橋桁の津波に対する安定性に及ぼすフルード数の影響

渡邊 政博¹・有川 太郎²・田中 泰司³・丸山 久一⁴

¹ 中央大学教育技術員 都市環境学科 (〒112-8551 東京都文京区春日一丁目13-27)
E-mail:watanabe-m@civil.chuo-u.ac.jp

²正会員 中央大学教授 都市環境学科 (〒112-8551 東京都文京区春日一丁目13-27)
E-mail:arikawa@civil.chuo-u.ac.jp

³正会員 東京大学生産技術研究所特任准教授 人間・社会系部門
(〒153-8505 東京都目黒区駒場四丁目6-1)

E-mail: yasuxi@iis.u-tokyo.ac.jp

⁴正会員 長岡技術科学大学特任教授 建設工学科 (〒940-2188 新潟県長岡市上富岡町1603-1)
E-mail:kmaru@nagaokaut.ac.jp

定常流下における橋桁に作用する流体力から抗力係数・揚力係数を算出しフルード数との関係について検討した。抗力係数、揚力係数はフルード数に依存していることが明らかとなった。また、太平洋沖沿岸部を対象として津波シミュレータによる解析を行い、橋梁位置の流況を把握したのち、被災予測を行い、既往の分析との比較を行った。実験より得られた Fr を変数とする抗力係数、揚力係数の算出式を適用し橋梁の被害予測を行ったところ、流速最大時の Fr を用いることで既往の分析よりも予測精度は向上した。

Key Words : tsunami, bridge, Froude number, Drag coefficient, Lift coefficient

1. はじめに

2011年3月11日14時46分に発生した東北地方沖太平洋地震は三陸沖を震源としマグニチュード9.0、最大震度7（宮城県栗原市）が観測された日本観測史上最大規模の地震であった。この地震により津波が発生し、遡上した津波によって沿岸部は甚大な被害を受けた。特に橋梁については浸水域の約14%の橋梁が被害を受けたり、橋梁が被害を受けることで緊急車両等の通行が妨げられることや、上部工自体が漂流物となり背後地域への被害が拡大することが予測される。また、近い将来に発生が予測されている南海トラフ地震においても同様の被害が想定されていることから、橋梁に対する津波作用力を推定し、橋梁の耐津波安定性を明瞭にすることが急務となっている。橋梁の津波に対する安定性に評価手法として幸左ら²⁾によって提案された桁抵抗力津波作用力比（以降、 β と呼ぶ）がある。これは、津波作用力をモリソン式の抗力項により算出し、橋桁の抵抗力は摩擦抵抗力を考え摩擦係数と上部工重量から算出している。また、田中ら³⁾は幸左らによって提案された評価手法を用いて、東北地方太平洋沖地震における橋梁の調査結果をもとに、橋梁の被害に対して β による評価を行っている。本研究では、フルード数（以降、 Fr ）と抗力係数（以降、 C_d と呼ぶ）、

揚力係数（以降、 C_l と呼ぶ）の関係を明らかにするとともに、得られた C_d 、 C_l の算出式および高潮津波シミュレータにより得られた橋梁位置における流速等を用いて橋梁の被災予測を行い、既往の被害分析結果との比較を行った。

2. 水理模型実験

(1) 実験概要

解析の対象とする実験は有川ら³⁾の定常流条件の実験とする。実験断面を図-1に示す。実験水路は港湾空港技術研究所が保有する総合防災沿岸施設であり、水路長は34m、水路幅は10mである。潮流発生装置によりポンプ出力を制御することで水路内の水を循環させ定常流を起こしている。実験ケースを表-1に示す。初期水位は桁下の水平床から静水面までの高さとし、0.61m～1.01mの5水準を設けた。 Fr 算出の概念図を図-2に示す。 Fr 算出の際は、水平床から桁前面の水面の高さを水位とし、桁前面の流速計V7の流速を代表流速として算出した。表中に示す通り Fr は0.24～0.69であり、図-3に波圧計の設置位置を示す。波圧計は中央側F線および端部から150mmの端部側線に40個設置した。計測開始30秒後に潮流発生装置を140秒間作動し、計測は180秒間行った。

図-1 実験断面図

表-1 実験ケース

初期水位(m)	ポンプ出力	流速(m/s)	Fr
0.61	30~70	1.21~1.80	0.52-0.67
0.71	50~70	1.56~1.85	0.60-0.68
0.81	50~80	1.43~1.99	0.53-0.69
0.91	30~90	0.67~2.02	0.24-0.67
1.01	50~70	1.00~1.49	0.33-0.49

(2) $C_d \cdot C_l$ の算出方法

$C_d \cdot C_l$ の算出方法を式(1)および式(2)に示す。ここに、 C_d ：抗力係数、 F_x ：橋桁に作用する水平力、 A_1 ：流下方向に垂直な面の投影面積（0.22m²）、 ρ ：水の密度（1000kg/m³）、 V ：代表流速、 C_l ：揚力係数、 F_z ：橋桁に作用する鉛直力（浮力は含まない）、 A_2 ：流下方向に平行な面の投影面積（2.7m²）である。本実験では通過波検定を行っていないため、定常流の条件では代表流速であるV7の流速計の値を用いて係数を算出する。水平力と鉛直力は定常時における波圧を平均し、代表面積を乗じて算出した。

$$C_d = \frac{F_x}{\frac{1}{2} A_1 \cdot \rho V^2} \quad (1)$$

$$C_l = \frac{F_z}{\frac{1}{2} A_2 \cdot \rho V^2} \quad (2)$$

(3) 実験結果

図-4、図-5に C_d 、 C_l を Fr で整理した結果を示す。 C_d を見ると、 Fr が0.2~0.4程度までは Fr によらずほぼ一定値を取っており、 Fr が0.4よりも大きくなると Fr の増加とともに C_d も増加する傾向にあることがわかる。一般にレイノルズ数が大きくなる、つまり流速が大きくなると C_d は収束するとされているが、今回の実験結果では異なる結

図-2 Fr 算出の概念図

図-3 波圧計設置位置

果となっている。これは、自由表面を持つ開水路であるため、水位差が発生することで抗力が大きくなることが要因として考えられる。初期水位0.61mの結果を見る

と、ほかのケースよりも C_d が小さくなっていることがわかる。これは、定常流時において桁背後の水位が下がることで、橋面の高さよりも水位が低くなり橋桁の背面部が水没していないことが影響していると考えられる。今回の実験における Fr の範囲では C_d は2.0~4.5程度の値をとった。図-5を見ると C_l は負値をとっており、下向きの鉛直力が作用していることがわかる。 C_l についても C_d と同様に Fr が0.4程度まではほぼ一定値をとっており、 Fr が0.4よりも大きくなると Fr の増加とともに C_l が減少していくことがわかる。 Fr が変わることで、橋桁前後には水位差が生じるが、その水位差と流入流速によって橋桁上部と下部の流速差が変わり、 C_l が Fr によって変化しているものと考えられる。これらの結果から本検討においては簡易的に線形近似により C_d , C_l の実験式を算出した。算出した実験式を式(3), 式(4)に示す。

$$C_d = \begin{cases} 8.0Fr - 1.36 & (Fr > 0.42) \\ 2.0 & (0 \leq Fr \leq 0.42) \end{cases} \quad (3)$$

$$C_l = \begin{cases} -2.6Fr + 0.592 & (Fr > 0.42) \\ -0.5 & (0 \leq Fr \leq 0.42) \end{cases} \quad (4)$$

図-4 C_d と Fr の関係

図-5 C_l と Fr の関係

3. 津波シミュレータによる橋梁位置における流況の把握

(1) 計算条件

本検討においては、高潮津波シミュレータ（以降、STOC と呼ぶ）（富田ら, 2005）⁴⁾を用いる。STOC では入れ子構造の格子を設定することが可能であり、格子を順次細かくすることで津波波源から沿岸部までの計算を精度よく低コストで行うことができる。計算モデルとしてはSTOC-MLを用いる。STOC-MLでは圧力は静水圧近似より計算し、水表面については連続式から計算するモデルであり、広領域を低コストで計算することができるモデルである。計算範囲は浸水域にある橋梁を対象とし、青森県南部から千葉県北部の沿岸部を設定した。地形データは中央防災会議地形データの1350mメッシュ、450mメッシュ、150mメッシュ、50mメッシュを用いた。計算格子は地形データのメッシュサイズに合わせ、最内側格子が50mとなるように4階層を設定した。50mメッシュの領域はNo.13~No.27の計15領域となる。鉛直方向には分割せず、単層モデルとして計算した。格子の設定例（No.27）を図-6に示す。その他の領域についても同様に1350mメッシュから50mメッシュの4階層を設定した。入力波源は高川・富田のモデル⁵⁾を用いた。計算時間は地震発生後からの2時間として、橋梁位置の流速および水位を計測し、橋梁位置の流況の把握を試みる。

(2) STOCによる計算結果の妥当性

東北地方太平洋沖地震津波合同調査グループによる海岸線から100m以内の津波痕跡高の調査結果⁶⁾と計算における最高水位の比較を図-7に示す。津波シミュレーションの妥当性の評価指標として土木学会原子力土木委員会津波評価部会は式(5), 式(6)を示している。ここで K は津波痕跡高の調査結果を計算により得られた最高水位で除

図-6 計算領域

した値である。今回の計算結果を評価すると、 $K=1.016$ 、 $\kappa=1.499$ となる。ここで K と κ はそれぞれ津波シミュレーションによって得られた値の妥当性およびばらつきを評価する指標である。

$$\log K = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \log K_i \quad (5)$$

$$\log \kappa = \sqrt{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (\log K_i)^2 - (\log K)^2} \quad (6)$$

(3) 計算結果

各橋梁位置における最大浸水深—最大流速関係と橋梁の被害の有無を表したものを図-8に示す。流速が増加するにつれて浸水深さも増加する傾向にあるが、地形の影響によりばらつきが大きくなる結果となった。被害の有無についてみると、流速が3m/s程度までは被害を受けた橋梁は少ないが、3m/sよりも流速が大きくなると被害を受けた橋梁数が多くなっていることがわかる。

図-7 調査結果と計算結果の比較

(4) Frの算出方法

Frの算出の概念図を図-9に示す。Fr算出の際は各時刻における水面から標高までの距離を水深とし、流速はその時刻での流速を用いてFrを算出する。Frの時系列を図-10に示す。津波の到達とともにFrは5.5程度まで急増している。この傾向はどの地点においても同様であった。本検討では流速最大時および水位最大時のFrを対象として、後述の表-3に示す桁抵抗津波作用力比 β を算出することとする。

図-9 Fr算出の概念図

図-10 Frの算出例

図-8 最大浸水深と最大流速の関係

4. 橋梁の安定性の評価

β による評価においては、 β が1未満の橋梁は流出し β が1以上の橋梁は流出しないと評価される。実際の被害と β による評価結果は表-2に示すように分類され、表中のA、Dは実際の被災状況を評価できており、B、Cについては実際の被災状況を正確に評価できていないといえる。そこで、式(7)に示す通り、被災状況を正確に評価できた橋梁数(A+D)を橋梁の総数(A+B+C+D)で除した値を評価精度(以降、 α と呼ぶ)と定義し、後述する評価結果について α の比較を行うこととする。

対象橋梁は田中ら⁹⁾にならない、コンクリート橋に限定し水門で保護されているものや橋脚が流出したものについては除外した。STOCにより得られた流速や Fr や実験により得られた C_d 、 C_l の算定式を用いて既往の β による評価結果と比較しその妥当性について検討する。ここで、本検討に用いる評価式および既往の評価式について表-3に整理する。本検討では、評価式は鉛直方向の作用力(下向き)についても考慮し C_d 、 C_l は実験式を適用する。また流速については計算により得られた値を用いることとする。一方で既往の手法では、津波作用力は水平方向のみを考え、流速は最大浸水深の調査結果から $Fr=0.7$ として流速を推定している。また C_d については道路橋示方書の風荷重に対する設計式を用いている。

(1) 流速の影響

推定流速による結果とSTOCにより得られた最大流速により計算された評価結果を図-11に示す。推定流速による算出は被害ありの橋梁についてはすべて $\beta > 1$ の範囲に分布しており、被害を評価できている。しかしながら、被害なしの橋梁についての被災予測精度は低く、26橋中8橋しか予測できていない結果となった。このことから、 $Fr=0.7$ として評価する手法は安全側に予測しているといえる。一方で、STOCによる流速を用いて計算すると β は大きくなっており、 β による被害の予測もできていない結果となっている。各条件における予測精度として、推定流速による結果とSTOCによる結果はどちらも $\alpha=59\%$ であった。しかしながらSTOCによる結果では被害あり、被害なしの橋梁の β が全体的に分布していることから被災の有無を予測することは難しいといえる。

(2) Fr による影響

Fr による影響の検討では図-10に示した通り、 Fr は時刻変化するため本検討においては流速最大時、浸水深最大時の Fr により検討することとする。評価結果を図-12に示す。計算では、4地点(被害なし:3橋、被害あり:1橋)において津波が到達しなかったが、それら4橋を $\beta \geq 1$ の項目に含み予測精度を算出している。

表-2 被害と β の関係

	$\beta \geq 1$	$\beta < 1$
被害なし	A	B
被害あり	C	D

$$\alpha = \frac{A+D}{A+B+C+D} \times 100(\%) \quad (7)$$

表-3 本検討と既往の手法の比較

	本検討	既往の手法
評価式	$\beta' = \frac{\mu(W'-Fz)}{Fx}$	$\beta = \frac{\mu W'}{Fx}$
Fx	$\frac{1}{2} \rho v'^2 C_d' A$	$\frac{1}{2} \rho v^2 C_d A$
Fz	$\frac{1}{2} \rho v'^2 C_l' A$	—
流速	STOCによる計算値 v	$v = Fr \sqrt{gh}$ $Fr=0.7$ h : 最大浸水深
C_d	$C_d' = \begin{cases} 8Fr - 1.36 & (Fr > 0.42) \\ 2 & (0 \leq Fr \leq 0.42) \end{cases}$	$C_d = \begin{cases} 2.1 - 0.1 \frac{B}{D} & (1 \leq \frac{B}{D} \leq 8) \\ 1.3 & (8 < \frac{B}{D}) \end{cases}$
C_l	$C_l' = \begin{cases} -2.6Fr + 0.592 & (Fr > 0.42) \\ -0.5 & (0 \leq Fr \leq 0.42) \end{cases}$	—

図-11(a) 推定流速による評価結果

図-11(b) 計算により得られた最大流速による評価結果

流速最大時の Fr を用いると、被害なしの橋梁については予測できているが、被害ありの橋梁をみると18橋中7橋しか予測できていない結果となった。予測精度は、被害なしの橋梁を予測できていたため72%と高くなったが、被害ありの橋梁が $\beta \geq 1$ の範囲に多く分布しているため、危険側の予測となる結果となった。被害ありの橋梁について、橋梁の諸元をみると、 $\beta < 1$ の範囲にある7橋は橋桁の重量が約14kN程度であり他の橋桁と比較すると1/20～1/600程度の重量であることがわかった。 C_l

をゼロとして被害分析を行った結果、被害ありの橋梁は全て $\beta < 1$ に分布した。このことから、 C_l を過大に評価しているために重量の大きな橋桁が $\beta \geq 1$ の範囲に分布したものと考えられる。橋桁に津波が作用する際は定常流であるとは限らず実験と条件が異なる。そのため C_l については今後、検討していく必要がある。水位最大時の Fr による計算結果を見ると、ほとんどの橋梁が $\beta \geq 1$ の範囲に分布する結果となった。水位最大時の流速は図-10 に示した通り、小さくなる。そのため、津波作用力も小さくなり、 β は大きい範囲に分布する傾向となる。したがって、水位最大時の β で評価するのは適切ではないといえる。

今回の計算では、STOC の計算格子および地形データのメッシュは 50m であり、高さ方向も 1 層として計算を行ったため、実際に発生する流速よりも小さくなることが考えられる。そのため、より詳細な計算を行い流速を正確に計算することで、予測精度は向上すると思われる。

5. おわりに

本研究では水理模型実験から定常流時における Fr と C_d , C_l の関係について検討し実験式を提案するとともに、津波シミュレータによる数値計算から東北地方太平洋沖地震津波による橋梁の被害の評価について既往の分析と比較を行った。以下に主要な結論を示す。

- (1) 水理模型実験により定常流時の Fr と C_d , C_l の関係を明らかにし実験式を提案した。
- (2) STOCにより、太平洋沖沿岸部の橋梁位置における水位、流速を把握した。
- (3) 水理模型実験により得られた実験式と数値計算により得られた結果を用いて β による橋梁の安定性を評価した結果、流速最大時の Fr を適用した場合が最も予測精度が高かった。

THE INFLUENCE OF THE FROUDE NUMBER ON THE STABILITY AGAINST TSUNAMI OF BRIDGE GIRDER

Masahiro WATANABE, Taro ARIKAWA, Yasushi TANAKA and Kyuichi MARUYAMA

In this study, firstly, we clarified force to act on a bridge girder under steady flow by physical experiments. Next, we calculated velocity to act on the bridge girder by tsunami run up analysis using STOC, and predicted the damage of bridge girder. From the result of the physical experiment, we suggested a formula for computation of a drag coefficient and the lift coefficient under conditions of the steady flow. We performed tsunami run up analysis for bridges of the tsunami inundation area to get velocity to act on bridge girder and water level elevation. We performed the damage prediction of the bridge by empirical formula of a drag coefficient and the lift coefficient and velocity by tsunami going up analysis. As a result, the predictive precision improved more as a result of past by using this technique.

図-12(a) 流速最大時の Fr における評価結果

図-12(b) 流速最大時の Fr における評価結果

参考文献

- 1) 田中泰司, 白石卓也, 山口貴幸: 東北地方太平洋沖地震において津波被害を受けた橋梁の調査と波力・抵抗力の評価, 高速道路調査会, 2013.11
- 2) 幸左 賢二, 宮島 昌克, 藤間 功司, 庄司 学, 小野 祐輔, 重枝 未玲, 廣岡 明彦, 木村 吉郎: 津波による道路構造物の被害予測とその軽減策に関する研究研究成果報告書, 新道路技術会議, 2010.
- 3) 有川太郎, 渡邊政博, 窪田幸一郎: 津波による橋梁の安定性に関する検討, 土木学会論文集 B2 (海岸工学), Vol. 69, No.2, I_911-I_915, 2013.
- 4) 富田孝史, 柿沼太郎: 海水流動の 3 次元性を考慮した高潮・津波シミュレータ STOC の開発と津波解析への適用, 港空研報告, 第 44 巻, 第 2 号, pp.83-98, 2005.6
- 5) 高川智博, 富田孝史: 時間発展を考慮した津波波源逆解析と観測点地盤変動量のリアルタイム推定, 土木学会論文集 B2 (海岸工学), Vol. 68, No.2, 2012, I_311-I_315, 2012.
- 6) 東北地方太平洋沖地震津波合同調査グループ: 痕跡調査結果, <http://www.coastal.jp/ttjt/>, 2012.