

第4章 長大な土堤防の浸透・裏法滑りによる破壊危険確率の算定法

4.1 概説

洪水流・河床変動解析で得られる堤防前面の水位ハイドログラフと、堤体ボーリング調査結果に基づいて設定した土質定数を用いた信頼性解析^{1),2)}により、土堤防の破堤確率縦断分布の算出方法を提示する。

本研究では、水理解析により算出した堤防前面の水位ハイドログラフの縦断分布を入力条件とし、土質定数をパラメータとした信頼性解析によって、堤防の浸透と裏法滑りによる破壊確率を算出する。破壊モードには、堤体の粒度分布や土質定数の値が不確実なため推定が困難な、堤体浸透と裏法滑りを扱うものとし、堤体内の非定常浸透流の評価には、不透水地盤上に設置された盛土内の非定常水平浸透流の近似解であり、洪水継続時間と河道水位の時間変化を考慮することができる内田の式³⁾を適用する。

堤体内の浸潤線が、裏法面のいずれかの地点に達した場合に「浸透破壊」とし、浸潤線の上昇により円弧滑りの安全率が1を下回った場合に「裏法滑り破壊」と判定した。本研究では、堤体内の土質定数（透水係数，粘着力，内部摩擦角）を代表値で扱い，各定数は平均値の周りをばらついているものと仮定し，モンテカルロ法によって抽出した定数を，内田の式と円弧滑り安全率の式に入力する。この操作を十分な回数実施し，破壊判定となった回数を総試行回数で除することで，破壊確率を算出する。

4.2 堤防の破壊危険性評価法に関するレビュー

4.2.1 我が国における破壊危険性評価法

これまで、我が国の堤防は、H.W.L.（暫定堤防区間ではスライドダウン高一計画余裕高）を基準とし、これ以上の水位となると破堤するとして、実務上は評価されてきた⁴⁾(図 4-1)。しかし、整備途上である多くの河川では、現実には、超過洪水発生時に洪水流は H.W.L. を超えて堤防余裕高部分も流れることになる。このような水位外力による堤防の破壊危険性を評価することは、水害リスクを考慮した流域の治水適応策の検討上重要である。

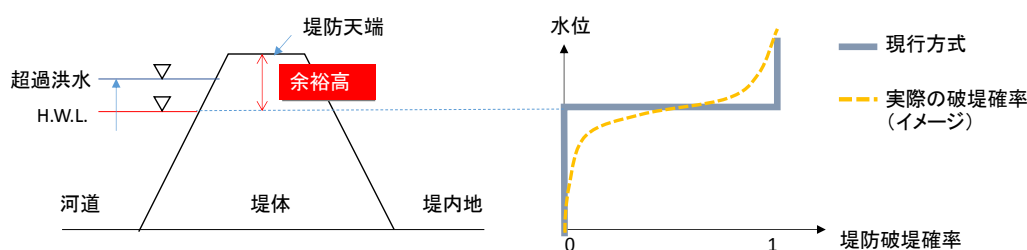


図 4-1 我が国における堤防の安全度評価の概念図

4.2.1 信頼性解析を用いた諸外国の破壊危険性評価法

1950年代頃から、産業分野を中心に信頼性解析法が発展してきた。この手法は、材質の不均質性や外力変化に起因する破壊現象を確率的に扱うもので、輸送機器やエネルギープラント、建築物等、品質管理された材質でつくられたものが主に対象とされてきた²⁾。

長い治水の歴史をもつオランダを筆頭とするヨーロッパ諸国では、近年、信頼性解析法を応用することで、河川堤防を構成する土質材料の不均質性に起因する破堤現象の不確実性を定量的に捉え、破堤リスクを評価する手法が採用されている⁵⁾。

以下に、信頼性解析によって破堤確率の評価が行われている代表例としてオランダとイギリスの手法^{6),7),8)}をレビューする。

オランダ、イギリスともに、越流破壊は式(1)に示す性能関数により評価される。

$$\begin{aligned}
 z &= \Delta h_c - h_o \\
 \Delta h_c &= \sqrt[3]{\frac{2.78q_c^2}{g}} \\
 q_c &= \left[3.8c_g^{2/3} / (6 \cdot 10^5)^{2/3} \left\{ 1 + 0.8 \log_{10} \left(t_s \frac{c_g d_w}{c_g d_w + 0.4c_{RK} L_K} \right) \right\} \right]^{5/2} \frac{k_s^{1/4}}{125(\tan \alpha)^{3/4}}
 \end{aligned} \tag{1}$$

ここに、 h_0 : 越流水深、 c_g : 植生の耐侵食性係数、 t_s : 越流時間、 d_w : 植生の根の深さ、 c_{RK} : 表層土の耐侵食性係数、 L_K : 表層粘土層厚、 k_s : 裏法の相当粗度、 α : 裏法の傾斜角である。

パイピング破壊は、オランダ、イギリスでそれぞれ手法が異なっており、オランダでは式(2)のパイピングと式(3)の被覆層の持ち上げに関する性能関数が共に負になる場合に破壊と判定される。

$$z_1 = h_{c1} - \Delta h$$

$$h_{c1} = \alpha C l_D \left(\frac{\rho_s}{\rho_w} - 1 \right) \tan \phi (0.68 - 0.10 \ln C) \quad (2)$$

$$z_2 = h_{c2} - \Delta h$$

$$h_{c2} = \frac{\gamma_{wet} - \gamma_w}{\gamma_w} d \quad (3)$$

ここに、 Δh : 河道水位と堤防裏法先地盤高の差、 $\alpha = \left(\frac{D}{l_D} \right)^{\frac{0.28}{2.8} - 1}$ 、 $C = \eta \frac{D}{\sqrt[3]{kL}}$ 、 D : 粒径、

ϕ : 内部摩擦角、 γ_{wet} : 不透水層の単位体積重量、 γ_w : 水の単位体積重量、 d : 難透水層厚である。

一方、イギリスでは、式(4)の性能関数によってパイピング破壊が評価される。

$$z_1 = dh_c - \Delta h$$

$$dh_c = \frac{d + \frac{1}{3} B}{C_w} \quad (4)$$

ここに、 Δh : 河道水位と堤防裏法先地盤高の差、 d : 難透水層厚、 B : 堤防幅、 C_w : クリーブ比 (土質毎に異なる) である。

以上で示したオランダ、イギリスで用いられる一般的な方法では、洪水継続時間に伴って発達する堤体浸透とそれに伴う破壊現象は考慮されないことが多いが、浸透破壊の性能関数に関しては、例えば式(5)に示すように、動水勾配と透水係数、洪水継続時間から簡易的に評価する方法も見られる⁹⁾。

$$\begin{aligned}
 z &= t_{PHL} - t_s \\
 t_{PHL} &= \frac{l_p}{km_u} \\
 l_p &= \sqrt{(x_w - x_u)^2 + (h_w - h_u)^2}
 \end{aligned} \tag{5}$$

ここに、 t_s : 洪水継続時間、 k : 透水係数、 $m_u = -\frac{h_u - h_w}{x_u - x_w}$ 、 x_w : 表法面上の水際位置

の x 座標、 x_u : 裏法尻の x 座標、 h_w : 河道水位、 h_u : 表法尻の標高である。

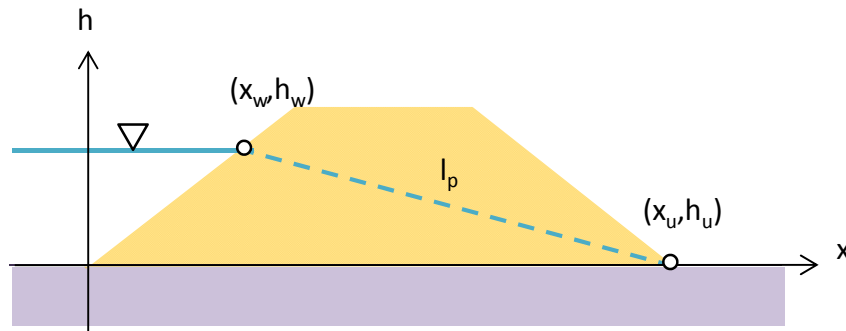


図 4-2 座標の定義点

また、Vorogushyn ら¹⁰⁾は、砂質土でつくられた堤体の浸透及び裏法滑りによる破壊に関して、浸潤線が堤体を通過したかどうかを判断する式(6)と、浸透による裏法面の不安定性をモデル化した式(7)の性能関数によって評価する手法を提案している。

$$\begin{aligned}
 z_1 &= B - x_f \\
 x_f &= \sqrt{\frac{2k}{\lambda} \int_0^T h(t) dt - \frac{\left(\frac{1}{T} \int_0^T h(t) dt \right)^2}{4} + \frac{\tan \alpha}{T} \int_0^T h(t) dt}
 \end{aligned} \tag{6}$$

$$\begin{aligned}
z_2 &= h_0 - h_a \\
h_a &= h_2 \beta + \bar{h}(1 - \beta) \\
\bar{h} &= h_2 \frac{1 - \sqrt{1/\beta}}{1 - 1/\beta}
\end{aligned}
\tag{7}$$

ここに、 B ：堤防幅、 k ：透水係数、 λ ：空隙率、 T ：浸透時間、 h ：堤防前面（河道側）の水深、 α ：裏法の斜面角度、 $\beta = \sin \alpha / \sin (\phi - \alpha)$ で、 ϕ ：内部摩擦角である。

なお、 h_2 は、定常状態における堤体内の浸潤線の近似解であるキャサグランデ法¹¹⁾が適用できるという仮定が用いられ、以下のように求められる。

$$\begin{aligned}
h_2 &= S_2 \left(\cot \alpha + \frac{1}{\sin (\phi / 2)} \right) (0.58 + 0.0015 (\phi / 2)) \\
S_2 &= \sqrt{d_2^2 + h^2} - d_2 \\
d_2 &= d_1 + h_1 / 2 (\cot (\phi / 2) - \cot \alpha) \\
h_1 &= S_1 \left(\cot \alpha + \frac{1}{\sin \alpha} \right) (0.58 + 0.0015 \alpha) \\
S_1 &= \sqrt{d_1^2 + h^2} - d_1 \\
d_1 &= B - h \cot \alpha_0 + h \cot \alpha_0 / 3
\end{aligned}
\tag{8}$$

ここに、 α_0 ：堤防表法の斜面勾配、 B ：堤防幅である。

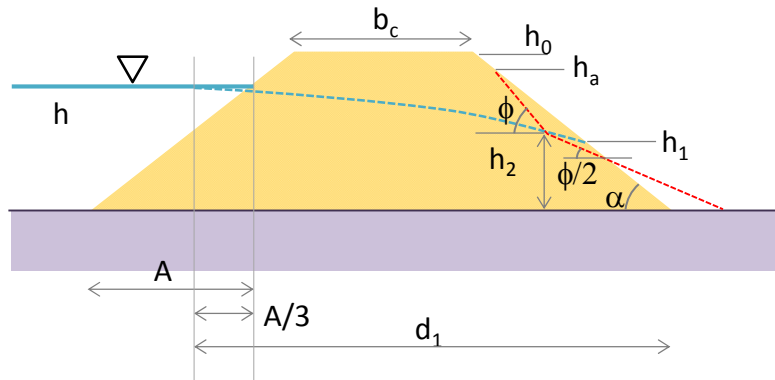


図 4-3 各変数の定義点

上記の性能関数には、堤体の表面や内部の物性や基礎地盤特性等に関するさまざまな不確実パラメータが含まれており、これらの値の平均値と標準偏差を与えることで、性能関数の値に関する確率密度分布が求まり、性能関数が負となる場合に破壊するとして、破壊確率が算出される。性能関数に含まれる多くの不確実なパラメータについては、経験的に得られた値がデータベース化され、用いられている。

堤防毎に算出された破壊確率から、堤防の破壊特性曲線であるフラジリティカーブが、算出される。フラジリティカーブは、一般に式(9)に示すロジスティック曲線で表され、河道水位を与えることで、破堤確率が求まる。なお、アメリカでは、破壊確率 15%となる水位 (PNP; Probable Non-Failure Point) と 85%となる水位 (PFP; Probable Failure Point) を設定し、これらの点を通るようなフラジリティカーブが設定されている。

$$P_f = \frac{1}{1 + \exp(\alpha - \beta H)} \quad (9)$$

ここに、 P_f : 破壊確率、 H : 河道水位、 α , β : パラメータである。

上記の性能関数の内、特に式(1)~(4)は、不確定パラメータの数が多く、物理的に定義することが難しいものも多く含まれている。これらに関しては、諸外国で経験的に得られた値が用いられているが、我が国の河川堤防には必ずしも適合しないため、直接適用することは困難である。

また、海外の河川は、河川延長が長大で洪水継続時間が長いことから、堤体浸透に関しては、式(5)のように河道水位と堤防幅から求めた動水勾配を用いて簡易的に扱ったものや、式(7)のように、長時間経過した後の定常状態の浸潤線を仮定したキャサグランデ法を用いたもの等が多く見られる。更に、式(9)に示したフラジリティカーブは、河道水位のみを独立変数としたものであり、水位の時間変化と洪水継続時間の概念が含まれていないことから、洪水波形によって異なる洪水継続時間、水位上昇率が破壊確率に及ぼす影響を表現できないという問題点がある。以上の理由より、諸外国の破壊確率評価手法を、我が国の河川堤防に直接用いることは適切でない。

4.2.2 国内で行われてきた堤防破壊危険確率に関する研究

国内においても、堤防の破壊現象を確率的に捉えた研究が行われてきている。これまで、松尾^{12),13)}は、地盤工学に関する種々の設計問題に信頼性設計を導入した先駆的研究を行っており、被災事例のある河川堤防を対象に、鉛直二次元に拡張した二相流浸透解析法を適用し、滑り破壊による破堤確率の算出を試みている。算出される破堤確率の値の解釈については議論の余地があるとしており、破堤確率そのものの値よりも、洪水中における破堤確率の時間変化率の大きさが、破堤に影響を及ぼしている可能性があるとしている。しかし、得られた土質データの数に限りがあったことから、数断面のみの検討であり、長大な堤防の破壊確率を縦断的に捉えたものではない。

森・高木ら¹⁴⁾は、仮想流域を対象にフラジリティカーブを用いて、堤防破堤確率を求め、H.W.L.で破堤するとした現行方式との被害規模の違いについて比較を行っている。ここで、堤防破堤確率には、全国の中小河川堤防の被災事例データに基づいて推定されたロジステ

ックモデル（宇野ら¹⁵⁾）によるフラジリティカーブが用いられている。ロジスティックモデルには、堤防形状や堤体土質等がパラメータとして入っており、水位を入力することで破壊確率が算出されるが、物理モデルでなく回帰分析による相関モデルであるため、他河川への汎用性は高いとはいえない。

本城¹⁶⁾は、実河川の堤防 10km 区間を対象とし、堤防の安全性を評価する上で信頼性解析がどの程度有効であるかについて検討している。ここでは、堤防設計に用いられる一般的な計算手法を用いて、土質定数と堤防破壊を回帰式により関係付けた応答曲面を用いて信頼性解析を行っている。なお、土質定数に加えて、回帰式と設計モデル化誤差による不確実性を考慮しており、要因毎の不確実性が結果にどの程度影響するかについて検討している。また、精度向上に向けた課題が示されており、今のままでは定量的に堤防の安全度を評価することが難しいため、堤防設計で与えられる土質定数や設計法、結果の解釈について統一した見解が必要であるとしている。

以上、国内外において破堤現象を確率的に扱う手法について検討がなされ、適用性や課題が議論されている。堤防の破壊確率を精度良く推定するには、多くの課題があるが、近年、堤防ボーリングデータが数多く集められて来たことから、筆者は、超過洪水による水害の危機管理対策を講じていく上で、これらの測定された堤防土質データを十分活用し、余裕高部分を流れる超過洪水時における長大堤防の浸透・裏法滑りによる破壊確率を堤防毎に縦断的に検討することが、極めて重要であると考ええる。

本研究では、大規模洪水時における堤防破壊確率を評価する手法を確立することを目指し、水理解析と堤体ボーリング調査結果に基づいた信頼性解析手法により、土堤防の破壊確率縦断分布を算出する手法を提案する。

4.3 本研究で提示する堤防破堤確率算定手法

4.3.1 対象とする破壊モード

図 4-4 に、洪水による土堤防の破壊メカニズムの概念図を示す。

越水による破壊や表法侵食による破壊は、堤防が局所的に低い箇所や、水衝部・局所流の発生箇所で生じる可能性が高いため、比較的予測しやすい。近年、水理実験の蓄積や、水理解析技術の進展により、これらの機構は力学的に概ね説明できる段階にきている^{17),18)}。また、基盤漏水による破壊についても、地質調査や旧川跡等の情報を基に、ある程度危険箇所を予測できると考えられる。

一方、浸透や裏法滑りによる破壊は、河道水位が低い箇所や流速が遅い箇所でも、生じる可能性がある。また、堤防がどのような土質でつくられているかは一般に不明なため、浸透や裏法滑りによる破壊の予測は極めて困難であり、破堤危険箇所の推定技術を確立すること大きな意味を持つ。以上より、本研究では、浸透、裏法滑りによる破壊を扱うものとする。

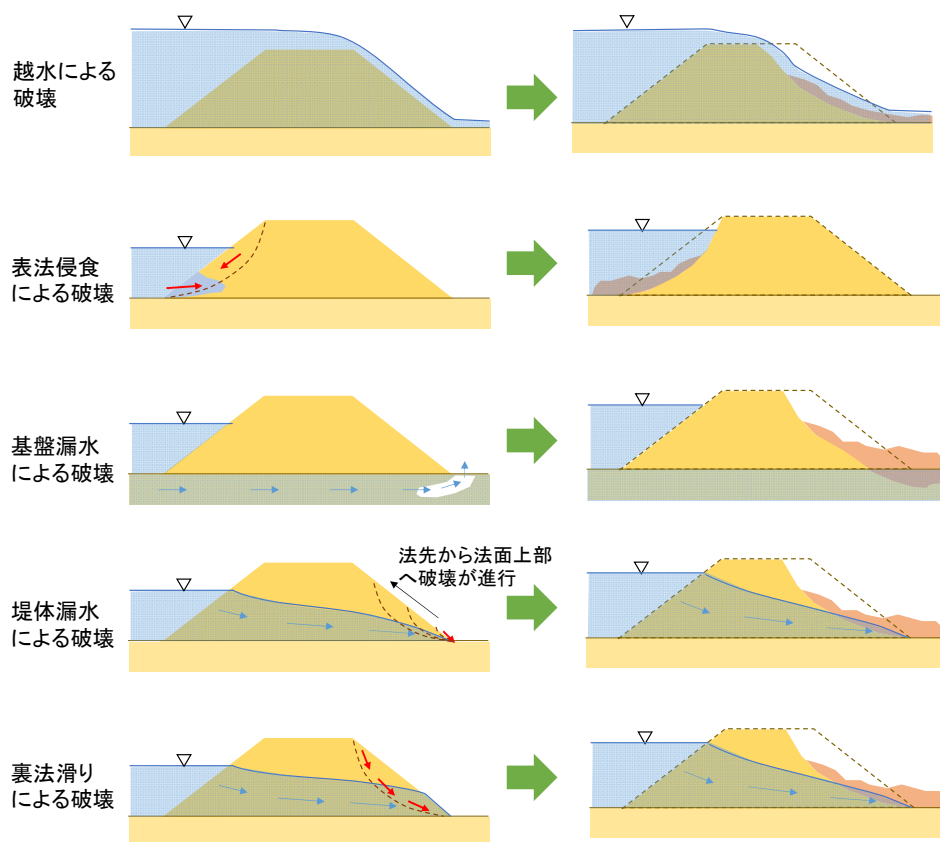


図 4-4 洪水による土堤防の破壊メカニズムの概念図

4.3.2 堤防のモデル化

河川堤防は、度重なる築堤により、堤体内部の土質構造は複雑であり、縦断的にどのような土質特性になっているのか、明確に分からない。このため、土質定数が不確実性を有するため、破堤確率を高精度で推定することは極めて困難である。また、破壊メカニズムには、浸透、滑り、パイピング、侵食が挙げられ、これらが複合して被害が拡大する。このため、学術的に精緻なモデルを必要とするため、実務への適用が困難である。

本研究では、堤防の破堤確率を縦断的に求めることを目的とし、以下の仮定の下、堤防のモデル化を行う。

堤防のモデル化に用いる仮定

1. 堤体下層への浸透は無視（不透水層上の堤体盛土を仮定）
2. 降雨の影響を無視
3. 破堤要因として、「堤体浸透」と「裏法の滑り」を扱う
4. 土質定数は代表値で表し、土層構造や堤体材料の不均一に伴う不確実性は、土質定数のばらつきで表現する

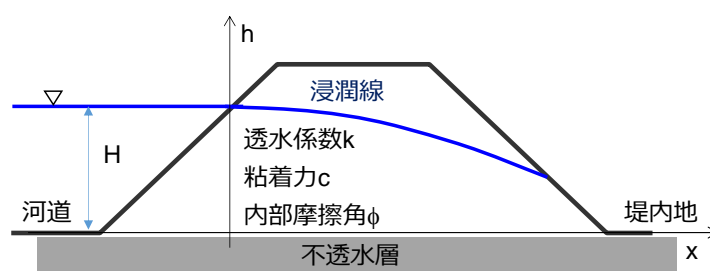


図 4-5 本研究における堤防のモデル化

4.3.3 破堤確率の計算手順

図 4-6 に、本研究における破堤確率計算の流れを示す。堤防前面水位の時間変化（水位ハイドログラフ）の縦断分布を入力条件とし、土質定数をパラメータとした信頼性解析によって、堤防破堤確率を算出する。堤防前面の水位ハイドログラフの縦断分布は、検討対象領域において観測された水面形の時間変化に基づいた洪水流・河床変動解析の結果を用いるものとする。

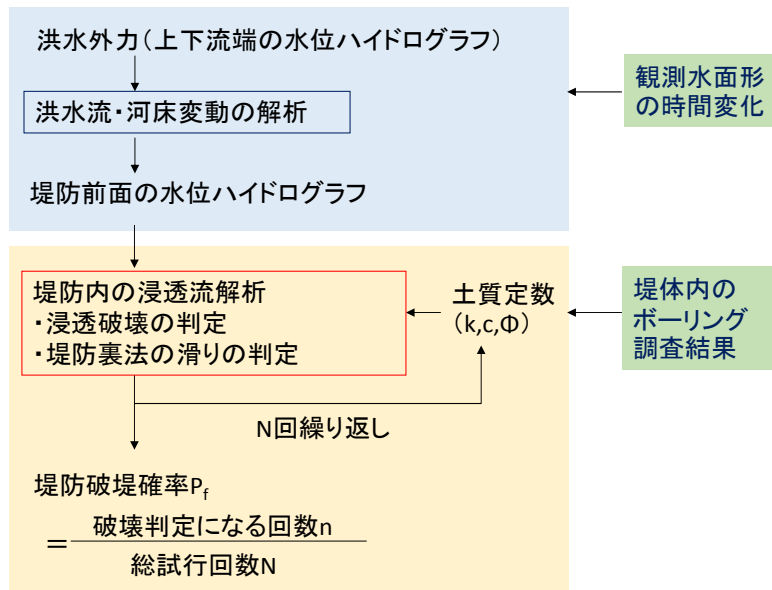


図 4-6 破堤確率計算の流れ

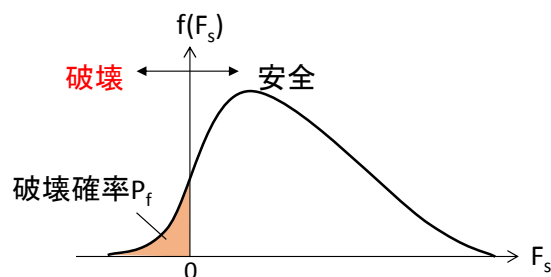


図 4-7 安全率の確率密度分布の概念図

4.3.1 破壊基準の設定

(1) 浸透（堤体漏水）

堤体内の浸潤線の評価に関しては、古くから様々な方法が提案されている。式(10)及び図 4-8 に示すキャサグランデ法¹¹⁾は、不透水層上に設置された盛土内の浸潤線を、水位と断面形状から推定する手法である。浸潤線は、以下に示す基本放物線により表現される。キャサグランデ法は、長時間経過し定常状態に落ち着いた浸潤線をよく説明できることが知られている。

$$y = \sqrt{2y_0x + y_0^2} \quad (10)$$

$$y_0 = \sqrt{d^2 + h^2} - d$$

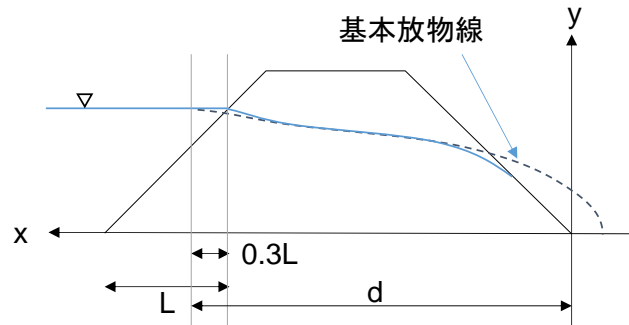


図 4-8 キャサグランデ法による浸潤線評価

一方、堤防詳細点検等の目的で実施される堤体内浸透流の計算には、外水位の時間変化や、土層毎の土質定数分布、飽和度に応じた透水係数の変化等が考慮できる鉛直二次元浸透流解析手法（式(11)）を用いるのが一般的である¹⁹⁾。

$$(C + \alpha \cdot S_s) \frac{\partial \Psi}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(-k \frac{\partial \Psi}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(-k \frac{\partial \Psi}{\partial z} - k \right) = 0 \quad (11)$$

ここに、 Ψ ：圧力水頭(m)、 k ：透水係数(m/s) ($= k_r \cdot k_s$)、 k_r ：係数 (Ψ の関数)、 k_s ：飽和透水係数(m/s)、 C ：比水分容量(m^{-1}) (圧力水頭 Ψ ～体積含水率 θ の接線勾配)、 α ：係数 (飽和領域で1、不飽和領域で0)、 S_s ：比貯留係数 (砂質土で $0.0001m^{-1}$ 程度) である。

しかし、この手法は、ボーリング調査結果が無い区間において、詳細な土質構造及び土質定数の設定に限界があること、土質の不確実性を考慮した信頼性解析の適用が困難であることから、長大区間の堤防破堤確率の縦断分布を検討するには不向きである。そこで本研究では、内田³⁾が提案した非定常浸潤線の推定式（式(12)）を用いる。

$$\frac{h(x,t)}{H} = 1 - \left\{ \frac{x/H}{\sqrt{8/(3\lambda)} \sqrt{k\Delta t/H}} \right\}^{\frac{3}{2}} \quad (12)$$

ここに、 h ：堤体内水位(m)、 H ：河川水位(m)、 k ：透水係数(m/s)、 Δt ：浸透時間(sec)、 λ ：空隙率である。本手法は、不透水地盤上に設置された盛土内の水平浸透流の近似解である。内田の式は、不飽和特性を無視した式(11)を図解法によって解かれたもので、模型実験との比較によって手法の妥当性が示されている。

式(12)に $h=0$ 、 $x=B$ (堤防幅) を与え、時間について解けば、浸潤線が堤防裏法に達するまでに要する時間の推定式(13)が得られる。

$$T = \frac{3}{8} \frac{\lambda B^2}{kH} \quad (13)$$

この式は、今日においても、洪水時における堤体漏水危険個所の推定・評価に用いられている²⁰⁾。

内田の式を適用するにあたり、内田の式、鉛直二次元浸透流解析、キャサグランデ法による浸潤線の比較を行った。堤体内は透水係数 0.0025m/s の一様な砂質土を想定し、降雨浸透及び基礎地盤への鉛直浸透は無視した。河道水位は、6時間かけて2.2mまで上昇させた。鉛直二次元浸透流解析における初期飽和度には0.6を与えた。図4-9に6時間後の浸潤線の算定結果の比較を示す。内田の式による浸潤線は、鉛直二次元浸透流解析及びキャサグランデ法に比べて、裏法の浸出点が若干高めに算出されているが、その差はわずかであり、他の手法とほぼ一致することが確認できる。

堤体の浸透破壊に関しては、安全性基準が確立されていないため、本手法では、水位上昇～ピーク時までを対象とし、式(12)で計算される浸潤線が、裏法面のいずれかの地点に達した場合に破壊判定とした。

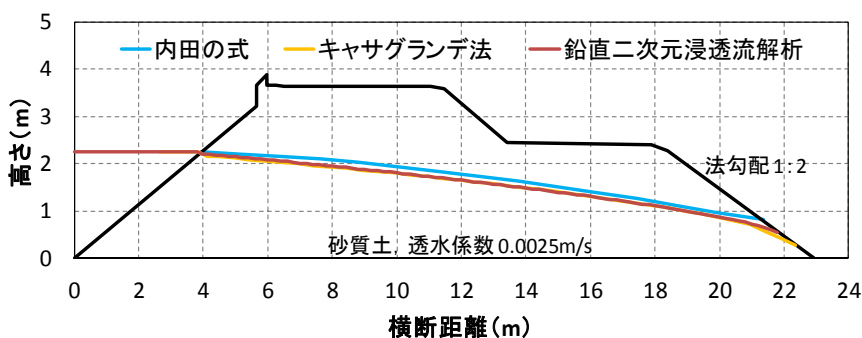


図 4-9 内田の式と他の浸透流計算手法との比較

(2) 堤体裏法滑り

堤体裏法の滑り面の力の釣り合いを、式(14)で示す円弧滑り法による安全率¹⁹⁾によって評価する。粘着力と内部摩擦角によるせん断抵抗に対して、滑り土塊の重量が大きくなる場合、すなわち安全率が1より小さくなった場合に滑り破壊が生じるものとする。

$$F_s = \frac{\sum cl + (w - ub)\cos\theta \tan\phi}{\sum w\sin\theta} \quad (14)$$

ここに、 F_s ：裏法滑りに対する安全率、 c ：粘着力(kN/m²)、 l ：スライス片の円弧長(m)、 w ：スライス片の重量(kN/m)、 q ：スライス片の斜面勾配、 u ：間隙水圧(kN/m²)、 b ：スライス片の幅(1mで設定)、 ϕ ：内部摩擦角(度)である。

通常は、円弧の中心点と半径を変化させた様々な滑り円弧を設定して、最小安全率を探索する。しかし、本研究で対象とする信濃川下流及び梯川では、堤体にある程度粘着性土を含有することから、法先部分の小さな円弧よりも、裏法面全体を含む大きな円弧の場合に、必ず安全率が最小となったため、本研究では、裏法肩～法尻を包絡する円弧に対して安全率を計算するものとしている。

4.3.2 破堤確率の算出

式(12), (14)に含まれる透水係数, 粘着力, 内部摩擦角は, 堤体内の土質構造や築堤材料の不均質性等により不確実性を有する. 本研究では, ボーリング調査で測定された堤体内の土質定数を, 堤体内の代表値として扱うものとし, 土質定数が正規分布または対数正規分布に従うとして, モンテカルロ法¹⁾によってランダムに抽出した値を式(12), (13)に与えて浸透, 裏法滑り破壊の有無を評価し, 破壊判定となった回数を総試行回数で除すことで破堤確率を算出する (式(15)).

$$p_{fi} = \frac{n_i}{N} \quad (15)$$

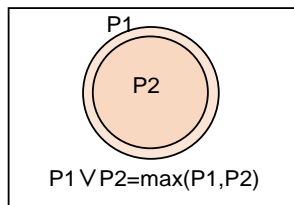
ここに, p_{fi} : 破堤確率, n : 破壊判定となった回数, N : モンテカルロ法の総試行回数, 添え字 i : 破壊モード(1: 浸透, 2: 裏法滑り)である.

また, 「浸透または裏法滑りが生じる確率」は, 2つの破壊モードの和事象で表される. しかし, 和事象の確率は, 相互の相関の程度によって値に幅を持つため, 正確に求めることが困難であることから¹⁾, ここでは式(16)に示す範囲で表すものとする. 破堤確率は, モード間が完全相関の場合は下限値を, 完全独立の場合は上限値をとる.

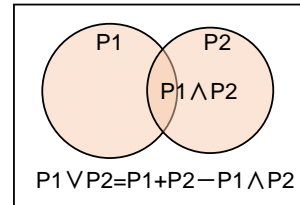
$$P_f = p_{f1} \cup p_{f2},$$

$$\max(p_{f1}, p_{f2}) \leq P_f \leq p_{f1} + p_{f2} - p_{f1} \cdot p_{f2} \quad (16)$$

ここに, P_f : 浸透または裏法滑りが生じる場合の破堤確率である.



(a) P1 と P2 の相関性が高い場合



(b) P1 と P2 の相関性が低い場合

図 4-10 相関性の程度による P₁ または P₂ の確率のイメージ

4.3.3 ボーリング調査データに基づいた土質定数の設定

近年、全国の一級河川の堤防を対象としたボーリング調査が数多く実施されて来ており、これらの土質試験結果がデータベース化され、国土技術総合政策研究所河川研究室 HP(※)で公表されている。

※http://www.nilim.go.jp/lab/fbg/download/geo_download/geo_download.html

ボーリング調査データからは、表 4-1 に示すデータが取得可能である。データ数はそれぞれ以下の通りである。

- ・透水係数 : 93,879 個
- ・粘着力 : 7,847 個
- ・内部摩擦角 : 6,155 個

表 4-1 ボーリング調査データの項目

基本情報	水系名, 河川名, 左右岸別, 距離標, 調査位置(表法, 天端, 裏法), 採取深度
データ詳細	N値, 土粒子密度, 間隙比, D60, D50, D20, D10, 透水係数, 粘着力, 内部摩擦角

内田の式による浸潤線及び円弧滑りに関して信頼性解析を行うために必要となる、透水係数、粘着力、内部摩擦角の平均値及びばらつきは、これらの調査結果に基づいて設定するものとした。

土質定数の平均値は、対象河川の堤防で計測された値を用いるものとし、設定方法は、「5.2.2 信濃川下流の堤防ボーリング調査結果に基づいた堤体内土質定数の設定」、「5.3.2 梯川の堤防ボーリング調査結果に基づいた堤体内土質定数の設定」で詳述する。

ここでは、土質定数のばらつきの設定方法について説明する。

全国の一級河川の堤防の土質試験結果を用いて、透水係数、粘着力、内部摩擦角の頻度分布を集計し、確率密度関数の当てはめを行った。なお、本検討では、低平地河川の築堤土堤防を対象とするため、礫分を主体とする堤防は整理対象外とした。また、力学試験値には、粘土分以外の土質で計測された粘着力や、砂分以外の土質で計測された内部摩擦角等が含まれている場合があるが、これらは、誤差である可能性が高く、土堤防の力学特性を表す上で不相当であると判断し、整理対象外とした。

最終的に集計に用いたデータ数は以下の通りとなった。

- ・透水係数 : 砂分 46,594 個, 粘土分 46,969 個, 計 93,563 個

- ・粘着力 : 粘土分 7,723 個
- ・内部摩擦角 : 砂分 4,140 個

計測された膨大な数の透水係数, 粘着力, 内部摩擦角を集計してヒストグラムを作成し, 確率密度関数の当てはめを行った. 確率密度関数は, 以下に示す正規分布 (式(17)) と対数正規分布 (式(18)) を仮定した.

$$f(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi\sigma^2}} \exp\left(-\frac{(x-\mu)^2}{2\sigma^2}\right), -\infty < x < \infty \quad (17)$$

$$f(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi\sigma^2}x} \exp\left(-\frac{(\log x - \mu)^2}{2\sigma^2}\right), x > 0 \quad (18)$$

ここに, μ : 平均値, σ : 標準偏差 (分散の平方根) である.

図 4-11 に, 透水係数, 粘着力, 内部摩擦角のヒストグラムと確率密度関数の当てはめの結果を示す. これによると, 透水係数, 粘着力は対数正規分布に, 内部摩擦角は正規分布に近い分布となっていることが分かる. ここで, 各パラメータについて, 正規分布と対数正規分布のいずれの分布形が妥当であるかどうかを定量的に判断するため, 赤池情報量規準²¹ (AIC, Akaike Information Criteria) を算出した. AIC は, 統計モデルの妥当性を評価するための指標で, 式(19)で定義される.

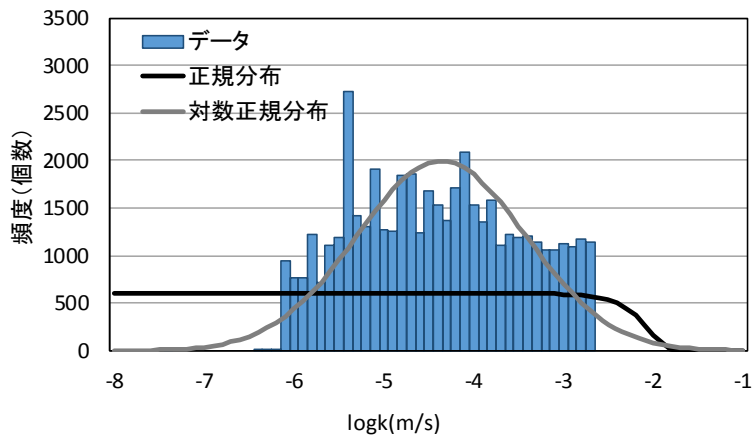
$$AIC = -2 \ln L + 2k \quad (19)$$

$$L = -\frac{n}{2} (\ln 2\pi + \ln P^2 + 1) \quad (20)$$

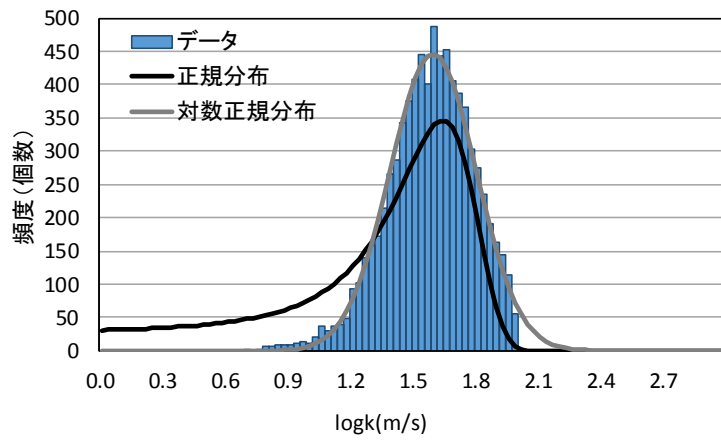
ここに, L : 最大尤度, n : ヒストグラムのデータ刻み個数, P^2 : 計測値と推定値の残差の 2 乗平均, k : 分布パラメータ数 (正規分布, 対数正規分布を仮定する場合は 2 (平均値, 標準偏差)) である. AIC の値そのものに意味は持たないが, 相対的に見て AIC が最小となる統計モデルが, 最も適合性が高いと判断される (ただし, 差の絶対値が 1 より大きい場合に限る).

透水係数, 粘着力, 内部摩擦角について, 正規分布及び対数正規分布と仮定した場合の AIC を表 4-2 に示す. これによると, AIC が小さくなるのは, 透水係数, 粘着力では対数正規分布, 内部摩擦角では正規分布となることが確認できた.

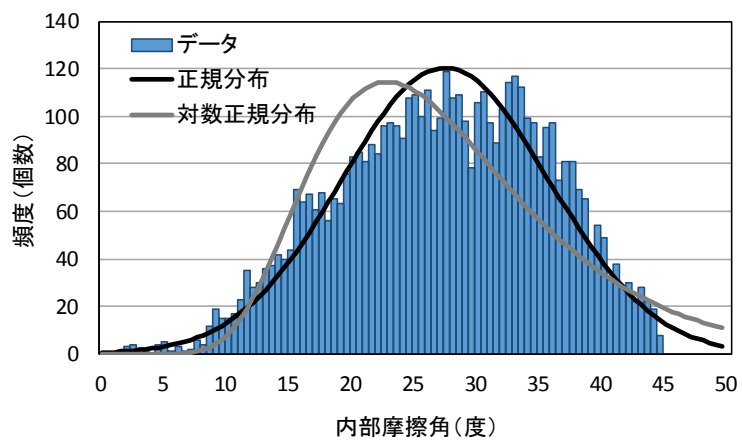
以上より, 本研究では, 透水係数, 粘着力は対数正規分布, 内部摩擦角は正規分布によって表現できるものとした. 表 4-3 には透水係数, 粘着力, 内部摩擦角の変動係数 (標準偏差/平均値) の算出結果を示す. 変動係数は, それぞれ 0.3, 0.2, 0.3 程度の値となった. なお, 堤防の信頼性解析を行っている諸外国の事例によると, 変動係数に一定値を用いていることが多いことから, 本研究においても, 表 4-3 に示す変動係数により, 定数のばらつきを与えるものとした.



(a) 透水係数



(b) 粘着力



(c) 内部摩擦角

図 4-11 各パラメータのヒストグラムと確率密度関数の当てはめ

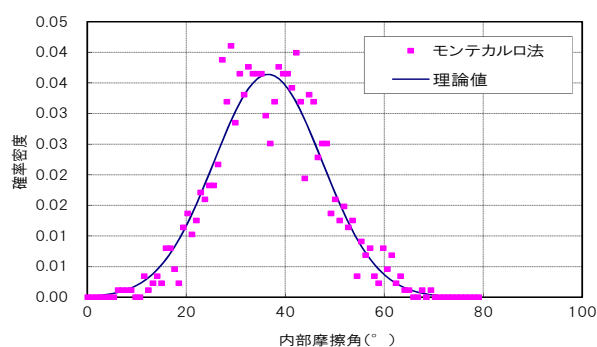
表 4-2 透水係数, 粘着力, 内部摩擦角の AIC

パラメータ	正規分布	対数積分布
透水係数	1580	1420
粘着力	1080	800
内部摩擦角	773	884

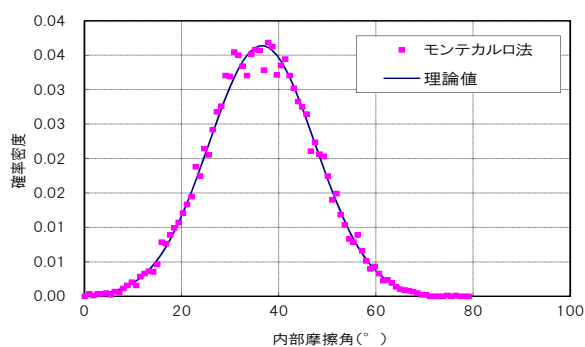
表 4-3 設定した各パラメータの変動係数と分布形

パラメータ	変動係数	分布形
透水係数	-0.3	対数正規分布
粘着力	0.2	対数正規分布
内部摩擦角	0.3	正規分布

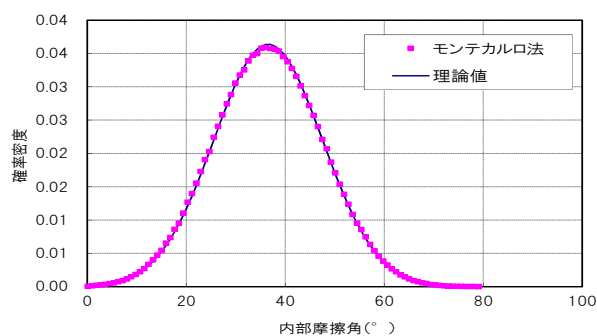
モンテカルロ法の試行回数を設定するため、ここでは1,000回、10,000回、1,000,000回とした時の各パラメータの確率密度関数の再現性について、内部摩擦角を例に感度分析を行った。結果を図4-12に示す。これによると、試行回数が1,000回程度だと、土質定数のばらつきが大きくなるのが分かる。一方、10,000回以上試行すると、想定した確率密度分布を十分に表現できることが確認できる。以上より、本研究では、モンテカルロ法の総試行回数を10,000回に設定した。



(a) 試行回数 1,000 回



(b) 試行回数 10,000 回



(c) 試行回数 1,000,000 回

図 4-12 モンテカルロ法の試行回数を変化させた場合の確率密度関数の再現性

4.4 まとめ

本章では、洪水流・河床変動解析で得られる土堤防前面の水位ハイドログラフと、堤体ボーリング調査結果に基づいて設定した土質定数を用いる信頼性解析により、土堤防の破壊確率縦断分布を算出する方法を提示した。

本研究では、水理解析により算出した堤防前面の水位ハイドログラフの縦断分布を入力条件とし、土質定数をパラメータとした信頼性解析によって、堤防の浸透と裏法滑りによる破壊確率を算出する方法を提示する。堤体内の非定常浸透流の自由水面は、不透水地盤上に設置された盛土内の非定常水平浸透流の近似解であり、洪水継続時間と河道水位の時間変化を考慮することができる内田の式により解析する。堤体内の浸潤線が、裏法面のいずれかの地点に達した場合に「浸透破壊」とし、浸潤線の上昇により円弧滑りの安全率が1を下回った場合に「裏法滑り破壊」と判定した。本研究では、堤体内の土質定数（透水係数、粘着力、内部摩擦角）を代表値で扱い、各定数は平均値の周りをばらついているものと仮定し、モンテカルロ法によって抽出した定数を、内田の式と円弧滑り安全率の式に入力する。この操作を十分な回数実施し、破壊判定となった回数を総試行回数で除することで、破壊確率を算出する。

参考文献

- 1) 星谷 勝, 石井 清: 構造物の信頼性設計法, 鹿島出版社, 1986.
- 2) 真壁 肇: 信頼性工学入門新版, 日本規格協会, 2010.
- 3) 内田茂男: 自由境界を有する非定常浸透流について, 土木学会誌, pp.58-62, 1952.
- 4) 治水経済調査マニュアル (案), 国土交通省, 2005.
- 5) 米英蘭の水災害・水資源管理に係る気候変動適応策に関する事例調査, 国土交通省国土技術政策総合研究所, 2012.
- 6) H.M.G.M. Steenbergen, B.L. Lassing, A.C.W.M. Vrouwenvelder¹, and P.H. Waarts: Reliability analysis of flood defense systems, HERON, Vol. 49, No. 1, pp.51-73, 2004.
- 7) Foekje Buijs, Jonathan Simm, Michael Wallis, Paul Sayers: Performance and reliability of flood and coastal defences, Joint Defra/EA Flood and Coastal Erosion Risk Management R&D programme, R&D Technical Report FD2318/TR2, 2007.
- 8) Maximilian Huber, Axel Moellmann, Pieter A. Vermeer: PC-River-Reliability analysis of embankment stability, 6th International Probabilistic Workshop, Darmstadt, pp.349-361, 2008.
- 9) Failure Mechanisms for Flood Defence Structures, Integrated Flood Risk Analysis and Management Methodologies, FLOODsite, 2007.
- 10) S. Vorogushyn, B. Merz, and H. Apel: Development of dike fragility curves for piping and micro-instability breach mechanisms, Nat. Hazards Earth Syst. Sci., 9, pp.1383-1401, 2009.
- 11) Casagrande, A.: Journal of the Boston Society of Civil Engineers, pp.295-336, 1937.
- 12) 松尾稔, 上野 誠: 洪水時の堤防の浸透解析と破壊予知に関する一考察, 土木学会論文報告集, 第 299 号, pp.73-84, 1980.
- 13) 松尾稔: 地盤工学—信頼性工学の理念と実際—, 技報堂出版, 1984.
- 14) 森寛典, 高木朗義: 堤防の破堤確率を考慮した洪水被害額の算定方法に関する基礎的考察, 河川技術論文集, 第 13 巻, pp.297-302, 2007.
- 15) 宇野尚雄, 森杉壽芳, 杉井俊夫, 中野雄治: 被災事例に基づく河川堤防の安定性評価, 土木学会論文集 第 400 号/III-10, pp.161-170, 1988.
- 16) 本城勇介: 信頼性解析法の河川堤防への適用 —問題点の整理—, 国土技術研究センター堤防委員会基調講演, 2012.
- 17) 内田龍彦, 福岡捷二: 構造物を越流する流れの解析法の開発, 河川技術論文集, 第 18 巻, pp.351-356, 2012.
- 18) 水谷英朗, 中川 一, 與田敏明, 川池健司, 張浩: 砂質堤防越水時の浸透とすべり破壊を考慮した越流破壊解析法の検討, 京大防災研年報, pp.459-469, 2013.
- 19) 河川堤防の構造検討の手引き (改訂版), 財団法人国土技術研究センター, 2012.
- 20) 河川堤防の漏水対策技術 (第 3 版), (財)北海道河川防災研究センター, 2004.

- 21) Akaike, H.: Information theory and an extension of the maximum likelihood principle, Proceedings of the 2nd International Symposium on Information Theory, Petrov, B. N., and Caski, F. (eds.), Akademiai Kiado, Budapest, pp.267-281, 1973.

第5章 大規模洪水時における実堤防の浸透・裏法滑りによる破壊危険確率の推算と水害リスクの検討

5.1 概説

本章では、第4章で提示した手法を、信濃川下流平成23年7月洪水と、H.W.L.を超過する規模となった梯川平成25年7月洪水に適用し、大規模洪水時における長大堤防の破壊危険確率の縦断分布について推算を行い、堤体材料や堤体形状が異なる個所での破堤確率特性を検討する。また、推算した破堤確率を用いて、信濃川下流域における水害リスクの検討を行う。

本手法を信濃川下流平成23年7月洪水と、梯川平成25年7月洪水に適用し、余裕高部分を含めた堤防の破堤確率を縦断的に算出できることを示す。また、計算結果より、堤体に砂分を多く含み、透水係数が相対的に大きい箇所で、破堤確率が大きくなることを示す。また、浸透破壊確率の鉛直分布が、法先部分で最も大きくなることを示し、浸透流による法先部分の崩壊をきっかけとした進行性破壊の特徴を表現できることを示す。

また、従来のフラジリティカーブでは、河川水位を独立変数としたものが多くみられるが、堤体浸透を考慮した場合の堤防破壊確率は、河川水位のみではなく、洪水継続時間の影響も受けて変化することから、信濃川下流及び梯川を例として、河川水位または洪水継続時間の増加に伴う破堤確率特性を視覚的に表す。また、これにより、堤体材料や堤体断面形状の違いが破堤確率特性に及ぼす影響を検討できることを示す。

そして、信濃川下流域を対象に、流量規模を変化させて推算した堤防破壊確率、流量生起確率、氾濫ブロック毎の被災者数に基づいて、水害リスクの検討を行い、堤防破壊危険箇所と周辺人口を踏まえた、流域全体の水害リスク分布の特徴を示すとともに、破堤確率を用いた水害リスク評価のために今後検討すべき課題を示す。

5.2 信濃川下流平成 23 年 7 月洪水における破堤確率の推算

本手法を信濃川下流平成 23 年 7 月洪水と、梯川平成 25 年 7 月洪水に適用し、余裕高部分を含めた堤防の破堤確率を縦断的に算出できることを示す。また、計算結果より、堤体に砂分を多く含み、透水係数が相対的に大きい箇所、破堤確率が大きくなることを示す。また、浸透破壊確率の鉛直分布が、法先部分で最も大きくなることを示し、浸透流による法先部分の崩壊をきっかけとした進行性破壊の特徴を表現できることを示す。

5.2.1 信濃川下流の築堤履歴

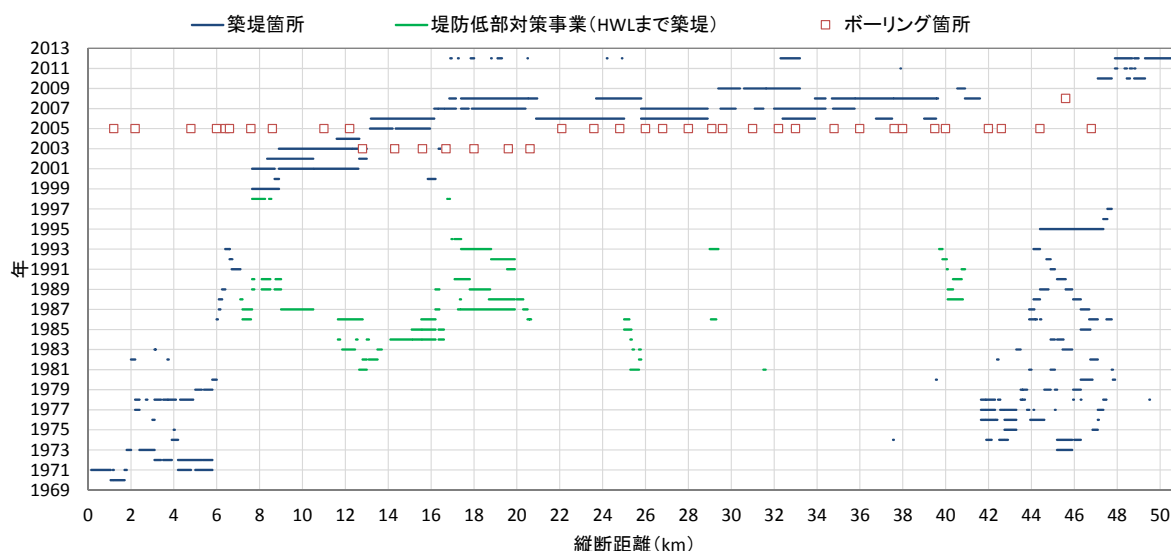
表 5-1 に信濃川下流の主要洪水と河川整備の変遷¹⁾を、図 5-1 に信濃川下流左右岸堤防の築堤履歴をそれぞれ示す。

信濃川下流では、大正 11 年に大河津分水路の通水が開始された後、流下能力を必要としなくなった。このため、昭和初期に立案された河状整備計画では、帝石橋の計画高水流量を大幅に下げる方針となった。これを受けて、昭和 20 年代に信濃川下流の堤防を切り下げ、周辺地域の開発を進めるために利用した。しかし、昭和 36 年 8 月洪水において、当時の計画高水流量を越える洪水が発生し、甚大な被害を被った。昭和 36 年 8 月洪水を契機に、一級河川に指定された後、関屋分水路の開削が行われ、昭和 20 年代に切り下げられた堤防を再び復旧すべく、昭和 56 年（1981 年）から堤防低部対策事業が実施された。また、平成 16 年 7 月洪水による水害を受け、築堤、前腹付けが精力的に実施され、現在では刈谷田川合流点より上流側の無堤部や、橋梁取り付け部を除くほぼ全区間で堤防が完成している。このように、信濃川下流の堤防は、特殊な経緯で築堤が実施されてきたことが分かる。

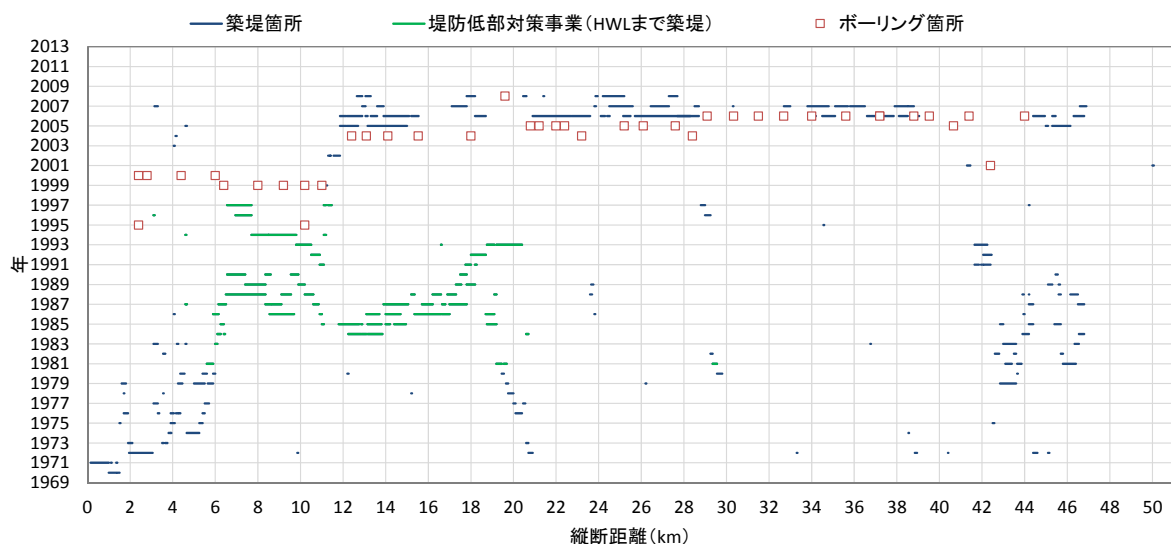
表 5-1 信濃川下流の主要洪水と河川整備の変遷¹⁾

年	内容
M17年	信濃川改修工事(計画高水流量 $5,290\text{m}^3/\text{s}$ (帝石橋))
T11年	大河津分水路通水
S2～S17年	河状整備計画(計画高水流量 $1,960\text{m}^3/\text{s}$ (帝石橋))
S20年代	堤防切り下げ
S36年	8月洪水(帝石橋で $2,670\text{m}^3/\text{s}$)
S40年	一級河川に指定
S48年	関屋分水路通水
S49年	工事実施基本計画(計画高水流量 $4,000\text{m}^3/\text{s}$ (帝石橋))
S56年～	堤防低部対策事業(S20年代に切り下げた堤防の復旧(H.W.L.堤))
H16年	7月洪水(帝石橋で $2,670\text{m}^3/\text{s}$)
H17年～H21年	復旧関連緊急事業(堤防築堤(堤防前腹付け))
H23年	7月洪水(帝石橋で $3,500\text{m}^3/\text{s}$)

図 5-1に示した築堤履歴には、これらの経緯が現れており、昭和56年から平成10年(1981年から1998年)にかけて、6k~42k 区間において堤防底部対策事業が実施されていることが分かる。なお、6k 下流部や 42k 上流部では、築堤履歴データが入手可能であった昭和45年(1970年)から集中的に築堤が行われているが、これは昭和40年(1965年)に一級河川に指定された後に実施されてきたものであると推察される。



(a) 左岸堤防



(b) 右岸堤防

※築堤履歴：信濃川下流の現状，信濃川下流河川事務所提供資料

図 5-1 信濃川下流左右岸堤防の築堤履歴

5.2.2 信濃川下流の堤防ボーリング調査結果に基づいた堤体内土質定数の設定

国土技術総合政策研究所河川研究室 HP (※)において公表されている全国の一級河川の堤防を対象としたボーリング調査データによると、信濃川下流では、平成 17 年から平成 20 年にかけて、左右岸堤防について計 79 断面のボーリング調査が実施され、堤体内の粒度分布や土質定数等が計測されている。信濃川下流では、堤防表法、天端、裏法を対象にボーリングコアが採取されているが、堤防天端から採取されたデータは右岸 41.4k, 45.06k の 2 断面のみで、その他の断面は表法、裏法のいずれか、または両方で採取されたものとなっている。

本検討では、ボーリング調査位置図及びボーリング柱状図（信濃川下流河川事務所提供資料）を参考に、堤体部分の土質定数を以下の手順により設定した。

- ①ボーリングコア毎の調査結果のうち、堤体に相当する部分のデータ（粒度構成比率、 D_{10} 、 D_{20} 、粘着力、内部摩擦角、N 値）を抽出する。
- ②柱状図から、堤体内の土層の有無を確認し、層になっている場合は、それぞれの土層厚 D を把握する。
- ③各土層のデータについて、土層厚 D で加重平均をとることで、ボーリングコア毎の平均値を算出する。

$$\bar{F} = \frac{F_1 D_1 + F_2 D_2 + \dots + F_n D_n}{D_1 + D_2 + \dots + D_n} \quad (21)$$

ここに、 F ：ボーリング調査データ（粒度構成比率、 D_{10} 、 D_{20} 、粘着力、内部摩擦角、N 値）、 D ：土層厚、 n ：土層の総数である。透水係数は、以下に示す Hazen の式²⁾及び Creager の式³⁾により推定する。

Hazen の式：

$$k = 0.0001 C D_{10}^2 \quad (22)$$

Creager の式：

$$\begin{aligned} D_{20} \geq 0.003; k &= 0.0036 D_{20}^{2.368} \\ D_{20} < 0.003; k &= 0.000647 D_{20}^{1.885} \end{aligned} \quad (23)$$

ここに、 k ：透水係数(m/s)、 C ：係数(=100)、 D_{10} ：10%粒径 (mm)、 D_{20} ：20%粒径 (mm) である。なお、粘着力及び内部摩擦角については、粘性土では UU 試験値を、砂質土では CU 試験値をそれぞれ用いるものとし、UU 試験において内部摩擦角 $\phi \neq 0$ となっているデータについては棄却する⁴⁾。

- ④断面内にボーリングコアが複数ある場合（堤防表法、天端、裏法）は、それぞれのコア毎に算出した土質定数の代表値を平均することで、堤体土質の断面平均値を求める。

※http://www.nilim.go.jp/lab/fbg/download/geo_download/geo_download.html

このようにして集計した信濃川の左右岸堤防の粒度分布，透水係数，粘着力，内部摩擦角の縦断分布を図 5-3，図 5-4 にそれぞれ示す．これによると，6k より下流側では砂分が多く存在し，透水係数が相対的に大きく，また，20k～38k 付近ではシルト・粘土分が多く，粘着力が大きくなっている．このように，堤体内の粒度分布や土質定数は，縦断的にも大きく変化している．

一方，粘着力に関する力学試験値は全体的に 20kN/m^2 超える大きな値が分布しており，内部摩擦角は $0\sim 30$ 度の範囲で大きくばらついている．また，これらの値と土質特性との対応関係も明確でなく，例えば 15k 付近では，シルト・粘土分が少ないにも関わらず粘着力が 60kN/m^2 を超えている．したがって，これらのデータを直接使用すると裏法滑りの危険性を過小評価することになる．

石原ら⁵⁾は，堤体法面滑りに関しては，粘着力と内部摩擦角を独立に決めるのではなく，土質特性に応じた適切な組み合わせが重要であるとし，全国の河川堤防のボーリング調査結果に含まれている非排水三軸試験から得られた膨大な数の強度定数を，粘着力と内部摩擦角の組み合わせで整理し，頻度の高い組み合わせを土質区分と N 値によって分類している（図 5-2，表 5-2）．

本研究では，石原らの方法によって粘着力と内部摩擦角を設定した．図 5-3 及び図 5-4 の青色及び緑色プロットは，石原らの方法によって設定された粘着力と内部摩擦角を示す．設定した粘着力と内部摩擦角は，土質特性に応じて縦断的に変化し，粘着力に関しては，赤色プロットの力学試験値よりも全体的に小さめの値となり，内部摩擦角は概ね 35 度程度の値となることが確認できる．

透水係数の平均値の縦断分布は，ボーリング調査が実施されている箇所では調査データを直接与え，調査データが無い区間については，近隣の調査データから内挿することで設定した．なお，透水係数は Hazen 及び Creager の式による推定値の間に有意な差が見られないことから，ここでは Hazen の式による推定値を用いるものとした．

ここで，図 5-1 に示した信濃川下流左右岸堤防の築堤履歴と照らし合わせて見ると，昭和 50 年代に築堤されている箇所において，透水係数が相対的に大きくなっている傾向があることが確認できる．このように，堤体内の土質材料特性は，築堤年代に応じて変化する傾向があり，1km ピッチ程度のボーリング調査データの線形内挿でも，縦断的な材料特性を概ね表せているものと考えられる．

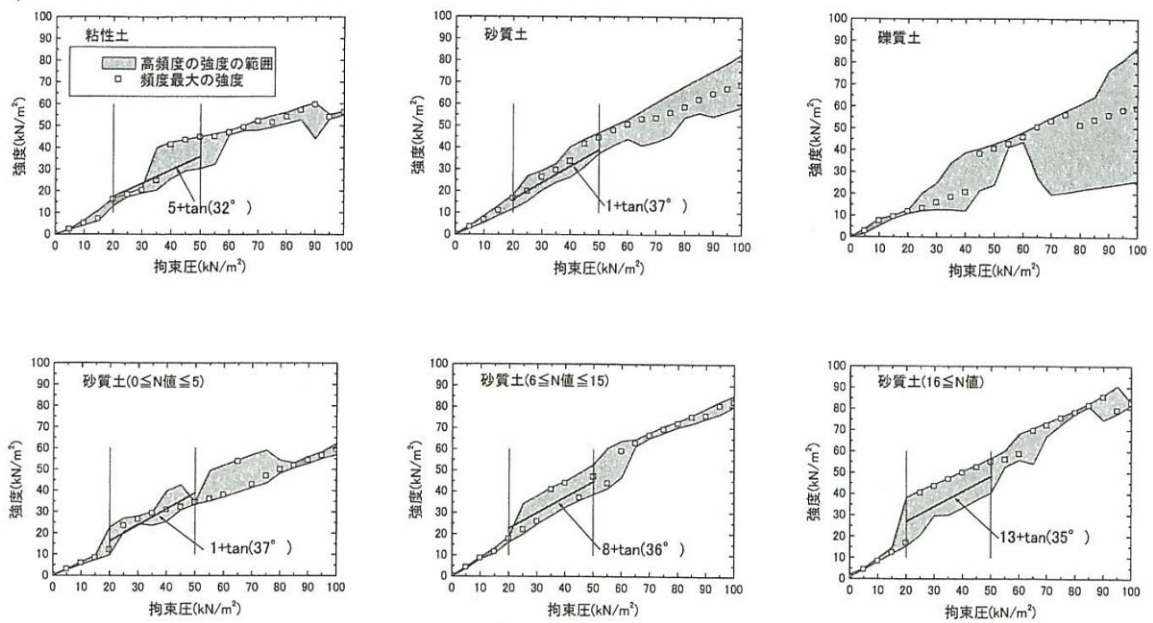


図 5-2 拘束圧を変化させた場合のせん断抵抗特性⁵⁾

表 5-2 土質, N 値による河川堤防の粘着力と内部摩擦角の分類⁵⁾

土質	N 値	粘着力 (kN/m^2)	内部摩擦角 (度)
砂質土	$16 \leq N$	13	35
砂質土	$6 \leq N \leq 15$	8	36
砂質土	$0 \leq N \leq 5$	1	37
粘性土	$0 \leq N \leq 5$	5	32

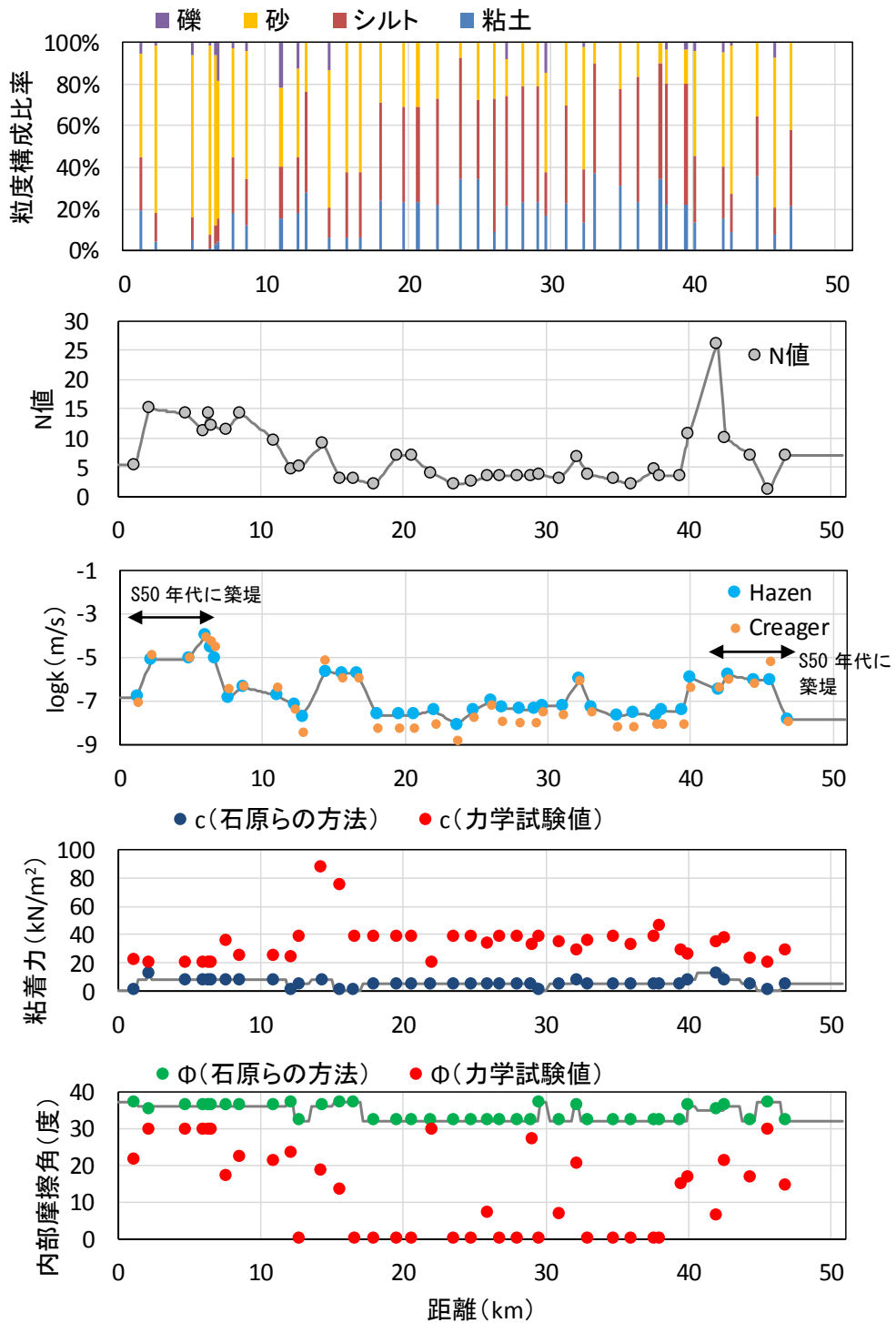


図 5-3 信濃川下流左岸堤防の土質定数の縦断分布

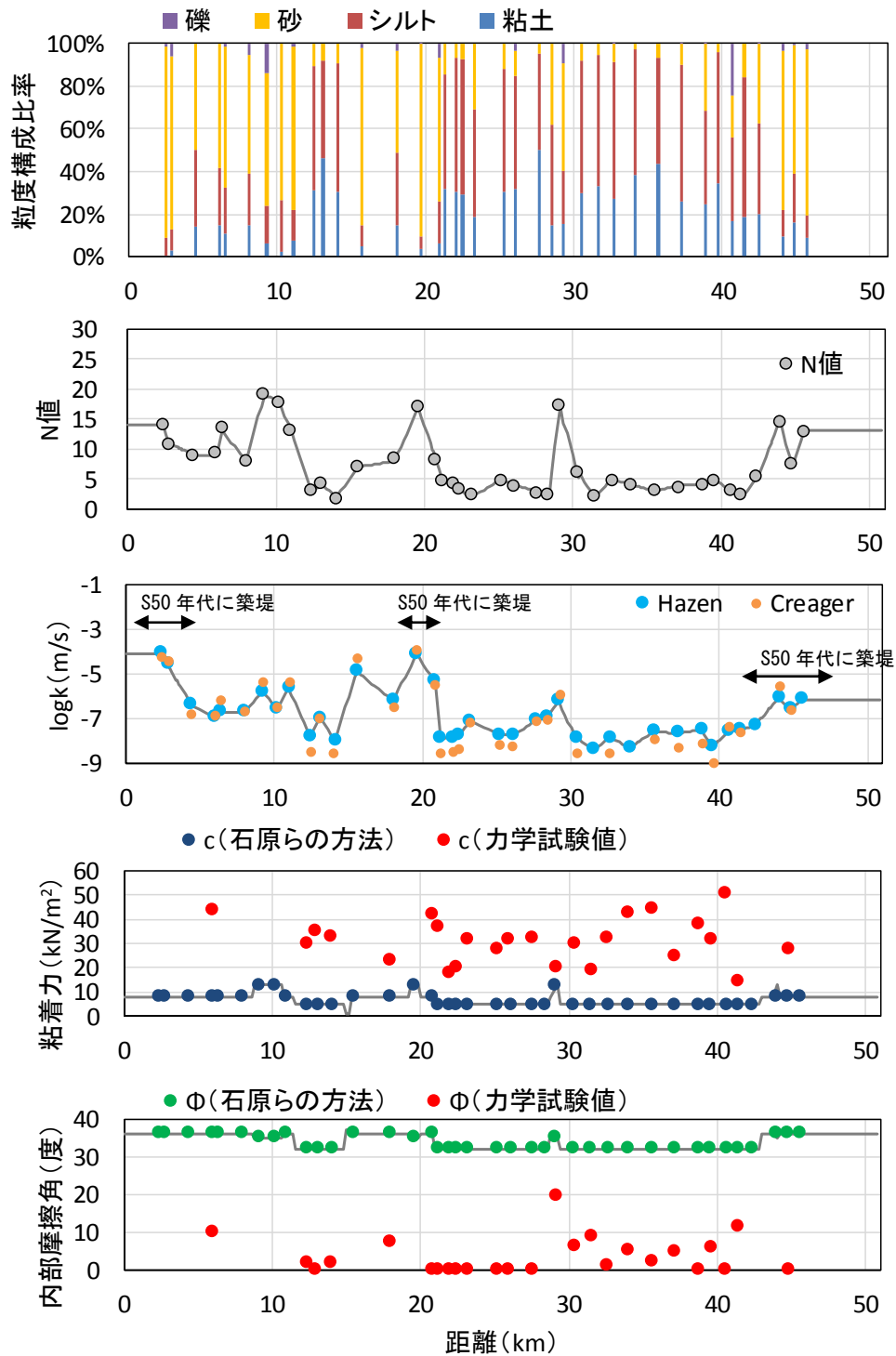


図 5-4 信濃川下流右岸堤防の土質定数の縦断分布

5.2.3 平成 23 年 7 月洪水における破堤確率の算定結果と考察

図 5-5, 図 5-6 に, 信濃川下流の左右岸堤防の破堤確率縦断分布をそれぞれ示す. 図の最上段には最高水位, H.W.L., 堤防高, 樋門・樋管位置の縦断分布を, その下の段には破堤確率の縦断分布を実績の堤防被災箇所と共に示している. また, 最下段には, 浸透または裏法滑りが生じる確率について, 下限値から上限値までの範囲で示している.

細粒分を多く含み, 透水係数の小さい左岸 30~40k や右岸 20~30k 区間では, 破堤確率は小さくなる. 一方, 縦断的に見て透水係数の大きい左岸 6k 付近や右岸 20k 付近では, 破堤確率が大きく算出されることが確認できる. また, 浸透が生じやすい箇所において, 裏法滑りの発生確率も大きくなっており, 浸潤線の上昇が滑り破壊に対しても危険になることが表現できている.

平成 23 年 7 月洪水では, 実際に 30k 付近で堤体浸透が確認されていた. また, 滑りの規模が小さかったため, 幸い破堤には至らなかったものの, 左岸 17~31k 区間や右岸 6~38k 区間の複数地点で裏法滑りが生じていた. 本手法で算出した破堤確率が大きい箇所と漏水及び裏法滑りの実績箇所は必ずしも一致しないが, 算出した破堤確率は, 全ての被災実績箇所において 0 より大きくなることが確認できた.

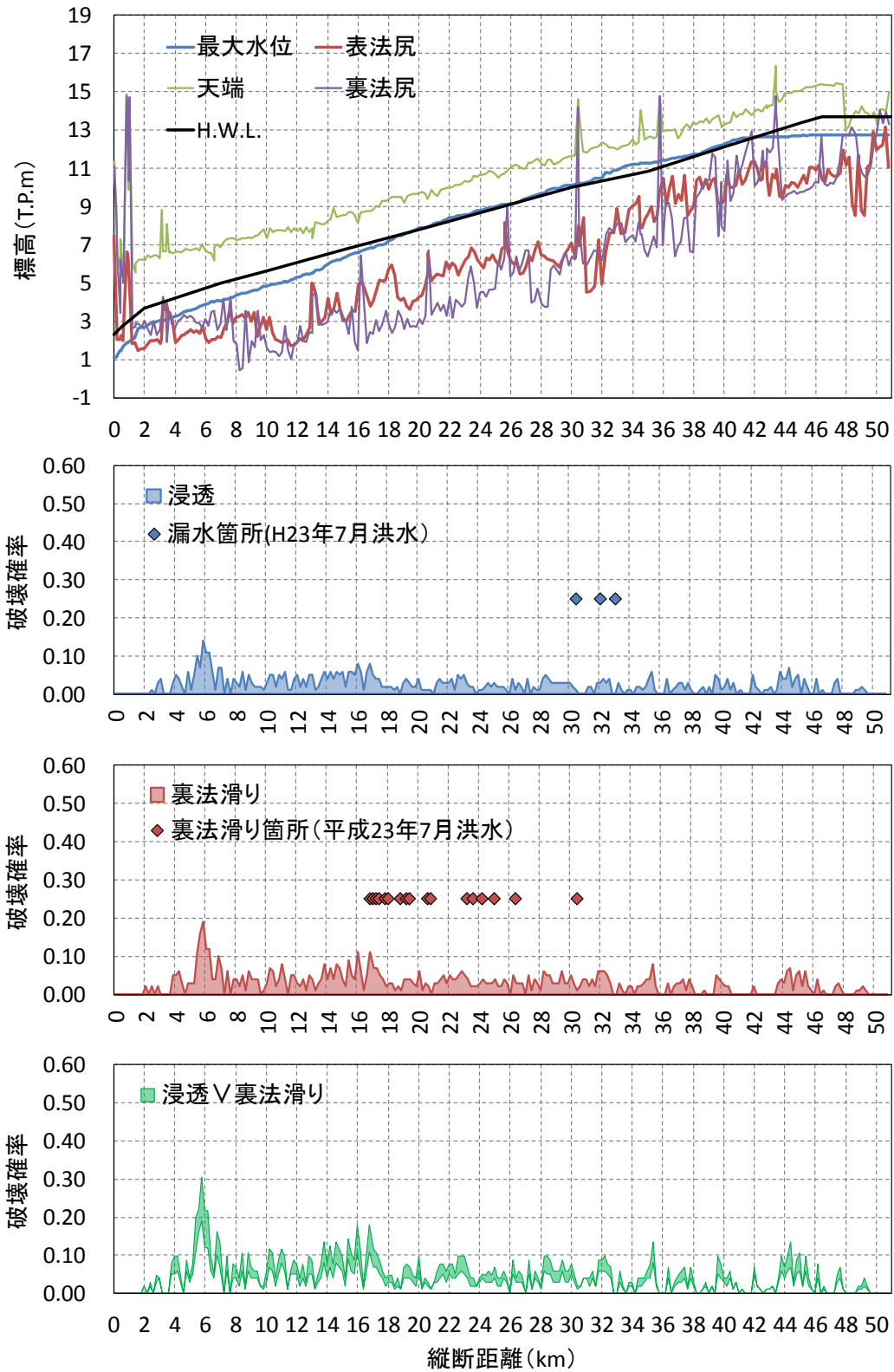


図 5-5 破堤確率縦断分布の算定結果 (信濃川平成 23 年 7 月洪水, 左岸堤防)

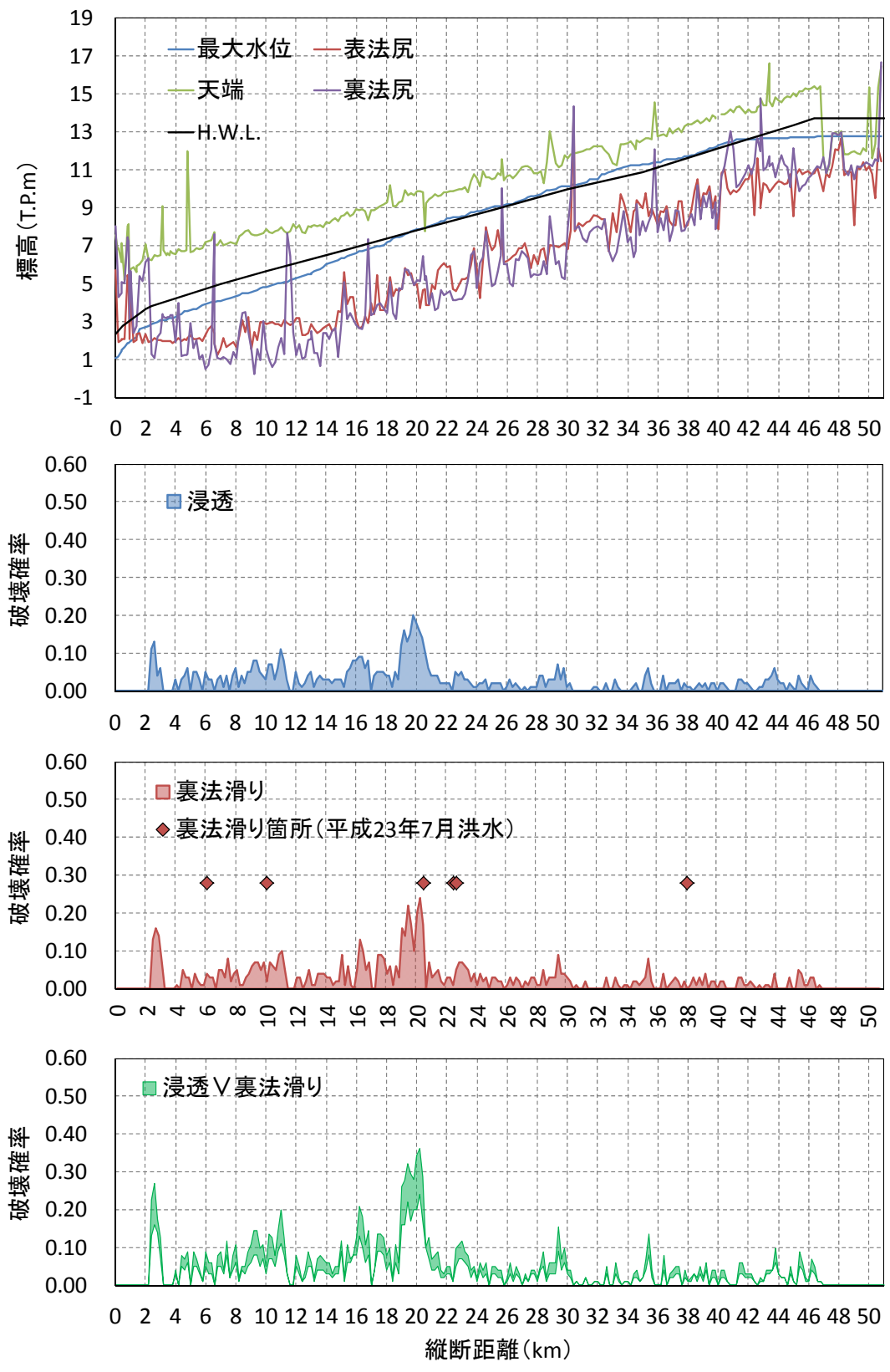


図 5-6 破堤確率縦断分布の算定結果 (信濃川平成 23 年 7 月洪水, 右岸堤防)

5.2.4 流量規模が増大した場合における破堤確率の算定

大規模な外力が発生し、洪水水位が H.W.L.を超え堤防満杯で流下する場合を想定し、破堤確率を検討することは危機管理対策を議論する上で必要である。このため、流量規模を平成 23 年 7 月洪水の 1.2 倍（1/150 流量確率規模）、1.5 倍（1/255 流量確率規模）まで増大させた場合の縦断的な破堤確率を検討した。

図 5-7～図 5-10 に、洪水外力を、平成 23 年 7 月洪水を基準に 1.2 倍、1.5 倍に増大させた場合における信濃川下流左岸堤防の破堤確率縦断分布を示す。なお、水位が堤防高を超えた箇所については、堤防高を上限として破堤確率を評価している。

これによると、外力が増大すると破堤確率は全体的に増大するが、主にシルト・粘土分により構成される左岸 20k～38k 区間では、外力が増大し堤防満杯程度になっても破堤確率は小さいままである。一方、砂分を多く含み透水性が高い左岸 6k や右岸 20k 付近では、外力の増大に伴い、破堤確率の増加率が大きくなる傾向となることが確認できる。

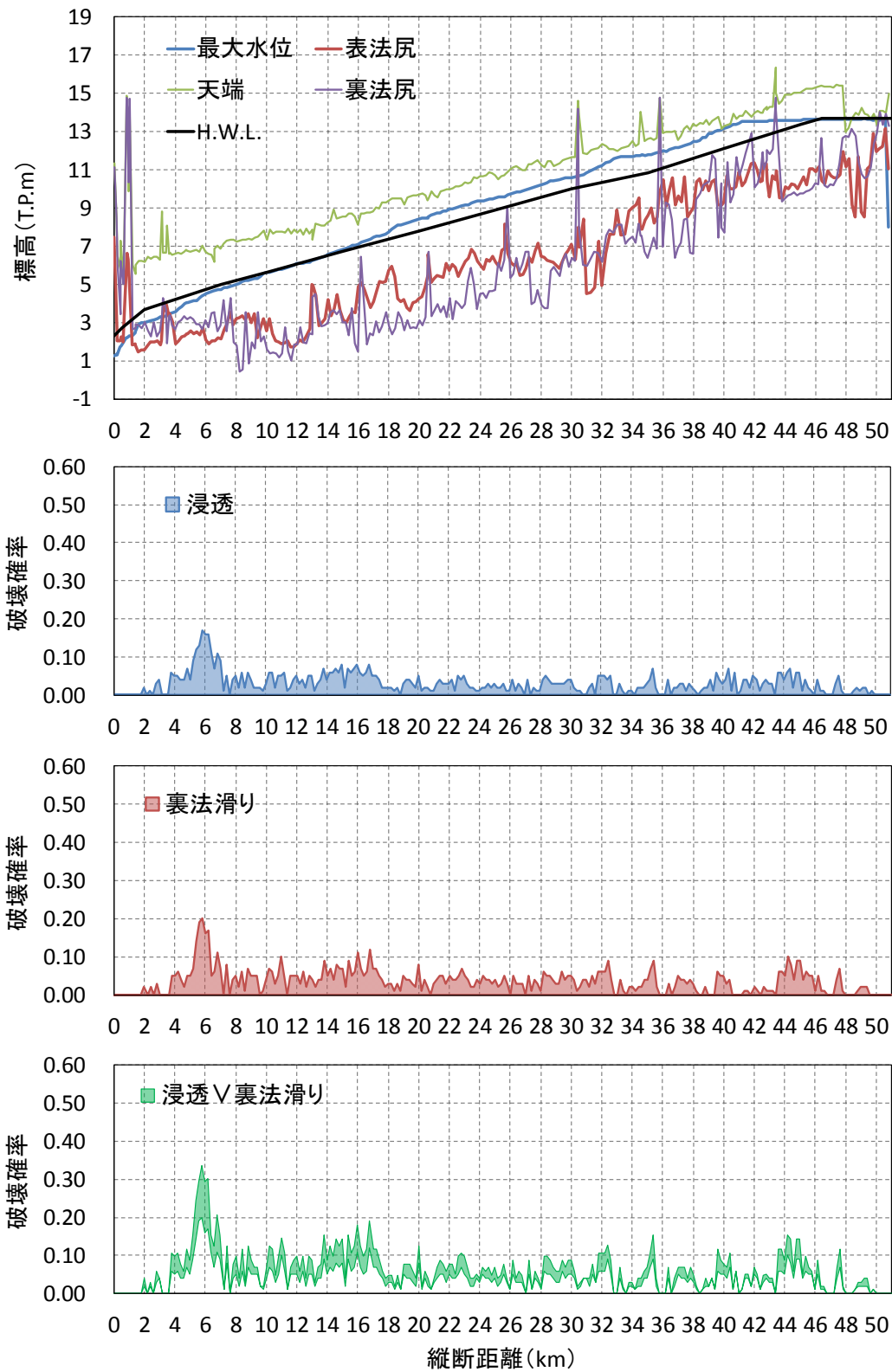


図 5-7 破堤確率縦断分布の算定結果 (信濃川平成 23 年 7 月洪水×1.2, 左岸堤防)

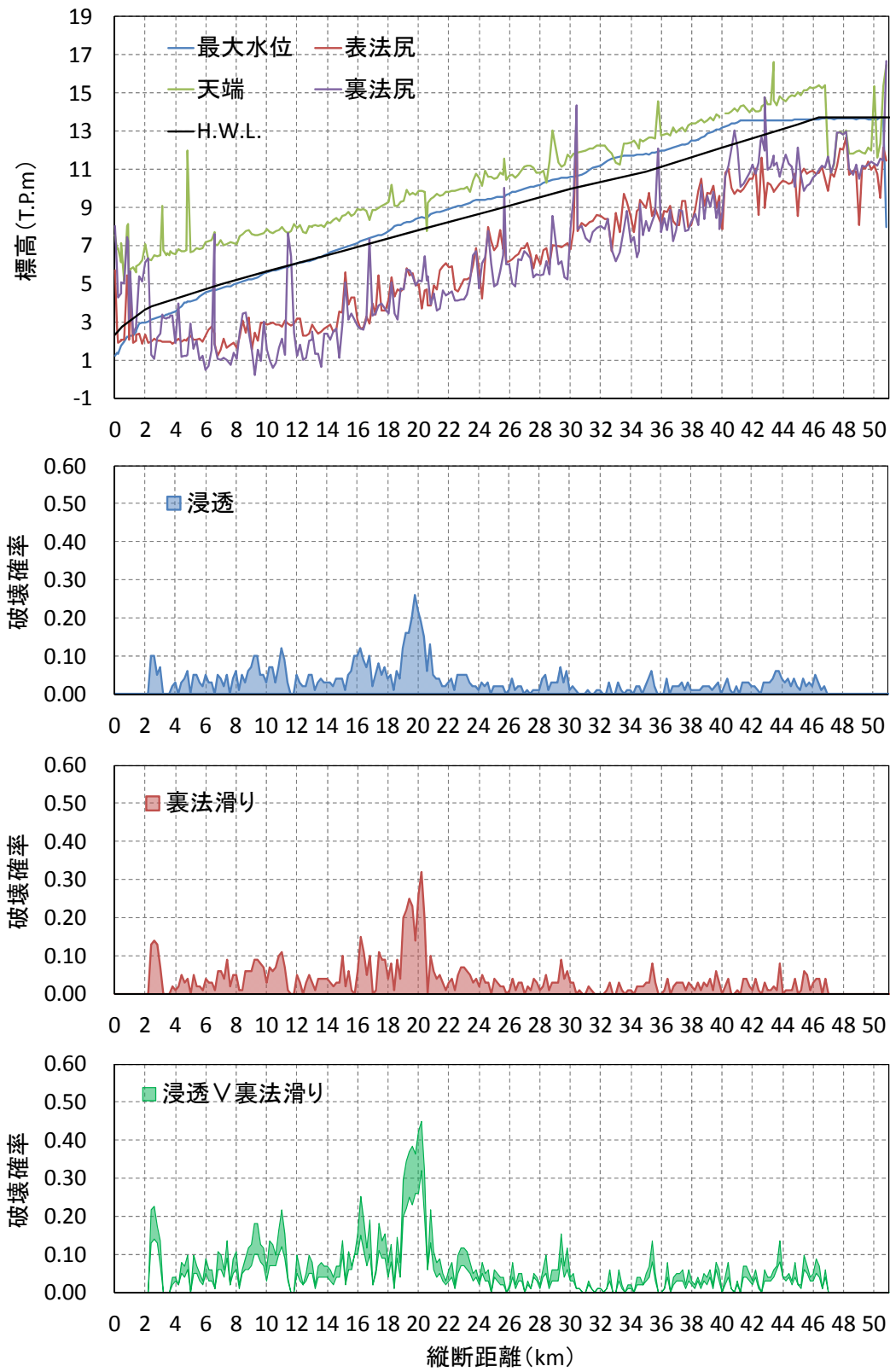


図 5-8 破堤確率縦断分布の算定結果 (信濃川平成 23 年 7 月洪水×1.2, 右岸堤防)

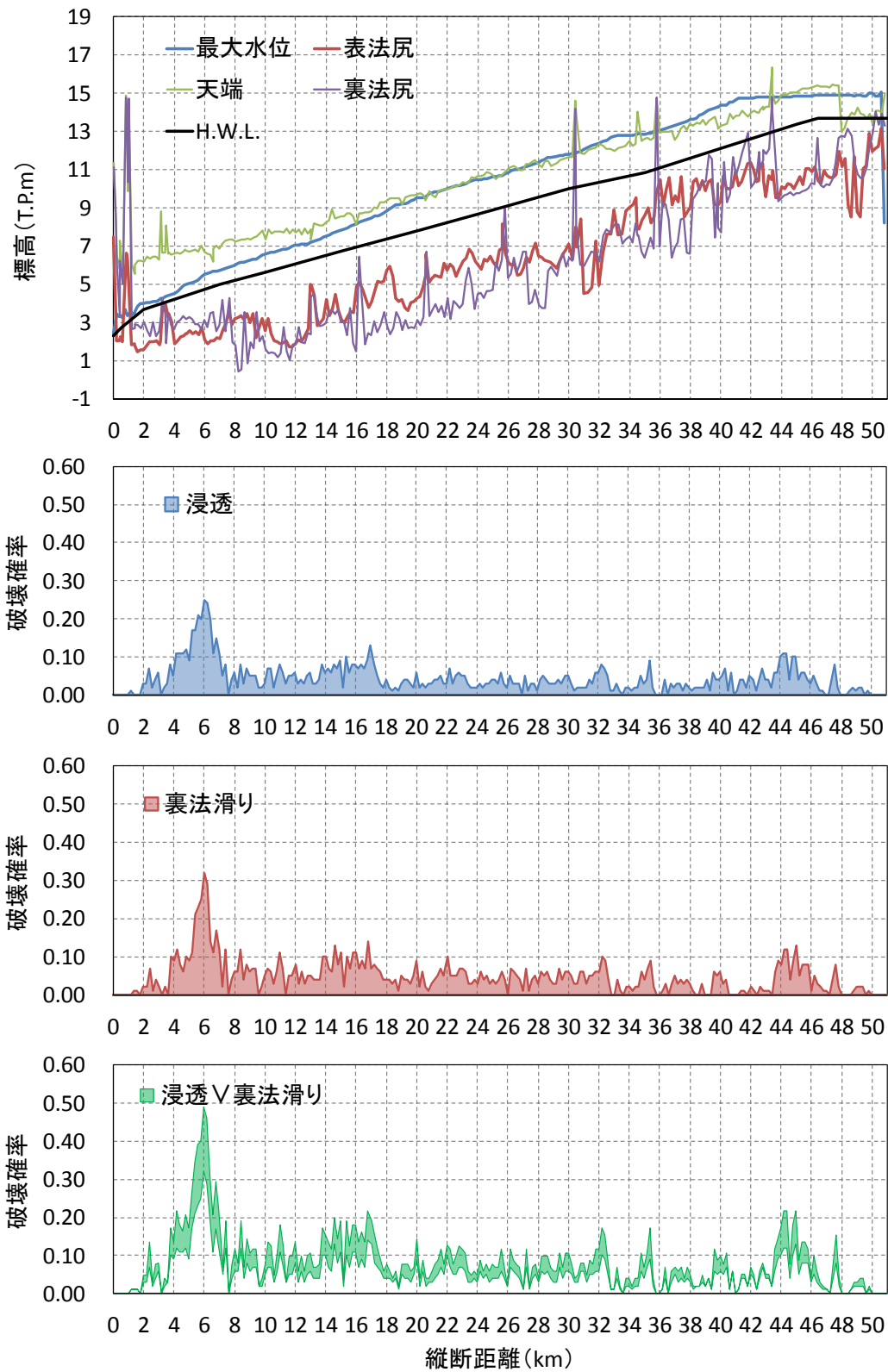


図 5-9 破堤確率縦断分布の算定結果 (信濃川平成 23 年 7 月洪水×1.5, 左岸堤防)

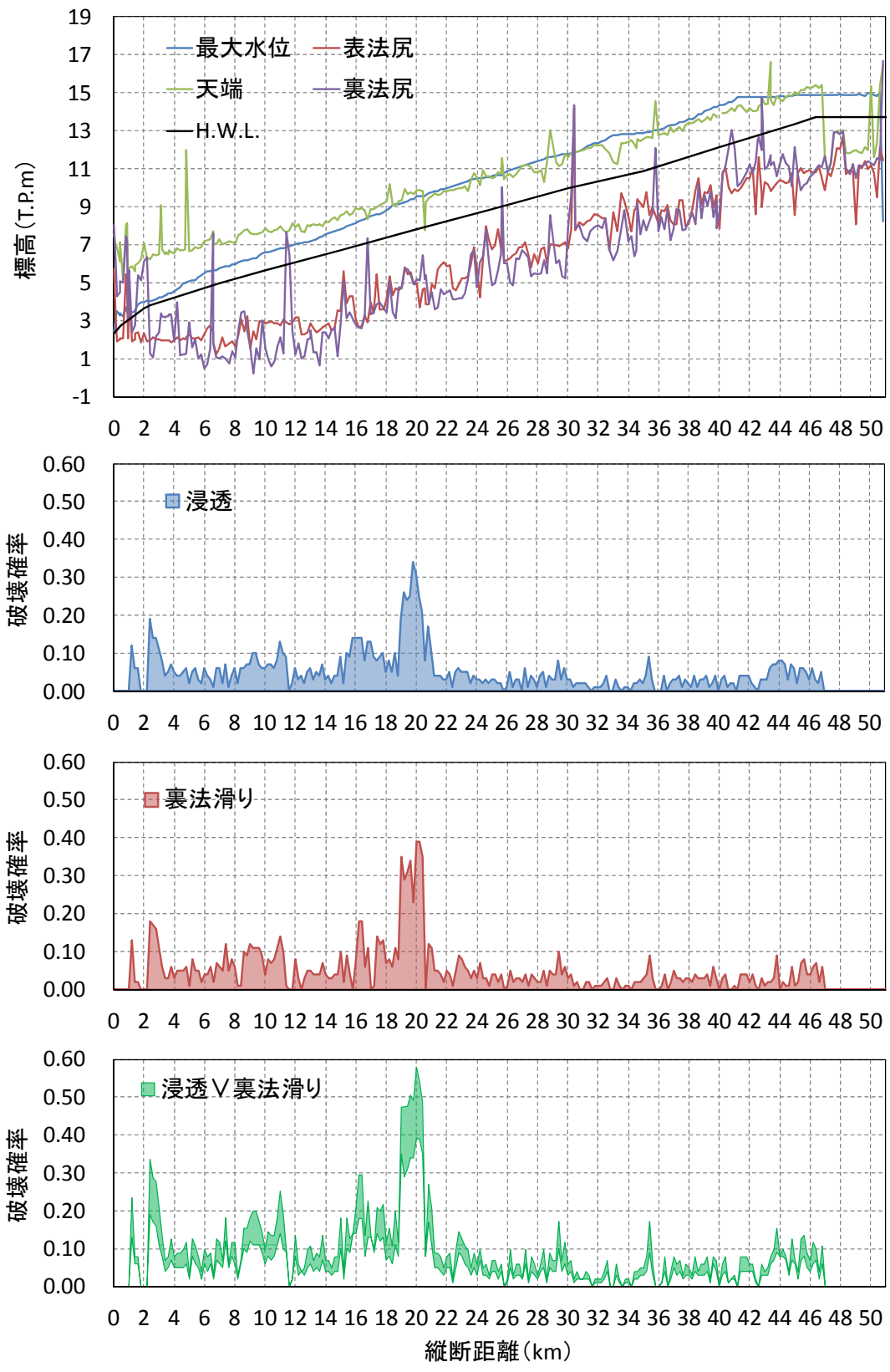


図 5-10 破堤確率縦断分布の算定結果 (信濃川平成 23 年 7 月洪水×1.5, 右岸堤防)

5.2.1 土質パラメータ間の相関について

本研究では、信頼性解析の土質パラメータに、透水係数、粘着力、内部摩擦角を用いている。透水係数の平均値は Hazen の式を用いて D_{10} から算定しており、粘着力、内部摩擦角の平均値は、石原らの方法により、土質及び N 値毎に分類し、組み合わせによって設定している。ここでは、設定した土質パラメータの関係性を調べ、土質パラメータの相関が、破壊確率の算定結果に及ぼす影響について検討した。

(1) 透水係数、粘着力、内部摩擦角の相関性

信濃川下流の左岸堤防を例とし、堤防の各断面で縦断的に設定した透水係数、粘着力、内部摩擦角の平均値をそれぞれプロットし、パラメータ間の相関性を調べた。

図 5-11 に、透水係数と、粘着力、内部摩擦角の関係図をそれぞれ示す。これによると、同じ透水係数でも粘着力、内部摩擦角は様々な値をとることから、透水係数と粘着力、内部摩擦角の間には、相関関係は見られないことが分かる。このことから、透水係数は粘着力、内部摩擦角に対して独立であるとして扱うことができる。

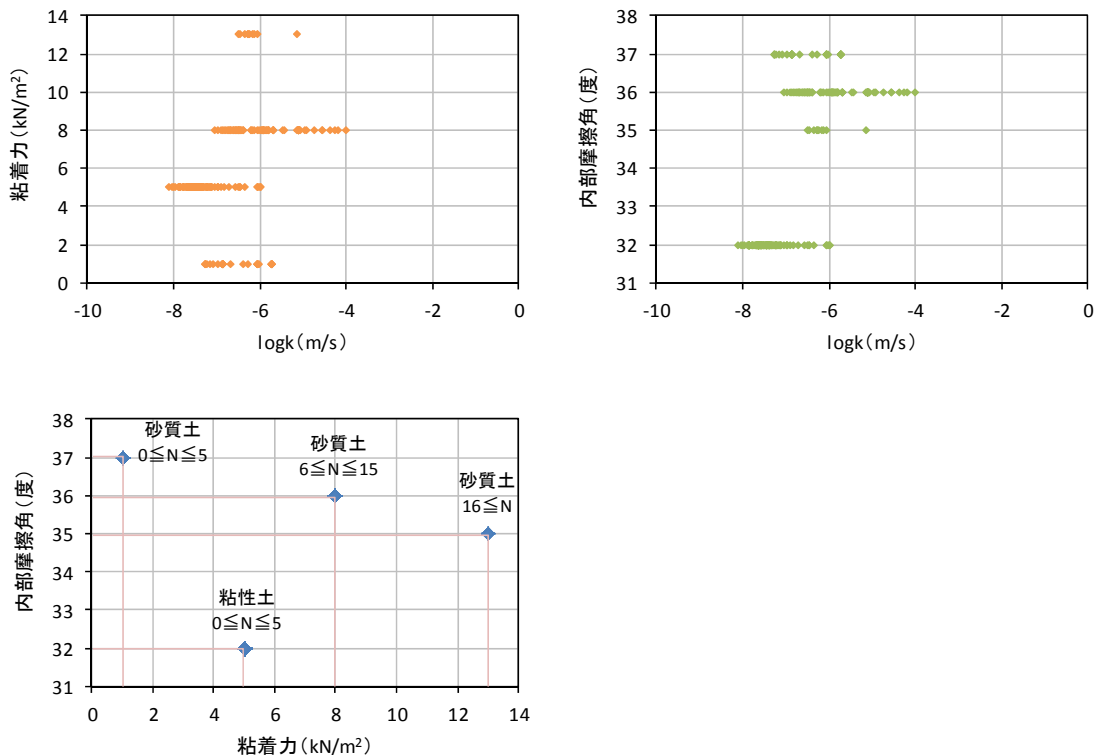


図 5-11 設定した透水係数、粘着力、内部摩擦角の関係

一方、粘着力と内部摩擦角の平均値については、石原らの方法により、土質とN値に応じて組み合わせで設定しているため、平均値同士は相関を有しているといえる。以下では、粘着力と内部摩擦角のばらつきにも相関性を考慮する場合としない場合において、破壊確率算定結果がどの程度異なるかについて検討した。

(2) 粘着力と内部摩擦角のばらつきに相関を持たせた場合における破壊確率の算定

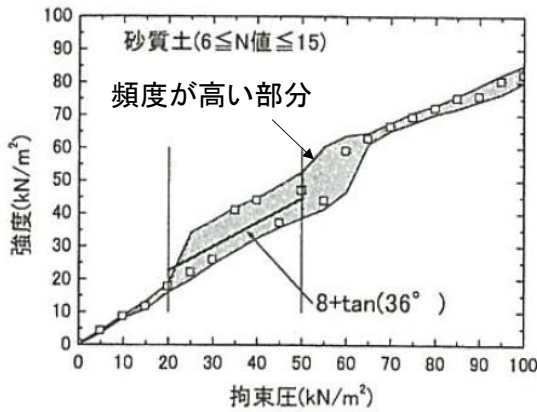
図 5-12 に、モンテカルロ法により抽出した粘着力、内部摩擦角から算出した強度分布と石原らの分析結果の比較をそれぞれ示す。なお、せん断強度は、抽出した粘着力、内部摩擦角を基に、以下の式より算出した。

$$\tau = c + \sigma \tan \phi \quad (24)$$

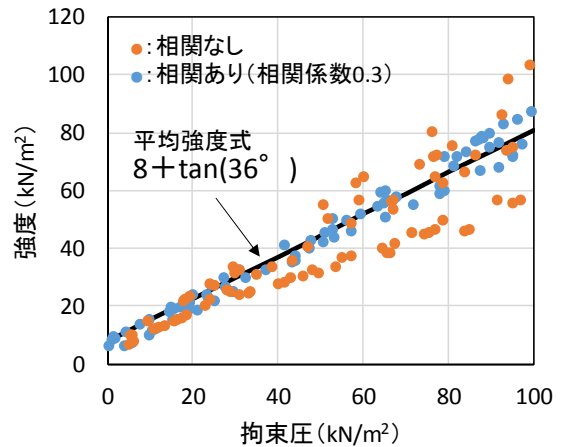
ここに、 τ : せん断強度、 σ : 拘束応力である。

石原らによる強度分布図（図 5-12(a)、砂質土で N 値が 6~15 の場合の堤防の例）によると、灰色で示されたせん断強度の高頻度領域は、平均強度分布式から概ね $\pm 10\text{kN/m}^2$ の範囲に分布している。

これに対して、粘着力、内部摩擦角の相関を考慮しない場合は、拘束圧が大きくなるにつれて石原らの平均強度式からのずれが大きくなる。一方、相関係数を 0.3（負の相関）とすると、平均強度式の近くにばらつくことが確認できる（図 5-12(b)）。



(a) 石原らの分析結果
(土質：砂質土、N 値：6~15 の例)



(b) 抽出した c 、 ϕ による強度分布

図 5-12 石原らの分析結果と抽出した c 、 ϕ による強度分布の比較

次に、信濃川下流左岸堤防を対象に、粘着力と内部摩擦角の相関を考慮しない場合と考慮した場合（相関係数 0.3）について、裏法滑りによる破壊確率を算出した。

図 5-13、図 5-14 に裏法滑りによる破壊確率算定結果を示す。これによると、粘着力と内部摩擦角の相関性を考慮することで、考慮しない場合に比べて若干の差が生じる箇所が現れるものの、その程度は小さく、縦断的な破壊危険箇所の傾向には大きな差は見られないことが確認できる。このことは、本手法による裏法滑り破壊確率の算定においては、粘着力と内部摩擦角の平均値の大きさが重要であり、ばらつきを持つことによる影響は、小さいことを示しているものと考えられる。

以上を踏まえ、石原らの分析により得られている高頻度領域を表現するように、相関係数を与えて粘着力と内部摩擦角を設定したとしても、破壊確率算定結果に大きな違いが生じないことから、本論文の以降の検討では、土質パラメータにはそれぞれ相関性を考慮せず、独立であると仮定して計算を行うものとする。

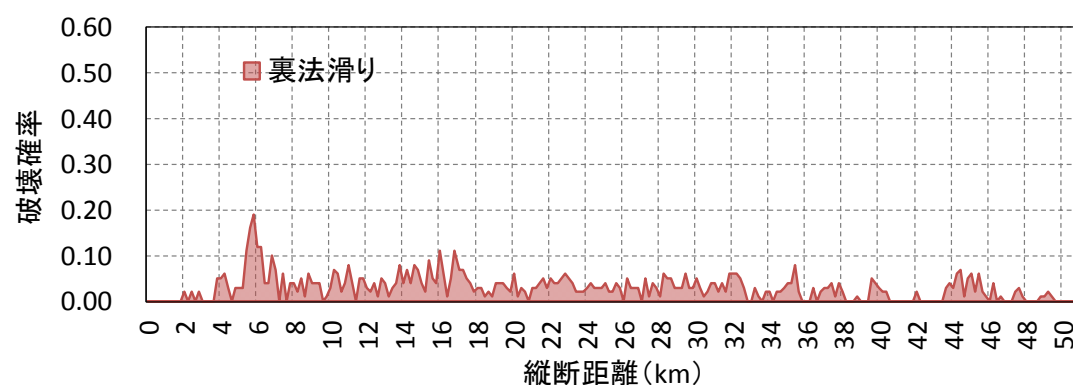


図 5-13 滑り破壊確率の縦断分布（ c 、 ϕ の相関を考慮しない場合）

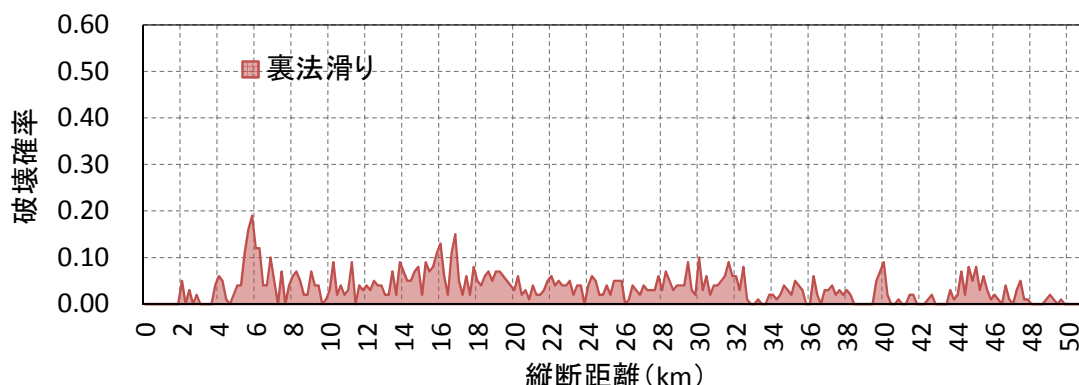


図 5-14 滑り破壊確率の縦断分布（ c 、 ϕ の相関を考慮する場合）

5.2.1 本研究で提示する手法と諸外国の手法による堤防の破壊危険確率の算出結果の比較検討

ここでは、本研究で提示する手法と、4章でレビューした、ヨーロッパ諸国で提案されている浸透破壊確率の算定手法を用いた場合における堤防破壊危険確率を比較し、諸外国の提案手法を国内河川に適用した場合の問題点について考察する。

(1) 検討ケース

検討ケースは以下の3つとした。

Case1：本研究で提示した方法

$$\frac{h(x,t)}{H} = 1 - \left\{ \frac{x/H}{\sqrt{8/(3\lambda)}\sqrt{k\Delta t/H}} \right\}^{\frac{3}{2}} \quad (25)$$

ここに、 h ：堤体内水位(m)、 H ：河川水位(m)、 k ：透水係数(m/s)、 Δt ：浸透時間(sec)、 λ ：空隙率であり、計算される浸潤線が、裏法面のいずれかの地点に達した場合に破壊判定とする。

Case2：透水係数と動水勾配、洪水継続時間から算出する簡易的な方法⁶⁾

$$\begin{aligned} z &= t_{PHL} - t_s \\ t_{PHL} &= \frac{l_p}{km_u} \\ l_p &= \sqrt{(x_w - x_u)^2 + (h_w - h_u)^2} \end{aligned} \quad (26)$$

ここに、 t_s ：洪水継続時間、 k ：透水係数、 $m_u = -\frac{h_u - h_w}{x_u - x_w}$ 、 x_w ：表法面上の水際位置

のx座標、 x_u ：裏法尻のx座標、 h_w ：河道水位、 h_u ：表法尻の標高である。

Case3：浸潤線の進行と法先の微小破壊を考慮した方法⁷⁾

$$\begin{aligned} z_1 &= B - x_f \\ x_f &= \sqrt{\frac{2k}{\lambda} \int_0^T h(t) dt - \frac{\left(\frac{1}{T} \int_0^T h(t) dt \right)^2}{4}} + \frac{\tan \alpha}{T} \int_0^T h(t) dt \end{aligned} \quad (27)$$

$$\begin{aligned}
z_2 &= h_0 - h_a \\
h_a &= h_2 \beta + \bar{h}(1 - \beta) \\
\bar{h} &= h_2 \frac{1 - \sqrt{1/\beta}}{1 - 1/\beta}
\end{aligned} \tag{28}$$

ここに、 B ：堤防幅， k ：透水係数， λ ：空隙率， T ：浸透時間， h ：堤防前面（河道側）の水深， α ：裏法の斜面角度， $\beta = \sin \alpha / \sin(\phi - \alpha)$ で， ϕ ：内部摩擦角である。

なお， h_2 は，定常状態における堤体内の浸潤線の近似解であるキャサグランデ法⁸⁾が適用できるという仮定が用いられ，以下のように求められる。

$$\begin{aligned}
h_2 &= S_2 \left(\cot \alpha + \frac{1}{\sin(\phi/2)} \right) (0.58 + 0.0015(\phi/2)) \\
S_2 &= \sqrt{d_2^2 + h^2} - d_2 \\
d_2 &= d_1 + h_1/2(\cot(\phi/2) - \cot \alpha) \\
h_1 &= S_1 \left(\cot \alpha + \frac{1}{\sin \alpha} \right) (0.58 + 0.0015 \alpha) \\
S_1 &= \sqrt{d_1^2 + h^2} - d_1 \\
d_1 &= B - h \cot \alpha_0 + h \cot \alpha_0 / 3
\end{aligned} \tag{29}$$

ここに， α_0 ：堤防表法の斜面勾配， B ：堤防幅である。浸透破壊確率 P_f は，式(27)，(28)の性能関数から算出されるそれぞれの破壊確率 P_{f1} ， P_{f2} の結合確率によって算出される。

$$P_f = P(z_1 < 0) \cap P(z_2 < 0) = P_{f1} \cdot P_{f2} \tag{30}$$

(2) 検討結果

図 5-15，図 5-16 に，各ケースにおける浸透破壊確率の縦断分布を示す。なお，洪水外力は，平成 23 年 7 月洪水の 1.5 倍とした。

本研究で提示した方法（Case1）によると，破壊確率は 0.02～0.2 の範囲に多く分布し，浸透が生じやすい箇所でも裏法滑りも同様に生じやすくなるという特徴が現れていることが分かる。これに対して Case2 では，Case1 に比べて浸透破壊確率がかなり小さめに算出される結果となる。これは，対象としている洪水継続時間が，諸外国で想定するものよりも十分短いことに起因していると考えられる。Case3 の結果を見ると，浸透に関しては，Case1 と同じオーダーとなり，破壊確率が大きくなる箇所は概ね一致する。しかし，法先の微小破壊の発生確率は全体的に小さく，縦断的な変化も小さい。更に，Case3 では，浸透と裏法滑りの発生確率を掛け合わせた結合確率によって，破壊確率が評価されるが，これにより，破壊確率はほぼゼロとなることが確認される。

以上より、ヨーロッパ諸国で提案されている手法（Case2, Case3）を信濃川下流に適用した結果、破壊確率の絶対値と、破壊確率の縦断変化が小さく算出される傾向となることが分かった。これらの手法は、ヨーロッパのように洪水継続時間が数週間⁹⁾にも及ぶような河川には有用であると考えられるが、洪水継続時間が短い我が国の河川への適用性は低いと判断できる。

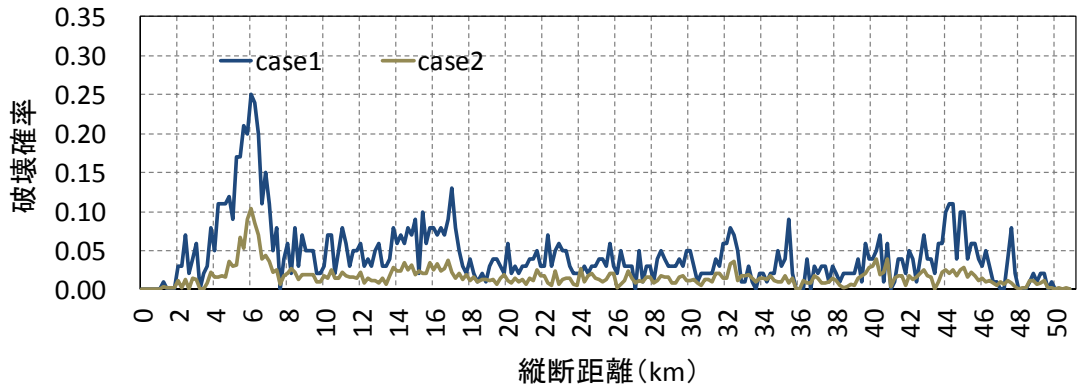


図 5-15 浸透破壊確率の縦断分布（Case1 と Case2 の比較）

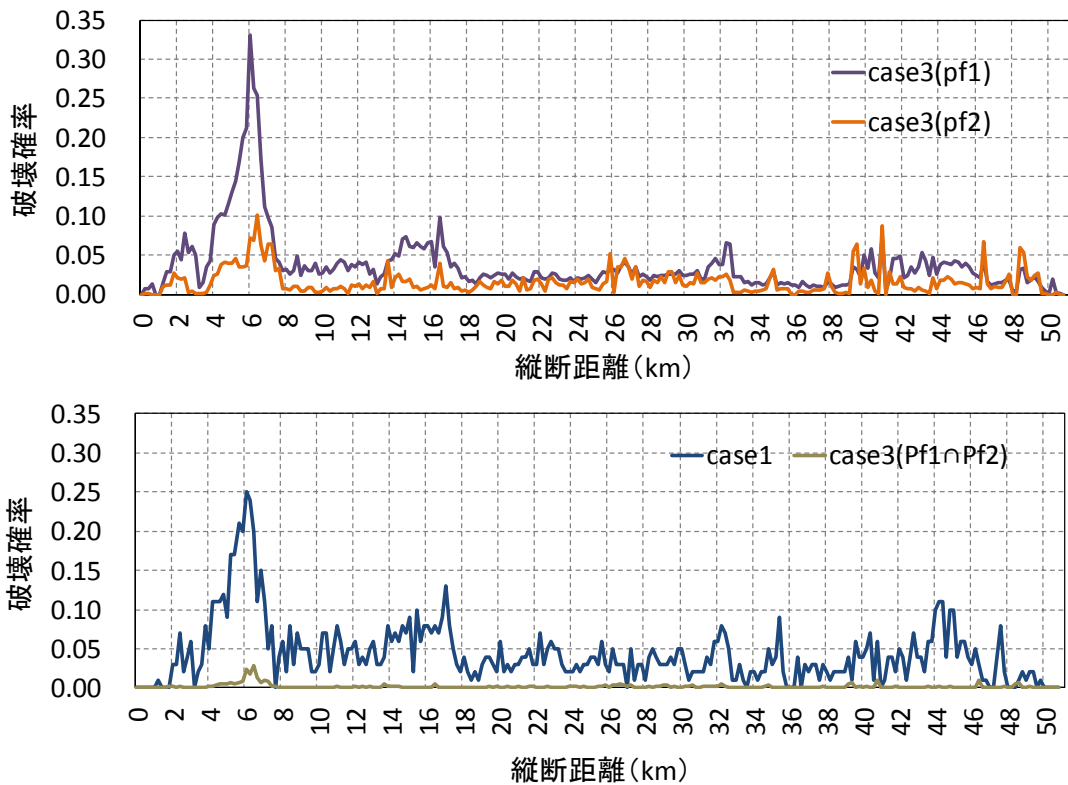


図 5-16 浸透破壊確率の縦断分布（Case1 と Case3 の比較）

5.3 梯川平成 25 年 7 月洪水における破堤確率の推算

本章で提示する破堤確率評価法を様々な河川に適用することは、破堤確率の持つ意味を明らかにしていく上で重要である。ここでは、H.W.L.を超過する規模となった梯川の平成 25 年 7 月洪水を対象とし、観測水面形の時間変化を用いた洪水流及び河床変動の一体解析により、洪水流を再現できるモデルを構築し、堤体前面の水位ハイドログラフを縦断的に算出する。そして、本章で提示する破堤確率評価法を適用し、梯川の堤防破堤確率縦断分布を検討する。

5.3.1 梯川及び平成 25 年 7 月洪水の概要

図 5-17 に、梯川の平面図を示す。梯川は、石川県小松市を流れ、日本海に注ぐ一級河川で、流域面積は 271km²、平均河床勾配は 1/4,500、計画高水流量は小松大橋地点で 1,000m³/s である。

図 5-18 に、梯川平成 25 年 7 月洪水の水位ハイドログラフを示す。平成 25 年 7 月洪水は、埴田地点でピーク水位がほぼ H.W.L.に達した。ピーク流量は小松大橋地点で 761m³/s、洪水継続時間が 16 時間であり、ほぼ計画規模に相当する洪水であった。

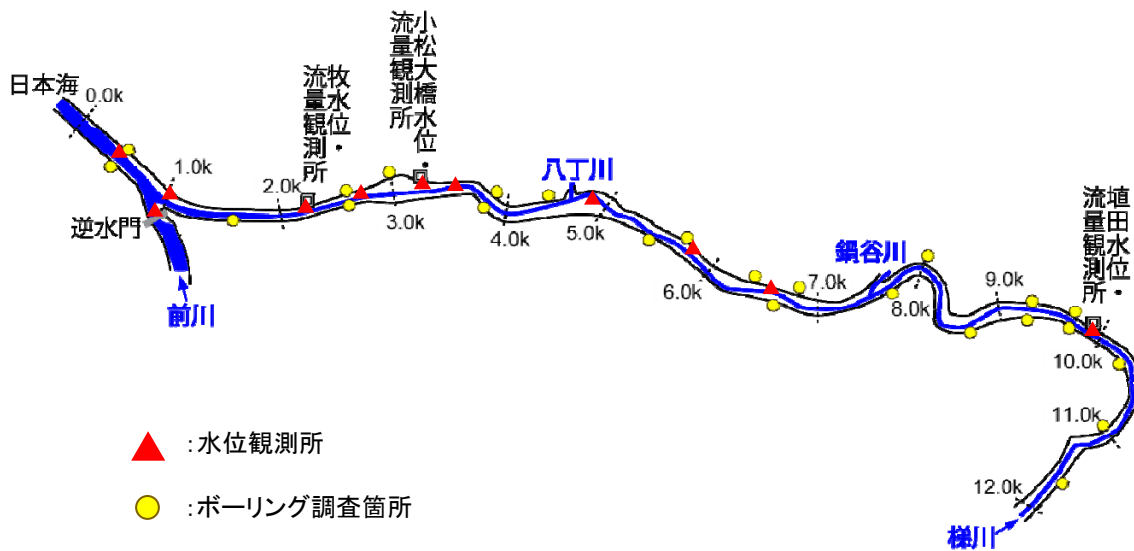
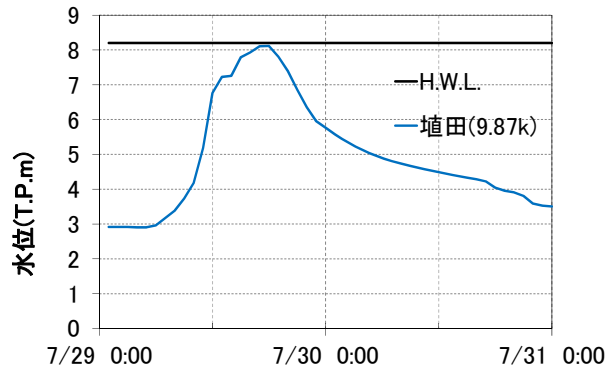


図 5-17 梯川の平面図及びボーリング調査位置

(a) 流量規模 (小松大橋)

洪水	ピーク流量 (m ³ /s)	洪水継続時間 ^{※2} (hr)
平成25年7月洪水	761 ^{※1}	16 ^{※1}
計画ハイドロ	1000	12

※1: 観測値
 ※2: 高水敷が冠水する時間



(b) 水位ハイドログラフ

図 5-18 梯川平成 25 年 7 月洪水の流量規模及び水位ハイドログラフ

5.3.2 梯川の築堤履歴

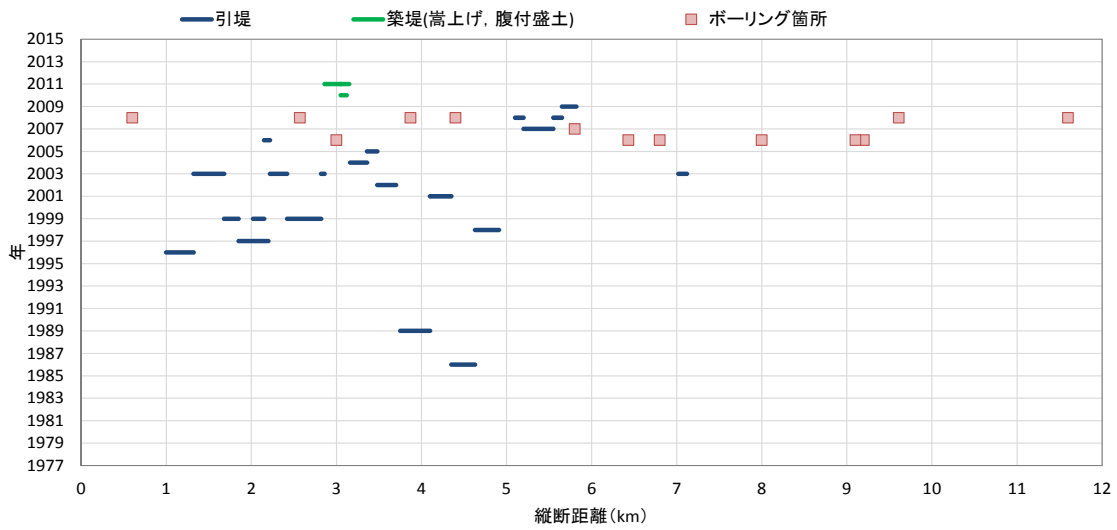
表 5-3 に梯川の主要洪水と河川整備の変遷¹⁰⁾を、図 5-19 に近年の梯川における堤防整備履歴を示す。

川幅が狭く流下能力の小さい梯川では、これまでに洪水氾濫を繰り返していたことから、流下能力不足解消のため、堤防整備が実施されてきている。

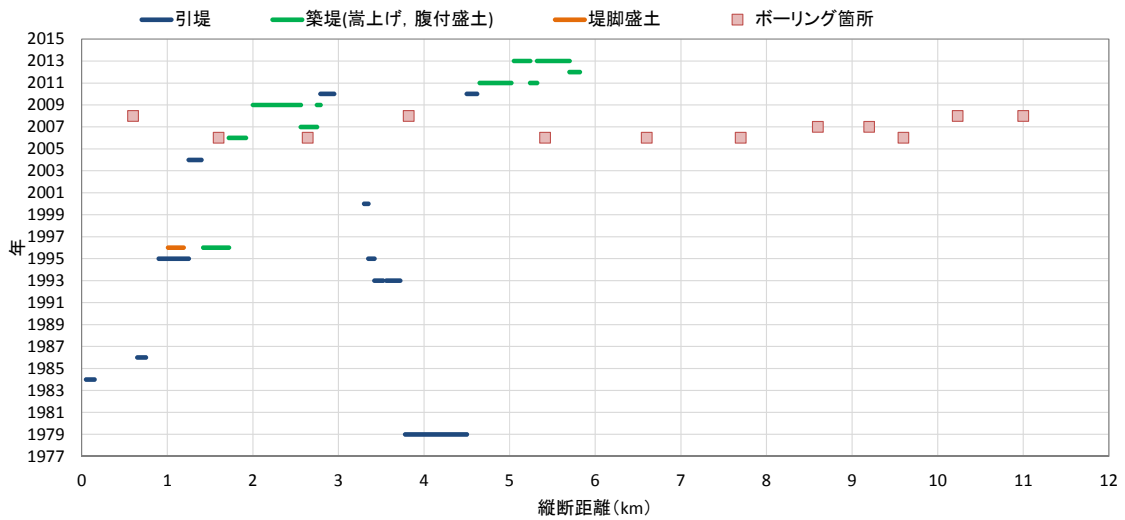
図 5-19 に示した築堤履歴によると、昭和 54 年 (1979 年) の JR 梯川橋梁から八丁川合流点区間の右岸堤防の築堤を契機に、主に 6k より下流側区間を対象に、引堤方式を主体にした堤防整備が左右岸共に精力的に実施されていることが確認できる。

表 5-3 梯川の主要洪水と河川整備の変遷

年	内容
S43	8月洪水(小松大橋で970m ³ /s)
S46	一級河川に指定 工事実施基本計画(計画高水流量1,000m ³ /s(小松大橋))
S54	JR梯川橋梁から八丁川合流点までの右岸堤防(4k付近)の築堤完成
H8	直轄河川改修計画改定(分水路計画追加)
H11	都市計画決定(地域の街づくりと一体となった整備の実施(築堤・引堤, 内水対策))
H17	鶴ヶ島町から丸の内町までの引堤等完成
H20	梯川水系河川整備基本方針
H25	7月洪水(小松大橋で761m ³ /s)



(a) 左岸堤防



(b) 右岸堤防

※堤防整備履歴：北陸地方整備局河川計画課提供資料を基に作成

図 5-19 近年の梯川における堤防整備履歴

5.3.1 梯川平成 25 年 7 月洪水の再現計算

(1) 計算条件

解析対象区間は，梯川の河口から 12km までの区間とした。

上流端の流量ハイドログラフは，9.8k の埴田地点における解析水位ハイドログラフが観測水位ハイドログラフを再現するように設定した。また，下流端水位境界条件は，宮田屋町第一樋管の解析水位ハイドログラフが観測水位ハイドログラフを再現するように設定した。支川の八丁川と鍋谷川については，本川の水面形時間変化を再現できるように流入量ハイドログラフを設定した。

粗度係数・樹木群透過係数は，水面形の時間変化を概ね表現できるように調整し，最終的には低水路粗度係数に 0.035 を，高水敷粗度係数に 0.035~0.040 を，樹木群透過係数に 50m/s をそれぞれ与えた。

初期の粒度分布は，平成 25 年度に実施された，概ね 1km ピッチの河床材料調査結果に基づいて設定した。図 5-20 に，設定した初期の粒径加積曲線を示す。粒径河積曲線の傾向が同様な 4 つの区間毎に，粒径河積曲線の平均値を求め，初期値として与えた。なお，特異な傾向を示すデータは棄却している。また，低水路河床材料の土粒子密度には 2.65g/cm³ を，空隙率には 0.4 を与えた。

上記の計算条件を与え，観測水面形に基づいた洪水流と河床変動の一体解析を行った。洪水流解析には，静水圧の仮定を用いた底面流速解析法を適用した。

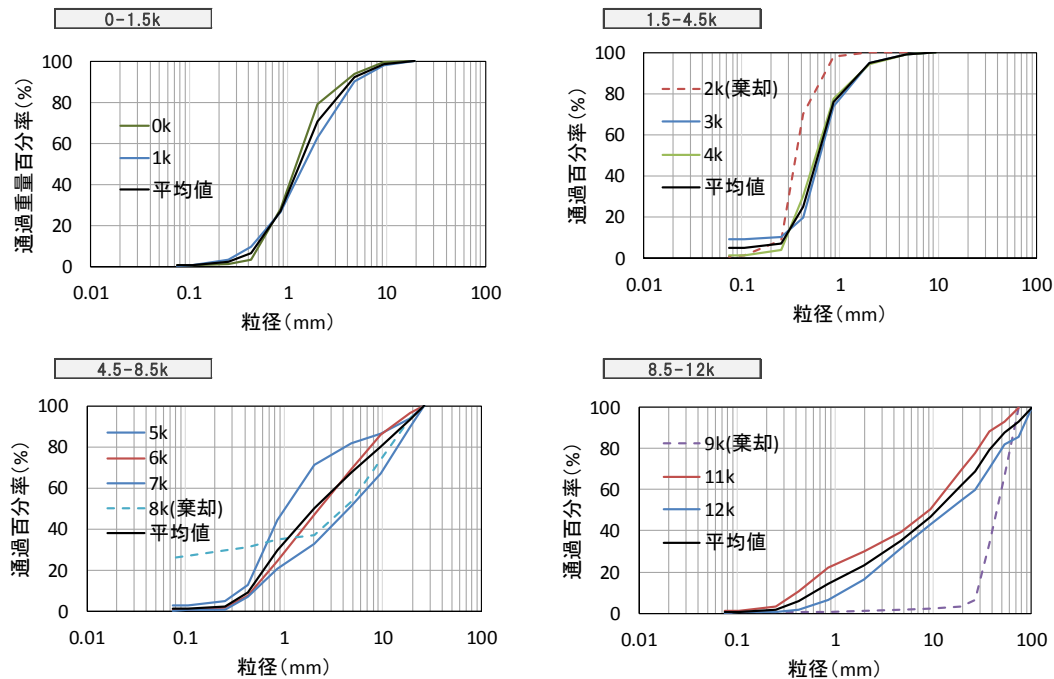


図 5-20 設定した初期の粒径加積曲線

(2) 再現計算結果

図 5-21 に水面形の時間変化及び洪水後の平均河床高の解析値と観測値の比較を，図 5-22 に水位ハイドログラフの解析値と観測値の比較を，図 5-23 に流量ハイドログラフの解析値と観測値の比較をそれぞれ示す。

水位データが不足している 7k より上流側区間では，ピーク水位が痕跡水位よりも若干高めめに計算される箇所が見られるが，全体的にみて水面形の時間変化の解析値は，観測値をよく再現できている。観測水面形を再現した結果，得られた流量ハイドログラフは，観測値と概ね一致する結果となる。

以上より，梯川の洪水流を表現できる解析モデルが構築できたことから，本計算モデルにより算出される堤防前面の水位ハイドログラフを用いて，堤防破堤確率を算出する。

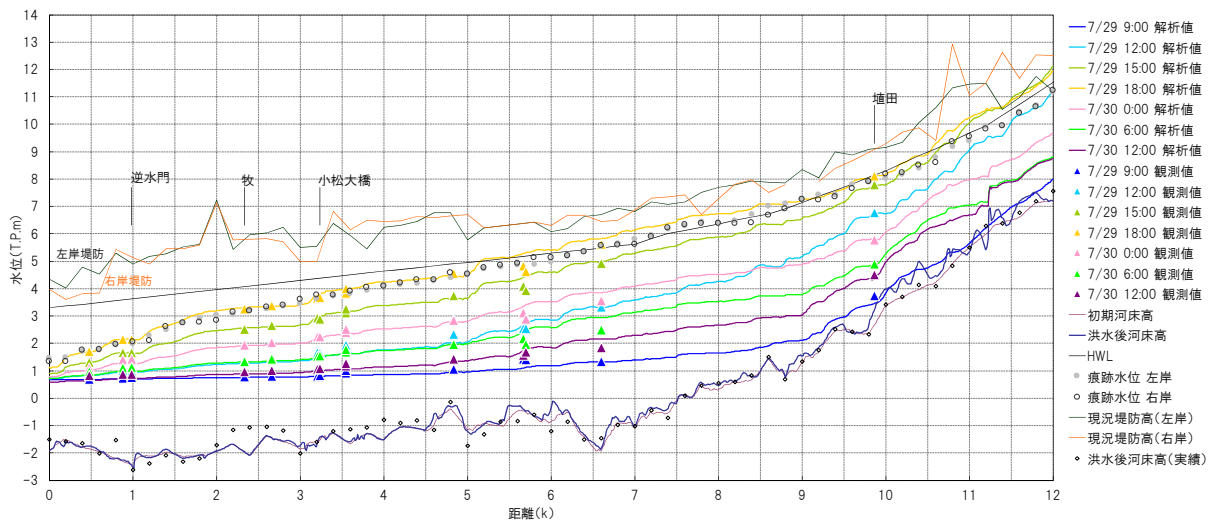


図 5-21 水面形の時間変化及び洪水後の平均河床高の解析値と観測値の比較

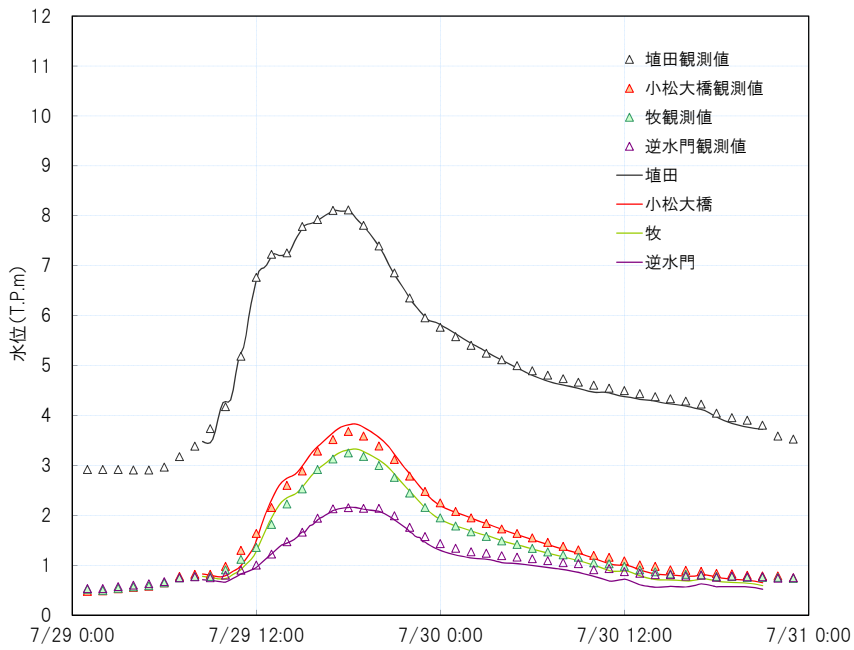


図 5-22 水位ハイドログラフの解析値と観測値の比較

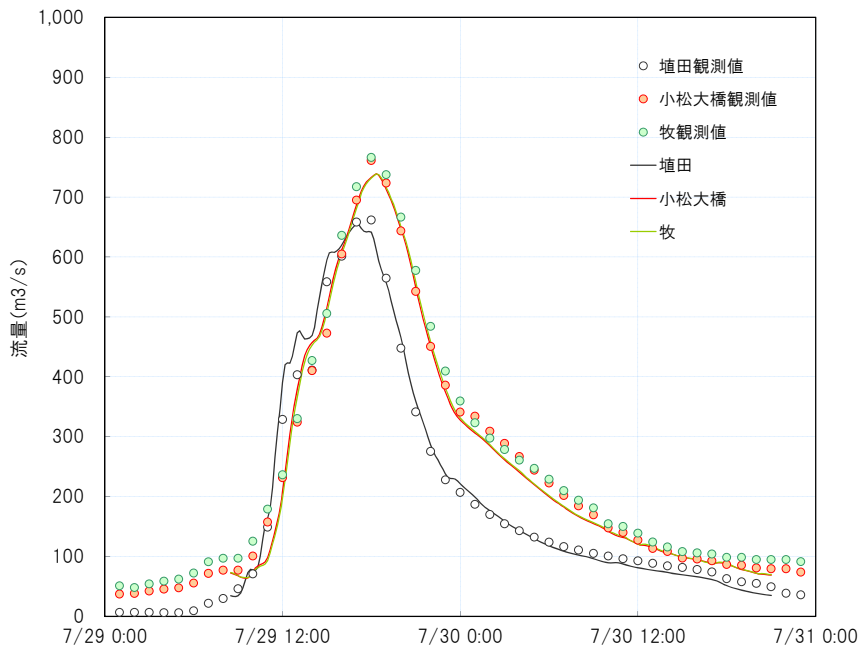


図 5-23 流量ハイドログラフの解析値と観測値の比較

5.3.2 梯川の堤防ボーリング調査結果に基づいた堤体内土質定数の設定

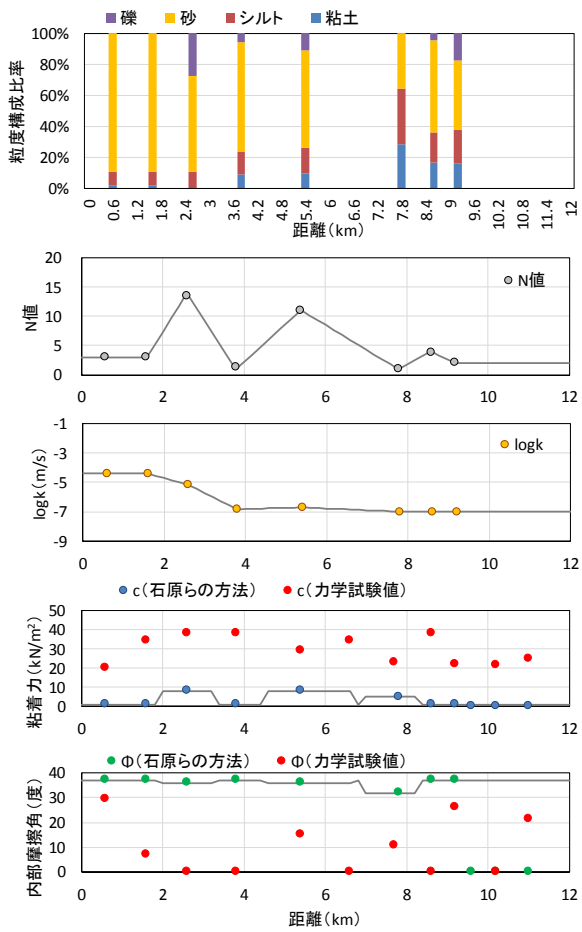
梯川の堤体内土質定数は、前述した信濃川下流のものと同様、ボーリング調査結果の公表値に基づいて設定した。なお、信濃川下流と同様に、粘着力と内部摩擦角の力学試験値の精度が低かったことから、粘着力と内部摩擦角は、堤体内土質と N 値から分類する石原らの方法により決定した。

設定した梯川左右岸堤防の土質定数縦断分布を図 5-24 に示す。これによると、河口付近では砂分が多く存在し、透水係数が相対的に大きくなっていることが分かる。

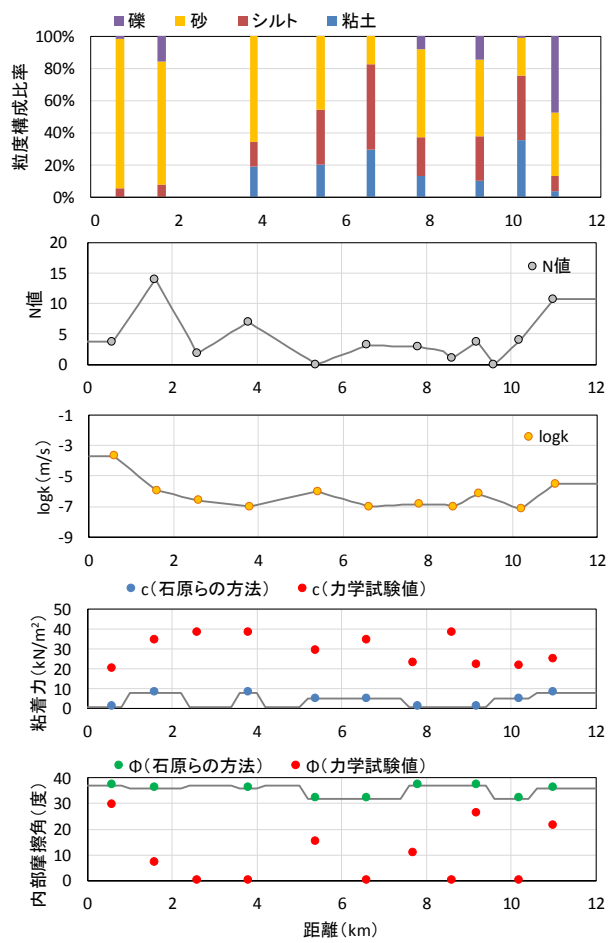
一方、 c に関する力学試験値は全体的に $20\sim 40\text{kN/m}^2$ と大きな値が分布しているが、青色及び緑色プロットで示した石原らの方法により設定した c 、 ϕ は、比較的小さめの値となる。

透水係数の平均値の縦断分布は、ボーリング調査が実施されている箇所では調査データを直接与え、調査データが無い区間については、近隣のデータから内挿することで設定した。

ここで、図 5-19 に示した梯川左右岸堤防の築堤履歴と照らし合わせて見ると、4k 付近のように、築堤年代が古くても透水係数が低くなっている箇所も見られるが、左岸堤防の 0~2k や、右岸堤防の 0~1k 区間のように、1980 年~1990 年代（昭和 55 年~平成 11 年頃）に築堤されている箇所において、透水係数が相対的に高くなっている傾向が見られる。このように、前述した信濃川下流の堤防ほど明瞭ではないものの、梯川においても、堤体内の土質材料特性が築堤年代に応じて変化する傾向があることが確認できた。



(a) 左岸堤防



(b) 右岸堤防

図 5-24 梯川堤防の土質定数の縦断分布

5.3.3 梯川における堤防破堤確率の算定

図 5-25 と図 5-26 に梯川における堤防破壊確率縦断分布を示す。ここでは、平成 25 年 7 月洪水及び、7 月洪水の流量規模が 1.2 倍になり堤防余裕高部分まで水位が達している超過洪水波形について水位を計算し、それぞれのケースにおける浸透及び裏法滑りによる破壊確率を示している。

これによると、平成 25 年 7 月洪水では、透水係数の大きい河口付近で浸透による破壊確率が高まっていることが分かる。また、浸透が生じやすい箇所において裏法滑りの発生確率も増大しており、浸潤線の上昇が滑り破壊に対しても危険になることが表現できている。流量規模が 1.2 倍まで増大した場合、粘性土を多く含む中流部では、H.W.L.を超えても破堤確率の値自体は相対的に見て小さい。一方、河口部付近は、流量規模が 1.2 倍まで増大しても H.W.L.まで水位は上昇しないが、砂質土を多く含む透水係数が大きいことから、破壊確率は相対的に見て高くなることが確認できる。

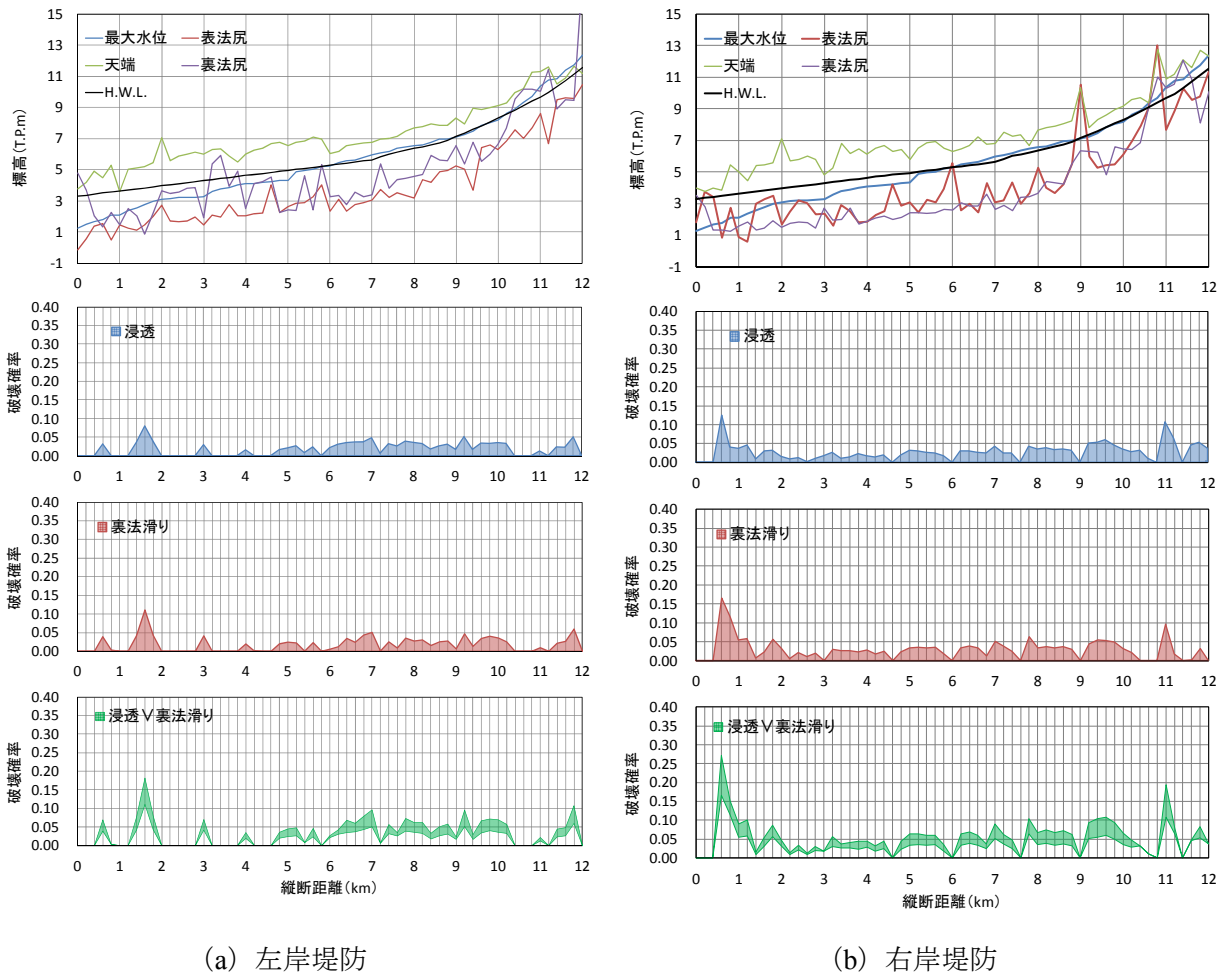
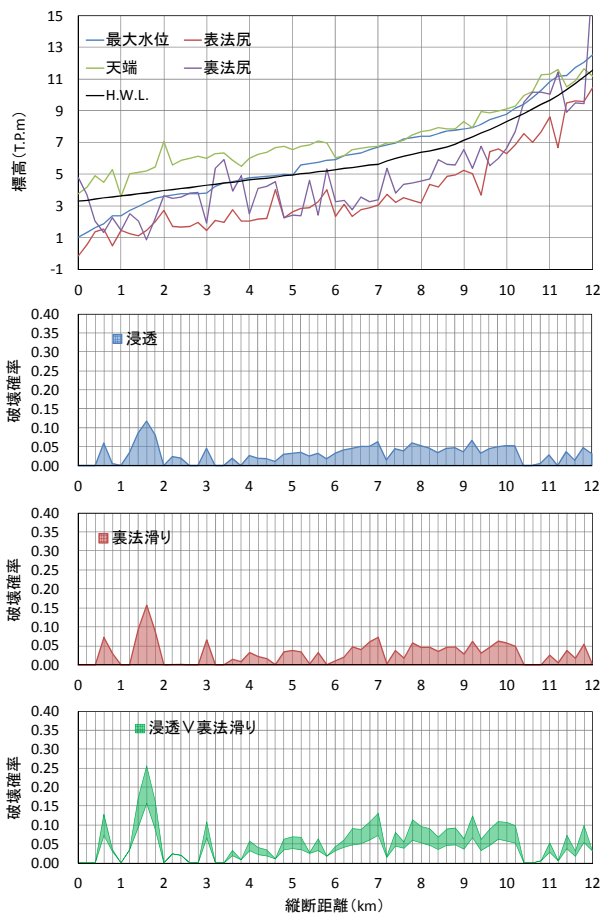
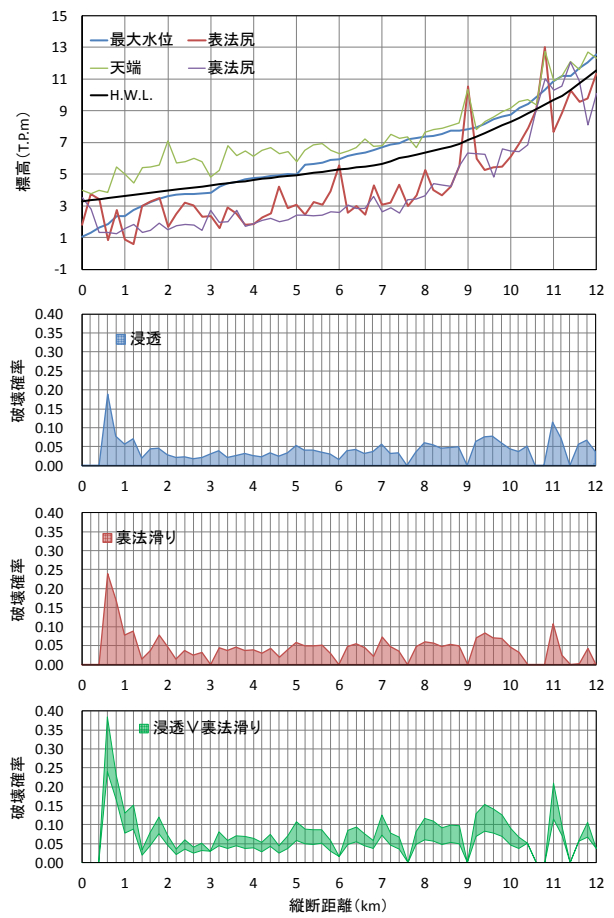


図 5-25 梯川における破堤確率縦断分布の算定結果（平成 25 年 7 月洪水）



(a) 左岸堤防



(b) 右岸堤防

図 5-26 梯川における破堤確率縦断分布の算定結果 (平成 25 年 7 月洪水×1.2)

5.4 堤防断面内における浸出点の出現頻度と浸透破壊確率の鉛直分布

堤体浸透が進行すると、まず法先付近の浅い部分が小規模な崩壊を生じた後、滑りを引き起こしながら徐々に法面上部に破壊が進行していくことが、模型実験により確認されている¹¹⁾。図 5-27 に示すように、堤体内部の浸潤線の浸出点位置は、洪水継続時間や透水係数のばらつきの影響を受け、裏法面の様々な高さに出現する。浸出点の出現位置によって、法先に作用する圧力の大きさが変化するため、法先部分の破壊ポテンシャルにも影響を及ぼすと考えられる。

ここでは、信濃川下流及び梯川の堤体内浸潤線と浸透破壊確率の算定結果を基に、裏法における浸出点位置と浸透破壊確率の関係を検討する。

図 5-28、図 5-29 に、浸透による破壊確率が大きくなる信濃川下流 6k 左岸堤防と梯川 0.6k 右岸堤防断面内において算出された浸潤線と、裏法の浸出点位置の発生頻度及び浸透破壊確率の鉛直分布をそれぞれ示す。なお、裏法に到達した時には既に法先部分が飽和状態になり、浸出面が生じていると考え、裏法面における浸出点出現頻度を鉛直下向きに積分することで、破壊確率の鉛直分布を表現した。

浸出点の頻度分布によると、透水係数が大きい場合に浸出点が高くなる傾向が見られる。これは、透水係数が大きいと浸潤線が上昇し、浸透長が短くなるためであると推察される。また、破壊確率の鉛直分布は、法先部分で最も大きくなる結果となることから、本検討手法は、浸透流による法先部分の崩壊をきっかけとした進行性破壊の特徴を表現できているものと考えられる。

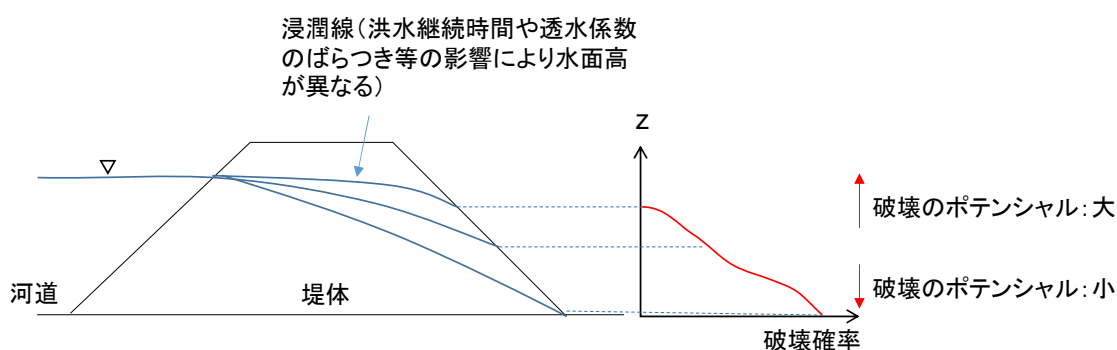
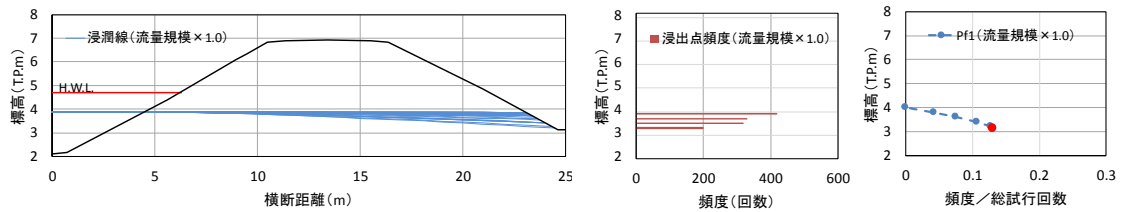
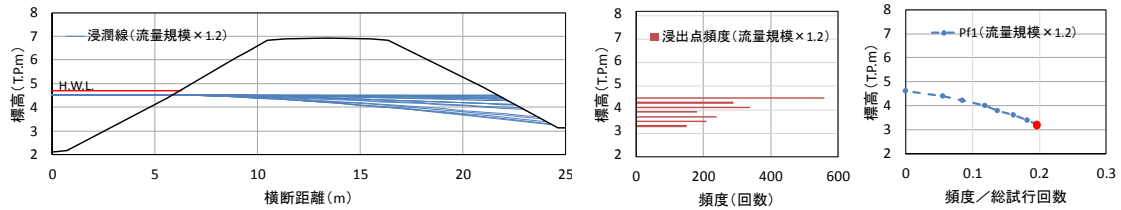


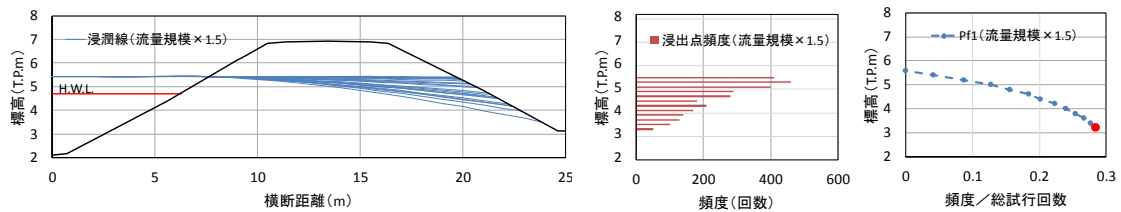
図 5-27 浸透破壊確率の鉛直分布の概念図



(a) 平成 23 年 7 月洪水規模 (6k 右岸堤防, ピーク時)

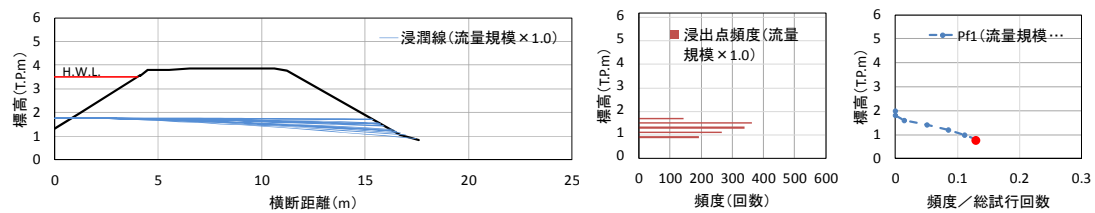


(b) 平成 23 年 7 月洪水規模×1.2 (6k 右岸堤防, ピーク時)

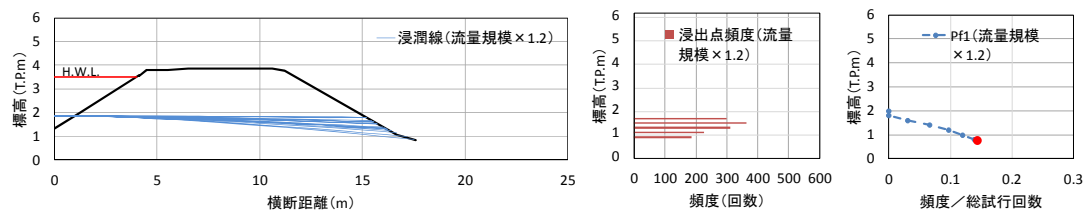


(c) 平成 23 年 7 月洪水規模×1.5 (6k 右岸堤防, ピーク時)

図 5-28 浸潤線と裏法浸出点位置の発生頻度及び浸透破壊確率の鉛直分布 (信濃川下流)



(a) 平成 25 年 7 月洪水規模 (5.4k 右岸堤防, ピーク時)



(b) 平成 25 年 7 月洪水×1.2 (0.6k 右岸堤防, ピーク時)

図 5-29 浸潤線と裏法浸出点位置の発生頻度及び浸透破壊確率の鉛直分布 (梯川)

5.5 水深及び洪水継続時間と破堤確率の関係

河道水位の変化と洪水継続時間により、堤防破堤確率は時間的に変化する。このため、河道水位のみを独立変数としたフラジリティカーブでは、堤防の破堤確率特性を適切に表現し得ない。よって、ここでは、河道水位と洪水継続時間の観点から、堤防の破堤確率特性について検討する。

5.5.1 検討方法

信濃川下流と梯川を対象に、堤体前面の水位を高水敷から堤防天端までの高さで変化させた場合における破堤確率を算定し、水深及び洪水継続時間と破堤確率の関係を検討する。

水深 h 、洪水継続時間 t は、それぞれ以下のように無次元化する。

$$\begin{aligned} H^* &= \frac{h}{h_L} \\ T^* &= \frac{t}{t_s} \end{aligned} \quad (35)$$

ここに、 h ：堤体前面の水位、 h_L ：堤防高、 t ：洪水継続時間、 t_s ：堤体の浸透に要する時間である。なお、堤体の浸透に要する時間 t_s は、「最も透水性の高い断面で H.W.L. に相当する水位が継続した場合における浸潤線の裏法到達時間」と定義し、内田の式を時間について解いた式(36)により計算する。

$$t_s = \frac{3}{8} \frac{\lambda B^2}{k h_{HWL}} \quad (36)$$

ここに、 B ：浸透長、 λ ：間隙率、 k ：堤体の透水係数、 h_{HWL} ：H.W.L. に対する堤防前面の水深である（図 5-30）。ここでは、堤体材料が砂分主体で透水性の高い箇所での t_s を算出した。この結果、信濃川では t_s が約 48 時間となり、計画規模に相当した平成 23 年 7 月洪水の洪水継続時間と概ね一致した。また、梯川では約 12 時間となり、計画ハイドロの洪水継続時間と概ね一致した。よって、本文における T^* は、洪水継続時間と、計画ハイドロの洪水継続時間との比としても解釈できるものになっている。

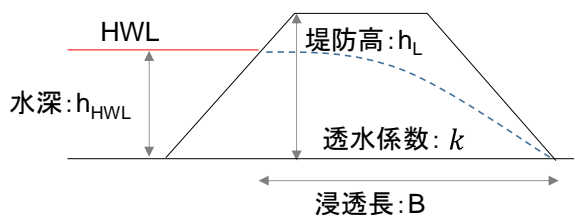


図 5-30 堤体の浸透に要する時間の算出に用いる各変数の定義

5.5.1 信濃川下流における破堤確率特性

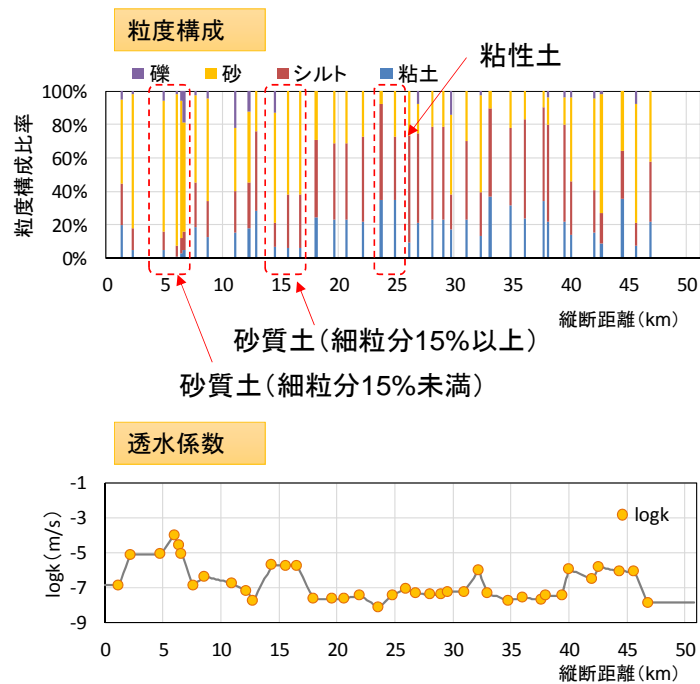
(1) 検討断面の設定

信濃川下流の左岸堤防を対象に、水深及び洪水継続時間と破堤確率の関係を検討した。水深及び洪水継続時間と破堤確率の関係を評価する断面は、以下に示す堤体土質毎の代表断面を対象とした（図 5-31）。

- ・砂質土（細粒分 15%未満）：代表断面 6.0k
- ・砂質土（細粒分 15%以上）：代表断面 16.4k
- ・粘性土：代表断面 26.0k

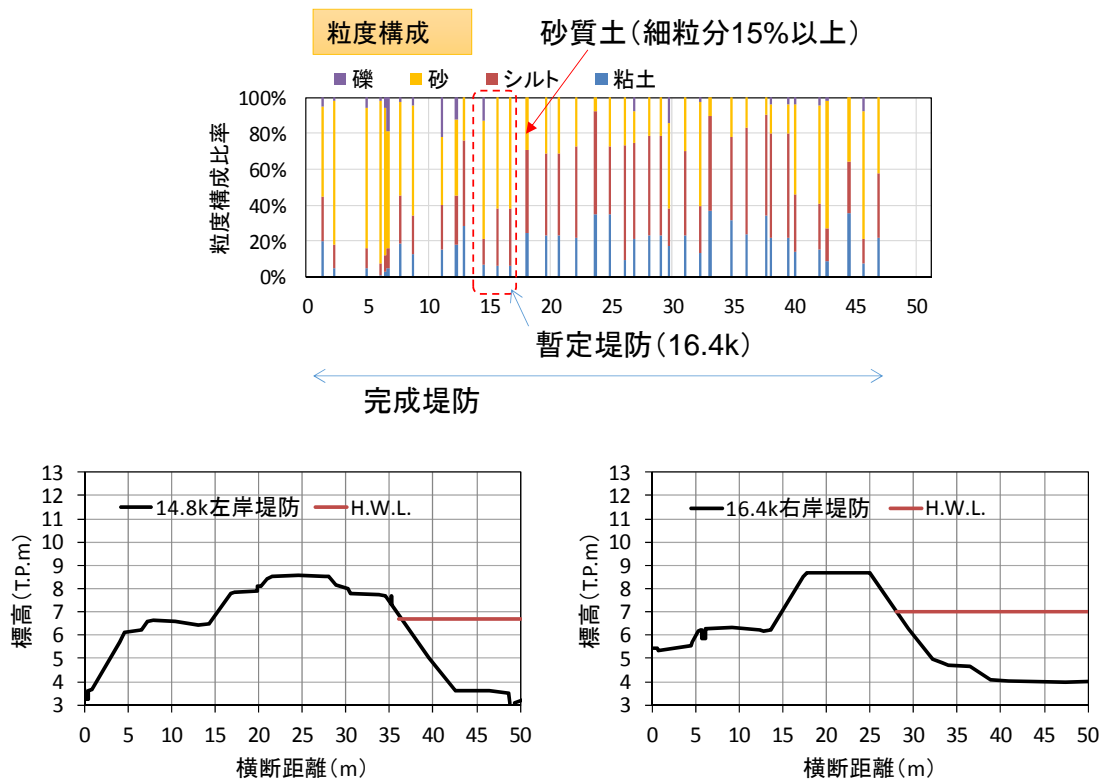
また、信濃川下流では、ほぼ全川にわたって堤防が完成しているが、橋梁取付け部等の一部で堤防断面が小さい箇所が存在する。よって、堤防断面の異なる箇所についても、破堤確率特性の検討を行った（図 5-32）。

- ・堤防断面が大きい箇所：代表断面 14.8k
- ・堤防断面が小さい箇所：代表断面 16.4k



(a) 堤体土質の違い

図 5-31 信濃川下流における破堤確率特性検討断面（堤体土質の違い）



(b) 堤防断面形状の違い

図 5-32 信濃川下流における破堤確率特性検討断面 (断面形状の違い)

(2) 検討結果

図 5-33, 図 5-34 に, 土質特性及び断面形状の違いによる, 水深及び洪水継続時間と破堤確率の関係をそれぞれ示す. 任意の破堤確率面を見ると H^* と T^* は反比例の関係にあることが分かる. H^* 及び T^* が大きくなるに連れて破堤確率は増大する傾向が見られる.

各図の(b)には, $T^* \leq 3$ の範囲の結果について, H^* が H.W.L. に相当する位置と $T^*=1$ の位置を表すラインと共に示す. これによると, H^* が H.W.L. より低い場合に比べて, H^* が H.W.L. を超える場合, すなわち余裕高部分を使って流れる場合では, T^* の増大に伴う破堤確率の増加率が大きくなることが確認できる. また, 砂分主体の堤防断面では水位が低く, 洪水継続時間が比較的短い場合でも破堤確率が高くなることが分かる. 細粒分が多くなり, 透水性が高くなるに連れて, 破堤確率は全体的に小さくなる傾向が見られる.

また, 堤防断面形状が異なる場合における水深及び洪水継続時間と破堤確率の関係をみると, 堤防断面が小さい箇所では, 堤防断面の大きい箇所に比べ, T^* の増大に伴う破堤確率の増加率が大きくなることが確認できる.

このように, 堤体土質及び堤防断面形状の違いによって, 余裕高部分を含む堤防の破壊確率に顕著な違いがあることが分かった. 今後は, 本研究で提示した手法を多くの河川で

適用し、堤防の破堤確率を検討すると共に、堤体材料や堤体断面の違いによる、水深及び洪水継続時間と破堤確率の関係を調べていくことで、破堤確率の値の持つ意味を吟味していく必要がある。

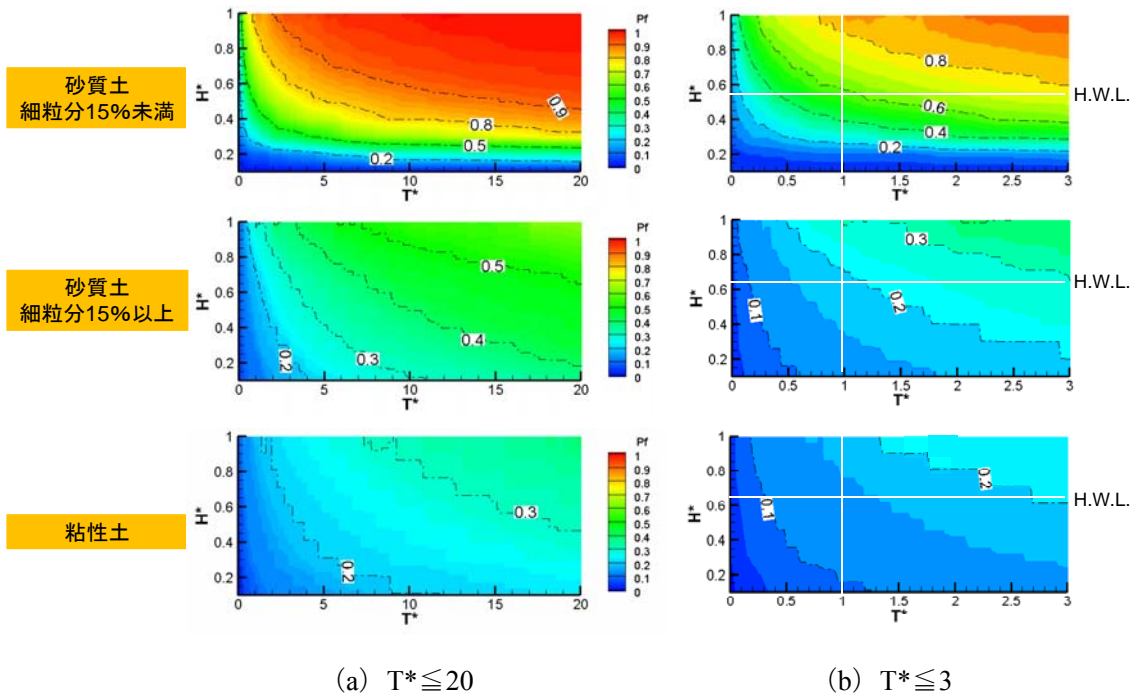


図 5-33 信濃川下流における水深及び洪水継続時間と破堤確率の関係（土質特性の違い）

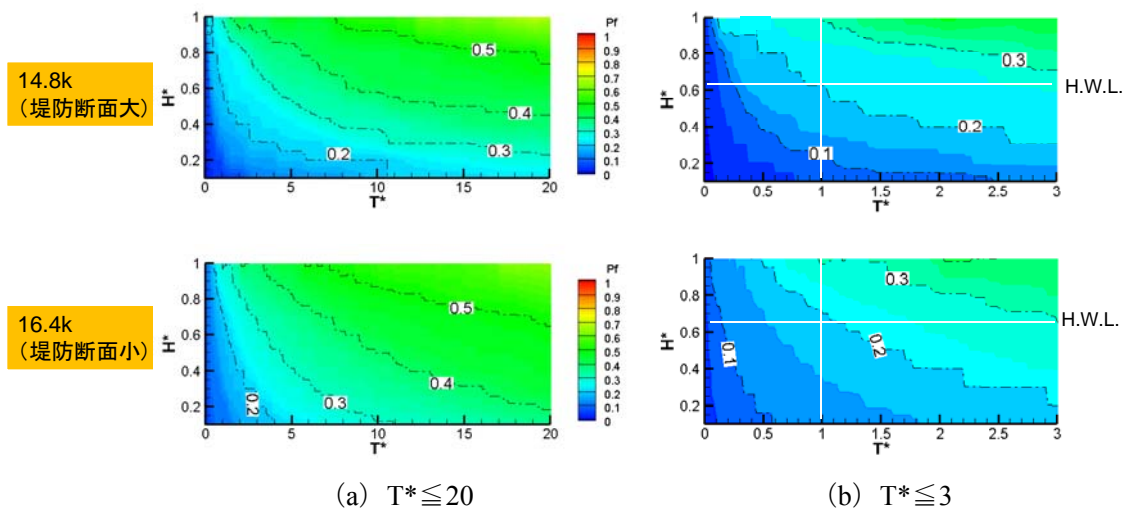


図 5-34 信濃川下流における水深及び洪水継続時間と破堤確率の関係（断面形状の違い）

5.5.2 梯川における破堤確率特性

(1) 検討断面の設定

信濃川下流と同様に、梯川右岸堤防についても破堤確率特性の検討を行った。

水深及び洪水継続時間と破堤確率の関係を評価する断面は、梯川右岸堤防を対象に、次の堤体土質毎に、破堤特性を検討した（図 5-35）。

- ・ 砂質土（細粒分 15%未満）：代表断面 1.2k
- ・ 砂質土（細粒分 15%以上）：代表断面 9.2k
- ・ 粘性土：代表断面 5.4k

また、梯川では暫定堤防区間も多く残されていることから、ここでは完成堤防と暫定堤防を対象に、破堤確率特性を検討した（図 5-36）。

- ・ 完成堤防：代表断面 3.8k
- ・ 暫定堤防：代表断面 9.6k

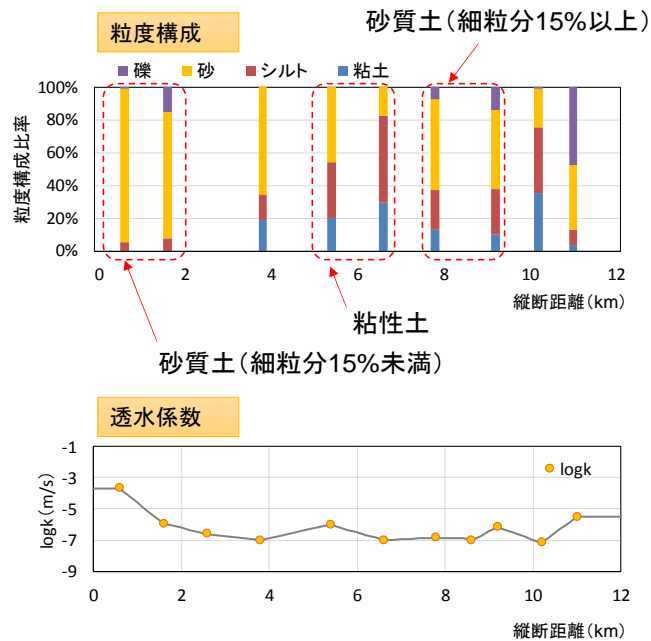
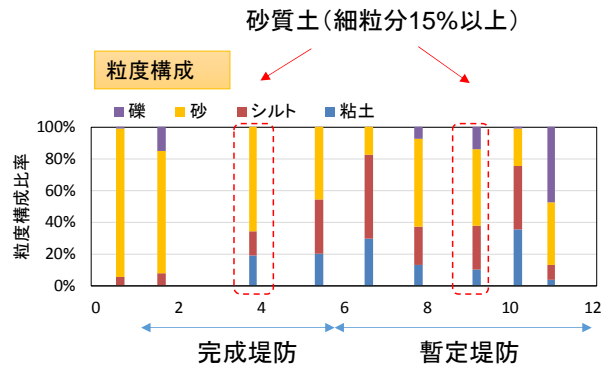
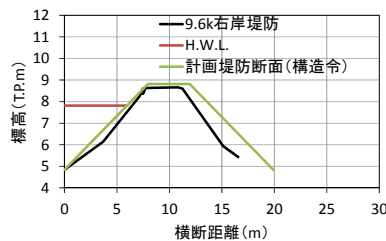
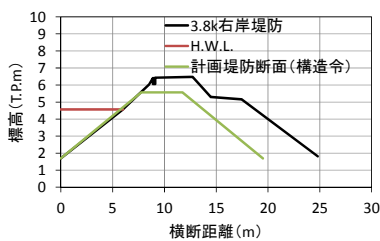


図 5-35 梯川における破堤確率特性検討断面（堤体土質の違い）



3.8k(S54年に引堤, 完成堤)
 余裕高: 1.8m
 天端幅: 4.1m

9.6k(暫定堤)
 余裕高: 0.8m
 天端幅: 3.8m



計画諸元(構造令)
 余裕高: 1m
 天端幅: 4m

図 5-36 梯川における破堤確率特性検討断面 (断面形状の違い)

(2) 検討結果

図 5-37, 図 5-38 に, 土質特性及び断面形状の違いによる, 水深及び洪水継続時間と破堤確率の関係をそれぞれ示す. 各図の(b)には, $T^* \leq 3$ の範囲の結果について, H^* が H.W.L.に相当する位置と $T^*=1$ の位置を表すラインと共に示す.

これによると, 信濃川下流と同様, H^* が H.W.L.より低い場合に比べて, H^* が H.W.L.を超え, 余裕高部分を使って流れる場合では, T^* の増大に伴う破堤確率の増加率が大きくなることが確認できる. また, 細粒分が多くなり, 透水性が高くなるに連れて, 破堤確率は全体的に小さくなる傾向が見られる.

また, 完成堤防及び暫定堤防における水深及び洪水継続時間と破堤確率の関係をみると, 完成堤防では, 暫定堤防に比べて破堤確率が全体的に小さくなることを確認できる. また, 暫定堤防では H.W.L.に相当する H^* の位置が完成堤防に比べて高くなり, 余裕高部分の破堤確率も大きくなる. このように, 完成堤防と暫定堤防では, 余裕高部分の破堤確率に顕著な違いがあることが分かった.

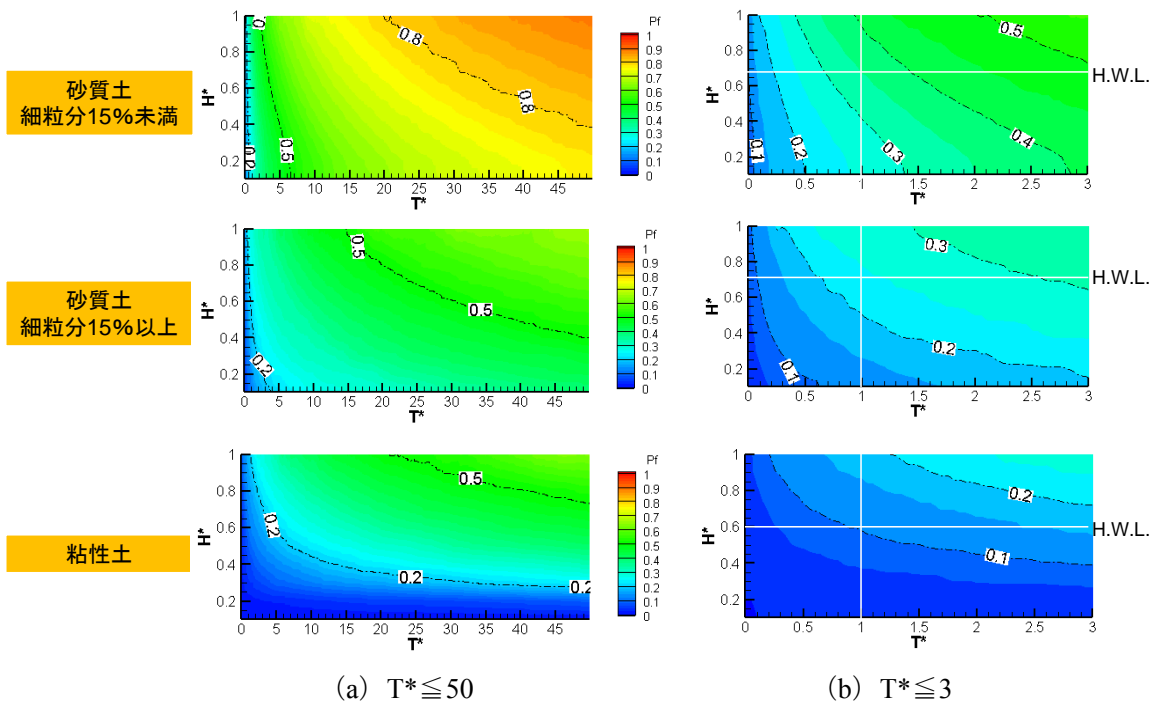


図 5-37 梯川における水深及び洪水継続時間と破堤確率の関係（土質特性の違い）

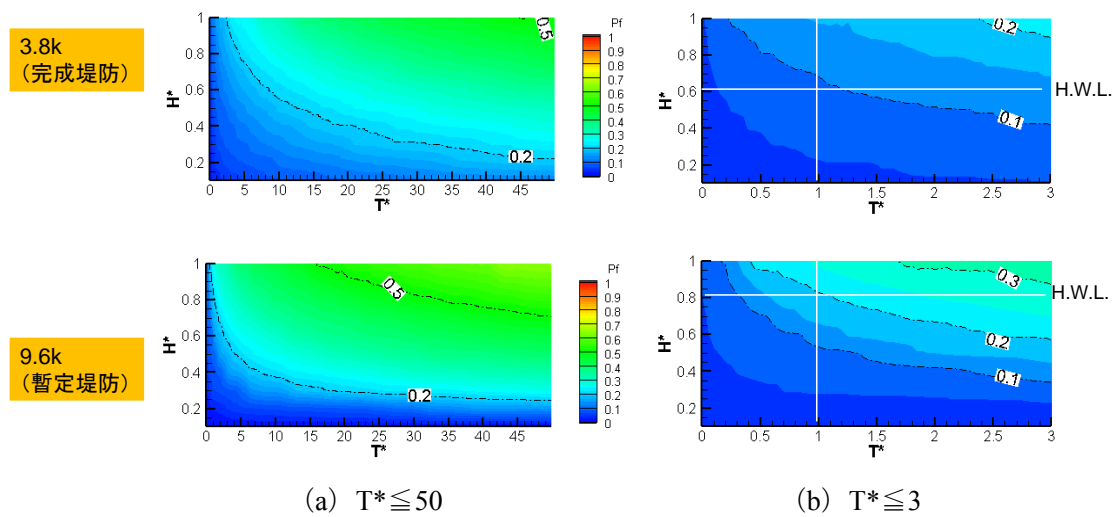


図 5-38 梯川における水深及び洪水継続時間と破堤確率の関係（断面形状の違い）

5.6 堤防破堤確率の評価精度向上のための技術課題

堤体は長い線状構造物であり、土質構造の十分な情報がない等の理由から、堤体の破壊がいつ、どこで、どのように起こるか極めて不確実性が高い。本研究の主要な狙いは、現在活用可能な、測定された堤防土質データを用いて、超過洪水時における長大堤防の破壊確率の縦断分布を求め、河川及び流域の危機管理適応策に資する手段を見出そうとするものである。本手法を、河川及び河川流域の水害リスク評価の具体的な手段とするために、今後検討すべき課題を以下に示す。

(1) 更なるボーリング調査データの蓄積

信頼性解析の精度向上のためには、土質定数の信頼度を高めることが重要であるため、現在の調査データを補間するように、密な縦断間隔で、ボーリング調査データを実施していく必要がある。しかし、ボーリング調査には多大なコストを要することから、例えば、堤防を縦断的に見て、築堤年代が変化するような箇所や、過去に漏水や滑り等の堤体被災が生じた箇所を重点的に調査する等、優先順位を設けて着実に調査を実施していくことが望ましい。なお、堤体部分の土質特性を把握することを目的とするため、深層部まで貫入する一般的なボーリング調査を実施する必要性は低く、より簡易的に堤体材料をサンプリングする方法を採用し、調査地点毎になるべく多くのデータを計測していくことが重要である。

(2) 堤体被災に関するデータの蓄積

洪水時に発生する漏水や法面滑りに関する調査データは、堤防危険個所の推定結果の適合性確認のための極めて有益な情報となる。漏水や法面滑りの発生箇所、発生時刻、被災の規模について詳細に把握できるように、調査・観測体制を整えていくことが重要である。更に、河道及び堤体内の水面形の時間変化、堤体内の土質定数の計測が可能な、現地スケール堤防破壊実験を実施していくことも必要となると考えられる。こういった多くの堤体被災に関するデータの蓄積から、本手法により算出される破壊確率の値が持つ意味を明らかにしていくことが重要である。

(3) 多くの河川への本手法の適用と堤防破壊確率特性の理解

今後は、多くの河川を対象に、さまざまな規模の洪水に対して本手法を適用し、堤防破壊確率の検討事例を増やしていくことが必要である。これによって、洪水規模や河道特性、堤体形状、堤体材料と破壊確率の関係等を分析し、堤防破壊確率特性を理解していくことが重要である。

(4) 堤防破壊確率を用いた水害リスク評価

上記のような調査・検討によって、堤防破壊確率の意味が明らかになったときには、地域特性を考慮した水害リスク評価を行うために、どのようなことが検討されねばならないか具体的に考えることが重要である。

5.7 破堤確率結果を用いた流域水害リスクの検討

本章で提案した破堤確率算定法は、精度に関して解決していくべき技術的課題は多いが、本手法の考え方を展開することで、破堤確率を考慮した水害リスク評価が可能になると考えられる。

ここでは、まず、自然災害に対するリスクマネジメントの概念及び水害リスク評価の現状に関する既往検討を示す。そして、「5.2 信濃川下流平成23年7月洪水における破堤確率の評価」で算出した信濃川下流域の破堤確率を基に、「氾濫によって被害を受ける可能性のある人口」に着目した流域全体の水害リスクを検討する。なお、ここでは氾濫計算を実施しないため、浸水深や流体力に基づいた詳細な被害分析等を行わず、破堤確率を用いたリスク分析手法の考え方と、課題を示すことを目的としている。

5.7.1 自然災害に対するリスクマネジメントの概念

一般に、自然災害リスクに対する対処方法、すなわちリスクマネジメントは、リスクコントロールとリスクファイナンスに分類される¹²⁾。リスクコントロールとは、災害防止や被害軽減のための行為により、被害そのものを軽減することである。一方、リスクファイナンスとは、保険の適用等により、災害で生じる損失を分散させ、被害を平滑化することである（図 5-39）。リスクファイナンスとリスクコントロールは、単一ではリスクマネジメントとして不十分であり、適切に機能させるためには、両者を適切に組み合わせて、災害リスクに対する適応策を見出すことが必要である。

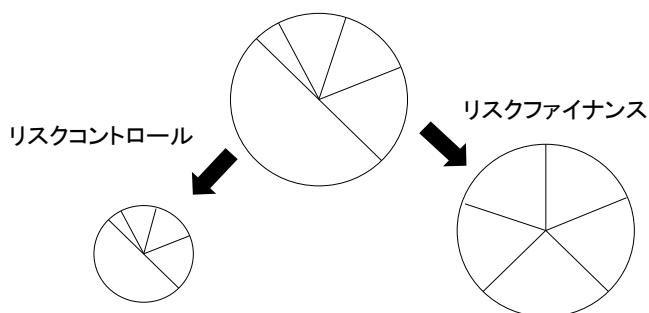


図 5-39 リスクマネジメントの概念¹²⁾

5.7.2 水害リスク評価の現状

国内では、河川整備事業の B/C 評価¹³⁾に、破堤氾濫時のリスクコントロールの概念が導入されている。水位が H.W.L.（暫定堤防の場合はスライドダウン高ー計画余裕高）を超

えると破堤となる評価基準を設け、洪水流・氾濫流計算を実施し、氾濫水深から被害額を算出する。流量または雨量確率規模を増減させ、同様の手順を繰り返すことで、外力の発生確率と被害額の関係を得る。これらを掛け合わせて積分することで、年間の被害額の期待値（平均年最大被害軽減期待額）が算出され、この指標を基に B/C の妥当性が検討される。本手法については、マニュアル¹³⁾が整備され、全国で評価基準が統一化されている。上記手法で算出される被害額は、浸水家屋数等、定量評価が比較的簡易な直接的な被害によるものであり、人的被害や、サプライチェーン等への間接的な被害については考慮されない。

しかし、近年、氾濫シミュレーションで計算される流体力が、家屋流失閾値¹⁴⁾を越えると人命被害が生じるとする方法や¹⁵⁾、アメリカ陸軍工兵隊によって開発された LifeSIM モデル¹⁶⁾を用いて、氾濫時における人的被害に関するリスク評価が行われるようになってきており¹⁷⁾、河道改修や堤防強化、氾濫流制御施設等の減災効果の比較・検証が行われている。ただし、これらの研究はいずれも、破堤基準高を H.W.L.や堤防天端高で扱っており、不確実性を伴う長大堤防の破堤確率は考慮されていない。

一方、オランダやドイツ等では、信頼性解析によって算出される堤防破堤確率と氾濫シミュレーションを組み合わせることで、流域の氾濫リスク評価が行われている^{18),19)}。想定される洪水外力に対する堤防システム全体の破壊確率の算出には、セクション分割された長大堤防の破堤の有無についての組み合わせが考慮されるため、膨大なケース（ $=2^n$ 、 n ：セクション分割数）の検討を要するが、破堤点のある特定の地点に固定せずに、様々なシナリオでの被害想定を反映したリスク分析が行われている。

リスクファイナンスに関しては、合理的な洪水保険制度の導入が必要となるが、このためには、被災者に対して保険加入者が十分多いことと、被災の可能性の高いものだけが加入するという逆選択の回避が課題となる²⁰⁾。アメリカで実際に導入されている、連邦政府による全米洪水保険制度²¹⁾は、土地利用規制や危険度に応じた保険料率設定等の取り組みにより、これらの課題をクリアしている。

一方、我が国の水災害は、時間的同時性、地域的偏在性、巨大性を伴うことから、これまで保険制度の導入が困難であるとされてきた²²⁾。近年、湧川ら²⁰⁾は、保険額を年平均被害軽減期待額の関数で表し、整備水準の進捗に伴う保険額の低減を表現することで、河川流域への洪水保険制度導入に関する試算を行っている。試算の結果、整備水準が低いと被害額が大きくなり、膨大な保険額を要することになることから、我が国の河川流域にリスクファイナンスを適用するためには、年平均被害軽減期待額がある程度小さくなるまで、リスクコントロールを主軸とし、整備水準を高める必要があることを指摘している。

5.7.3 信濃川下流域における水害リスクの試算

図 5-40 に、一般的な水害リスク評価手順を示す。水害リスクを評価するためには、被害ゼロとなる流量規模から超過洪水規模までの複数外力を対象とし、河道内の洪水流追跡計算と氾濫計算を介して氾濫原の浸水深や流体力に基づいた詳細な被害分析が行われるのが通常である^{13),15),17)}。

しかし、本論文では、破堤確率を用いたリスク分析手法の考え方と課題を示すことを目的とすることから、ここでは、信濃川下流域の破堤確率縦断分布を基に、流域全体の水害リスクを簡易的に試算する。このため、H.W.L.より低い水位で流下するような中小規模の洪水は対象外とした。そして、破堤氾濫計算は実施せずに、洪水時の堤防破堤リスクに基づいて、破堤氾濫によって被害を受ける可能性のある人口の算出を行った。

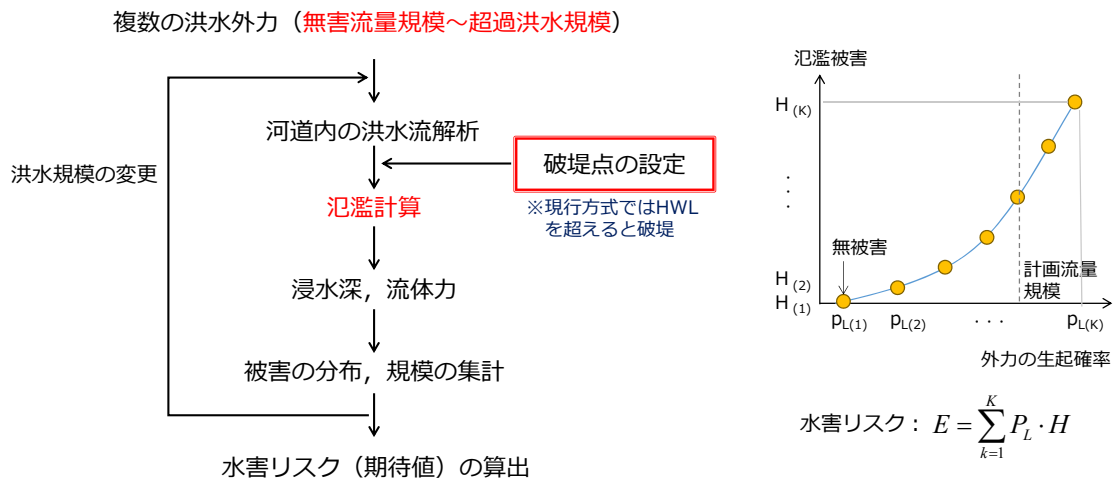


図 5-40 一般的な水害リスク評価手順

本検討における堤防の破堤リスクは、算出した堤防破壊確率と外力の生起確率を用いて以下のように算出した。

$$E = \sum_{k=1}^K P_k \cdot P_{Lk} \quad (37)$$

ここに、E：年間あたりの破堤確率の期待値、P：外力kが作用した場合の破堤確率、 P_L ：外力kの生起確率。ここでは、H.W.L.を超過する大規模洪水に対するリスクを評価するものとし、対象とする外力には、小規模なものは含めず、平成23年7月洪水規模、1.2倍、1.5倍とした。このときの生起確率は、帝石橋の流量確率曲線²³⁾(図5-41)を参考に設定した。生起確率は概ね以下のとおりである。

- ・平成23年7月洪水規模：1/80
- ・平成23年7月洪水規模×1.2：1/150
- ・平成23年7月洪水規模×1.5：1/255

図5-42に信濃川下流域の氾濫ブロックとブロック内人口を、図5-43に算出した破堤リスクの縦断分布をそれぞれ示す。これによると、信濃川では、L1、L2、R2ブロックにおいて破堤リスクが局所的に大きくなる箇所が現れることが分かる。他のブロックでは、破堤リスクは低い値で分布する。

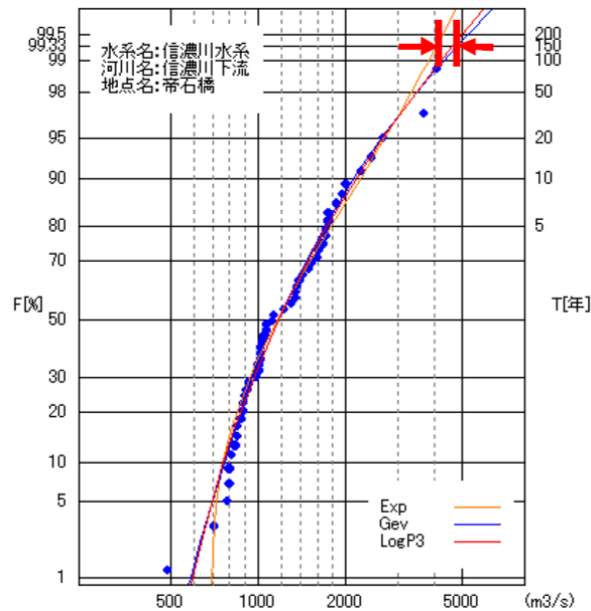
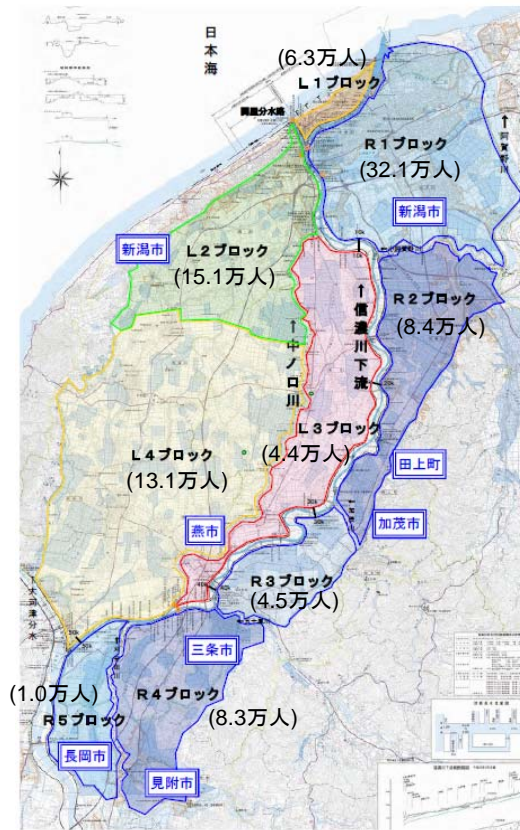


図 5-41 帝石橋の流量確率曲線²³⁾



出典:河川事業の再評価資料(信濃川下流直轄河川改修事業),平成23年,北陸地方整備局

図 5-42 信濃川下流域の氾濫ブロックとブロック内人口

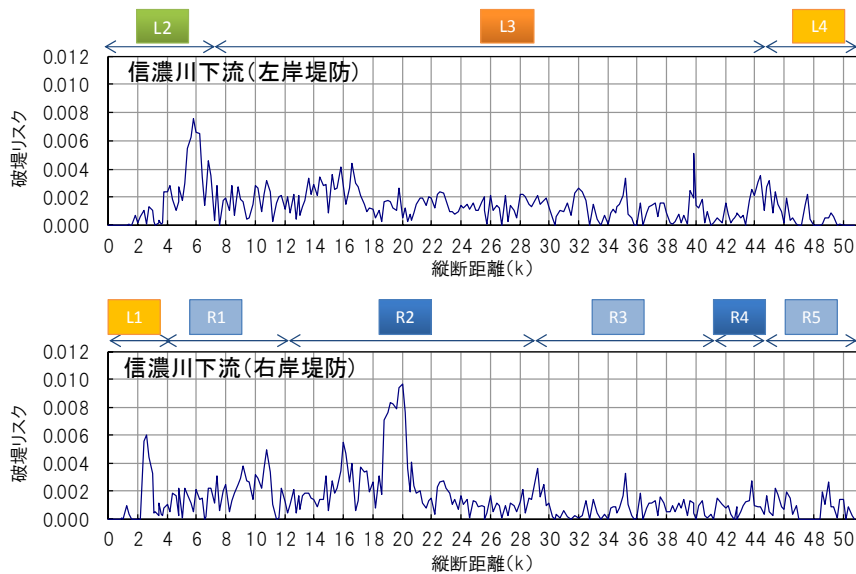
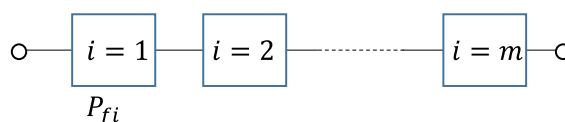


図 5-43 信濃川下流の破堤リスク縦断分布

次に、氾濫ブロック毎の破堤リスクを比較するため、氾濫ブロックに沿う堤防をひとつの直列系システムとして捉え、氾濫ブロック毎の破壊確率を算出する。

図 5-44 に、一般的な直列系システムの概念図を示す。直列系システムは、どれかひとつのパーツが破壊するとシステム全体が破壊に至るものであり、破壊確率は式(38)により表される²⁴⁾。この式は、和集合の破壊確率のとり得る範囲を示しており、氾濫ブロック内の各堤防断面の破壊確率に相関が高ければ下限値側に、相関が低ければ上限値側に推移する。

例えば、相関が低いと仮定すると、一つ一つが極めて小さい確率であっても、膨大な量を足し合わせていくと、かなり大きな値となることがあるため、システムの破壊確率を過大評価してしまうおそれがある。氾濫ブロックを扱う場合、いかなる点においても、水位の増大に伴い破壊確率が増加すると考えられることから、破壊確率の空間的相関が高いと判断できる。以上より、本研究では、氾濫ブロックの破壊確率 P は、 $\max(P_{fi})$ で表すものとした。



どれかひとつが破壊するとシステムが破壊

図 5-44 直列系システムの概念

$$\max(P_{fi}) \leq P \leq 1 - \prod_{i=1}^m (1 - p_{fi}) \quad (38)$$

図 5-45 に、信濃川下流域の各氾濫ブロックの破堤リスク及び被災リスクを示す。赤破線は、上記手法により算出した氾濫ブロック毎の破堤リスクを示している。青色は、氾濫ブロック毎の破堤リスクに、被災者数を掛けることにより得られた破堤氾濫リスクを示している。なお、本検討では、氾濫計算を実施しておらず、被災者数には氾濫ブロック内人口を直接与えた。このため、氾濫原の地形や都市構造による浸水深の特徴、浸水避難行動等による被害軽減効果等を見逃した、最大被害を計上していることに相当する。

氾濫ブロック毎の破堤リスクを見ると、L2、R2 ブロックで相対的に高くなるのが分かる。一方、被災リスクを見ると、ブロック内人口の多い R1 ブロックが最も被災リスクが高くなるのが分かる。このように、破堤確率と被害規模を組み合わせることで、破堤氾濫リスクの分布を把握することが可能となり、リスクマネジメント検討のための重要な判断材料となる。

今後は、多くの検討事例を増やしていき、破堤確率の意味を明らかにするとともに、H.W.L.評価に基づいた従来手法によるリスク評価結果との違いや、破堤確率または破堤リスクの許容値のあり方等を検討していく必要性が高いと考えられる。

また、本検討では、治水経済調査等で一般的に行われるように、外力の生起確率を考慮し、年間の期待値としてリスクを算出したが、期待値で表すことは、生起確率によって被害を重み付け平均していることに相当するため、低頻度であるが甚大な被害を引き起こすような外力の影響が、緩和されて評価されることになる。このため、大規模洪水外力を想定した水害リスク評価に用いることには限界があると考えられる。

流量規模や洪水継続時間を変化させたさまざまな洪水波形に対して、破堤確率が時間的、空間的にどのように分布し、これに伴い流域の破堤氾濫による被害がどのように変化するのかに着目した検討を行っていくことが重要である。

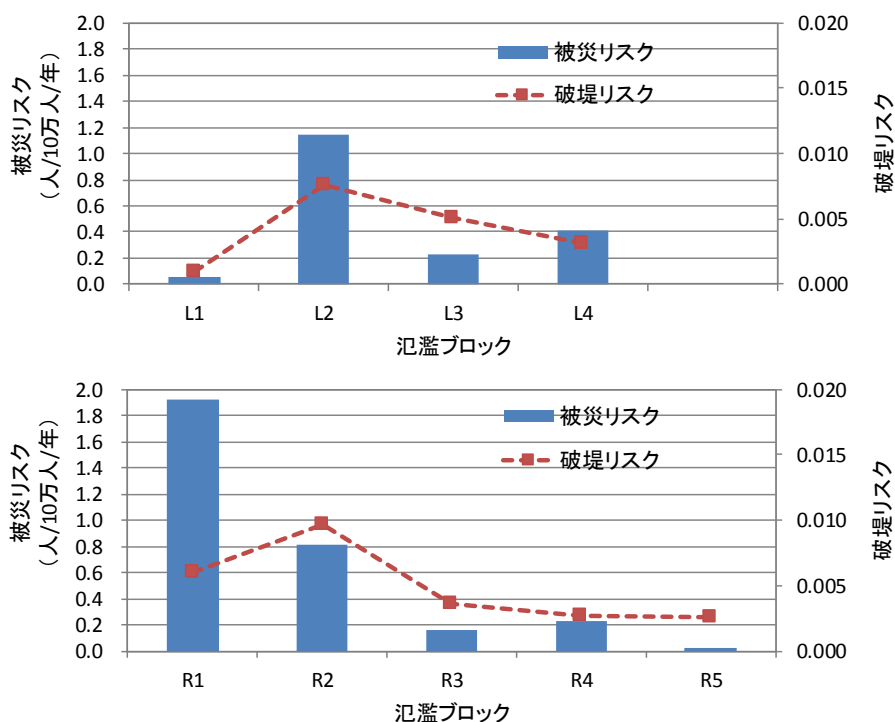


図 5-45 信濃川下流域の各氾濫ブロックの破堤リスク及び被災リスク

5.8 まとめ

本章では、4章で提示した手法を、信濃川下流平成23年7月洪水と、H.W.L.を超過する規模となった梯川平成25年7月洪水に適用し、堤防の破壊危険確率の推算を行い、堤体材料や堤体形状が異なる個所での破堤確率特性を検討した。また、推算した破堤確率を用いて、信濃川下流域における水害リスクの検討を行った。

堤体前面の水位ハイドログラフには、洪水流と河床変動の一体解析による解析値を与えた。堤体の透水係数の平均値は、全国の一級河川の堤防ボーリング調査結果の公表値（国土交通省国土技術政策総合研究所河川研究室 HP）から、堤体部分に相当するデータから設定した。しかし、粘着力と内部摩擦角の公表値は、縦断方向のばらつきが大きく、土質特性に応じた値になっていなかったことから、これを用いず、石原らの堤体内の土質区分とN値に応じた粘着力と内部摩擦角の組み合わせを用いた。また、各定数のばらつきは、全国の一級河川の堤防ボーリング調査結果から集計した変動係数（標準偏差／平均値）をそれぞれ与えた。

信濃川下流と梯川の堤防破壊確率の縦断分布を算出した結果、縦断的に透水係数が高い箇所において、浸透破壊確率が相対的に大きく算出されることが明らかとなった。また、浸透が生じやすい箇所では、裏法滑りの発生確率も大きくなる傾向が見られ、本手法により、浸潤線の上昇が滑り破壊に対しても危険になることが表現できることを示した。更に、流量規模を実績洪水の1.2倍、1.5倍にまで増大させ、余裕高内を洪水が流れる場合、破壊確率は全体的に高くなり、特に、堤体に砂分を多く含む区間では、細粒分を多く含む区間に比べて増加率が大きくなることを示した。また、浸潤線が裏法に到達した時には、既に法先部分が飽和状態になり、浸出面が生じていると考え、裏法面における浸出点出現頻度を鉛直下向きに積分することで、破壊確率の鉛直分布を表現した。この結果、破壊確率の鉛直分布は、法先部分で最も大きくなる結果となることから、本検討手法は、浸透流による法先部分の崩壊をきっかけとする進行性破壊の特徴を表現できることを示した。

次に、堤防前面の水深及び洪水継続時間の無次元量に対する破堤確率の変化特性を算出した。これにより、堤体材料や堤体形状が異なる個所での破堤確率特性の比較が可能となり、堤体土質特性及び堤防幅によって、破堤確率特性に顕著な差が現れることを示した。更に、信濃川下流域を対象に、流量規模を変化させて推算した堤防破壊確率、流量生起確率、氾濫ブロック毎の被災者数（ここでは氾濫ブロック内人口）に基づいて、水害リスクを検討した。これにより、堤防破壊危険箇所と周辺人口を踏まえた、流域全体の水害リスク分布の特徴を示すとともに、破堤確率を用いた水害リスク評価のために今後検討すべき課題を示した。

参考文献

- 1) 信濃川下流三十年史，建設省信濃川下流工事事務所，1996.
- 2) Hazen, Allen : Some physical properties of sands and gravels with special reference to their use in filtration, Massachusetts State Board of Health, 24th Ann. Rept., pp.539-556, 1892.
- 3) W.P.Creager, J.D.Justin and J.Hinds : Engineering for Dams, Vol. III., John Wiley & Sons, 1945.
- 4) 本城勇介：信頼性解析法の河川堤防への適用－問題点の整理－，国土技術研究センター堤防委員会基調講演，2012.
- 5) 石原雅規・平林 学・吉田直人・佐々木哲也：圧密非排水三軸試験による強度定数と標準貫入試験及び物理試験結果の関係，第 58 回地盤工学シンポジウム，pp.211-216，2013.
- 6) Failure Mechanisms for Flood Defence Structures, Integrated Flood Risk Analysis and Management Methodologies, FLOODsite, 2007.
- 7) S. Vorogushyn, B. Merz, and H. Apel: Development of dike fragility curves for piping and micro-instability breach mechanisms, Nat. Hazards Earth Syst. Sci., 9, pp.1383-1401, 2009.
- 8) Casagrande, A.: Journal of the Boston Society of Civil Engineers, pp.295-336, 1937.
- 9) 増補改訂 欧米諸国における治水事業実施システム，財団法人国土技術センター，2001.
- 10) 梯川水系の現状と課題，国土交通省北陸地方整備局，2009.
- 11) 赤井浩一：浸透水流による盛土裏法面の局部破壊について，土木学会論文集，No.36, pp.44-48, 1956.
- 12) 多々納裕一，高木朗義：防災の経済分析 リスクマネジメントの施策と評価，勁草書店，2005.
- 13) 治水経済調査マニュアル（案），国土交通省，2005.
- 14) 佐藤 智，今村文彦，首藤伸夫：洪水氾濫の数値計算および家屋被害について-8610 号台風による吉田川の場合-，第 33 回水理講演会論文集，pp.331-336，1989.
- 15) 瀧 健太郎，松田哲裕，鶴飼絵美，藤井 悟，景山健彦，江頭進治：中小河川群の氾濫域における超過洪水を考慮した減災対策の評価方法に関する研究，河川技術論文集，第 15 巻，2009.
- 16) US Army Corps of Engineers: Performance Evaluation of the New Orleans and Southeast Louisiana Hurricane Protection System, Draft Final report of the Interagency Performance Evaluation Task Force, 2006.
- 17) 池内幸司，越智繁雄，藤山秀章，安田吾郎，岡村次郎，青野正志：大規模水害時の人的被害の想定と被害軽減方策の効果分析，Vol.69, No.4, pp.I_1651-1656, 2013.
- 18) R.B. Jongejan, H. Stefess, N. Roode, W. ter Horst, and B. Maaskant : The VNK2 Project: a detailed, Large-scale quantitative flood risk analysis for the Netherlands, 5th International Conference on Flood Management (ICFM5), pp.27-29, 2011.
- 19) S. Vorogushyn, B. Merz, K. -E. Lindenschmit, and H. Apel: A new methodology for flood hazard assessment considering dike breaches, Water Resources Research, Vol.46, W08541, pp.1-17, 2010.
- 20) 湧川勝己，柳澤 修：今後の治水対策の方向性に関する研究 洪水保険制度を切り口とした今後の動向検討，JICE REPORT vol.4, 2003.

- 21) 米国河川研究会：洪水とアメリカーミシシッピ川の氾濫原管理－，1994.
- 22) 水害保険研究会・財団法人ダム水源地環境整備センター：我が国における水害保険制度に関する研究報告書－第一次報告－，1995.
- 23) 平成 23 年 7 月新潟・福島豪雨水害現地検証チーム，第一回全体会合資料，国土交通省北陸河川整備局信濃川下流河川事務所，2011.
- 24) 星谷 勝，石井 清：構造物の信頼性設計法，鹿島出版社，1986.

第6章 結論

本研究では、水害リスク評価に基づいた減災適応策検討に資するため、複雑な河道システムで構成される低平地河川の洪水流・河床変動解析モデルを構築し、大規模洪水時の堤防の破壊確率評価手法を提示した。

以下に、得られた結論を示す。

第2章では、複数支川の合流や中ノロ川の分派合流、多点からの内水ポンプ排水、河川分派点における水門による流量調節等、複雑な河道システムを有する信濃川下流の平成23年7月洪水を対象とし、観測水面形の時間変化に基づいた洪水流と河床変動の一体解析を行った。洪水外力に対する河道システム全体の様々な応答と相互作用を表現するため、信濃川下流全体をモデル化し、洪水流解析手法には内田・福岡による底面流速解析法を適用した。これにより、平成23年7月洪水における観測流量ハイドログラフと、洪水後に観測された平均河床高縦断分布を、工学的に十分な精度で説明できることを示した。

また、信濃川・五十嵐川合流点において、静水圧の仮定を用いない底面流速解析法を適用し、鉛直流速と底面圧力を考慮することで、河川合流部で発達する三次元流れと河床変動の解析を行った。この結果、大規模流量を伴う支川が、本川にほぼ直角に合流する箇所が生じる三次元流れと、これに起因する局所洗掘の発生機構をかなりの程度説明できることを示した。

第3章では、信濃川下流域の治水安全度を向上させるための合理的な河川整備の方向性を示していくためには、ポンプ場からの内水排水や無堤区間の溢水氾濫が、洪水流下に及ぼす影響を分析し、信濃川下流域の有する治水のポテンシャルを評価していく必要があると考え、信濃川下流区間全体を対象に構築した洪水流・河床変動解析モデルを用い、ポンプ排水規制、無堤部の築堤等の治水対策が、信濃川下流全体の洪水伝播に及ぼす影響について解析した。信濃川下流域の水位・流量は、多地点からのポンプ排水による影響を強く受けており、緊急時のポンプ運転調整は、河道水位を低下させることに有効であることを示した。また、今後、ネック部の流下能力を確保していくためには、河道掘削に加えて、無堤区間の溢水氾濫による大規模な貯留機能の有効活用策を検討していくことが重要であることを明らかにし、信濃川下流部の効率的な改修のための方向性を考察、提示した。

第4章では、洪水流・河床変動解析で得られる堤防前面の水位ハイドログラフと、堤体ボーリング調査結果に基づいて設定した土質定数を用いた信頼性解析により、土堤防の破壊確率縦断分布の算出方法を提示した。本研究では、堤体の粒度分布や土質定数の値が不確実なため推定が困難となる堤体浸透と裏法滑りによる破壊を扱うものとした。堤体浸透、滑り破壊を評価するために必要となる堤体内の非定常浸透流の自由水面は、不透水地盤上に設置された盛土内の非定常水平浸透流の近似解であり、洪水継続時間と河道水位の時間変化を考慮することができる内田の式により解析し、堤体内の浸潤線が、裏法面のいずれ

かの地点に達した場合に「浸透破壊」、浸潤線の上昇により円弧滑りの安全率が1を下回った場合に「裏法滑り破壊」と判定する。堤体内の土質定数（透水係数，粘着力，内部摩擦角）は代表値で扱い，各定数は平均値の周りをばらついているものと仮定し，モンテカルロ法によって抽出した定数を，内田の式と円弧滑り安全率の式に入力する。この操作を十分な回数実施し，破壊判定となった回数を総試行回数で除することで，破壊確率を算出するものとした。

第5章では，第4章で提示した手法を，信濃川下流平成23年7月洪水と，H.W.L.を超過する規模となった梯川平成25年7月洪水に適用し，大規模洪水時における長大堤防の破堤危険確率の縦断分布について推算を行った。この結果，縦断的に透水係数が大きい箇所において，浸透破堤確率が相対的に大きく算出されることが明らかとなった。また，浸透が生じやすい箇所では，裏法滑りの発生確率も大きくなる傾向が見られ，本手法により，浸潤線の上昇が滑り破壊に対して危険になることが表現できることを示した。更に，流量規模を実績洪水の1.2倍，1.5倍にまで増大させた場合，破堤確率は全体的に高くなる傾向となり，特に，砂分主体の区間では，細粒分を多く含む区間に比べて増加率が大きくなることを示した。

また，浸潤線が裏法に到達した時には，既に法先部分が飽和状態になり，浸出面が生じていると考え，裏法面における浸出点出現頻度を鉛直下向きに積分することで，破壊確率の鉛直分布を表現した。この結果，破壊確率の鉛直分布は，法先部分で最も大きくなる結果となることから，本検討手法は，浸透流による法先部分の崩壊をきっかけとした進行性破壊の特徴を表現できることを示した。

次に，堤防前面の水深及び洪水継続時間の無次元量に対する破堤確率の変化特性を算出した。これにより，堤体材料や堤体形状が異なる個所での破堤確率特性の比較が可能となり，堤体土質特性及び堤防幅によって，破堤確率特性に顕著な差が現れることを示した。更に，信濃川下流域を対象に，流量規模を変化させて推算した堤防破壊確率，流量生起確率，氾濫ブロック毎の被災者数（ここでは氾濫ブロック内人口）に基づいて，水害リスクを検討した。これにより，堤防破壊危険箇所と周辺人口を踏まえた，流域全体の水害リスク分布の特徴を示すとともに，破堤確率を用いた水害リスク評価のために今後検討すべき課題を示した。

今後は，無堤部の溢水氾濫や河道内貯留を活かし，且つ，堤防破壊確率を軽減させられるような合理的な河道線形・縦横断面形と，大規模洪水時の危機管理としての内水ポンプ，水門操作のあり方について検討していく。

また，本研究で提示した堤防破壊確率算定法を多くの河川に適用し，検討事例を増やし，河道特性や堤体形状，堤体材料と破壊確率の関係を調べることで，破壊確率の値が持つ工学的意味を明らかにし，堤防の治水機能の評価に用いる。更に，流域の自然，社会・経済特性を考慮した水害リスクの評価に，破壊確率を用いる方法を検討する。

謝辞

私は、平成18年4月に株式会社建設技術研究所に入社しました。その後6年が経過した平成24年4月に中央大学大学院社会人博士課程に入学し「複雑な河道システムの洪水流・河床変動と堤防の破堤確率」に関する研究を始め、この3年間、多くの人に支えられながら、どうにか論文をまとめることができました。ここに記して感謝の意を表します。

本研究のテーマを与えて頂き、最後までご指導いただいた中央大学研究開発機構教授 福岡捷二先生には深甚の感謝の意を表します。福岡先生には、研究の方針や内容について、いつも大局的視点から多くのご指導・ご鞭撻を賜りました。また、研究に限らず、土木技術者としてのあるべき姿や、日常における物事の考え方等、様々な面においてご指導を賜りました。心より御礼申し上げます。

中央大学理工学部教授 山田正先生には、研究会や論文審査を通じて、解析法や研究の取りまとめ方等について貴重なご指摘とご助言を頂きました。心より御礼申し上げます。

中央大学研究開発機構准教授 内田龍彦先生には、研究に対する考え方、数値解析法など多くの面でご助言、ご指導を頂きました。心より御礼申し上げます。

中央大学理工学部教授 樫山和男先生、中央大学理工学部教授 谷下雅義先生、中央大学理工学部教授 鎌倉稔成先生、埼玉大学大学院理工学研究科教授 田中規夫先生には、ご多忙の中、論文審査を通じて有益なご指摘とご助言を賜りました。ここに御礼申し上げます。

国土交通省北陸地方整備局河川計画課、信濃川下流河川事務所、金沢河川国道事務所の皆様には、貴重な現地観測データの提供のみならず、研究発表の場を与えて頂くなど様々な面でお世話になりました。また、独立行政法人土木研究所の佐々木哲也上席研究員、石原雅規主任研究員には、地盤工学から見た堤防の土質定数の設定に関して熱心にご指導頂きました。ここに御礼申し上げます。

岩佐結子様には、研究室生活を送る上で多くのご配慮をいただきました。厚く御礼申し上げます。中央大学研究開発機構助教 福田朝生先生、後藤岳久先生、竹村吉晴先生をはじめとする河川工学研究室の皆様には、研究内容等について共に議論し、多くのアドバイスを頂いたと共に、皆様の研究に対する熱心な取り組みが私にとって大変刺激となり、研究を進めることができました。心より感謝致します。

株式会社建設技術研究所の西村達也東京本社次長、藤原直樹中部支社次長、天野光歩河川部長をはじめとする皆様には、社会人大学への進学をご理解いただき、在学中にも多大なご支援を賜りました。心より御礼申し上げます。

最後に、私の研究を理解し、常に支え続けてくれた妻 由香に心より感謝致します。

