

対津波設計のベンチマークテストに関する論文集

Proceedings of the Benchmark Problems for Anti-Tsunami Design of Bridges

2016 年 9 月 15 日

September 15, 2016

公益社団法人 土木学会 地震工学委員会

橋梁の対津波設計に関する研究小委員会

Subcommittee on Anti-Tsunami Design Methods for Bridges

The Earthquake Engineering Committee

Japan Society of Civil Engineers

対津波設計のベンチマークテストに関する論文集

公益社団法人 土木学会 地震工学委員会

橋梁の対津波設計に関する研究小委員会

目 次

刊行にあたって	1
課題.1 孤立波による橋桁への作用力	
課題 1 の説明	2
1-1 磯辺弘司（早稲田大学大学院），名波健吾（早稲田大学大学院）， 秋山充良（早稲田大学），越村俊一（東北大学）	8
1-2 Chunyan XING（九州工業大学大学院），幸左賢二（九州工業大学）， 佐藤崇（株式会社社長大）	10
1-3 中村雅志（鳥取大学大学院），小野祐輔（鳥取大学大学院）	12
1-4 奥野峻也（株式会社構造計画研究所），安重晃（株式会社構造計画研究所）	14
1-5 野阪克義（立命館大学）	17
1-6 Fumiya Togashi（Applied Simulations Inc.）， Rainald Lohner（Applied Simulations Inc.）	19
1-7 伊津野和行（立命館大学）	21
課題 1 のまとめ（小委員会委員長 伊津野和行）	24

課題2 斜橋に対する津波作用力

課題2の説明	26
2-1 福島寛二（筑波大学大学院），田中聖三（筑波大学）， 磯部大吾郎（筑波大学）	32
2-2 中村雅志（鳥取大学大学院），小野祐輔（鳥取大学大学院）	36
2-3 奥野峻也（株式会社構造計画研究所）， 宮川欣也（株式会社構造計画研究所）	39
2-4 宮川欣也（株式会社構造計画研究所）， 奥野峻也（株式会社構造計画研究所）	42
2-5 野阪克義（立命館大学）	44
2-6 高瀬慎介（東北大学大学院），森口周二（東北大学）， 寺田賢二郎（東北大学）	46
2-7 浅井光輝（九州大学大学院），大屋朋子（九州大学大学院）	49
2-8 Fumiya Togashi（Applied Simulations Inc.）， Rainald Lohner（Applied Simulations Inc.）	53
2-9 米山望（京都大学）	55
2-10 伊津野和行（立命館大学）	58
課題2のまとめ（小委員会委員長 伊津野和行）	61
委員名簿	63

刊行にあたって

土木学会 地震工学委員会

橋梁の対津波設計に関する研究小委員会

橋梁に対する津波作用については、各機関で実験や数値解析がさかんに実施されているものの、いまだ対津波設計手法は確立されていません。さらに漂流物による影響については、まだ基本的な考え方も整理されていないのが現状です。本研究小委員会は、橋梁の対津波設計に関する諸課題を整理し、津波に対する橋梁設計の考え方について広く情報を発信することを目的として設立されました。

この度、橋梁に作用する津波に関する模型実験を2つ選定し、緒元を明らかにした上で数値解析のベンチマークテストを行いましたところ、課題の公表から結果を発表していただくシンポジウムまであまり時間がなかったにも関わらず、多くの方々に参加していただきました。課題1は結果が公表されている問題で、推定精度を向上させるための工夫や注意点について、知識の共有を図りたいと考えました。課題2は結果をシンポジウムまで公表しない問題ですが、各手法の優劣ではなく、違いについて参加者で議論できればと考えて設定いたしました。

2016年8月4日、土木学会講堂にて開催されたシンポジウムでは、多くの参加者と種々の議論を行うことができました。当日の議論を受けて修正された原稿と、シンポジウムには間に合わなかったもので後日提出された原稿、そしてシンポジウムでのまとめ文書とを含め、新たに論文集として刊行いたしました。今後の数値解析に参考にしていただければ幸いです。

2016. 11. 12 データを一部修正

課題 1 「孤立波による橋桁への作用力」の説明

九州工業大学で実施された実験の、実験開始後 14 秒～16 秒の 2 秒間の橋桁への作用力（あるいはその最大値）を求めて下さい。抗力（水平力）と揚力（鉛直力）です。圧力計の配置により 3 パターンありますが、同一条件の実験と考えて下さい。実験で計測された作用力も公開されていますので、推定精度を自分で確認することができます。

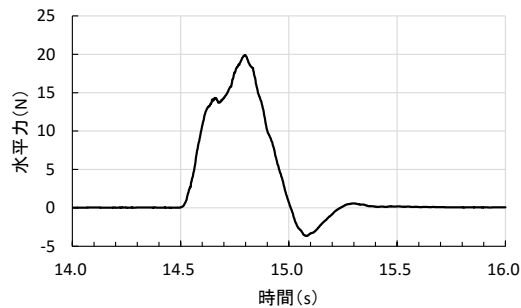


図 1 課題 1 の水平力

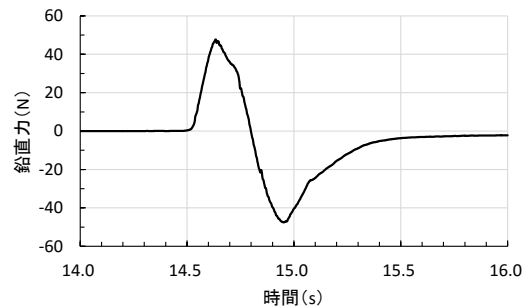


図 2 課題 1 の鉛直力

本実験に関する公表論文

- 1) 田中将登, 幸左賢二, 佐々木達生, 佐藤崇: 橋梁に作用する孤立波の水平作用力評価, 構造工学論文集, 土木学会, Vol.61A, pp. 246-255, 2015 年.
- 2) 田中将登, 幸左賢二, 佐々木達生, 佐藤崇: 孤立波性状の津波によって橋桁に生じる鉛直作用力特性の評価, 土木学会論文集 B2(海岸工学), Vol. 71, No. 2, pp. I_973-I_978, 2015 年.

◆ 実験概要

波高 20cm, 初期水位 35cm, 初期桁中心位置 Z が 10cm (桁下から初期水面までの高さ 8.3cm)

実験は Table 1 に示す 3 パターンの圧力計測および流速計測を行った.

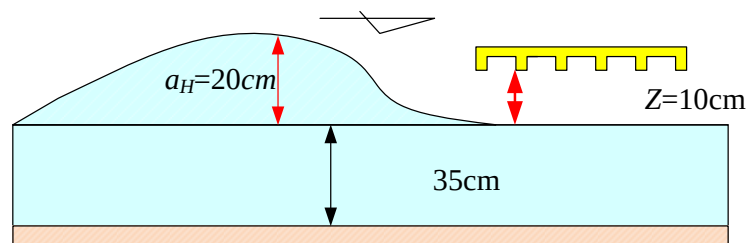


Fig. 1 桁模型設置状況

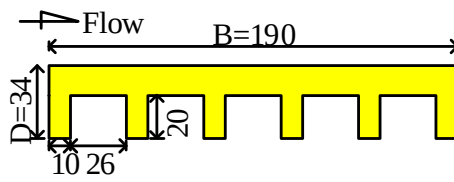


Fig. 2 桁模型

Table 1 計測項目

項目	水位	作用力	圧力	流速
パターン 1	H1～H6	F _x , F _z	水平 P1～P5, P11～P15	V1～V3
パターン 2			水平 P6～P10, P16～P20	V1, V4, V5
パターン 3			鉛直 P21～P33	V1, V6

水路全体図を Fig. 3 に示す．使用した水路，水位計，作用力を計測したロードセルの位置は，実験 3 パターンとも同一である．

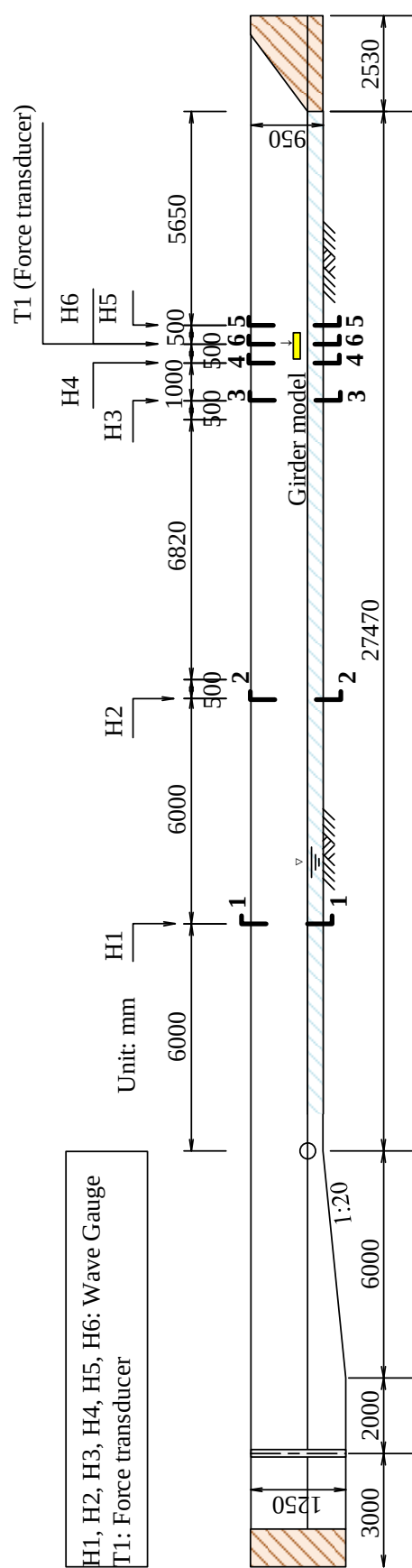


Fig. 3 実験水路図

各水位計の設置断面図を Fig. 4 に示す。H1～H5 は水路の中央に、H6 はアクリル板で模型と区切られた位置に設置されている。作用力を計測したロードセルも Fig. 4 の[6]に記載されている。

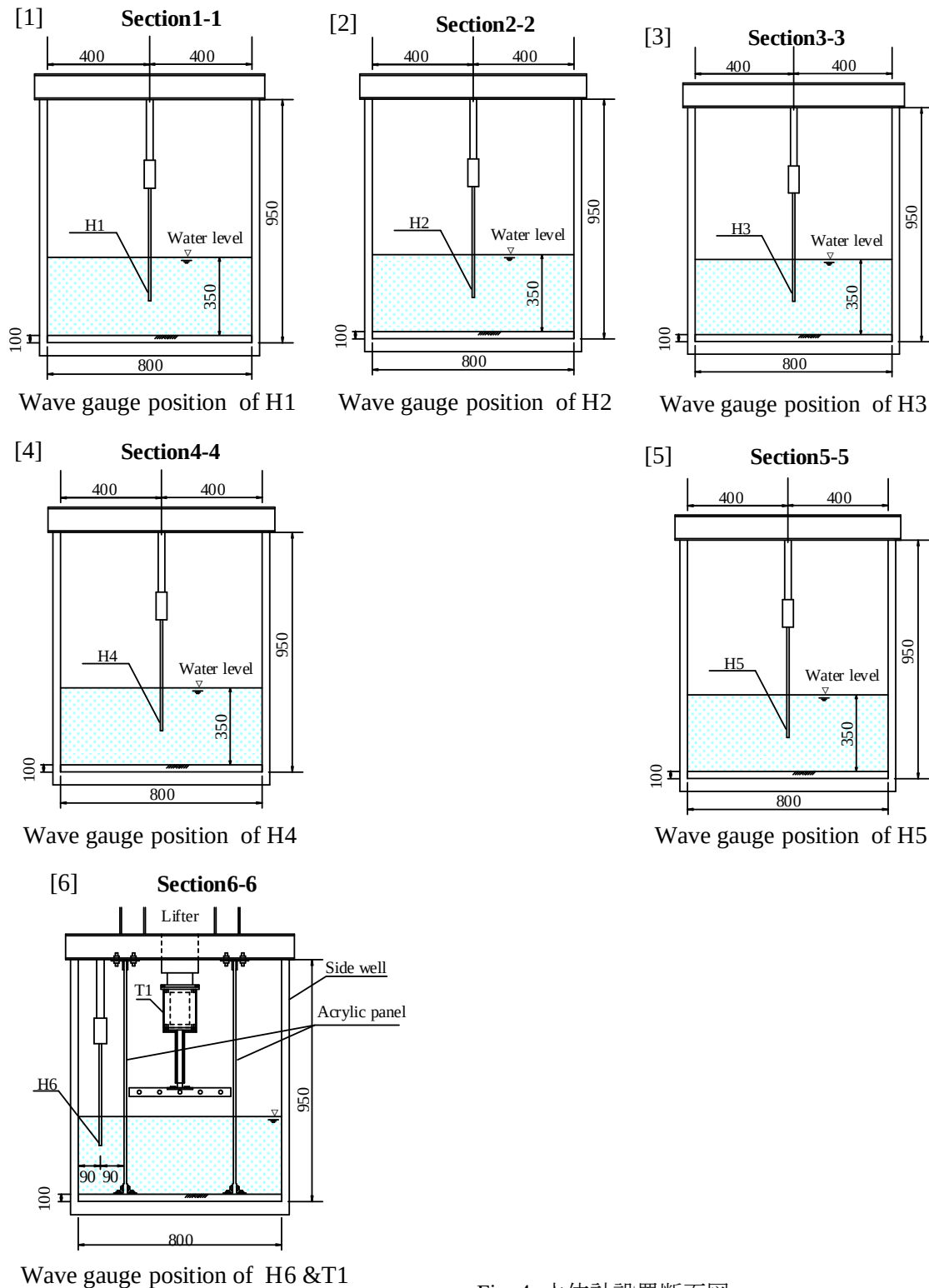


Fig. 4 水位計設置断面図

V1~V6: Propeller Velocity Meter

Wave → Girder

Acrylic panel

Water level ▽

350

V3 V2 V1 Pattern 1

V5 V4 V1 Pattern 2

V6 Pattern 3

10 9 8 7 6

500 400 350 250

Figure 1 consists of three schematic diagrams of the experimental setup, labeled Section 6-6, Section 7-7, and Section 8-8.

- Section 6-6:** This diagram shows the water level position of V1 and V6. It includes labels for "Lifter", "Fixed beam", "Side well", "Acrylic panel", "V1", "V6", and "z=5cm". Dimensions are given as 950 (height), 800 (width), and 100 (thickness).
- Section 7-7:** This diagram shows the position of V2. Dimensions are given as 950 (height), 800 (width), and 100 (thickness).
- Section 8-8:** This diagram shows the position of V3. Dimensions are given as 950 (height), 800 (width), and 100 (thickness).

- 6 -

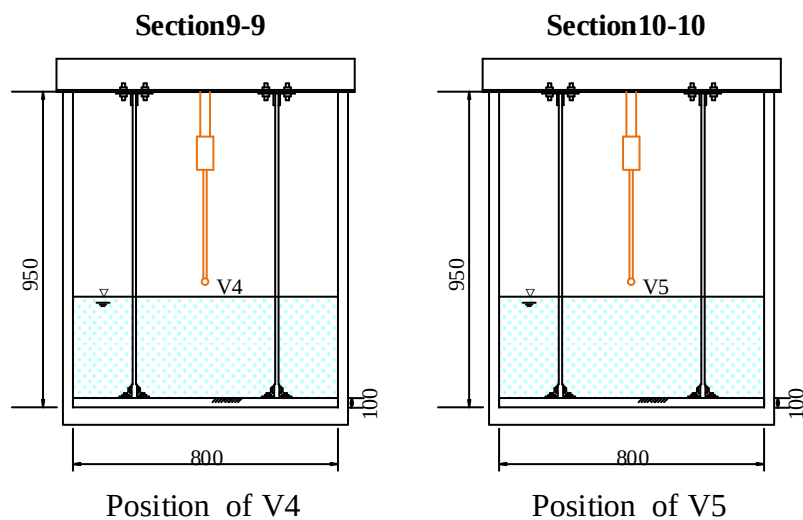


Fig. 6 流速計の設置断面 (つづき)

圧力計の設置位置を Fig. 7 に示す. 3 パターンによって計測した圧力位置が異なっている. パターン 1 では P1～P5 と P11～P15 の水平 10 箇所, パターン 2 では P6～P10 と P16～P20 の水平 10 箇所, パターン 3 では P21～P33 の鉛直 13 箇所を計測した.

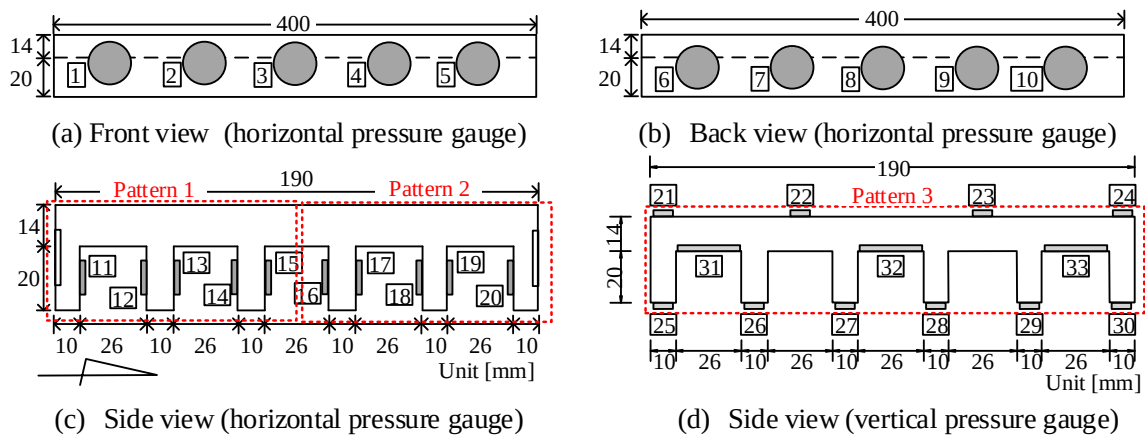


Fig. 7 圧力計の設置位置

課題 1. 孤立波による橋桁への作用力

早稲田大学大学院 創造理工学研究科 ○磯辺 弘司
 早稲田大学大学院 創造理工学研究科 名波 健吾
 早稲田大学 創造理工学部 秋山 充良
 東北大学 災害科学国際研究所 越村 俊一

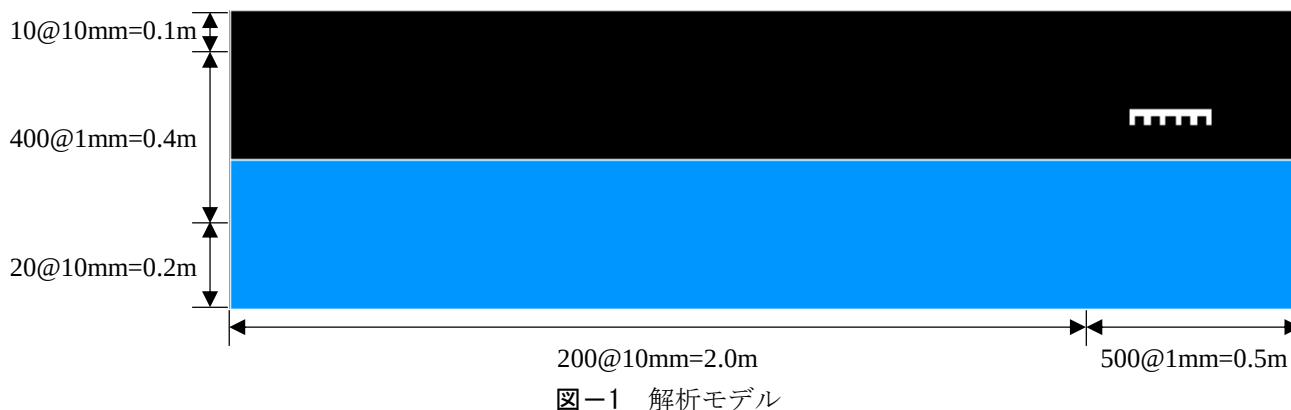
1. はじめに

孤立波による橋桁への作用力を算定するにあたり，本研究では解析プログラム CADMAS-SURF/3D¹⁾による数値波動水槽解析を実施する．2004 年のインド洋大津波や 2011 年東北地方太平洋沖地震による橋梁の津波被害を受けて，多くの研究者が CADMAS-SURF/3D を用いて橋梁への津波作用力を数値解析的に評価したり，それらと水理実験結果との比較や，CADMAS-SURF/3D と同じ結果が得られるように，橋梁位置での流速や波高を用いた津波波力の簡易算定式を提案している．

精緻な数値解析を実施した場合であっても，予測に伴う不確定性は存在し，それらをモデル誤差として適切に処理する必要がある．本稿では，水理実験により得られた構造物への作用波力とその数値解析結果の差に関する統計量を利用してモデル誤差を定め，これを確率変数として扱う．そして，CADMAS-SURF/3D とそのモデル誤差により，提示された実験条件より予想される橋梁への波力を確率分布により表現することを試みる．

2. 解析条件

図-1 に解析モデルを示す．本解析では計算量および必要な記憶容量が大きいことから，実験と同一領域のモデル化は行っていない．メッシュサイズは 10(mm)を基本とし，橋桁模型付近では 1(mm)とした．なお，解析モデルの入射直交方向(y 方向)に模型および波形の変化は生じないことから，y 方向には 1(メッシュ)のみを配置した解析モデルとなっている．



孤立波の造波は，参考文献 2)を基に行った．鉛直変位 $\zeta(X)$ および波速 C は下式より算定する．

$$\zeta(X) = a \operatorname{sech}^2 \alpha x - \frac{3}{4} \frac{a^2}{h} \operatorname{sech}^2 \alpha x (1 - \operatorname{sech}^2 \alpha x) \quad (1)$$

$$\alpha x = \sqrt{\frac{3}{4} \frac{a}{h}} \left(1 - \frac{5}{8} \frac{a}{h} \right) \frac{X}{h} \quad (2)$$

$$C = \sqrt{gh} \left[1 + \frac{1}{2} \left(\frac{a}{h} \right) - \frac{3}{20} \left(\frac{a}{h} \right)^2 \right] \quad (3)$$

ここで a は波高， h は水深， g は重力加速度である．実験条件を基に波高 a を 0.2(m)，水深 h を 0.35(m)とし，数値解析の入力条件とした．

3. 解析結果

実験結果および CADAMAS-SURF/3D を用いて推定した抗力と揚力の時刻歴をそれぞれ図-2 に示す．なお，

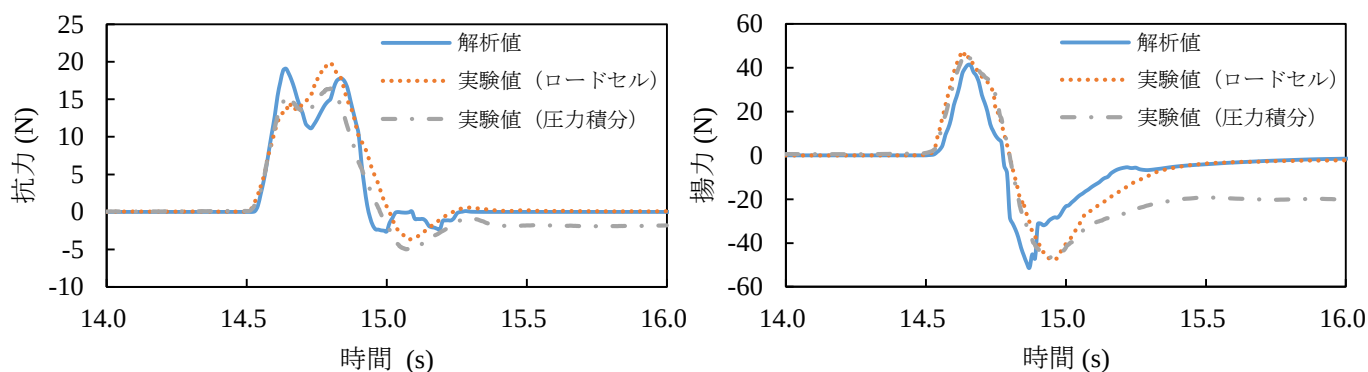


図-2 抗力・揚力の時刻歴 (左：抗力，右：揚力)

解析で得られた波形は 0.1(s)の移動平均を行い処理している．数値波動水槽での解析モデルと実際の実験水槽の大きさが異なることから，CADMAS-SURF/3D による時刻歴は，波力の最初のピークが実験結果と一致するように，時刻歴を平行移動させた．また図中には，実験値として，ロードセルにより算定した波力と，圧力計により算定された圧力と模型面積の積として算定した波力を合わせて示した．抗力，揚力ともに，正側から負側に値が移行している点など，解析値と実験値の時刻歴は同一の特徴を有していると言える．なお，実験値の中では，圧力積分による実験値の方が解析値に近い結果となっている．

一方で，同様の実験条件下でも，構造物に作用する波力の実験値と計算値にはある一定の誤差が生じる．別途実施された構造物の水理実験（津波作用による構造物への作用波力の測定）と OPENFOAM を用いたその再現解析では，入力波高や計算格子サイズ，あるいは模型形状などを変えたデータをもとに OPENFOAM の計算精度が評価されている．これらの実験および解析について，それぞれの作用波力の時刻歴から最大値を取り出し， $X = (\text{実験結果}) / (\text{解析結果})$ を算定したところ， X は対数正規分布による近似が可能であることを確認した．今後，CADMAS-SURF/3D を用いて同様に X を算定し，そのモデル誤差の評価が必要であるが，ここでは便宜的に，CADMAS-SURF/3D は OPENFOAM と同じモデル誤差を有すると仮定した．この条件で得られる抗力および揚力の確率密度分布を図-3 に示す．どちらの場合も，実験値は確率密度分布の中央値付近に位置する結果となった．一方で，モデル誤差の存在から，現状では常にこの精度を期待することはできない．CADMAS-SURF/3D で波力を予測する場合には，その計算結果にモデル誤差を掛けて図-3 に示されるような分布を定め，ある一定のフラクタイル値で設計値などを定めるべきである．

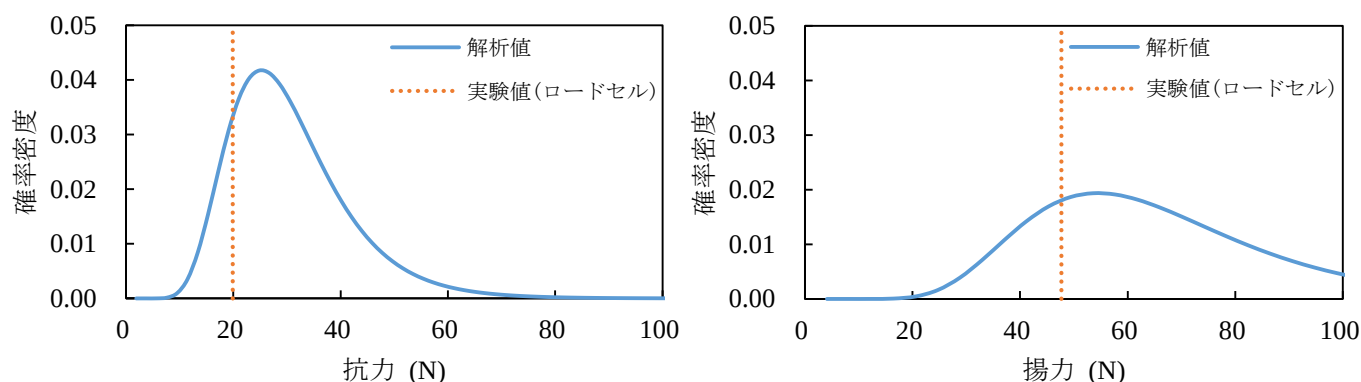


図-3 モデル誤差を考慮した波力の確率分布

謝辞：モデル誤差の統計量は，原子力規制庁からの委託業務「平成 27 年度原子力施設等防災対策等委託費（構造物への作用波力評価手法の整備）事業」（代表：東北大学 越村俊一）の成果の一部を使用させていただきました．ここに記して謝意を表します．

参考文献

- 1) 沿岸技術研究センター：CADMAS-SURF/3D 数値波動水槽の研究・開発，沿岸技術ライブラリー，No.39，2010.
- 2) 井島武士：海岸工学，pp.50-87，朝倉書店，1970.

NUMERICAL ANALYSIS STUDY OF SOLITARY WAVE FORCES APPLIED ON A GIRDER BY CADMAS

Graduate School of Kyushu Institute of Technology
Kyushu Institute of Technology
Chodai Co., Ltd

Student Member ○Chunyan XING
Regular Member Kenji KOSA
Regular Member Takashi SATO

1. RESEARCH PURPOSE AND RESEARCH CONTENT

In research of solitary hydraulic experiments by girder position parameter, it is noted that the horizontal force acting on a girder increases linearly with the decrease of height of the girder. In order to study the reasons of the linearly change of horizontal acting force, a numerical analysis method (CADMAS-SURF/3D) is used for the reproduction of solitary hydraulic experiments. Here, the standard case, which have no broken wave with the wave height of 20 cm, the static water depth of 35 cm, and girder position of 8.7cm, is selected for comparison between the experimental results and the calculated results.

2. OPEN CHANNEL MODEL

Figure 1 shows the open channel model of experiment. As illustrated in Fig. 1, wave height and velocity at the center of girder are measured by wave gauge H1 and propeller velocity meter V1, respectively. At the same figure, the simulation open channel ranges from H1 to girder and has 18 [m] long, 0.8 [m] wide and 0.772 [m] high. The all mesh number is 3,093,552. The simulation model of girder is shown in Fig. 2. The mesh number of X and Z direction of girder is 37 and 7, respectively. For all open channel model, the mesh is cut to be about 0.005[m] at the vicinity of the girder, and then it is enlarged to 0.025[m] near the front and back of the open channel.

3. NUMERICAL CONDITIONS

The input wave height is measured by H1 from the experiment, as shown in Fig. 3. The input velocity is computed by Eq. (1) based on the Boussinesq's theory:

$$u_z = \sqrt{\frac{g}{h}} \eta \left[1 - \frac{\eta}{4h} + \left\{ h^2 - \frac{3}{2}(h+z)^2 \right\} \left(\frac{a_H}{h^3} - \frac{3\eta}{2h^2} \right) \right] \quad \text{Eq. (1)}$$

The velocity distribution of each water particle changes with time. When wave height reaches peak at H1, the velocity distribution is illustrated in Fig. 4. The numerical model is run with High-Re $k-\varepsilon$ turbulence model. And the air effect is not considered in this case. In addition, the boundary conditions is set to be slip where the pressure and velocity is calculated in the same way as the inner surface of the open channel.

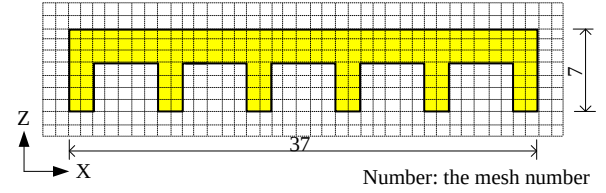


Fig. 2 Simulation model of girder

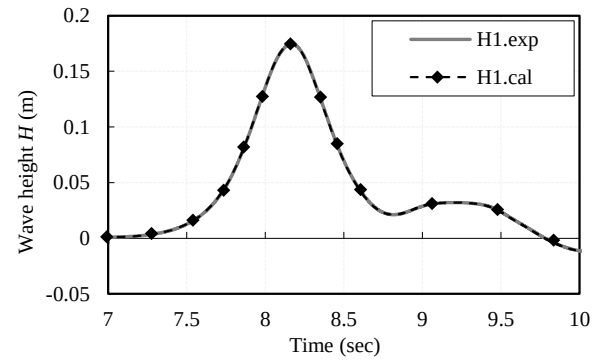


Fig. 3 Input data of wave height

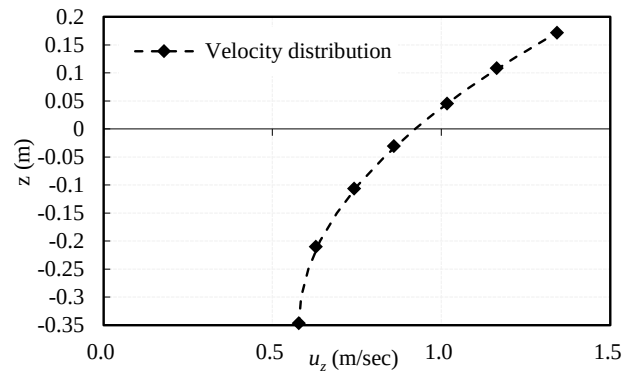


Fig. 4 Input data of velocity

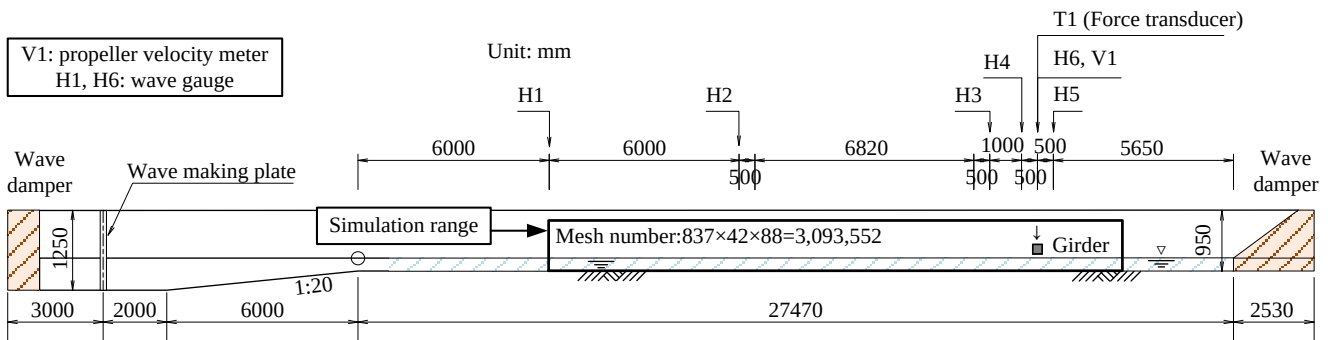


Fig. 1 Experimental open channel model

Keywords: Wave pressure, Wave height, Velocity, Bridge girder, Solitary experiment

Contact address: 〒804-8550 Kyushu Institute of Technology, Tobata, Kitakyushu, Tel: 093-884-3123

4. NUMERICAL RESULTS

(1) Wave Height

H6, located in the center of the girder, is selected for checking the wave height reproduction and the time history is plotted in Fig. 5. Good agreement is observed between the calculation and experiment for both of the wave shape and the peak value.

(2) Velocity

V1 is selected for checking the velocity reproduction and the time history is plotted in Fig. 6. V1 is a propeller velocity meter, which locates in the center of girder. The calculated peak agrees well with hydraulic experimental peak.

However, when no wave applies on girder at 15.02 sec, the calculated result returns 0 m/s sharply, but the experiment has a value with 0.73 m/s. We consider that the reason of this difference is that the rotation of propeller meter continues even if there are no water applied on girder.

(3) Horizontal Pressure

P3, which measures the pressure applied on center of leading edge, is selected to explain the pressure reproduction. The pressure time history shows in Fig. 7. It can be noted that the peak value of calculation tends to be 24% smaller than that of experiment. However, the calculated peak of velocity is same with experimental peak as shown in Fig. 6. This peak difference of pressure might be caused by the insufficient relationship between the velocity values with applied force. So further study about the effect of the turbulence model (High-Re $k-\epsilon$ model) on pressure is required. For example, the coefficients of the turbulence should be studied.

P12 is selected to explain the pressure reproduction at the inner surface of girder. And the pressure time histories has plotted in Fig. 8. At the same figure, the calculated peak value of P12 is about 26% smaller than the experimental value. Consider the air effect, PV=Const. case is carried out. Here, the air pressure and the heat capacity ratio are set to be 101,325 pascal and 1.4, respectively. Other numerical conditions and input data are not changed. The pressure time history of calculated data from PV=Const. case is plotted by the gray line in Fig. 8. In the same figure, it can be noted that the calculated peak value is about 9% smaller than the experimental value. Compared with the unconsidered air effect case, the simulation of PV=Const. case can reproduce the experiment better.

5. CONCLUSIONS

- (1) For the wave height and velocity at the girder position, the calculated peak agrees well with the hydraulic experimental peak.
- (2) For horizontal pressure applied on the leading edge of the girder, the calculated peak value is 24% smaller than the experimental value. This peak difference of pressure might be caused by the insufficient relationship between the velocity values with applied force. So further study about the effect of the turbulence model (High-Re $k-\epsilon$ model) on pressure is required.
- (3) For horizontal pressure applied on the inner surface of the girder, the pressure difference between experiment and simulation is 26%. However, when air effect is considered, the pressure difference decreases to be 9%.

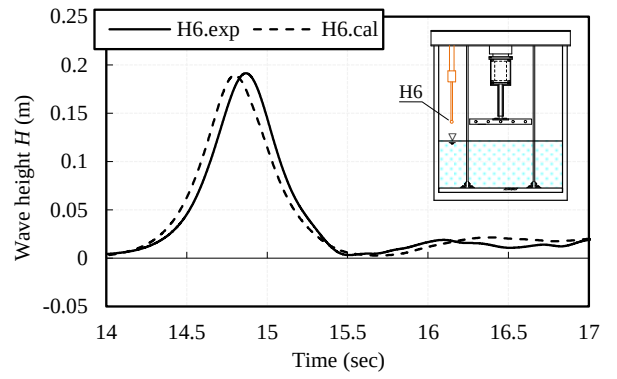


Fig. 5 Wave height time history of H6

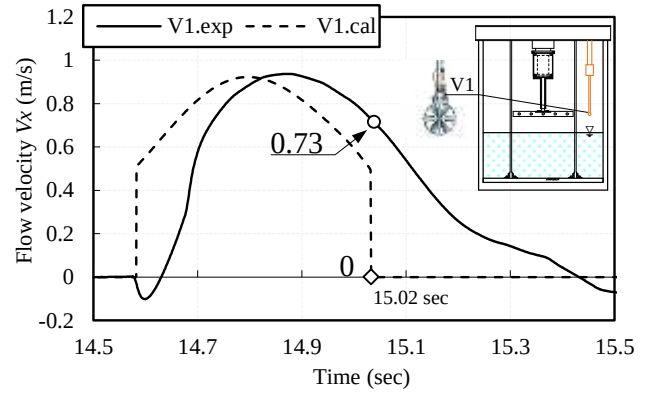


Fig. 6 Velocity time history of V1

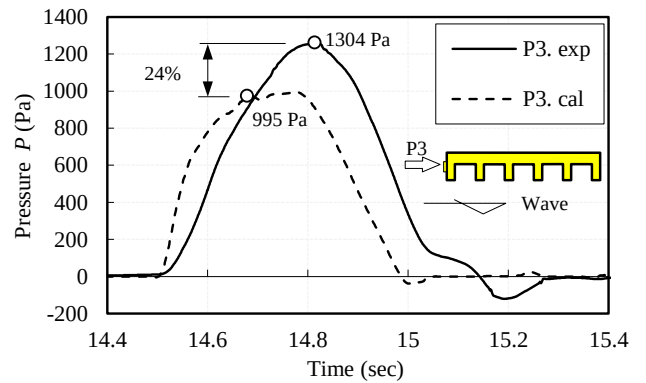


Fig. 7 Pressure time history of P3

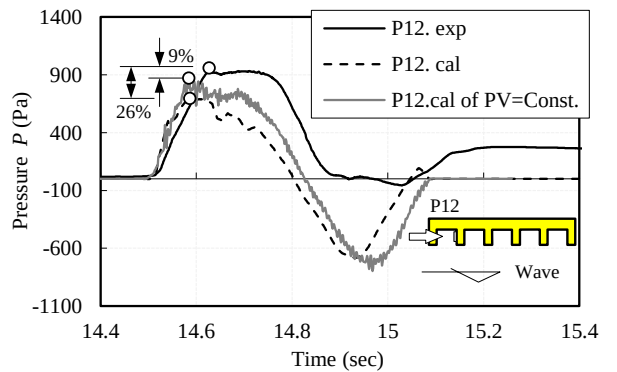


Fig. 8 Pressure time history of P12

課題1. 孤立波による橋桁への作用力

鳥取大学大学院 工学研究科 ○中村 雅志
鳥取大学大学院 工学研究科 小野 祐輔

1. 手法

対象の流体及び構造物を粒子と呼ばれる単位に離散化し，その動的な挙動を Lagrange 的に追跡する解析法である Smoothed Particle Hydrodynamics (SPH) 法¹⁾を用いた．使用した解析コードは DualSPHysics v4.0²⁾ である．DualSPHysics は，GNU General Public License (GPL)に従って配布されているソフトウェアであり，ソースコードが公開されている．DualSPHysics の最大の特徴は，GPU による並列計算が可能であり，安価な計算機資源においても 100 万粒子を超えるような大規模な解析を実施することができる．DualSPHysics は，流体の水位，流速，物体に作用する力を出力する機能を有しており，本検討でもそれらの機能を使用した．解析に用いた PC は，OS として Ubuntu Linux 14.04LTS が動作し，Intel Xeon 3.50 GHz CPU (8 コア)，32GB のメインメモリ，NVIDIA 製 Tesla C2050 を搭載したものである．

2. 条件

本検討では，再現の対象となる実験において三次元的な効果は含まれていないと判断し，二次元解析を行った．実験の行われた水路，造波板，橋梁のほぼ全てを忠実にモデル化し，SPH 粒子に離散化した．初期状態において，SPH 粒子を 0.50 cm 間隔で水平鉛直方向に均等に配置した．解析に用いた粒子の総数は 542,661 個であった．図-1 に解析モデルの全体，図-2 に解析モデルの造波板付近を拡大表示したものを示す．

水は擬似圧縮性流体として取り扱った．擬似圧縮性流体では，圧力を状態方程式により求める．また，水の粘性は，水本来の値ではなく，解析を安定させることを目的として，SPH 法における人工粘性モデルを用いた．人工粘性モデルにおける粘性係数は 0.01 とした．

橋梁モデルに作用させる孤立波は，実験に従って造波板を用いて生成する．しかしながら，造波板の動きについては情報が公開されていない．そこで，DualSPHysics の First order wave generation 機能を利用した．この機能によれば，特定の周期と波高の規則波を生成するように造波板を制御することができる．波高を 20 cm と指定して実際に解析を行ったところ，橋梁モデル直前での波高は 20 cm よりも小さな値となった．そこで，複数回の試行により，First order wave generation 機能における波高の指定を 36 cm とすることで，実験の波高に近い値を再現した．また，実験結果と解析結果とでは水位，流速，作用力全てにおいて，約 2.0 秒の時間のずれが生じた．これは，孤立波を生成する時間が実験と解析で異なることが原因と考えられる．その為，解析結果に時間のずれの補正を行った．

解析時間は造波板が動き始めてからの 20 秒間とし，解析総ステップ数は 598,652 となった．数値積分における時間間隔は，DualSPHysics の機能を用いて可変かつ自動設定とした．解析に要した時間は約 6.4 時間であった．

3. 結果

図-3 は橋梁モデルに津波が作用した様子を示している．同図において，橋梁はソリッドな物体として描画しているが，解析では水と同様に SPH 粒子の集合として取り扱った．



図-1 解析モデルの全体図

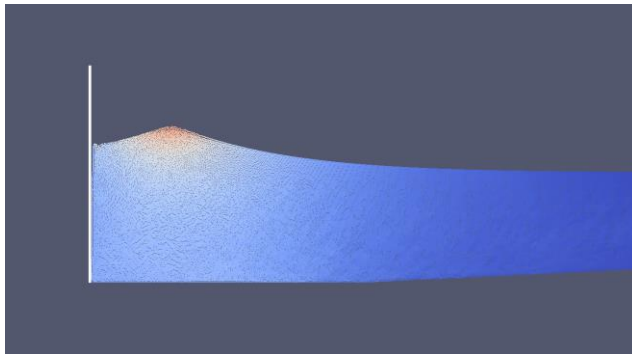


図-2 造波板付近の拡大図

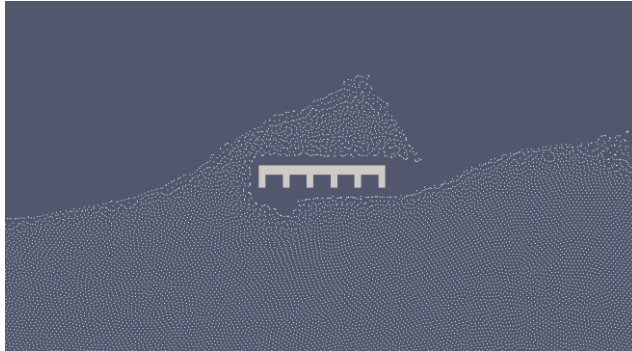


図-3 橋梁モデルに津波が作用する様子

図-4 は H3 地点における水位, 図-5 は V3 地点における流速である. ここで示した水位, 流速のいずれも SPH 法により求めた解析値は, 実験で計測された値をおおむね再現できている. 他の計測点における水位及び流速は, いずれもこれらと同様の傾向を示した.

橋梁に作用する水平力を図-6, 鉛直力を図-7 に示す. 作用力は値が振動したため, Hanning ウィンドウを用いて補正を行った. ウィンドウ幅は 0.04 秒で, 重みは対象時間を 0.375, 前後 0.02 秒のデータを 0.25, 前後 0.04 秒のデータを 0.0625 と設定した.

水平力, 鉛直力ともに, SPH 法による解析値と実験値は傾向がよく一致しているといえる. しかしながら, 最大値は水平力, 鉛直力共にやや過大に評価しているといえる. また, 実験の水平力では, 正の力が作用した後に負の力が作用しているのに対し, SPH による解析ではこの負の力の作用を表現できていない.

参考文献

- 1) Monaghan JJ. : Smoothed particle hydrodynamics, *Annual Review of Astronomy and Astrophysics*, Vol.30, pp.543-574, 1992.
- 2) Crespo AJC, et al. : DualSPHysics: open-source parallel CFD solver on Smoothed Particle Hydrodynamics (SPH), *Computer Physics Communications*, Vol.187, pp.204-216, 2005.

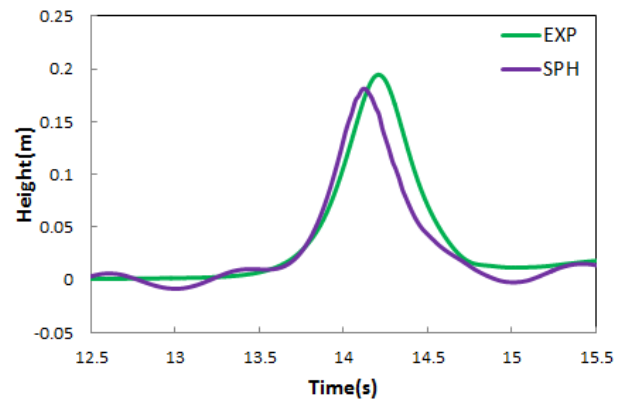


図-4 H3 の水位

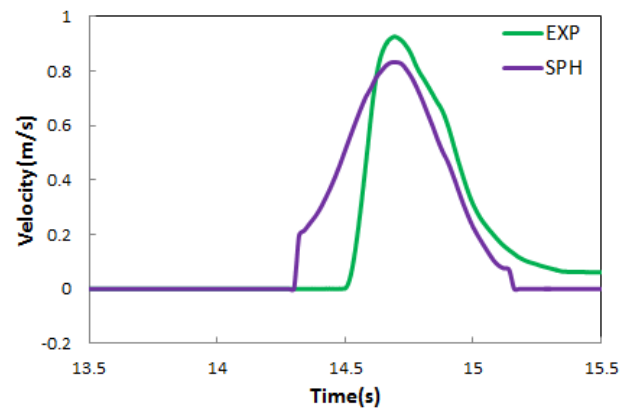


図-5 V3 の流速

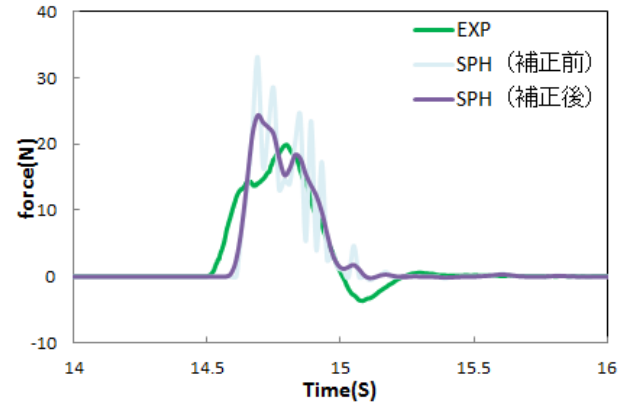


図-6 橋梁に作用する水平力

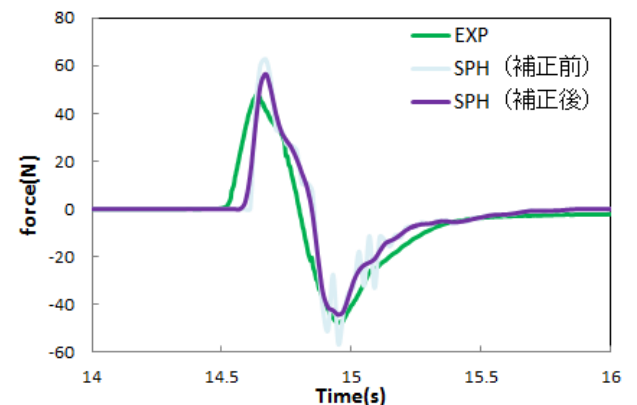


図-7 橋梁に作用する鉛直力

課題1. 孤立波による橋桁への作用力

株式会社構造計画研究所 ○奥野 峻也
株式会社構造計画研究所 安重 晃

1. 手法

水および空気を非圧縮性粘性流体と仮定し、気液二相流の数値流体解析により橋桁に作用する外力を推定した。解析コードは数値流体力学ツールボックス OpenFOAM¹⁾の標準ソルバの一つ interFoam を用いた。空間の離散化には有限体積法、気液界面の捕捉には VOF (Volume of Fluid) 法、圧力-速度連成手法には PIMPLE 法、乱流モデルとして SST k - ω を適用した。

2. 条件

図 1 に計算モデルを示す。実験での水位計 H2 の設置位置から流れ方向へ 9.875m の範囲を対象として二次元でモデル化を行い、非構造格子でメッシュ分割を行った。橋桁近傍での格子幅は 0.0015m 程度であり、モデル全体の格子数は 111,596 である。解析再現時間は $t=9.8\sim 16.0$ の 6.2 秒間とした。橋桁および水路底面はノンスリップ条件とし、津波の流出部では速度に関する勾配 0 条件を与えた。津波の流入部は造波境界とし、実験で得られた水位計 H2 の波形 η にもとづく液相体積率 α の分布と、水位波形から推定した流速を固定値として与えた。水平方向流速は浅水域における保存波の断面平均流速の算出式²⁾により、

$$\bar{u} = c \frac{\eta}{h + \eta} \quad (1)$$

として鉛直方向に一様の分布を与えた。 h は水深、 c は波速であり、孤立波理論に基づき波高 H から $c = \sqrt{g(h + H)}$ とした。鉛直方向流速に関しては次式で自由表面での鉛直方向流速を算出し、 $(v)_{y=\eta} = 0$ となるよう鉛直方向に線形に分布を与えた。

$$(v)_{y=\eta} = \frac{\partial \eta}{\partial t} + \bar{u} \frac{\partial \eta}{\partial x} \quad (2)$$

また上に述べた造波方法①の他に、造波境界で v を 0 固定とした方法②、 α を勾配 0 とした方法③、 v を 0 固定かつ α を勾配 0 とした方法④の 4 通りで波高検定を実施し、造波手法を比較した。図 2 に結果を示す。①、②、③は実験と良い一致が見られるが、④は実験水位を有意に下回る結果となった。

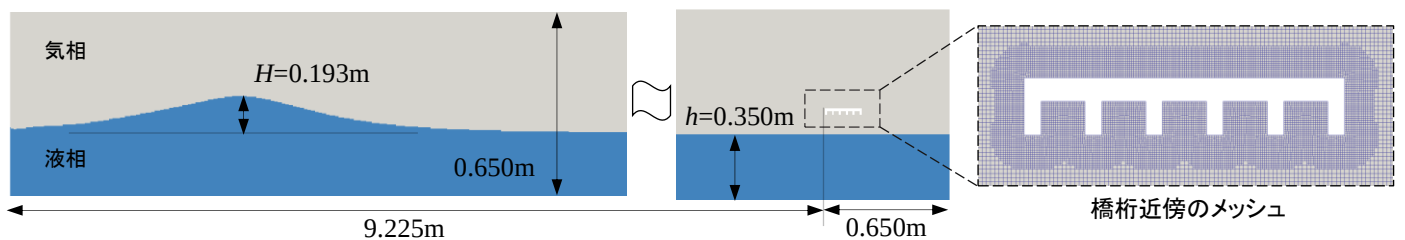


図 1 計算モデル

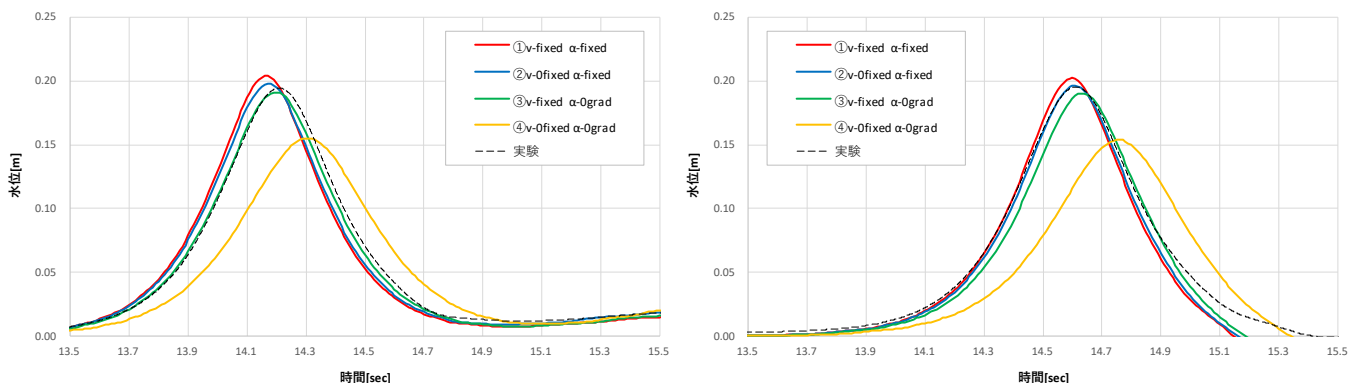


図 2 造波手法による時刻歴水位の比較

以上の結果より、 α に勾配0条件を与える場合は v を推定して与える必要があり、また v を推定して与えた場合は α について勾配0としても造波が可能であると言える。ただし図3に示す通り、方法②～③は造波直後に波面の乱れが見られるのに対し、方法①は造波直後から波面を安定して再現できたため、本計算では方法①による造波手法を採用した。

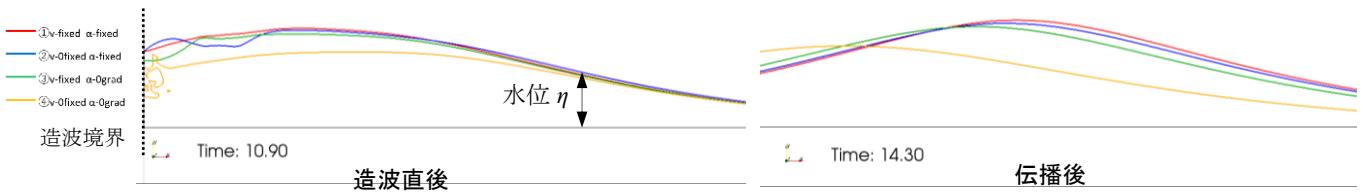


図3 造波手法による波面形状の比較

3. 結果

図4に津波衝突時の液相の空間分布を示す。主桁間の液相分布や津波の波面など、実験と定性的に良い一致が見られる。図5に橋桁への作用力の時刻歴を示す。黒実線は実験と同様に0.1[sec]の移動平均を施した結果である。移動平均後の結果を実験と比較すると、水平力・鉛直力ともに実験の傾向を概ね再現していることが分かる。ただし下向きの鉛直力に関しては、移動平均後の結果でも計算がやや過大に評価していることが分かる。また、移動平均前の計算結果では複数の作用力のピークが見られる。 $t=14.65, 14.89$ [sec]に着目し、各時間断面での圧力分布を図6に示す。 $t=14.65$ では桁間で水面がせり上がることで、橋桁を押し上げる大きな圧力が発生している。鉛直作用力の時刻歴では同様のピークが5点連続して見られるが、これは津波の進行方向側から順に、それぞれの桁間でせり上がりが発生するためである。 $t=14.89$ では津波先端部が落下した際に桁上面で大きな圧力が、そして桁内部で剥離による負圧が発生し、下向きの大きな鉛直力が作用する結果となった。本稿では二次元解析を実施したためこれらの作用力のピークが顕著にあらわれたが、実際の体系では時間的・空間的に分散し、作用時間も短いため測定は困難であると考えられる。また実験では橋桁と壁面の間に空隙が存在するが、本計算では奥行き方向に一樣な体系を仮定したため、主桁間に発生する負圧を過大に評価したと考えられる。

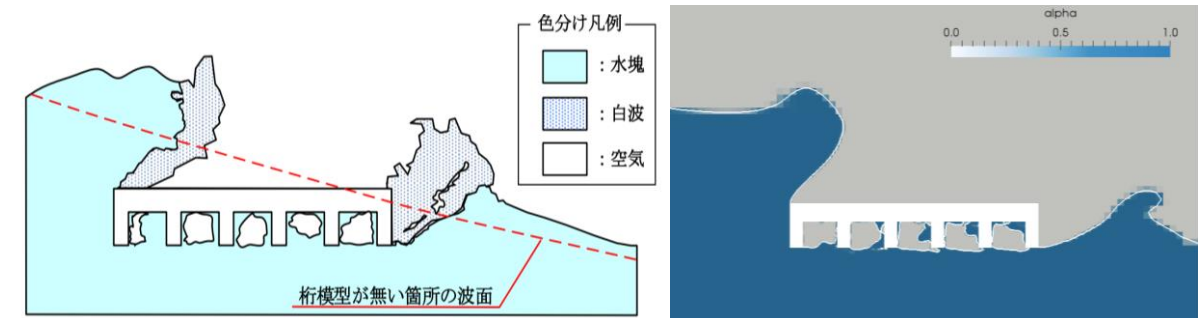


図4 液相率の空間分布比較（左：実験、右：計算）

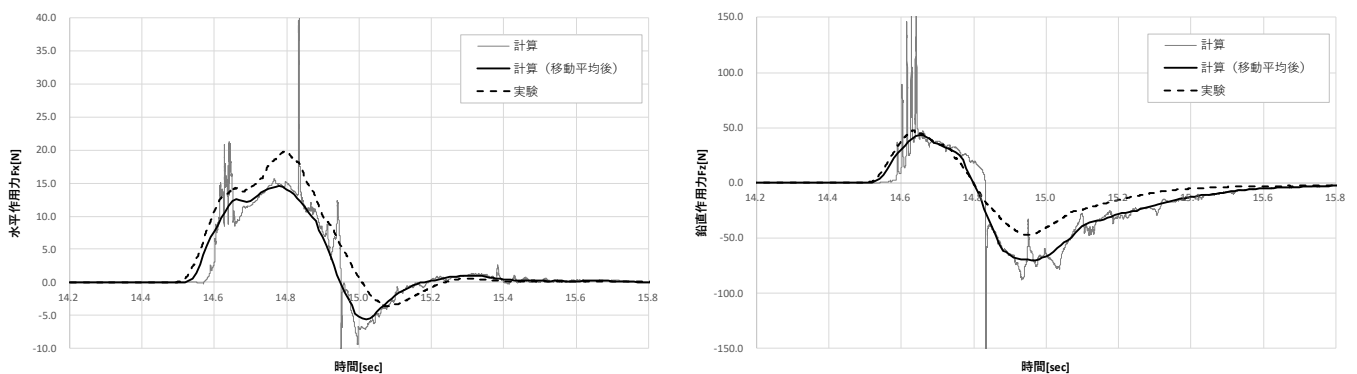


図5 二次元モデル作用力比較

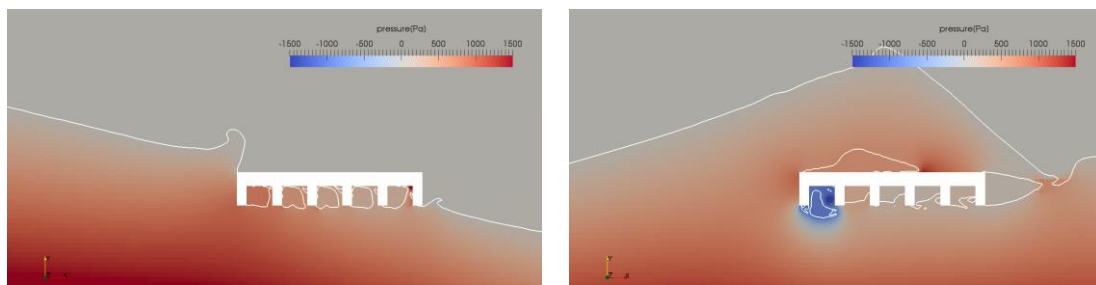


図 6 二次元モデル ピーク時圧力分布（左： $t=14.65[\text{sec}]$ 、右： $14.89[\text{sec}]$ ）

参考：三次元解析による追加検討

二次元によるモデル化の影響を確認するため、三次元解析を実施した。図 7 に計算モデルを示す。水路の中心で対称境界を仮定し、実験と同様に橋桁と水路壁面の間には 0.005m の空隙を設けた。

図 8 に作用力の時刻歴を、図 9 に圧力分布を示す。移動平均前の作用力のピークは二次元解析と比較して少なく、また大きさも小さくなっている。ピーク圧力の発生が時間・空間的に分散したためであると考えられる。また下向きの鉛直力の大きさは二次元解析と比較して低減し、実験と良い一致を示す結果となり、橋桁と水路壁面の空隙が結果に影響を与えていることが分かる。

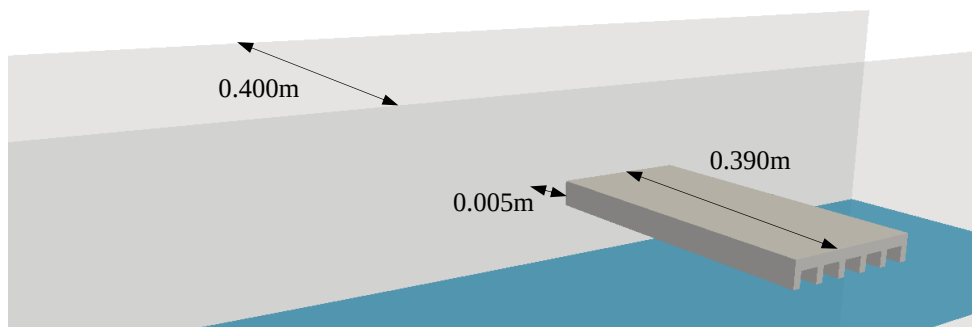


図 7 三次元計算モデル（鏡像表示）

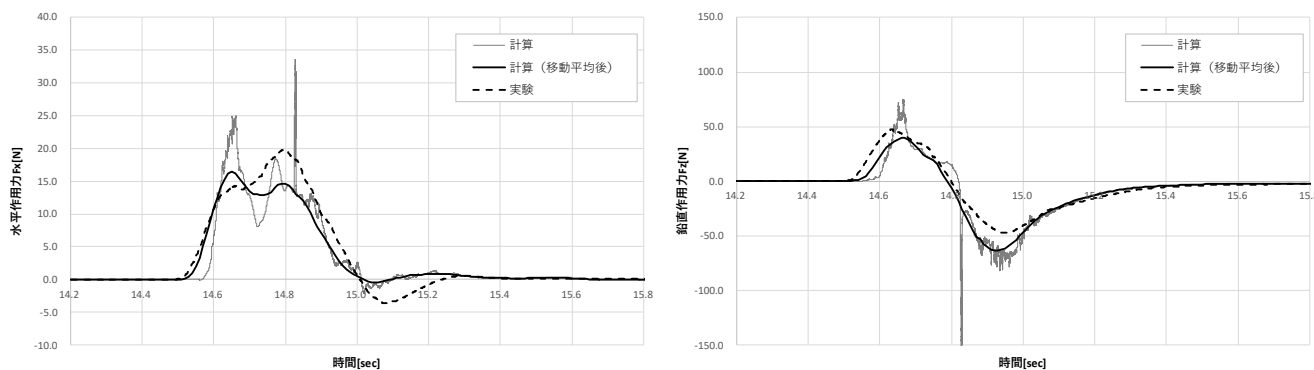


図 8 3次元モデル作用力比較

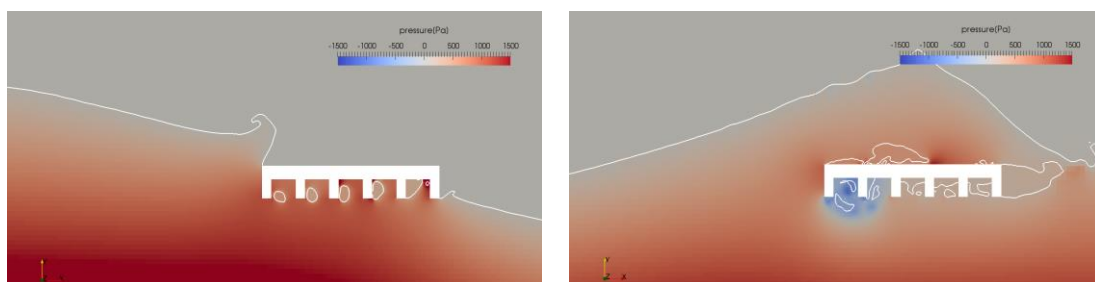


図 9 三次元モデル ピーク時圧力分布（左： $t=14.65[\text{sec}]$ 、右： $14.89[\text{sec}]$ ）

参考文献

- 1) OpenFOAM Foundation, OpenFOAM Documentation, <http://openfoam.org>
- 2) Hansen, J. B. and I. A. Svendsen: Laboratory generation of waves of permanent form, Proc. 14th Conf. on Coastal Eng., 1974.

課題1. 孤立波による橋桁への作用力

立命館大学 理工学部 野阪 克義

1. 解析概要

数値解析には, OpenFOAM (Ver.2.3.0: Linux 版をエミュレータ上で実行) を用いた. 本検討では, VOF (Volume Of Fluid) 法による非圧縮混層流解析が行える interFoam を用いた. 解析は 3 次元モデルとして行った.

与えられた課題は水路実験であるが, 水路全体をモデル化するのではなく, 橋梁模型付近 (橋桁断面中心から 2.25m 手前から 1.75m 後方の計 4m 区間) のみをモデル化し, 流入の境界条件として孤立波を設定した. また, 橋桁長さ方向 (水路幅方向) には, 対称性を考慮し橋桁の長さ半分のみをモデル化した. 課題で与えられた図面上では模型の設置されている水路幅は 400mm であり, 模型はその全幅に渡って設置されているようにみられるが, 実際には隙間があると仮定し, 両端に 5mm ずつの隙間を設けられるように模型の幅は 390mm (解析ではその半分で 195mm) とした. 解析領域の概略図を図-1 に示す. 図中の単位は mm である.

解析領域において, 左面は流入境界として関数によって孤立波の波高, および流速が再現できるものとした. 下面と模型との境界面は壁とし, 流速を 0, 圧力勾配を 0 とした. 右面は透過境界, 上面は大気境界とした. 模型から下面以外の境界までの距離は, 解析結果に影響を与えない程度にとつてある. 解析領域の幅 (図-1 における奥行き方向) は 200mm とし, 水路の端の境界は壁, 中央面については対称条件を与える境界とした.

メッシュサイズは, 図-1 に示す平面上において, 模型周りで約 3mm 四方とし, 模型から約 30mm 離れた位置より外側では約 5mm 四方とした. 幅方向については約 5~10mm とした.

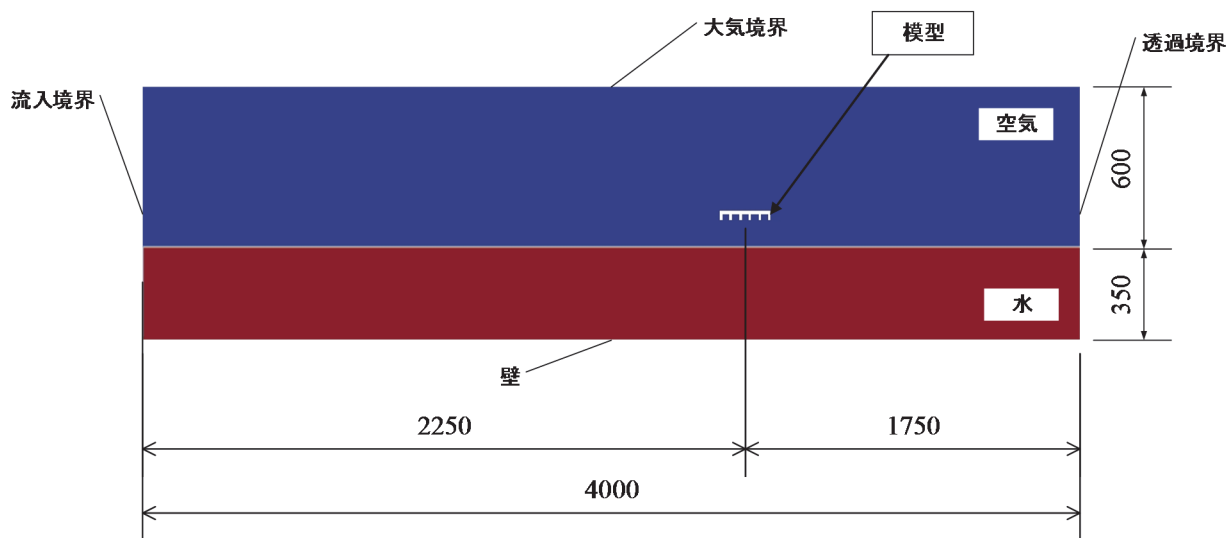


図-1 解析領域概略図

初期水位は与えられているとおりの 350mm と設定し, 左端の流入境界から孤立波の式で与えられる波高, および流速を与えた. 与えられた実験データにおける波高データと理論値とを比較し, 図-2 に示す. プログラムへの入力としては, 波高と流速の関係を 0.01 秒刻みで出力したデータを用いた.

ただし, 流速は波の高さ方向にも変化しているため, 波の上面での流速(u_{x1})から初期水位位置での流速(u_{x2})まで直線的に変化させ, それより低い

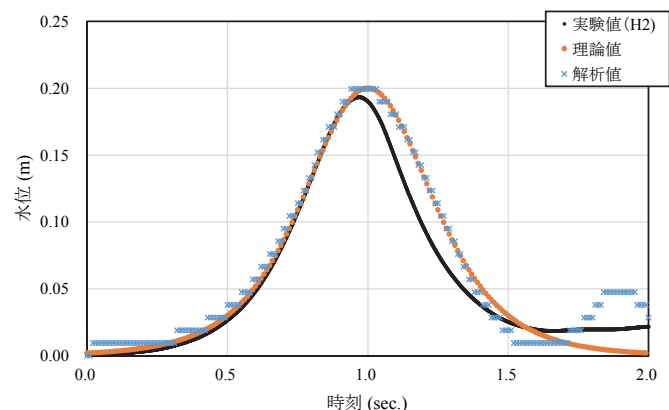


図-2 孤立波の波形 (実験値・理論値との比較)

位置では u_{x2} として定義した。

数値解析は乱流解析として行い、レイノルズ平均モデル (RANS) を用いることとし、OpenFOAM に組み込まれている標準 $k-\epsilon$ モデルを使用した。このモデルにおいて必要なパラメータは乱流エネルギー k とエネルギー散逸率 ϵ であり、本検討ではそれぞれ、 $0.0004\text{m}^2/\text{s}^2$ 、 $0.0004\text{m}^2/\text{s}^3$ に設定して解析を行った。解析時間刻みは、クーラン数が 1 未満となるように自動設定し、結果として $7.0 \times 10^{-5} \sim 2.0 \times 10^{-3}$ 秒刻みとなった。解析結果は 0.01 秒間隔で出力し、整理した。解析にはラップトップ型 PC (CPU: Intel Core i7-4800MQ 2.70GHz; メモリ: 16.0GB) を使用し、3 秒間のシミュレーションに要した解析時間は約 10 時間であった。

2. 結果

得られた解析結果を、与えられた実験結果と比較したものを図-3 (抗力) および図-4 (揚力) に示す。それぞれ、縦軸が抗力および揚力 (単位は N) であり、横軸は時間である。ただし、時間については、解析と実験とで波の到達が同じ時間となるように調整してある。また、解析モデルは模型の半分の幅であるため、解析結果の抗力と揚力を 2 倍している。

参考までに、模型中心から 250mm 手前 (図-1 中では左方向) の断面にて計測した波高を図-2 にプロットしている。波の通過後に多少の違いは見られるがおおよそ波形は再現できているものとする。波が模型に到達する前、1.72 秒後、および 2.14 秒後における波の形状を、それぞれ、図-5 および図-6 に示す。

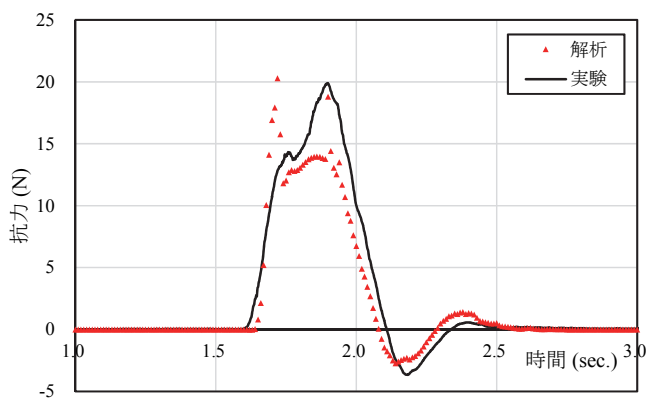


図-3 抗力の比較

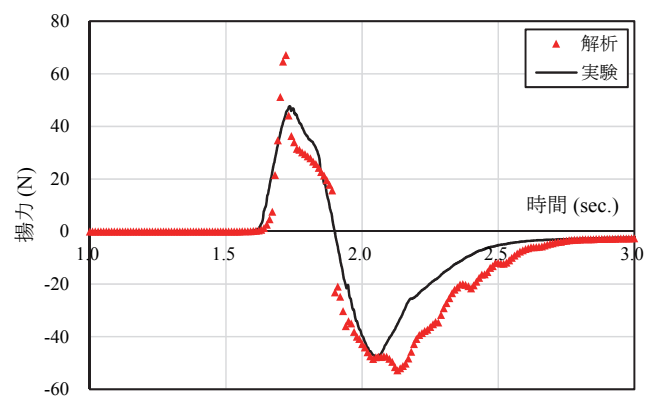


図-4 揚力の比較



図-5 孤立波の波形

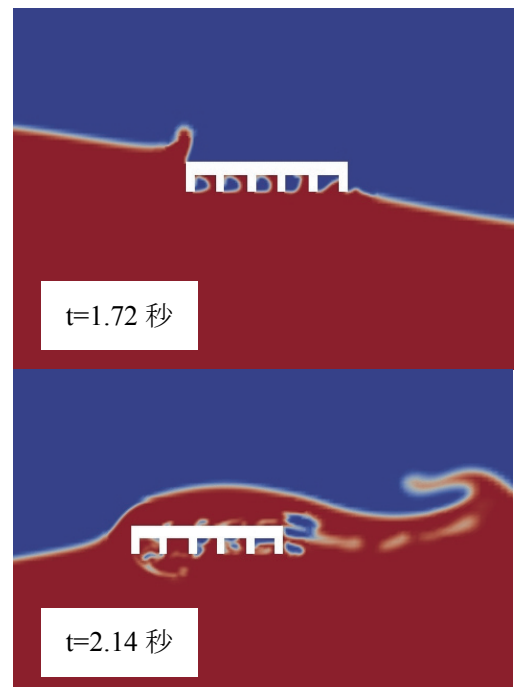


図-6 模型周りの流況

参考文献

- 1) 梶島岳夫：乱流の数値シミュレーション，養賢堂，1999.
- 2) 川崎佑磨・中尾尚史・伊津野和行：矩形断面桁に作用する津波荷重と圧力に関する二次元混相流解析，土木学会論文集 A1 (構造・地震工学)，Vol. 71, No. 2, pp. 199-207, 2015.

Evaluation of hydrodynamic force on a bridge due to a soliton

Applied Simulations Inc., Fumiya Togashi, Rainald Lohner

Abstract: We conducted numerical simulations of benchmark tests designed by the Japan Society of Civil Engineers. The numerical simulation was performed by FEFLO, an in-house, general-purpose computational fluid dynamics code. The volume of fluid technique was adopted to describe the liquid-gas interface.

Flow solver:

The numerical simulation was performed using FEFLO [1], a general-purpose CFD code based on the following general principles:

- Use of unstructured grids (automatic grid generation and mesh refinement);
- Finite element discretization of space;
- Separate flow modules for compressible and incompressible flows;
- Arbitrary Lagrangian-Eulerian formulations for body fitted moving grids;
- Embedded formulations for complex/dirty geometries;
- Edge-based data structures for speed;
- Optimal data structures for different supercomputer architectures; and
- Bottom-up coding from the subroutine level to assure an open-ended, expandable architecture.

The code has had a long history of fluid-structure interaction applications and has been ported to both shared memory and distributed memory computers.

Volume of fluid (VOF) basic equations:

The liquid-gas interface is described by a scalar equation of the form:

$$\Phi_{,t} + \mathbf{v}_a \cdot \nabla \Phi = 0 \quad (1)$$

Here $\mathbf{v}_a$ denotes the advective velocity, and Φ describes the total density of the material in a cell/element or control volume. We remark that both the gaseous and liquid phases are considered incompressible. The incompressible Navier-Stokes Equations are solved by the numerical schemes based on the following criteria:

- Spatial approximation of unknowns with simple finite elements in order to have a simple input/output and code structure;
- Temporal approximation using implicit integration of viscous terms and pressure (the interesting scales are the ones associated with advection);
- Temporal approximation using explicit integration of advection terms;
- Low-storage, iterative solvers for the resulting systems of equations in order to solve large 3-D problems;
- Steady results that are independent from the timestep chosen in order to have confidence in convergence studies.

A detailed description of the methodology is reported in the references [2].

Benchmark test #1:

We prepared the symmetric computational domain of benchmark test #1 as shown in Fig. 1. We used the measured data at 500mm away from the bridge as an inflow condition. Figure 2 shows the snapshots of the wave motion over time.

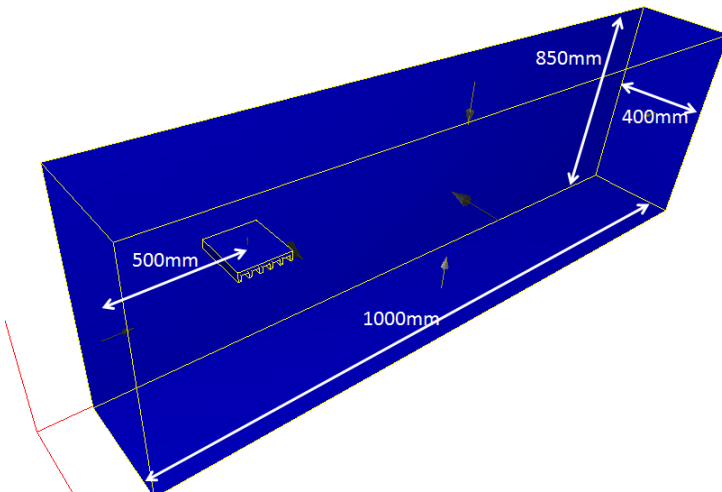


Fig. 1 Symmetric computational domain of benchmark test #1

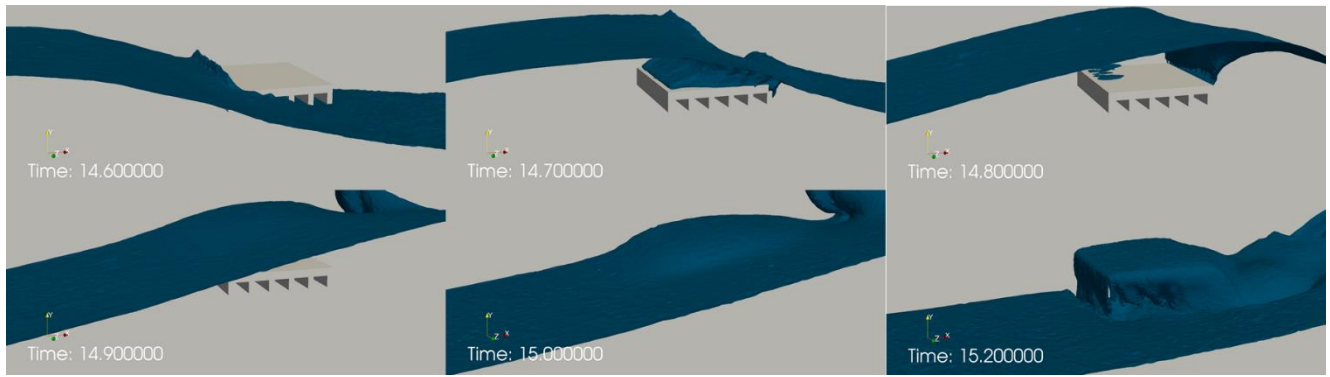


Fig. 2 Wave motion over time

Figures 3 and 4 show the overpressure and force history comparisons between the computation and measured data respectively. Our computation captured the pressure rise (time of arrival of water) and duration accurately. While the computed overpressure peak agreed very well with the measured data, the computation history on P21 showed greater negative pressure than the measured data as shown in Fig. 3. The computed force peaks were higher than the measured data, however, the integration values over time agreed well with the measured integration values. In the comparisons of pressure/force histories, the computation showed sharper variation than the measured data.

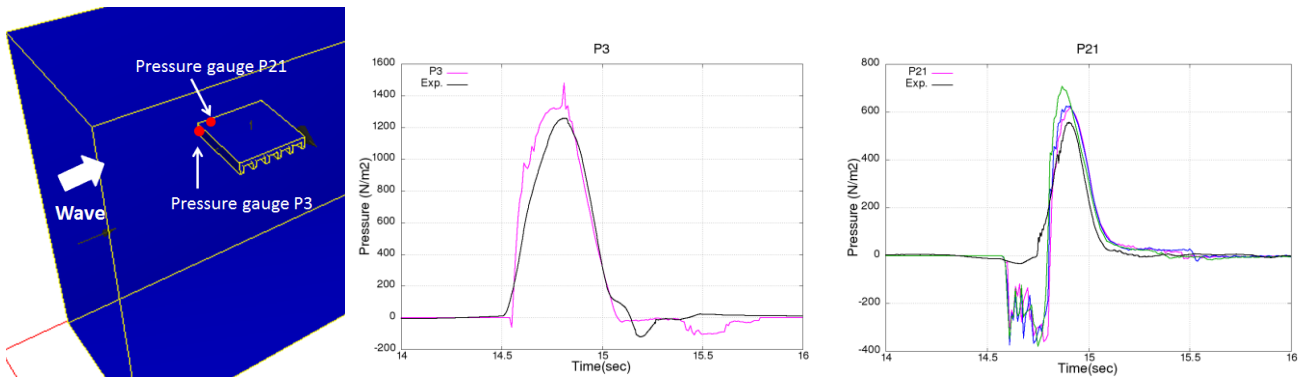


Fig. 3 Comparison of overpressure history between the computation and measured data at the front and top of the bridge

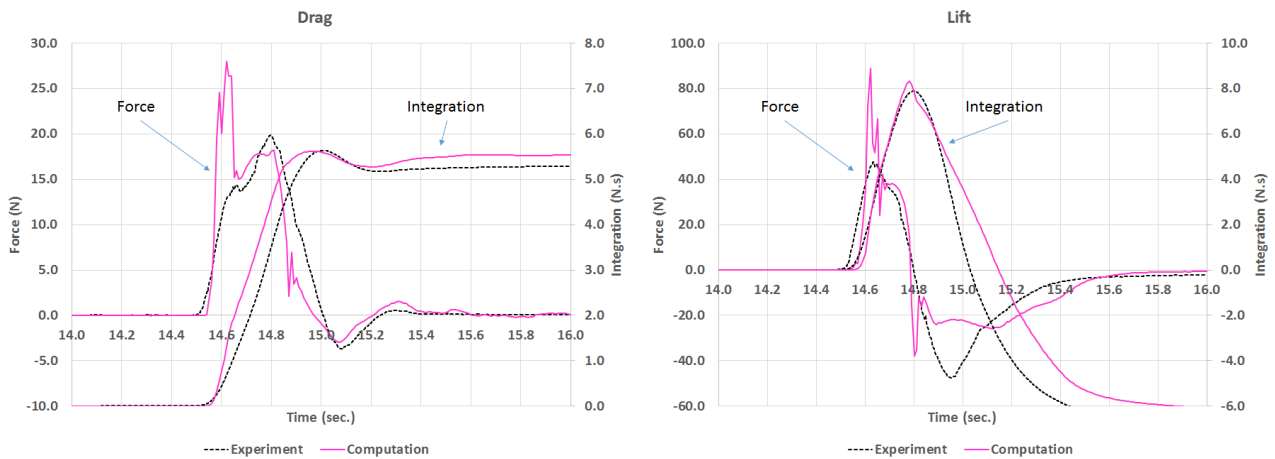


Fig. 4 Comparison of drag and lift history between the computation and measured data

Concluding remarks:

We conducted numerical simulations of benchmark tests designed by the Japan Society of Civil Engineers. The computations were performed by an in-house, CFD code, FEFLO, using the VOF technique. The computed pressure/force histories agreed very well with the measured data. The computational time was 0.5 hours using 36 cores of the Cray XC40 system.

References:

- [1] Löhner R., (2001) Applied CFD Techniques, J. Wiley & Sons
- [2] Löhner R., Yang C. and Oñate E. (2006), "On the simulation of flows with violent free surface motion" *Comp. Meth. Appl. Mech. Eng.*, vol. 195, pp. 5597-5620

課題1. 孤立波による橋桁への作用力

立命館大学 理工学部 伊津野 和行

1. 手法

OpenFOAM¹⁾の interFoam ツール (VOF 法) を用い, 簡易な二次元計算を行った. OpenFOAM の利用には, DEXCS というオープン CAE システム²⁾を, Windows PC で仮想環境 VirtualBox を利用し Linux を起動して用いた.

2. 条件

図-1 のような解析場を設定し, 左を流入境界, 右を流出境界, 下面を非すべり壁境界, 上面を大気境界とした. 一辺 5mm の正方形格子で全領域をモデル化し, 桁モデルの大きさと位置も図-2 (a) のように 5mm 単位で丸めて近似した. 図-2 (b) の長方形モデルも用いた. 格子の数は約 12 万個である. 境界条件を表-1 に示す.

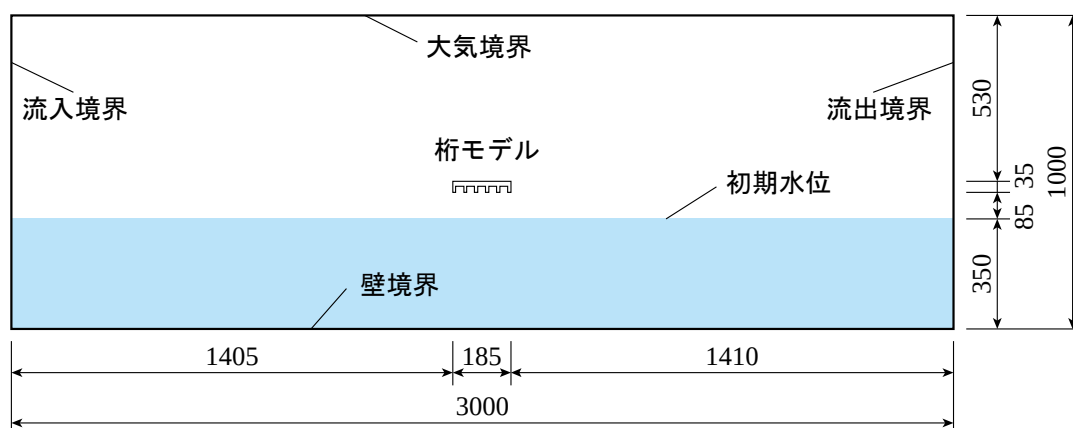
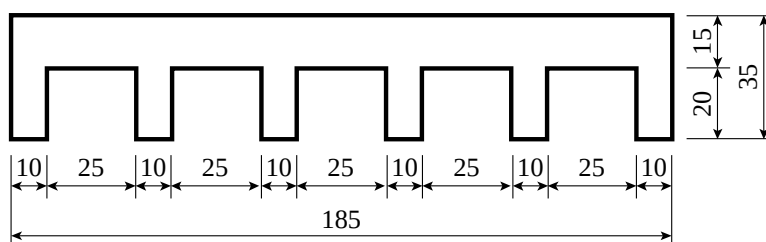
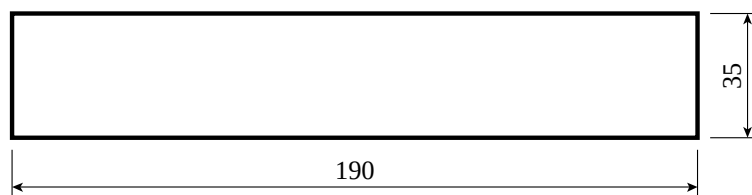


図-1 解析領域



(a) 桁近似



(b) 長方形

図-2 桁モデル

表-1 境界条件

場所	左側面	右側面	下面, 桁	上面
境界	流入	流出	非すべり壁	大気開放
圧力 $p-pgh$	勾配 0	0	勾配 0	全圧が 0 になるよう調整
速度 U	時刻歴	勾配 0	勾配 0	勾配 0, 流入があれば速度 0
乱流エネルギー k	勾配 0	勾配 0	壁関数	流れが外向きなら勾配 0, 内向きなら値が 0
乱流散逸率 ϵ	勾配 0	勾配 0	壁関数	流れが外向きなら勾配 0, 内向きなら値が 0
液相率 α	時刻歴	勾配 0	勾配 0	流れが外向きなら勾配 0, 内向きなら値が 0

流入境界において OpenFOAM の非標準ライブラリ groovyBC を用い、H3 で計測された水位を時刻歴波形として与えた。流入境界における速度は、その水位から式(1)で推測される水平速度 U を初期水位より高い液相部分に時刻歴波形として与え、鉛直速度および空気相部分と初期水位より低い部分の水平速度は 0 とした。

$$U = \sqrt{gh} \left\{ 1 + \frac{1}{2} \left(\frac{a}{h} \right) - \frac{3}{20} \left(\frac{a}{h} \right)^2 \right\} \quad (1)$$

ここで、 g は重力加速度、 h は初期水位の高さ、 a は初期水位からの波の高さである。乱流モデルには RANS の k - ε を用いた。乱流パラメータは、乱流エネルギー $k = \frac{3}{2} (U \times I)^2$ と、乱流散逸率 $\varepsilon = C_\mu^{3/4} k^{3/2} / L_m$ という式³⁾から初期値を設定した。ここで、 U は流入速度の最大値を参考に 2.5m/s、 I は乱流強度で 10% を仮定、 C_μ は定数で 0.09、 L_m は乱流スケールで水力直径 $L = 4 \times \text{断面積} / \text{断面周長} = 4 \times (0.35 \times 0.4) / (0.35 + 0.4 + 0.35) = 0.5 \text{ m}$ を用いて $L_m = 0.07L = 0.035 \text{ m}$ とした。以上より、 $k = 0.09 \text{ m}^2/\text{s}^2$ 、 $\varepsilon = 0.09 \text{ m}^2/\text{s}^3$ を初期値として設定した。

3. 結果

計算には一般的な PC (Intel Core i7-4770 3.40GHz) で、2 秒間の値を求めるのに約 45 分で計算が終了した。図-3 に抗力、図-4 に揚力の時刻歴波形を示す。実験の最大抗力 20N に対し、図-2(a) の桁近似モデルを用いた計算値は 25N と 27% 高い値になった。揚力は上向き 48N の実験最大値に対して計算値は 84N と 76% 高く、下向き 48N の実験最大値に対して計算値は 76N と 60% 高い値となった。また、参考までに用いた図-2(b) の長方形モデルを用いた場合も、抗力は桁近似モデルを用いた計算値とほぼ変わらず最大値 25N であった。抗力を推定するだけであれば、簡単な長方形モデルでもよいことがわかる。一方、揚力は長方形モデルではさらに過大評価することになり、最大 114N と実験値の 2 倍以上となる。揚力には主桁形状などの影響が大きいことがわかる。

14.62 秒に正の揚力が最大となった際の流況を図-5 に、14.84 秒に抗力が最大となった際の流況を図-6 に、15.2 秒時点の波が通過した後の流況を図-7 に示す。二次元解析のため、作用した津波力は橋軸方向全体に作用することになり、実験値よりは大きな値となることが考えられる。また、桁下に閉じ込められた空気の逃げ場がなく、揚力も過大評価する結果となっている。

抗力の計算値には 2 回ピークが生じている。14.62 秒のピークは、長方形モデルでは見られない。この時点において、正の揚力が最大値を迎えている。図-5 のように津波が桁前面に到達した瞬間、各主桁前面にも波が当たることと、桁間に閉じ込められた空気の影響もあって大きな値を示したものと考えられる。桁下空間に閉じ込められた空気の影響については、桁端から空気が逃げることができかどうかで結果に違いが生じることが、過去の検討で示されている⁴⁾。

実験ではロードセルで作用力を計測するため、桁の両側にわずかながらも隙間がある。また実際の橋でも、桁端部には橋台や隣接桁との間に空気が逃げることができる空間がある。よって、端部からの空気の流出を考慮した解析が必要だと考えられる。

14.8 秒付近の 2 回目のピークは、図-6 のように桁前面の水位が高くなった時点であり、この後すぐ水が桁の上に落下して負の揚力が図-4 のように大きなピーク値を示している。実験値には、この時点における大きな負のピーク値が見られないため、桁前面で剥離した波が落下する状況が異なることが考えられ、波の剥離を精度良く推定することが必要である。また、二次元解析では、波の落下の影響が過大に出やすいことも一因だと考えられる。

図-4 の揚力を示したグラフにおいて、波が通過した後、実験値よりも計算値の方が負の揚力が大きくなっているのは、計算では図-7 のように桁の上に水が残っているためである。

以上、抗力はある程度実験値に近い結果が得られたが、揚力の推定精度は低かった。しかし、本検討のような簡易な計算によっても、ある程度実験値に近い値を得ることができることは、特に初期段階における津波作用力の推定に有用だと考える。

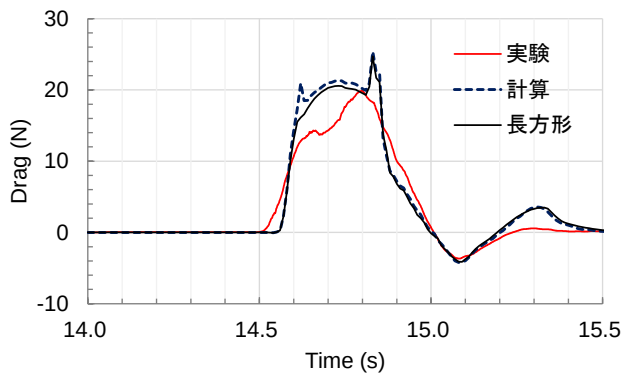


図-3 抗力

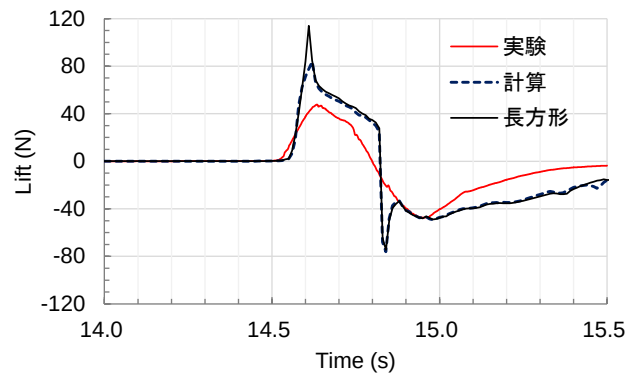


図-4 揚力

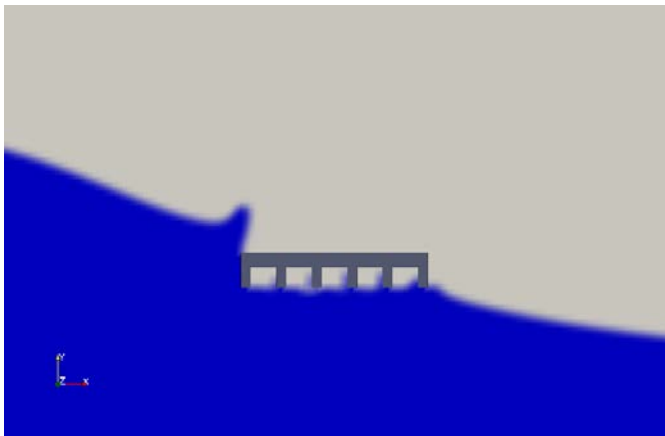


図-5 揚力最大時 (14.62 秒)

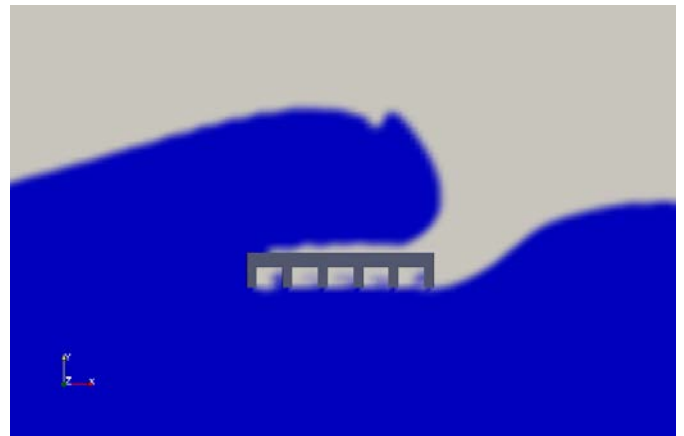


図-6 抗力最大時 (14.84 秒)

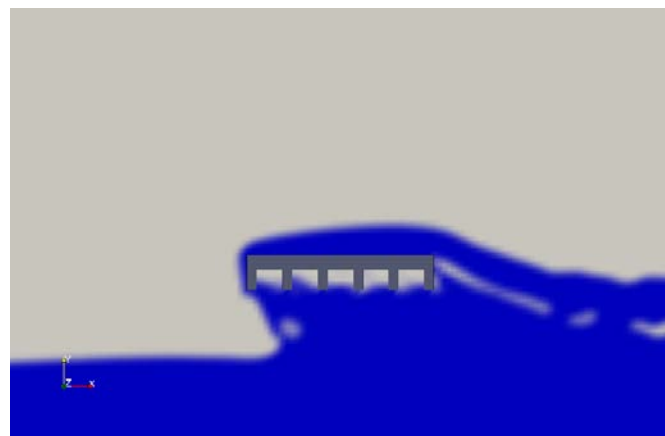


図-7 波の通過後 (15.20 秒)

参考文献

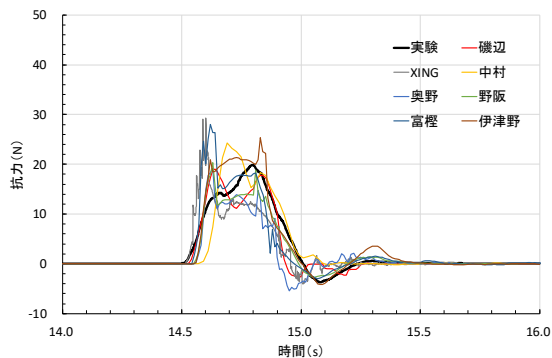
- 1) OpenCFD Ltd.: OpenFOAM, <http://www.openfoam.com>
- 2) 柴田良一: DEXCS, <http://dexcs.gifu-nct.ac.jp>
- 3) CFD Online: Turbulence free-stream boundary conditions, <http://www.cfd-online.com/Wiki/>
- 4) 川崎佑磨・伊藤典昭・伊津野和行: 鉾桁橋に作用する津波の圧力特性に及ぼす桁端部の影響に関する一考察, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), Vol. 71, No. 4, pp. I_62-I_68, 2015 年 9 月.

課題1のまとめ 孤立波

参加者

- 磯辺弘司 CADMAS-SURF/3D 2次元
- Chunyan XING CADMAS-SURF/3D
- 中村雅志 SPH DualSPHysics 2次元
- 奥野峻也 OpenFOAM 2次元
- 野阪克義 OpenFOAM
- 富樫史弥 FEFLO
- 伊津野和行 OpenFOAM 2次元

抗力の比較



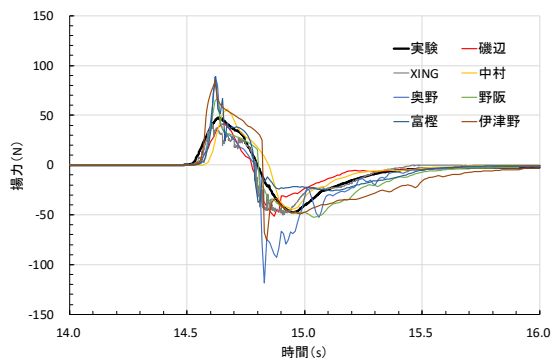
抗力の最大値

単位: N

実験	磯部	XING	中村	奥野	野阪	富樫	伊津野
	CADMAS	CADMAS	SPH	OpenFOAM	OpenFOAM	FEFLO	OpenFOAM
19.9	19.1	29.3	24.3	19.2	20.3	28.0	25.4
	96%	147%	122%	97%	102%	141%	127%

- 実験値に対する割合は97~147%だが、高周波数成分を除去すると、過大評価分は小さくなる。
- どの手法を用いても、1.5倍までの精度はある。
- ほぼすべての数値解析で、14.6秒付近で一つ目の大きな山があるが、実験ではあまり大きな山ではないのが一番の問題。

揚力の比較



揚力の最大値

単位: N 正: 上向き, 負: 下向き

実験	磯部	XING	中村	奥野	野阪	富樫	伊津野
	CADMAS	CADMAS	SPH	OpenFOAM	OpenFOAM	FEFLO	OpenFOAM
47.7	41.2	42.1	56.6	88.6	67.1	88.8	83.8
	87%	88%	119%	186%	141%	186%	176%
-47.5	-51.3	-50.0	-44.2	-118.2	-52.7	-37.7	-76.1
	108%	105%	93%	249%	111%	79%	160%

- 上向きの力は87~186%だが、下向きが79~249%と実験値との差が大きい。
- 下向きの力は、桁端部で剥離した波がどのように桁に再付着するかで違いが大きいのではないかと。

課題1のまとめ

- ▶ 細かい計算では高周波数の応答結果になりやすい
 - 設計では移動平均などの利用が必要か
 - 設計では、どこまで詳細な計算をすればよいのか
- ▶ 波がどのように桁周辺を流れるかで揚力には差が生じる
 - 桁端部における波の剥離を精度良く捉える工夫が必要
- ▶ 入力波形をどのように設定するかが重要
 - 沖合での水位変動データしか与えられない場合どうするか

津波作用力の推定精度

- ▶ 抗力
 - どの手法も設計に利用可能な精度を持つ
 - 波が到達した時の力を過大評価しやすい
- ▶ 揚力
 - 抗力よりも推定精度は低い
 - 主桁形状や桁端部の隙間など、細部のモデル化も影響する

課題 2 「斜橋に対する津波作用力」の説明

課題 2. 斜橋に対する津波作用力

立命館大学で実施された実験の、実験開始後 2 秒～4 秒の 2 秒間の橋桁への作用力（あるいはその最大値）を求めて下さい。橋軸方向の軸力と、橋軸直角方向の水平力、そして鉛直方向の揚力です。同一条件で実施された直橋模型を用いた実験に関して、水位、流速および作用力の計測データを公開します。斜橋模型を用いた実験の水位と流速のデータのみを公開しますので、桁模型への作用力を推定してください。実験結果はシンポジウムの当日、公表することにしていました。シンポジウム当日、公表していた流速と水位のデータ、および直橋の抗力と揚力のデータに間違いがある（校正値をかける前のデータだった）ことが判明しました。ウェブには正しい値を掲示し直してあります。斜橋の実験結果は下記の通りです。

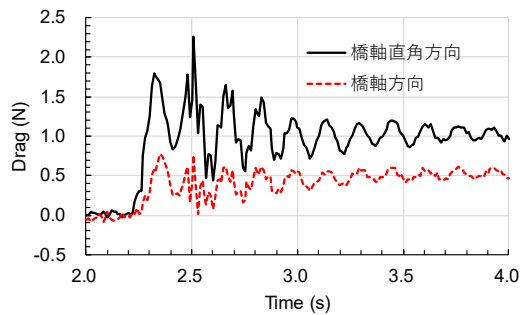


図 1 課題 2 の水平力

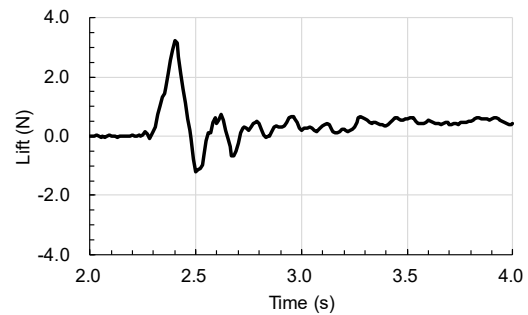


図 2 課題 2 の鉛直力

なお、図 1 の水平力は、水路の流下方向と水路幅方向で計測された図 3 の水平力から、三角関数を用いて合成した値です。数値解析で、流下方向と水路幅方向として計算した場合は、図 3 の値と比較をしてください。

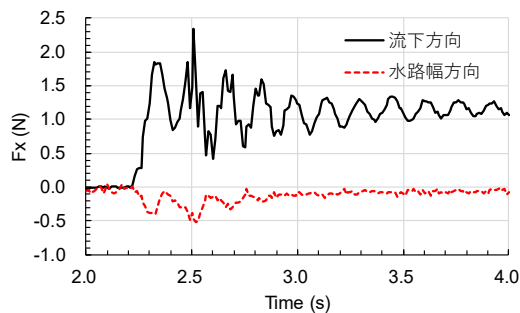
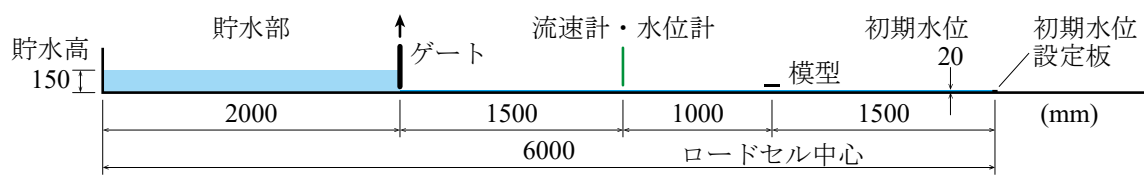
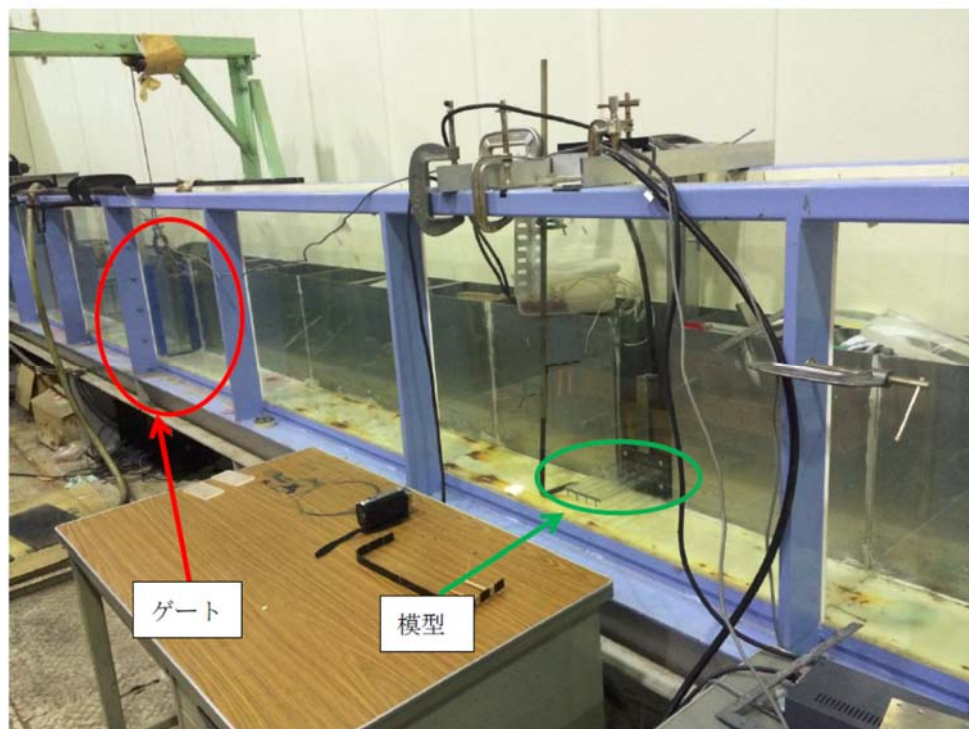


図 3 課題 2 の水平力（図 1 と別方向）

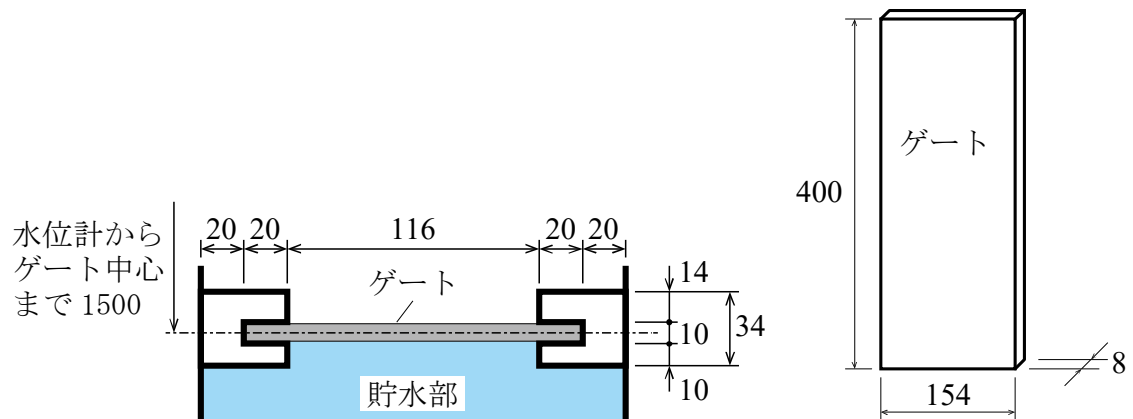
水路側面図



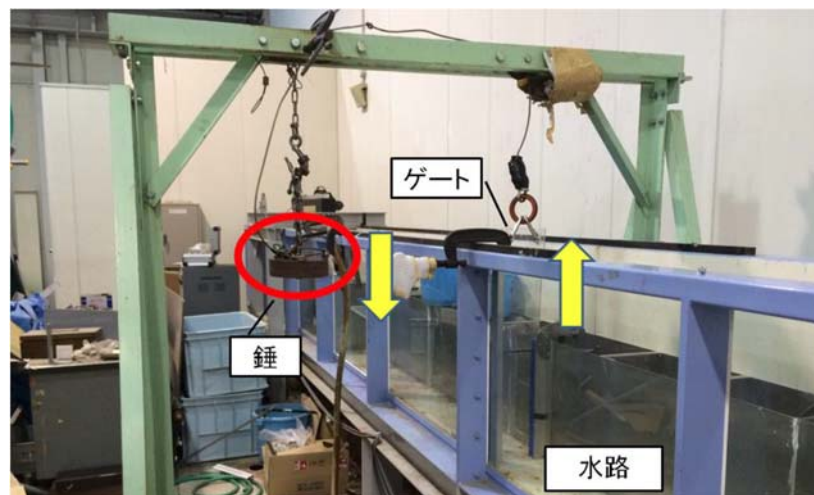
ゲートを急開することによって貯水部に貯めた水を流し、津波を模擬した波を発生させた。貯水高は 150mm、水路部の初期水位は 20mm とした。ゲート中心から模型に作用する力を計測するロードセルの中心まで 2500mm、流速と水位を計測した位置まで 1500mm である。初期水位設定板より右に水路は数 m 続いている。データは、右端で反射した波が戻って来るまでの計測になっている。



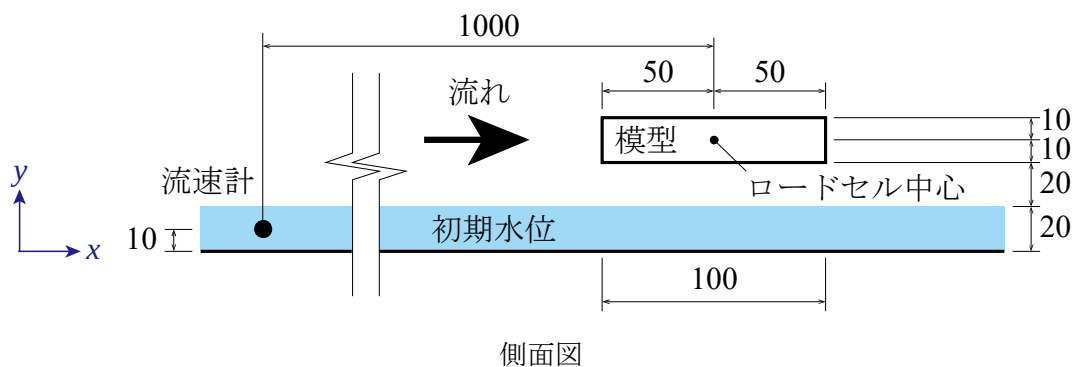
ゲート部詳細

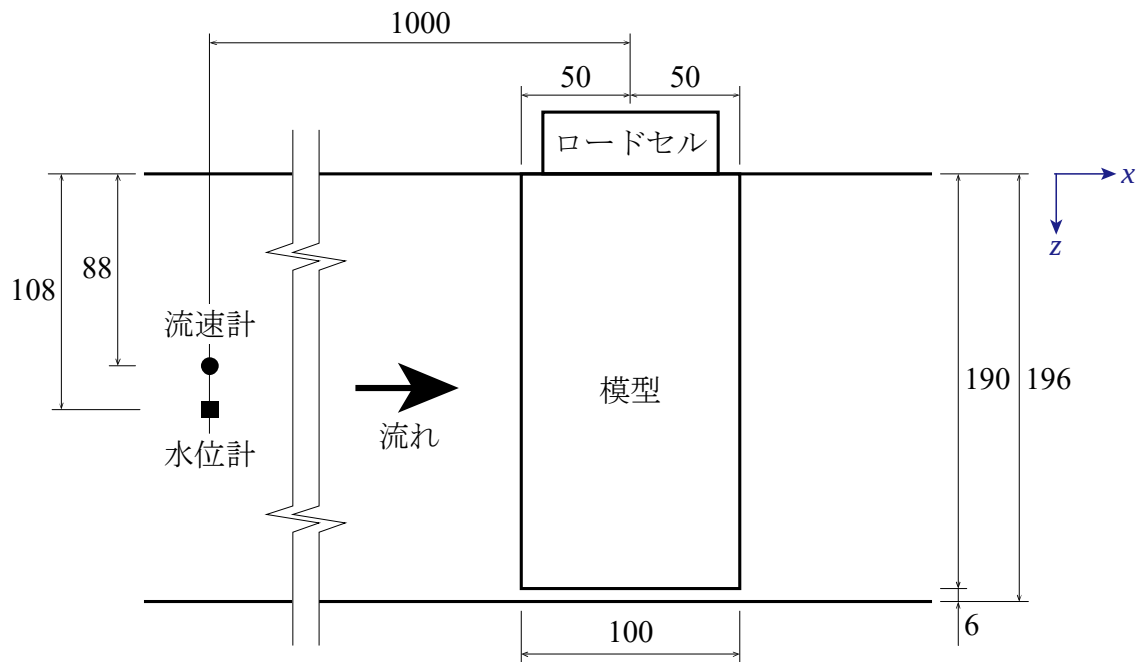


ゲートは、ネジ内にバネの入ったボールプランジャでゲート支持具に押しつけられており、ゲートからワイヤーを介した錘を落とすことにより急開した。錘は 8.46kg、ゲートは取り付け金具を含め 1.4kg。ゲートが 400mm 開ききるのに要する時間は 0.13 秒であった。

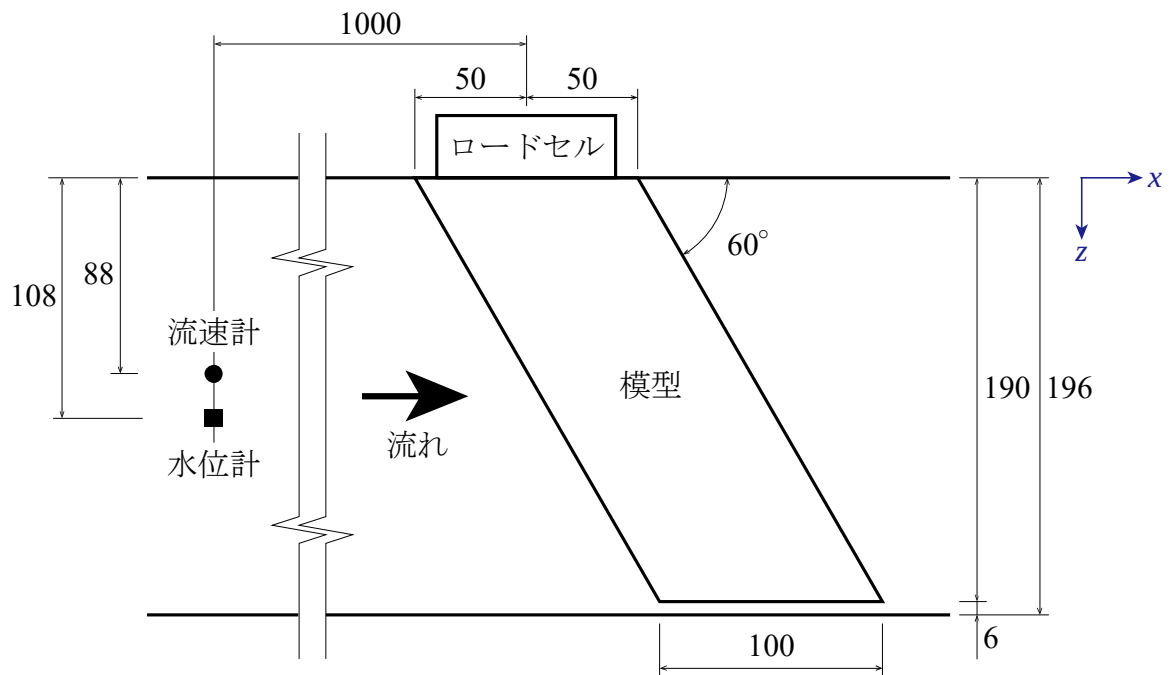


水位・流速計測位置および模型取り付け部周辺





直橋模型を設置した平面図



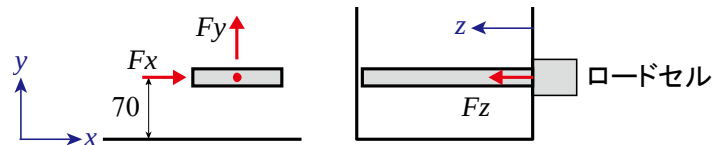
斜橋模型を設置した平面図

模型はアクリル製で、直橋は幅 100mm×高さ 20mm×奥行き 190mm，斜橋も同様に図のとおり斜角 60° である。

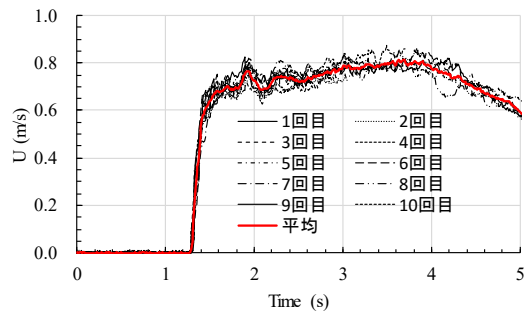
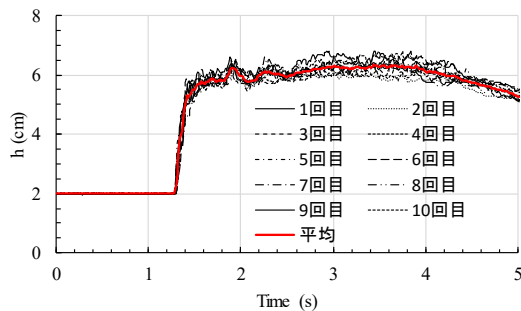


模型取り付け部の中心とロードセルの中心を合わせた．ロードセルで片持ち梁的に模型を支持している．

プロペラ式の流速計で水路底面から 10mm の位置の流速を計測した．水位は容量式波高計で計測した．ロードセルで計測した力の向きは下図のとおりとする．

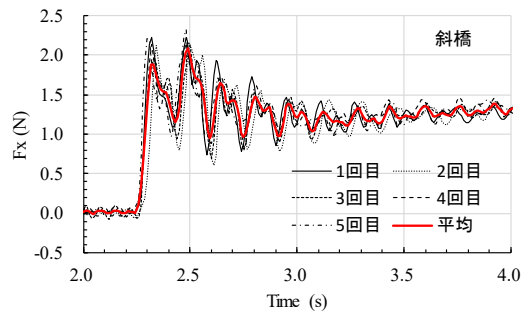
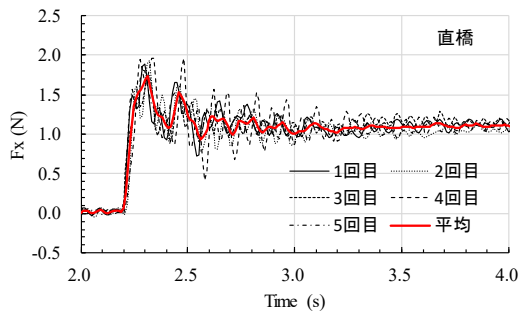


シンポジウムでデータのばらつきに関して質問があったため，各 5 回の実験結果を下記に示す．水位と流速は直橋も斜橋も変わらないので計 10 回のデータを示した．ばらつきを，(最大値－平均値)／平均値で表す．

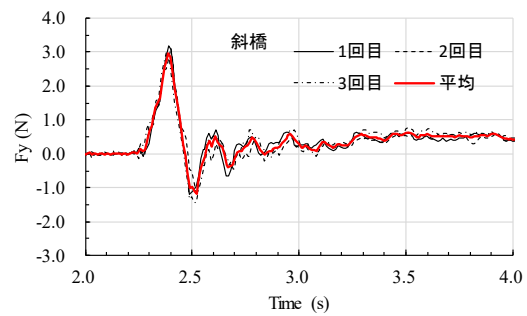
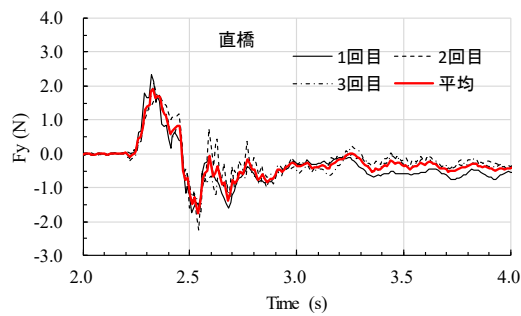


水位：最大値のばらつき 3%

流速：最大値のばらつき 6%

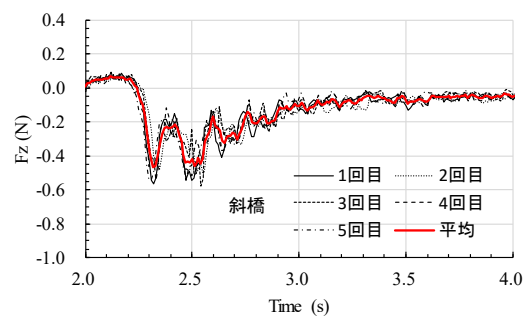
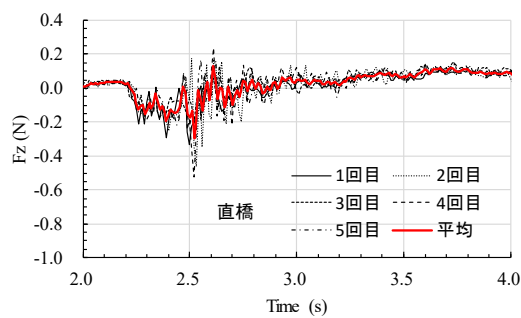


流下方向の水平力：最大値のばらつき 直橋，斜橋とも 5%



鉛直力：最大値のばらつき 直橋 14% 斜橋 3%

最小値のばらつき 直橋 17% 斜橋 12%



水路幅方向の水平力：最大値のばらつき 直橋 35% 斜橋 51%

最小値のばらつき 直橋 50% 斜橋 5%

水位、流速、流下方向の力に関しては、ばらつきが比較的少なかった。

鉛直力に関しては、実験の不備により、5回中3回しか有意なデータが計測できなかった。

使用したロードセル (AMTI MC3A-100) の信頼できる分解能が、 F_x と F_y に関しては 0.02N に対し、 F_z は 0.09N となっており、水路幅方向の水平力が小さいこともあって、この方向の値の信頼性は他よりも低い。

課題 2. 斜橋に対する津波作用力

筑波大学大学院 システム情報工学研究科 ○福島 寛二
筑波大学 システム情報系 田中 聖三
筑波大学 システム情報系 磯部 大吾郎

1. 手法

1. 1. 概要

本課題に対する数値解析手法として、VOF 関数法に基づく有限要素法による 3 次元自由表面流れ解析手法¹⁾を用いる。その中でも、移流項の卓越、圧力振動による数値不安定性を排除するために、SUPG/PSPG 法に基づく安定化有限要素法²⁾を用いている。有限要素法に基づく本手法は、対象構造物の形状を正確に表現できるため、構造物の周辺での流況および物体に作用する力を正確に評価できると期待される。時々刻々と変化する自由表面形状の表現には、VOF 関数を導入した界面捕捉法に基づく方法を用いた。界面捕捉法では自由表面は間接的に表現されるため、巻き込みを含む砕波や跳水現象のような複雑で不連続な自由表面形状も比較的簡便に表現可能である。また、解析モデルの大規模化に伴う計算コストの増加に対して、OpenMP による Thread 並列と領域分割に基づく MPI 並列を用いた Hybrid 並列計算手法を導入し、メモリの分散化および計算の高速化を図っている。

1. 2. 基礎方程式と離散化

基礎方程式として以下の 3 次元非圧縮性粘性流体の支配方程式を用いた。

$$\rho \left(\frac{\partial \mathbf{u}}{\partial t} + \mathbf{u} \cdot \nabla \mathbf{u} - \mathbf{f} \right) - \nabla \cdot (\mathbf{u}, p) = 0 \quad \text{on } \Omega_t \quad (1)$$

$$\nabla \cdot \mathbf{u} = 0 \quad \text{on } \Omega_t \quad (2)$$

ここで、 $\mathbf{u}$, p は流速、圧力である。VOF 関数法に基づく界面捕捉法では密度 ρ および、粘性係数 μ は以下のように空気(添字 a)と水(添字 w)を用いて以下のように表される。

$$\rho = c\rho_w + (1 - c)\rho_a, \quad (3)$$

$$\mu = c\mu_w + (1 - c)\mu_a, \quad (4)$$

ここで、 c は VOF 関数であり、0 から 1 の範囲の値を取り、その挙動は以下の移流方程式に支配される。

$$\frac{\partial c}{\partial t} + \mathbf{u} \cdot \nabla c = 0 \quad \text{on } \Omega_t \quad (5)$$

式(1), (2) および (3)に対して安定化有限要素法²⁾を用いると以下の弱形式が導かれる。

$$\begin{aligned} & \int_{\Omega_t} \mathbf{w}^h \cdot \rho \left(\frac{\partial \mathbf{u}^h}{\partial t} + \bar{\mathbf{u}}^h \cdot \nabla \mathbf{u}^h - \mathbf{f} \right) d\Omega + \int_{\Omega_t} \varepsilon(\mathbf{w}^h) : \sigma(\mathbf{u}^h, p^h) d\Omega + \int_{\Omega_t} q^h \nabla \cdot \mathbf{u}^h d\Omega \\ & + \sum_{e=1}^{n_{el}} \int_{\Omega_t^e} \left\{ \tau_S \bar{\mathbf{u}}^h \cdot \nabla \mathbf{w}^h + \tau_P \frac{1}{\rho} \nabla q^h \right\} \cdot \left\{ \rho \left(\frac{\partial \mathbf{u}^h}{\partial t} + \bar{\mathbf{u}}^h \cdot \nabla \mathbf{u}^h - \mathbf{f} \right) - \nabla \cdot \sigma(\mathbf{u}^h, p^h) \right\} d\Omega \\ & + \sum_{e=1}^{n_{el}} \int_{\Omega_t^e} \tau_{DC} \nabla \cdot \mathbf{w}^h \rho \nabla \cdot \mathbf{u}^h d\Omega = \int_{(\Gamma_t)_h} \mathbf{w}^h \cdot \mathbf{h}^h d\Gamma, \end{aligned} \quad (6)$$

$$\begin{aligned} & \int_{\Omega} c_*^h \left(\frac{\partial c^h}{\partial t} + \mathbf{u}^h \cdot \nabla c^h \right) d\Omega + \sum_{e=1}^{n_{el}} \int_{\Omega_e} \tau_{cDC} \nabla c_*^h \cdot \nabla c^h d\Omega \\ & + \sum_{e=1}^{n_{el}} \int_{\Omega_e} \tau_{cS} (\mathbf{u}^h \cdot \nabla c_*^h) \left(\frac{\partial c^h}{\partial t} + \mathbf{u}^h \cdot \nabla c^h \right) d\Omega = 0 \end{aligned} \quad (7)$$

式(6),(7)に対して、Crank-Nicolson 法により時間方向の離散化を行うことで、有限要素方程式が導かれる。導かれた連立 1 次方程式の解法には GP-BiCG 法を適用する。これらの計算を行うプログラムには、計算時

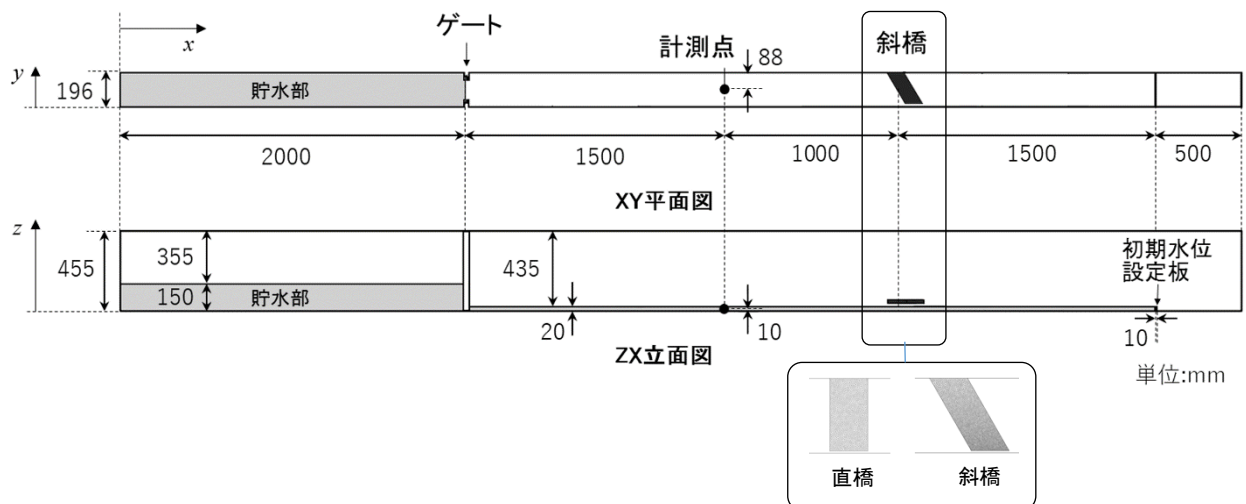


図 1. モデル図

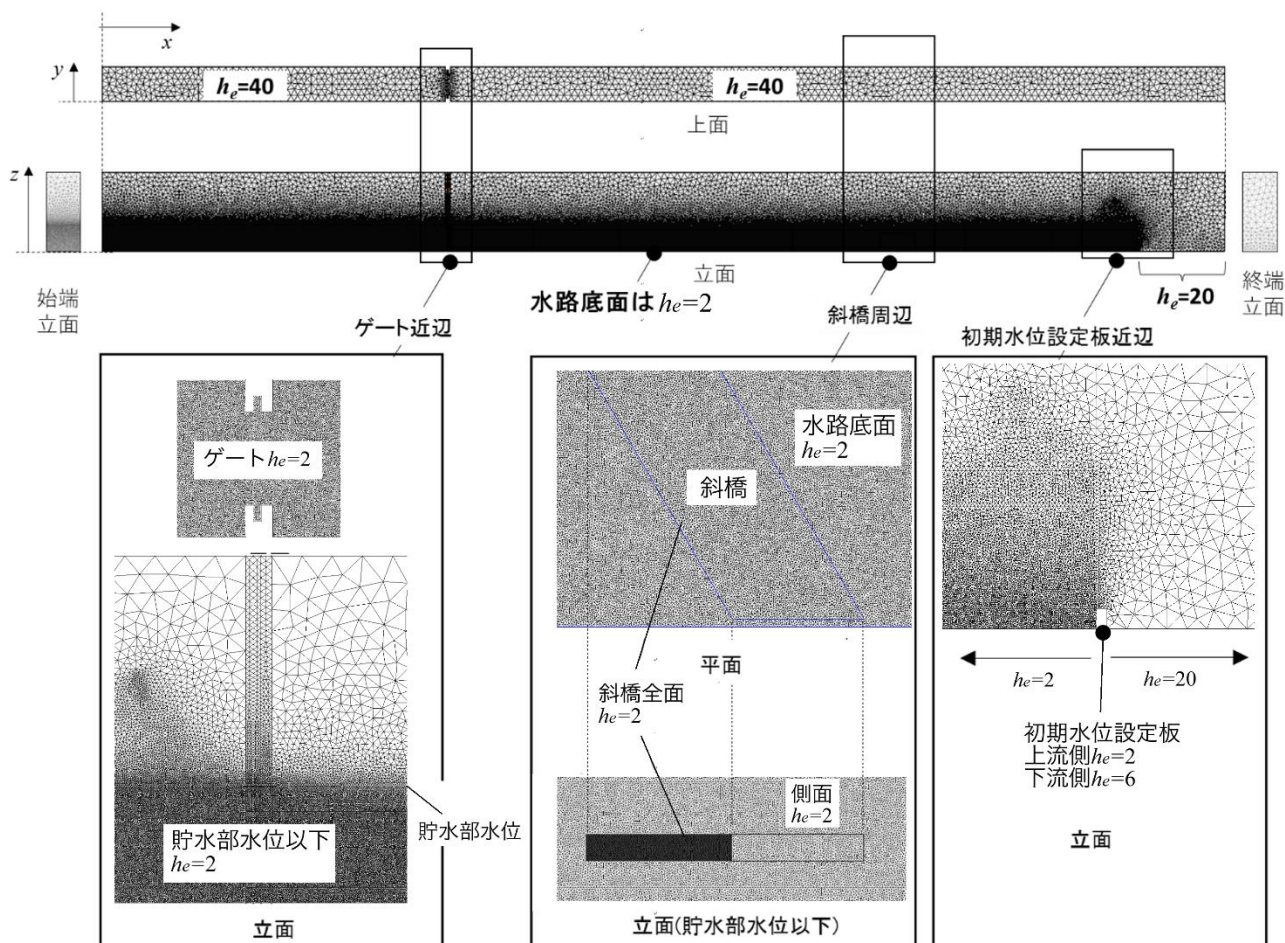


図 2. メッシュ分割図 (h_e : 要素長さ [mm])

間と計算機記憶容量削減のため、領域分割法に基づく並列計算手法(MPI により通信)と、Multi-Core Processor に対応した OpenMP を用いたスレッド並列を組み合わせた hybrid 並列計算手法が導入されている。

2. 条件

図 1 に当問題の解析領域の寸法を示す。この領域に対し、四面体要素を用いて有限要素分割を行う。総節点数、総要素数がそれぞれ 8, 101, 002 節点、49, 083, 384 要素となっている。最小分割幅は、橋梁構造部近辺

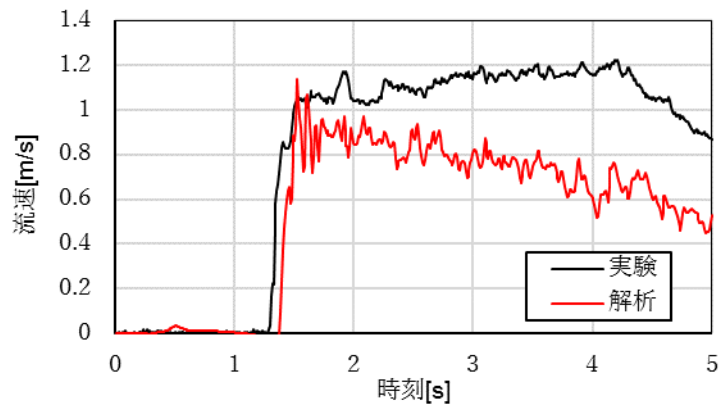
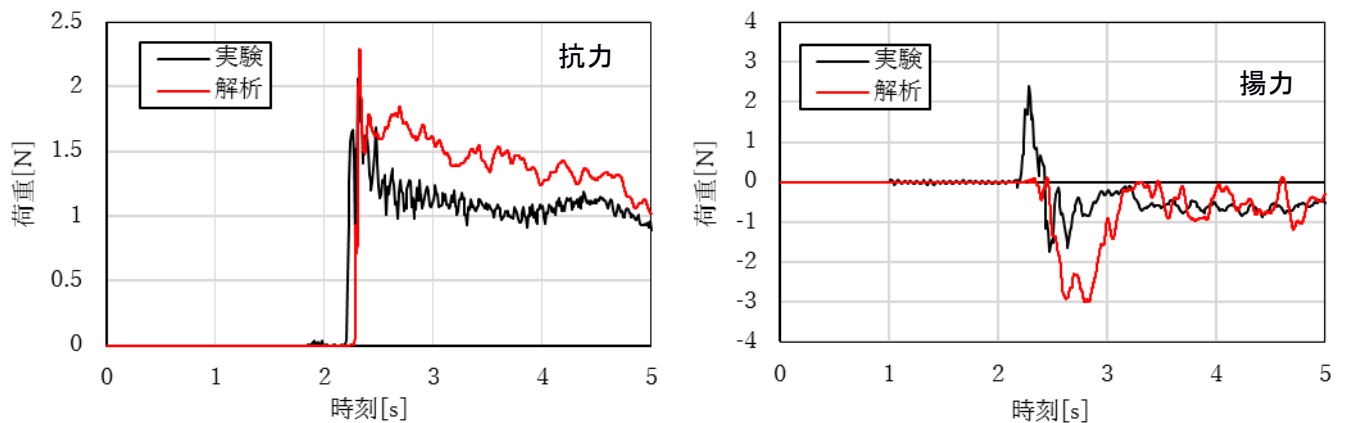
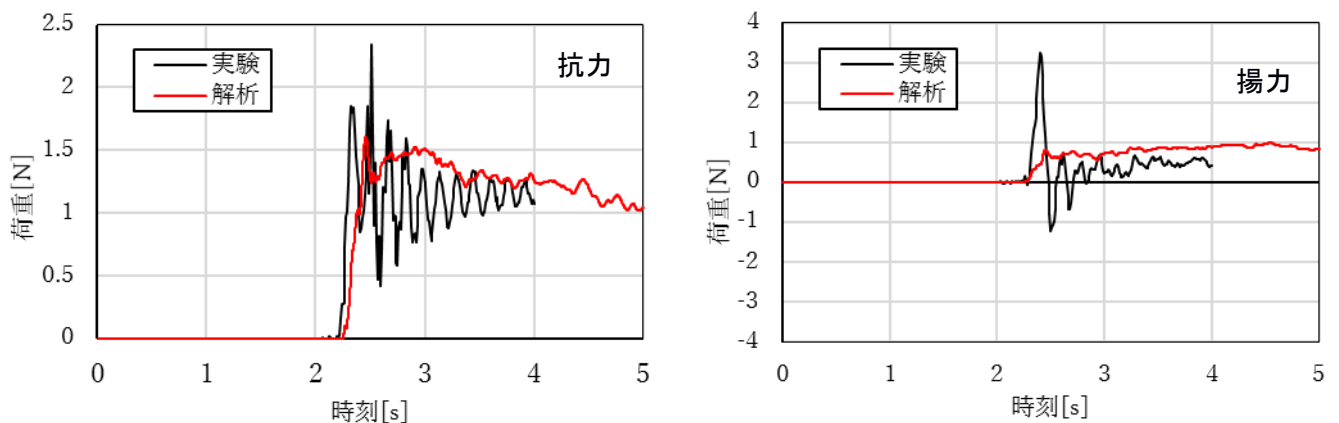


図3. 直橋モデルにおける流速の時刻歴の比較



(a) 直橋



(b) 斜橋

図4. 各橋梁モデルにおける抗力、揚力の時刻歴の比較

で、約 2mm となっている。メッシュ分割図を図 2 に示す。境界条件として、壁面（底面、側面、上面）、および構造物境界面では free-slip 条件を課した。なお、ゲート開扉は一瞬で行われていると仮定し、ゲートの移動の影響は無視した。

3. 結果

実験結果と解析結果の比較として、図 3 に流速の時刻歴を示す。流速は図 1 モデル図中に計測点として示される位置で計測されたものである。波の到達の数秒後での傾向は異なるものの、波が計測点に達した直後、流速が急峻に立ち上がる形状について、実験と解析は良い対応を示している。また図 4 に、ロードセルで計測された荷重の比較を示す。荷重は水路直交方向の抗力と鉛直方向の揚力で比較を行う。上側に直橋、下側

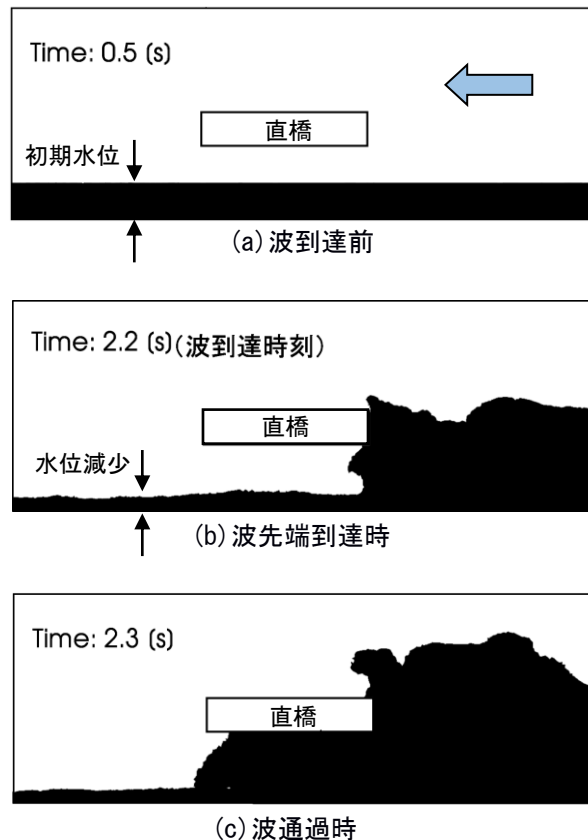


図5 各時刻での直橋モデルにおける水面形状

に斜橋での結果を示す．図中左側に示される抗力に関しては，直橋，斜橋ともに津波到達時の衝撃波圧を定性的，定量的に捉えられていることが分かる．一方，揚力に関しては，両橋において解析結果と実験結果には初期の挙動に差異が見られる．これは，波到達時の詳細な水位，波圧作用位置などが実験と異なることに起因していると考えられる．つまり，直橋の場合，橋梁は下から上へ力を受け，その後，橋梁の上を越流する水から下方への力を受けている．しかし，解析においては，後半の越流による下方への力は評価できていないものの，初期挙動における上方への荷重は表現できていない．これは，質量保存を満たすために導入している体積補正手法³⁾が，解析領域全体での保存を満たすように補正を実行しているため，局所的な質量保存がなされないためである．一例として，図5にVOF関数0.5以上（水部分）を視覚化した側面図を示す．同図より，波先端が橋に到達する時点で水路の水が消失し水位が下がっている事が確認できる．

4. 結言

本課題に，VOF関数法に基づくFEMによる3次元自由表面流れ解析手法を適用し，以下の知見を得た．

- ・本手法による橋梁に作用する津波荷重の算定値は，実験値と定量的に良い一致を示している．
- ・抗力に関しては，津波到達時の衝撃波圧も定性的に評価することが可能であったが，揚力に関しては，実験値と解析値で差異が見られた．これは，到達時の水位の差によるものと考えられ，その原因は解析領域全体で適用している体積補正手法であると考えられる．

今後の課題として，局所的な質量保存を実現する補正手法の検討が挙げられる．

参考文献

- 1) 田中聖三, Sun, F., 堀宗朗, 市村強, Wijerathne, M. L. L. : 動的津波荷重による構造物の破壊解析の基礎的研究, 土木学会論文集 A1(構造・地震工学), Vol.69, No.4, I_903-I_908, 2013.
- 2) Tezduyar, T. E. : Stabilized finite element formulation for incompressible flow computation, *Advances in Applied Mechanics*, Vol.28, pp.1-44, 1991.
- 3) Aliabadi, S. , Tezduyar, T. E : Stabilized-finite-element/interface-capturing technique for parallel computation of unsteady flows with interfaces, *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, Vol.190, pp.243-261, 2000.

課題2. 斜橋に対する津波作用力

鳥取大学大学院 工学研究科 ○中村 雅志
鳥取大学大学院 工学研究科 小野 祐輔

1. 手法

対象の流体及び構造物を粒子と呼ばれる単位に離散化し、その動的な挙動を Lagrange 的に追跡する解析法である Smoothed Particle Hydrodynamics (SPH) 法を用いた。使用した解析コードは DualSPHysics v4.0²⁾ である。DualSPHysics は、GNU General Public License (GPL)に従って配布されているソフトウェアであり、ソースコードが公開されている。DualSPHysics の最大の特徴は、GPU による並列計算が可能であり、安価な計算機資源においても 100 万粒子を超えるような大規模な解析を実施することができる。DualSPHysics は、流体の水位、流速、物体に作用する力を出力する機能を有しており、本検討でもそれらの機能を使用した。解析に用いた PC は、OS として Ubuntu Linux 14.04LTS が動作し、Intel Xeon 3.50 GHz CPU (8 コア)、32GB のメインメモリ、NVIDIA 製 Tesla C2050 を搭載したものである。

2. 条件

本検討では三次元解析を行った。実験の行われた水路、ゲート、橋梁のほぼ全てを忠実にモデル化し、SPH 粒子に離散化した。初期状態において、SPH 粒子を 0.050 cm 間隔で水平鉛直方向に均等に配置した。解析に用いた粒子の総数は 714,601 個であった。解析モデルの全体を図-1 に、ゲート部分を図-2 に示す。

水は擬似圧縮性流体として取り扱った。擬似圧縮性流体では、圧力を状態方程式により求める。また、水の粘性は、水本来の値ではなく、解析を安定させることを目的として、SPH 法における人工粘性モデルを用いた。人工粘性モデルにおける粘性係数は 0.01 とした。

橋梁モデルに作用させる津波は、実験に従ってゲートを開放することで生成する。実験においては、ゲートが 400 mm 開くのに 0.13 秒を要したことが報告されている。そこで、ゲートは鉛直上向きに 47.33m/s^2 の加速度で当加速度運動をするように設定した。

解析時間はゲートが動き始めてからの 5 秒間とし、解析総ステップ数は 75,758 となった。数値積分における時間間隔は DualSPHysics の機能を用いて可変かつ自動設定とした。解析に要した時間は約 2.2 時間であった。

3. 結果

解析は直橋、斜橋それぞれについて実施した。図-3 は直橋モデル、図-4 は斜橋モデルに津波が作用した様子である。図-5 及び図-6 に流速計・水位計地点での波高及び流速を示す。橋に当たる前の波高および流速を計測しているため、直橋と斜橋の場合で違いは現れていない。ゲートを開放してから水位計及び流速計のある地点に津波が到達するまでの時間は実験と良く一致している。

波高は、実験と SPH 法で算出した最大値はほぼ同じであった。また、ゲートが動き始めてから 4 秒後までの波高は実験と SPH 法で算出した値はほぼおなじであった。しかしながら、ゲートが動き始めてから 4 秒後以降の波高の推移は実験では値が小さくなっているのに対して SPH 法で算出した値は値が大きくなった。SPH 法では、橋桁に水塊が衝突すると水がせき止められ、橋桁での波高が時間とともに高くなり、その影響を受けて橋桁に近い地点から順番に水位が高くなる現象が見られた。その為水位が高くなった。



図-1 解析モデル全体

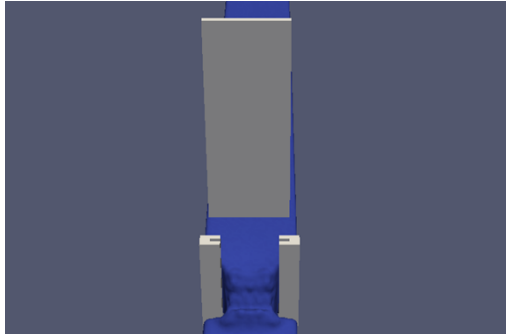


図-2 解析モデルのゲート部

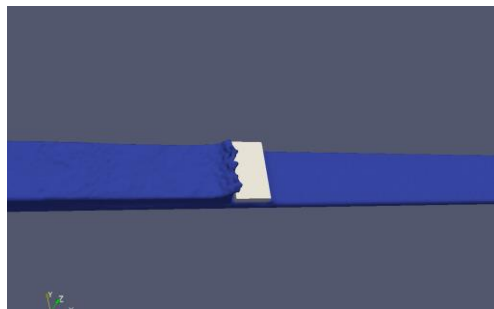


図-3 直橋に津波が作用する様子

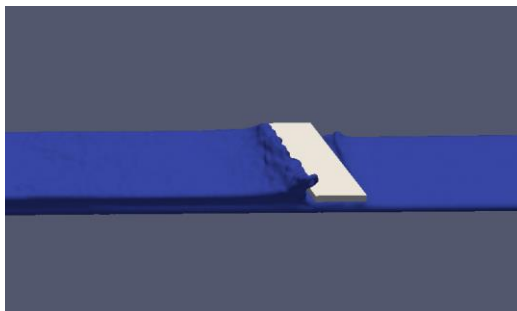


図-4 斜橋に津波が作用する様子

流速はSPH法で算出した値は実験値よりも大きく下回った。津波が流速計・水位計地点や橋桁に到達するまでの時間は実験値とSPH法で算出した値に差はほとんどなかったことから、津波の速度は再現できている。そのことを踏まえて考えると、粘性に問題があったと考えられる。SPH法では、粘性は水本来の粘性ではなく、SPH法における人工粘性を扱った。その影響が出たのではないかと考察する。

次に作用力について考察する。図-7及び図-8は、それぞれ直橋に作用する水平力及び鉛直力である。直橋での水平力は、津波が到達する時間はほぼ同じであるものの、作用力は全体を通してSPH法で算出

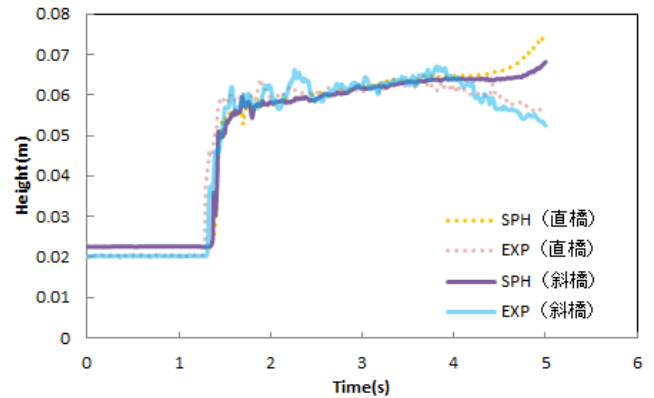


図-5 水位計地点での波高

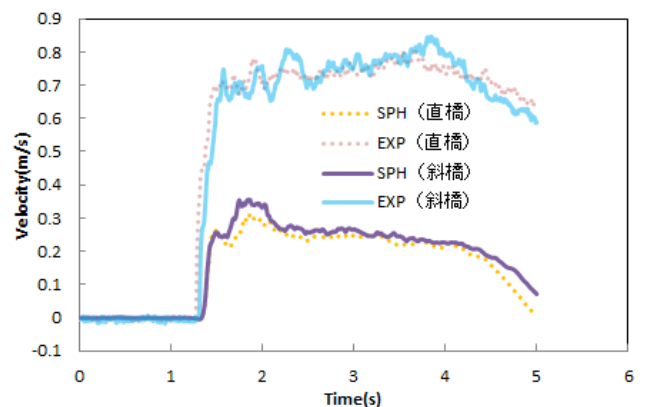


図-6 流速計地点での流速

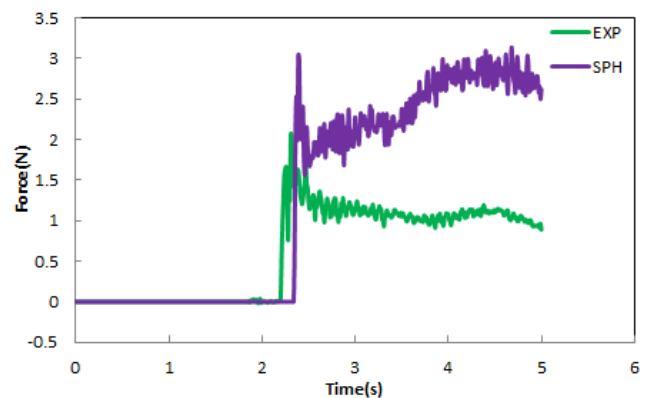


図-7 直橋に作用する水平力

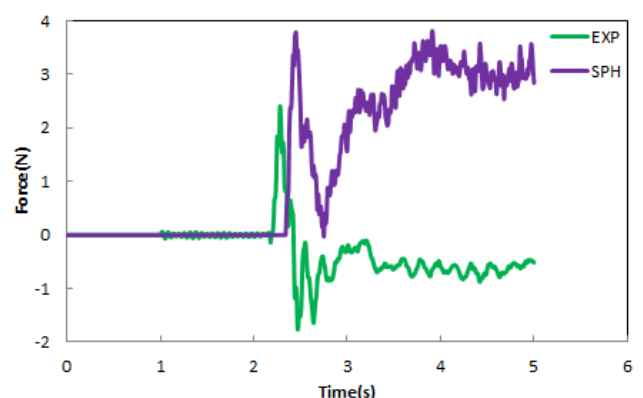


図-8 直橋に作用する鉛直力

した値のほうが、実験値よりも大きくなった。また、実験では津波の衝突後に作用力が最大値を取り、その後作用力は徐々に低下している。しかし、SPH 法で算出した値は、衝突直後に最大値が作用した後、作用力が徐々に上がっている。

次に直橋での鉛直力について考察する。鉛直力も、水平力と同じで、全体を通して SPH 法で算出した値のほうが、実験値よりも大きくなった。特に、ゲートが開いてから 3 秒後は、実験で算出された作用力は負の方向であるのに対して、SPH 法で算出された作用力は正の方向で作用した。これらを見てもわかるように、今回の解析方法では、流速及び作用力がうまく計算できなかったと言える。

最後に斜橋に作用する力の考察を行う。図-9、図-10、図-11 は、それぞれ斜橋の橋軸直角方向、橋軸方向、鉛直方向に作用する力である。斜橋も直橋と同じような傾向が見て取れる。橋軸直角方向、橋軸方向に作用する力は両方とも実験値より SPH 法で算出された作用力が大きくなった。鉛直力は、津波が橋桁に当たった直後の作用力は似たような値を出したものの、そのあとは、実験では 0 に近い作用力を計測しているのに対して、SPH 法では最大値に近い作用力を算出している。

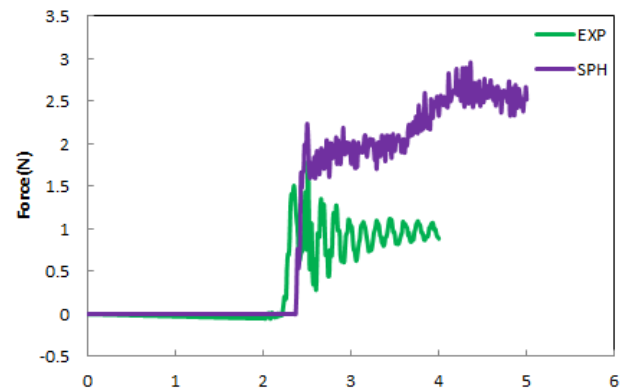


図-9 斜橋の橋軸直角方向に作用する力

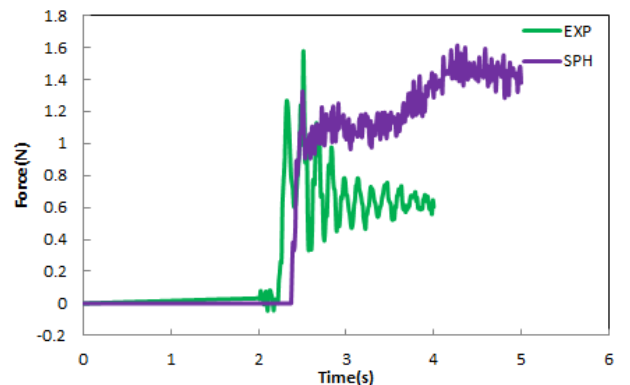


図-10 斜橋の橋軸方向に作用する力

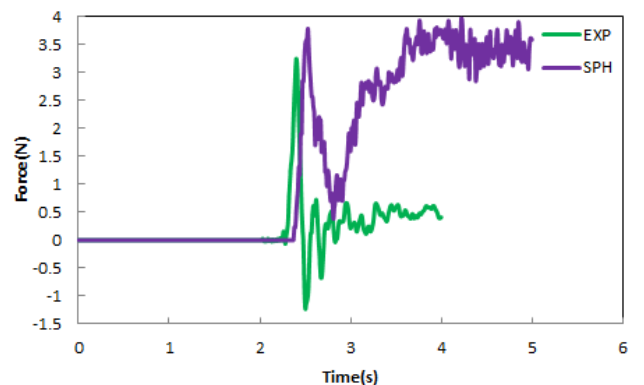


図-11 斜橋に作用する鉛直力

参考文献

- 1) Monaghan JJ. : Smoothed particle hydrodynamics, *Annual Review of Astronomy and Astrophysics*, Vol.30, pp.543-574, 1992.
- 2) Crespo AJC, et al. : DualSPHysics: open-source parallel CFD solver on Smoothed Particle Hydrodynamics (SPH), *Computer Physics Communications*, Vol.187, pp.204-216, 2005.

課題2. 斜橋に対する津波作用力

株式会社構造計画研究所 ○奥野 峻也

株式会社構造計画研究所 宮川 欣也

1. 手法

水および空気を非圧縮性粘性流体と仮定し、気液二相流の数値流体解析により橋梁に作用する外力を推定した。解析コードは数値流体力学ツールボックス OpenFOAM¹⁾の標準ソルバの一つ interDyMFoam を用いた。空間の離散化には有限体積法、気液界面の捕捉には VOF (Volume of Fluid) 法、圧力-速度連成手法には PIMPLE 法、乱流モデルとして標準 $k-\epsilon$ モデルを適用した。また AMR (Adaptive Mesh Refinement) により、気液界面の近傍で局所格子分割を行った。

2. 条件

図 1 に計算モデルを示す。実験ではロードセル中心から 1.5m の位置に初期水位設定板を設置しているが、計算では波力評価に影響しないと考えられるため、ロードセル中心から 0.5m 位置に初期水位設定板を設置し、領域を省略した。また実験では直橋・斜橋いずれもロードセルで片持ち梁的に模型を支持しているが、計算モデルでは両端に支持されるよう簡略化した。橋梁近傍での格子幅が 0.002m~0.005m となるよう非構造格子でメッシュ分割を行ったところ初期時刻での格子数は約 32 万となり、局所格子分割によって橋梁への衝突時には 80 万程度の格子数となった。

橋梁および水槽との壁境界はノンスリップ条件とし、津波の流出部では速度について勾配 0 条件を与えた。解析再現時間は $t=0.0\sim 4.0$ の 4.0 秒間とし、 $t=0.0$ においてゲートは完全に引き上げられた状態とした。

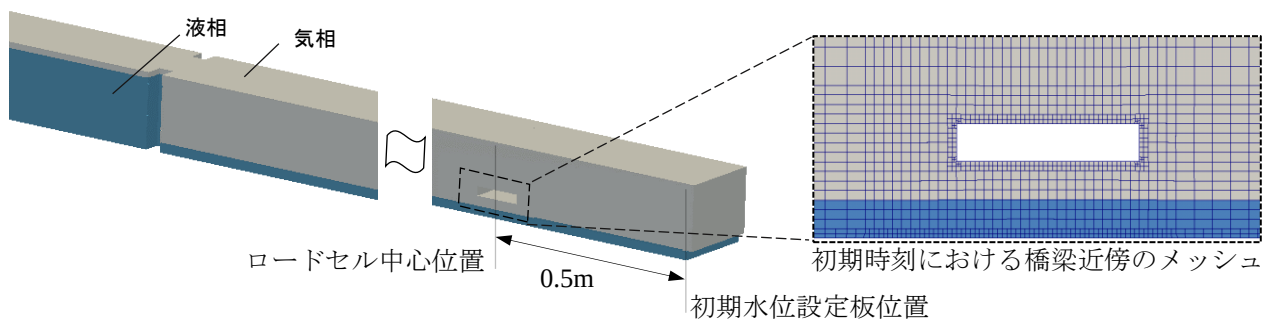


図 1 計算モデル

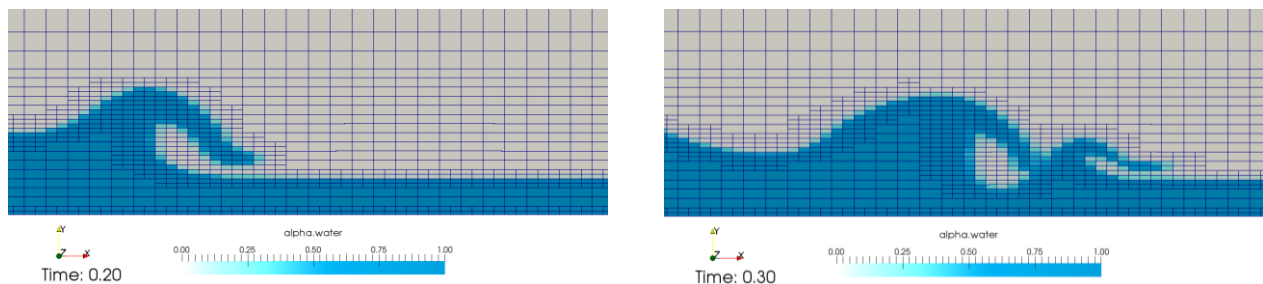


図 2 液相率分布と AMR による局所格子分割

3. 結果 (直橋)

橋梁の模型前方で計測された水位変動と流速の比較を図 3 に示す。参考として、別途行った SPH による計算結果を破線で示す。流速はやや小さく評価しているものの、波の到達時間、水位ともに実験と良い一致が見られる。

直橋模型を対象としたモデルに関して、抗力と揚力の比較を図 4 に示す。同図より、計算では実験よりやや大きい抗力が得られた。実験では流下方向に一定周期の振動がみられることから、実際には橋梁模型が振動していると考えられ、壁面と剛結合された計算結果が実験を上回る結果は定性的に正しいと言える。参考とし

て示した SPH の結果も本計算と同様の傾向を示している。抗力は波の到達時 $t=2.46[\text{sec}]$ で最大となった後に緩やかに減少していくが、 $t=2.53[\text{sec}]$ 付近で僅かに作用力が上昇する。これは橋梁背面で発生する負圧の影響（図 5）である。揚力に着目すると、上向きの揚力は実験を良く再現しているが、下向きの揚力に関しては実験との乖離が見られる。ただし SPH も同様の傾向がみられることから、計算で再現できない実験特有の条件があると考えられる。揚力最大・最小時の圧力分布（図 6）を確認すると、揚力の最大値は模型下面から作用する水圧が、最小値は模型上面から作用する水圧が支配的で、負圧はほぼ寄与していないことが分かる。参考値として示した SPH の結果は負圧を考慮していないが、抗力・揚力ともに本結果と近い値を示す

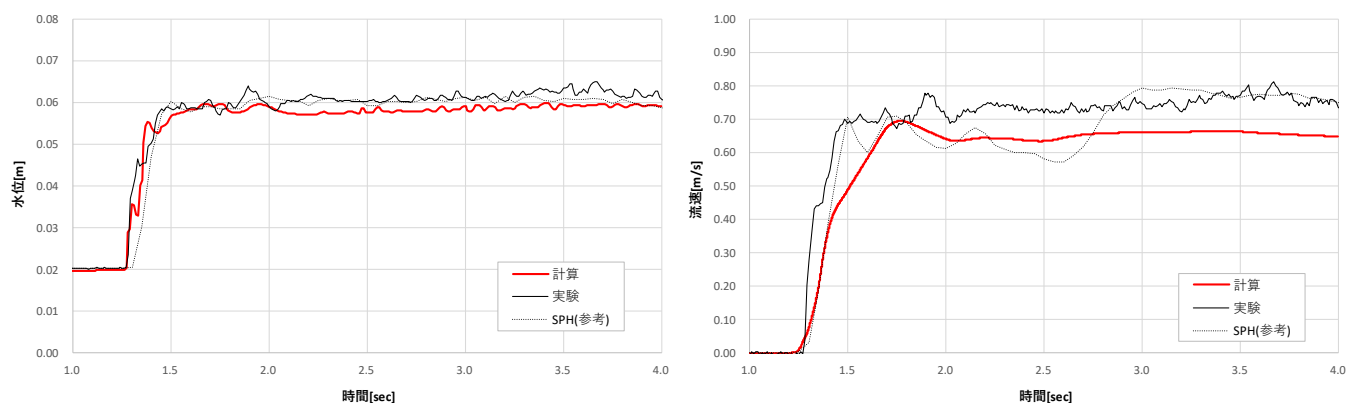


図 3 時刻歴水位および流速の比較

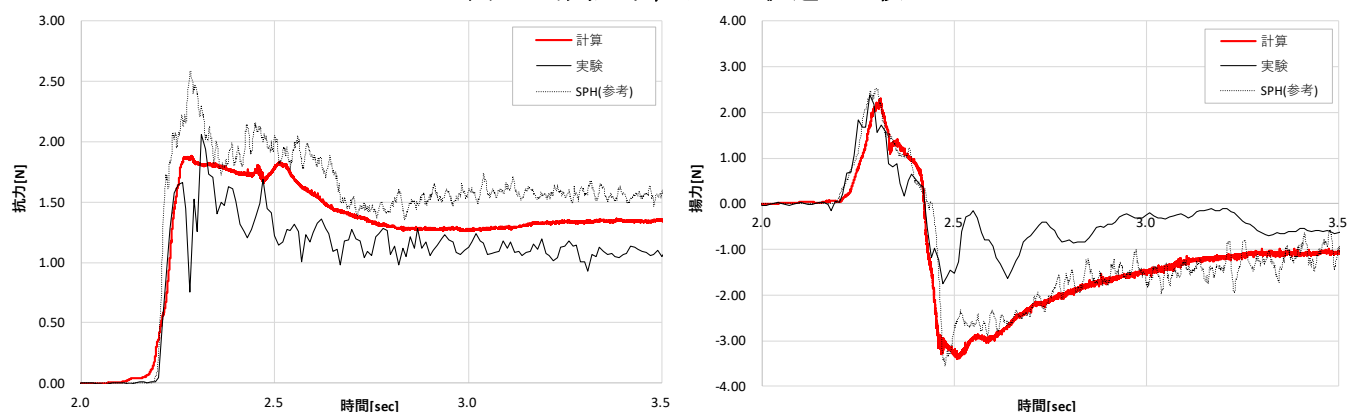


図 4 直橋モデルにおける抗力および揚力

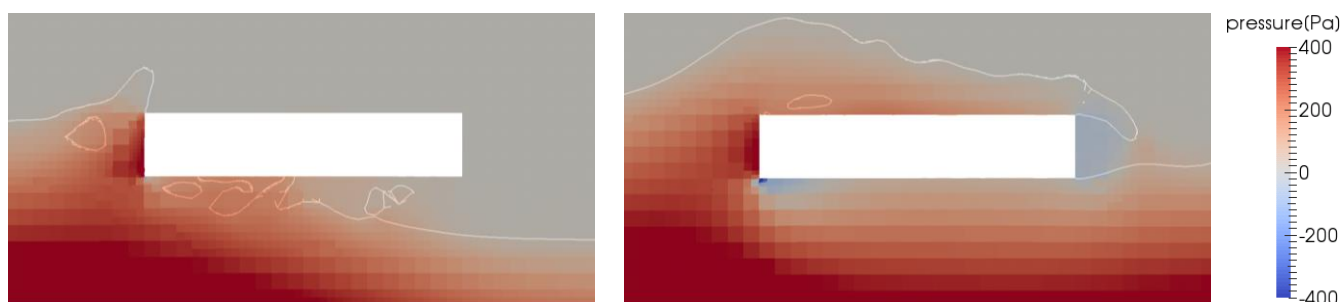


図 5 直橋モデルにおける水平力ピーク時（左： $t=2.46[\text{sec}]$ 、右： $t=2.53[\text{sec}]$ ）の圧力分布

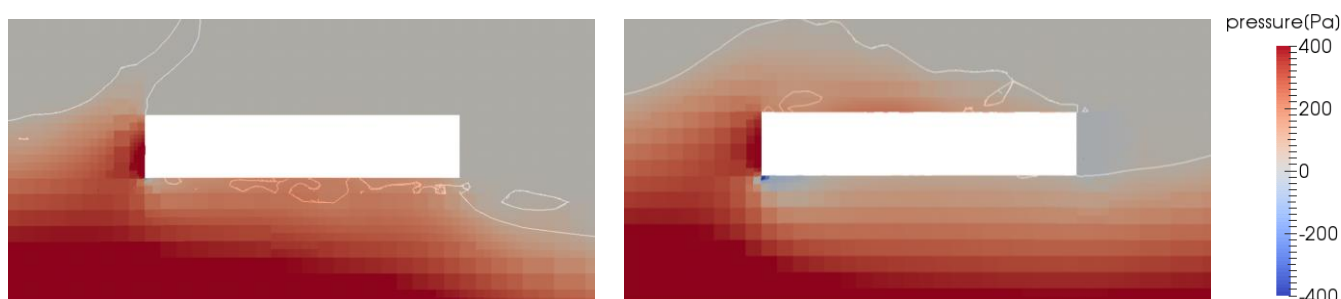


図 6 直橋モデルにおける揚力最大時（左： $t=2.31[\text{sec}]$ ）および最小時（右： $t=2.49[\text{sec}]$ ）の圧力分布

4. 結果（斜橋）

図 7 に斜橋モデルにおける作用力の時刻歴を示す。抗力に関しては直橋モデルと同様、計算が実験より作用力を大きく評価し、SPH でも同様の傾向が得られている。揚力に関しては上向き・下向きともに実験と乖離が見られるが、本計算と SPH の結果は定量的にも一致している。実験の作用力の波形を確認すると、抗力・揚力ともに大きな振動が見られ、剛結合を仮定した計算結果と乖離したと考えられる。

図 8 に、各モデルにおける作用面ごとの抗力・揚力を比較した結果を示す。定常的な流体力が作用する $t=3.0[\text{sec}]$ 以降は、抗力は作用面積が大きい斜橋モデルが直橋を上回る。一方、津波先端部が衝突する $t=2.3[\text{sec}]$ 付近では、作用面積が小さい直橋モデルへの抗力が斜橋を僅かに上回る結果となった。これは斜橋モデルでは津波到達時に波が時間的・空間的に分散して作用するためで、作用力の立ち上がりも斜橋モデルの方が緩やかであることが分かる。また図 9 に津波衝突時の流体挙動を示すが、やはり直橋モデルの方が波のせり上がり高さが大きく、 $t=2.47[\text{sec}]$ 付近で直橋モデルの上面で見られる下向き揚力のピークは、せり上げられた流体が落下した際に発生したものである。

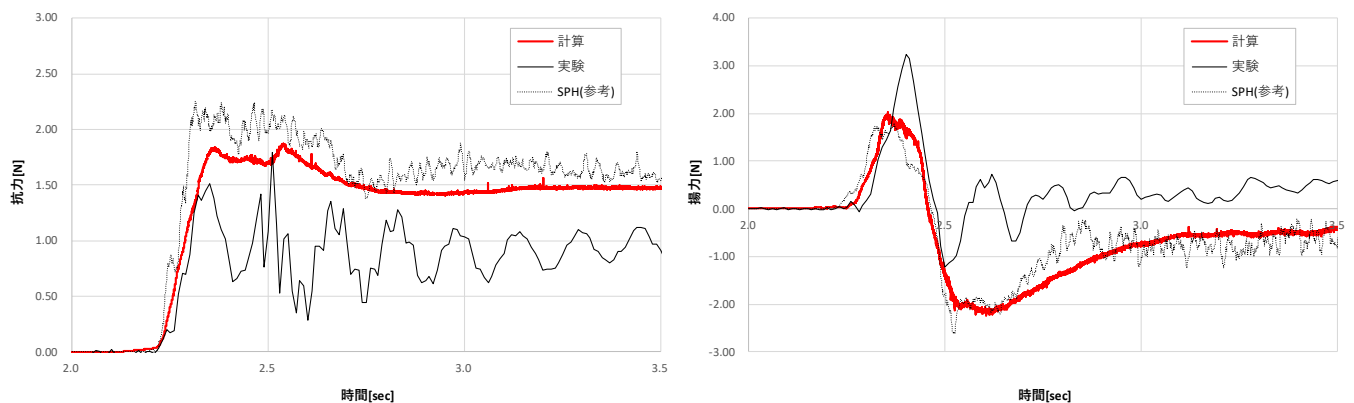


図 7 斜橋モデルにおける抗力および揚力

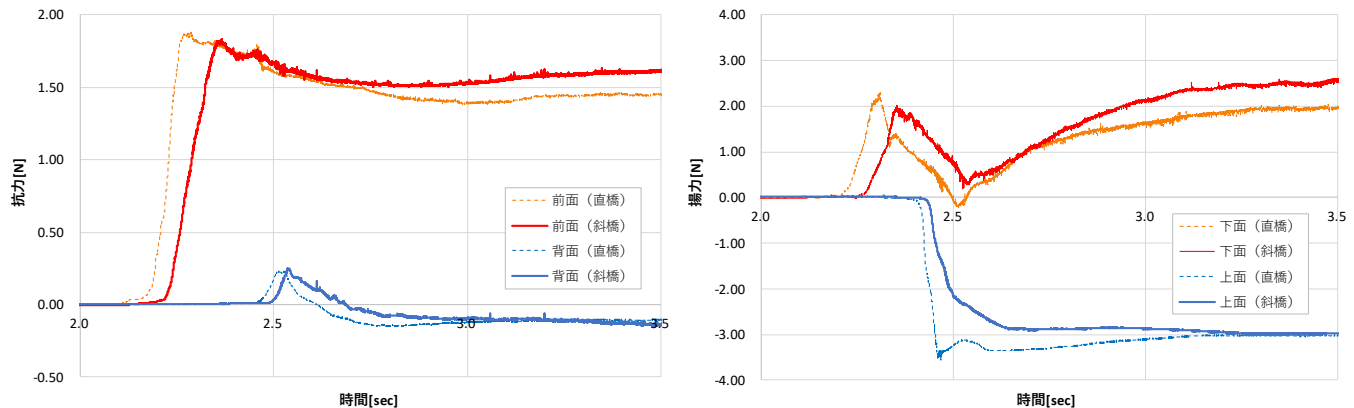


図 8 各作用面における抗力および揚力の比較

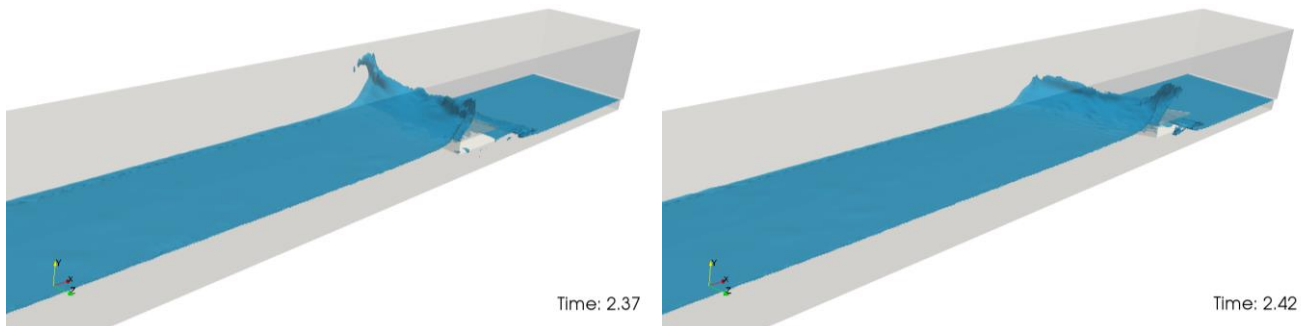


図 9 直橋モデル（左）と斜橋モデル（右）での津波衝突時の流体挙動の比較

参考文献

- 1) OpenFOAM Foundation, OpenFOAM Documentation, <http://openfoam.org>

課題2. 斜橋に対する津波作用力

株式会社構造計画研究所 ○宮川 欣也
株式会社構造計画研究所 奥野 峻也

1. 手法

SPH 法や MPS 法に代表される粒子法はメッシュを用いない計算手法であり、形状変化の激しい自由表面流れなどの流体解析や、大変形を有する固体問題等で幅広く利用されている。本解析では、対象とする橋梁付近の複雑な流れを 3 次元的に再現するため、SPH 法を解析手法として選択した。SPH 法では次式で示されるように位置 $\mathbf{x}$ における物理量 $\phi(\mathbf{x})$ を着目粒子 i の影響半径内の粒子物理量の重み付け和として表現する。

$$\phi(\mathbf{x}) \approx \langle \phi_i \rangle = \sum_j \frac{m_j}{\rho_j} \phi_j W(r_{ij}, h) \quad (1)$$

m_j と ρ_j はそれぞれ近傍粒子 j の質量と密度であり、重みは粒子間距離 r_{ij} と基準距離 h の関数であるカーネル関数 $W(r_{ij}, h)$ により計算する。本研究においてはカーネル関数として 5 次の B-Spline 関数を用い、初期粒子間距離の 3 倍を影響半径として計算を実施した。流体運動の基礎方程式には連続の式と Navier-Stokes 方程式の 2 式を用いる。本解析では流体圧力を評価する際に、圧力ポアソン方程式を解く半陰的な解法¹⁾を用いることとし、計算の安定化を目的として、近藤ら²⁾が MPS 法に導入した生成項モデルを SPH 法に適用した。

2. 条件

解析には実験の模型と同スケール、同形状の 3 次元モデルを用いる。橋梁模型は壁粒子、その他の壁面はポリゴン壁¹⁾でモデル化し(図-1)、壁面の粘着条件は Morris らの手法³⁾に従い非すべり条件を付与した。直橋斜橋ともに初期粒子間隔は 5mm、時間増分 1.0×10^{-4} [s]、総粒子数はそれぞれ 593,050 粒子、592,874 粒子である。流体の密度は $1,000$ [kg/m³]、粘性係数は 0.001 [Pa・s] とした。

3. 結果

本概要では、上記の SPH 法による解析結果(負圧を考慮しない)に加え、別途解析を実施した VOF 法の結果(負圧を考慮する)を参考値として記載し、橋梁に対する津波作用力を実験と比較する。

はじめに、直橋模型前方で計測された水位変動と流速の比較を図-2、図-3 に示す。ここで解析における水位は、観測点上に存在する水粒子の体積より算出し、流速は観測点の周囲に存在する水粒子の平均速度から求めた。同図より、実験の流速と比較して解析の流速に時刻暦の変化が見られる一方で、ほぼ同時刻に観測点に波が到達していることがわかる。これは、本解析によって大局的な水の流れを再現することはできているものの、流速計が評価する局所的な流速を評価するための解像度が不足していたため、両者に差が見られたものと考えられる。また水

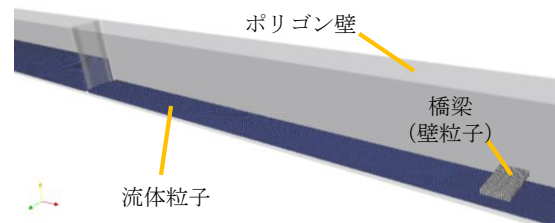


図-1 モデル図

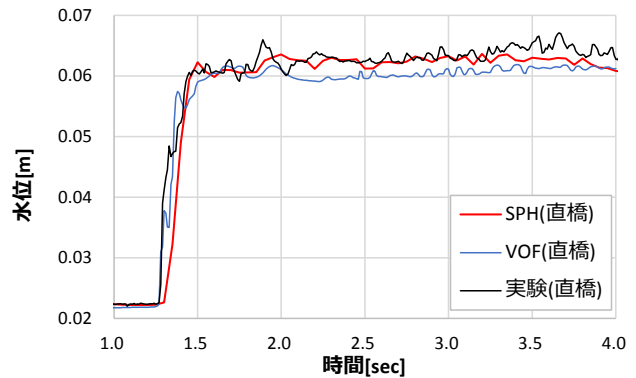


図-2 時刻暦水位

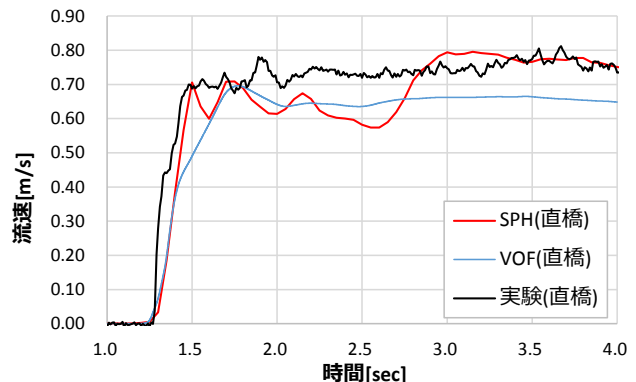


図-3 時刻暦流速

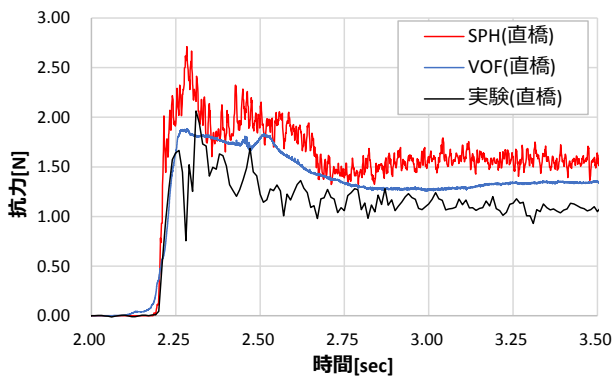


図-4 直橋に作用する抗力

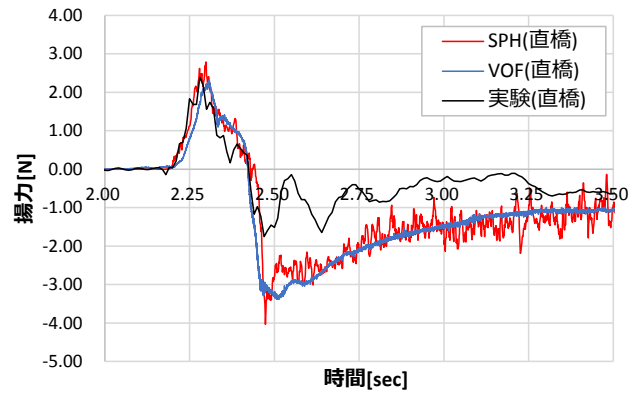


図-5 直橋に作用する揚力

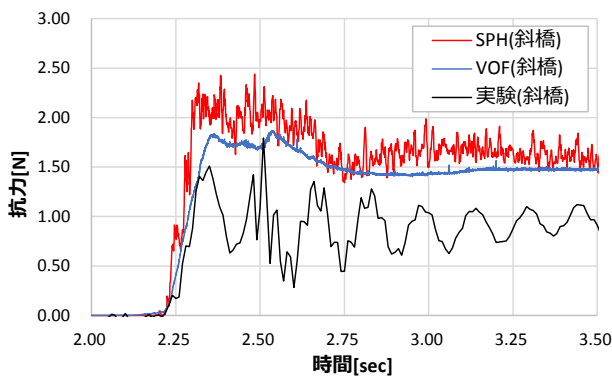


図-6 斜橋に作用する抗力

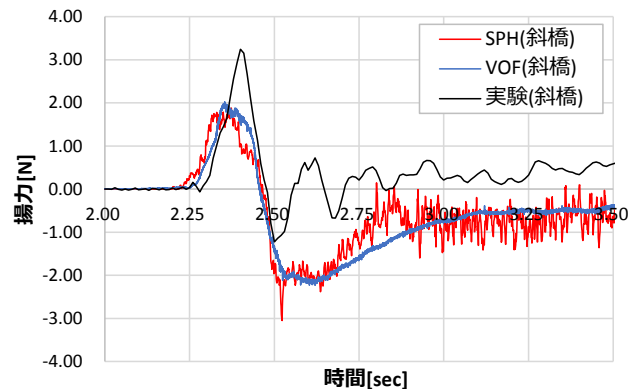


図-7 斜橋に作用する揚力

位に関しては、実験と解析の間に良好な一致が見られた。

次に、直橋に作用する抗力と揚力の比較をそれぞれ図-4、図-5に示す。同図より、解析で観測された抗力は最大値で約31%大きく評価されているものの、おおむね実験と同様の傾向を示していることがわかる。同様に揚力に関しても、衝突後に上向きの力が作用し、その後下向きの力が作用するといった実験結果を再現していることが分かった。しかしながら、下向きの揚力値は最大値で2倍程度過大に評価されており、これは参考値として示したVOF法においても同様の結果が得られた。

最後に、斜橋に作用する抗力と揚力の比較をそれぞれ図-6、図-7に示す。斜橋では、流れ方向に対して斜めに模型が設置されているため、直橋に対して最大抗力の発生が遅れる現象が再現された。一方で直橋と同様に、抗力と揚力の最大値では、実験と解析の間に乖離が見られた。

中尾らの研究⁴⁾では、衝突する津波の形状や模型形状によって模型周辺に剥離が発生し、それによって生じる負圧が揚力に大きく影響すると報告されている。しかし、今回のモデルでは、津波作用力を評価する際に負圧を考慮していないSPH法と、負圧を考慮したVOF法の両解析に共通して、上述した傾向が観測されており、今回のモデルにおいて負圧は揚力に大きく影響しないものと予測される。ことから、各数値解析手法に共通して、再現できていない何らかの要因が、負圧以外に存在しているものと考えられる。

参考文献

- 1) 渡辺高志, 榎谷浩, 三橋佑太: 壁面境界の大変形を考慮した粒子法の計算手法に関する基礎的研究, 日本計算工学会論文集, No.20130021, 2013.
- 2) 近藤雅祐, 越塚誠一: MPSにおける不自然な数値振動の抑制, 日本計算工学会論文集, No.20080015, 2008.
- 3) J. P. Morris, P. J. Fox, Y. Zhu: Modeling Low Reynolds Number Incompressible Flows Using SPH, Journal of Computational Physics, 136, Issue 1, pp.214-226, 1997
- 4) 中尾尚史, 糸永航, 松田良平, 伊津野和行, 小林紘士: 基本的な断面形状の橋梁に作用する津波外力に関する実験的研究, 土木学会論文集 A2 (応用力学), Vol.67, No.2 (応用力学論文集 Vol.14), I_481-I_491, 2011.

課題2. 斜橋に対する津波作用力

立命館大学 理工学部 野阪 克義

1. 解析概要

数値解析には、OpenFOAM (Ver.2.3.0: Linux 版をエミュレータ上で実行) を用いた。本検討では、VOF (Volume Of Fluid) 法による非圧縮混層流解析が行える interFoam を用いた。解析は 3 次元モデルとして行った。

与えられた課題は水路実験であるが、水路全体をモデル化するのではなく、橋梁模型付近（橋桁断面中心から 1.0m 手前から 1.5m 後方の計 2.5m 区間）のみをモデル化した。また、橋桁の長さ（幅）は 190mm、橋桁長さ方向（水路幅方向）は 196mm として 6mm の隙間を再現している。解析領域の概略図を図-1 に示す。図中の単位は mm である。

解析領域において、左面は流入境界として所定の流速および水位が再現できるものとした。下面と模型との境界面は壁とし、流速を 0、圧力勾配を 0 とした。右面は透過境界、上面は大気境界とした。模型から下面以外の境界までの距離は、解析結果に影響を与えない程度にとっている。解析領域の幅（図-1 における奥行き方向）は 196mm とし、水路の端の境界は壁、中央面については対称条件を与える境界とした。

メッシュサイズは、図-1 に示す平面上において、模型周りで約 $0.5\text{mm} \times 1.25\text{mm}$ とし、その他はおおよそ $2\text{mm} \times 5\text{mm}$ であり、模型から離れるにしたがって粗くした。幅方向については約 $3\text{mm} \sim 10\text{mm}$ とした。

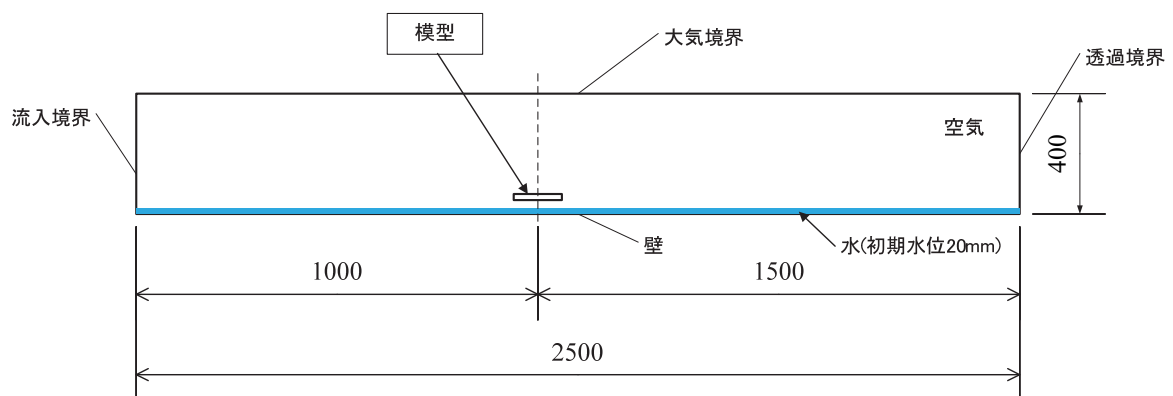


図-1 解析領域概略図

初期水位は与えられているとおりの 20mm と設定し、左端の流入境界から水位、および流速を与えた。設定した流入境界の位置は実験において水位と流速が計測された位置であり、与えられた実験データをもとに入力データを設定した。水位および流速の入力値と与えられた実験データ（直橋）とを図-2 および図-3 に比較している。

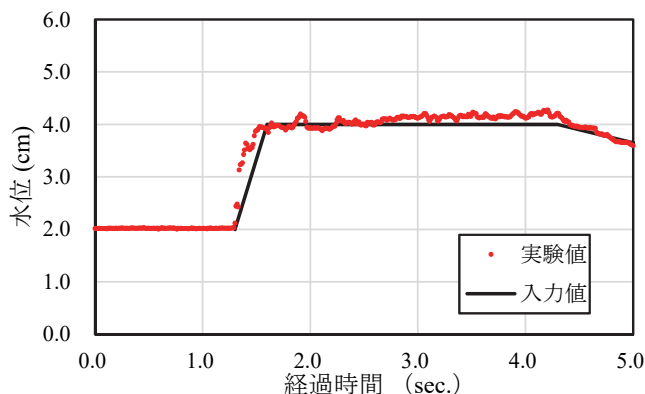


図-2 入力データと実験値の比較（水位）

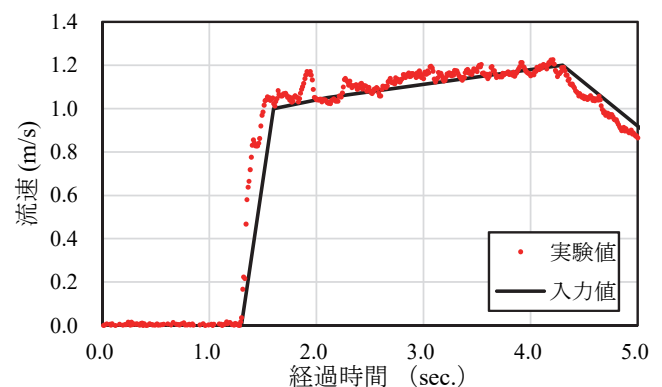


図-3 入力データと実験値の比較（流速）

数値解析は乱流解析として行い、レイノルズ平均モデル (RANS) を用いることとし、OpenFOAM に組み込まれている標準 $k-\epsilon$ モデルを使用した。このモデルにおいて必要なパラメータは乱流エネルギー k とエネルギー散逸率 ϵ であり、本検討ではそれぞれ、 $0.01\text{m}^2/\text{s}^2$ 、 $0.01\text{m}^2/\text{s}^3$ に設定して解析を行った。解析時間刻みは、クーラン数が 1 未満となるように自動設定し、結果として $1.3\times 10^{-4}\sim 2.0\times 10^{-3}$ 秒刻みとなった。解析結果は 0.01 秒間隔で出力し、整理した。解析にはデスクトップ型 PC (CPU : Intel Xeon E5-2609 2.5GHz ; メモリ : 32.0GB) を使用し、斜橋モデルにおいて 4 秒間のシミュレーションに要した解析時間は約 4 時間であった。

2. 結果

得られた解析結果を図-3 (抗力) および図-4 (揚力) に示す。それぞれ、縦軸が抗力および揚力 (単位は N) であり、横軸は時間である。ただし、時間については、解析と実験とで波の到達が同じ時間となるように調整してある。図中には、与えられた直橋の実験データおよび解析結果もあわせて載せてある。

直橋の実験結果と解析結果とを比較すると、抗力の正の最大値では実験値 2.06N に対して解析値は 2.13N であり、揚力の正の最大値では実験値 2.39N に対して解析値は 2.99N、揚力の負の最大値では実験値 -1.76N に対して解析値が -2.87N (時間で 2.5 秒付近の値) と、負の揚力についての再現性が良くないことが分かる。また、両者とも、ピーク後の挙動が異なっている。この原因としては、実験時に模型が振動していることも考えられる。また、これらの値は、先に示したとおり、調整した入力データを用いた結果である事に注意が必要である。

斜橋において、抗力の正の最大値は 1.54N、揚力の正の最大値は 2.31N となった。参考までに、抗力が最大となる時間 (2.38 秒) における模型周辺の流況の様子 (模型幅中央断面) を図-5 に示す。

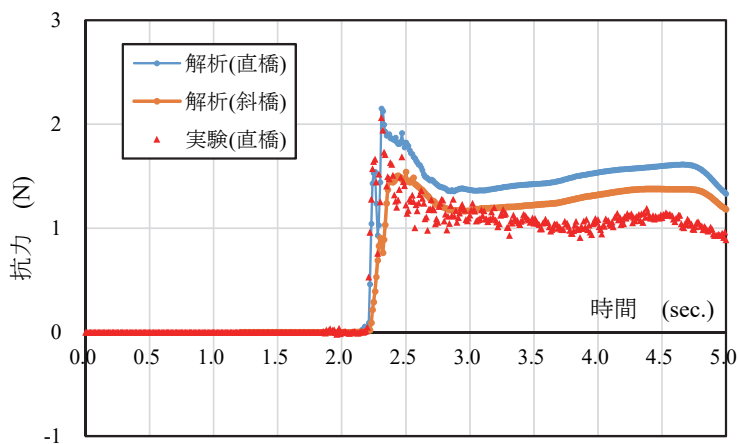


図-3 抗力の比較

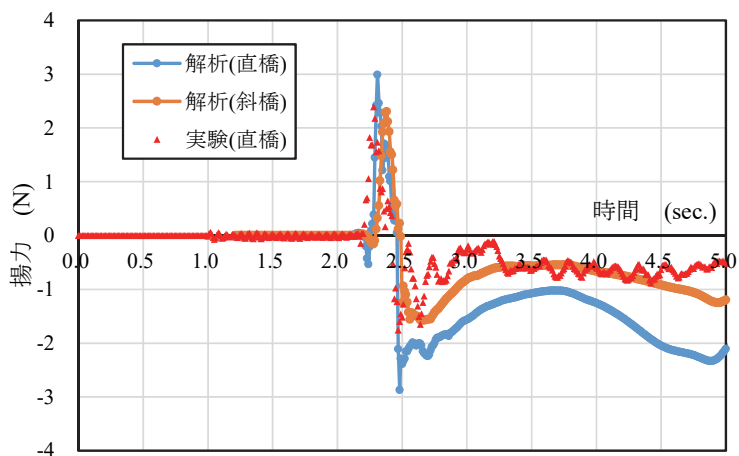


図-4 揚力の比較

参考文献

- 1) 梶島岳夫：乱流の数値シミュレーション，養賢堂，1999.
- 2) 川崎佑磨・中尾尚史・伊津野和行：矩形断面桁に作用する津波荷重と圧力に関する二次元混相流解析，土木学会論文集 A1 (構造・地震工学)，Vol. 71, No. 2, pp. 199-207, 2015.

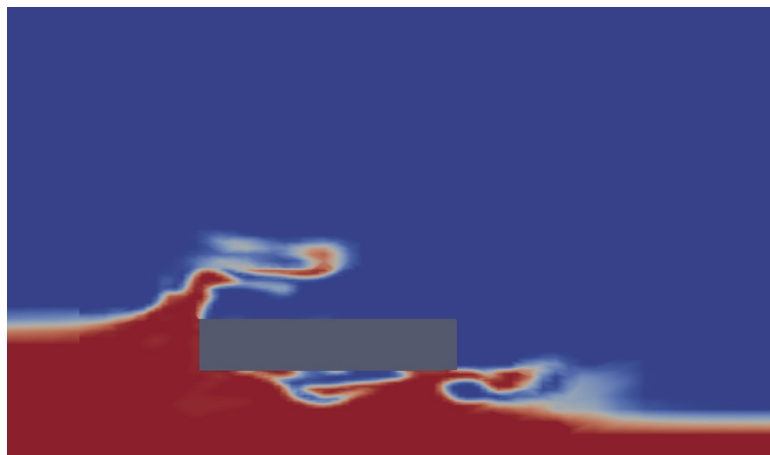


図-5 2.38 秒における模型周りの流況

課題 2. 斜橋に対する津波作用力

東北大学大学院 工学研究科 ○高瀬 慎介
 東北大学 災害科学国際研究所 森口 周二
 東北大学 災害科学国際研究所 寺田 賢二郎

1. 手法

本研究では、非圧縮粘性流体の Navier-Stokes 式と連続式を支配方程式として採用する.

$$\rho \left(\frac{\partial \mathbf{u}}{\partial t} + \mathbf{u} \cdot \nabla \mathbf{u} - \mathbf{f} \right) - \nabla \cdot \boldsymbol{\sigma}(\mathbf{u}, p) = 0 \quad (1)$$

$$\nabla \cdot \mathbf{u} = 0 \quad (2)$$

ここで、 ρ は密度、 $\mathbf{u}$ は速度ベクトル、 p は圧力、 $\mathbf{f}$ は物体力、 $\boldsymbol{\sigma}$ は Newton 流体を仮定した応力テンソルである. 支配方程式(1), (2)に対して SUPG/PSPG 法¹⁾を適用すると、次式のような安定化有限要素法による離散化方程式が得られる.

$$\begin{aligned} & \rho \int_{\Omega} \mathbf{w}^h \cdot \rho \left(\frac{\partial \mathbf{u}^h}{\partial t} + \mathbf{u}^h \cdot \nabla \mathbf{u}^h - \mathbf{f} \right) d\Omega + \int_{\Omega} \boldsymbol{\varepsilon}(\mathbf{w}^h) : \boldsymbol{\sigma}(\mathbf{u}^h, p^h) d\Omega + \int_{\Omega} q^h \nabla \cdot \mathbf{u}^h d\Omega \\ & + \sum_{e=1}^{n_{el}} \int_{\Omega^e} \left\{ \tau_{\text{supg}} \mathbf{u}^h \cdot \nabla \mathbf{w}^h + \tau_{\text{pspg}} \frac{1}{\rho} \nabla q \right\} \cdot \left\{ \rho \left(\frac{\partial \mathbf{u}^h}{\partial t} + \mathbf{u}^h \cdot \nabla \mathbf{u}^h - \mathbf{f} \right) - \nabla \cdot \boldsymbol{\sigma}(\mathbf{u}^h, p^h) \right\} d\Omega \\ & + \sum_{e=1}^{n_{el}} \int_{\Omega^e} \tau_{\text{cont}} \nabla \cdot \mathbf{w}^h \rho \nabla \cdot \mathbf{u}^h d\Omega = 0 \end{aligned} \quad (3)$$

$\mathbf{u}^h$, p^h はそれぞれ速度と圧力の有限要素近似式, $\mathbf{w}^h$, q^h は、それぞれ運動方程式と連続式に対する重み関数の近似式である. 式中の第 4 項は移流の卓越に対して安定化を施す SUPG 項, および圧力振動を回避するための PSPG 項であり, 第 5 項は自由表面の数値不安定性を回避するための衝撃捕捉 (Shock-Capturing) 項である. τ はすべて安定化パラメータである.

式(1), (2)を支配方程式とする流体 (水) と気体 (空気) との界面位置の表現方法は、固定メッシュを用いた Euler 的手法である界面捕捉法を用いる. 本研究では、界面関数の計算には、次式に示す Phase-field 法の 1 つである保存形式に修正された Allen-Cahn 型移流方程式を用いている.

$$\begin{aligned} \frac{\partial \phi}{\partial t} + \mathbf{u} \cdot \nabla \phi &= \frac{\epsilon}{\delta} \nabla \cdot (\delta (\nabla \phi) - F_a), \quad (4) \\ F_a &= \phi(1 - \phi) \frac{\nabla \phi}{|\nabla \phi|} \end{aligned}$$

ここで、 ϵ は移動度、 δ は界面領域の代表幅である. また、 ϕ は Phase-field 変数を示し、気体であれば 0.0, 液体であれば 1.0, 自由表面上であれば 0.5 をとるものとする. そして、各要素における流体の密度と粘性係数は、液体 (水) と気体 (空気) の密度, 粘性係数, Phase-field 変数 ϕ を用いて次式のように求められる.

$$\begin{aligned} \rho &= \rho_l \phi + \rho_g (1 - \phi) \\ \mu &= \mu_l \phi + \mu_g (1 - \phi) \end{aligned} \quad (5)$$

Allen-Cahn 方程式 (4) に対して, SUPG 法に基づく安定化有限要素法を適用すると以下の式のような離散化方程式が得られる.

$$\begin{aligned} & \int_{\Omega} \phi_*^h \left(\frac{\partial \phi^h}{\partial t} + \mathbf{u}^h \cdot \nabla \phi \right) d\Omega + \int_{\Omega} \epsilon \nabla \phi_*^h \cdot \nabla \phi d\Omega + \int_{\Omega} \phi_*^h \frac{\epsilon}{\delta} \nabla F_a d\Omega \\ & + \sum_{e=1}^{n_{el}} \int_{\Omega_e} (\tau_{\phi} \mathbf{u}^h \cdot \nabla \phi_*^h) \cdot \left(\frac{\partial \phi^h}{\partial t} + \mathbf{u}^h \cdot \nabla \phi^h - \frac{\epsilon}{\delta} \nabla \cdot (\delta(\nabla \phi) - F_a) \right) d\Omega = 0 \quad (6) \end{aligned}$$

ここで, ϕ^h および ϕ_*^h は Phase-field 変数とその重み関数の有限要素近似式である.

2. 条件

図-1 に初期の水面形状, 図-2 に解析に用いた全体領域のメッシュ分割図, 図-3 に直橋付近のメッシュ拡大図, 図-4 に斜橋付近のメッシュ拡大図を示す.



図-1 初期条件

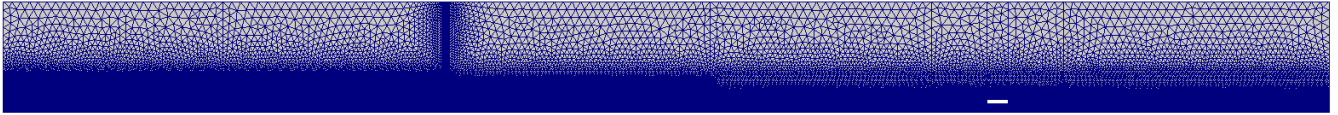


図-2 解析領域全体図

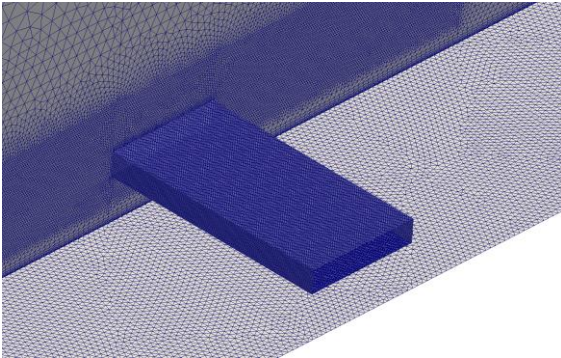


図-3 直橋付近のメッシュ拡大図

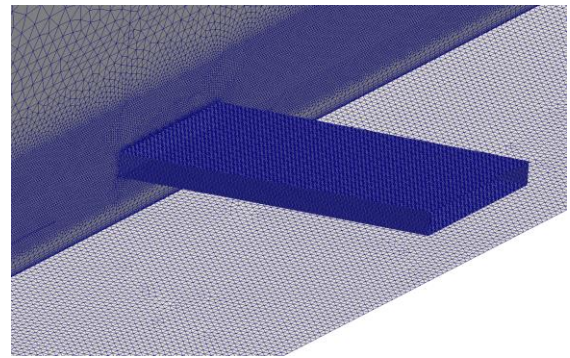


図-4 斜橋付近のメッシュ拡大図

模型付近は 0.002m のメッシュサイズになるように粗密を付け非構造格子の四面体要素を用いて作成し, 直橋モデルは, 総節点数: 4216571, 総要素数: 24529497, 斜橋モデルは, 総節点数: 450725, 総要素数: 26288707 となっている. 解析条件として, ゲート, 橋模型部分は, non-slip 条件, 他の壁面は slip 条件で解析を行っている.

3. 結果

解析結果として, 図-5, 図-6 にそれぞれの模型付近での自由表面形状を示す. この図より安定に解析が行われていることがわかる. 模型にかかる各方向の力を図-7, 図-8 に示す. この図より力にピークはよい一致を示しているが, ピーク以降, 力のずれが大きく出ているため, 今後はメッシュサイズの影響の検討が必要で

ある.

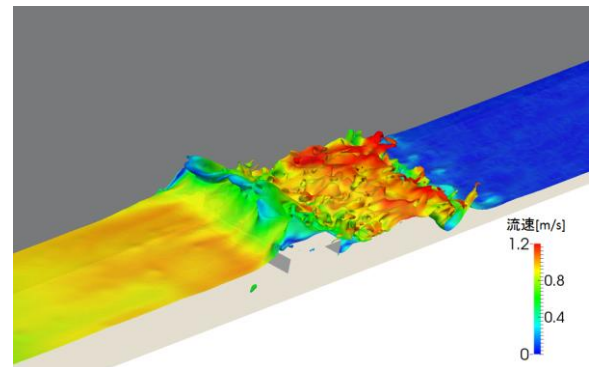
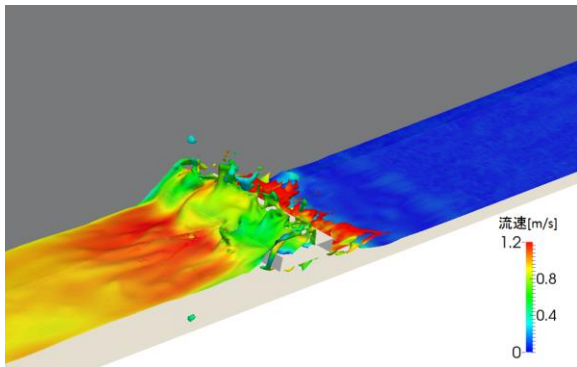


図-5 直橋モデルにおける自由表面形状 (左:2.3 秒後, 右:2.5 秒後)

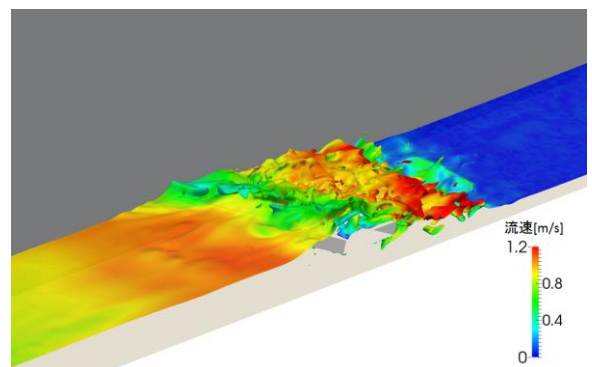
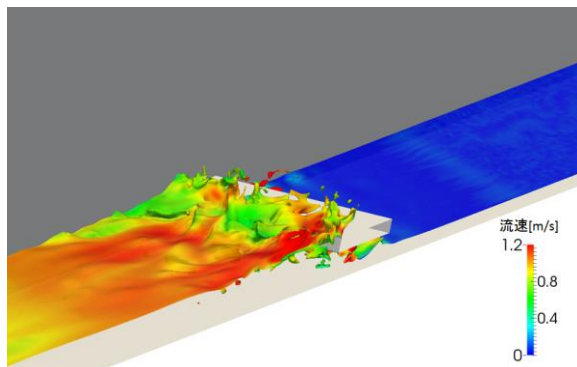


図-6 斜橋モデルにおける自由表面形状 (左:2.3 秒後, 右:2.5 秒後)

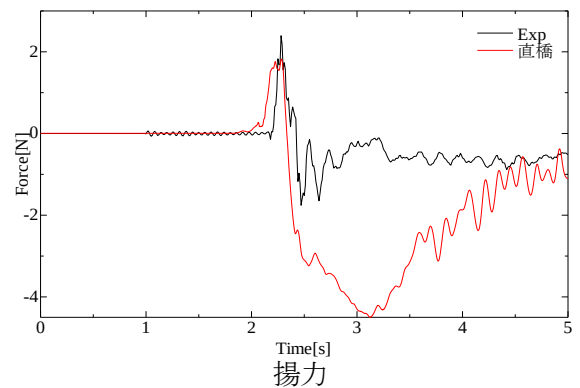
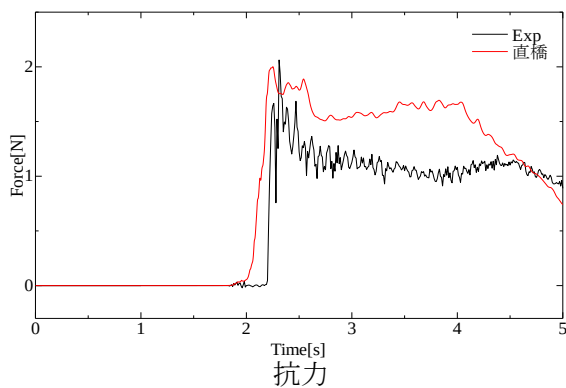


図-7 直橋モデルにおける各方向に作用する力の時刻歴図

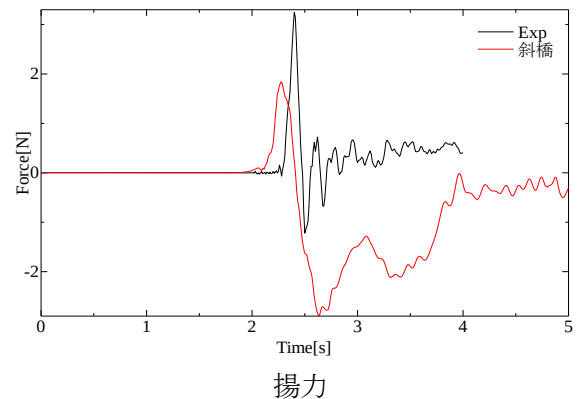
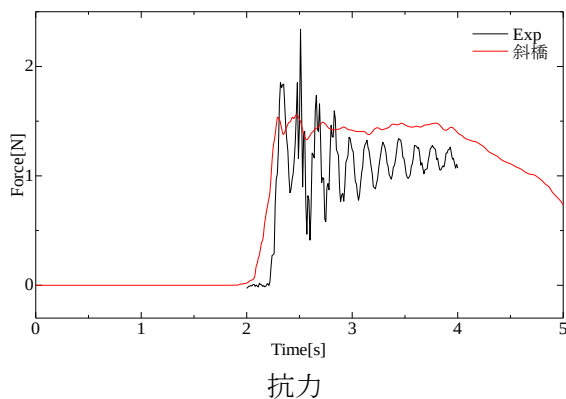


図-8 斜橋モデルにおける各方向に作用する力の時刻歴図

参考文献

- 1) Tezduyar, T.E. : Stabilized finite element formulations for incompressible flow computations , *Advanced in Applied Mechanics*, **28**, pp.1-44, 1991.

課題2. 斜橋に対する津波作用力

九州大学大学院 工学研究院 ○浅井 光輝
九州大学大学院 工学府 大屋 朋子

1. 手法

本研究では、粒子法のひとつである SPH(Smoothed Particle Hydrodynamics)法により直橋実験の再現解析を実施した事例を示し、その結果を踏まえ、斜橋に対する流体力計測を行った結果を報告する。

SPH 法では、連続体を有限個の粒子に離散化し、対象とする粒子上での物理量 $f(x)$ を影響半径内に存在する近傍粒子の値に重み関数をかけて、一種の重み付き平均として近似する手法である。

$$f(x) = \sum_{j=1}^N \frac{m^j}{\rho} f(x) W(x - x^j, h) \quad [1]$$

ここで粒子 j の質量 m^j 、密度 ρ^j とし、重み関数は W 、影響半径を h とする。上記の近似を流体運動の支配方程式であるナビエ・ストークス方程式に適用し解析した。本報告では、SPH 法の中でも非圧縮性流体として改良された安定化 ISPH(Incompressible SPH)法¹⁾を採用した。

本研究では、以下に示す 2 種類の方法を用いて流体力計測を行った。まずは、剛体表面に作用する圧力から流体力を求める方法である。剛体の表面粒子に作用する圧力 p_i とその作用面積 s_i 、内向きの法線ベクトル $\mathbf{n}_i$ を用いて、次式にて流体力を評価する方法である。

$$\mathbf{F}_p = \sum_{i=1}^N p_i \Delta s_i \mathbf{n}_i \quad [2]$$

第 1 の手法（以降、圧力変換計測と略記）は、剛体表面に位置する粒子の総和を取ることで、剛体全体に作用する流体力 $\mathbf{F}$ を求めるものであり、また内向き法線ベクトルを事前に評価している必要がある。

次に検討した計測手法は、水と剛体の相互作用から流体力を求める方法である（以降、相互作用計測と略記）。Smagorinsky モデルを用いて修正された運動方程式を用い、作用力を算出する。計算で用いた式を以下に示す。第 1 項は圧力勾配項、第 2 項は速度の粘性項である。 r_{ij} は評価点と近傍粒子との距離関数、 η は粒子同士が近づきすぎた場合の数値発散を防ぐためのパラメータである。

$$\mathbf{F}_f = \sum_{j \in \text{fluid}} \sum_{i \in \text{solid}} m_j \left\{ m_i \left(\frac{p_i}{\rho_i^2} + \frac{p_j}{\rho_j^2} \right) + m_i \frac{\rho_i + \rho_j}{\rho_i \rho_j} \frac{v_{e,j}}{r_{ij}^2 + \eta^2} (\mathbf{u}_j - \mathbf{u}_i) \right\} \nabla W(r_{ij}, h) \quad [3]$$

ここで、渦粘性 $v_{e,j}$ は $v_{e,j} = v_j + v_{t,j}$ の関係で表され、 $v_{t,j}$ は Smagorinsky モデルにおいて、eddy 粘性と呼ばれる。

$$v_{t,j} = (C_s L_{m,j})^2 \sum_{i,j} \sqrt{S_{ij} S_{ij}} \quad [4]$$

$$S_{ij} = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial u_i}{\partial x_j} + \frac{\partial u_j}{\partial x_i} \right) \quad [5]$$

ここで C_s はモデルパラメータであり、理論から 0.1～0.2 程度の定数として与えられる。 $L_{m,j}$ は混合距離と呼ばれる距離変数であり、 S_{ij} はひずみ率を表す。

以上に示した通り、乱流モデルの 1 つである Smagorinsky モデルには、 C_s 、距離変数 $L_{m,j}$ の 2 つのパラメータがあり、両パラメータの適用範囲内での感度を調査しながら、流体力評価を実施した。

2. 条件

本研究では、実験装置をできるだけ忠実に再現した 3 次元解析モデルを作成した。解析モデルの概要を図-1 に示す。解析モデル作成の際、模型後方には実験装置には用いていないタンクを設置することで、模型を通過した波の反射波が生じないように配慮している。波発生機構としては、実験と同様にできるだけ正しくゲートの引き上げを再現した。また、ゲートと水路の接合部が急拡水路となっており、波の乱れが生じていることから、解析モデルではゲート部の 3 次元構造を忠実に再現した。橋梁模型については、実験では片持ち梁的に模型を支持しているが、本研究では、4mm の隙間をモデル化することが困難であることから、両端固定で模型をモデル化した。解析には九州大学のスパコン FUJITSU PRIMEHPC FX10 を用いた。解析条件の詳細は表-1 にまとめて示す。

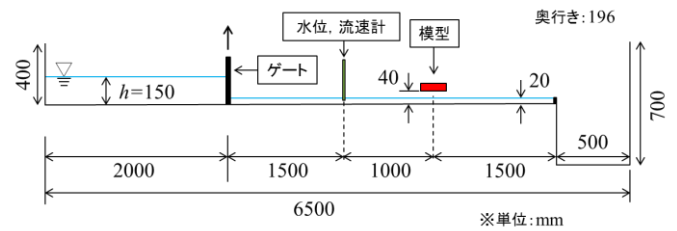


図-1 解析モデルの概要

表-1 解析条件

粒子間隔	総粒子数	時間増分	実時間	解析時間(16node)
0.5cm	約250万	0.0005sec	5sec	約12時間

3. 結果

図-2 に直橋における抗力の実験結果と解析結果を示す。(解析において、モデルパラメータ C_s を 0.2, 距離変数 $L_{m,j}$ を粒子間隔として計算を行っている。) 解析結果は、圧力変換計測手法(圧力から式[2]より算出した抗力)と相互作用計測(相互作用から式[3]により算出した抗力)の結果を示している。解析と実験の結果を比較すると、波が模型に衝突した際に抗力は最大となり、同様の傾向が得られた。また、解析結果において、抗力計測方法の差異について検討すると、到達時間、時刻歴波形はほぼ類似した結果であるが、抗力の絶対値が圧力変換計測の方が、相互作用計測の値よりも小さくなる結果となった。要因として、本モデルにおいて、模型を両端固定でモデル化したことで、両端部の表面の特定が欠損したこと、また模型端部の法線ベクトルが面とは直角に定義されず傾いた値として定義されていることが原因であると考ええる。

図-3 に直橋における揚力の実験結果と解析結果を示す。この解析結果も、抗力時の計測と同様に、圧力変換計測と相互作用計測の両者から算出した揚力の結果を示している。解析と実験の結果を比較すると、両者ともに、初めに波が模型を下から上へと押し上げ、その後模型の上に乗った水により、下向きの力が作用する結果が得られている。ただし、解析結果からは、実験で観測された負の揚力(鉛直下向きの力)の振動が観測できず、計測手法に依らず両者とも継続時間が長い力となった。解析結果の計測方法の差異について検討すると、揚力時の計測と同様に波形、継続時間等は同様な結果であるものの、絶対値に差が生じている。これは、抗力時と同様に圧力変換モデル時の計測点の漏れ、内向き法線の精度に起因している。以上の考察からも、相互作用計測の方が、計測点を選択する必要がなく、また内向き法線および作用面積を設定する必要が無いため、特に斜橋時の計測にも適しているものと判断し、以降は相互作用計測方法のみを用いることにした。

以上の直橋時の抗力、揚力に関する実験と解析の比較から、解析結果に少し時間遅れが生じていることが観測された。そこで本研究採用した Smagorinsky モデルにおける 2 種類のパラメータ (C_s , 距離変数 $L_{m,j}$) を許容される範囲内で変化させ、解析結果の精度向上を図った。表-2 にパラメータ一覧を示す。同表に示す通り、解析①～③までパラメータを変化させ、実験結果と比較した。なお、以降の計測は相互作用計測(式[3])に限定することを再記しておく。

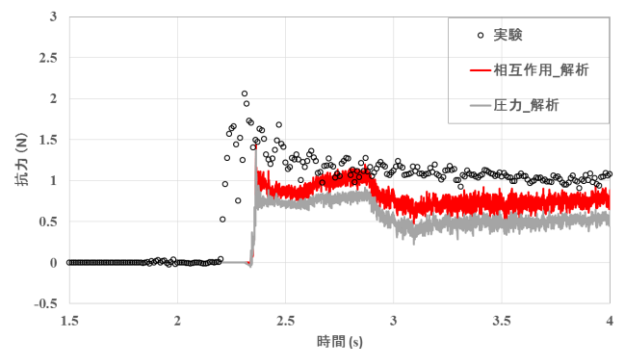


図-2 流体力評価の比較（抗力）

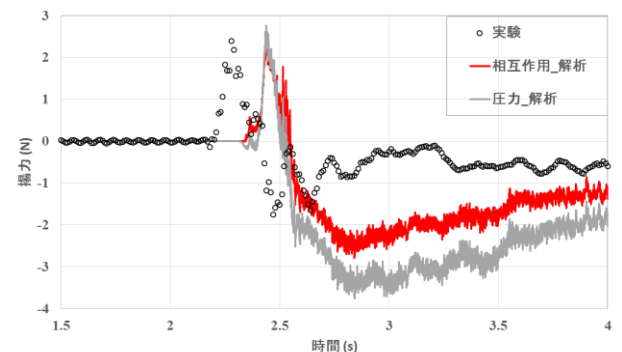


図-3 流体力評価の比較（揚力）

表-2 解析条件

	パラメータ C_s	距離変数 $L_{m,j}$
解析①	0.2	影響半径の2倍 (1.2cm)
解析②	0.2	粒子間隔
解析③	0.1	粒子間隔

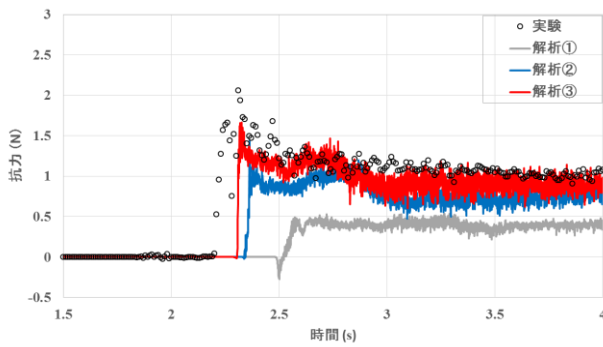


図-4 粘性係数による比較（抗力）

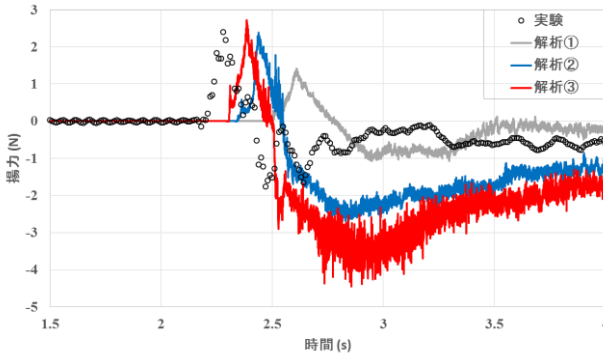


図-5 粘性係数による比較（揚力）

図-4、図-5 に乱流モデルのパラメータを変化させた場合による抗力、揚力をまとめて示す。渦粘性が最も小さくなる解析③が、到達時間、流体力において、最も実験に近い値を示していることがわかる。解析③では、渦粘性を小さくしたことで、解析①、解析②に比べ流速が大きくなり、結果として到達時間が早まり、また流体力も大きな値が計測されるようになった。解析③によれば、抗力については実験とほぼ一致した結果が得られたものの、揚力については負の値が大きくなりすぎた結果となった。ただ、実験による計測時に片持ち梁となっている橋梁モデルが上下に振動していたとの事実より、抗力の値の再現性を優先して、解析③のパラメータが最適であると判断した。

渦粘性モデルのパラメータの変化による流体力の違いを考察する。特に図-5 に示した揚力の違いに大きな差が生じた理由を検討する。図-6 には、解析①、解析②、解析③における揚力の負のピーク時の圧力コンター分布を示す。また図-7 には、解析①～③のそれぞれの結果がほぼ負の一定値となり定常状態となった時点での圧力コンター分布を示す。図-6、図-7 において揚力の負のピーク時、定常状態で 3 条件を比較してみると、渦粘性が小さくなる程、模型下に

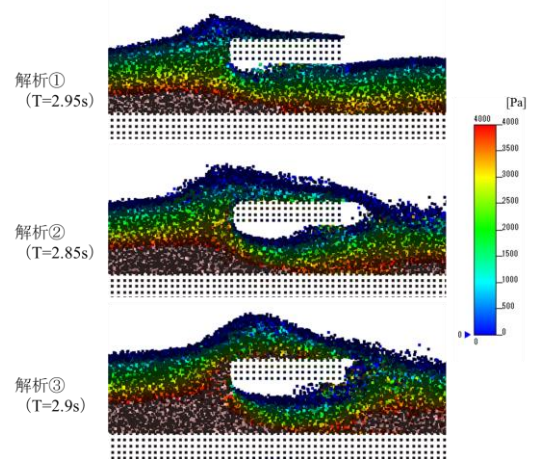


図-6 圧力分布（ピーク時）

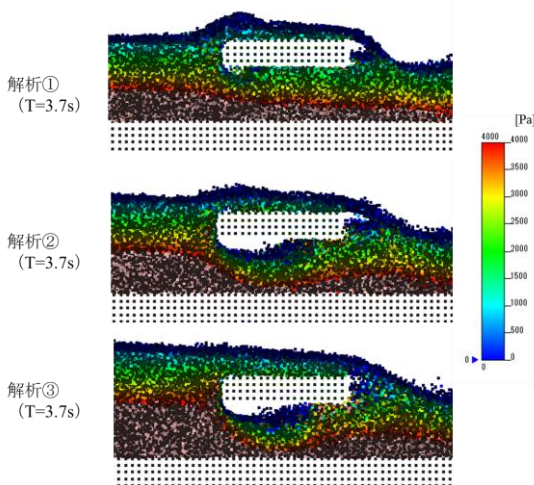


図-7 圧力分布（定常状態）

において、剥離が起きている。また、渦粘性が小さくなるほど模型の上により多くの水が覆いかぶさる傾向があった。揚力は、上面に作用する水の自重と、下面から支える水圧の差として定義でき、前者が勝ると負の揚力となる。このため解析③が一番大きな負の揚力を示した。

以上の直橋における実験との検証解析の結果より、本研究における斜橋の比較検討においては、相互作用計測により流体力（抗力・揚力）を評価し、また渦粘性に関するモデルパラメータ C_s を 0.1、距離変数 L_{mj} を粒子間隔と設定した解析のみを実施した。

（表-2 の解析③時のパラメータを採用した）

斜橋時の解析と実験の比較検討として、抗力（橋軸直角方向）についての結果を図-8 に示し、上揚力の結果を図-9 に示す。抗力・揚力のいずれも、実験とほぼ同程度の結果が得られた。ただし、抗力においては、実験結果の方がピーク時以降に振動しているこ

とがわかる．これは直橋時と同様に，片持ち梁構造をしているモデルの振動に起因するものと予想する．

最後に，水位と流速に関する実験との比較検討結果を直橋，斜橋の両者をまとめて比較した．図-10 には水位の比較検討結果を示す．同図に示す通り実験と解析どちらも水位は約 6cm まで到達している．モデルは底面から 4cm の高さにあり，モデル自体の高さは 2cm であるため，妥当な結果が得られていることがわかる．図-11 には流速の比較検討結果を示す．流速の最大値は実験・解析が両者とも約 0.8m/s となり，また流速の時間変動も実験と類似した解析結果が得られた．

到達時間にまだ 0.1s 程誤差があること，また流体力に関しても完全には実験とは一致していない．今後，解析においては特に渦粘性モデルの再検討が必要であり，実験においては梁の振動と計測結果の関連を再検討する必要があるものと思われる．また今回の解析では粒子間隔を 0.5cm に固定していたが，粒子間隔をより小さく設定することで，より精度の高い結果が得られるものと予想する．

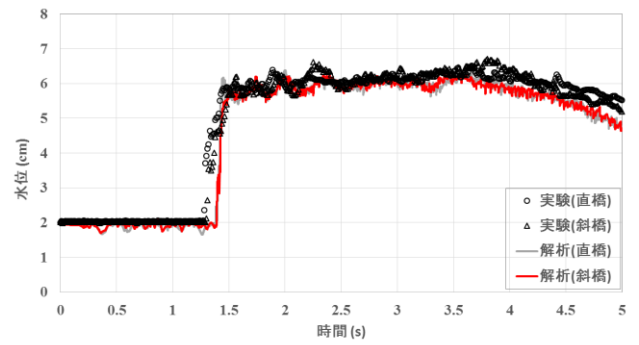


図-10 水位

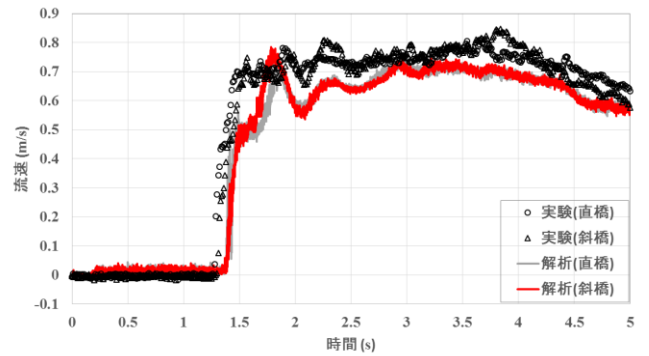


図-11 流速

参考文献

- 1) M. Asai, AM. Aly, Y. Sonoda and Y. Sakai, A stabilized incompressible SPH method by relaxing the density invariance condition, Int. J. for Applied Mathematics, Vol.2012(2012), Article ID 139583

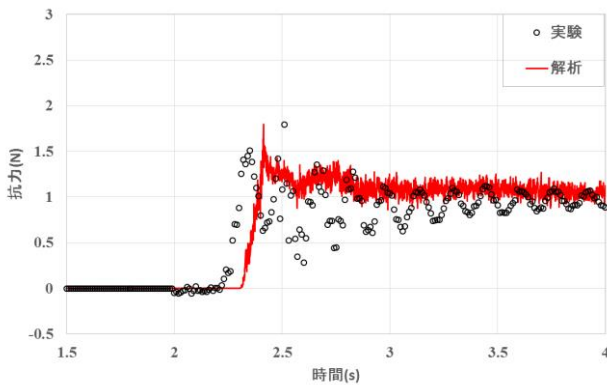


図-8 抵抗力（斜橋）

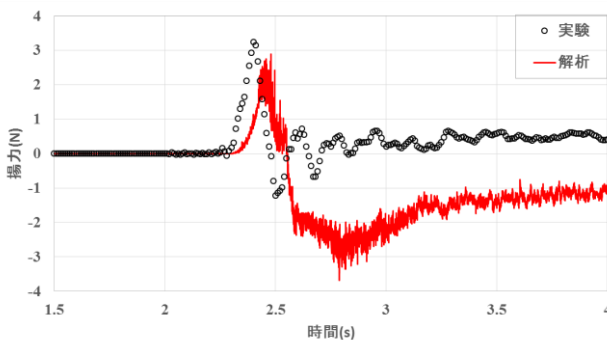


図-9 揚力（斜橋）

Evaluation of hydrodynamic force on a bridge due to a dam-break type wave

Applied Simulations Inc., Fumiya Togashi, Rainald Lohner

Abstract: We conducted numerical simulations of benchmark tests designed by the Japan Society of Civil Engineers. The numerical simulation was performed by FEFLO, an in-house, general-purpose computational fluid dynamics code. The volume of fluid technique was adopted to describe the liquid-gas interface.

Flow solver:

The numerical simulation was performed using FEFLO [1], a general-purpose CFD code based on the following general principles:

- Use of unstructured grids (automatic grid generation and mesh refinement);
- Finite element discretization of space;
- Separate flow modules for compressible and incompressible flows;
- Arbitrary Lagrangian-Eulerian formulations for body fitted moving grids;
- Embedded formulations for complex/dirty geometries;
- Edge-based data structures for speed;
- Optimal data structures for different supercomputer architectures; and
- Bottom-up coding from the subroutine level to assure an open-ended, expandable architecture.

The code has had a long history of fluid-structure interaction applications and has been ported to both shared memory and distributed memory computers.

Volume of fluid (VOF) basic equations:

The liquid-gas interface is described by a scalar equation of the form:

$$\Phi_{,t} + \mathbf{v}_a \cdot \nabla \Phi = 0 \quad (1)$$

Here $\mathbf{v}_a$ denotes the advective velocity, and Φ describes the total density of the material in a cell/element or control volume. We remark that both the gaseous and liquid phases are considered incompressible. The incompressible Navier-Stokes Equations are solved by the numerical schemes based on the following criteria:

- Spatial approximation of unknowns with simple finite elements in order to have a simple input/output and code structure;
- Temporal approximation using implicit integration of viscous terms and pressure (the interesting scales are the ones associated with advection);
- Temporal approximation using explicit integration of advection terms;
- Low-storage, iterative solvers for the resulting systems of equations in order to solve large 3-D problems;
- Steady results that are independent from the timestep chosen in order to have confidence in convergence studies.

A detailed description of the methodology is reported in the references [2].

Benchmark test #2:

Figure 1 shows the computational domain of benchmark test #2. We conducted both the straight bridge case and the skewed bridge case. The inflow conditions were identical. Figure 2 shows the snapshots of wave motion hitting the straight bridge. Figure 3 shows the drag and lift history comparisons between the two computations and measured data. Our computed histories showed a higher estimation in drag and lift. The computation also showed the greater negative values on lift history. We are now investigating the reason.

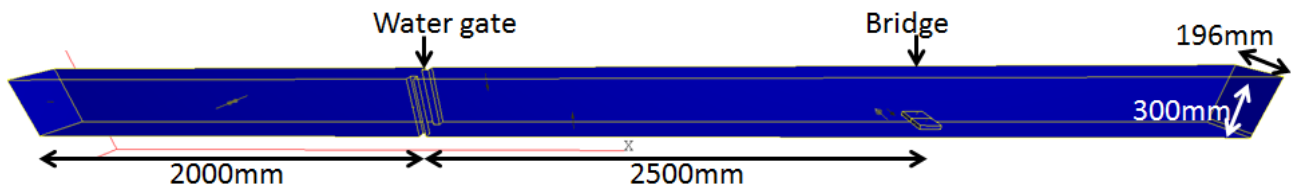


Fig. 1 Computational domain of benchmark test #2

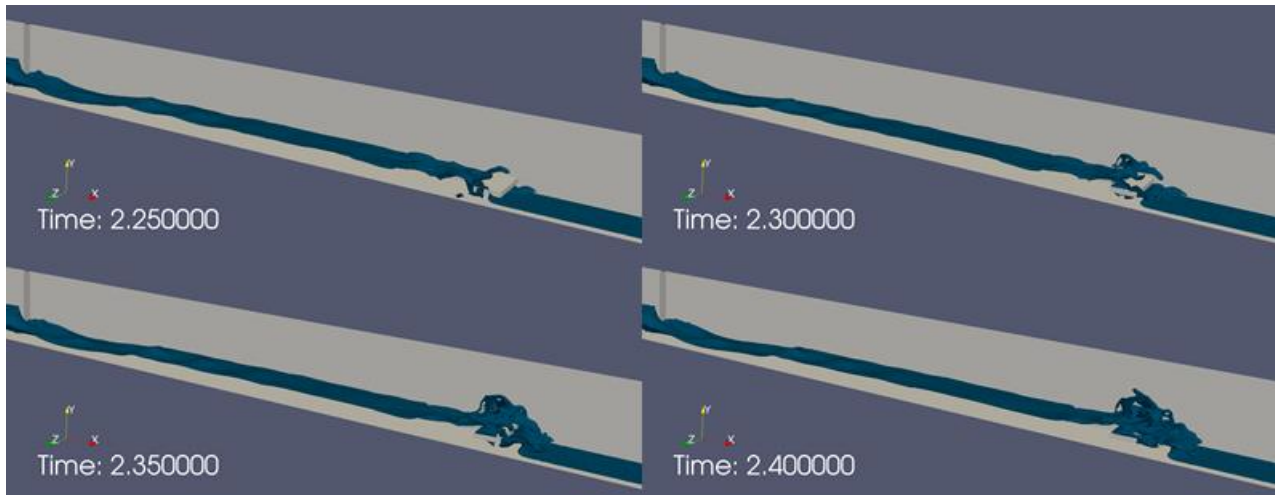


Fig. 2 Wave motion hitting the bridge

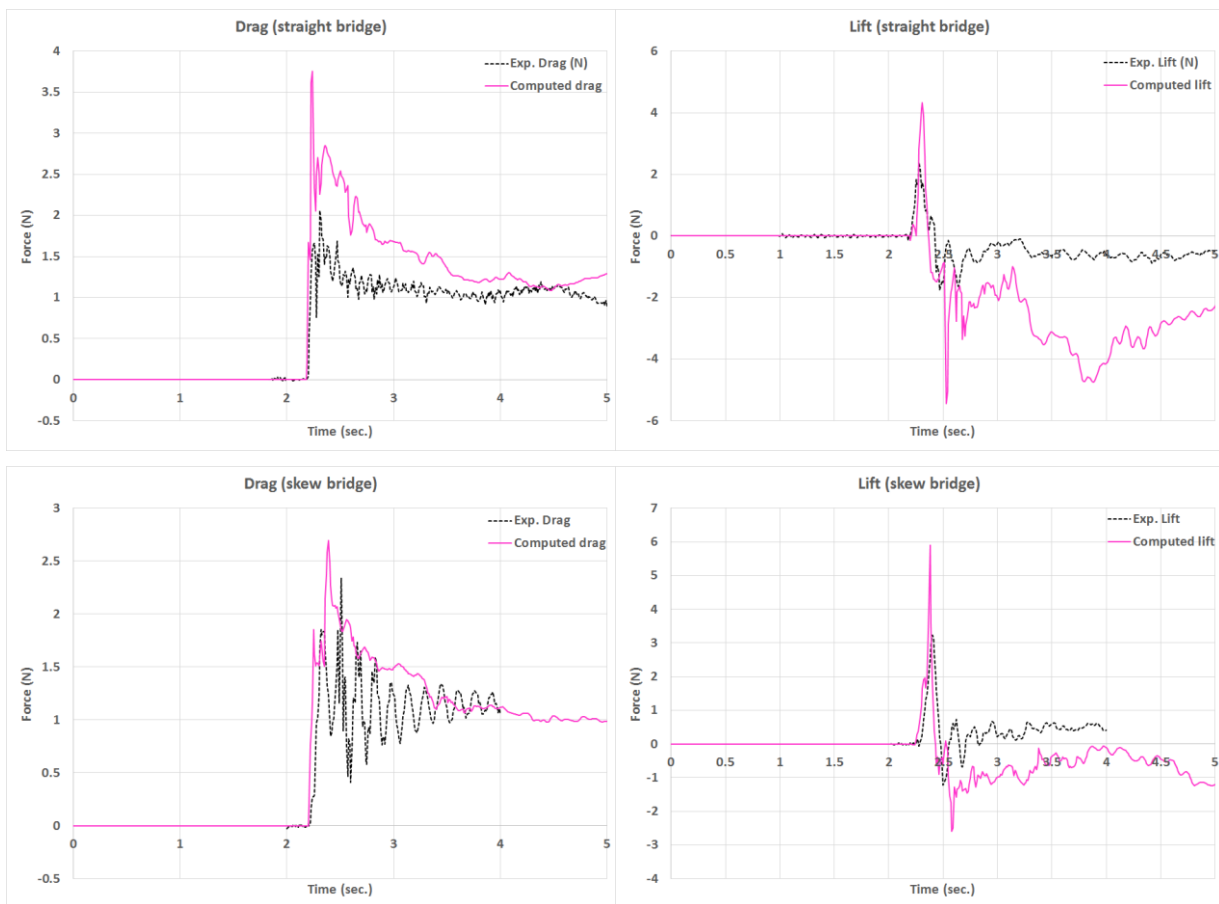


Fig. 3 Drag/lift history comparisons on the straight and skew bridge between the computation and measured data

Concluding remarks:

We conducted numerical simulations of benchmark tests designed by the Japan Society of Civil Engineers. The computations were performed by an in-house CFD code, FEFLO, using the VOF technique. The computed results agreed well with the measured data, especially on drag prediction. The computational time was 3.5 hours using 128 cores of the Cray XC40 system.

References:

- [1] Löhner R., (2001) Applied CFD Techniques, J. Wiley & Sons
- [2] Löhner R., Yang C. and Oñate E. (2006), "On the simulation of flows with violent free surface motion" *Comp. Meth. Appl. Mech. Eng.*, vol. 195, pp. 5597-5620

課題 2. 斜橋に対する津波作用力

京都大学 防災研究所 ○米山 望

1. 手法

基礎方程式は、連続式、Navier-Stokes 式およびセル流体充填率 F の移流方程式とし、これらを直交座標系上で有限差分法により離散化し、SIMPLE 法に基づいて解析した¹⁾。

各物理量の定義点は、流速のみを計算セルの境界面中央、その他の物理量を計算セルの中央で定義するスタaggered 配置とし、離散化は時間について前進差分、移流項は三次精度風上差分、その他は中央差分とした。

また、メッシュに一致しない（もしくは、沿わない）物体形状は、三次元漂流物解析手法を適用して、その形状を正確に把握しながら解析した。ただし、動かない漂流物として取り扱った²⁾。

2. 条件

解析メッシュ刻みは、流下方向 5mm、鉛直方向 5mm、幅方向 7mm とした。ゲートは模擬しない。また、ゲート支持具を再現するケースとしないケースを検討した。解析ケースは以下の 4 ケースとした

Case 1-1 : 斜橋, 支持具有, Case 1-2 : 斜橋, 支持具無,
Case 2-1 : 直橋, 支持具有, Case 2-2 : 直橋, 支持具無.

なお、本解析では、乱流を考慮せず、また、壁面境界条件はハーフスリップとした。

3. 結果

(1) 解析のスナップショット

Case 1-1(斜橋, 支持具有)の解析結果のスナップショットを図 1 に示す。

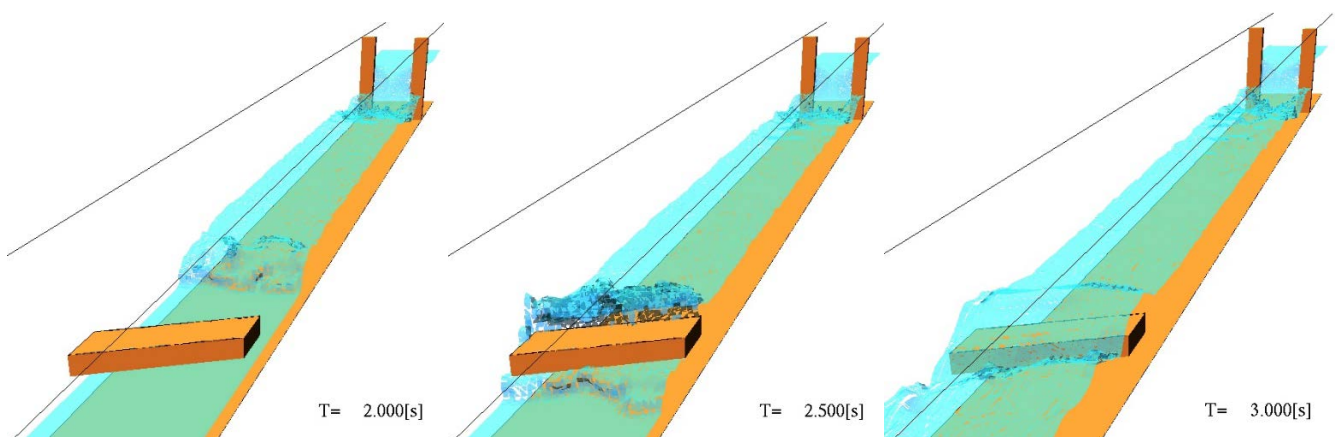


図 1 解析結果 (Case 1-1) のスナップショット

同図では、斜橋に到達する前から水面形状が三次元的になっており、この現象が実現象と一致するかどうかについては検討する必要がある。斜橋を越流後、同図 $T=3.0[s]$ に示された状況がしばらく継続する結果となった。

(2) 水位・流速の比較

水位の比較結果を図2に示す。同図から水位の時間変化挙動は適切に再現できていることが分かる。流速の比較結果を図3に示す。流速についてもおおむね再現しているが、解析結果は実験結果に比較して、変動が大きいことが確認できる。解析においては、橋桁に衝突前には同じ挙動を示すことが期待されるが、本解析結果では、異なる傾向を示している。これを引き起こす原因としては、水面形状の決定アルゴリズムの不安定さが考えられ、今後、同じような傾向を示すように改良していく必要がある。

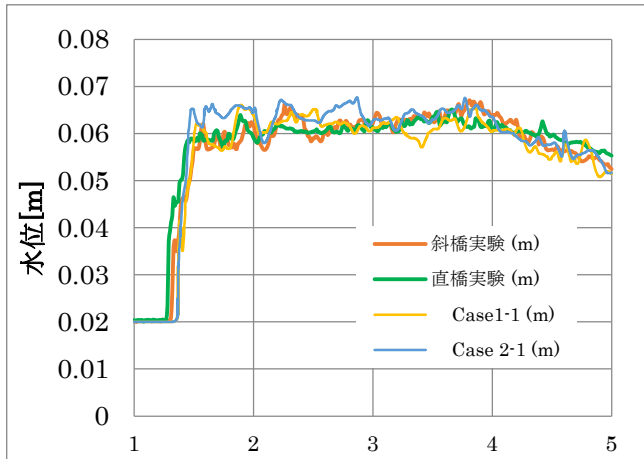


図2 水位の比較結果

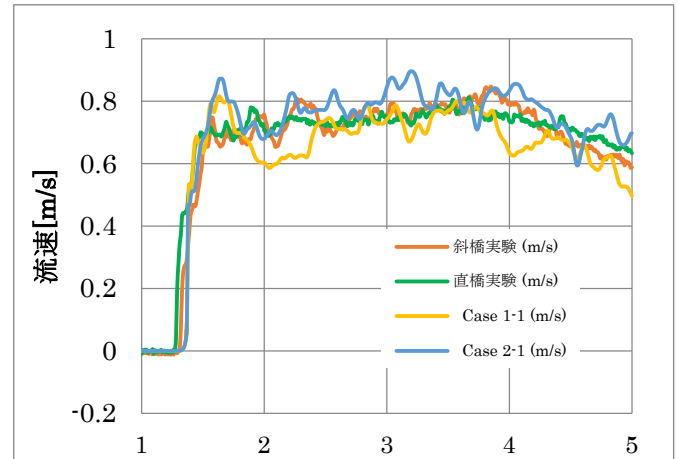


図3 流速の比較結果

(3) 水平力の比較

図4に斜橋の場合の水平力比較結果を、図5に直橋の場合の水平力比較結果を示す。両図から以下のことが分かる。(1)ゲート支持具がない場合、橋桁の受ける力が大きくなっている。(2)斜橋の場合、衝突以降の水平力が実験の変動の中心を示しており適切と考えられるが、衝突の衝撃の再現が悪い(Case 1-1)。一方で、支持具を取り除いたケースでは、衝突の衝撃を実験と同じ程度に評価しているが、その後の水平力は、実験の変動の最大値と一致している。(3)直橋の場合、支持具ありのケースでも衝突の衝撃を実験と同程度に評価しているが、その後の水平力は実験より大きくなっている。(4)到達時間は、支持具なしの直橋(Case2-2)が最も実験と一致し、支持具ありの斜橋(Case1-1)が最も遅くなった。

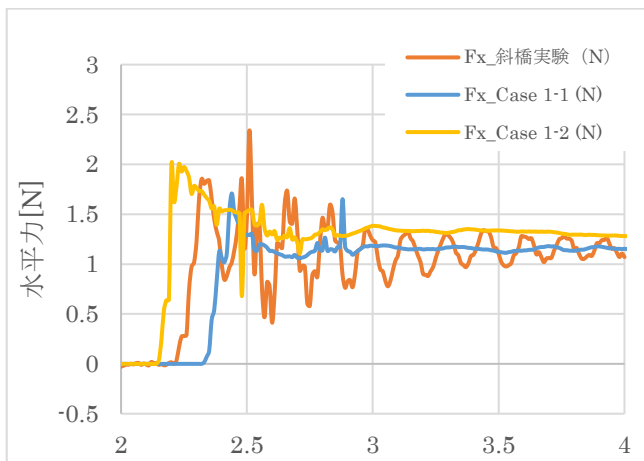


図4 水平力の比較結果（斜橋）

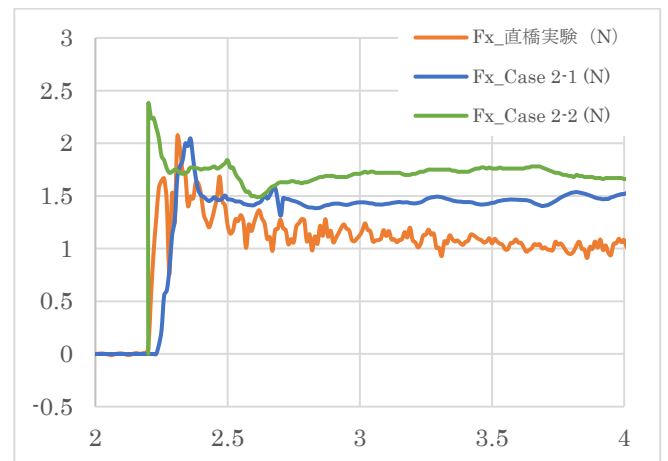


図5 水平力の比較結果（直橋）

(4) 揚力の比較

図 6 に斜橋の場合の揚力比較結果を、図 7 に直橋の場合の揚力比較結果を示す。両図から以下のことが分かる。(1)斜橋の場合、衝突の衝撃を過小評価し、直橋の場合は過大評価していること。(2)解析では、衝突後マイナスの揚力で推移するが、斜橋実験の場合は短時間のマイナスの後、プラスの揚力で推移する。また、直橋実験では解析と同様にマイナスの揚力で推移する。

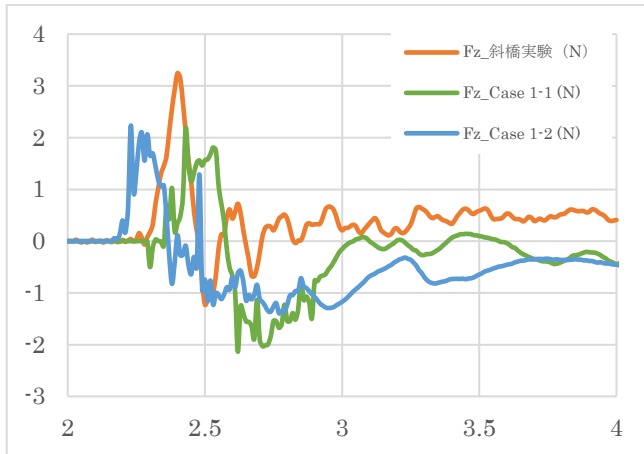


図 6 揚力の比較結果（斜橋）

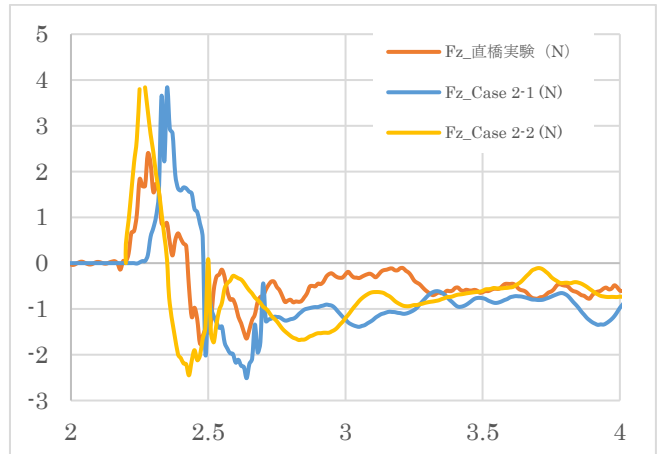


図 7 揚力の比較結果（直橋）

4. まとめ

以上の比較結果から、今後の検討課題として以下のことが挙げられる。

- 解析結果の詳細分析：今回の検討では、水平力や揚力の出力結果のみから結果を評価しているため、実験の映像などつきあわせて詳細な比較検討を行う必要がある。
- 衝突前の挙動：水面決定のアルゴリズムに起因すると思われる、橋桁への衝突前の挙動における解析ケースによる差異については、それを十分低減するように改良する必要がある。これらの改善により、橋への到達時間の差異についても低減することが期待される。
- ゲート支持具の効果：ゲート支持具が流れに大きな影響を与えていることが分かったが、その影響度合いを解析が適切に評価できているかを検証する必要がある。
- 斜橋の揚力：斜橋の揚力について、実験より衝撃を過小に評価しているためこれについての原因を明らかにし、改良を行う。
- 衝突後の揚力：斜橋実験では衝突後の揚力はプラスが継続、直橋実験では、マイナスが継続する実験結果となっているが、その原因究明を行うとともに、必要に応じて解析手法を改良する。

その他、メッシュサイズ、壁面境界条件の設定法、乱流の取り扱いなどが解析結果を左右する検討課題として挙げられる。

参考文献

- 1) 米山 望・直田梓：橋梁に作用する津波波力評価に対する VOF 法に基づく数値計算法の適用性検討，土木学会論文集 B2（海岸工学），Vol.68, No.2., I_246-I_250, 2012.
- 2) 米山 望・永島弘士：複雑な移動・回転を考慮した津波漂流物の三次元数値解析手法の開発，海岸工学論文集，第 56 巻，pp266-270, 2009.

以 上

課題2. 斜橋に対する津波作用力

立命館大学 理工学部 伊津野 和行

1. 手法

OpenFOAM¹⁾の interFoam ツール (VOF 法) を用い, 三次元計算を行った. OpenFOAM の利用には, DEXCS というオープン CAE システム²⁾を, Linux PC で用いた.

2. 条件

図-1 のような解析場を設定し, 右を流出境界, 左と下と手前と奥および桁モデルを非すべり壁境界, 上面を大気境界とした. 直橋は一辺 5mm の直方体格子で全領域をモデル化し, ゲートや桁モデルの大きさと位置も図-1 (b)および(c)のように 5mm 単位で丸めて近似した. 格子の数は約 155 万個である. 境界条件を表-1 に示す.

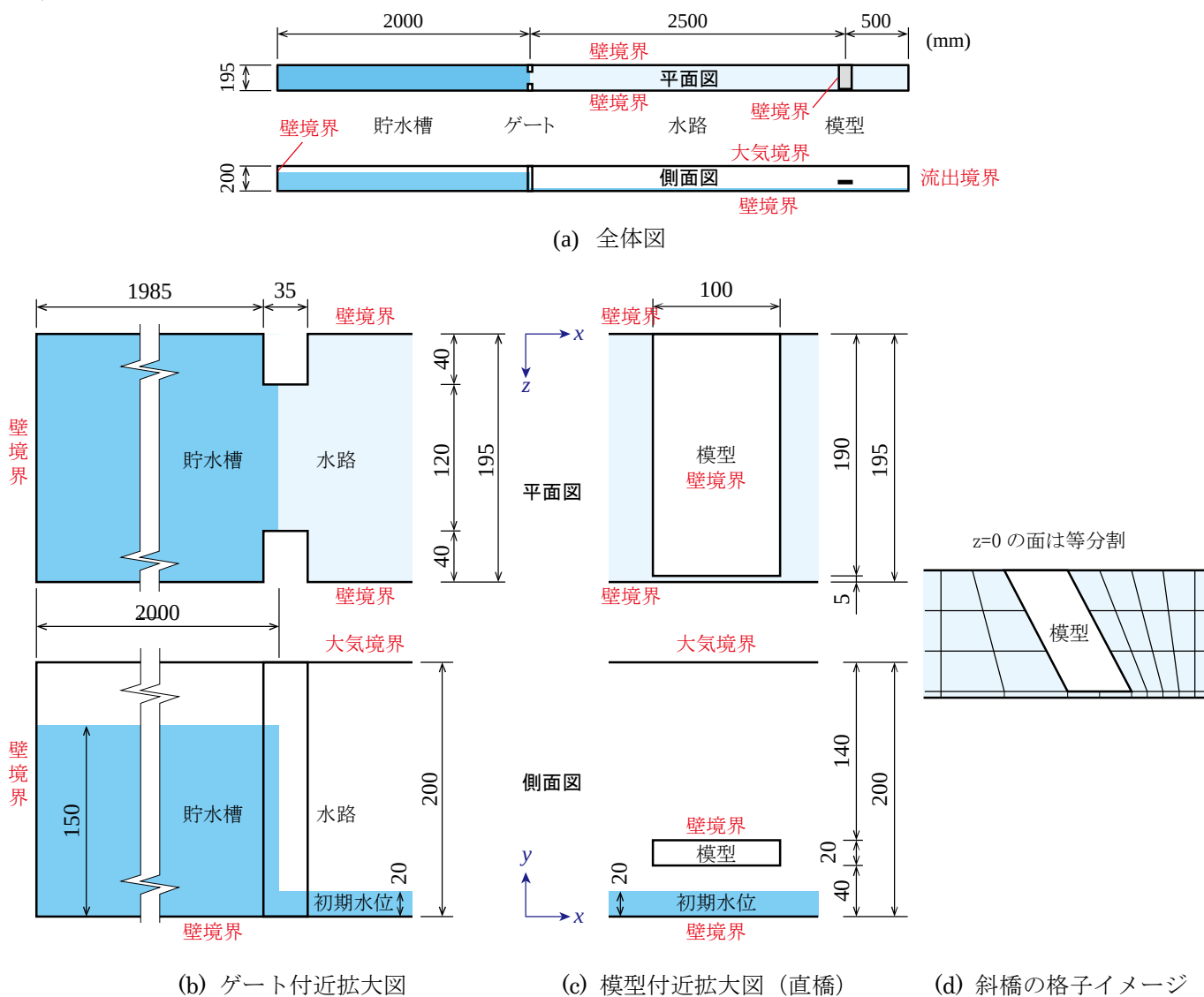


図-1 解析領域

表-1 境界条件

場所	右側面	左側面, 下面, 手前, 奥, 桁	上面
境界	流出	非すべり壁	大気開放
圧力 $p-pgh$	0	勾配 0	全圧が 0 になるよう調整
速度 U	勾配 0	勾配 0	勾配 0, 流入があれば速度 0
乱流エネルギー k	勾配 0	壁関数	流れが外向きなら勾配 0, 内向きなら値が 0
乱流散逸率 ε	勾配 0	壁関数	流れが外向きなら勾配 0, 内向きなら値が 0
液相率 α	勾配 0	勾配 0	流れが外向きなら勾配 0, 内向きなら値が 0

斜橋のケースでは、 $z=0$ の x - z 平面を一边 5mm の正方形で分割し、直橋のケースと格子数が同じになるよう桁の角度に合わせて図-1 (d) のように徐々に格子角度を変化させた。結果として一边 3.8~5.2mm の格子となった。 x - y 平面に関しては直橋のケースと同様、5mm で分割している。

貯水槽部に設定した水柱を、時刻 0 で重力によって崩すダム・ブレイク解析を行った。乱流モデルには RANS の SST k - ω を用いた。乱流パラメータは、乱流エネルギー k と比散逸率 ω を、文献³⁾を参考に、 $k=0.01\text{m}^2/\text{s}^2$ 、 $\omega=10/\text{s}$ を初期値として設定した。

3. 結果

水位と流速に関しては、メッシュの影響が見られず、直橋のケースも斜橋のケースも、解析結果は変わらなかった。ここでは直橋の実験と比較した。図-2 より、実験の平均的な水位変動は捉えていることがわかる。最大水位は 6%過小評価する結果になったが、実験値ほど変動が大きいことが原因だと考えられる。図-3 の流速は、立ち上がりが実験ほど急にならず、最大流速も 10%過小評価する結果になった。図-3 に「解析 20mm」として示した線は、解析において水路底面から 20mm における流速で、実験値の平均的な変動をよく捉えている。水位計を設置した高さの誤差もあろうが、10mm も違うとは考えられないため、流速の壁面近傍の計算精度の低さが原因だと考えられる。

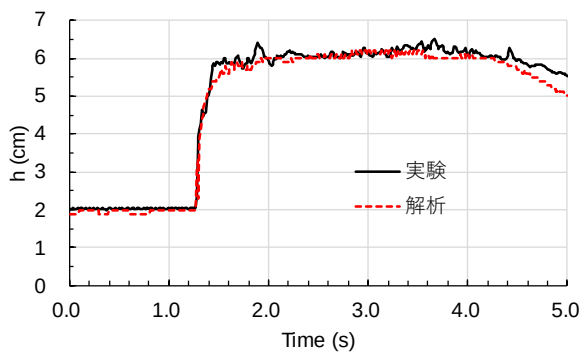


図-2 水位

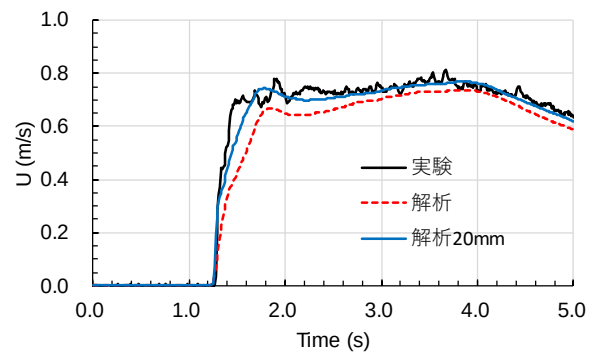


図-3 流速

図-4 と図-5 に、橋軸直角方向の水平力を実験と数値解析で比較したグラフを示す。いずれも、おおよその傾向は捉えている。実験では桁模型の振動にともなう大きな変動があり、最大値を比較すると数値解析は過小評価する結果となっている。実橋でどの程度桁が動くか、特にゴム支承を有する橋梁では慎重な検討が必要である。桁の動きが大きいと予測される場合には、構造物と流体の動的相互作用を考慮する必要がある。

図-6 と図-7 に、鉛直力（揚力）を比較したグラフを示す。おおよその傾向はつかめているが、最大値は過小評価する結果となっている。その傾向は斜橋でより顕著である。

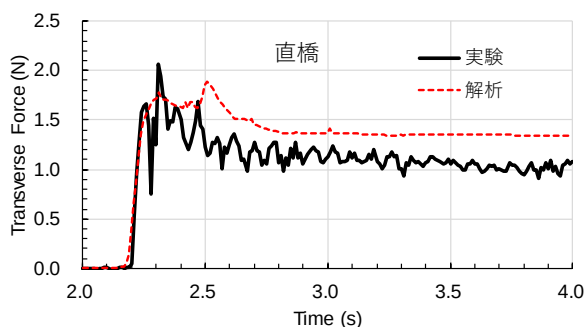


図-4 直橋における橋軸直角方向の水平力

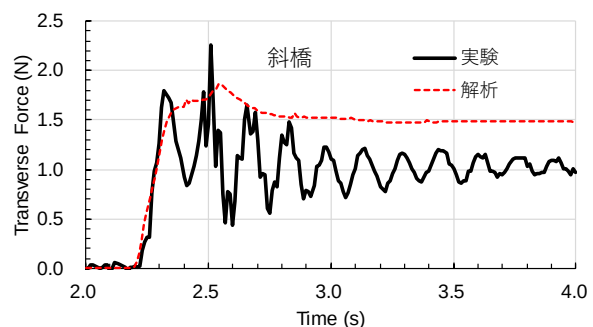


図-5 斜橋における橋軸直角方向の水平力

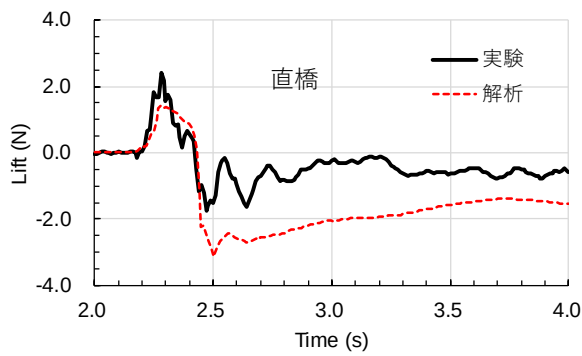


図-6 直橋における鉛直方向の力

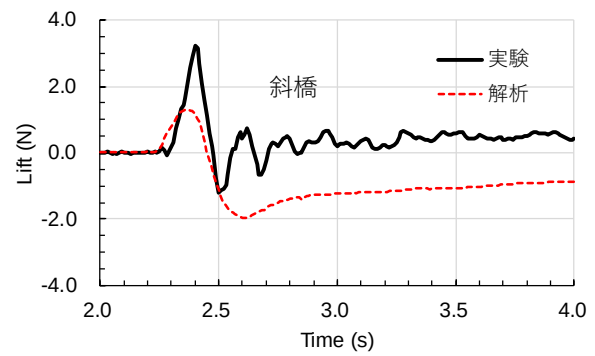


図-7 斜橋における鉛直方向の力

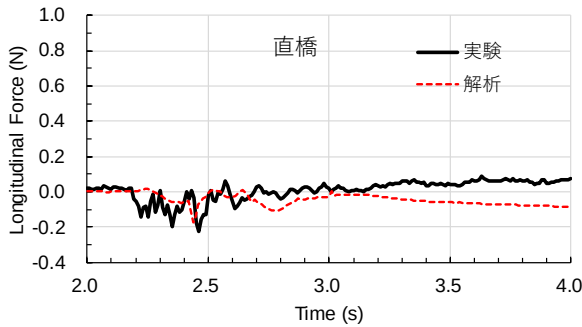


図-8 直橋における橋軸方向の水平力

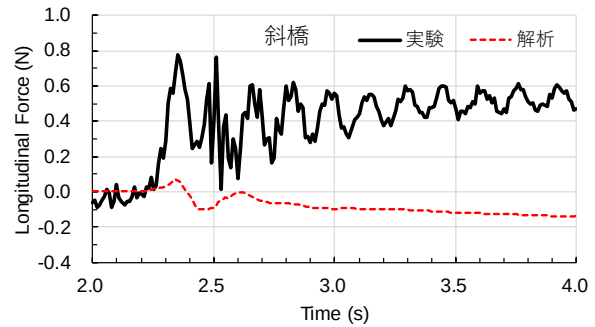


図-9 斜橋における橋軸方向の水平力

図-8 と図-9 に、橋軸方向の水平力を比較したグラフを示す。直橋ではおよそその傾向はつかめているが、斜橋ではまったく合っていない。流下方向と水路幅方向の水平力（図-10 および 11）を三角関数で合成・分解して、橋軸直角方向と橋軸方向の力を求めたが、斜橋において水路幅方向の力の推定精度が低いのが原因である（図-11）。桁模型と壁面との隙間を、水路幅方向には 1 つしか格子を配置しておらず、精度が低くなったものと考えられる。

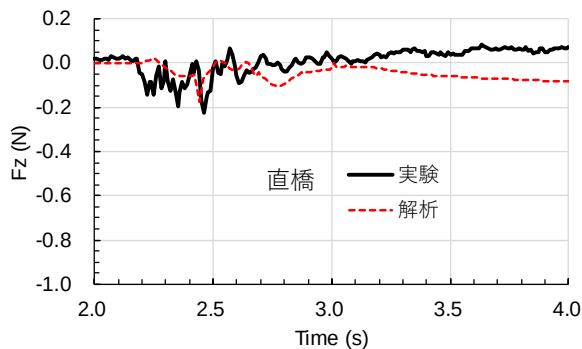


図-10 直橋における橋軸方向の水平力

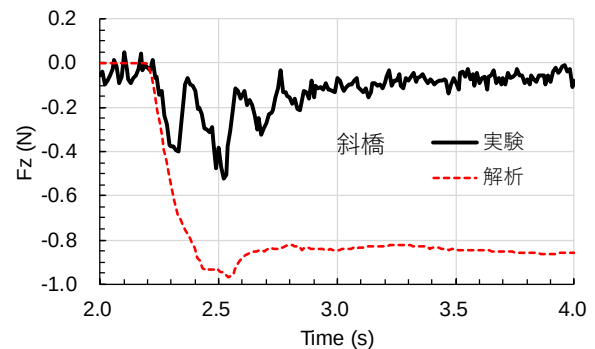


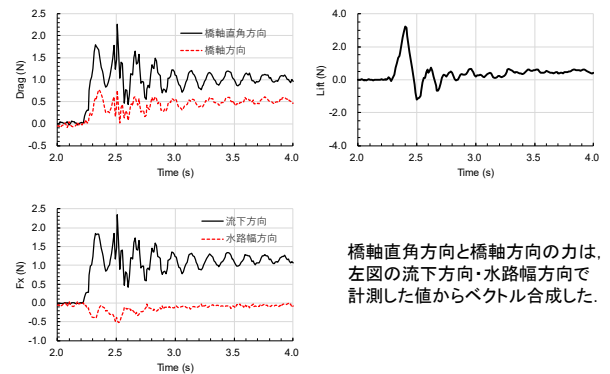
図-11 斜橋における橋軸方向の水平力

参考文献

- 1) OpenCFD Ltd.: OpenFOAM, <http://www.openfoam.com>
- 2) 柴田良一: DEXCS, <http://dexcs.gifu-nct.ac.jp>
- 3) CFD Online: Turbulence free-stream boundary conditions, <http://www.cfd-online.com/Wiki/>

課題2のまとめ 斜橋

斜橋の実験結果

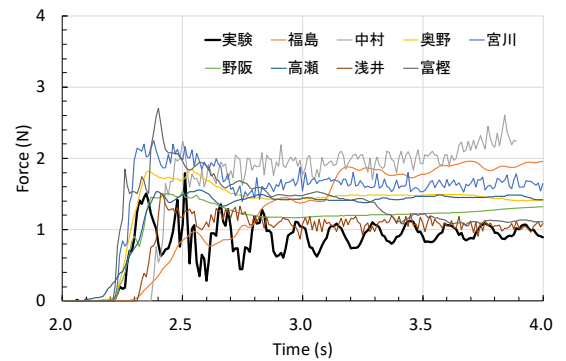


シンポジウム発表者

- ▶ 福島寛二 有限要素法 独自コード
- ▶ 中村雅志 SPH DualSPHysics
- ▶ 奥野峻也 OpenFOAM/interDyMFoam
- ▶ 宮川欣也 SPH DYBECS
- ▶ 野阪克義 OpenFOAM/interFoam
- ▶ 高瀬慎介 有限要素法 独自コード
- ▶ 浅井光輝 SPH 独自コード
- ▶ 富樫史弥 有限要素法 FEFLO

本論文集には、その後に提出された米山望および伊津野和行の原稿も含まれているが、ここではシンポジウム発表者のデータのみについて言及している。

橋軸直角方向



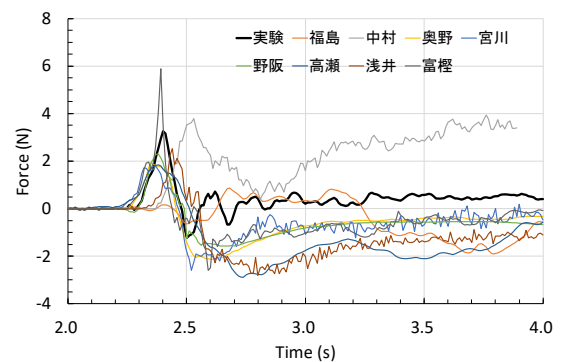
橋軸直角方向への最大作用力

単位: N

実験	福島	中村	奥野	宮川	野阪	高瀬	浅井	富樫
	FEM	SPH	OpenFOAM	SPH	OpenFOAM	FEM	SPH	FEM
1.8	2.0	2.6	1.8	2.2	1.5	1.6	1.5	2.7
	109%	145%	103%	125%	86%	87%	84%	151%

- ▶ 提示した直橋のデータが実際より大きかった影響もあり、実験値より大きいものが多い。

揚力



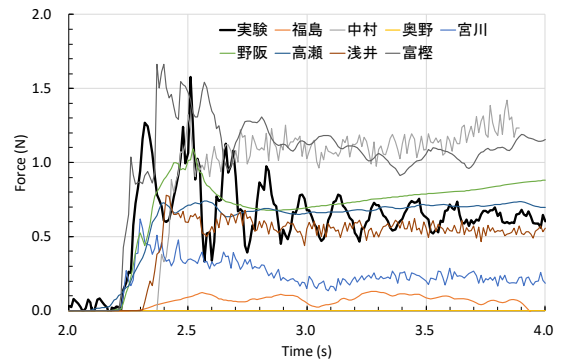
揚力の最大値

単位: N

実験	福島	中村	奥野	宮川	野阪	高瀬	浅井	富程
	FEM	SPH	OpenFOAM	SPH	OpenFOAM	FEM	SPH	FEM
3.2	0.9	3.9	1.9	1.8	2.3	1.8	2.5	5.9
	26%	121%	59%	56%	71%	56%	78%	182%
-1.2	-1.9	0.0	-2.1	-2.6	-1.6	-2.9	-2.8	-2.6
	156%	0%	175%	213%	129%	235%	230%	212%

- ▶ 揚力の算出結果のばらつきは大きい
- ▶ 倍～半分の精度

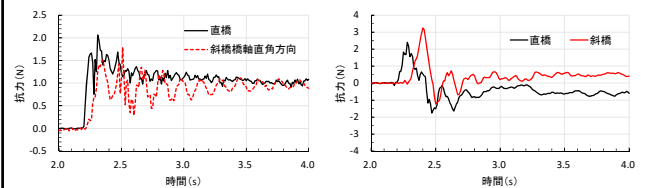
橋軸方向



橋軸方向

- ▶ 手法の違いというより、考え方によって差が大きいのではないか
- ▶ 橋軸方向への力をどう考えるか
 - 流体のせん断力しかない捉えて0とする
 - 流下方向の分力と考えてベクトル合成する

直橋と斜橋



- ▶ 今回の実験では、直橋と斜橋とで、作用力にそれほど大きな差はなかった。
- ▶ 計算結果がばらつくのは、実験条件が原因か、三次元計算にともなう諸条件が原因か。

課題2のまとめ

- ▶ 斜橋に作用する流体力の方向をどう考えるか
 - 橋軸直角方向と橋軸方向
 - 流下方向と流れに直交する方向
 - 橋脚や支承の設計方向との兼ね合い
- ▶ 動的相互作用を考慮すべきか
 - 剛体と弾性体
 - 特にゴム支承の場合
- ▶ 3次元性の難しさ
 - 必ず3次元解析になり、計算資源も時間も多く必要
 - どこまでモデル化するか

土木学会 地震工学委員会
橋梁の対津波設計に関する研究小委員会
委員名簿

	氏 名	所属機関
委員長	伊津野 和行	立命館大学
副委員長	幸左 賢二	九州工業大学
幹事長	竹田 周平	福井工業大学
幹事	中尾 尚史	国立研究開発法人 土木研究所
	川崎 佑磨	立命館大学
委員	秋山 充良	早稲田大学
	浅井 光輝	九州大学大学院
	荒川 健二	JIP テクノサイエンス (株)
	五十嵐 晃	京都大学
	小川 宗正	(株) 建設技術研究所
	具志 一也	大日本コンサルタント (株)
	佐々木 達生	大日本コンサルタント (株)
	佐藤 崇	株式会社長大
	鳴原 良典	防衛大学校
	庄司 学	筑波大学
	田崎 賢治	大日本コンサルタント (株)
	田中 聖三	筑波大学
	中村 友昭	名古屋大学
	野阪 克義	立命館大学
	丸山 喜久	千葉大学
	山内 邦博	株式会社 IHI
	米山 望	京都大学

小委員会ホームページ

<http://committees.jsce.or.jp/eec209/>