

## 河川堤防の各種強化工法の不飽和浸透－変形連成解析による検討

京都大学大学院	国際会員	小高 猛司
京都大学大学院	国際会員	岡 二三生
京都大学大学院	国際会員	木元小百合
(株)日建設計	国際会員	角南 進
(株)日建設計シビル	正会員	加藤 亮輔

## 1. はじめに

平成 16 年は日本各地で計画高水位を上回るような集中豪雨が多発し、それにより数多くの堤防が破堤した。主因は越水、浸透およびそれらの複合作用であるが、同じ河川堤防の破堤であっても、越水開始から破堤までの時間や、崩れ初めてから完全に破堤するまでの時間は、それぞれの事例で異なっていた。平成 16 年豪雨の特徴は、局所的かつ短時間に大量の降雨に見舞われたことであり、日本全国のどの河川であっても、同じ条件の降雨に襲われれば、計画高水量を上回る危険性は高い。人命や財産を守る堤防に望まれる条件は、越水しても破堤しない、あるいは、破堤するにしても安全に避難できるだけの時間を要するものであることである。しかし、堤防のほとんどは現地調達地の地盤材料で構成されており、堤防の特性は千差万別であるのに加え、総延長が莫大であることから、堤防の安全性評価はほぼ手つかずのままになっているのが現状である。

そこで本研究では、不飽和浸透－変形連成解析を提案し、典型的な堤防断面の安全性評価を行うとともに、堤防断面内への不透水層の設置、堤防法面への遮水シートの設置等の各種堤防強化工法の効果について検討する。

## 2. 不飽和浸透－変形連成解析

## 2.1 支配方程式

本研究では、液状化解析コード LIQCA2D-04<sup>1)</sup>を不飽和浸透問題に拡張し、新たに LIQCA2D-SF として用いている。まず 2 相混合体理論に基づき、固相（土骨格）の変位と液相の圧力（間隙水圧）を未知数とする u-p formulation を用いて場の方程式の定式化を行う。力のつり合い式は以下に示すようになる。

$$\bar{\rho} \ddot{u}_i^s = \frac{\partial \sigma_{ij}}{\partial x_j} + \bar{\rho} b_i \quad \text{ただし、} \quad \bar{\rho} = (1-n)\rho^s + nS_r \rho^f \quad (1)$$

ここに、 $\ddot{u}_i^s$  は固相の加速度ベクトル、 $b_i$  は物体力ベクトル、 $\sigma_{ij}$  は全応力テンソルである。また、 $\bar{\rho}$  は混合体の密度である。 $n$  は混合体の間隙率、 $\rho^s$  および  $\rho^f$  はそれぞれ固相および液相の密度であり、 $S_r$  は飽和度である。このつり合い式を解くのにあたり、Oka らの繰り返し弾塑性構成式<sup>2)</sup>を用いるとともに、空間離散化には有限要素法を適用し、時間離散化には Newmark の  $\beta$ 法を適用して計算を行う。

一方、連続式は全水頭  $h$ 、不飽和土における見かけの液相の密度  $\bar{\rho}^f$  ならびに見かけの液相の体積弾性係数  $\bar{K}^f$ <sup>3),4)</sup>を用いて次式のように表すことができる。

$$-\frac{k}{\gamma_w} \bar{\rho}^f \ddot{\varepsilon}_{ii}^s - k \frac{\partial^2 h}{\partial x_i^2} + \dot{\varepsilon}_{ii}^s + \frac{n}{\bar{K}^f} \dot{p} = 0 \quad \text{ただし、} \quad \bar{\rho}^f = S_r \cdot \rho^f, \quad \frac{1}{\bar{K}^f} = \frac{S_r}{K^f} + \frac{C}{n\gamma_w} \quad (2)$$

ここに、 $k$  は透水係数、 $\gamma_w$  は液相の単位体積重量、 $\varepsilon_{ii}^s$  は固相の体積ひずみであり、 $p$  は間隙水圧である。また、 $K^f$  および  $C$  はそれぞれ、液相の体積弾性係数および比水分容量である。式(2)の連続式は領域  $V$  の中で満足すると考えて積分型とし、全水頭に関する項をガウスの発散定理を用いて変形すれば次式となる。

$$\int_V \left( -\frac{k}{\gamma_w} \bar{\rho}^f \ddot{\varepsilon}_{ii}^s + \dot{\varepsilon}_{ii}^s + \frac{n}{\bar{K}^f} \dot{p} \right) dV = \int_S k \frac{\partial h}{\partial x_i} n_i dS \quad (3)$$

式(3)のように全水頭を用いて連続式を記述することにより、自重による鉛直下向きの流れ場も表現することが可能となる。多次元場での不飽和浸透解析を行う場合には、初期間隙水圧分布が静水圧場ではない場合がほとんどであるため、自重による流れ場を考慮しなければ正確な浸透解析はできない。式(3)の連続式は、赤井・田村の方法<sup>5)</sup>をベースとした空間離散化<sup>2)</sup>を施し計算を行う。以上のように求められた、つり合い式と連続式を連成することにより、固相の変位(加速度)と間隙水圧を求めることができる。

## 2.2 不飽和浸透特性

本研究では、不飽和浸透特性を表現するのにあたり、汎用性の高い Van Genuchten の不飽和浸透モデル<sup>6)</sup>を用いる。すなわち、次式で定義する有効飽和度  $S_e$  の概念を導入する。

$$S_e = \frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} = \frac{nS_r - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} \quad (4)$$

ここに、 $\theta$  は体積含水率、 $\theta_s$  は飽和状態での体積含水率であり間隙率  $n$  に等しい。また、 $\theta_r$  は高サクシオン条件下での体積含水率であり、粒子間に付着して高サクシオン条件でも残留し続ける水分量を表す。豊浦砂のような比較的粒径が大きく均等な砂の場合は、 $\theta_r$  はゼロとなり、有効飽和度は通常の飽和度と等しくなる。

水分特性を決定するため、有効飽和度  $S_e$  を負の圧力水頭  $\psi$  と次式で関係付ける。

$$S_e = \left(1 + |\alpha\psi|^{n'}\right)^{-m} \quad \text{ただし} \quad m = 1 - \frac{1}{n'} \quad (5)$$

ここに、 $\alpha$  は  $\psi$  の逆数の次元を持つスケーリングパラメータであり、 $n'$ 、 $m$  は水分特性曲線の形を決める形状パラメータであり、上式で関係付けることにより、S字型の水分特性曲線を表現することが可能となる。

また、式(2)で用いる比水分容量  $C$  ならびに飽和時の透水係数に対する不飽和透水係数の比である比透水係数  $k_r$  をそれぞれ次式のように定義することによって、不飽和浸透特性を表す。

$$C \left( \equiv \frac{d\theta}{d\psi} \right) = \alpha(n' - 1)(\theta_s - \theta_r) S_e^{1/m} (1 - S_e^{1/m})^m, \quad k_r = S_e^{1/2} \left\{ 1 - \left(1 - S_e^{1/m}\right)^m \right\}^2 \quad (6)$$

実際の解析では以下の方法で不飽和領域を扱う。はじめに、要素の圧力水頭を  $\psi = p/\gamma_w$  で算定する。地下水位以浅の不飽和領域では、地下水位からの高さ  $\Delta y$  の位置水頭分の負圧  $-\gamma_w \cdot \Delta y$  が初期圧力水頭であるとすが、その値は規定の初期飽和度以下にはならないと仮定する。したがって、規定の初期飽和度から式(5)の van Genuchten 式を用いて逆算される圧力水頭を下限値とする。また、圧力水頭が負の場合には、サクシオンとして初期平均有効応力に付加し、サクシオンによる地盤剛性の増加を考慮する。次に、 $\psi = p/\gamma_w$  で算定された圧力水頭を用いて式(4)、式(5)より有効飽和度および飽和度を算定する。これにより得られた有効飽和度を用いて、式(6)より比水分容量  $C$  と比透水係数  $k_r$  を算定する。これらの算定値から、不飽和部の間隙水の見かけの体積弾性係数および透水係数を逐次更新する。なお、初期飽和度より低い飽和度の領域においては、間隙水は間隙を自由に流動できる自由水ではないと仮定し、自重による流れ場は考慮しないこととする。すなわち、初期飽和度よりも高い飽和度の領域でのみ、自重による流れ場を考慮するものとする。

## 3. 堤防モデル地盤の解析

### 3.1 解析条件

本研究で用いる堤防モデルを図-1のように設定する。天端 5m、盛土高さ 6m、斜面長 12m の川表側・川裏側勾配がともに 1:2 の堤体である。実存する堤防断面を模擬してこの解析断面を決定した。盛土材料は Oka らによる弾塑性構成モデル<sup>2)</sup>を用い、表-1 のパラメータを使用する。地下水面の設定として初期水位は 1m と仮定し、堤体右側(川表側)の水位を上昇させた。なお、川裏側の法面には浸透の進行に伴い浸潤面が現れるが、その場合には浸潤面、法面上の浸出点、ならびに法面表面は連続した流線となる必要がある。それを表現するためには、川裏側の法面表層を流れる表層流を模擬しなければならない。

表-1 解析に用いたパラメータ

江戸崎砂	
解析モデル	砂の弾塑性モデル
初期間隙比 $e_0$	0.856
圧縮指数 $\lambda$	0.018
膨潤指数 $\kappa$	0.0055
初期せん断係数比 $G_0/\sigma'_{m0}$	873
透水係数 $k(m/s)$	$1.0 \times 10^{-5}$
重力加速度 $g(m/s^2)$	9.8
密度 $\rho(t/m^3)$	1.91
変相応力比 $M_m$	0.909
破壊応力比 $M_f$	1.122
硬化関数中のパラメータ $B_0$	2200
硬化関数中のパラメータ $B_1$	30
硬化関数中のパラメータ $C_r$	0
水の体積弾性係数 $K_r$	$2.0 \times 10^5$
擬似過圧密比 OCR	1
$C_d$	2000
ダイレンタンシー係数 $D_0, n$	5.0, 1.5
塑性基準ひずみ $\gamma_{ref}^P$	0.005
弾性基準ひずみ $\gamma_{ref}^E$	0.01
初期応力解析	
ヤング係数 $E(kPa)$	$8.80 \times 10^4$
ポアソン比 $\nu$	0.258
内部摩擦角 $\Phi'$	35
粘着力 $c(kPa)$	10

表-2 基本ケースの解析条件と解析結果

	初期飽和度		透水係数*		水位上昇速度**	破壊までの時間 (hour)
	基礎	盛土	基礎	盛土		
I	1.0	0.6	1	1	1	118
II	1.0	0.8	1	1	1	47
III	1.0	0.6	5	1	1	90
IV	1.0	0.6	1/5	1	1	120
V	1.0	0.6	1	5	1	31
VI	1.0	0.6	1	1/5	1	破壊せず

\* 透水係数は、基本ケース I の飽和透水係数  $1.0 \times 10^{-5} m/s$  からの倍率を表す。

\*\* 水位上昇速度は、基本ケース I における 1/3 m/hr. からの倍率を表す。

表-3 強化ケースの解析条件と解析結果

	強化法	透水係数*	破壊までの時間 (hour)
K-I	川裏法尻ドレーン	100	破壊せず
K-II	難透水コア	1/10	破壊せず
K-III	表法面全面被覆	-	破壊せず
K-IV	表法面不完全被覆	-	125

\* 透水係数は、該当の強化部分の材料の飽和透水係数であり、基本ケース I の飽和透水係数  $1.0 \times 10^{-5} m/s$  からの倍率を表す。

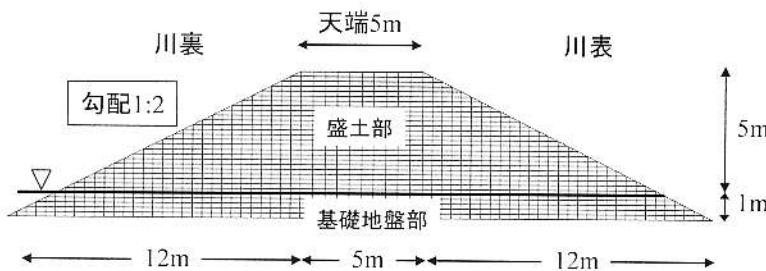


図-1 解析に用いた堤防モデル地盤の諸元

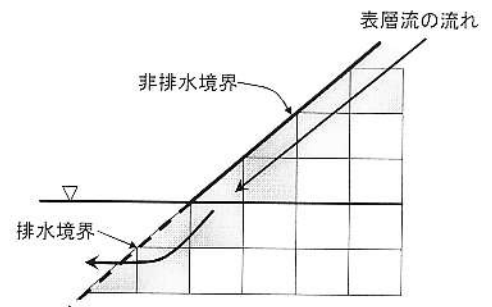


図-2 流水境界の概要

そこで本研究では、流水境界と呼ぶ境界条件を新たに設定した。すなわち、図-2 に示すように、堤体表面を非排水境界とするとともに、川裏側法面の表層から 2 要素分を、透水係数が盛土部の 10 倍とした。一方、その他の境界条件としては、堤体モデルの下面を変位固定境界としている。また、水頭の境界条件として、川表側では水位上昇に伴いその水位に相当する水頭を、川裏側では初期水位部分に 1m 分の水頭を与えた。

以下に各解析ケースについて、具体的な解析条件を説明する。

(1) 基本ケース

表-2 に示すように、8 種類の解析ケースについて安全性の検討を行った。これらは図-1 の堤防モデルを用いて、飽和度と透水係数などの地盤条件により、堤防の安定性がどのように異なるかについて検討したものであり、基本ケースと呼ぶ。最も基準となる解析ケースである基本ケース I は、初期水面以下の地盤（以下この部分を基礎地盤部と呼ぶ）の飽和度を 1.0 とし、初期水位より上の盛土部の初期の飽和度を 0.6 と設定した。透水係数は基礎地盤部、盛土部ともに  $1.0 \times 10^{-5} m/s$ 、川表の河川水位上昇速度は 1/3 m/hr. とし、15 時間かけて初期水位 1m から 6m まで水位が上昇したと仮定した。他の 7 つの解析ケースは、この基本ケース I から、種々の地盤条件を変えたものである。基本ケース II は、盛土部の初期飽和度による影響を観察するために、盛土部の初期飽和度を 0.8 に変更したものである。基本ケース III および IV は、基礎地盤部の透水係

数による影響を評価するために、基礎地盤の透水係数をそれぞれ、 $5.0 \times 10^{-5} \text{ m/s}$  および  $2.0 \times 10^{-6} \text{ m/s}$  に変更したものである。さらに、基本ケース V および VI は、盛土部の透水係数による影響を評価するために、盛土部の透水係数をそれぞれ  $5.0 \times 10^{-5} \text{ m/s}$  および  $2.0 \times 10^{-6} \text{ m/s}$  に変更したものである。

(2) 強化ケース

表-3 は各種の堤防強化工法を模擬した解析条件（以下、強化ケース K と呼ぶ）を示したものである。強化ケース K-I は、図-3 に示すように、川裏側法尻にドレーンを敷設することにより堤体の強化を計ったものである。ドレーン工の幅については現行の設計基準に従い、ドレーン工前面における平均動水勾配が 0.3 を上回らないように、厚さ 1.2m、奥行き 2m に設定した。ドレーン材料は、同じく現行設計基準に従い、飽和透水係数を  $1.0 \times 10^{-3} \text{ m/s}$  とした。次の強化工法は、図-4 に示すように、堤体内部に透水係数の小さいコア材料を用いた強化ケース II である。コア材料の飽和透水係数は盛土部の 1/10 である  $1.0 \times 10^{-6} \text{ m/s}$  を用いた。さらに、表法面被覆工法として、図-5（強化ケース K-III）および図-6（強化ケース K-IV）の 2 種類を行った。いずれの解析ケースも、表法面を非排水境界に設定して解析しているが、強化ケース K-III では表のり面全面を被覆しているのに対して、強化ケース K-IV では部分的にしか被覆しておらず、水位が遮水シートのある被覆面以上となると水が堤体内に浸透することになる。

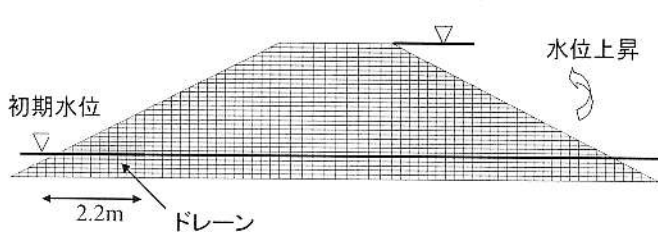


図-3 強化ケース K-I（法尻ドレーン）

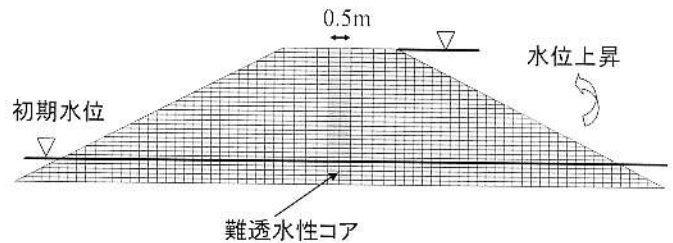


図-4 強化ケース K-II（難透水性コア）

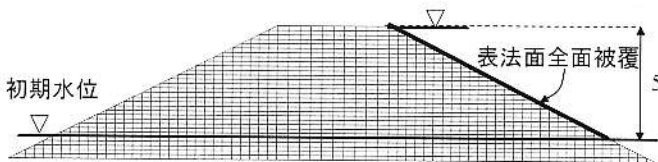


図-5 強化ケース K-III（表法面全面被覆）

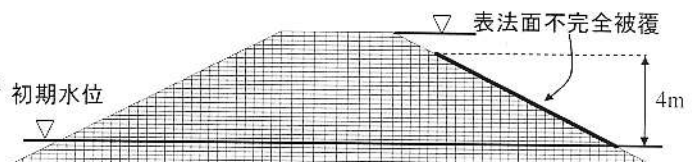


図-6 強化ケース K-IV（表法面不完全被覆）

3.2 解析結果

(1) 基本ケース 1 の解析結果

基本ケース I の時間の経過に伴う飽和度の変化を図-7 に示す。水浸した部分の飽和度は 1.0 となるため、この図から、水位上昇によって水が川表側から川裏側へと浸透し、浸潤面が徐々に変化している不飽和浸透の様子がわかる。図-8 および図-9 はそれぞれ、偏差ひずみの分布図と変形図である。ここで、偏差ひずみと呼んでいる量は、各要素の偏差ひずみテンソルの第 2 不変量であり、座標に無関係にせん断変形量を定量的に表すことができ、破壊を議論する場合に適している。

図-8 に示すように、川裏側法尻部に偏差ひずみが 5% を超えた部分が発生すると、それ以降は偏差ひずみが急激に拡大することがわかる。同時に、図-9 に示す変形図を見ると、偏差ひずみが 5% を超えた以降、法尻付近に極めて大きな変形が発生していることがわかる。以上の結果より、本研究では、偏差ひずみが 5% 以上に達した時点でパイピングにより堤防に浸透破壊が生じたと判定することとした。この判定条件においては、基本ケース I における破壊は 118 時間後となる。図-7 の浸潤面を見ると、破壊時の 118 時間後には堤防内部がほとんど飽和状態となっていることがわかる。

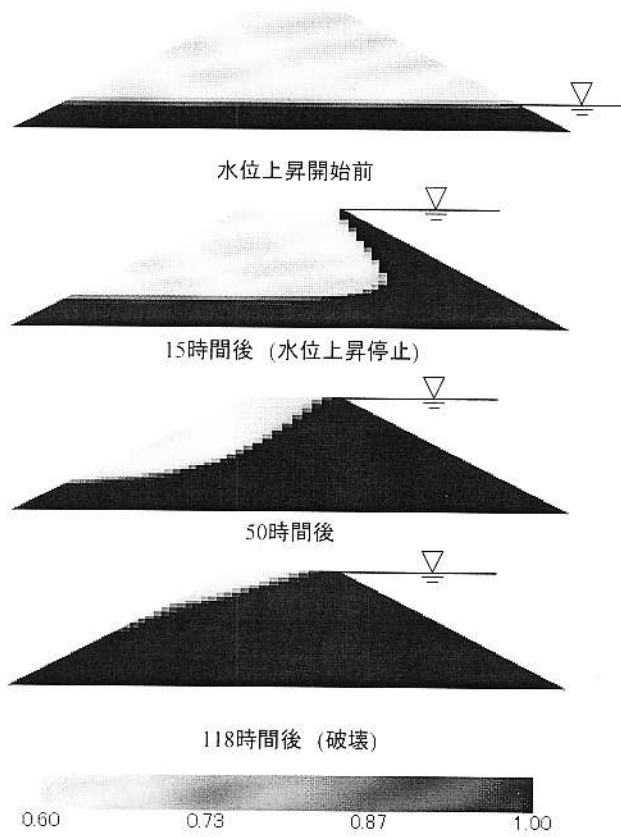


図-7 飽和度分布の経時変化 (基本ケース I)

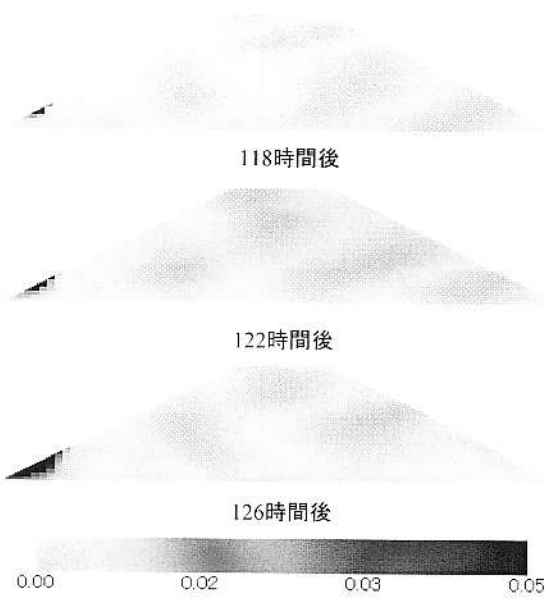


図-8 偏差ひずみ分布の経時変化 (基本ケース I)

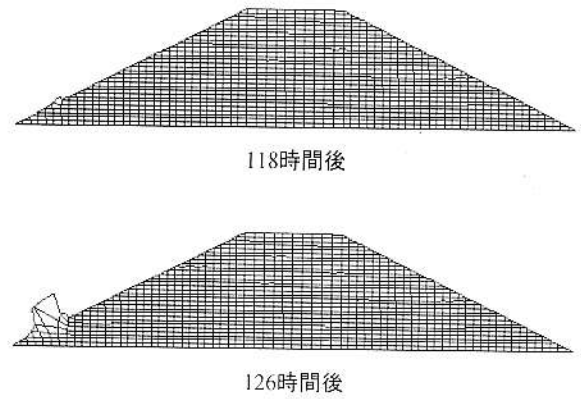


図-9 破壊後の変形の様子 (基本ケース I)

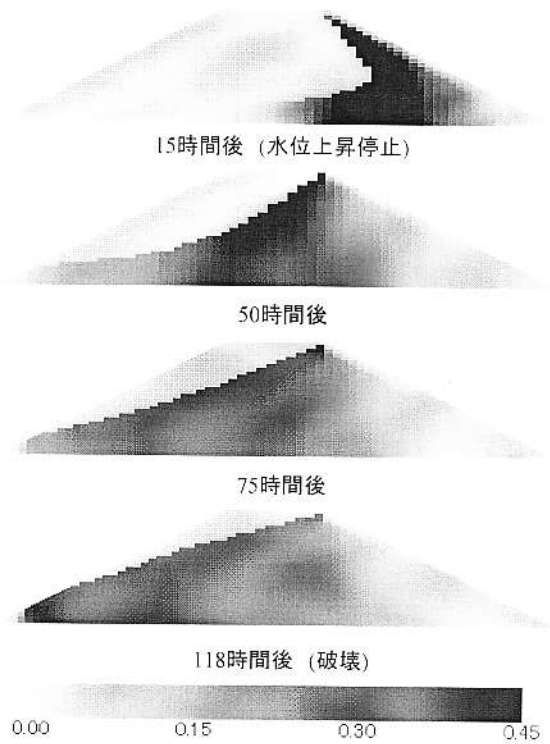


図-10 水平局所動水勾配の経時変化 (基本ケース I)

図-10 に水平局所動水勾配の分布図を示す。破壊時の 118 時間後には、川裏側の法尻部の局所動水勾配は 0.45 に達しており、その箇所は図-8 において偏差ひずみが集中していた箇所であることがわかる。従来の堤防の浸透破壊に対する安全性照査基準の一つに、局所導水勾配を 0.5 以下に抑えるというものがある<sup>7)</sup>。今回の解析の結果は、局所導水勾配が 0.5 に至る前であっても、法尻部の破壊が進展してゆくことを示唆しており、必ずしも局所動水勾配が 0.5 以下であれば確実に安全側にあるものではないことを示している。

## (2) 各基本ケースの解析結果

全部の基本ケースにおいて、水位上昇開始時から破壊まで、あるいは破壊に至らない場合には 200 時間経過後までの計算を行った。表-2 に各ケースにおける破壊に至るまでの時間を示している。図-11 は基本ケース II の飽和度分布の経時変化である。基本ケース I では、15 時間後においても浸潤面が川表側へ傾斜しているのに対して、基本ケース II では浸潤面が基礎地盤に向かうにつれ、ほぼ垂直に現れていることが確認できる。これは、基本ケース I よりも基本ケース II のほうが急速に浸水していることを表しており、倍以上の速度で堤体内へ水が浸透している。この結果、基本ケース I の半分以下の時間で破壊に至っている。以上の結果より、降雨等により堤防の飽和度が上昇している時は、飽和度が上昇していない時と比べて浸透に対する安全性が低下していると言える。

次に、基礎地盤部の透水係数を 5 倍とした基本ケース III の飽和度の経時変化を図-12 に示す。50 時間後において基本ケース I の浸潤面と比較すると、基本ケース III の方が川裏側堤体内下部において浸潤面が上に位置しており、このケースの方が、早く浸水している様子が分かる。逆に、基礎地盤部分の透水係数が基本ケース I の 1/5 とした基本ケース IV では、破壊までの時間は基本ケースとほぼ変わらず、明確な相違は認められなかった。このことから、基礎地盤部分の透水係数が大きければ浸透が早く進むことにより、破壊に至るまでの時間は短くなるが、基礎地盤の透水係数が小さくても堤防盛土自体の透水係数に変化がなければ、堤防の安全性には関係しないことがわかる。基礎地盤の透水係数が高いために堤防に浸透破壊が生じた例は、2004 年新潟豪雨においても報告されており<sup>8)</sup>、基礎地盤の透水性の高さが危険性を増すことが本研究の解析結果からも示された。基礎地盤に砂礫層などの透水性の高い層がある場合には、川表遮水工法やブランケット工法等により基礎地盤への浸透を抑制する強化工法が必要である。

次に、基本ケース I と堤防の盛土部の透水係数が異なるケースについて比較する。盛土部の透水係数が基本ケース I の 5 倍である基本ケース V では、破壊までの時間が表-2 に示すように 31 時間となっており、透水係数が 5 倍になることにより破壊までの時間が約 1/4 倍となった。逆に、盛土部の透水係数が基本ケース I の 1/5 である基本ケース VI では、200 時間経過するまでに浸潤面が川裏側に到達せず、破壊しなかった。以上のように、盛土部の透水係数は、浸透の進行と破壊までの時間に大きく影響を与え、堤防の安全性を支配する重要なパラメータであることがわかる。

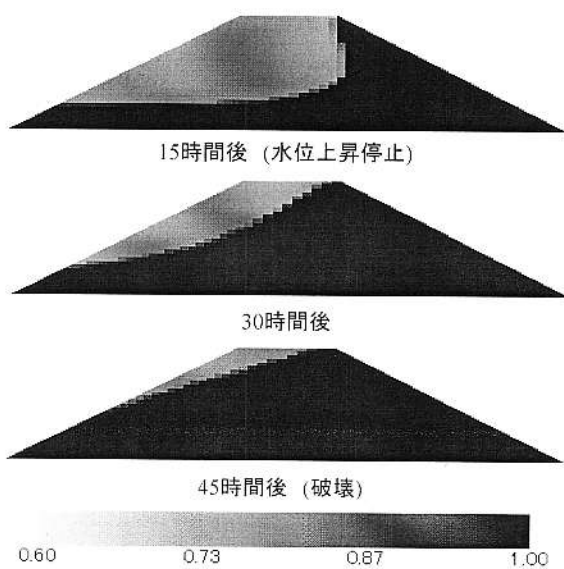


図-11 飽和度分布の経時変化（基本ケース II）  
（堤体の初期飽和度が高い）

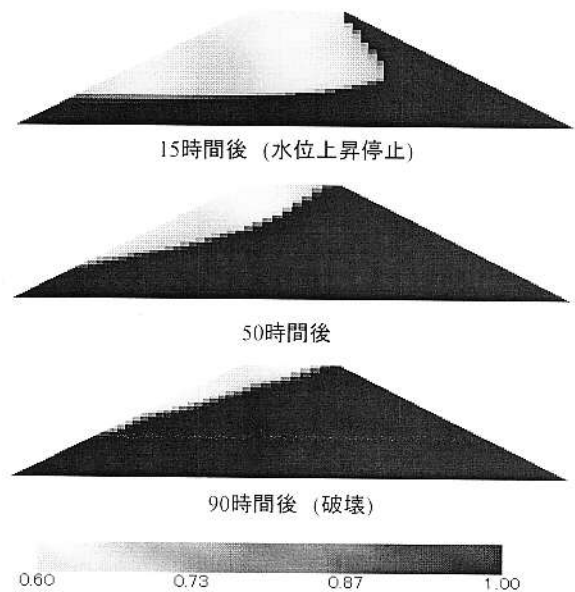


図-12 飽和度分布の経時変化（基本ケース III）  
（基礎地盤の透水係数が高い）

### (3) 強化ケースの解析結果

河川堤防の強化工法を想定した解析ケースについて検討する。破壊に至る時間は表-3 に記載している。まずドレーン工法を施した強化ケース K-I では、図-13 に示すように川裏側の浸潤線の上昇がドレーンによって抑制されており、図-14 に示す水平局所動水勾配も川裏側のり尻部では上昇せず、200 時間が経過しても堤防の破壊は見られなかった。次に、堤体中心に 1/10 の透水係数のコアを用いた強化ケース K-II の結果を示す。図-15 は 200 時間経過時の飽和度分布であるが、コアに遮られるために川裏側へ到達する浸潤線の水位が低くなっていることがわかる。その際、図-16 に示すように川裏側の水平局所動水勾配の上昇も緩慢となっている。以上のように、堤体内に低透水性のコアを設けるのは、破壊までの時間を長くする効果があり、強化工法としては有効であると考えられる。

次に、表法面被覆工法を行った強化ケースについて述べる。表法面全面を被覆した強化ケース K-III では、水位の上昇が基礎地盤を介してしか起こらないために、200 時間経過した時も破壊は生じなかった。図-17 に示すように、定常状態に至った 200 時間後でも、川裏側の水平局所動水勾配は 0.45 に達していない。部分的にのみ被覆し、水位が被覆面よりも上に来るような強化ケース K-IV では、基本ケース I とそれほど変わらない時間経過で破壊に至っている。このため、表法面被覆工法においては、被覆面よりも高い位置まで水位が上昇した場合には、堤体内への浸透が急速に進行し、被覆がない場合とほとんど変わらない。

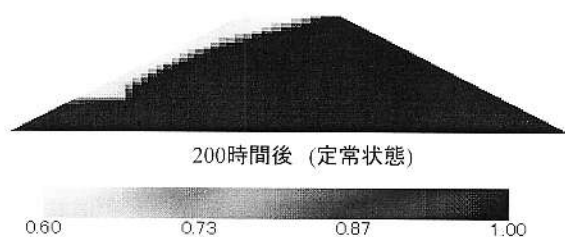


図-13 飽和度分布 (強化ケース K-I)  
(法尻ドレーン敷設)

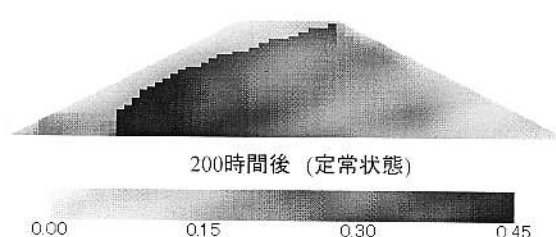


図-14 局所動水勾配分布 (強化ケース K-I)  
(法尻ドレーン敷設)

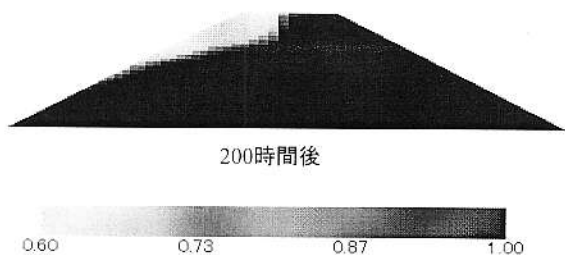


図-15 飽和度分布 (強化ケース K-II)  
(難透水性コア敷設)

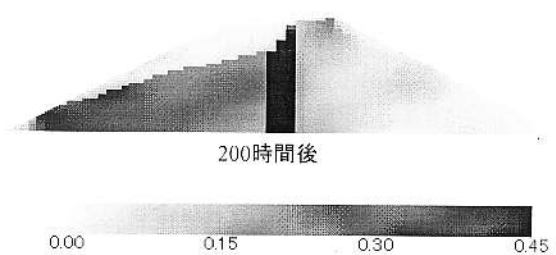


図-16 局所動水勾配分布 (強化ケース K-II)  
(難透水性コア敷設)

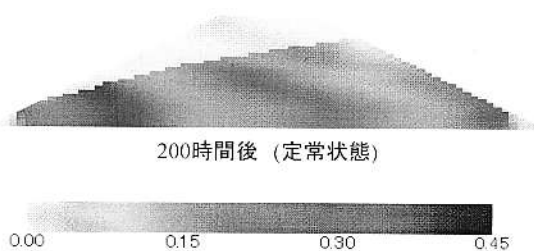


図-17 局所動水勾配分布 (強化ケース K-III)  
(表法面全面被覆)

#### 4. まとめ

飽和-不飽和浸透特性を取り入れた変形解析法を提案し、浸透破壊に対する堤防の安定性について検討を行った。本論文での解析によれば、局所動水勾配 0.5 以下であっても法尻に急速に破壊領域が広がることが示され、従来の浸透破壊に対する安全性基準が必ずしも安全側にはないことを示唆した結果となった。これまで実験等に基づき示されている安全基準について、初めて連成解析でその位置づけがなされたという点で興味深い。また、本研究の解析により、各種堤防強化工法の効果およびその適用性が明らかとなった。今後は、本解析手法を用いて実在堤防の安全性評価について詳細な検討を進めるとともに、物理探査を用いた堤防の各種の非破壊検査手法<sup>9)</sup>を組み合わせることによって、既往の評価手法に替わる、簡便かつ確実な河川堤防の安全性評価手法の開発を行う予定である。

**謝辞:** 本研究は、国土交通省の建設技術研究開発助成制度の研究課題「河川堤防の調査、再生と強化法に関する研究開発（研究代表者：岡二三生）」の一環で実施した。記して謝意を表す。

#### 参考文献

- 1) 液状化解析手法 LIQCA 開発グループ（代表：岡二三生）（2004）：LIQCA2D04（2004 公開版）資料。
- 2) Oka, F., Yashima, A., Tateishi, A., Taguchi, Y. and Yamashita, S. (1999): A cyclic elasto-plastic constitutive model for sand considering a plastic strain dependency of the shear modulus, *Geotechnique*, Vol.49, No.5, pp.661-680.
- 3) 渦岡良介・久保哲夫・八嶋厚・張鋒（2001）：不飽和層への浸透現象を考慮した液状化解析，土木学会論文誌, No.694 III-57, pp.153-163.
- 4) Zienkiewicz, O.C., Chan, A.H.C., Pastor, M., Schrefler, B.A. and Shiomi, T. (1999): *Computational Geomechanics with Special Reference to Earthquake Engineering*, John Wiley & Sons, pp.31-36.
- 5) 赤井浩一・田村武（1978）：弾塑性構成式による多次元圧密の数値解析，土木学会論文誌, No.269, pp.98-104.
- 6) van Genuchten, M. T. (1980): A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils, *Soil Science Society of America Journal*, Vol.44,
- 7) 財団法人 国土技術研究センター（2002）：河川堤防の構造検討の手引き。
- 8) 大熊孝（2004）：2004(平成 16)年 7 月 13 日新潟水害の速報，土木学会誌, No.89, No.9, pp.45-48.
- 9) 岡二三生・小高猛司・木元小百合・芝田弘一・服部浩二・北川 義治・山田 茂治（2005）：各種物理探査手法を用いた河川堤防の構造調査，第 60 回土木学会年次学術講演会概要集。