

津波越流による沿岸道路の破壊に関する研究

Numerical Simulation of Damage to Soil Embankments by Tsunami Overflow

藤井裕之¹・首藤伸夫²・堀田新太郎³・高木利光⁴

Hiroyuki FUJII, Nobuo SHUTO, Shintaro HOTTA and Toshimitsu TAKAGI

There have been many studies on tsunami forces acting on structures, but few studies on tsunami-induced water flows that move a lot of sands or soils, resulting in damages to such structures as road embankments and seawalls. In the present study, the damage of soil embankments by tsunami overflow is discussed. Hydraulic experiments on movable beds reveal that the erosion of the downstream slope and the scouring at the rear toe are important factors in the erosion of soil embankments. An erosion rate law is experimentally established. A numerical method based on the CADMAS-SURF to simulate the erosion of soil embankments is developed using these data. It is applied to gain insight into the Shuto diagram (2001) about the damages of embankment obtained from field data in the past.

1. はじめに

災害救助では「Golden24」あるいは「Golden72」というキーワードが使われており、災害発生からの一刻も早い人命救助が救出者生存率の向上にとって重要であることが指摘されている。このように早急な救助、治療を行うためには災害直後においても道路ネットワークが健全に機能している必要がある。しかし、2004年インド洋大津波の被害状況を整理すると、道路の流失や落橋被害が確認されている。災害直後に道路ネットワークが寸断されることは、日本においても阪神淡路大震災や新潟県中越地震で確認されている。

津波による道路施設の被害については、庄司ら(2009)が橋梁に作用する波力の研究を進めているものの、道路本体の津波被害については十分に研究が進んでいない。同種の研究事例として出水に伴う河川堤防の越流問題が挙げられるが、出水時は水位の高い時間が長時間継続したのちに越流が発生するため、浸透により堤防の強度が著しく低下している。津波越流時には堤体への浸透が少ないので堤体の強度は高いものの、津波は数回にわたって越流するといった特徴がある。このような津波による道路被害の基礎的な研究として、Shuto(2001)は津波が盛土を越流した事例を収集・整理しており、盛土の高さと越流水深の関係から盛土道路の被災基準を示している。しかし、Shuto(2001)の研究成果では盛土に対する越流時間や越流回数が考慮されておらず、その破壊過程が不明確であることから依然研究の余地が残されている。

そこで、本研究では津波による盛土の越流破壊に着目

し、津波による盛土の破壊過程を解明するとともに、盛土破壊の計算モデルを開発した。

2. 水理模型実験

津波越流による盛土破壊の計算モデルを構築するため、3種類の水理模型実験を行った。

(1) 盛土破壊実験

盛土の破壊過程を解明するため粘性土を用いて盛土模型を構築し、越流による盛土破壊実験を行った。

a) 実験の概要

実験水路の概要を図-1に示す。移動床区間には高さ12.5cm、天端幅76cm、法面勾配1:1.5の盛土を設置し、盛土の下部には高さ12cmの地盤層も設置した。移動床は細粒分含有率が90%の関東ロームで構築して締め固め、土質試験結果を参考に締め固め後には試料の粘着力が11.75kN/m²となるようにした。津波の外力として上流から17.46l/sの一定流量を通水させ、天端上の越流水深が上流側の法肩でおよそ10cmとなり、下流側の法肩で限界水深が5cmとなるようにしている。すべてのケースで側面から盛土破壊状況をビデオ撮影し、その破壊過程を把握した。

b) 実験結果

図-2に盛土破壊実験のうち、典型的な破壊過程を示し

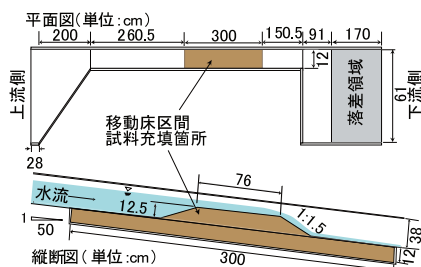


図-1 実験水路および移動床区間周辺の概要

1 正会員 博(工) 株式会社アイ・エヌ・エー海岸部
2 名誉会員 工博 東北大学名誉教授
3 正会員 工博 元日本大学教授
4 フェロー 博(工) 株式会社アイ・エヌ・エー海岸部長

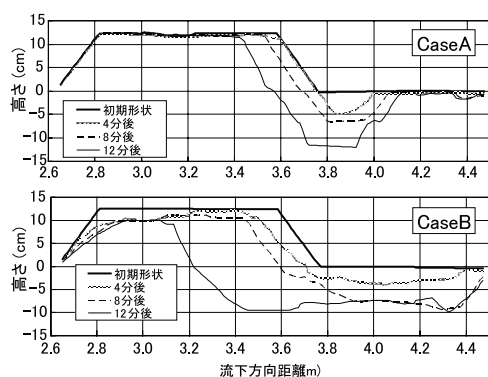


図-2 盛土破壊過程

た2ケース (Case A, B) の実験結果を示す。なお、実験は同じ条件の下で5回実施したが、いずれの実験でも破壊後形状が大きく異なった。これは盛土模型を同じ条件で締め固めているものの、均一に同一な盛土模型は構築できなかったものと考えられる。実験の結果から得られた盛土破壊過程の特徴を以下に示す。

- ・裏法面の破壊は法肩から始まり、裏法面は初期勾配を保ったまま上流側へ推移していく。
- ・裏法面を落水する水塊の動圧により、裏法面で洗掘が発生する。
- ・天端の浸食量は少なく、盛土の破壊は裏法面の浸食および洗掘により発生する。
- ・洗掘孔の深さは落水による動圧によって決まり、流下方向の長さは法面の浸食速度によって決まる。

(2) 津波越流時の流況計測

盛土が破壊していく途中形状を固定床模型で構築し、津波が越流する際の流況特性を把握した。

a) 実験の概要

計測は図-2に示したCaseAの5分後形状をモルタルペーストで構築して実施した。盛土破壊実験と同様に17.46l/sの一定流量を通水し、流れの状況が定常に達した時点で水位および流速を計測した。流速はビトー管および電磁流速計で計測した。電磁流速計センサー位置の関係から流速の計測位置は底面より6mm上の高さとした。

b) 実験結果

図-3に水位および底面流速の分布を示す。CaseAの実験では天端が大きく浸食することはなかったものの、実

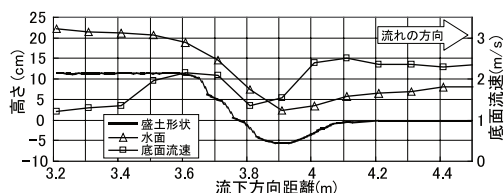


図-3 水位および底面流速の分布

験中の詳細な観測では3.2m地点で天端が若干浸食しつつあった。したがって3.2m地点の底面せん断力が限界せん断力と考えられる。図-3より3.2m地点の底面流速は1.2m/sであり、後述するマニング則より限界せん断力は20N/m²であると確認された。法面上に位置する3.7, 3.8m地点の底面流速は2.1, 1.4m/sであり、斜面上の平均的な底面せん断力は39N/m²であった。

(3) 粘性土の浸食速度計測

粘性土の浸食速度を計測するため、盛土を設置しないフラットな移動床区間で浸食速度を計測した。

a) 実験の概要

実験は図-1に示す実験水路の移動床区間長さを76cmに短縮して行った。移動床区間には粘性土を充填して締め固め、その上には盛土を構築せずにフラットな水路とした。外力はこれまでの実験と同様に17.46l/sの一定流量を通水した。なお、固定床による予備実験より移動床区間の底面流速は1.5m/sであり、マニング則より底面せん断力は31N/m²であることを確認した。実験試料は締め固めエネルギーを変えることにより粘着力が4.00, 6.25, 8.75, 11.75kN/m²となるよう調整し、4種類の粘着力に対して浸食速度を計測した。

b) 実験結果

各粘着力の試料に対して5回の実験を行ったが、盛土破壊実験と同様に浸食後形状は異なる結果となった(例: 図-4)。実験の結果から、移動床区間の上下流端の周辺は移動床と固定床の境界の影響を受けていると推定されたため、境界の影響を受けていないと考えられる上下流方向15~40cm区間の3地点で各粘着力に対する平均的な浸食速度を整理した。図-5より粘着力と浸食速度の間には反比例の関係が確認された。

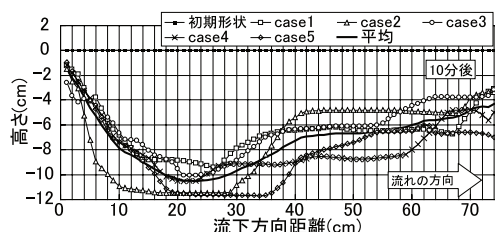
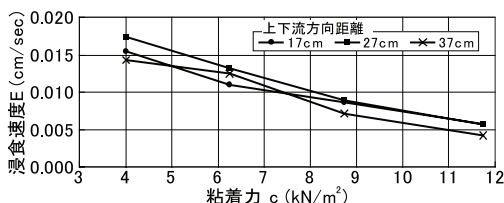
図-4 移動床区間の形状変化
(粘着力: 6.25kN/m², 通水開始から10分後)

図-5 各地点における平均浸食速度と粘着力の関係

3. 盛土破壊モデルの提案

盛土破壊実験の結果から盛土は底面せん断力による浸食および落水に伴う洗掘孔の拡大で破壊されていくことが確認された。したがって本研究では各々の破壊現象についてモデルを提案し、それらを統合することで盛土破壊モデルとした。

(1) 底面せん断力に伴う浸食モデル

a) 既往研究のレビュー

Hanson (1989) や Fujisawa ら (2008) は締め固めた粘性土を対象に浸食実験を行っており、浸食速度モデルとして式 (1) を提案している。

$$E = \alpha_0 (\tau - \tau_c)^{\gamma_0} \quad \dots\dots\dots (1)$$

ここに、 E は浸食速度 (m/s)、 τ は底面せん断力 (N/m²)、 τ_c は限界せん断力 (N/m²)、 α_0 および γ_0 は粘性土によって決まる定数である。式 (1) はある種の粘性土について再現性が確認されているため、本研究においても式 (1) を基に粘性土の浸食速度モデルを提案することとした。

b) 水平面上の浸食モデル

図-5にて確認された浸食速度 E と粘着力 c の反比例関係から式 (1) を式 (2) のように変形し、粘性土の浸食モデルとして提案する。なお、底面せん断力は式 (3) に示すよう Manning 則により算定することとし、土に対する Manning の粗度係数は Chow (1959) より 0.025 を用いることとした。

$$E = \frac{\alpha}{c} (\tau - \tau_c)^{\gamma} \quad \dots\dots\dots (2)$$

$$\tau = \rho g n^2 (u^2 + w^2) D^{\frac{1}{3}} \quad \dots\dots\dots (3)$$

ここに、 α および γ は粘性土によって決まる定数、 c は粘着力 (N/m²)、 ρ は水の密度、 g は重力加速度、 n は Manning の粗度係数、 u 、 w は底面流速の水平、鉛直方向成分、 D は全水深である。

粘性土により決まる係数 α および γ は実験結果から得られた限界せん断力 $\tau_c=20\text{N/m}^2$ および水平床上の底面せん断力 $\tau=31\text{N/m}^2$ を用いて算定した。式 (2) を用いて図-5の実験結果を説明しうる係数をキャリブレーションした結果、 $\alpha=6.6 \times 10^{-2}$ (m/s)、 $\gamma=1.0$ が妥当との結論を得た。

c) 斜面上の浸食モデル

斜面上では土粒子が重力の影響を受けるため、浸食速度が速いと推定される。2. (2) の流況計測実験から、法面に作用する底面せん断力は $\tau=39\text{N/m}^2$ であった。盛土破壊実験の結果、5分後から6分後にかけての平均的な法面浸食速度は $1.58 \times 10^{-4}\text{m/s}$ である。これらの関係から法面勾配1:1.5の斜面に対して係数 $\alpha=9.8 \times 10^{-2}$ (m/s) が算定された。これは水平面上における係数の1.5倍にあたる。

なお、係数 γ については新たな推定を行うために十分な実験データがないことから水平面上の係数と同様に1.0を設定した。

(2) 落水による洗掘モデル

水理模型実験時の観測から、法尻洗掘の主要因は落水による動圧であると推定された。移動床実験で法尻の動圧を計測することは困難であったが、本研究では動圧 P_d を用いて底面に作用する仮想的な流速 V_v を式 (4) のように定義し、式 (5) のように仮想的な底面せん断力 τ_v を仮定することで浸食モデルと同じ方法で洗掘を発生させるモデルを提案する。

$$V_v = \beta \sqrt{\frac{2.0 P_d}{\rho}} \quad \dots\dots\dots (4)$$

$$\tau_v = \rho g n^2 V_v^2 D^{\frac{1}{3}} \quad \dots\dots\dots (5)$$

ここに β は仮想流速の補正係数であり、後述する再現計算よりキャリブレーションし、1.22を用いることで実験結果を再現できるとの結論を得た。

(3) 盛土破壊モデルの提案

底面せん断力による浸食モデルおよび落水による洗掘モデルを統合し、盛土破壊モデルを式 (6)、(7) に提案する。水平面、斜面上の浸食速度に違いがあることから盛土破壊モデルも水平面上と斜面上で異なるモデルを提案した。また、斜面角度による浸食しやすさを考慮するため補正乗数 $\lambda/\tan\theta$ を導入した。

$$E = \frac{\alpha}{c} (\tau - \tau_c) + \frac{\alpha}{c} \tau_v, \quad \text{水平面上} \quad \dots\dots (6)$$

$$E = \frac{\lambda |\tan\theta| \alpha}{c} (\tau - \tau_c) + \frac{\alpha}{c} \tau_v, \quad \text{斜面上} \quad \dots\dots (7)$$

ここに、 λ は補正係数 (=2.3)、 θ は斜面が水平面となす角度である。式 (6)、(7) で用いる α は 6.6×10^{-2} (m/s) とし、補正係数 λ は法面勾配が1:1.5の時に $\lambda/|\tan\theta|$ が1.5となるように調整した値である。なお、補正乗数 $\lambda/|\tan\theta|$ は法面勾配1:1.5の水理模型実験結果を説明できるものの、他の法面勾配に対する妥当性は今後斜面勾配の異なる実験結果を積み重ねて修正をしていく必要がある。

4. 数値計算への適用

(1) 数値計算手法

先に提案した盛土破壊モデルを用いて、盛土破壊現象を予測するため数値計算手法を構築した。

盛土を越流する津波の計算には常流、射流が混在した自由表面流れを安定に計算できる数値波動水路 CADMAS-SURF ((財) 沿岸開発技術センター, 2001) を用いることとした。盛土越流時の流れの再現性を確認するため、2. (2) で実施した流況計測実験の再現計算を実施した。CADMAS-SURFで計算された流速を用いて底

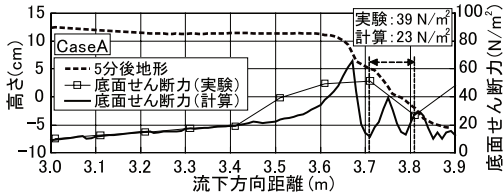


図-6 斜面上の底面せん断力比較

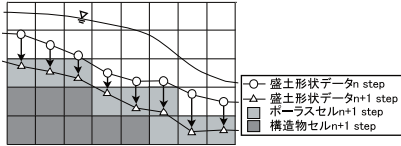


図-7 再現計算と実験結果の比較

面せん断力を算定したところ (図-6), 3.0~3.4mの天端上では底面せん断力を精度良く再現することができたものの, 盛土破壊過程にとって重要な法面上の平均的な底面せん断力が23N/m²と計算され, 実測に比べて41%程度過小評価されることが確認された。この理由は3.72m地点や3.78m地点のように法面上の比較的平場になっている箇所, 底面流速が過小評価されるためである。

CADMAS-SURFより算定した法面上の底面せん断力が過小評価されるため, その補正を考慮するために盛土破壊モデル式 (6), (7) を式 (8), (9) のように変形して, 計算モデルとして提案する。水平面, 斜面の取り扱いについては, その閾値を設定する十分な実験結果がないため, ここでは仮に $\tan\theta=0.2$ (仰俯角約11°) を閾値として設定した。底面せん断力の補正については係数 λ を変更することによって補正することとした。

$$E = \frac{\alpha}{c} (\tau + \tau_v - \tau_c), \quad |\tan\theta| < 0.2 \quad \cdots (8)$$

$$E = \frac{\alpha}{c} (\lambda |\tan\theta| \tau + \tau_v - \tau_c), \quad |\tan\theta| \geq 0.2 \quad \cdots (9)$$

ここで係数 λ には5.0を用いることとした。この妥当性は後述する再現計算により確認した。

盛土の変形は図-7に示すように水平方向のセル分割数毎に盛土形状データを配置し, 式 (8), (9) で算定された各セルの浸食量だけ盛土形状データを移動することで表現することとした。

(2) 数値計算手法の妥当性検証

数値計算手法の妥当性を確認するため, 図-2に示した盛土破壊実験Case Bの再現計算を行った。Case Bは最も盛土が大きく破壊したケースである。

法面浸食の再現性を検討するため, 3分後および6分後の盛土破壊形状を初期条件として, 1分間の再現計算を行った。図-8に実験と計算結果の比較を示す。2ケースの再現計算結果から, 法面の平均的な浸食量の誤差は各々14%と2%であることが確認され, 法面浸食量につ

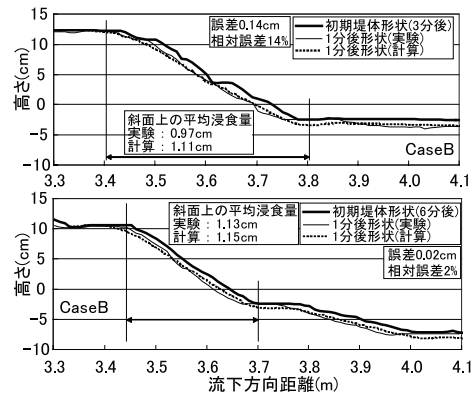


図-8 法面浸食の再現計算と実験結果の比較 (Case B)

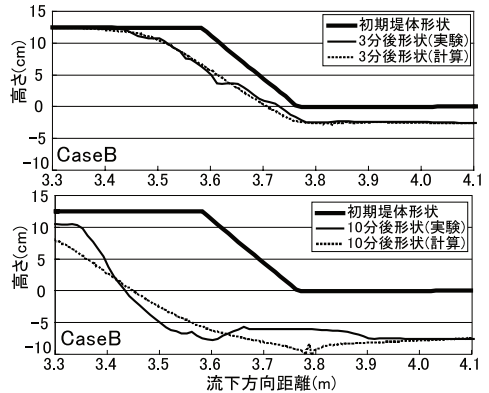


図-9 盛土破壊の再現計算と実験結果の比較 (Case B)

いては定量的に良好な再現性が確認された。

次に, 台形形状の盛土を初期条件として, Case Bの再現計算を行った。図-9に実験と再現計算の結果を示す。3分後計算結果では盛土の浸食状況を良好に再現している。10分後の形状では計算誤差の蓄積から法面の勾配および洗掘孔の位置が実験結果とは異なってきている。しかし, 津波後に盛土が利用可能か判断する上では十分な計算精度があると考えられる。

以上から流れの計算モデルで発生する底面せん断力の誤差を補正するため, 係数 λ を修正した計算モデルを用いた (式 (8), (9))。その結果, 斜面上に作用する平均的な底面せん断力を補正することができ, 盛土破壊実験を再現することができた。

5. 予測計算

構築した計算モデルを用いて実スケールの盛土に対して予測計算を行った。計算ケースを表-1に示し, 計算に用いた領域を図-10に示す。予測計算の条件には, Shuto (2001) が整理した既往被災事例の空白領域に該当する越流水深と盛土高を設定した (図-12)。外力は図-10に示すように計算領域端部より一定流量を流入することと

し、流量は盛土の天端中央で、表-1に設定した越流水深となるように調整した。津波の周期は10分を想定し、浅水長波方程式に基づくモデルで予備計算を行って越流時間を設定した。津波の越流回数は5回とし、津波越流後の盛土形状を後続の津波による破壊計算の初期条件として計算を継続した。計算の結果から得られた破壊後の盛土形状を図-11に示し、盛土被害予測結果をShuto (2001)の既往被害事例とともに図-12に示す。

Case1の計算では津波を5回越流させたにもかかわらず天端の最大浸食量は1cm程度であり、法面も盛土の利用に影響が出るほどの浸食は発生しなかった(○)。この結果は既往の被災事例と整合する。Case2の条件はShuto (2001)のダイヤグラムで破堤流出領域に該当するが、予測計算の結果から破壊の程度は津波後も利用可能な部分破壊(□)であると推定された。しかし被災事例においても破堤流出領域に部分破壊(□)の例がプロットされており、Case2の結果も、そのような既往の事例と整合すると考えられる。Case3では非破壊領域の上限線に該当する条件を設定したが、予測計算の結果は津波後に道路として利用できないほどの破壊を示した(▲)。Case3の越流水深条件はCase2と同じであるが、Case3の方が破壊の程度が大きい計算結果となった。この理由は、盛土高が低く越流時間が長かったためと推定される。

6. おわりに

水理模型実験および盛土破壊の数値計算より以下の知見を得た。

- (1) 盛土道路を津波が越流する際には限界水深となる裏法肩から破壊が始まり、射流状に津波が落水する裏法面で浸食が進行する。さらに裏法尻は落水した津波により洗掘する。
- (2) 計算モデルは水理模型実験の結果をよく再現し、実スケール問題に適用した場合にも既往被害事例と整合する結果を得ることができた。これまで津波越流による盛土被害を予測するにはShuto (2001)のダイヤグラムを用いた簡易的手法しか確立していなかったが、本研究の成果から津波の越流時間や越流回数も考慮した盛土の被害予測が可能となった。
- (3) 一方、本モデルは水理模型実験の結果を基にモデリングし、その妥当性を検証しているため、今後はスケールエフェクトについての考察を進める必要がある。

表-1 予測計算ケース一覧

Case	越流水深	越流時間	越流回数
1	0.2m	140s	5回
2	1.5m	212s	5回
3	1.5m	469s	5回

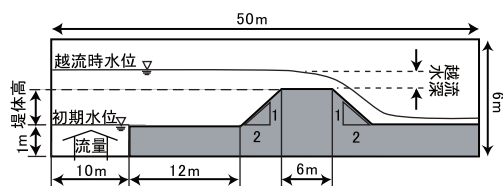


図-10 予測計算の計算領域設定

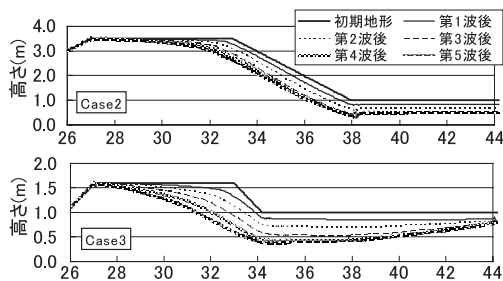


図-11 予測計算結果

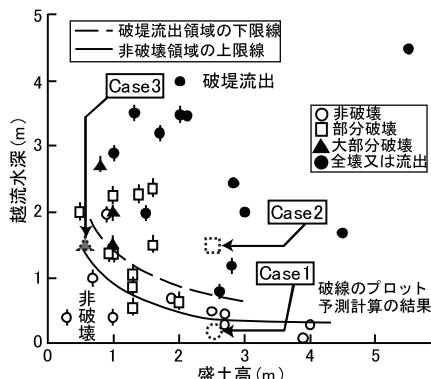


図-12 予測計算結果と既往盛土被害事例の比較

さらに実際の盛土法面は植生などで被覆されていることが多く、そのように被覆された法面に対する諸係数のキャリブレーションも必要である。

参考文献

- (財) 沿岸開発技術研究センター (2001): 数値波動水路の研究開発, 沿岸開発技術ライブラリーNo.12, 296p.
- 庄司 学, 森山哲雄, 平木 雄, 藤間功司, 鳴原良典, 笠原健治 (2009): 巻き波砕波段波及び碎け寄せ波砕波段波の作用を受ける橋桁の津波荷重評価, 海岸工学論文集, 第56巻, 土木学会, pp.826-830.
- Chow, V. T. (1959): Open-Channel Hydraulics, McGraw-Hill International Student Editions, pp.111-112.
- Hanson, G. J. (1989): Channel erosion study of two compacted soils, Transactions of the ASAE. Vol.32, No.2, pp.485-490.
- Fujisawa, K., A. Kobayashi, K. Yamamoto (2008): Erosion Rates of Compacted Soils for Embankments, Doboku Gakkai Ronbunshuu C, Vol.64 No.2, pp.403-410.
- Shuto, N. (2001): Traffic hindrance after tsunami, Tsunami Research at the end of a Critical Decade, pp. 65-74.