# 津波に対する道路橋の被害軽減に関する解析的検討

Analytical study of the disaster mitigation technology for road bridges against tsunami

薄井稔弘\*, 運上茂樹\*\*, 杉本健\*\*\* Toshihiro Usui, Shigeki Unjoh, Takeshi Sugimoto

\* 独立行政法人土木研究所, 構造物メンテナンス研究センター(〒305-8516 茨城県つくば市南原 1-6)

\*\* 工博,国土交通省国土技術政策総合研究所,危機管理技術研究センター(〒305-0804 茨城県つくば市旭1番地) \*\*\* 修(工),本州四国連絡高速道路株式会社,企画部(〒651-0088 神戸市中央区小野柄通4-1-22)

A lot of great damage occurred to road bridges because of tsunami during the 2004 Indian Ocean Earthquake. Tsunami due to the large-scale earthquakes is worried about also in Japan. To clarify the damage mechanism of road bridges by tsunami, we have conducted the hydraulic model tests. In this paper, the reproduction of the hydraulic model tests and the verification of the washout prevention system against tsunami by the numerical analysis are presented. Through the simulation analysis using MPS method, it is found that the result of the hydraulic model tests was able to be reproduced and washout of the bridge girder was simulated well. In addition, it is found that the installation of the shear keys is effective as washout prevention devices.

Key Words: large-scale earthquake, tsunami, MPS analysis, shear key キーワード: 大規模地震, 津波, MPS 解析, せん断キー

### 1. はじめに

平成16年12月26日のスマトラ島沖地震に伴って発生 したインド洋津波により,橋梁上部構造が完全に流失す る等橋梁に甚大な被害が多数発生した<sup>1)</sup>. 道路は自然災 害時の救援・復旧作業で重要な役割を担うことになるが, 上記被災地では津波による大規模な海岸線の変状,道路 自体の流失とともに,橋梁構造物の被災により幹線道路 の多くが寸断され,救援・復旧作業に多大な支障をきた した.一方,我が国でも,東南海・南海地震や東北・北 海道の太平洋岸の海洋型地震により最大 10 数 m~20m 規模の大津波の発生が懸念されているところである.

緊急輸送路等の重要度の高い道路に対しては,津波襲 来後もその機能を確保することが重要と考えられるが, 道路網の骨幹をなす橋梁構造物の津波による影響に関し ては十分に解明されておらず,被災事例についての研究 が重要であると考えられる.このため筆者らは,津波に よる橋梁の流失被災メカニズムを解明するために,実際 の津波による被災橋梁を対象に橋梁模型を製作し水路実 験を実施してきた<sup>2)3)</sup>.

本研究では、この水路実験を対象に MPS 法によって 橋梁の流失シミュレーションを行い、津波による橋梁構



図-1 実験に用いた橋梁模型(●:波圧計設置位置)

造物の被災メカニズムの解明及び津波に対する橋梁構造物の被害軽減技術の検討を試みたものである.

# 2. 津波の水路実験

本研究にさきだって, RC (鉄筋コンクリート) 橋模型 1 体を対象に水路実験を実施した.橋梁模型は実際にイ ンド洋津波で被災したスマトラ島の橋梁を参考に製作し



図-2 実験に用いた水路



写真-1 桁と分力計の接続架台



写真-2 橋台模型

た. 模型縮尺は水路の寸法及び水路における津波の造波 高さを考慮して 1/50 とし,その寸法は図-1 に示すとお りである.

実験で使用した二次元水路は、図-2 に示すとおりで あり、水路長は20m,幅1m,高さ0.8mである、津波は 湛水したゲートを転倒させることにより発生させた.

実験時には橋梁模型上流側 2.0m, 4.0m 地点の 2 箇所 の波高計において時刻歴の津波高さの測定を行うととも に,橋梁の主桁前面(津波が当たる側)5 箇所及び床版 裏面3箇所に波圧計を設置し,橋梁に作用する波圧を計 測した(図-1).また,橋梁模型の下に分力計を設置し, 支承固定条件時において橋梁模型上部構造に作用する抗 力及び揚力を計測した.分力計は写真-1 に示す架台に より,写真-2 に示す橋台に設けた孔を通して桁と連結 した.

支承条件としては固定(支承が破壊しない),可動(耐力を超えると支承が破壊し,桁が可動状態となる)の2 条件とし,支承可動条件の水路実験は,橋梁模型の支承



図-3 MPS 法を用いた解析の特徴

構造をゴムパッド支承としてモデル化するとともに、津 波が衝突したときの橋梁上部構造の挙動を再現するた めに実施した.

以上の実験により,被災地で見られたような橋桁の移 動や流失現象を再現でき,橋梁に作用する力に関する基 礎実験データを得た.

# 3. 粒子法 (MPS法) による数値解析

# 3.1 粒子法 (MPS法) の特徴

激しい水の流れなどを解析する際,従来のメッシュ(格子)を用いたシミュレーション手法では、メッシュの生 成が煩雑で時間を要する、計算結果がメッシュ形状に沿 うため飛沫や水面の微妙な変化が解析できないなどの制 約があった.これに対して粒子法は、連続体を有限個の 粒子によって表現し、各粒子に密度・速度・圧力といっ た物理量を保持させながら移動させるため、連続体の挙 動も粒子の運動によって表現でき、自由表面や構造体の 大変形等の解析に有用な手法であるとされている.

これまでにも粒子法を用いた橋梁への津波の影響に関 する研究として、遠藤ら<sup>4</sup>、幸左ら<sup>5</sup>の研究において、 粒状体挙動解析コード (Particle Flow Code: PFC)を用い た個別要素法による数値解析の事例があるが、流体の負 圧を表現できない、自由水面を境界条件として与えるこ とができないなどの、PFC モデル自身のもつ制約があっ た.

このため、本研究では水路実験の再現を図るためのシ ミュレーション解析の手法として、粒子法の一種である MPS 法(Moving Particles Semi-implicit Method)<sup>の7</sup>を用い た. MPS 法は非圧縮性流体を対象として、Navier-Stokes



図-4 3次元モデル計算領域

式を解く粒子法であり,水面の微妙な変化や飛沫の発生, 水塊の分裂や合体などを安定して解析できる利点がある とされている(図-3).

### 3.2 MPS法の概要<sup>67)</sup>

### (1) 粒子間相互作用モデル

運動方程式は、Navier-Stokes 式 (1) である.

$$\frac{Du}{Dt} = -\nabla p + v \nabla^2 \vec{u} + \vec{g} \tag{1}$$

ここに、 $\vec{u}$ :流速ベクトル、p:圧力、 $\vec{g}$ :重力加速度 ベクトル、v:動粘性係数である.

MPS 法では,計算領域に多数の粒子を配置し,個々の 粒子の周囲に設定した影響域内での粒子間相互作用とし て基礎式の各項がモデル化される.

圧力項に現れる勾配演算子は、次式 (2) で表される.

$$\left\langle \nabla \phi \right\rangle_{i} = \frac{D_{0}}{n_{0}} \sum_{j \neq i} \left\{ \frac{\phi_{j} - \phi_{i}}{\left| \vec{r}_{j} - \vec{r}_{i} \right|^{2}} \left( \vec{r}_{j} - \vec{r}_{i} \right) \cdot w \left\| \vec{r}_{j} - \vec{r}_{i} \right\| \right\}$$
(2)

ここに、 $n_0$ :基準粒子数密度、w(r):重み関数、 $\vec{r}_i$ : 粒子iの位置ベクトルである.

次に, ラプラシアンについては, 物理的には拡散現象 を意味するので, 粒子 *i* が持つ変数の一部を近傍粒子に 配分する次式 (3), (4) で表す.

$$\left\langle \nabla^2 \phi \right\rangle_i = \frac{2D_0}{n_0 \lambda} \sum_{j \neq i} \left\{ \left( \phi_j - \phi_i \right) w \left( \left| \vec{r}_j - \vec{r}_i \right| \right) \right\}$$
(3)

$$\lambda = \sum_{j \neq i} w \left( \left| \vec{r}_j - \vec{r}_i \right| \right) \left| \vec{r}_j - \vec{r}_i \right|^2 / \sum_{j \neq i} w \left( \left| \vec{r}_j - \vec{r}_i \right| \right)$$
(4)

ここに、*λ*は統計的な分散の増加を解析解と一致させる ための係数である.

これらのモデルを用いて、粒子iの圧力項及び粘性項 は離散化される.重み関数は、次式(5)で定義される.

$$w(r) = \begin{cases} \frac{r_e}{r} - 1 & \text{for} \quad r \le r_e \\ 0 & \text{for} \quad r > r_e \end{cases}$$
(5)

表-1 粒子の物性値

水粒子	密度(kg/m³)	$1.0 \times 10^{3}$
	粘性係数(Pa·s)	$1.0 \times 10^{-3}$
	動粘性係数(m²/s)	$1.0 \times 10^{-6}$
上部構造構成粒子	密度(kg/m³)	1336.6
上部構造一橋台間	静止摩擦係数	0.5 8)
	動摩擦係数	0.1

ここに、r:粒子間距離、r<sub>e</sub>:影響半径(粒子間相互 作用の及ぶ影響範囲)である.

粒子 *i* の位置における粒子数密度は,次式 (6) で定義 される.

$$n_i = \sum_{j \neq i} w \left( \vec{r}_j - \vec{r}_i \right)$$
(6)

これは、近傍の粒子 j の重み関数の和である.

# (2) MPS法のアルゴリズム

MPS 法では、半陰解法のアルゴリズムが用いられ、時間積分には陽的過程と陰的過程からなる2段階法が用いられる.

第1段階は陽的段階であり、粘性項及び重力項を計算 して、速度修正値を得、流速及び粒子位置を更新する. この段階の粒子数密度は一定ではなく、質量保存は満足 されない.

第2段階では,圧力項を計算して速度及び粒子位置を 再修正するが,このとき粒子数密度が一定になるように 修正量が陰的に計算される.

### (3) 流体力の評価

物体に作用する流体力は、物体表面の圧力を積分する ことで得る.物体への作用力のx方向成分 $F_x$ は、面積 要素として一辺 $d_0$ (粒子径)の正方形領域を想定する と、次式(7)で表される.

$$F_{x} = \sum_{i=1}^{N_{obj}} p_{i} n_{xi} d_{0}^{2}$$
<sup>(7)</sup>

ここに、 $n_x$ :物体表面における法線ベクトル $\hat{n}$ のx方向成分、 $N_{obi}$ :物体表面の構成粒子の個数である.

#### 3.3 解析モデルの作成

解析モデルは粒子によって作成するが、水路実験と同 じ全長の水路を3次元モデルで作成すると、現状の計算 機の能力を超過する.このため、図-4に示すように橋 梁周辺部のみを3次元モデルとし、上流部は奥行き方向 に流速分布が一様であると仮定した鉛直2次元モデルと した.これは、上流部において水の流れを乱す要素は水 路の壁面、底面および水面のみであると考えられるが、 底面と水面については2次元モデルによって考慮されて おり、壁面の影響については模型を水路壁面から十分に 離して設置することで、その影響範囲から外れると判断 したためである.





(水深 3m, 津波高さ 3m)

各要素を構成する粒子径は計算領域と同様,現状の計 算機の能力を超えない範囲で粒子数を多くとるために 均一で0.005mとした.物性値については表-1に示す標 準的な値を与えて解析を行った.ただし,上部構造構成 粒子の密度については,上部構造全体で水路実験に用い た橋梁模型と同じ重量(実物換算値304.812t)になるよ うに決定した.図-5に作成した橋梁モデルを示す.

なお、橋台の落橋防止構造(せん断キー)は被害軽減 技術の検討の際にのみ設け、水路実験の再現解析では設 けなかった.また支承についても、水路実験の再現解析 では破壊させずに上部構造を固定したままとし、被害軽 減技術の検討では古い既設橋梁の水平設計震度を考慮し て、流体抗力が 0.2Rd (Rd=2986 kN)を超えた時点で破 壊し、上部構造が可動となるように設定した.

# 4. 水路実験の再現解析

津波による橋梁への影響の解析手法として, MPS 法の 妥当性を検討するため,支承固定条件での水路実験の再 現解析を実施し,実験結果と解析結果を比較した<sup>9</sup>.



# 4.1 水路上流側における2次元解析の結果

計算領域は水路実験と同様とし、橋梁上流側 2.0m と 4.0mの地点で波高計測を行うとともに、3次元計算領域 との接合部である橋梁上流側端部から 1.0m の地点で、 底面から鉛直方向に 0.005m 間隔で流速を計測した.

図-6に,設定水深3m,設定津波高さ3mの場合の橋 梁上流側2.0m地点での波高を時刻歴で示す.横軸の時 間及び縦軸の波高は,実物換算値により表記している. 実験値と解析値の絶対値及びその推移は概ね良好に対応 しており,水路実験に対する本解析の再現性は十分に高 いと考えられる.

# 4.2 橋梁周辺における3次元解析の結果

### (1) 津波の挙動

3次元計算の流入境界では、2次元計算で得られた流速 分布を奥行き方向に一様に入力値として与えて解析した. 図-7 に解析結果のうち,津波が橋梁に衝突し砕波した 前後の瞬間像を示す.前後の挙動を見ると,津波は橋梁 に衝突した後,砕波して上方に飛沫を上げ,橋梁に乗り 上げる.また,床版裏面においても主桁間の空隙に水粒 子が回り込んでおり,水路実験の状況をよく再現してい





### ると考えられる.

# (2) 橋梁に作用する抗力・揚力

図-8 及び図-9 は、水深 3m で高さ 3m の津波が RC 橋梁に衝突した場合に橋梁上部構造に作用する水平波力 (抗力) 及び鉛直波力(揚力)を水路実験結果と併せて 時刻歴で示したものである.なお、横軸の時間及び縦軸 の抗力・揚力は、実物換算値により表記している.いず れの実験結果にも電源によるノイズが含まれているが、 ここでは処理せずそのままの値を示している.また、橋 梁上部構造の水没時にかかる浮力は揚力に含まれている.

橋梁上部構造に作用する抗力の時刻歴を示した図-8 によれば、津波衝突後すぐに最大値を記録し、その後は 下降傾向を示すが、下降し始めの約1秒間は振動が大き い.最大値は、解析値(2113kN)が実験値(2709kN)を やや下回ったが、概ね対応していると考えられる.

次に、橋梁上部構造に作用する揚力の時刻歴を示した



図-9 によれば、解析結果では 117.2 秒時に一回最大値 (3042kN)を記録した後、下降する. それ以降は津波が 床版を越流し下向きの荷重が作用するため、揚力が 117.8 秒時で負の値に転じ、負の値のまま推移する. 一方、実 験の計測値はノイズが大きく含まれるため、30Hz でフィ ルターをかけて高周波数成分を除去すると 116.6 秒時 (2766kN)と117.2 秒時(3021kN)にそれぞれピークが 現れた. この理由は不明であるが、値の大きさ及び最大 値計測後の値の推移については解析値と良好に対応した.

以上のように解析結果は、実験で確認された津波衝突時に橋梁上部構造に衝撃的に作用する外力と衝突以降継続的に作用する定常的な外力の双方が概ね再現されていると考えられる.

### (3) 支承部に作用する反力

橋梁模型の支承は計 12 箇所に設けた. 図-10 に支承 番号を示す. 図-11 及び図-12 は,水深 3m で高さ 3m の津波が RC 橋梁に衝突した場合に各支承部 (No.1,5,11) において流下方向及び鉛直方向に作用する反力の解析結 果を時刻歴で示したものである.なお,実験では模型が 小さいこともあり,計測は行わなかった.

流下方向の支承反力の時刻歴を示した図-11 による



と、各支承部の反力は全箇所においてほぼ同じ値が得ら れている.これは、図示した以外の支承部においても同 様である.また、時刻歴としては橋梁上部構造に作用す る抗力と同様の傾向を示しており、津波衝突時に衝撃的 な反力が作用した後、一定時間定常的な反力が作用して いる.

一方,鉛直方向の支承反力の時刻歴を示した図-12に よると、津波の衝突時から117.0秒時までは、下流側と 上流側の支承部において反力の値に差が生じ、上流側ほ ど反力が大きい.その後、117.3秒時で全箇所でほぼ等し い値となる.この時刻は、橋梁に乗り上げた水塊が床版 に着地した時刻に相当する.117.3~117.9秒時では、ほ ぼ等分布のまま全体的に反力が低下し、正の値(圧縮に 対する反力)に転じる.ただし、その後はまた上流側ほ ど大きな値をとるようになる.

# 5. 被害軽減技術の検討

津波による橋梁上部構造の流失を防止する機構として せん断キーを取り上げ, MPS 法により支承可動条件での 解析を実施した.この解析結果と,4章で実施した支承 固定条件での解析結果及び水路実験結果とを比較し,橋 梁上部構造の挙動やせん断キーの性能を検討した.

### 5.1 衝撃緩衝材の検討

### (1) せん断キーと衝撃緩衝材の概要

実際の津波による橋梁の被害事例を参考に,橋梁上部 構造の流失防止機構として,落橋防止構造(せん断キー) を設けるものとした. せん断キーは地震時における落橋 防止対策の一つでもあるが,道路橋示方書<sup>10</sup>によるとせ ん断キーにはゴムパッドなどの衝撃緩衝材を設けて,上



図-14 衝撃緩衝材検討時における計算領域

表-2 ゴム製衝撃緩衝材のバネ定数(実物換算値)

緩衝材厚さt(cm)	形状率 $\alpha$	バネ定数 $k_g$ (kN/mm)
$2(\beta = 1.08)$	0.133	67.5
$5(\beta = 1.2)$	0.333	10.8
$10(\beta = 1.4)$	0.667	2.7

部構造との衝突力を低減させることを推奨している. そ こで,緩衝材厚さによる影響を検討するための解析(以 下,「予備計算」という)を行った.

## (2) 衝撃緩衝材のモデル化

衝撃緩衝材はゴムパッドを想定し、線形バネにより (7) 式のようにモデル化した.

$$\vec{f}_n = -k_g \left(\beta d_0 - \left|\vec{r}_j - \overline{r}_i\right|\right) \frac{\vec{r}_j - \overline{r}_i}{\left|\vec{r}_j - \overline{r}_i\right|}$$
(7)

ここに,  $k_g$ : バネ定数,  $\beta$ : ゴムパッドの厚さに関する パラメータである. バネ定数 $k_g$ は北原ら<sup>11)</sup>による実験を 参考に, (8), (9) 式により決定した.

$$k_g = \frac{1.2}{\alpha^2} \tag{8}$$

$$\alpha = \frac{A_f}{A} \tag{9}$$

ここに、 $\alpha$ :形状率、A:荷重面断面積、 $A_f$ :自由表面積である.(図-13 参照)

### (3) 緩衝材厚さの検討

予備計算では計算コストを考慮して、図-14 に示す, 3 次元解析領域を水路幅中央で切った鉛直断面を想定した計算領域を設定した.領域の幅を粒子相互の影響半径 を考慮して 80mm とした他は、3 次元解析と同様の領域 である.

衝撃緩衝材の厚さは表-2に示すように3種類を想定し、せん断キーの断面積と同じ大きさであると仮定した.



バネ定数及び形状率は (8), (9) 式によった.また,βは 粒子径に対する (粒子径 + 緩衝材厚さ)の比率である. なお、厚さが粒子径よりも小さいため、解析にあたって は質量、体積を持たない仮想バネとして計算を行った.

図-15 に解析結果の瞬間像の一例を示す.前後の挙動 を見ると、津波が橋梁に衝突後すぐに支承部が破壊し、 上部構造の上流側が浮き上がる.そして傾斜した状態で せん断キーに衝突し、その後、床版に乗り上げた水塊に よって押し下げられ、再び傾斜ゼロの状態に戻る.

図-16 に、水深 3m で高さ 3m の津波が RC 橋梁に衝 突した場合に上部構造に作用する抗力を示す.支承固定 条件では津波衝突時(116.43 秒時)に最大値を示すが、

支承可動条件では上部構造のせん断キーへの衝突時 (2cm:116.82 秒時,5cm:116.80 秒時,10cm:116.75 秒時)に最大値を示した.これは衝撃緩衝材の反発によ り上部構造が上流側へ移動しようとし、上部構造と水流 との相対速度が増大することが原因であると考えられる. また、緩衝材厚さが小さいほど大きな抗力が作用してお り、バネ定数に比例した反発力の差異が現れているもの と考えられる.

図-17 にせん断キーに作用する衝突力を, せん断キー の設計荷重と併せて示す. 設計荷重は道路橋示方書を参



(上:流下方向,下:鉛直方向,水深3m,津波高さ3m)

考に1.5Rdとした.上部構造は衝撃緩衝材と押し込み・ 反発を繰り返すが,最終的には定常状態に到っている. また,3 種類の緩衝材厚さのうち設計荷重を常に下回る のは厚さ10cmのケースのみであった.このため,実橋 での採用も考慮し,次節5.2以降の支承可動条件での3 次元計算(以下,「本計算」という)では衝撃緩衝材の 厚さを10cmとしたケースのみを解析した.

### 5.2 支承可動条件での解析結果

## (1) 橋梁上部構造の挙動

4 章で記した水路実験の再現解析と同様の領域を用いて、支承可動条件での本計算を実施した.

図-18 に橋梁上部構造端部の流下方向及び鉛直方向 の変位を時刻歴で示す.図-18 によると橋梁上部構造の 挙動は予備計算結果と同様であり,津波により支承部が 破壊され,上流側を浮き上がらせながら流下方向に流さ れるものの,最終的には傾斜はゼロになり,せん断キー に引っかかって流失を免れている.この上部構造の挙動 は,4.2 (3)で示した支承固定条件時の支承反力の時刻歴 とよく対応していると考えられる.





なお、図-18の下図では定常状態に到った際に、上部 構造の位置が約0.05m(粒子径実物換算値0.25mの約1/5) 下がっているが、これは上部構造構成粒子が、初期状態 では橋台構成粒子の真上にあるのに対し、定常状態では 橋台構成粒子間に移動するため、粒子間のかみ合わせに よって発生したものである.

# (2) 橋梁に作用する抗力・揚力

図-19 及び図-20 は、水深 3m で高さ 3m の津波が RC 橋梁に衝突した場合に橋梁上部構造に作用する水平 波力(抗力)及び鉛直波力(揚力)を4章で示した水路 実験結果及び支承固定条件下での計算結果と併せて時 刻歴で示したものである.なお、横軸の時間及び縦軸の 抗力・揚力は、実物換算値により表記している.

橋梁上部構造に作用する抗力の時刻歴を示した図-19 によれば、本計算(支承可動条件)結果は支承固定条件 の計算結果と比較して、時系列的な変動に大きな差異は



見られなかった. なお,最大値に関しては,支承固定条件での値(2113kN)の約0.8倍の値(1666kN)が得られた. これは,上部構造が津波に逆らわず,流下方向に移動することが原因であると考えられる.

次に、橋梁上部構造に作用する揚力の時刻歴を示した 図-20によれば、本計算(支承可動条件)結果は支承固 定条件の計算結果と比較して時系列的な変動は似通って いるものの、117~118秒時にかけて支承固定条件時を上 回る値を示している.なお、最大値は支承固定条件時の 3042kNに対し、約1.2倍の値(3773kN)が得られた.こ の時間帯については、一旦浮き上がった上部構造の上流 端が、床版上面に乗り上げた水塊に押さえつけられて下 がり始める時間帯であり、このため支承固定条件時より も大きな揚力が作用したものと考えられる.

### (3) 波圧分布

図-21 に、床版下面中央橋軸直角方向及び橋梁前面中 央鉛直方向の波圧分布を示す.床版下面の波圧分布は、 津波の先端の橋梁通過時間帯を5分割して、各時間帯の 最大値を示した.

橋梁前面の波圧分布は、下から3番目の粒子位置で最 大値を示し、最上端で最も小さくなる傾向があり、これ は支承固定、可動の両条件で同様であった.最大値につ いては、支承可動条件での値は支承固定条件での値の半 分程度となったが、これは上部構造が津波に逆らわず、 流下方向に移動することが原因であると考えられる.

次に床版下面の波圧分布について、図-18に示す上部



構造端部の変位とともに考察する.まず,116 秒台後半 から117 秒時にかけては、上部構造の上流端部が浮き上 がる時間帯であるため、支承可動条件時の波圧は支承固 定条件時を下回る.その後、橋梁を乗り越えた水塊が床 版上面に着地する際に作用する下方へ押さえつける力 が発生し、上流端部が下がり始め、よって波圧は支承固 定条件時を上回る値を示すようになる.

## (4) 落橋防止構造に作用する衝突力

### 及び予備計算との比較

MPS 法では解析に掛かるコストが大きいため, 多ケースの解析が必要な場合を考慮し,予備計算で用いた簡易 モデルが本計算で用いたモデルに対して, どの程度の精 度を持っているかを検討した.

図-22 に、せん断キーに作用する衝突力を、予備計算 結果及び本計算結果を併せて時刻歴で示す.なお、衝撃 緩衝材の厚さについては 10cm のケースのみを示してい る.衝突力は、本計算結果においては最大で約 2000kN となり、設計荷重(約4500kN)を大きく下回った.

予備計算との比較においては、ピークの数が4回から 2回に減少しているほか、ピークの出現が緩やかで時間 の幅が大きく、またピークの最大値も小さくなっている. これらについては、予備計算では存在しないパラペット が本計算においては存在するため、上部構造端部とパラ ペットの接触により摩擦力が発生し、上部構造の運動が 妨げられたことに起因して発生しているのではないかと 推察される.

図-23 に, 抗力, 揚力について予備計算結果と本計算 結果との比較を時刻歴で示す. 図-22 と同様, 衝撃緩衝 材の厚さについては 10cm のケースのみを示した.

抗力については、本計算結果は予備計算結果に比べて 変動幅が小さい.これは、せん断キーへの衝突力の場合 と同様、パラペットの有無に起因し、予備計算の方が上 部構造が自由に移動しやすいからであると考えられる.

揚力については、予備計算、本計算の両者で明確な差 異は見受けられなかった.

以上より,予備計算で用いた簡易モデルは,多ケース を比較する際に傾向をつかむための概算としては一定の 精度を持っていることが分かった.



(上:抗力 下:揚力,水深3m,津波高さ3m)

### 6. まとめ

本研究では、インド洋津波により被災した橋梁を対象 にした模型水路実験について、シミュレーション解析を 行い、津波による橋梁構造物の被災メカニズムの解明及 び津波に対する橋梁構造物の被害軽減技術の検討を試 みた.本研究により得られた知見は以下のとおりである. (1)橋梁上部構造の流失挙動については、まず、津波の衝

- 突後すぐに支承部が破壊し、上部構造の上流側が浮き 上がり、傾斜した状態で落橋防止構造に衝突する。そ の後、橋梁を乗り越えた水塊が床版上面に着地するこ とで押し下げられつつ、傾斜状態のまま落橋防止構造 に取り付けられた衝撃緩衝材と押し込み・反発を繰り 返し、最終的には再び傾斜ゼロの状態に戻り、衝撃緩 衝材から受ける反発力と釣り合う位置で停止する。
- (2)橋梁上部構造に作用する衝撃的な波力(抗力,揚力) は設定した支承部の耐力(約600kN)よりも大幅に大 きく,大規模な津波発生時において支承破壊の可能性 がある.
- (3)落橋防止構造に作用する衝撃力は設定した設計荷重 (約4500kN)よりも大きく,橋梁上部構造の衝突時に 落橋防止構造が破壊される懸念がある.このため,衝 撃緩衝材を設置して衝撃力を低減する対策が有効であ るという結果が得られた.

### 謝辞

本研究は、独立行政法人日本学術振興会より科学研究 費補助金(18206050)の助成を受けて実施したものであ る.また、九州工業大学幸左賢二教授、筑波大学庄司学 講師及び大日本コンサルタント田崎賢治氏からは、イン ド洋津波で被災した橋梁に関する資料を提供していた だいた.ここに記して感謝の意を表します.

# 参考文献

- "The Damage Induced by Sumatra Earthquake and Associated Tsunami of December 26, 2004, A Report of the Reconnaissance Team of Japan Society of Civil Engineers", Japan Society of Civil Engineers, 2005.
- 2) 杉本健,運上茂樹:津波による橋梁の被災メカニズムに関する実験的研究,第11回地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造の耐震設計に関するシンポジウム 講演論文集,pp.97-100,2008.
- 杉本健,薄井稔弘,運上茂樹:津波及び高潮の橋梁 への影響に関する水路実験,土木技術資料, Vol.50 No.11, pp.24-29, 2008.
- 4) 遠藤和男, 運上茂樹: 平成 16 年スマトラ島沖大地震 による津波を想定した橋梁の応答特性に関する解析 的検討, 土木学会第 61 回年次学術講演会, 2006.
- 5) 幸左賢二,二井伸一,庄司学,宮原健太:津波波力 による桁移動現象の解析的検討,構造工学論文集,

Vol.55A, pp.483-494, 2009.

- Koshizuka, S. and Oka, Y. : Moving-particle semi-implicit method for fragmentation of incompressible fluid, Nuclear Science and Engineering, Vol.123, pp.421-434, 1996.
- 7) 塚越誠一: 粒子法, 丸善, 2005.
- 8) (社)日本港湾協会:港湾の施設の技術上の基準・同解 説,日本港湾協会,2007.
- 9) 杉本健,薄井稔弘,運上茂樹:津波による被災橋梁 に対する水路実験の再現解析,第12回地震時保有耐 力法に基づく橋梁等構造の耐震設計に関するシンポ ジウム講演論文集,12巻,pp.81-84,2009.
- 10) (社)日本道路協会:道路橋示方書・同解説 V耐震設 計編, 丸善, 2002.
- 北原武嗣,梶田幸秀,西本安志,四元義直:ゴム製 緩衝材の圧縮剛性と最大衝撃力の推定に関する検討, 土木学会地震工学論文集,第29巻,pp.1168-1171,2007.
   (2009年9月24日受付)