-4.11	13.59	6.56	7.58
SFB21	18.73	-4.72	16.43	6.90	8.18

※目標流速 Vm=100cm/sec

4.2.5. 歌津大橋におけるスリットフェアリングの効果

(1) Span6

歌津大橋の Span6 におけるスリット率の変化による抗力係数 C_d のグラフについて、衝撃時は図 4.3 3、定常時は図 4.3 4 に示す。衝撃時において、気仙大橋と同様にスリット率が大きくなるほど抗力係数は増加傾向を示しており水平力の低減が少なくなることがわかる。スリットを入れない場合は箱形フェアリングの方が抗力係数は小さいが、スリットを入れることにより抗力係数は増加し、多少ばらつきはあるものの L 形フェアリングと同程度の抗力係数を示している。定常時においても衝撃時と同様にスリット率が大きくなるほど抗力係数は増加傾向を示しており水平力の低減が少なくなる。

スリット率の変化による揚力係数 C_l のグラフについて、衝撃時は図 4.3 5、定常時は図 4.3 6 に示す。衝撃時において、L 形フェアリングおよび箱形フェアリングともに揚力係数のばらつきが大きく明確な傾向ではないが、スリット率が大きくなるほど揚力係数はなだらかに 0 に近づいていると傾向がわかる。これは、気仙大橋と同様に箱桁フェアリング底板にスリットを入れることで、鉛直方向の作用面積が小さくなるためである。定常時においては、L 形フェアリングおよび箱形フェアリングともにスリット率が増加するとなだらかに 0 に近づいているが、その傾向は微小である。表 4.1 6 に計測された分力計の値の一覧、図 4.3 7、図 4.3 8 に津波が作用している瞬間写真を示す。

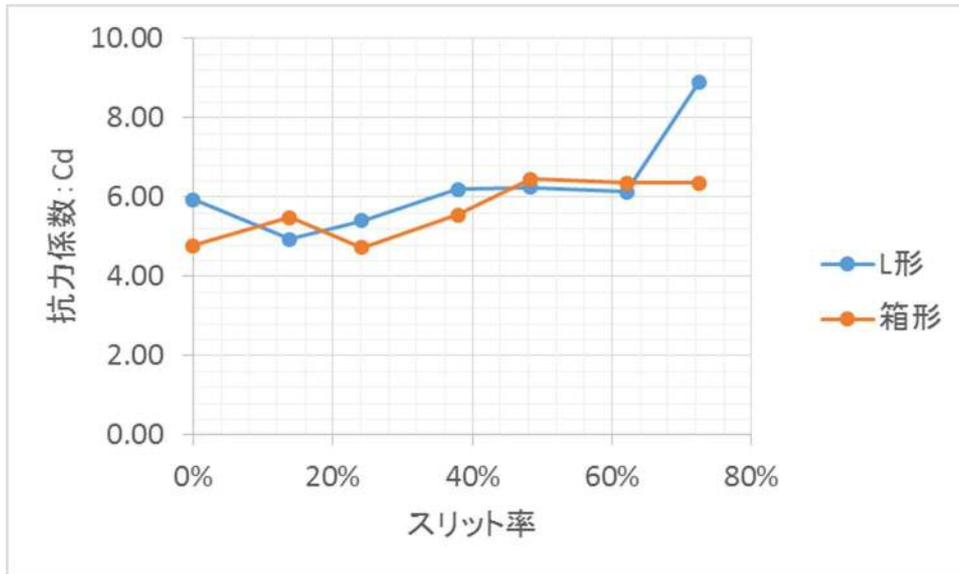


図 4.3.3 衝撃時の抗力係数 C_d 【歌津大橋 Span6】

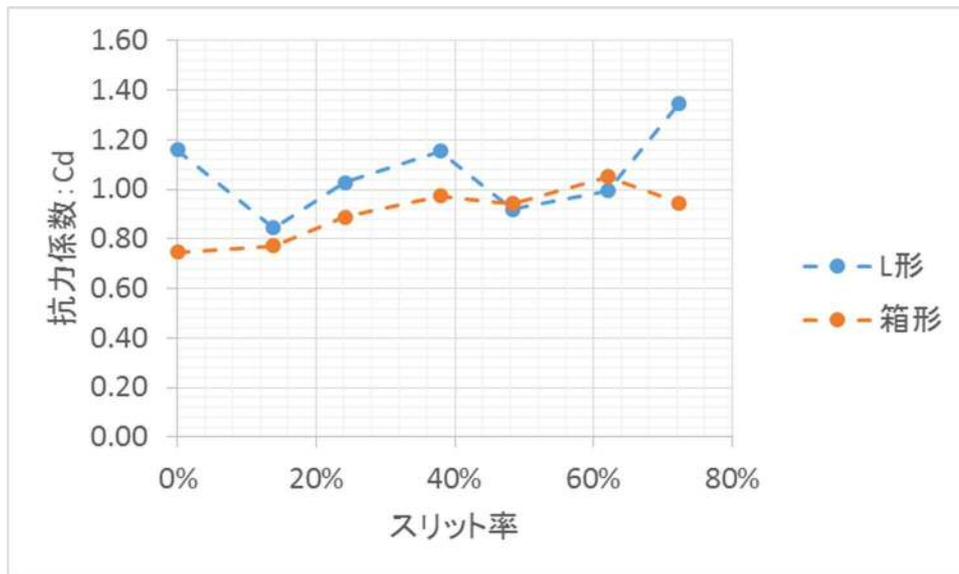


図 4.3.4 定常時の抗力係数 C_d 【歌津大橋 Span6】

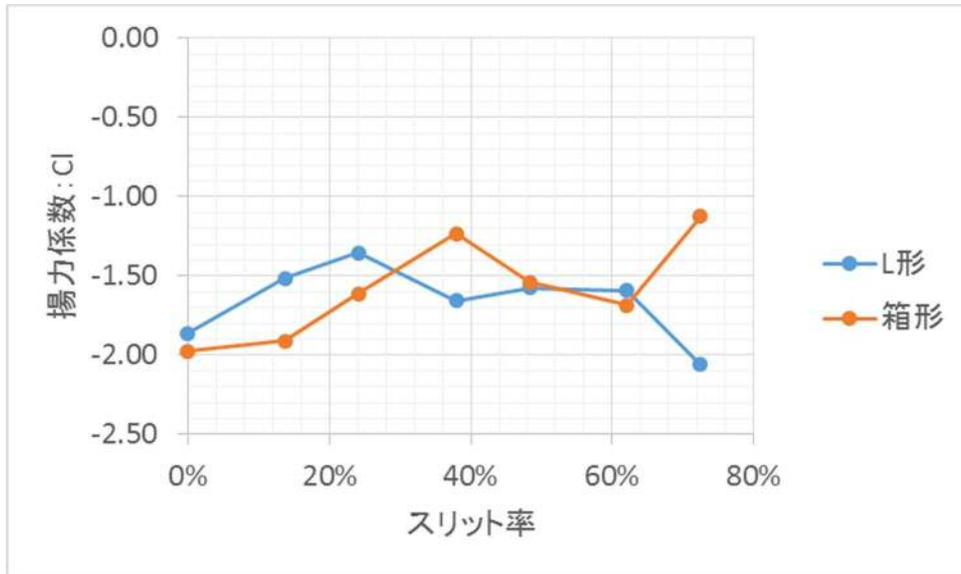


図 4.3.5 衝撃時の揚力係数 C_l 【歌津大橋 Span6】

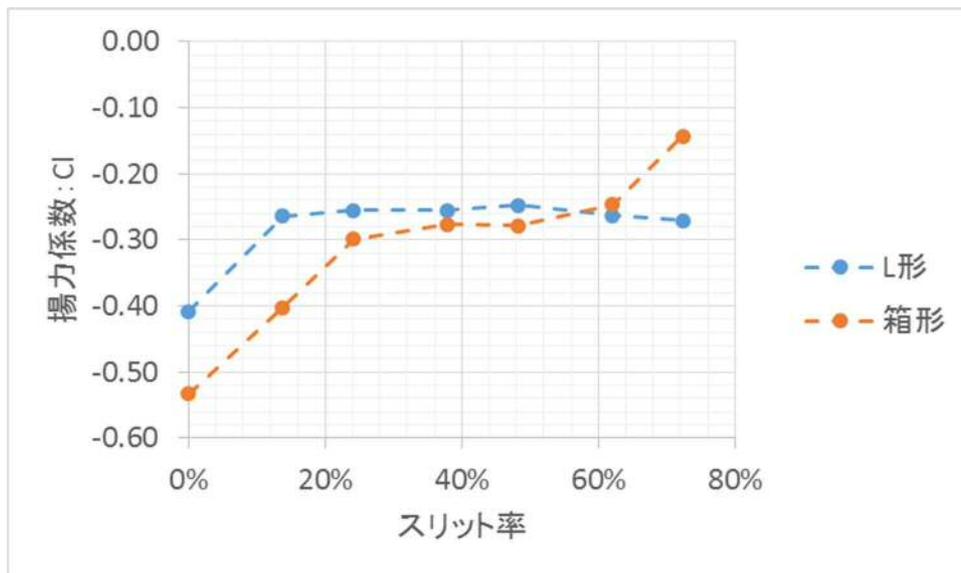


図 4.3.6 定常時の揚力係数 C_l 【歌津大橋 Span6】

表 4.16 スリットフェアリング分力計の平均値（目標流速へ補正後）【歌津大橋 Span6】

	衝撃時			定常時	
	水平力 Fx(+)	鉛直 Fz(-)	鉛直 Fz(+)	水平力 Fx	鉛直力 Fz
	N	N	N	N	N
F2	8.74	-18.17	4.71	1.51	-0.98
SF4	7.27	-14.79	4.83	1.70	-3.99
SF7	7.96	-13.22	3.87	1.24	-2.58
SF11	9.11	-16.15	7.20	1.51	-2.50
SF14	9.18	-15.38	5.93	1.70	-2.50
SF18	9.02	-15.53	4.28	1.35	-2.42
SF21	13.07	-20.09	4.92	1.46	-2.57
FB0	7.04	-19.28	5.40	1.10	-5.21
SFB4	8.06	-18.63	6.56	1.13	-3.93
SFB7	6.96	-15.73	4.82	1.31	-2.92
SFB11	8.16	-12.03	4.59	1.43	-2.70
SFB14	9.50	-15.02	7.27	1.38	-2.72
SFB18	9.34	-16.45	5.16	1.54	-2.40
SFB21	9.35	-10.95	4.80	1.39	-1.39

※目標流速 Vm=66cm/sec

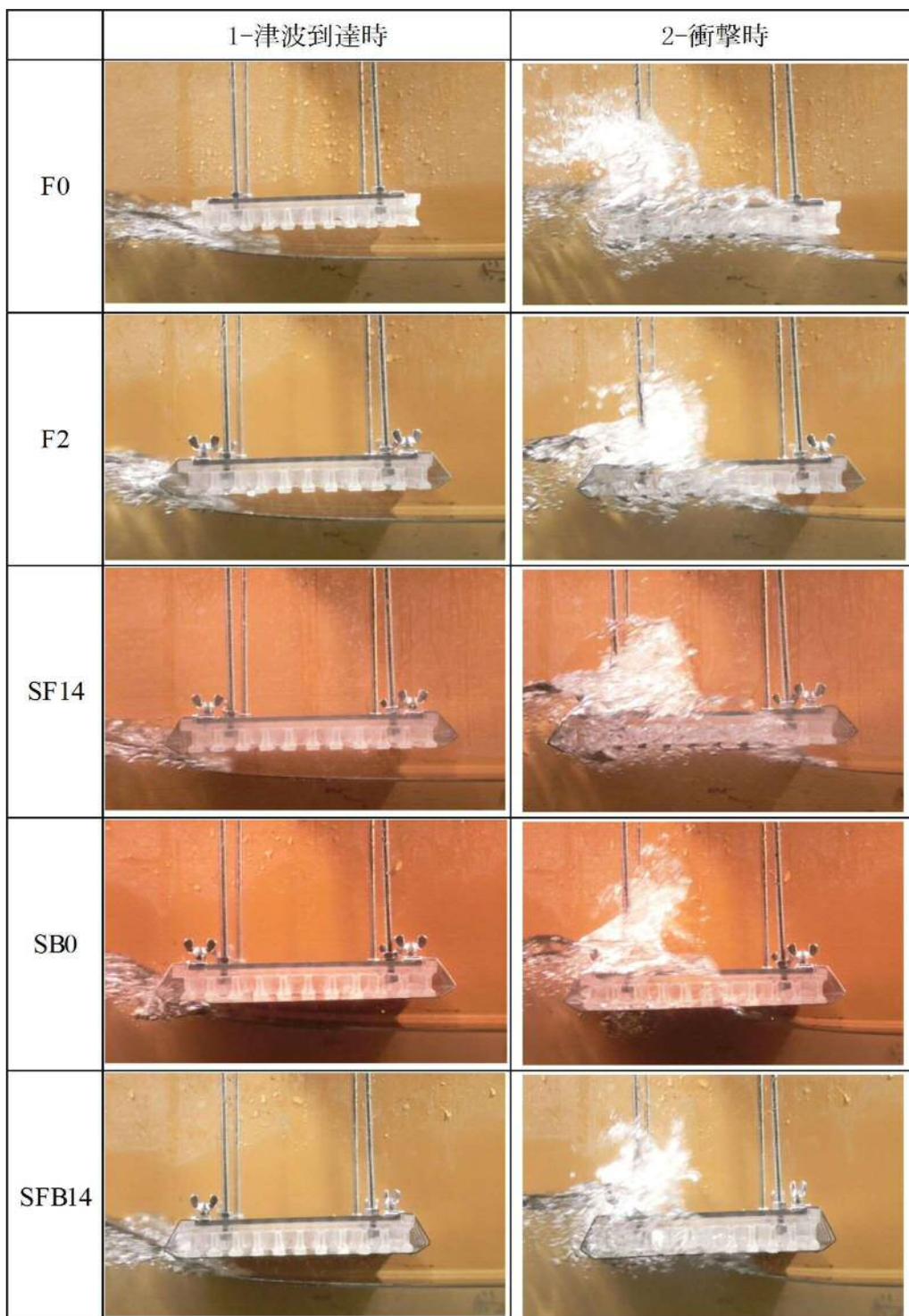


図 4.37 スリットフェアリングにおける津波作用状況写真その1 (歌津大橋 Span6)

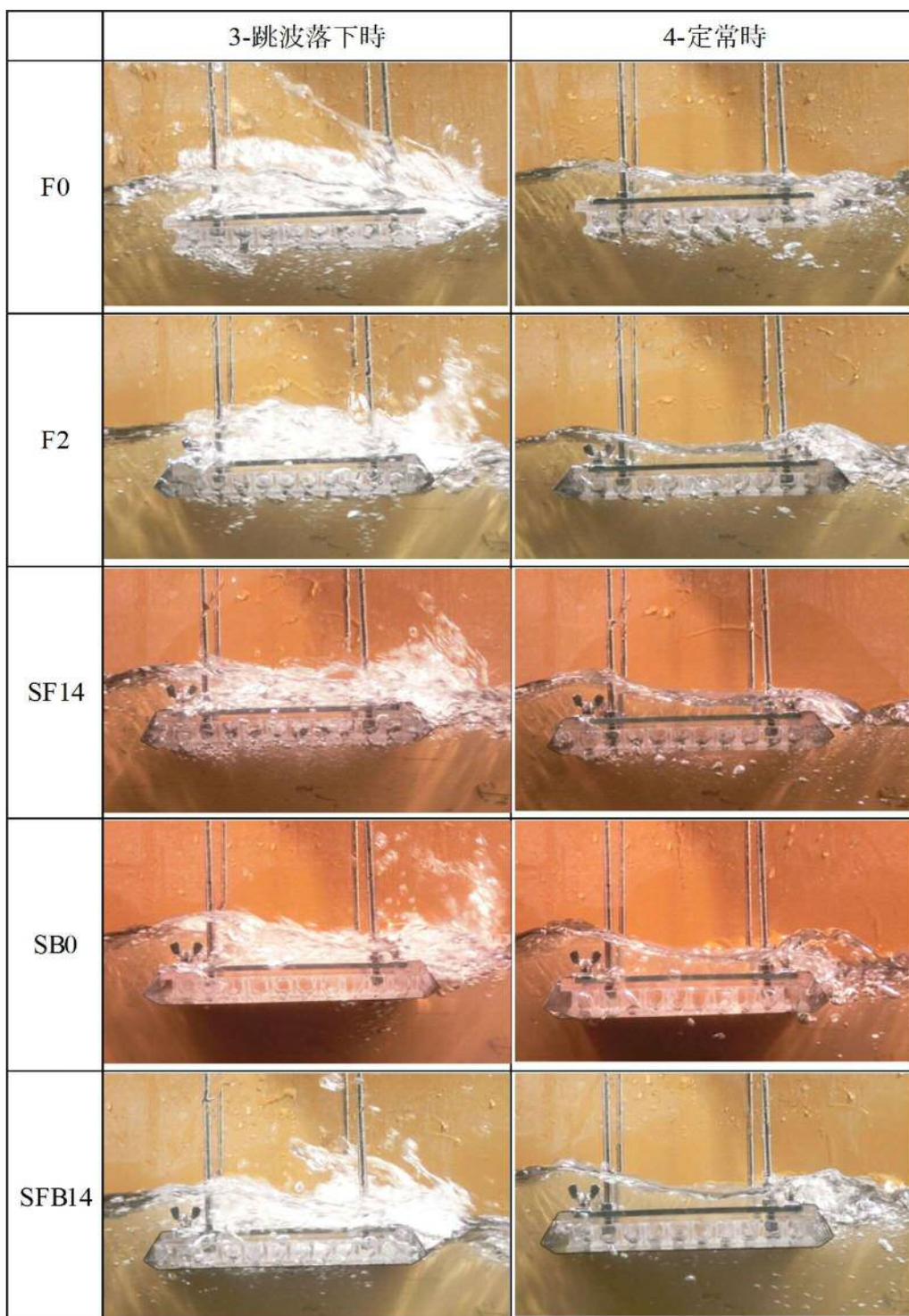


図 4.38 スリットフェアリングにおける津波作用状況写真その2 (歌津大橋 Span6)

(2) Span9

歌津大橋の Span9 におけるスリット率の変化による抗力係数 C_d のグラフについて、衝撃時は図 4.39、定常時は図 4.40 に示す。衝撃時において、Span6 と同様にスリット率が大きくなるほど抗力係数は増加傾向を示しており水平力の低減が少なくなることがわかる。スリットを入れない場合は箱形フェアリングの方が抗力係数は小さいが、スリットを入れることにより抗力係数は増加し、多少ばらつきはあるものの L 形フェアリングと同程度の抗力係数を示している。定常時においては、非常にばらつきは大きいものの、衝撃時と同様にスリット率が大きくなるほど抗力係数は増加傾向を示しており水平力の低減が少なくなる。

スリット率の変化による揚力係数 C_l のグラフについて、衝撃時は図 4.41、定常時は図 4.42 に示す。衝撃時において、スリットを設けることで揚力係数が上昇し、鉛直上向き力を低減させることができるとわかるが、L 形フェアリングおよび箱形フェアリングともにスリット率の違いによる明確な傾向は見られない。定常時においては、L 形フェアリングおよび箱形フェアリングともにスリット率が増加すると負の値から正の値に反転しており、鉛直上向きの力が鉛直下向きの力に変化していることがわかる。表 4.17 に計測された分力計の値の一覧、図 4.43、図 4.44 に津波が作用している瞬間写真を示す。

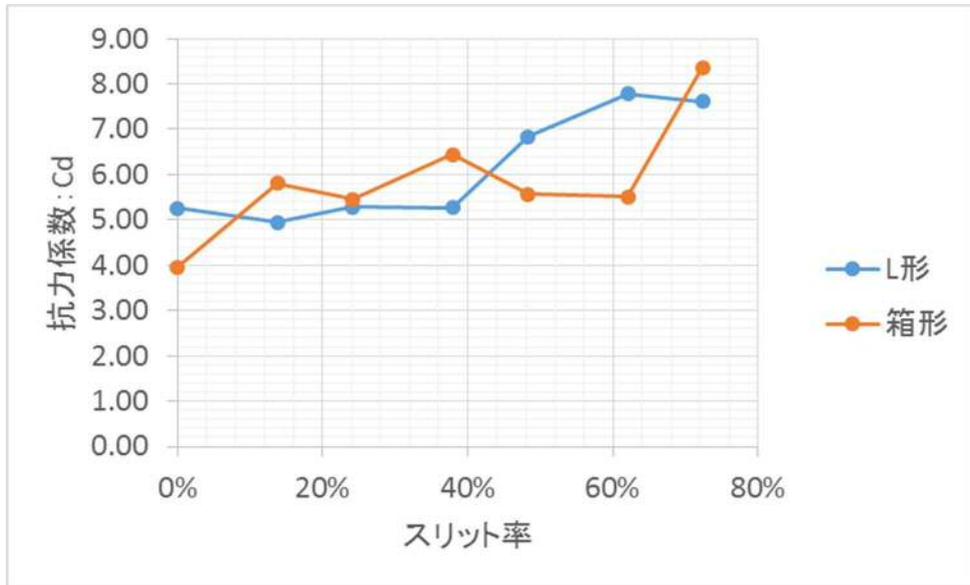


図 4.39 衝撃時の抗力係数 C_d 【歌津大橋 Span9】

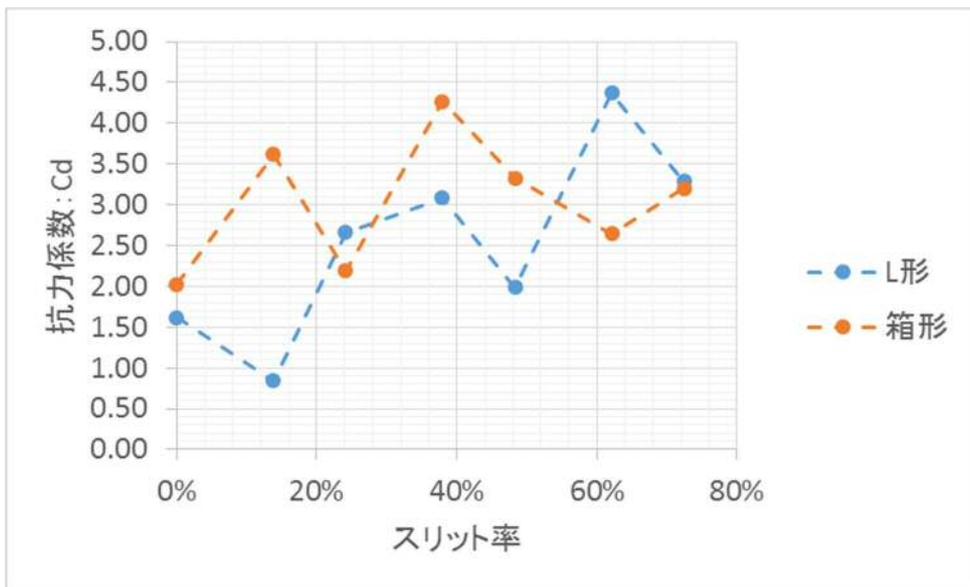


図 4.40 定常時の抗力係数 C_d 【歌津大橋 Span9】

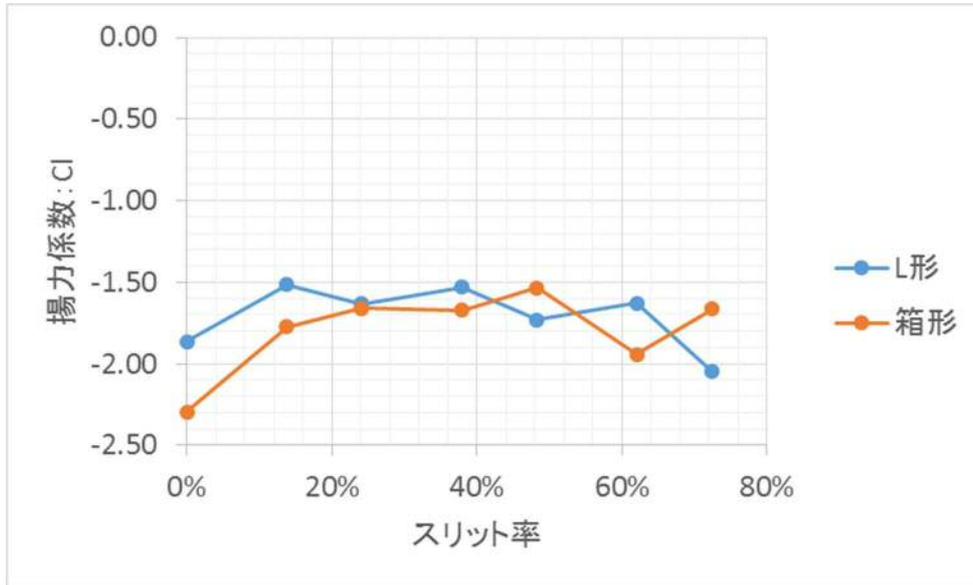


図 4.4.1 衝撃時の揚力係数 C_l 【歌津大橋 Span9】

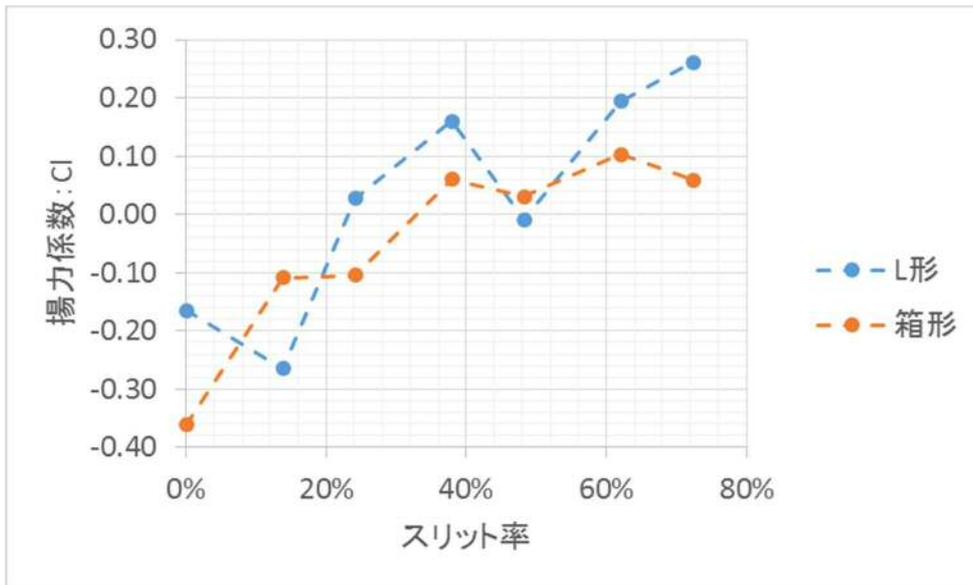


図 4.4.2 定常時の揚力係数 C_l 【歌津大橋 Span9】

表 4.17 スリットフェアリング分力計の平均値（目標流速へ補正後）【歌津大橋 Span9】

	衝撃時			定常時	
	水平力 Fx(+)	鉛直 Fz(-)	鉛直 Fz(+)	水平力 Fx	鉛直力 Fz
	N	N	N	N	N
F2	17.44	-23.97	10.75	4.63	1.36
SF4	7.72	-18.21	4.56	2.37	-1.61
SF7	7.27	-14.79	4.83	1.24	-2.58
SF11	7.76	-15.93	4.71	3.91	0.27
SF14	7.76	-14.94	5.05	4.54	1.56
SF18	10.05	-16.88	5.04	2.92	-0.09
SF21	11.44	-15.90	7.67	6.42	1.89
FB0	5.82	-22.41	0.49	2.98	-3.52
SFB4	8.53	-17.32	2.41	5.31	-1.06
SFB7	8.03	-16.19	3.58	3.22	-1.02
SFB11	9.47	-16.31	4.07	6.27	0.59
SFB14	8.19	-14.96	4.34	4.89	0.30
SFB18	8.11	-18.95	4.10	3.88	1.00
SFB21	12.30	-16.25	5.55	4.71	0.58

※目標流速 Vm=66cm/sec

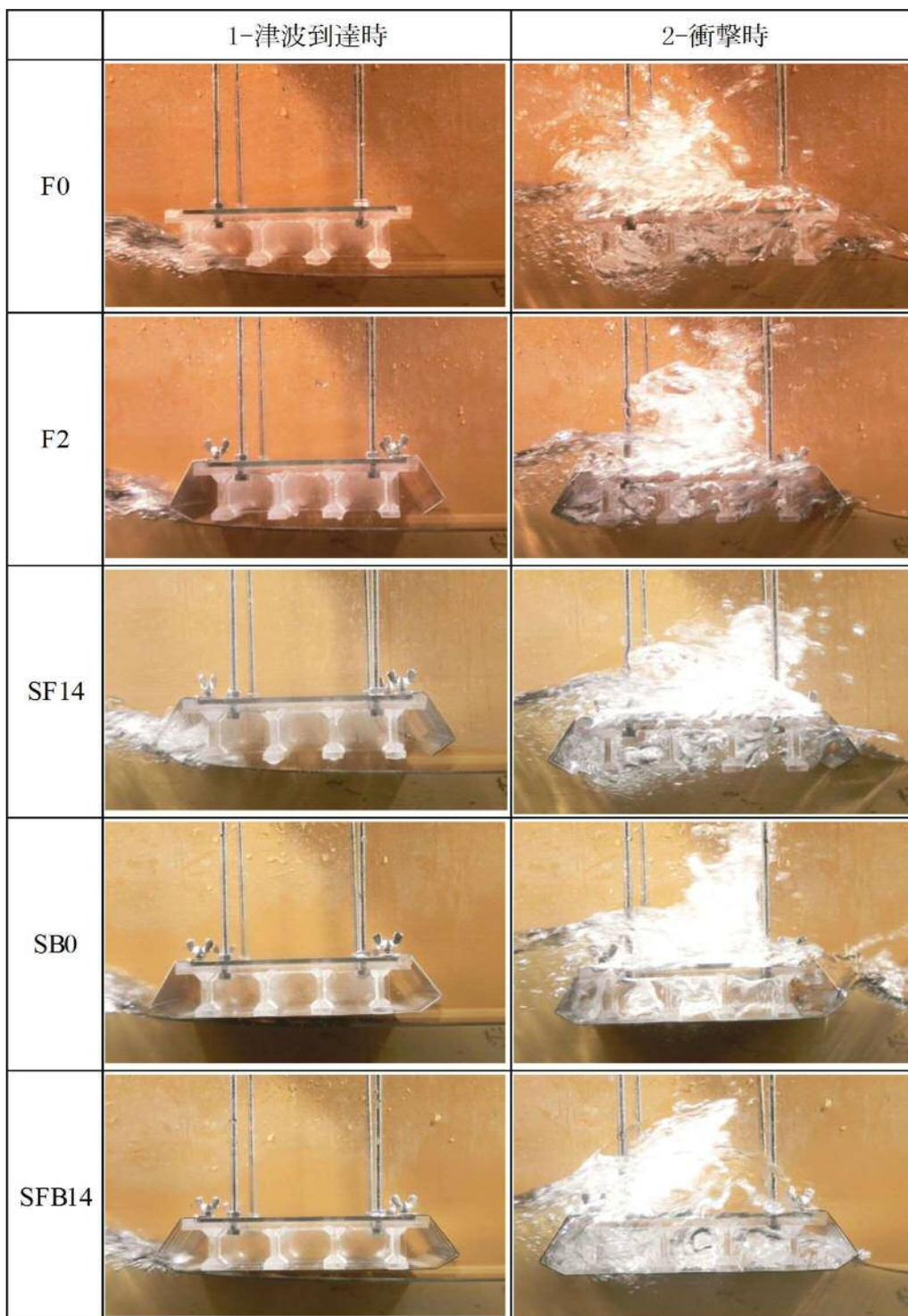


図 4.4 3 スリットフェアリングにおける津波作用状況写真その1 (歌津大橋 Span9)

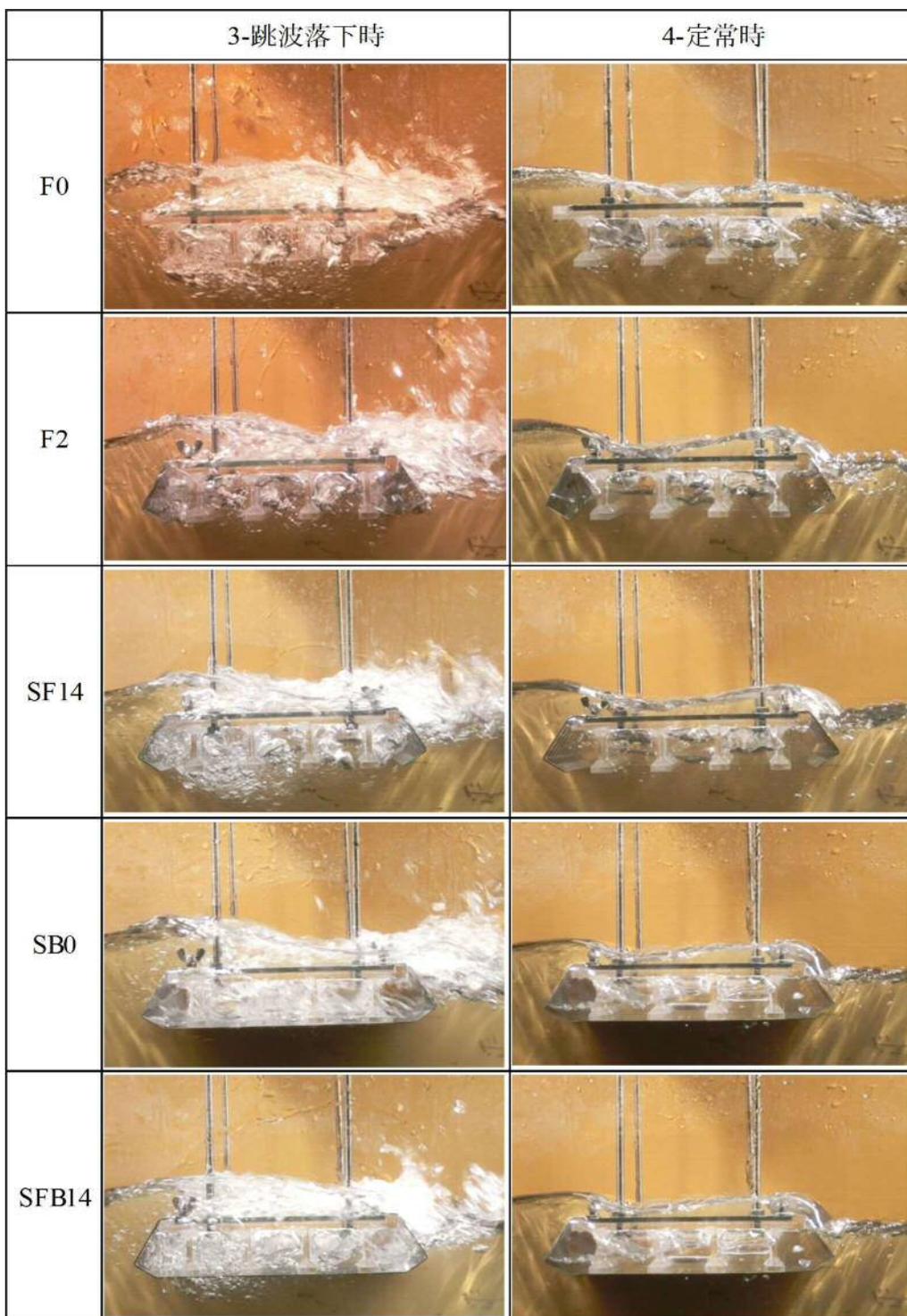


図 4.4.4 スリットフェアリングにおける津波作用状況写真その1 (歌津大橋 Span9)

4.3. まとめ

(1) フェアリング対策について

気仙大橋のモデルでは、L形フェアリングのF1～F5および箱形フェアリングのFB0～FB2について、合計8タイプのフェアリング形状の実験を行った。その結果、すべてのフェアリング形状において衝撃時の水平力を低減できることがわかり、耐津波設計を検討するうえで水平力低減対策としてフェアリングが有効であることが確認できた。フェアリング先端の形状について明確な傾向は得られなかったが、概ねフェアリング先端が構造高の中央付近から下端において有効である結果が得られた。また、L形フェアリングよりも箱形フェアリングの方が、水平力低減効果が大きいことが分かった。しかしながら、箱形フェアリングは密閉された空間内に空気が残存するため浮力が作用し、衝撃時の鉛直上向き方向力を増大させる結果となった。鉛直上向き方向力は橋梁の安定性を低下させることから、浮力低減対策も同時に必要であることが分かった。定常時の水平力については、明確な低減効果は確認できなかった。これは、下流側に設置したフェアリング内部に隙間から水が浸透してしまったことが原因と考えられることから、下流側にフェアリングを設置する場合は隙間から津波が進入しない対策を講じる必要がある。

歌津大橋のモデルでは、L形フェアリングのF2タイプおよび箱形フェアリングのFB0タイプについてフェアリング形状の実験を行った。プレテンション方式T桁（Span6）およびポストテンション方式T桁（Span9）ともに、フェアリングを設置することにより衝撃時の水平力を低減できることが分かった。気仙大橋と同様に、L形フェアリングよりも箱形フェアリングで水平力の低減効果が大きい。また、衝撃時の鉛直上向き方向の力についても気仙大橋と同様に、フェアリングを設置すると増加傾向が見られることから、浮力低減対策が必要であることが分かった。

(2) スリットフェアリング対策について

気仙大橋および歌津大橋の両方でフェアリングによる水平力を低減することができた。しかしながら、フェアリング内部に空気が残留することによる鉛直上向き方向の力が増加してしまうため、フェアリングにスリットを設けて空気の残留を防ぐ形状について実験を行った。

フェアリングにスリットを設けると、箱形フェアリングにおいて衝撃時の鉛直上向き方向の揚力係数は小さくなる傾向を示した。L形フェアリングにおいてばらつきはあるもののスリット率による明確な変化は見られなかったことから、スリットによる衝撃時の鉛直上向き方向の力の低減は、箱形フェアリングにおいてその効果が得られることがわかった。しかしながら、スリット率が30～40%程度を超えると、衝撃時の揚力係数に明確な変化は見られないことから、スリット率を0～40%程度までの範囲で設けることが効率的であることがわかる。

衝撃時の水平力に着目した場合、スリットを設けない場合はL形フェアリングよりも箱形フェアリングの方が水平力をより低減することができたが、スリットを設けた場合その傾向は明確でなく、L形フェアリングの抗力係数の方が小さくなるケースもある。スリットを設けると箱形フェアリングの特徴である流線形でなくなるため、L形フェアリングと同程度しか水平力を低減できなくなると考えられる。

従って、箱形フェアリングにスリットを設けることは、衝撃時の鉛直上向き力を低減できるが、同時に衝撃時の水平力の低減効果はL形フェアリングと同程度になってしまうことから、水平力を低減する必要がある場合には箱形フェアリングを採用し、鉛直上向き力の増加も抑えたい場合にはL形フェアリングまたはL形スリットフェアリングを採用するのが適切であると思われる。

参考文献

- 1) 張広鋒・薄井稔弘・星熊順一：津波による橋梁上部構造への作用力の軽減対策に対する実験的研究，土木学会論文集 A1 (構造・地震工学)，Vol.66, No.1 (地震工学論文集第 31 卷)，pp.425-433, 2010
- 2) 虻川高宏，中村悠人，長谷川明：気仙大橋におけるフェアリング設置による津波減災効果，鋼構造年次論文報告集，第 21 卷，pp.448-455, 2013.
- 3) 虻川高宏，長谷川明：Effect of reducing tsunami damage by installing fairing in Kesen Bridge, Earthquakes and Structures, Techno-Press, Vol.7, pp.1045-1059, 2014
- 4) 虻川高宏，長谷川明：Experiments on Damage and Measures of Bridges by Tsunami, IABSE Madrid Symposium Report, Vol.102, pp.859-866, 2014
- 5) 虻川高宏，長谷川明：Experiments on leveling of impact force, and effective ratio of slits in fairing for reducing damage of bridges by tsunami, IABSE Conference Nara, Vol.104, 2015
- 6) 虻川高宏，長谷川明：Effects of Tsunami Measures for Bridges, IABSE Conference Geneva, Vol.105, pp.242-247, 2015
- 7) 虻川高宏，長谷川明：Effect of reducing tsunami damage by installing fairing in Kesen-Bridge, ASEM13, pp.4034-4047, 2013
- 8) 虻川高宏，長谷川明：Fairing with slits for reducing damage of bridges by tsunami, ACEM14, 2014

第5章 結論

平成23年3月11日に三陸沖で発生した東北地方太平洋沖地震によりもたらされた巨大津波により、東北地方太平洋沿岸部を中心に甚大な津波被害をもたらした。巨大津波は沿岸部の建物や構造物を流失させ、橋梁も同様に上部構造や橋脚、橋台背面盛土の流失被害が発生した。橋梁は道路網の重要なポイントに架橋されており、落橋や大被害により道路網が寸断されることは、緊急輸送路としての機能を逸することとなりため、橋梁の耐津波対策が求められている。

地震動による橋梁の落橋は無く大被害もわずかであり、明治13年から始まった我が国の耐震設計は高度なレベルに達していると考えられ、大規模地震に対して限定的な構造物被害に留めることが可能となってきている。耐津波設計は、港湾施設の堤防に対する波圧の研究からスタートし、大正9年に広井公式が示され、以降港湾施設を中心として壁面に作用する波圧について研究が進められ設計に反映されてきているが、橋梁上部構造に作用する津波による力や津波に対する橋梁の設計方法についての研究はあまり進められておらず、設計手法や基準も確立されていない。東北地方太平洋沖地震の翌年の平成24年3月に改訂された道路橋示方書・同解説において、津波に対する配慮の必要性が記述されたものの、具体的な設計法や対策方法については未だ確率されていない。近い将来、東海地震や東南海・南海地震、日本海溝・千島海溝周辺海溝型地震が発生するであろうと予測されており、早急な設計および対策手法の確立が望まれている。

本研究では、橋梁の津波に対する設計方法を確立するために必要な、橋梁の流失メカニズムの解明およびその対策方法の基礎資料を得ることが目的である。そこで、実際に津波により流失した気仙大橋および歌津大橋を対象として、橋梁の細部形状を詳細に再現した橋梁模型を作成し、水路実験を行いそれぞれの流失メカニズムを把握している。また、津波により橋梁に作用する力の軽減を図るためフェアリングを取り付けた実験を行い、その効果を確認している。

第1章の「序論」では、本研究の背景、我が国の耐震・対津波設計の変遷、既往の研究、目的について述べている。

第2章の「東日本大震災の概要」では、東北太平洋沖地震の概要や地震によりもたらされた津波の状況を整理した。また、国土交通省東北地方整備局で地震後に行った道路橋の緊急点検結果データをもとに、被害分析を実施した。

調査した1572橋の内、津波の影響を受けた橋梁は、151橋(9.6%)で、津波の影響の有無に関係なく被害が発生した橋梁は960橋(61.1%)であった。津波の影響を受けていない橋梁における損傷がある割合は57.6%(819橋/1421橋)、津波の影響を受けた橋梁における損傷がある割合は93.3%(141橋/151橋)である。これは、津波を受けた橋梁のほとんどに損傷被害が発生させているということがわかった。

また、耐荷力に関する被災度区分において、津波の影響がない場合、耐荷力に影響のない損傷は95.6%(783橋/819橋)であり、損傷がない橋梁602橋を合計すると97.5%(1385橋/1421橋)であり、損傷があっても比較的軽微な損傷であり橋の耐荷力へは影響がないことがわかる。これは、耐震設計が確立されており、地震動のみで発生する落橋や致命的な損傷、重大な被害は少なくなっていると判断される。津波の影響がある場合、耐荷力に影響のある損傷は14.9%(21橋/141橋)であり、損傷がない橋梁10橋を合計すると13.9%(21橋/151橋)であり、津波の影響を受けると重大な被害を生じやすいということがわかった。

第3章の「水路実験による橋梁の流失メカニズムの研究」では、流失した気仙大橋および歌津大橋（プレテンションT桁橋とポストテンションT桁橋）を対象橋梁として、詳細な細部形状を復元した橋梁模型を作成し、水路実験による流失メカニズムの把握を行った。

(1)気仙大橋の流失メカニズム

水路実験により得られた分力を実橋に作用する力に換算し、上部構造と下部構造を連結している支承部の強度に着目し、津波による作用力と支承部の破断強度を比較することにより、弱点となる部位および流失した流速の推定を行った。

- ・ 衝撃的な津波が作用した場合は流速 4.25m/sec で、定常的な津波が作用した場合は流速 7.22m/sec において P4 橋脚の支承部が破壊され流失する結果となった。
- ・ 支承はゴム支承であり、ゴム本体、主桁と支承を連結している取付けボルト、支承と下部構造を連結しているアンカーボルトの3か所に着目して照査を実施した結果、中間支点上のゴム支承においては取付けボルト（せん断破壊）が最も弱点となり、続いてアンカーボルト（せん断破壊）、ゴム本体（せん断破壊）の順となった。端支点上においては、ゴム支承（せん断破壊）が最も弱点となり、続いてアンカーボルト（せん断破壊）、取付けボルトの順となる。
- ・ 津波の作用力により、2径間連続鈹桁の中間支点上となる P4 橋脚の支承受けボルトが水平破断、3径間連続鈹桁の中間支点上となる P1 橋脚、P2 橋脚支承受けボルトが水平破断することにより、流失が始まり連鎖的に各支承が破壊され、最後に端支点上のゴム支承が水平破断することにより完全に流失したものと推測される。気仙大橋においては、水平力による取付けボルトのせん断破壊により流失したものと推測される。
- ・ 気仙大橋の被災連続写真から、実際に作用した津波は段波状の衝撃的な津波ではなく、定常的な津波であることがわかる。定常時において P4 橋脚の支承受けボルトは流速 7.22m/sec、P2 橋脚の支承受けボルトは流速 8.46m/sec で破断し流失することから、実際に気仙大橋に作用した流速は 8m/sec を超えていたと推測される。

- ・ 津波による水平力により中間支点上の支承の取付けボルトが破断することで流失が始まり、連鎖的に支承が破壊され最終的に端支点のゴム支承が破断し流失に至ったと考えられる。

(2)歌津大橋の流失メカニズム

水路実験により得られた分力を実橋に作用する力に換算し、Span6 は上部構造の自重と直角方向変位制限装置（コンクリート突起）の強度に着目し、津波による作用力とコンクリート突起の破壊強度を比較することにより、流失原因の推定を行った。

1) プレテンション方式単純 T 桁橋（P5～P6 橋脚区間 Span6）

- ・ 衝撃的な津波が作用した場合は流速 2.33m/sec で、定常的な津波が作用した場合は流速 6.63m/sec において RC 突起が破壊され流失する結果となった。
- ・ 支承はパット型ゴム支承であり水平方向および鉛直上向き方向の力に対して、抵抗することはできないため、直角方向の変位制限装置のみが津波に抵抗できる部材となる。
- ・ 津波の水平力によりコンクリート突起が破壊され、水平方向に移動しながら流失したものと推測される。
- ・ 歌津大橋の被災動画から、実際に作用した津波は段波状の津波でなく緩やかに水位が上昇する津波であり、定常流に近い津波により流失したものと考えられることから、実際に歌津大橋の Span6 に作用した流速は 6.63m/sec を超えていたと推測される。
- ・ 支間 13.8m で桁高が 0.88m と低く津波による水平作用力は小さいが、支承はパット型ゴム支承で水平力に対して抵抗しないこと、設置されていた直角方向変位制限装置（RC 突起）の耐荷力が小さかったことから、水平的な津波の作用力により RC 突起が破壊されることにより流失したと考えられる。

Span9 は支承部の強度に着目し、津波による作用力と BP 支承の破壊強度を比較することにより、流失原因の推定を行った。

2) ポストテンション方式単純 T 桁橋 (P8~P9 橋脚区間 Span9)

- ・ 衝撃的な津波が作用した場合は流速 3.15m/sec で海側の支承部に作用する鉛直上向き力により支承の浮き上がり防止が破壊され、定常的な津波が作用した場合は流速 6.85m/sec で水平力により支承サイドブロックが破壊され流失する結果となった。
- ・ 支承は BP 支承であり水平方向の力に対してサイドブロック、鉛直上向き方向の力に対してサイドブロックのストッパーが抵抗することとなる。
- ・ 津波の水平力および水平力で発生した回転力により海側の主桁に鉛直上向き方向の力が作用し、BP 支承サイドブロックのストッパーが破壊され、回転しながら流失したものと推測される。
- ・ 定常流により破壊される流速を逆算すると、流速 6.85m/s の定常流で BP 支承は破壊される。
- ・ Span6 と同様に、定常的な津波により流失したものと考えられることから、実際に歌津大橋の Span9 に作用した流速は 6.85m/sec を超えていたと推測される。
- ・ Span6 と同様に水平的な津波の作用力により、山側の支承サイドブロックが破壊され流失が始まったと推測される。ただし、Span9 の RC 突起は強度が高く、山側の支承サイドブロックが破壊されても水平的な作用力では流失しない。山側の支承サイドブロックが水平力により破壊されると同時に、そのサイドブロックに取り付けられていた浮き上がり防止装置が外れることにより、海側の浮き上がり防止装置に上揚力が集中し捲れ上がるように変形し回転しながら流失したものと推定される。これは、Span9 の桁高が高く、桁間隔が小さいため、津波により作用する水平力により大きな回転力が発生したためである。

気仙大橋および歌津大橋で、流失の原因や形態に違いは見られるものの、主要因は水平力であることが確認された。従って、耐津波対策を行う上で水平力の低減が重要となることが分かった。

第4章の「津波力の低減対策の研究」では、流失の主要因である水平力の低減を図るため、フェアリングに着目した実験を実施した。また、フェアリングにより鉛直上向き力の増加が確認されたことから、上向き力の抑制を図るためフェアリングにスリットを設けた構造の実験を実施した。

(1)フェアリング対策

- ・ フェアリングは衝撃時の水平力を低減できることがわかり、耐津波設計を検討するうえで水平力低減対策としてフェアリングが有効であることが確認できた。
- ・ フェアリング先端の形状について明確な傾向は得られなかったが、概ねフェアリング先端が構造高の中央付近から下端において有効である結果が得られた。
- ・ L形フェアリングよりも箱形フェアリングの方が、水平力低減効果が大きいことが分かった。しかしながら、箱形フェアリングは密閉された空間内に空気が残存するため浮力が作用し、衝撃時の鉛直上向き方向力を増大させる結果となり、鉛直上向き方向力は橋梁の安定性を低下させることから、浮力低減対策も同時に必要であることが分かった。

(2)スリットフェアリング対策

- ・ フェアリングにスリットを設けると、箱形フェアリングにおいて衝撃時の鉛直上向き方向の力は小さくなる傾向を示した。しかし、スリットを設けることにより水平力の低減効果は減少した。
- ・ 箱形フェアリングにスリットを設けた場合、L形フェアリングと同程度の水平力となる。スリットを設けると箱形フェアリングの特徴である流線形でなくなり、L形フェアリングと同程度しか水平力を低減できなくなると考えられる。
- ・ 箱形フェアリングにスリットを設けることは、衝撃時の鉛直上向き力を低減できるが、同時に衝撃時の水平力の低減効果はL形フェアリングと同程度になってしまうことから、水平力を低減する必要がある場合には箱形フェアリングを採用し、鉛直上向き力の増加も抑えたい場合にはL形フェアリングまたはL形スリットフェアリングを採用するのが適切であると思われる。

本研究において、ゲート式の造波装置を用いて段波状の波により実験を行っているが、実際は波先の勾配が緩やかな津波や水位が上昇するような津波が観測されている。地上や河川、海岸部の津波は地形の影響を受けやすく流れが複雑となると考えられる。また、うねりや水面付近が波立ち上部構造に大きく影響を及ぼすものと考えられることから、様々な波に対しての今後検証する必要がある。

フェアリングに着目した耐津波対策を研究したが、上部構造の形状による津波力の軽減することもできると考えられる。たとえば、投影面積を小さくするために桁高を低くすることは水平力を低減することに有効であると考えられる、また、上部構造に衝突した波は鉛直上向き方向に破裂するため、張出し床板下面に大きな力が作用し回転力を発生させることから、張出し床版の長さを短くすることは、回転力を低減することに有効であると考えられる。

橋梁の上部構造における耐津波研究は未だ発展途上であり、今後、さらなる実験や解析等の研究が必要と思われる。

謝辞

本論文は、八戸工業大学 長谷川明教授のご指導の下に、2013年4月から八戸工業大学大学院博士課程における3年間の研究成果をまとめたものです。

本論文をまとめるにあたり、終始親切なご指導を賜りました八戸工業大学 長谷川教授には、深く感謝申し上げます。長谷川明教授には、博士課程に入学する1年前の東日本大震災が発生した2011年12月から、「被災した東北地方で橋梁上部構造に作用する津波の研究を行うことが重要である」と、4年間もの長い間厚い熱意で公私共々ご支援いただきまして、大変ありがとうございました。

八戸工業大学 佐々木幹夫教授、竹内貴弘教授には論文を査読いただき、論文とりまとめにおける貴重なご教示を頂きましたこと、心より感謝致します。八戸工業大学 塩井幸武教授には、学会発表の場において様々なアドバイスを頂きまして、心より感謝申し上げます。

九州工業大学 幸左賢二教授、大日本コンサルタント株式会社 佐々木達生氏、株式会社長大 佐藤崇氏には、貴重な現地調査結果や研究資料の御提供や実験施設の見学をさせて頂き、貴重な参考資料とさせていたこと、心より感謝致します。

国土交通省東北地方整備局道路部 佐々木一夫道路保全企画官(2013年当時)には、東北地方整備局で実施した橋梁の緊急点検結果、ならびに流失橋梁の調査資料を御提供頂きましたこと心より感謝致します。

本研究の機会を与えていただきました、株岸会社長大 中村秀人副本部長、加藤雅彦事業部長、富田克彦副事業部長、小泉勝則札幌支社長、八戸工業大学の社会人博士の先輩としてアドバイス頂きました工藤浩課長には、厚く御礼申し上げます。

八戸工業大学の学生には、本研究における模型作成や実験の実施、データ整理を手伝って頂きました。院生の中村悠人君、学部生の清藤雄士君、西野光司君、雪田康平君、坂本雄太君、山内由也君、赤石恵利奈さん、小幡千将君、小谷晃司君、渡辺勇次君に、深く感謝致します。

最後に、いつも暖かい声援を送って気遣ってくれた妻の裕香と、娘の幸菜、紗英に感謝致します。

2016年2月 虻川高宏