

③-2 津波の影響を受ける橋の挙動と抵抗特性に関する研究

研究予算：運営費交付金（一般勘定）

研究期間：平 24～平 27

担当チーム：橋梁構造研究グループ

研究担当者：星隈順一、中尾尚史

【要旨】

本研究は、津波の作用を受けた橋梁上部構造の流出メカニズムを解明し、津波に対する橋の抵抗特性の評価手法の提案および津波による上部構造への作用力低減対策の開発を目標とするものである。初年度となる平成 24 年度は、橋梁上部構造の流出メカニズムを解明、および橋の抵抗特性を評価するために、実験及び解析により検討した。その結果、段波状の津波が作用した時、支承反力が最大になる時刻は主に津波作用側の主桁および床版張出部底面に作用する圧力が影響することが分かった。また桁高さや床版張出し長、桁間隔などの影響について検討した結果、床版張出し長が大きく、かつ主桁数が小さい橋梁ほど大きな支承反力が作用することがわかった。一方、徐々に水面が上昇するタイプの津波では、桁間に空気が溜まる空間があると、浮力により支承反力が大きくなることが分かった。さらに支承抵抗特性に関する載荷実験から、1 支承線上に複数の支承を有する構造系の津波作用時の抵抗特性を明らかにした。

キーワード：津波、上部構造、支承、支点反力、圧力

1. はじめに

2011 年 3 月 11 日に発生した東北地方太平洋沖地震では、津波による橋梁の被害が多数発生した¹⁾。被害の中には、支承部が破壊して上部構造が流出し、さらにその橋の架橋条件によっては応急的な措置による迂回路の仮設も難しく、緊急輸送路としての機能が速やかに回復させることが難しかった事例もあった。今後発生が予想されている、東海、東南海、南海地震においても、大規模な津波が襲来する可能性が指摘されており、このような津波によって橋梁が受ける影響とその対策について、研究が急がれている。

今回の地震のみならず、我が国では、東海・東南海・南海地震を始めとする大規模な海洋性地震並びに地震に伴う津波の発生の切迫性が指摘されており、このような大規模災害発生時においても、避難路・緊急輸送道路として道路ネットワークの機能を早期に確保することが喫緊の課題となっている。平成 24 年の道路橋示方書では、津波に対しては、地域の防災計画をも考慮した上で橋の構造を計画することが規定されており、道路橋の設計においては、地域の防災計画等に基づいて設定される当該路線に求められる性能に応じて、適切な構造計画を検討することが重要と示されている。また、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挙げられている。津波により橋梁に生じる影響は、津波と橋梁との間の相互作用によって生じるものであるが、橋梁側での構造的な工夫により津波の影響を受けにくくする対策を講じていくためには、津波に対して橋梁がどのようなメカニズムに基づいて挙動しようとするのかをまず解明していくことが必要である。

このような背景から、本研究では、津波の影響を受ける橋の挙動に着目し、東日本大震災の被災経験を基に、津波による上部構造の流出メカニズムの解明をするとともに、津波に対する橋の抵抗特性の評価手法および主として既設橋を対象とした津波作用の軽減対策の開発を行う。具体的には、①津波に対する橋の挙動メカニズムの解明、②津波に対する橋の抵抗力の評価手法の提案、③津波による上部構造への作用力の軽減対策の開発、を目標に研究を行う。

研究初年度である平成 24 年度は、東日本大震災における橋梁の被災状況と構造形式の関連性の整理、および津波の影響を受ける橋の挙動メカニズムを解明するために、津波により被災した橋梁の調査等から分析を行った。また、実橋梁構造の特徴を模した縮小模型に対する水路実験を行い、津波による支承部への作用力に及ぼす上部構造の構造形式の影響について、実験及び解析により

表-1 上部構造の高さを超える津波を受けた橋において上部構造が流出した橋の例と流出しなかった橋の例の構造比較

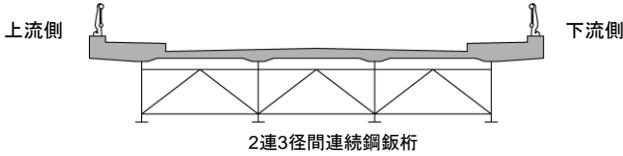
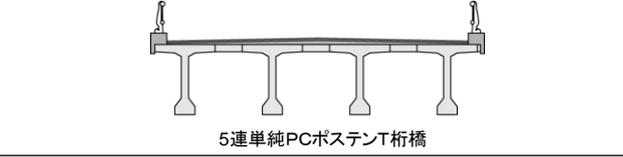
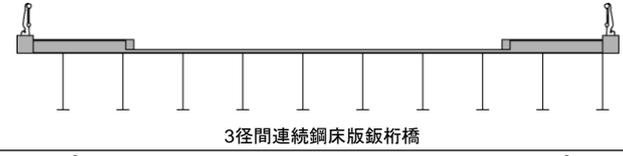
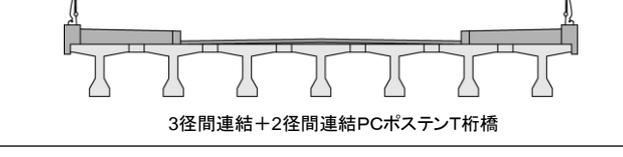
| | | |
|----------------------|---|--|
| 上部構造が裏返しになって流出した橋の例 |  <p>上流側 下流側</p> <p>2連3径間連続鋼板桁</p> |  |
| |  <p>5連単純PCポステンT桁橋</p> |  |
| 上部構造が裏返しにならずに流出した橋の例 |  <p>5連単純PCプレテンT桁橋</p> |  |
| 上部構造の流出が生じなかった橋の例 |  <p>3径間連続鋼床版板桁橋</p> |  |
| |  <p>3径間連続+2径間連結PCポステンT桁橋</p> |  |



写真-1 津波により橋桁が流出した橋梁



写真-3 橋桁が裏返しになって流出した橋梁



写真-2 橋桁が流出しなかった橋梁



写真-4 橋桁が裏返しにならずに流出した橋梁

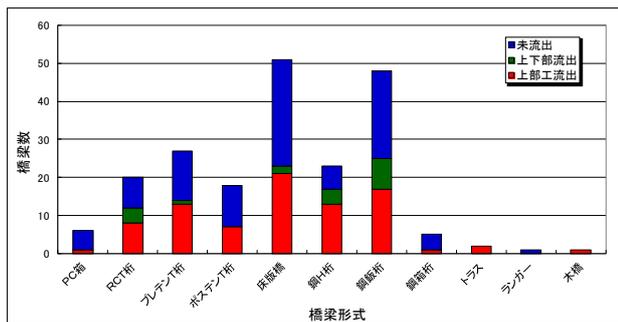


図-1 橋梁形式の違いによる橋桁流出の割合

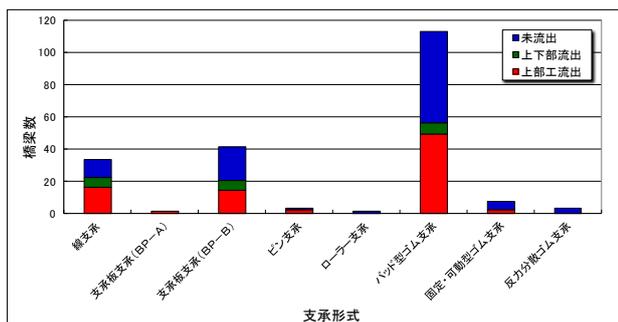


図-2 支承形式の違いによる橋桁流出の割合

検討した。さらに、津波に対する橋の抵抗耐力の評価手法を提案するために、支承の載荷試験を行い、津波作用時の支承の特性について検討した。

2. 津波の影響による道路橋の被害分析

2011年東北地方太平洋沖地震では、東北地方から関東地方にかけての太平洋沿岸部の広い範囲において大きな津波の影響を受けたが、その沿岸地域に架かっていた道路橋も津波により上部構造が流出するなどの被害が生じた¹⁾。

津波の影響を受けた道路橋の被災モードとしては、支承の破壊に伴う上部構造の流出、下部構造の折損とその一部流出、橋台背面土の流出、橋脚周辺や基礎の洗掘などがあげられる。

今回の地震において、津波の高さが上部構造の高さを超えたと考えられる橋の被災に着目すると、写真-1のように上部構造が流出した橋がある一方で、写真-2のように流出しなかった橋もある。さらに上部構造が流出した橋の中には、写真-3のように上部構造が裏返しになったものと、写真-4のように裏返しにはならなかったものがある。すなわち、橋が津波によって受ける影響は、外的な津波の条件(高さや流速など)以外に、桁高さ、外側の桁からの床版の張出し長、空気溜りとなる可能性のある部位の大きさなどの上部構造の構造条件や静水面から

上部構造までの高さによっても有意に変わってくるものと考えられる。また、津波の影響に対する橋の抵抗特性についても、支承部周辺の構造条件だけでなく、上部構造の幅と主桁間隔、支間長なども関係してくることも考えられる。表-1は、津波により上部構造が流出した橋と流出しなかった橋における上部構造断面とその支承部構造を比較して示したものである。ここでは、流出した橋と流出しなかった橋の上部構造断面の形状と支承部構造の組み合わせ状況を例示した。

図-1は、橋梁形式による上部構造流出、上下部構造流出、未流出橋梁の割合である。図より、鋼橋、コンクリート橋いずれの場合も床版下面が、鉸桁(I桁)、H桁、T桁のように桁間が閉塞されていない断面形状の場合、箱桁や床版橋のように桁間が閉塞されている断面形状より流出した割合が高い傾向にあることが分かった。さらに、支承形式による上部構造流出、上下部構造流出、未流出橋梁の橋梁数を図-2に示した。図より、線支承より反力規模の大きい支承板支承(BP-B)の方が、桁が流出しなかった割合が高く、また、ゴム支承においては、パッド型ゴム支承より固定可動型ゴム支承、反力分散支承の方が、橋桁が流出しなかった割合が高い傾向にある。

3. 津波に対する橋の挙動メカニズムの検討

3.1 検討の概要

津波による橋の挙動メカニズムを把握するためには、どのような津波が作用するのか、津波の特性を知る必要がある。発生する津波は様々な特性があるが、幸左らが実施した2011年東北地方太平洋沖地震で発生した津波の映像分析によると²⁾、主に段波状の津波が発生して橋桁の一部(主に津波作用側)に作用するケースと、津波の到達に伴って徐々に水位が上昇して、橋桁全体が浸水していくケースがあると考えられる。これら2つのパターンでは橋に生じる挙動は大きく異なってくることが考えられる。そのため、これらの津波のケースそれぞれについて検討を行う必要がある。

そこで本章では、これら2つのパターン(段波状の津波および水面が徐々に上昇する津波)の津波が橋桁に作用するときの橋の挙動について実験により検証した。

3.2 段波状の津波が作用した場合の検討

3.2.1 実験装置及び模型設置方法、実験方法

実験は図-3および写真-5に示すような長さ30m、幅1mの水路を用いて行った。本研究では、桁下の半分まで水位が上昇してから(初期水深を10cmに設定)、橋桁

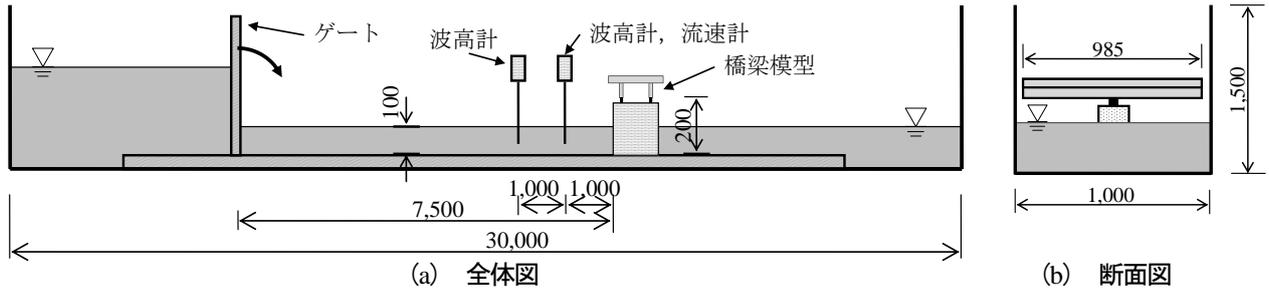


図-3 実験装置

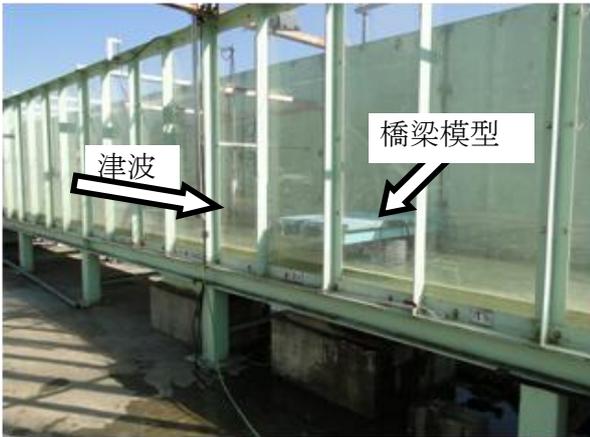


写真-5 実験装置

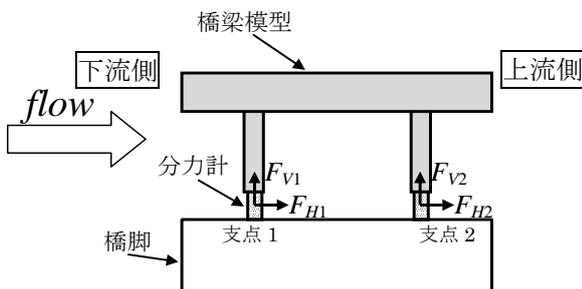


図-4 支点反力の計測位置

上部と同じ高さの段波状の津波が橋桁に作用した場合を想定した。段波状の津波を造波させるため、貯水槽に一定量の水をため、水槽と水路の間に設けたゲートを急速に倒すことで、段波状の津波を発生させる仕組みになっている。橋桁模型はゲートから 7.5m 離れた位置に設置した。また橋桁模型から 1m および 2m ゲート側の位置に波高計、橋桁模型から 1m ゲート側の位置に流速計を設置して、津波高および流速を計測した。

橋桁模型は橋脚と連結材で連結し、その連結材に自作の小型分力計を設置することで支点反力(水平 F_H および鉛直 F_V)を計測した(図-4)。この小型分力計は実験前に検定を行い、適切な精度が得られていることを確認している。また、橋桁や床版の部位に作用する圧力は直径 5mm の圧力計により計測した。なお、本論文では水槽側

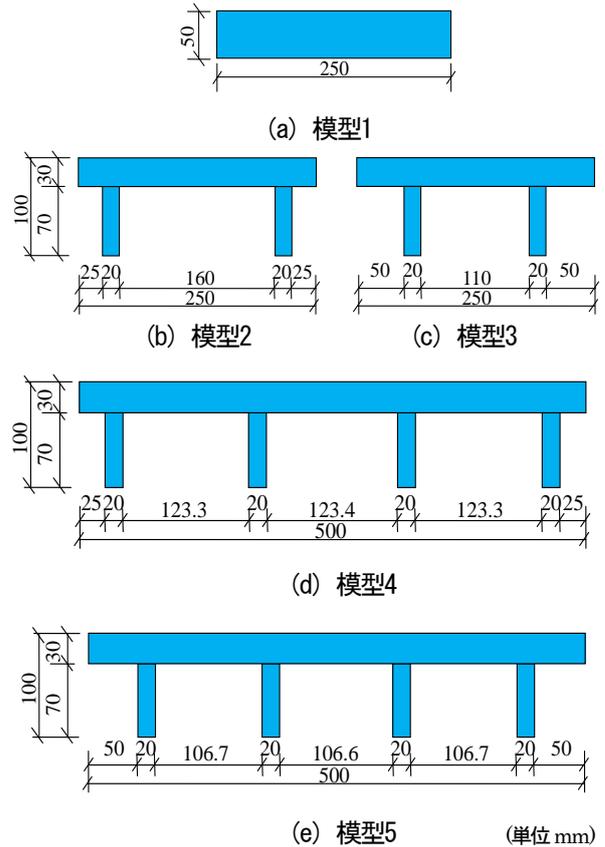


図-5 橋梁模型

(津波が作用する側)の支点から順番に支点 1, 支点 2 というように呼称する。

本実験では床版張出部の影響および主桁数の影響について検討するため、図-5 に示す模型の幅 B と模型の高さ D の比が 5.0 ($B/D=5.0$) の長方形断面、2 主桁断面模型、4 主桁断面模型(縮尺 1/20)を製作した。また図-6 に示す位置の圧力を計測して、支点反力との関係について検討した。

なお、本実験で用いた橋桁模型の質量は、実橋梁で想定している質量と相似にできていない。しかし、本実験では、津波からの作用に対して、支承に生じる水平力と鉛直力を把握することを目的としており、また橋桁模型の重さによる支承の変形は生じないようにしているため、

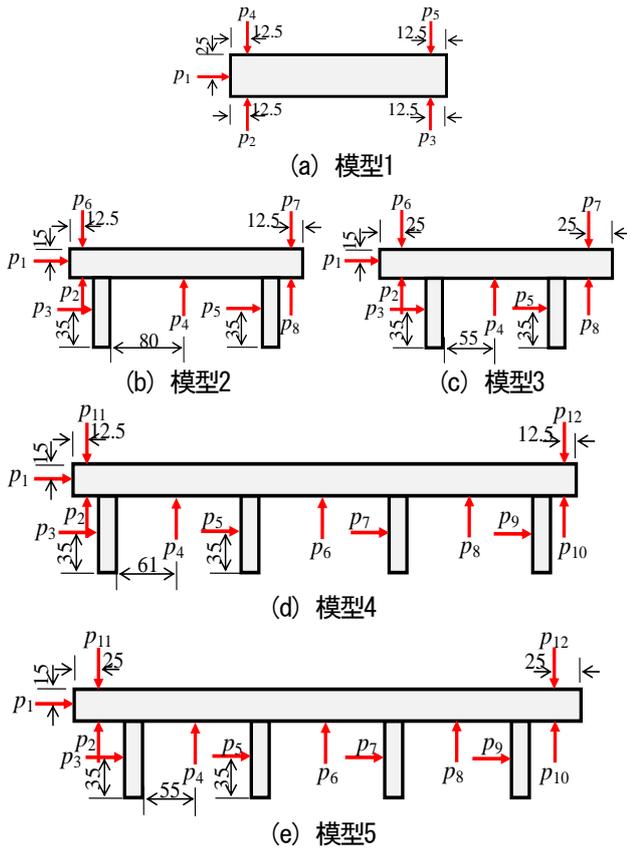


図-6 圧力計測位置

本実験では、橋桁模型の質量が相似則に則した値でないことの影響は小さいと考えた。

実験のサンプリング間隔は 0.002 秒で行い、実験により得られたデータは模型の固有振動数以上の成分をカットするため、10Hz 以上の成分をカットするローパスフィルタをかけた。同時にハイスピードカメラを用いて、橋桁周辺の流況を撮影した。本実験では目標とする津波高を 0.15m, 0.2m (模型 1 は 0.15m のみ) に設定して実験を行った。

3.2.2 実験結果

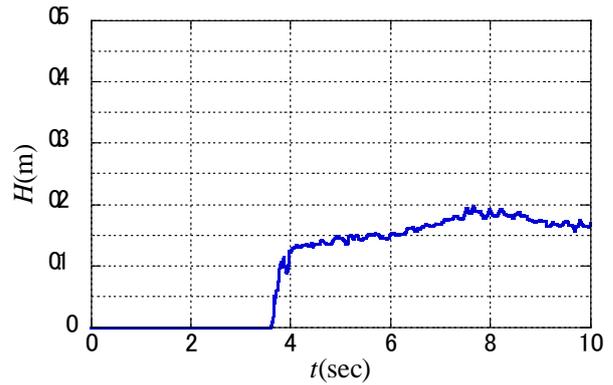
(1) 水位

図-7 は実験で得られた橋桁より 1m 手前の水位の計測波形である。横軸は時間、縦軸は水位である。同時に津波が橋桁に作用する直前の流況を示した。

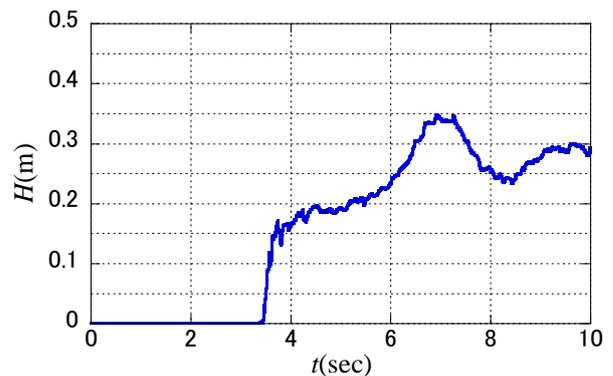
図-7 より、津波が計測点に到達すると、急激に水位が上昇し、6 秒を超えると、さらに水位が上昇する。これは、津波が橋桁に作用したことで、流れがせき止められ、後続の波と重なるために水位が上昇したと考えられる。また流況の映像から、波の前面が砕けるような段波状の津波が発生している。

(2) 圧力

図-8 は津波により橋桁断面に作用する圧力の計測結



(a) 津波高15cm (上：計測波形，下：流況写真)



(b) 津波高20cm (上：計測波形，下：流況写真)

図-7 水位の計測波形と橋梁周辺の流況

果である。横軸は時間、縦軸は圧力である。なお、模型 1 の実験時に p_5 の圧力計に不具合が生じ計測できなかったため、ここでは示していない。

長方形断面 (模型 1) の場合、図-8 (a) に示すように、下面に作用する圧力 (p_2, p_3) よりも上面に作用する圧力 (p_4) の方が大きいことがわかる。

一方、2 主桁断面 (模型 2, 模型 3) の場合、図-8 (b) (c) に示すように津波作用直後、津波が作用する側の耳桁および床版張出部に作用する圧力 (p_2, p_3) が大きくなる。ま

③-2 津波の影響を受ける橋の挙動と抵抗特性に関する研究

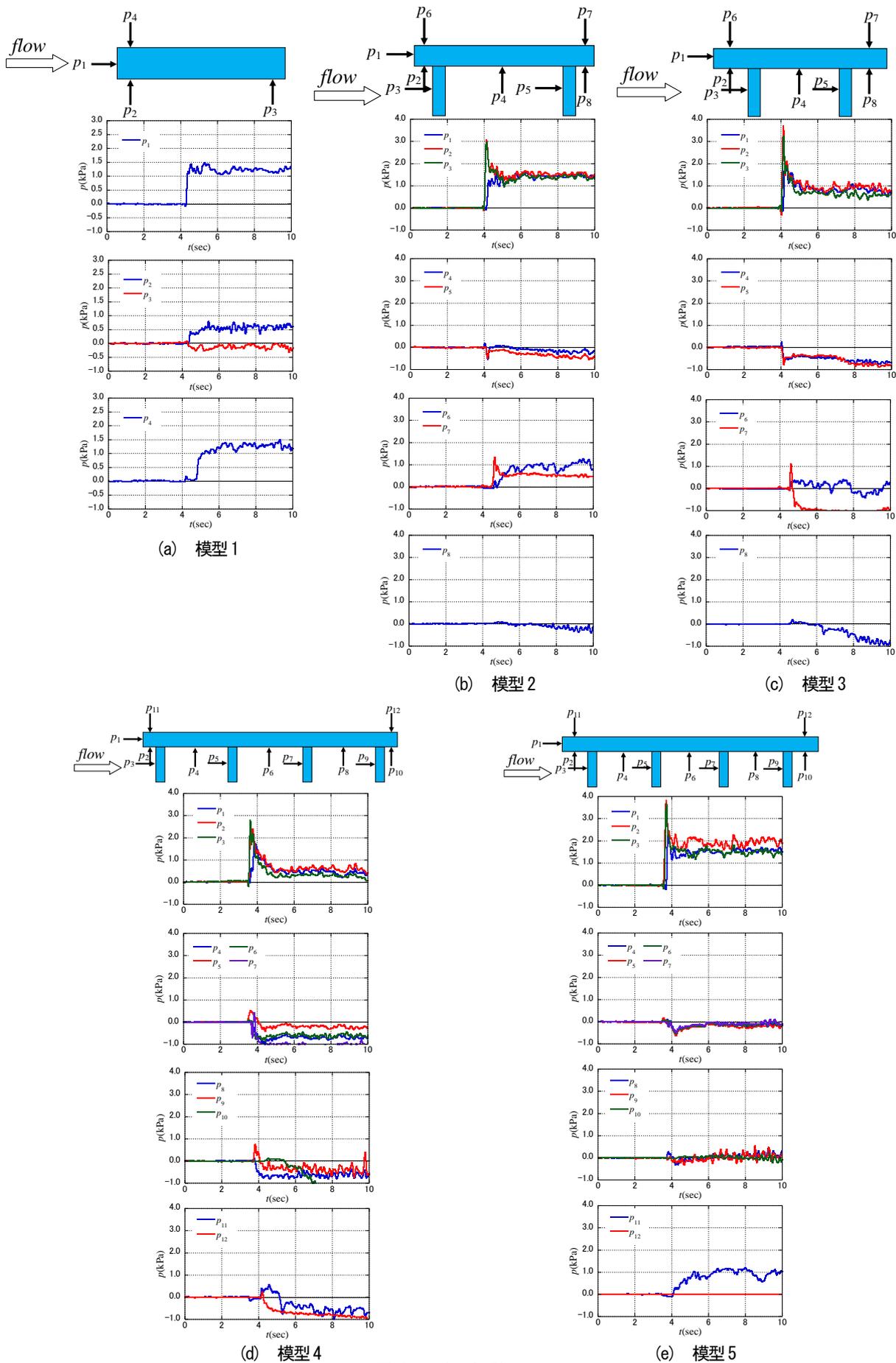


図-8 圧力の計測波形

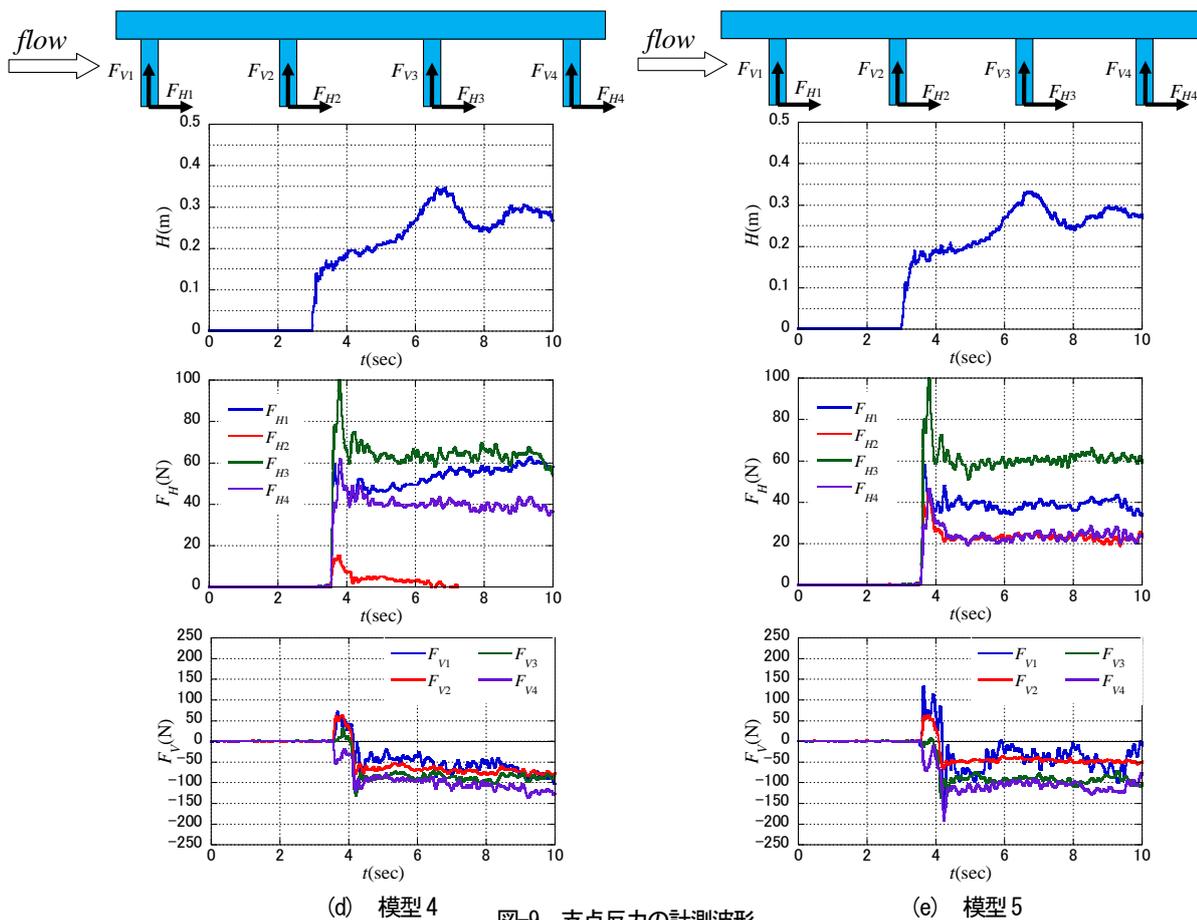
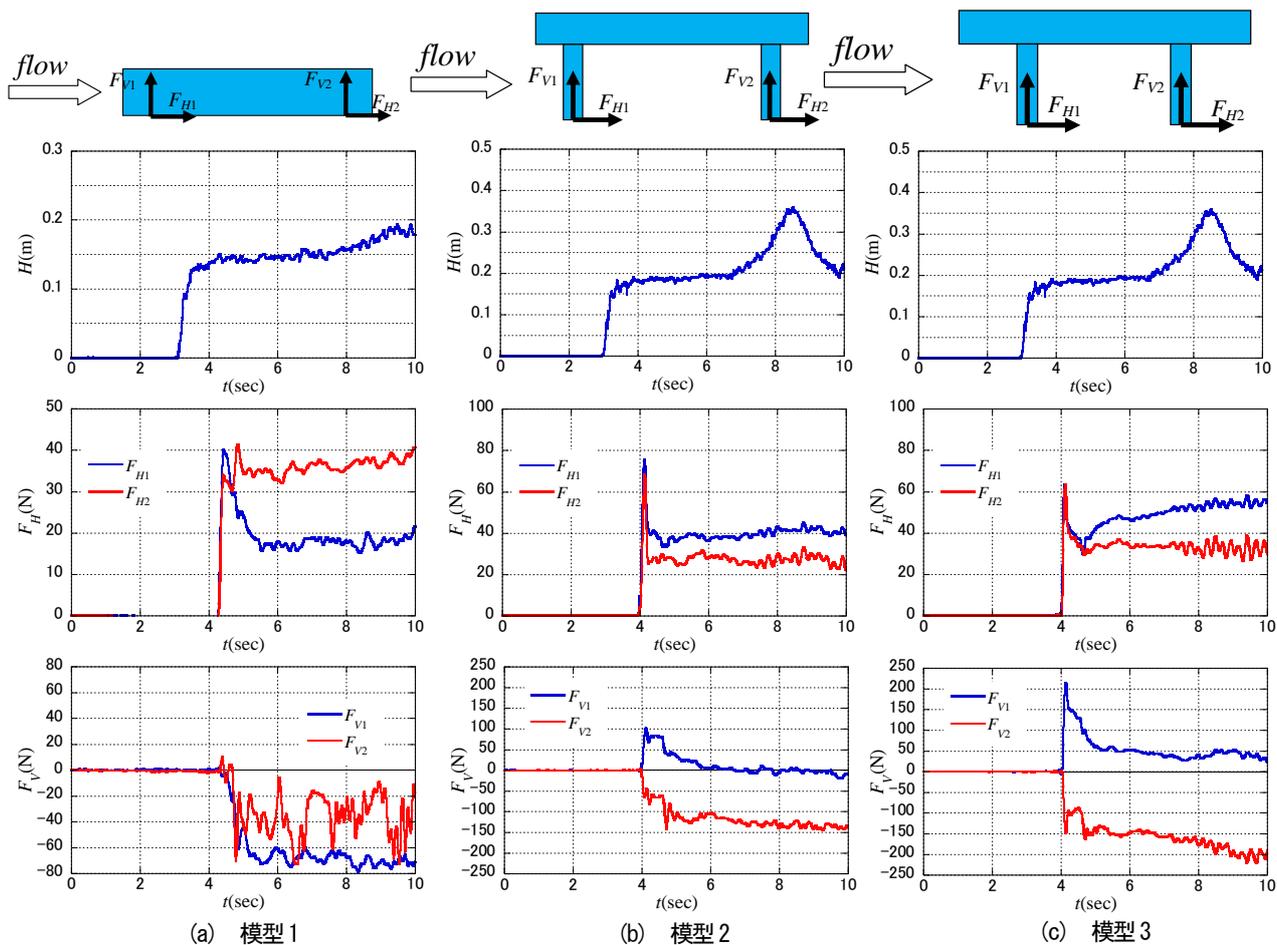


図-9 支点反力の計測波形

た、ピーク時における耳桁および床版張出部以外に作用する圧力(p_1, p_4 から p_8)は、津波作用側の耳桁および床版張出部に作用する圧力(p_2, p_3)に比べて十分に小さい。さらに、津波作用側の耳桁に作用する圧力と床版張出部に作用する圧力は若干の誤差はあるが、ほぼ同じ波形を描いている。4主桁断面(模型4, 模型5)の場合も2主桁断面と同様のことがいえる。

(3) 支点反力

図-9は津波により橋桁支点部に作用する力を示したものである。横軸は時間、縦軸は水平および鉛直方向の支点反力である。なお、鉛直方向の支点反力は上向きの力が正である。本論文では模型値で示している。ここでは一例として長方形断面は津波高が0.15m、2主桁断面、4主桁断面は津波高が0.2mの結果を示した。

a) 水平方向の支点反力

長方形断面(模型1)の場合、図-9(a)に示すように、水平方向の支点反力は津波作用直後に急激に増加してピーク値を取る。ピーク値を過ぎると、支点1では徐々に支点反力は低下している。

2主桁断面(模型2, 模型3)の場合、図-9(b)(c)に示すように、ピーク時の水平反力は60Nから80N程度であり、支点1, 支点2はほぼ同じ大きさになっている。ピーク値を過ぎると、水平反力は低下し、ほぼ一定の値になっている。

4主桁断面(模型4, 模型5)の場合、図-9(d)(e)に示すように、ピーク時の水平反力は支点3が最も大きく100N程度、次に支点1が大きく80N程度になる。ピーク値を過ぎると、2主桁断面と同様に水平反力は低下し、一定の値になっている。

b) 鉛直方向の支点反力

長方形断面のような張出し部がない構造の場合、支点1, 支点2共に下向きの支点反力が作用している。両支点とも下向きの支点反力が作用することから、津波が作用すると橋桁全体に下向きの力が作用していると考えられる。床版張出部がなく、その部分に津波が作用しなかった。そのために、図-8(a)に示したように模型下面に作用する圧力が、模型上面に作用する圧力を下回ったことで、上向きの力が発生しなかったことも要因の1つと考えられる。

図-8(b)-(e)で示したように、2主桁断面や4主桁断面のように耳桁から張出し床版がある構造の場合、その床版張出部の底面に津波の作用に伴う圧力が生じることで、津波作用側の耳桁に上向きの力が発生している。この力により、津波が作用する側の支点(支点1)が上向きの支

点反力、その逆側の支点(2主桁断面では支点2, 4主桁断面では支点3および支点4)は下向きの支点反力が作用している。そのため、津波が作用すると、津波が作用する側の支点が持ち上がるような方向の回転力が作用していると考えられる。

支点反力のピーク時は、図-8(b)-(e)で示した圧力のピーク時と一致している。このことから、津波作用直後における支点反力のピーク値は、津波作用側の耳桁および床版張出部に作用する圧力の影響が大きいことが分かる。

また張出し床版の張出し長が長い模型3や模型5の方がピーク時における鉛直方向の支点反力の絶対値が大きくなり、模型2に比べて約2倍大きくなっている。津波作用側の床版張出部に作用する圧力(p_2)が2主桁断面、4主桁断面ともにほぼ同じ大きさであることから、床版張出し長が長い模型3や模型5の津波作用側の鉛直反力(F_{V1})が床版張出し長の短い模型2や模型4の約2倍の大きさになったのは、この床版張出部に作用する圧力の影響であると考えられる(図-8(b)-(e))。

3.3 水面が徐々に上昇する津波が作用した場合の検討

3.3.1 実験装置及び模型設置方法

本検討では、図-10に示すような実験装置を用いた。すなわち、波長の長い津波が発生して水位が徐々に上昇し、橋桁に作用する現象を再現するために、幅1mの実験装置に止水板を用いて止水域を設け、そこにポンプから水を供給することにより、水位を一定速度で上昇させた。ここで、水面の上昇速度は、湛水域を変化させることで調整できるようにした。また、整流域を設けることで、給水時に生じる波の発生を抑えた。

橋桁模型は橋脚に設置し、橋桁模型と橋脚の間に分力計を取り付け、水平方向と鉛直方向の支点反力を計測した。ここでは左側の支点を支点1, 右側の支点を支点2とする。また、橋桁模型の左右に波高計を設置し、波の勾配があるかを調べた。同時にカメラにより橋桁周辺の流況を撮影した。

実験で使用する橋桁模型は、図-11に示す2主桁断面模型を使用した。桁間の空気溜りの有無による浮力の影響を検討するために、模型端板により桁間の空気溜りが生じるようにしたケースと、模型端板の上部に空気孔をあけ、空気溜りが生じないようにしたケースの実験を行った。さらに空気溜りが半分となるように、模型端板の半分の高さの位置に空気孔を設けたケースも比較のため設定した。

なお、端板に空気孔をあけたのは、実橋における具体

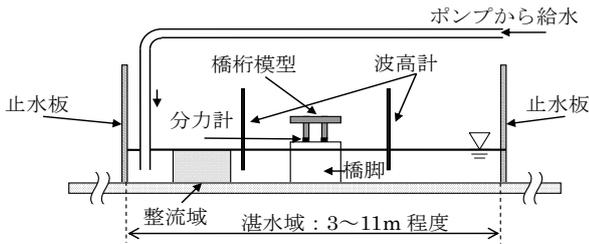
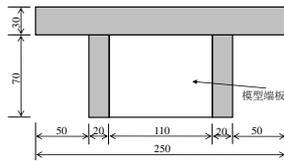
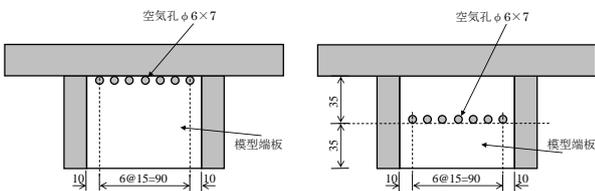


図-10 実験装置



(a) 空気孔なし



(b) 端板上部に空気孔 (c) 端板中間位置に空気孔

図-11 橋桁模型

的な対策方法として示したのではなく、あくまでも浮力の影響に関するメカニズムを調べるために工作したものである点に注意されたい。

津波の上昇速度は、2011年東北地方太平洋沖地震による津波が河川を遡上するときに記録された水位の観測結果に基づいて設定した³⁾。すなわち成瀬川(野蒜)に津波が到達した第1波の水位上昇速度は0.8m/minであったことから、本実験では津波水位の上昇速度は1.0m/min(相似側に基づき実験での速度に換算すると0.22m/min)に設定した。さらに津波の上昇速度の違いによる影響を検討するため、上記の津波の上昇速度に加えて、津波の上昇速度0.1m/min(相似側に基づき実験での速度に換算すると0.022m/min)に対する実験も行った。

3.3.2 実験結果

図-12は津波による水位上昇で橋桁が浸水していく状況下での支承部に作用する鉛直方向の支点反力を示したものである。ここで横軸は時間であり、水面が模型下部に接した時間を $t=0$ としてプロットしている。また支承部の作用力は鉛直方向の支点反力を合計して図中に示した。さらに、図中には橋桁の浸水に伴って生じる浮力の数値計算を行った結果も示した。

端板上部に空気孔がある場合、桁部が浸水すると、その後は徐々に鉛直反力が増加する。そして床版部まで浸

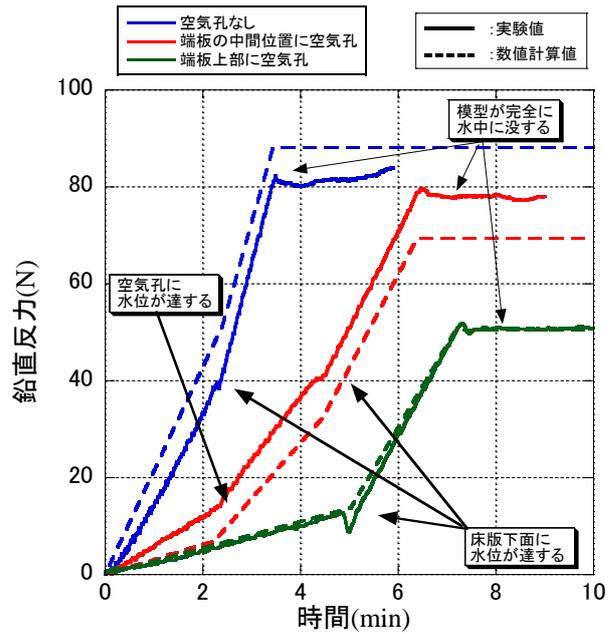


図-12 鉛直反力の計測波形

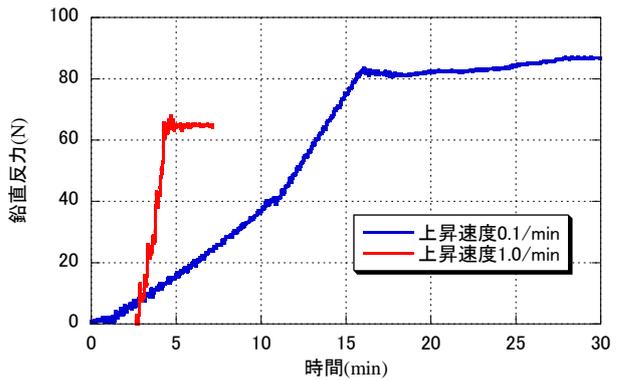


図-13 上昇速度の違いによる鉛直反力の影響

水する($t=5$ minのころ)と、鉛直反力が急激に増加している。そして模型が完全に水中に没した($t=7$ minのころ)後は、鉛直反力は一定値になる。本実験では空気孔がある場合の鉛直反力は最大で約50Nになったが、これは浮力により支承部に生じる鉛直反力の数値計算結果とほぼ一致している。

空気孔がない場合も同様に、床版の高さまで浸水し始めると($t=2$ minのころ)、鉛直反力の増加率が大きくなる。そして模型が完全に水中に没したとき($t=3.5$ minのころ)の鉛直反力は約80N~90Nとなり、空気溜りが無い場合に比べ約1.7倍となった。また、数値計算の結果と比較すると、実験結果の方が約9%小さい結果となった。

端板の中間位置に空気孔を設けた場合、数値計算では端板上部に空気孔がある場合とない場合のほぼ中間の大きさの浮力になるが、実験では空気孔がない場合と同等

の鉛直反力が生じる結果となった。

以上の結果から、桁間に空気溜りが生じるような構造では浮力が大きく作用することが分かる。津波による橋桁に作用する鉛直反力を小さくするには、この空気溜りを出来るだけ発生させないような工夫が必要であると考えられる。

図-13 は津波による水位の上昇速度を 0.1m/min(実験での上昇速度0.022m/min)と1.0m/min(実験での上昇速度0.22m/min)にしたときの鉛直反力の計測結果である。ここでは空気孔がないケースを示している。

上昇速度が1.0m/minと上昇速度0.1m/minに比べると、上昇速度が1.0m/minの鉛直反力が若干小さくなっているが、波の影響により桁間の空気が若干減少したと考えられ、上昇速度の変化による支承部に作用する鉛直反力はほとんど影響がないと考えられる。

4. 数値解析による段波津波実験の再現

4.1 数値解析の概要

4.1.1 解析モデル

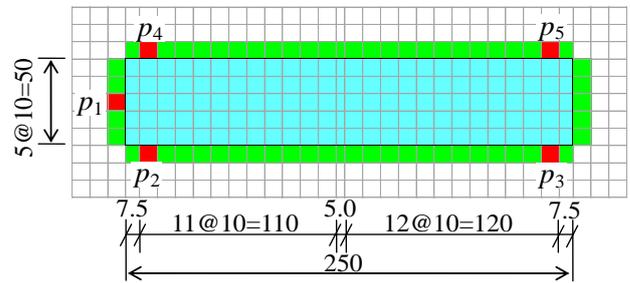
前章までに示した橋桁模型に対する水路実験の解析による再現性を検証するため、本研究では、解析ソフト(CADMAS- SURF/3D)⁴⁾を用いて検討を行った。本解析ソフトは自由表面の運動をPC上で精度よく追跡できるVOF法に着目し、Navier-Stokes方程式および質量保存則からなる基礎方程式をコントロールボリューム法で離散化する。そして方程式の移流項以外の空間方向の差分は、2次精度の中心差分。移流項は風上差分を行うことで方程式を解く数値計算ソフトである。この解析ソフトは、粒子法などに比べ解析速度が速いという利点があり、メッシュ間隔を調節することで、比較的短時間に解析結果を得ることができる。このため、既往の研究でもこのソフトを用いた解析的な研究が行われている⁵⁾⁻⁸⁾。

解析モデルを図-14に示す。奥行きを単位長さとする2次元モデルで解析を実施した。解析領域は、模型前面は

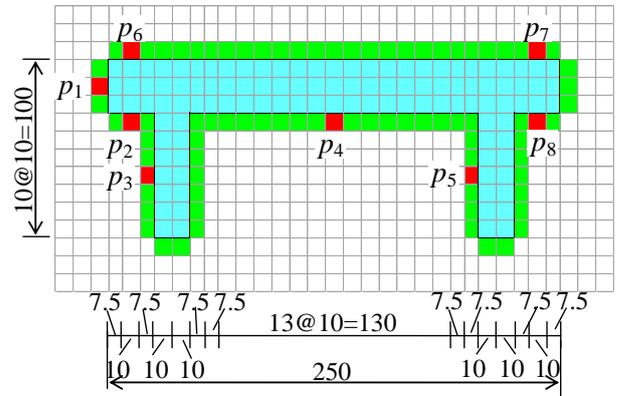
造波した段波状の津波が安定し、造波境界からの反射の影響がない距離を確保するため、また模型背面は流れの影響が生じないように長めに距離を確保するために、模型の前後5000mmの距離をとり、橋桁模型の幅を合わせて長さ10250mm、高さは800mmに設定した。橋桁模型以外の解析領域を10mmメッシュで分割し、橋桁模型は次節に示すように分割した。

初期水深および河床から模型下面までの高さは実験と合すために、初期水深を100mm、河床から模型下面までの高さを200mmに設定した。本研究では15秒間の解析を行った。

■: 橋桁模型 ■: 圧力計算セル ■: 実験での圧力計測位置



(a) 模型1



(b) 模型2

図-15 実験模型の解析モデル

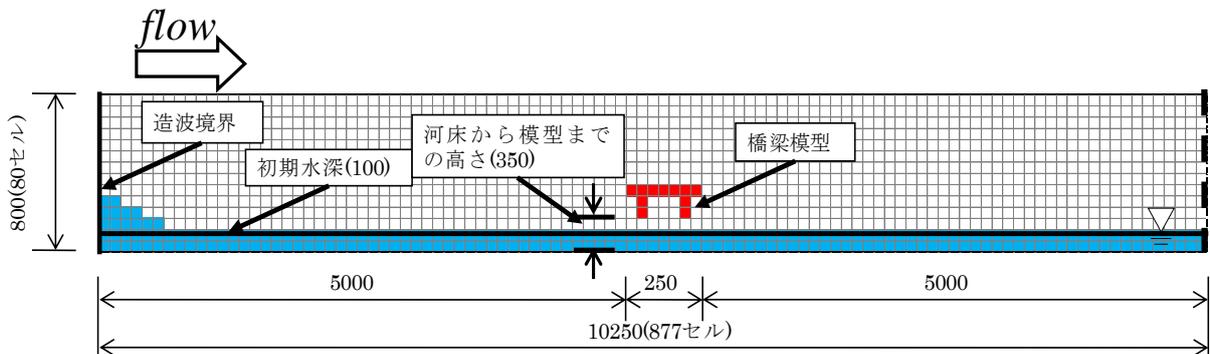


図-14 実験装置の解析モデル

4.1.2 橋桁モデル

解析で用いる橋桁モデルは図-15 に示すように、ここでは模型1および模型2を剛体要素としてモデル化した。解析結果と実験結果で得られる圧力を比較するために、解析で得られるセルと実験による圧力の計測位置を合わせよう橋梁モデルを図のように分割した。図の水色のセルは橋桁模型、緑色のセルは圧力を計算する位置、赤色のセルおよび $p_1 \sim p_8$ は実験で圧力を計算した位置を示している。ここでは実験で計測した圧力と解析により得られた圧力を比較して、解析の精度について評価した。

4.1.3 造波方法

造波位置は造波境界から造波した。造波波形は図-16 に示すような段波型の波形とし、波高および流速が一定になるような造波を行った。波高および流速を制御しつつ一定の造波を行うために、下に示す段波の波速および流速を満たすように初期水位、津波高および流速を設定した⁹⁾。いずれか2つの要素を設定できれば、残りの1つを決めることができるので、本研究の場合、初期水深を0.1m、目標津波高を0.15m および0.2m に設定しているので、目標津波高になるように津波高を設定した上で流速 U を算定した。

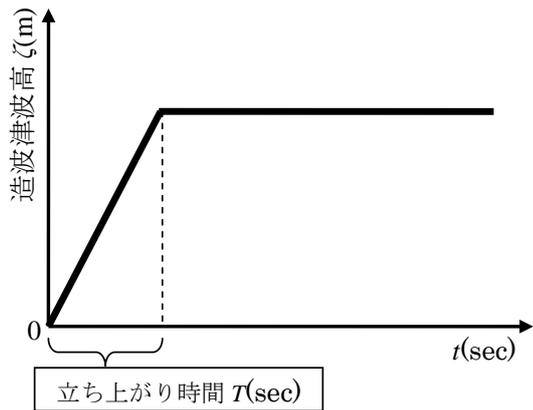


図-16 造波モデル

表-2 造波条件

| 目標津波高 | 造波条件 | | | 流速 U |
|-------|---------------|----------|-------------|---------|
| | 造波津波高 ζ | 初期水位 h | 立ち上がり時間 T | |
| 0.15m | 0.14m | 0.1m | 2.5sec | 0.12m/s |
| 0.20m | 0.17m | 0.1m | 2.0sec | 0.14m/s |

式中の h は初期水位(m), ζ は造波津波高(m), η は抵抗係数であり、ここでは1.03 に設定した⁹⁾, g は重力加速度 (9.8m/s^2) である。

解析では造波津波高および立ち上がり時間について設定して解析を行い、実験値と比較して最適な造波津波高および立ち上がり時間を設定した。造波条件および(1)式により得られた流速は表-2に示した通りである。

なお、実験で得られた津波を再現するには、(1)式および(2)式を満たすように初期水位、津波高および流速を設定した上で、さらに目標とする造波津波高に達する時間(立ち上がり時間)を設定する必要がある、この立ち上がり時間が波の形状に影響を与える。著者らが事前に検討を行った結果、立ち上がり時間を2秒にすると、実験で得られるような津波を再現できたため、本解析では表-2に示すように、立ち上がり時間を2秒に設定して、解析を行った。

4.2 解析結果と実験結果の比較

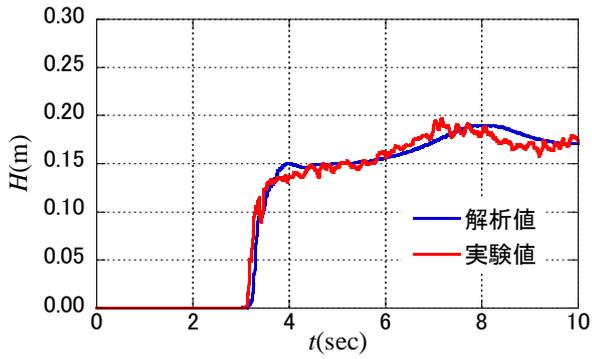
4.2.1 津波高

図-17 は解析で得られた橋桁から1m ゲート側の位置における津波高の結果を実験結果と比較して示したものである。横軸は時間、縦軸は津波高である。比較するために、津波高の立ち上がり時間を揃えて示した。解析における津波高は、実験で津波高を計測した位置の津波高である。なお、解析で得られた波形は0.1秒の移動平均を行い、波形を処理した。津波通過時である6秒以降は実験結果より若干低い。これは、模型作用後の造波量が、若干実験よりも少なかったためと考えられるが、立ち上がり後である3秒付近の津波高の解析結果は実験結果とよく一致しており、また目標津波高とも一致していることが確認されている。したがって、本解析手法により津波高は実験結果をほぼ再現できていると考えられる。

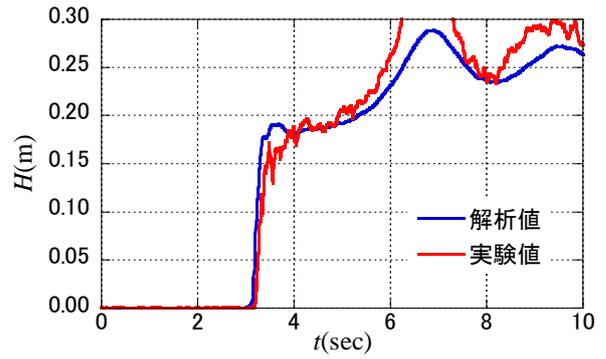
4.2.2 橋梁周辺の流況

図-18 および図-19 は橋桁周辺の流況を示したものである。ここでは橋桁に津波が作用した直後と、津波が橋桁を通過しているときの流況を示した。

長方形断面の場合、津波作用直後は図-15(a)に示すように、模型上面からの水の上昇の様子は実験結果を再現できている。しかし模型下面は、少し見にくいですが実験では模型下面前面から剥離が生じているのに対し、解析ではこの現象を再現できていない。津波通過時も同様に、模型下面前面から発生する剥離を解析では再現できていない。一方、2主桁断面の場合、実験では津波作用直後に津波作用側のフランジから剥離が生じており、桁間の



(a) 目標津波高0.15m



(b) 目標津波高0.2m

図-17 波高の時刻歴



(a) 津波作用直後



(b) 津波通過時

図-18 橋梁周辺の流況（長方形断面）
（左：実験，右：解析）



(a) 津波作用直後



(b) 津波通過時

図-19 橋梁周辺の流況（2主桁断面）
（左：実験，右：解析）

空間に水が流入しているが、解析でもこの現象を再現できており、また津波通過時の流況も再現できていることがわかる。2主桁断面のように主桁間隔が大きい構造の場合には、津波作用側の主桁フランジから発生する剥離流れを再現できると考えられる。しかし、長方形断面のような桁間に空間のない構造では、津波作用側の模型下面で発生する剥離流れを精度よく再現できないと考えられる。

4.2.3 圧力

図-20および図-21はそれぞれ長方形断面および2主桁断面に作用する圧力の応答波形を示したものである。ここで横軸は時間、縦軸は圧力であり、同時に実験結果も図中に示した。また、津波高と同様に、0.1秒の移動平均を行い、波形を処理した。圧力の立ち上がり時刻も、実験値を合わせた。

長方形断面の場合、側面に作用する圧力(p_1)は、津波通過時は若干の誤差が生じるが、津波作用直後に発生す

る圧力のピーク値は実験結果に近い結果となる（図-20(a)）。一方、模型下面や上面は実験結果と大きく異なる結果になる。特に、模型下面後部に作用する圧力(p_3)は、実験と解析では圧力の正負が異なる（図-20(c)）。模型下面上部から剥離した流れにより、模型下面に負圧が発生すると考えられる。前述したように、橋梁周辺の流況から（図-18(a), (b)）、解析では模型下面の剥離が再現できなかったために、模型下面(p_3)の負圧が再現できなかったと考えられる。2主桁断面の場合、津波作用側の床版側面、床版張出部および主桁に作用する圧力(p_1, p_2, p_3)は、実験値とはほぼ一致する（図-21(a), (b), (c)）。また模型上面前部に作用する圧力(p_6)も実験値とはほぼ一致する（図-21(f)）。一方、模型上面後部に作用する圧力(p_7)は津波作用直後のピーク値に大きな誤差が生じる。模型に作用して上昇した津波が、模型上面後部に着水したときに衝撃力のような力が作用すると考えられるが、

解析ではこのような力を再現できなかったと考えられ

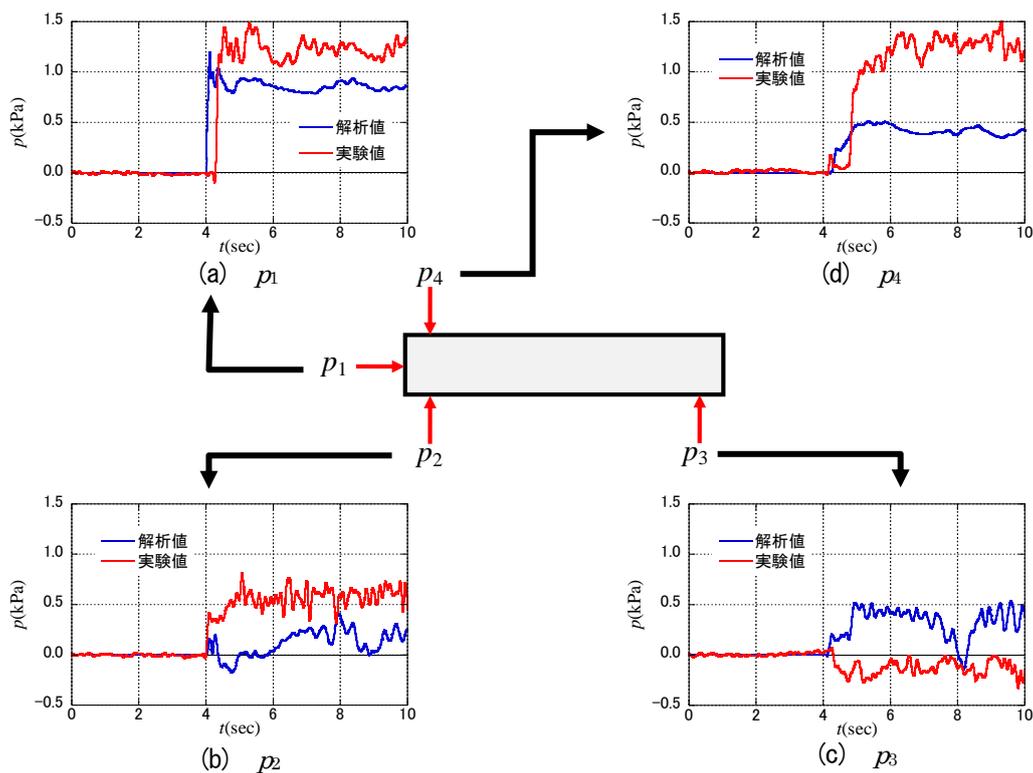


図-20 圧力の応答波形（長方形断面）

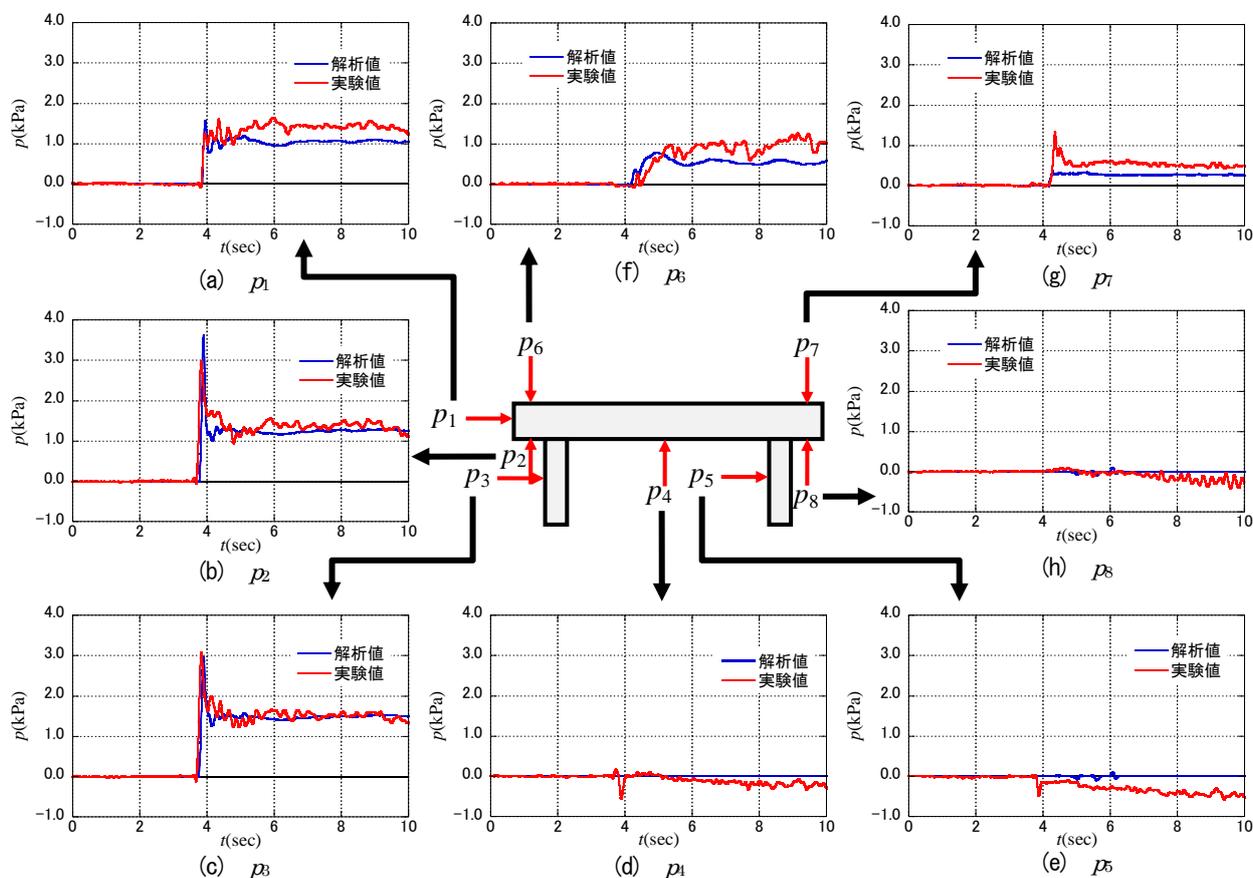


図-21 圧力の応答波形（2主桁断面）

る。また、桁間に作用する圧力や床版張出部後部に作用する圧力(p_4 , p_5 , p_8)も、実験では負圧が作用しているが、解析では計算されていない。津波作用側の主桁フランジから剥離した流れにより、桁間に負圧が作用すると考えられるが、解析ではこのように生じている負圧を評価できていないと考えられる。

以上の結果から、津波作用側の床版側面、床版張出部および主桁のように、津波が模型に直接作用する面の圧力は、実験結果をほぼ精度よく再現できると考えられる。一方、桁間部のような津波が直接作用しにくい面の圧力については、今回の解析手法では適切に再現できないことが分かった。ただし、今回の解析で長方形断面では模型下面に発生する剥離流れを再現できなかったが、実験および解析で得られた圧力の結果から、模型下面および桁間に作用する圧力が、支点反力に与える影響は十分に小さいと考えられる。

5. 津波の影響に対する支承部の抵抗特性とその評価

5.1 載荷実験の概要

5.1.1 供試体

本研究では、実験供試体の設定にあたって、東日本大震災で実際に上部構造の流出被害が生じた橋梁を対象とした。この橋梁は、2連の3径間連続非合成鋼鈹桁橋で、主桁本数は4本、支間長は30.1mであり、密閉ゴム支承板支承(BPB 支承)が用いられている。

この橋梁では、津波の影響によりT型橋脚の横梁付け根部に、縦方向のひび割れが生じていた¹⁾。したがって、本研究では支承、支承取付部および橋脚全体系に対し、津波による力を受けた際の下部構造への影響も検証できるようにするために、下部構造の供試体は、固定橋脚を配筋も含めて1/2にできる限り忠実に縮小したものを採用することとした。なお、対象橋梁の流出後の状況から、支承部または支承部と下部構造の取付部の破壊が上部構造の流出という被害をもたらしたと考えられる。したがって、上部構造は詳細にモデル化せず、高さ440mm、幅300mmのH形鋼を用いて、十分な剛性を持たせた。供試体の全景写真を写真-6に示す。

供試体に用いた支承としては、実際に用いられていたBPB 支承を採用することとした。供試体を図-22に、設置状況を写真-7に示す。BPB 支承は主に鋳鋼品などの鋼製部材で構成された支承装置で、水平力は上沓と下沓のかみ合わせにより伝達され、上向き力は下沓の橋軸直角方向側の両側面にボルトで固定されたサイドブロックと上沓とのかみ合いにて伝達される。本実験においては、

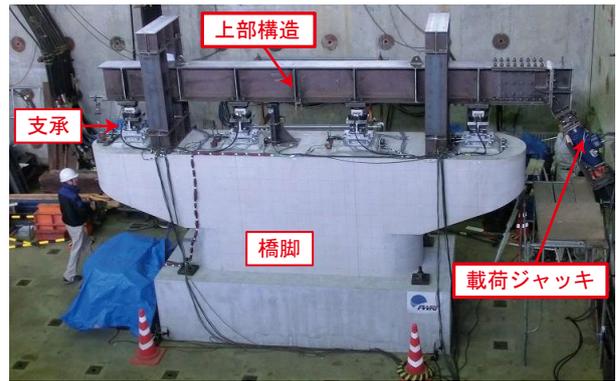


写真-6 供試体全景



写真-7 支承の設置状況

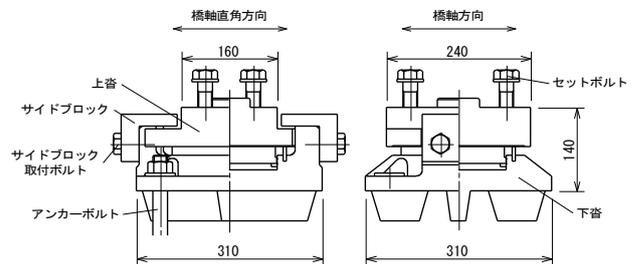


図-22 供試体 (BPB 支承)

日本道路協会の道路橋支承標準設計¹⁰⁾に定められている標準支承を新たに製作し、下部構造の縮小率に合わせて、全反力400kNタイプの固定支承を用いた。なお、実際の橋梁では、津波が到達する前に地震動によって支承に損傷が生じていることや、腐食による経年的な劣化等により、本来有する終局耐力を下回っている状態となっていることも十分考えられるが、本実験は、あくまで支承が健全であるという仮定に基づいて検討を行ったものである。

5.1.2 載荷方法

津波が橋に作用することによって生じる複雑な力を、単純な静的な荷重に置き換えるためには様々な仮定が必

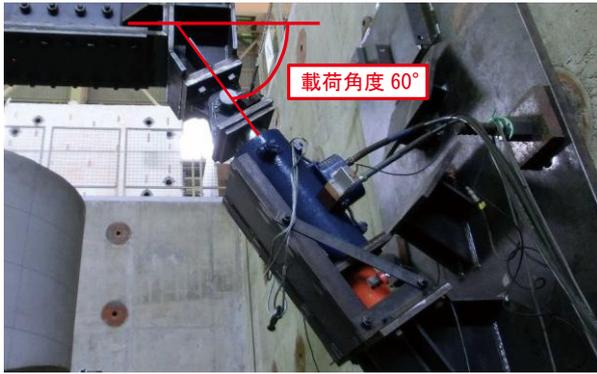


写真-8 ジャッキの設置状況

要である。3章で示した橋梁模型に対する水理実験の結果から、津波が到達する前に地震動によって支承に損傷から、床版の張出し部を有する桁橋の上部構造が段波状の津波の作用を受けた際には、支承部に水平、鉛直の両方向の反力が発生することが確認されており、その両方向の反力値から上部構造に作用させる静的な荷重の向きを決めることとした。すなわち、写真-8に示すように上部構造の張出し部に載荷点を設け、上部構造梁とジャッキの軸線を60°と設定して、支承が破壊するまで荷重を行うこととした。なお、実橋の状態を厳密に再現するには、死荷重反力の影響を考慮する必要がある。しかし、死荷重反力に相当する重量のウェイトを載せること、あるいはジャッキを用いて上部構造梁に死荷重反力を模した下向き力を載荷することは、本実験におけるセットアップの手法では安全性に問題があると判断したため、本実験においては死荷重反力の影響は考慮しないこととした。

5.1.3 計測方法

計測項目は、載荷ジャッキの荷重と変位、上部構造梁の水平、鉛直変位、支承の反力と変位およびひずみとした。ジャッキの荷重はロードセルにて、変位はジャッキの両側に設けた変位計を用いて計測した。上部構造梁の水平、鉛直変位は、図-23に示す位置において変位計を用いて計測した。支承部の反力は、支承と上部構造梁の間に三分力計を設置し、鉛直、水平（橋軸、橋軸直角方向）方向の反力を計測した。

5.2 実験結果

5.2.1 支承の破壊の進展

図-24は、ジャッキの載荷軸方向に対する荷重-変位関係を示したものである。

実験開始後、ジャッキは5mm程度ほとんど抵抗なく変形するが、その後急激に荷重が上昇していく。この付近から支承1が上向き力に対して抵抗し始めていること

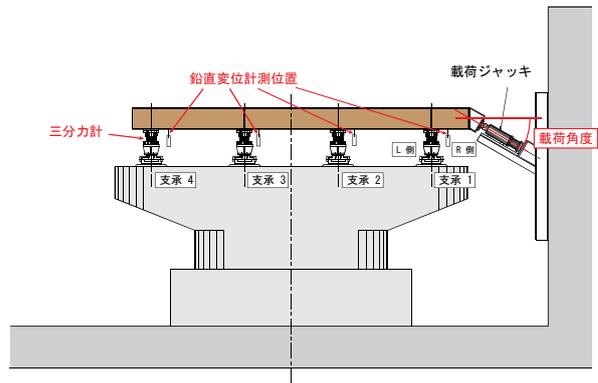


図-23 変位、荷重、ひずみの計測位置

がわかる。変位40mm、荷重340kN付近でジャッキの荷重はピークに達し、この直後、載荷点に最も近い支承1のサイドブロック取付けボルトが上向き力により破断し、サイドブロックが脱落することによって上下脊が分離した。そのため、ジャッキの荷重は急激に低下するが、支承1破壊時は他の支承も上向き力に対して抵抗しているため、荷重の低下幅は150kN程度である。最も載荷点寄りに位置する支承1が破断し、上部構造梁の上向き方向の拘束が開放されたことから、支承2においてもその時点でひずみが急増している。サイドブロック取付けボルトの破断状況およびサイドブロックの脱落状況を写真-9に示す。写真-9(a)に示すR側のサイドブロックは、脱落には至っていないものの、取付けボルトは大きく伸び、ほぼ破断に近い状態であると考えられる。写真-9(b)に示すL側のサイドブロックは、取付けボルトが引張およびせん断が混在した形で破断したものと考えられる。その後、ジャッキの荷重は緩やかに上昇するが、ストローク70mm付近で支承2のサイドブロック取付ボルトが支承1と同様の形態で破断し、荷重が急激に低下した。なお、ほぼ同時に支承1のR側サイドブロックも脱落している。その後、荷重は漸減し、ストローク110mm付近で同様に支承3のサイドブロック取付ボルトが破断した時点で実験を終了した。なお、死荷重反力を考慮していないという実験条件が関係してくるとは考えられるが、本実験では、東日本大震災において対象橋梁で確認された下部構造横梁付け根部のひび割れや、支承のアンカーボルトの損傷などは、最後まで発生しなかった。

5.2.2 支承の抵抗特性

図-25に支承1付近の鉛直変位と、支承1~4の三分力計で測定した鉛直反力の関係を示す。なお、鉛直反力を示すグラフの縦軸は、+が上向きである。グラフからは、鉛直変位の増加に伴い、支承1から3の順に徐々に上向き力が発生し、いずれも約250kNでピークに達した後に

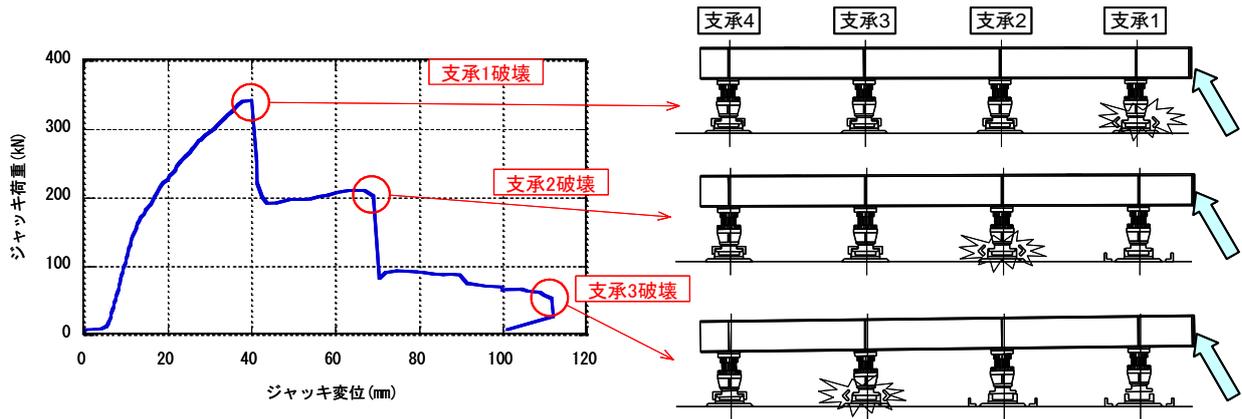
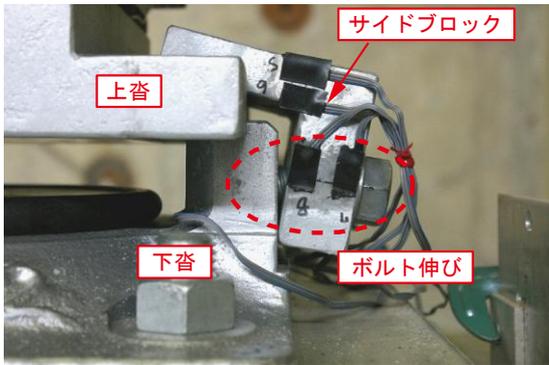
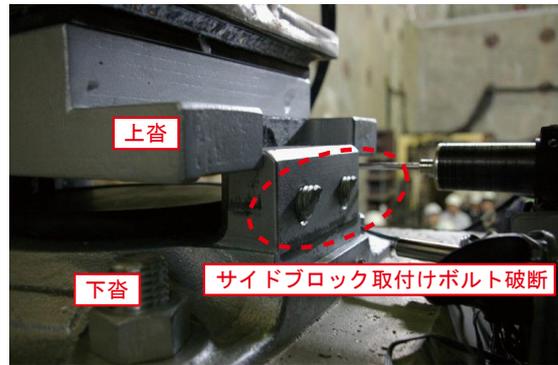


図-24 ジャッキの载荷軸方向に対する荷重-変位関係



(a) R側サイドブロック



(b) L側サイドブロック

写真-9 支承1破壊時（ジャッキ変位40mm付近）におけるサイドブロックの状況

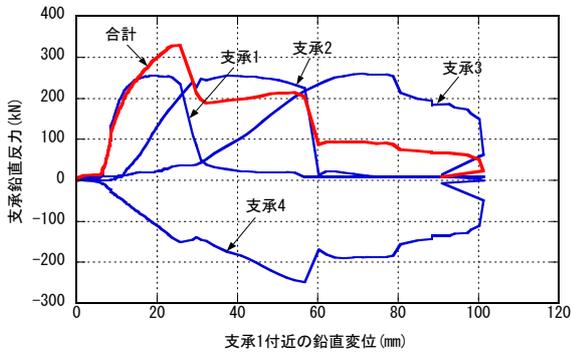


図-25 支承鉛直反力と支承1付近の鉛直変位の関係

破断して、荷重が低下していることが確認できる。載荷点から最も遠い位置にある支承4は、下向き力のみが発生している。図-25には、支承1~4の各反力値を合計した値も赤線で示している。合計反力値は、支承1破壊時が約330kNで最大となり、支承単体が破壊する時の鉛直反力の約250kNの1.3倍程度である。また、支承1が破壊した時点では、支承2が200kN程度、支承3も40kNほど抵抗していることがわかる。

図-26に各支承付近の鉛直変位と、3分力計で測定した

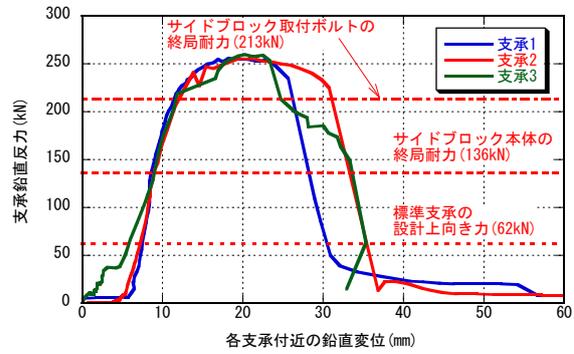


図-26 支承鉛直反力と各支承付近の鉛直変位の関係

鉛直反力の関係を示す。実験において、支承1~3が上向き力で破壊したが、いずれも250kN程度の同等の最大耐力を示しており、最大耐力付近に達した後の変形性能には若干の違いはあるものの、荷重-変位関係はほぼ同じような挙動を示している。

5.2.3 支承の耐力評価

図-26にサイドブロック Y-Y 断面の終局耐力を破線で、サイドブロック取付けボルトの終局耐力を一点鎖線で、供試体として使用したBPB支承の標準設計に基づく設計上

向き力を点線で示している。一般に支承の設計で用いられている応力計算式から算出した終局耐力は、サイドブロック Y-Y 断面の方が小さい。しかし、実験による破壊部位はサイドブロック取付けボルトであり、実験から得られた支承単体が破壊する時の鉛直反力は、応力計算式より算出したサイドブロック取付けボルトの終局耐力の 1.2 倍程度であった。

5.3 支承部の抵抗特性の評価

5.3.1 上部構造を含めた梁ばねモデル

4 基の支承により支持された上部構造に対し、段波状の津波が作用した時に上部構造に負荷されると考えられる荷重を与えると、載荷点に近い支承から順次反力が発生して破壊に至ることになるが、ここでは、上部構造を含めた簡易な梁ばねモデルを用い、本実験における上部構造や支承の挙動について解析的に再現することが可能かどうかの検討を行った。解析は TDAP-III を用いて行い、支承部および上部構造をモデル化することとした。上部構造は剛なはり、支承部は水平および鉛直のばねを用いてモデル化した。図-27 に解析モデルを示す。載荷位置は上部構造の張出し位置とし、載荷実験と同様に 60° 上向きに強制変位を与えた。

5.3.2 実験結果に基づく支承のモデル化

支承部のばねのモデル化に際しては、水平方向は線形特性を与え、鉛直方向は図-28 に示すような非線形特性を与えた。この非線形特性は、実験において上向き力で破壊した支承 1~3 がほぼ同じような荷重-変位関係を示したことから、上り勾配は各支承の実験結果を元に平均的な値を設定した。また、破壊後の下り勾配は、上り勾配と同じとした。なお、荷重が増加し始める変位を 5mm と設定したが、これは、供試体として用いた支承の上巻とサイドブロックの物理的遊間寸法に基づくものである。終局耐力は、支承 1~3 の実験結果から得られた支承単体が破壊する時の鉛直反力の最小値を用いることとし、255kN と設定した。終局耐力に達してからの伸び変形量は、同じく実験結果から最も伸び変形量が小さかった供試体の結果を参考に 10mm と設定した。

5.3.3 解析結果と実験結果の比較

解析結果を図-29 に示す。実験結果と比較すると、最も重要となる最大荷重は、実験結果と解析結果でほとんど差はないことが確認される。図-28 に示した支承のモデル化では、塑性変形による伸びを過小評価していることもあり、最大荷重に到達した後の荷重-変位関係はやや差異が生じるが、支承が段階的に破壊していく過程を

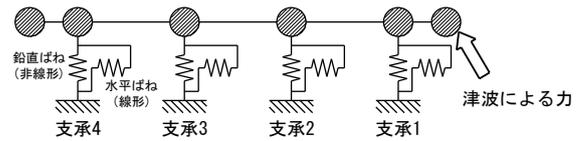


図-27 解析モデル

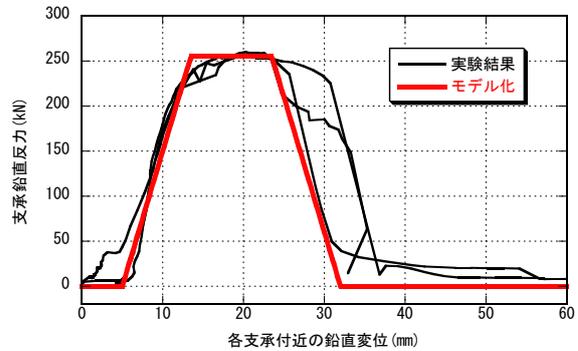


図-28 支承のモデル化

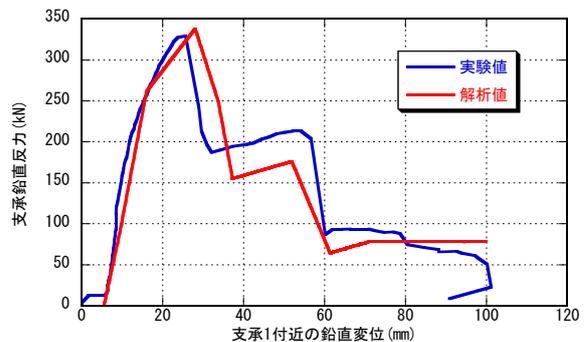


図-29 解析結果

よく表現できていると考えられる。したがって、本研究で対象としたような津波からの作用に対して、一支承線上の支承全体系としての耐力は、支承単体としての鉛直抵抗特性を実挙動に即して適切にモデル化することにより、前述した解析手法により評価することが可能であると考えられる。

6. まとめ

津波の作用に対する橋梁の流出メカニズムや抵抗特性の評価を目的とし、橋梁模型を用いた水路実験、および数値解析により検討を行った。本実験の範囲で得られた知見は以下のとおりである。

- ① 水路実験の結果から、床版の張出し部を有する場合は、津波作用側の主桁を支持する支承部に大きな上向き反力が発生することが確認された。これは、津波の作用により張出し部に上向きの揚力が生じ、下流側の主桁が持ち上がろうとする挙動が生じるた

めであると考えられる。

- ② 床版張出し部がなく高さの低い長方形断面の上部構造形式では、支承部に上向きの反力はほとんど生じなかった。これに対し、2主桁模型の結果からは、床版の張出し長が長いほど、また、桁間隔が狭いほど、支承部の上向きの反力が大きくなる傾向がみられた。
- ③ 4主桁模型の結果では、同じ桁高や張出し長を有する2主桁の模型より、支承部の上向きの反力が小さくなった。これより、桁数が多くかつ幅員も大きい上部構造形式の場合は、津波によって個々の支承部に生じる上向きの反力を抑えることができる。
- ④ 橋桁が水に没したとき、桁間に空気溜りがあると、桁間に空気溜りがない場合に比べて鉛直方向の作用力は増加するが、水位の上昇速度が支承部に生じる鉛直方向の反力に及ぼす影響は有意ではない。
- ⑤ 差分法による数値解析の結果、長方形断面における橋桁周辺の流況は、津波作用側の模型下面に生じる剥離を精度よく再現できなかったが、2主桁断面では、津波作用側のフランジから生じる剥離を再現できた。また、橋桁に作用する圧力に関しては、津波が直接作用する面に対しては、実験結果を比較的再現できたものの、桁間部のように、津波が直接作用しないような面に対しては、今回の解析手法では精度よく再現できなかった。
- ⑥ 既設橋の支承構造として多く用いられている支承板支承に対する載荷実験より、上部構造に段波状の津波が作用した時を想定した荷重を載荷させると、支承部は上向き力によって破壊に至るが、その部位は全てサイドブロック取付ボルトとなることを確認した。また最大耐力は、サイドブロック取付ボルトが応力計算において終局に至る状態として評価することができた。

参考文献

- 1) 平成 23 年 (2011 年) 東北地方太平洋沖地震土木施設災害調査速報, 国総研資料第 646 号, 土研資料第 4202 号, 2011.
- 2) 中野亜美, 幸左賢二, 佐々木達生, 付李: 映像解析による歌津大橋の流出メカニズムの推定, 第 15 回性能に基づく橋梁等の耐震設計に関するシンポジウム, pp. 17-24, 2012.
- 3) 河川への津波対策に関する緊急提言「河川における津波対策の考え方(骨子)」国土交通省 HP: www.mlit.go.jp/river/shinnngikai_blog/.../dai01kai/dai01kai_siryou6.pdf
- 4) 沿岸技術ライブラリーNo.39: CADMAS-SURF/3D 数値波動水槽の研究・開発, 財団法人 沿岸技術研究センター, 2010.
- 5) 嶋原良典, 藤間功司, 庄司学: 橋梁構造物に作用する津波波力の数値計算, 地震工学論文集, Vol.30, pp.899-904, 2010.
- 6) 吉野広一, 野中哲也, 原田隆典, 坂本佳子, 菅付紘一: I 桁橋に対する津波作用力特性の解析的検討, 第 15 回性能に基づく橋梁等の耐震設計に関するシンポジウム, pp.73-80, 2012. 第 15 回性能に基づく橋梁等の耐震設計に関するシンポジウム, pp. 73-80, 2012.
- 7) 奈良崎泰弘, 田崎賢治, 佐々木達生: 橋梁上部工に作用する津波波力の特性に関する解析的検討, 第 15 回性能に基づく橋梁等の耐震設計に関するシンポジウム, pp. 167-174, 2012.
- 8) 片岡正次郎, 金子正洋, 松岡一成, 長屋和宏: 道路橋の地震・津波複合応答解析, 第 15 回性能に基づく橋梁等の耐震設計に関するシンポジウム, pp. 9-16, 2012.
- 9) 福井芳郎ほか: 津波の研究 (I) 一段波津波の波速について一, 第 9 回海岸工学講演会論文集, pp.44-49, 1962.
- 10) (社)日本道路協会: 道路橋支承標準設計(すべり支承編), 1993.

STUDY ON BEHAVIOR AND RESISTANCE CAPACITY OF BRIDGE UNDER TSUNAMI-INDUCED FORCE

Budgeted : Grants for operating expenses

General account

Research Period : FY2012-2015

Research Team : Bridge and Structural Engineering
Research Group

Author : HOSHIKUMA Jun-ichi, NAKAO Hisashi

Abstract : Many bridges built along the coast line of the Pacific Ocean in Tohoku and Kanto areas were affected by the huge tsunami, while superstructures in some bridges inundated with the tsunami were survived. In order to study the hydrodynamic behavior of bridge under the tsunami-induced loading, flume tests were conducted with the 1/20 scaled bridge models and the effect of the cross-sectional configuration of the superstructure on the reaction force applied to bearing supports. Test results indicated that the long overhang slab increased the hydrodynamic uplift force applied to the overhang slab, which would cause the superstructure in the girder bridge to overturn. It was also observed that the air was trapped in the space between adjacent girders while the superstructure was inundated with the tsunami, and the trapped air caused the buoyancy force.

Static loading test for a bearing-column system was also preformed to study the resistance capacity of the system to the tsunami-induced force. In this test, failure of the steel bearing supports in existing bridges designed prior to 1980 occurred at the bolt connecting the side block to the lower shoe. It was also found that larger number of bearing supports in the transverse direction would exhibit larger resistance capacity for the overturning moment applied to the superstructure.

Key words : tsunami, bridge, bearing, reaction force