

令和元年 8 月豪雨によって決壊した佐賀県小城市におけるため池の被災メカニズムに関する一考察

神山 惇¹・藤本 哲生²・末次 大輔¹

A study on dam break of reservoir in Ogi city, Saga prefecture caused by the heavy rain event of August 2019

Atsushi KOYAMA¹, Tetsuo FUJIMOTO² and Daisuke SUETSUGU¹

Abstract

In August 2019, heavy rainfall was recorded primarily in the Northern Kyushu region. Consequently, several reservoirs in Fukuoka and Saga prefectures were damaged. In particular, the embankment of the Nishibun Reservoir in Ogi city was broken. The purpose of this study is to elucidate the failure mechanism of this reservoir in Ogi city. For this purpose, the presence of overflows was inferred using a rational formula, and the stability of the embankment slope of the reservoir was evaluated, considering heavy rainfall. Seepage flow was analyzed using Finite element modelling, through non-steady saturated-unsaturated seepage flow analyses. Furthermore, stability analyses of the slope downstream of the embankment were conducted using modified fellenius method. As a result, sliding failure of the slope toe at the downstream side, caused by the increase in seepage due to rainfall, was inferred to be the primary factor influencing the failure of the embankment. Moreover, this sliding failure of the slope was inferred to have extended toward the upstream side due to the instability of the embankment.

キーワード：令和元年 8 月豪雨, ため池, 決壊, 安定解析

Key words: The heavy rain event of August 2019, Reservoir, Dam break, Stability analysis

1. はじめに

令和元年(2019年)8月26日から8月29日にわたり、前線により形成された線状降雨帯の影響により九州北部地方において記録的な豪雨となった¹⁾。この豪雨により、主に佐賀県および長崎県において観測史上1位となる雨量が観測され¹⁾、

河川の氾濫や土砂災害など甚大な被害が発生した。農地・農業用施設においても被害が生じており、中でもため池については福岡県および佐賀県において44箇所被害が生じた²⁾。このうち、佐賀県では20箇所のため池に被害が生じ、小城市では1箇所のため池が決壊した³⁾。小城市にあるた

¹ 宮崎大学工学部
Faculty of Engineering, University of Miyazaki

² 大阪工業大学工学部
Faculty of Engineering, Osaka Institute of Technology

め池では、今回の豪雨により7箇所被害が発生した。著者らは、その内6箇所のため池について被害状況を調査している⁴⁾。本研究では、これらのため池の内、決壊が生じた西分第1ため池の被災メカニズムについて検討した。その他のため池の被災状況については、文献⁴⁾を参照されたい。

これまでも、多くの豪雨災害によって、全国各地でため池が被災している^{例えは5,6)}。豪雨によるため池堤体の被災形態は大きく3つのパターンに分けられる⁷⁾。それらの概要は以下とおりである。
①貯水位の上昇によって堤体内の間隙水圧が上昇し、パイピングホールが形成あるいは拡張される「浸透破壊」。②貯水および降雨浸透による堤体内の間隙水圧および飽和度が上昇し、堤体のせん断抵抗が減少することで、下流側法面にせん断破壊が生じる「すべり破壊」。③貯水位が堤頂を越え、越流水によって堤体が浸食されることで破壊が生じる「越流破壊」。

上記3つの事象が個別に生じてため池が被災したケースも存在するが、実際の被災現象では、これらの事象が複合的に作用し、最悪の場合、決壊に至ると考えられる。

ため池の決壊は、貯水による浸透力によって、堤体が押し流されることで生じるといえる。すなわち、浸透力と堤体自重の均衡が崩れることで生じる。決壊に至る要因は様々である。例えば、越流が生じて法面が浸食され、堤体断面が減少し貯水によって決壊するケースもあれば、下流側法面の崩落が先行して生じ、堤体断面が減少した結果、背後の貯水によって決壊するケースも考えられる。

ため池の被災要因については、これまでも多くの現地調査による事例が報告されているが、堤体の決壊メカニズムについて詳細に検討された研究例は数少ない⁸⁾。特に、決壊したため池については、決壊断面の堤体が喪失していることから、現地の状況だけで決壊に至るまでの過程を断定するのは難しい。また、近年ではため池の老朽化が指摘されており、適切な維持管理がなされていないため池では、堤体土の強度低下や耐浸食性の低い土で堤体が構築されているなど、被災する可能

性が高いため池が全国に数多く存在する。

そこで、本研究では西分第1ため池の堤体の室内土質試験、河川における洪水のピーク流量の推算に一般的に使用されている合理式に基づいた貯水位の推定および降雨浸透を考慮した堤体の安定解析を実施し、豪雨時における越流発生の有無の判定および堤体下流法面の安定性を評価し、ため池の決壊メカニズムの分析を行った。

2. 佐賀県における降雨状況

佐賀県では、2019年8月27日から28日にかけて局地的に猛烈な雨や非常に激しい雨が降り、記録的短時間大雨情報が唐津市、多久市、佐賀市および小城市などで発表された¹⁾。また、この一連の降雨により県内各地の1時間降水量などの観測値が観測史上1位となった¹⁾。

図1に、気象庁「佐賀」観測所における8月26日から29日までの1時間および積算降水量の経時変化を示す⁹⁾。前述したように8月27日の午後から28日の午前中にかけて連続した降雨がみられ、1時間降水量が40 mmを超える激しい雨が3回、そのうち1回は100 mmを超える猛烈な雨が発生していたことがわかる。また、その積算降水量は484.5 mmであり、図1に比較として示した同観測所の2017年九州北部豪雨における1時間降水量と積算降水量を大きく上回る降雨であったことがわかる。

3. 西分第1ため池の被害状況

西分第1ため池は、第2ため池との親子ため池であり、第1ため池が上流側に位置している。脊振山地南縁の谷筋に位置する谷池であり、基盤には古生代～中生代の花崗岩が分布している。第1ため池は堤高6.7 m、堤長65.0 m、貯水量12,500 m³、常時満水位はEL56.74 m、堤体の余裕高は1.37 mである。堤体の型式は均一型、築造年は不明である。

写真1に、第1ため池の堤体の決壊状況を示す。まず、第1ため池については、堤体の右岸側アバット(堤体端部)付近が約20 mにわたり決壊し、貯水および崩壊土砂が直下流の第2ため池の貯水

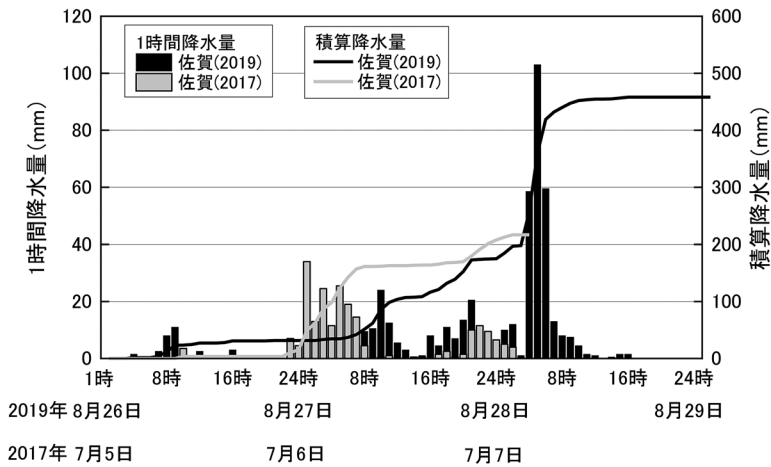


図1 1時間および積算降水量の経時変化(2019年8月26日から29日まで)⁹⁾

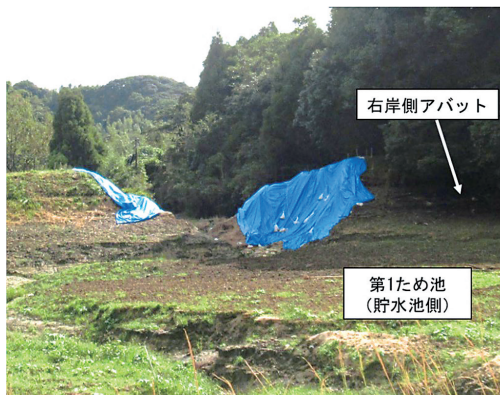


写真1 西分第1ため池の堤体の決壊状況



写真2 洪水吐の損壊状況

池に流入した。第1ため池の堤頂部には明瞭な越流痕は見られなかったが、写真2に示すように左岸側に設けられたコンクリート製の洪水吐(幅1.3 m × 高さ1.0 m)の一部が激しく損壊していたことから、洪水吐の流下能力を超えるような貯水の流出が生じていたと推察される。なお、第1ため池の堤体決壊部の土質を観察したところ、まさ土(細粒分混じり砂)が分布していた。前述したように当該池の周辺には花崗岩が広く分布していることから、第1ため池の堤体は近隣の土取り場から採取したまさ土により構築されたものと推察される。また、第2ため池については、貯水池に第1ため池から流入した崩壊土砂が厚く堆積

していた。

4. 西分第1ため池の地層構成および堤体土の物理的・力学的性質

4.1 堤体および基礎地盤の地層構成

図2に、平成29年に実施されたボーリング調査結果による西分第1ため池の標準断面図を示す。堤体は上部盛土Bs₂と下部盛土Bs₁に大別され、上部盛土のN値は2~7、下部盛土のN値は4~9であり、堤体全体のN値は比較的小さいといえる。堤体の下位には、沖積粘性土層Ac(N値3)、砂質土層As(N値4)、礫質土層Asg(N値12)が分布しており、基盤岩は風化花崗岩(WG₁;

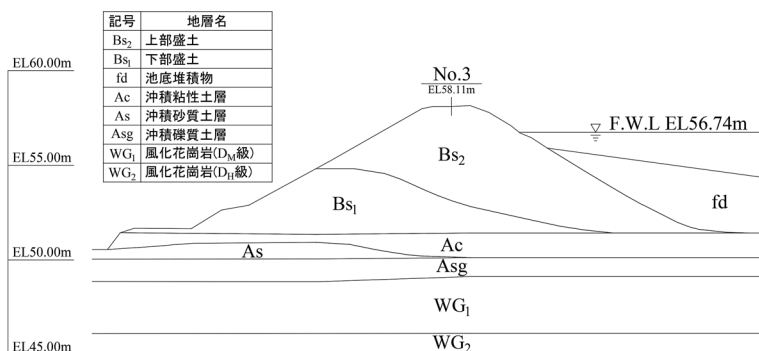


図2 西分第1ため池の堤体の標準断面図

砂質土、WG₂：軟岩)である。

4.2 堤体土の物理的および力学的性質

西分第1ため池から採取した土試料に対し、粒度試験、密度試験、液性限界・塑性限界試験、締固め試験を実施した。また、写真3に示すように、上部盛土および下部盛土の崩壊箇所の表層付近から不攪乱試料を採取し、不攪乱状態の堤体土の密度を測定した。

表1に、上部および下部盛土の物理特性と不攪乱試料採取時の自然含水比 w_n 、乾燥密度 ρ_{dn} を示す。なお、 ρ_{dn} はサンプラーの体積と土試料の質量から算出した。図3に各堤体土の粒度分布を示す。いずれの堤体土も砂分を主体とする砂質土である。上部盛土の方が、下部盛土に比べて細粒分が37.4%と比較的多く含まれている。粒度分布に若干の違いがみられる他、上部盛土は $I_p = 19.7$ と塑性を有する土であるが、下部盛土は非塑性である。

図4に各堤体土の締固め曲線を示す。地盤工学会が定める締固め試験の必要土量が確保できなかったため、著者らが考案した高さ10 cm、直径5 cmの小型モールドおよび重さ1.5 kgのランマーによる締固め試験を実施した¹⁰⁾。この際、締固めエネルギーは550 kJ/m³に設定した。図4より、上部盛土の締固め曲線は比較的鋭角であるが、下部盛土の締固め曲線はなだらかな形状を示している。これは、表1の曲率係数 U_c からわかる



写真3 土試料の採取箇所

ように、上部盛土の堤体土は粒径幅が広いためと考えられる。

図4には各堤体土の w_n および ρ_{dn} をプロットしている。また、前掲の表1には不攪乱状態の乾燥密度 ρ_{dn} を用いて算出した原位置の堤体の締固め度 D_{cn} も記載している。下部盛土は $D_{cn} = 91\%$ であるが、上部盛土は $D_{cn} = 73\%$ と現行の設計指針¹¹⁾に示されている品質管理値 $D_c \geq 95\%$ を大きく下回っている。したがって、本ため池の堤体がまさ土で構築されており、堤体の締固めが十分で無かったことも決壊要因の一つであると考えられる。

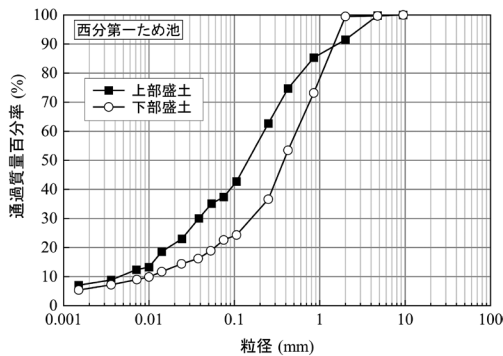


図3 粒径加積曲線

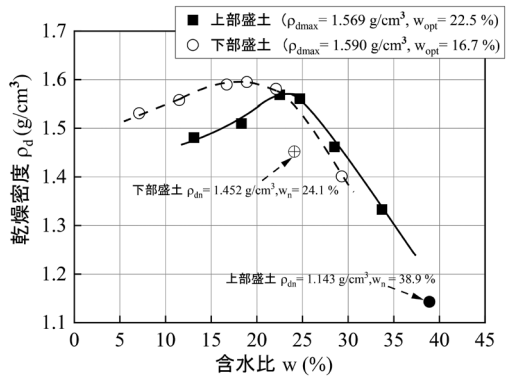


図4 締固め曲線

表1 土試料の物理特性および不攪乱状態の初期状態量

地層名	ρ_s (g/cm ³)	I_p	U_c	U'_c	F_c (%)	土質分類	w_n (%)	ρ_{dn} (g/cm ³)	D_{cn} (%)
上部盛土	2.701	19.7	52.4	1.56	37.4	SF-G	38.9	1.143	73
下部盛土	2.741	NP	53.0	4.83	22.6	SF	24.1	1.452	91

5. 決壊メカニズムの検討と考察

西分第1ため池の洪水吐の被災状況から、豪雨時に越流が生じていると推察される。そこで、8月豪雨時の降雨データと合理式に基づき、貯水位を推定し、越流発生の有無を判定する。さらに、貯水位の変動と降雨の浸透を考慮した堤体下流面の安定解析を行い、すべり破壊の観点から堤体決壊の発生メカニズムについて考察する。なお、以下に示す貯水位の算出および安定解析手法については、文献12)、13)において、平成30年7月豪雨で下流面にすべり破壊が生じたため池に対して著者らがその適用性を検討したものである。

5.1 ため池の貯水位の推定方法

令和元年8月豪雨時における西分第1ため池の変動する貯水位を以下の方法で推定する。貯水位の推定に用いる降雨波形は、ため池の南西約10 kmに位置する気象庁佐賀観測所の8月27日5時から8月28日11時までの1800分間における10分間降水量データ⁹⁾を用いた。降雨強度は1時間降水量を用いた。

対象期間内で観測された1時間降水量の複数

のピーク値を選定し(図5中の○で囲まれた降水量)、それぞれの降水量に対して、土地改良事業設計基準・設計「ダム」に示される式(1)の合理式を用いて洪水ピーク流量 Q_p を算出した¹⁴⁾。波形の形状は単峰型とした。

$$Q_p = \frac{1}{3.6} \times r_e \times A \quad (1)$$

Q_p : 洪水ピーク流量 (m³/s)

r_e : 洪水到達時間内の流域平均有効降雨強度 (mm/h)

A : 流域面積 (km²)

平均有効降雨強度 r_e は式(2)に示す物部の手法を用いた¹⁴⁾。

$$r_e = r \times f_p \quad (2)$$

r : 観測最大降雨強度 (mm/h)

f_p : ピーク流出係数=0.85

洪水到達時間 t_p は、式(3)に示す角屋・福島の式を用いた¹⁴⁾。

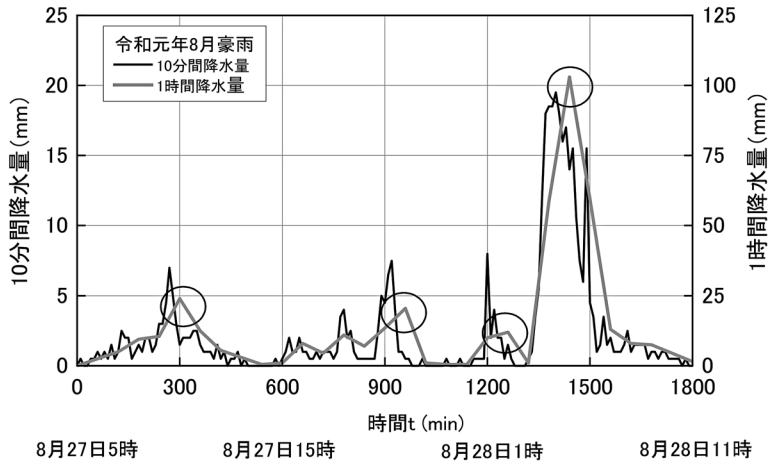


図5 解析対象期間の10分間および1時間降水量の経時変化

$$t_p = C \times A^{0.22} \times r_e^{-0.35} \quad (3)$$

t_p : 洪水到達時間 (min)

C : 流域の土地利用形態に応じて異なる
定数 = 290

上記の方法により算出した Q_p および t_p から、文献14)に示される式(4)および式(5)を用いて、任意の時刻に対する洪水流量 Q_d を便宜的に求めた。水位上昇時とは、任意の時刻から t_p に到達するまでの期間であり、水位下降時は、 t_p 以降の期間のことを意味する。

$$\text{水位上昇時} \quad \frac{t_u}{t_p} = \frac{Q_d}{Q_p^{0.6}} \quad (4)$$

$$\text{水位下降時} \quad \frac{t_d}{t_p} = P \frac{1 - (Q_d / Q_p)}{(Q_d / Q_p)^{0.4}} \quad (5)$$

t_u : ハイドログラフ立上り時刻からの時間 (min)

t_d : ハイドログラフピークからの時間 (min)

P : 定数 = 1

得られた各時刻の Q_d から、式(6)により水路流入型の洪水吐における越流水深 H_d を求め、常時満水位に加算することでため池の貯水位変動を推定した¹¹⁾。

$$B = \frac{Q_d}{1.704 C H_d^{3/2}} \quad (6)$$

B : 洪水吐の流路幅 = 1.3 m

H_d : 越流水深 (m)

C : 流入係数 = 0.821

式(1)～(6)は、いずれも農林水産省農村振興局が監修する設計指針・基準^{11,14)}に示されている。

5.2 非定常飽和-不飽和浸透流解析およびすべり安定解析

本研究で実施した非定常飽和-不飽和浸透流解析は、図6に示す二次元FEMモデルを用い、貯水位変動(10分刻み)と同時刻の10分間降雨量を与え、堤内浸潤線の経時変化を求めた。境界条件は図6に示すとおりであり、解析に使用したプログラムは、SAUSE Ver.4.0である。このプログラムにおける飽和-不飽和浸透流解析の支配方程式は、質量保存則より導かれた連続の式とDarcyの法則を不飽和領域に拡張した式(7)で表される¹⁵⁾。

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(k \frac{\partial \psi}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(k \frac{\partial \psi}{\partial y} + k \right) = (C + \alpha \cdot S_s) \frac{\partial \psi}{\partial t} \quad (7)$$

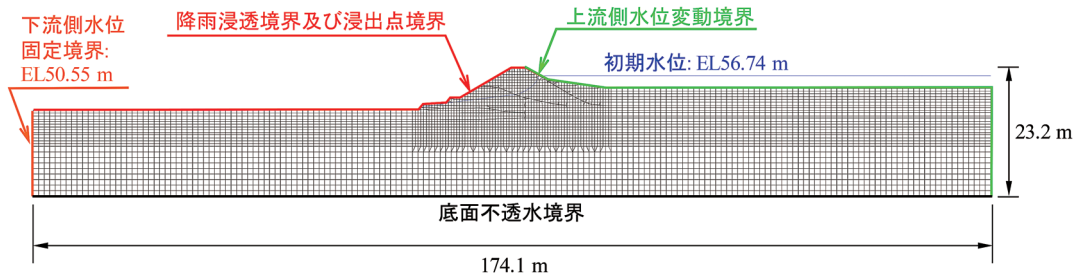


図6 解析モデルおよび浸透流解析時の境界条件

表2 浸透流解析および安定解析に用いた物性値

地層名	記号	浸透流解析			すべり安定解析			
		飽和透水係数 k (cm/s)	比貯留係数 S_s (1/m)	不飽和浸透特性 (kr- θ 関係) (ψ - θ 関係)	飽和重量 γ_{sat} (kN/m ³)	湿潤重量 γ_t (kN/m ³)	粘着力 c' (kN/m ²)	内部摩擦角 ϕ' (°)
上部盛土	Bs ₂	1.10×10 ⁻⁵	1×10 ⁻⁴ *4	図7(a)*4	16.9	15.6	10.0	27.0
下部盛土	Bs ₁	1.03×10 ⁻⁴	1×10 ⁻⁴ *4	図7(a)*4	18.9	17.7	0.0	34.2
池底堆積物	fd	1.00×10 ⁻⁵ *1	1×10 ⁻³ *4	—	15.0*5	14.0*5	15.0*5	0.0*5
沖積粘性土層	Ac	4.64×10 ⁻⁵	1×10 ⁻³ *4	図7(b)*4	17.5	17.2	7.7	31.9
沖積砂質土層	As	5.01×10 ⁻⁵ *2	1×10 ⁻⁴ *4	図7(a)*4	18.0*5	17.0*5	0.0	23.9*7
沖積礫質土層	Asg	7.84×10 ⁻⁴ *2	1×10 ⁻⁴ *4	—	20.0*5	19.0*5	0.0	30.5*7
風化花崗岩 (D _M 級)	WG ₁	1.00×10 ⁻⁵ *3	1×10 ⁻⁴ *4	—	18.0*6	17.0*6	43.5*6	36.4*6
風化花崗岩 (D _H 級)	WG ₂	1.00×10 ⁻⁶ *3	1×10 ⁻⁴ *4	—	19.5*6	18.5*6	58.0*6	38.4*6

- *1 : 文献17) の土質毎の一般値より設定
- *2 : 文献17) の D₂₀ との関係性より設定
- *3 : 文献18) の岩級区分毎の一般値より設定
- *4 : 文献16) の土質毎の値をもとに設定
- *5 : 文献19) の土質毎の一般値より設定
- *6 : 文献20) の N 値からの推定式より設定
- *7 : 文献16) の N 値からの推定式より設定

- x : ため池横断面の水平方向の軸
- y : ため池横断面の鉛直方向の軸
- k : 透水係数 (m/hr)
- ψ : 圧力水頭 (m)
- C : 比水分容量 (1/m)
- a : 1 の場合, 飽和領域
0 の場合, 不飽和領域
- S_s : 比貯留係数 (1/m)
- t : 時間

このうち, C は後述する負の圧力水頭 ψ と体積含水率 θ の関係 (水分特性曲線) の接線勾配である。

また, 浸透流解析で得られた堤内浸潤線を基に, 現行のため池設計指針¹¹⁾におけるすべり破壊に対する安定性照査手法である修正フェレニウス法により堤体下流面のすべり破壊に対する安全率 F_s を求めた。なお, 修正フェレニウス法の他にも様々な斜面安定解析手法が挙げられるが, 本研究では現行の設計指針の手法を踏襲したうえで, 設計指針では考慮されていない堤体への降雨浸透による堤内水位の変化に着目した解析を行った。

表2に, 各地層の解析物性値を示す。これらの解析物性値は, 2017年度に実施された標準貫入試験および現場透水試験, 室内土質試験 (物理試験, 三軸圧縮試験 (CU)), ならびに本研究で実施

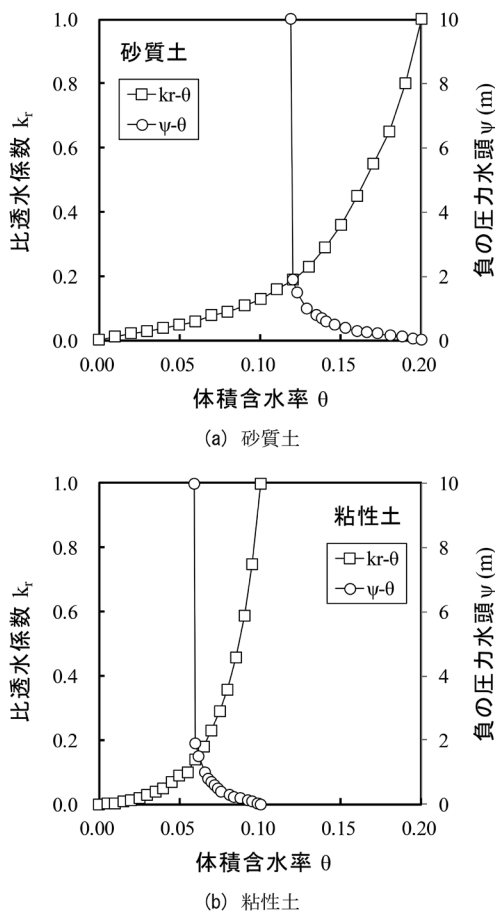


図7 不飽和浸透特性（比透水係数 k_r および負の圧力水頭 ψ と体積含水率 θ の関係）¹⁶⁾

した室内土質試験（物理試験，三軸圧縮試験（ \overline{CU} ））の結果を用いて設定することを基本とし，試験結果の無いものについては，N値や粒度特性からの推定，さらに，既往文献における値をもとに設定した。なお，同表の下部に推定や参考とした文献を記載している。なお，上部および下部盛土の c' と φ' は，本研究で実施した三軸圧縮試験（ \overline{CU} ）の結果を用いた。供試体の作製方法は，上部盛土は不攪乱試料を直径 5 cm，高さ 10 cm に成型した。下部盛土は，サンプラーから試料を取り出す際に乱れが生じたため，計測した不攪乱状態の堤体土の密度および含水比に基づいて再構成供試体を作製し，試験を行った。

(3) 決壊メカニズムに関する考察

図8に，5. (1) に示した手法により推定した豪雨当時における西分第1ため池の貯水位波形を示す。貯水位は，8月27日の9時半以降，降雨の発生に伴い上昇および下降を繰り返している。その後，8月28日の4時から5時にかけて10分間降水量が最大15 mm を超える激しい雨が継続的に降ったことにより貯水位が急激に上昇し，4時50分から5時10分までの20分間，貯水位は堤頂標高を0.2 m 程度上回る結果となった。この時の最高貯水位は EL58.307 m であり，越流が生じたのは上記の時間帯と推定できる。

図9に，飽和-不飽和浸透流解析およびすべり安定解析により得られたすべり破壊に対する安全率 F_s と貯水位の経時変化を示す。貯水位変動と降雨浸透を考慮した場合， F_s は時間経過と共に低下し，8月28日3時 ($t=1320$ 分) 以降， F_s は1を下回っている。一方，降雨浸透を考慮せず，貯水位変動のみを考慮した場合， F_s は1.319のまま一定値となる。したがって，降雨浸透の有無によって F_s が大きく異なることがわかる。

図10に貯水位変動と降雨浸透を考慮した場合の $t=1320$ 分における堤内浸潤線およびすべり破壊に対する安全率を示す。なお，前掲の図8に示したように，解析期間内に越流が生じているが，本解析では，越流水の堤体への浸透は考慮していない。貯水と降雨は同時に堤内へ浸透するものの， Bs_2 の飽和透水係数 k が小さいため貯水側からの浸潤線は低下し，堤体表層からの降雨の浸透量は少ない。その結果， Bs_2 層内の浸潤線は，常時満水位を対象とした定常浸透流解析により設定した降雨開始時 ($t=0$ 分) の浸潤線とほぼ同じである。一方， Bs_1 は Bs_2 よりも透水性が良く，さらに直下に k の小さい Ac 層が分布しているため，降雨浸透により浸潤線が法尻より発達し，上昇する。その結果，法尻付近の安定性が低下し，ついに F_s が1を下回ったと考えられる。

比較として，図11に降雨浸透を与えず貯水位変動のみを考慮した場合の $t=1320$ 分における堤内浸潤線およびすべり破壊に対する安全率を示す。この図より，貯水位変動のみでは堤体下流面付近

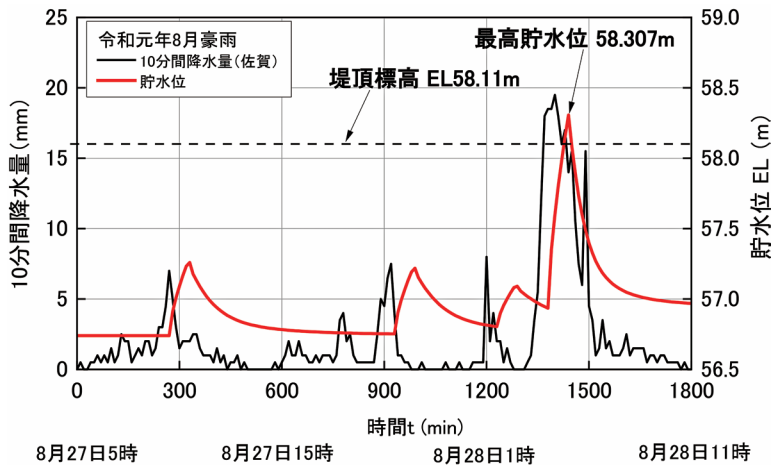


図8 10分間降水量と貯水位の経時変化

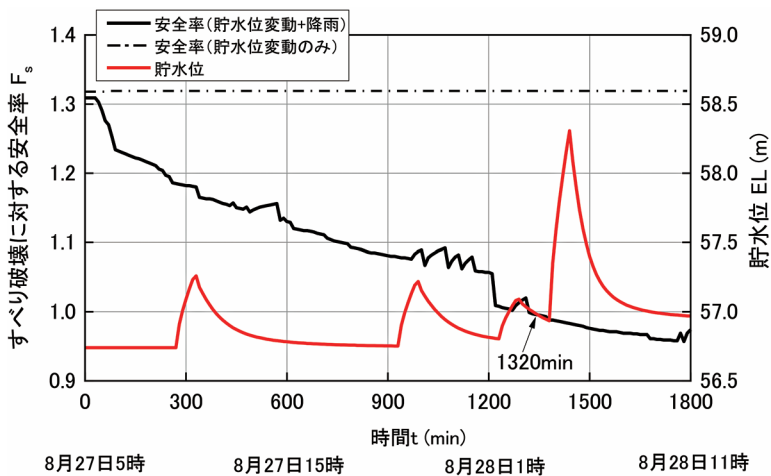


図9 すべり破壊に対する安全率と貯水位の経時変化

の浸潤線は変化せず、堤内浸潤線は初期のそれとほぼ同じである。したがって、上述のとおり解析期間中は $F_s = 1.319$ の一定値となる。

以上の検討結果から、西分第1ため池が決壊したメカニズムを以下のように考察した。西分第1ため池では、豪雨によって下部盛土の法尻付近にすべり破壊が発生し、それに伴いその上部の堤体が不安定化した。不安定化した堤体は、上流側に向かってすべり破壊が進行したと推察され、それにより断面が縮小した結果、堤体自重と浸透力の

均衡が崩れて決壊が生じたと考えられる。なお、貯水が堤頂を越流し、堤体表層を侵食したことも、堤体断面の縮小に影響を及ぼしていると考ええる。

なお、本研究で実施した解析では、一部の解析物性値を推定式や一般値により設定している。そのため、解析精度については改善の余地が大きいと考える。しかし、本研究で着目したのは堤体への降雨浸透を考慮した安定解析の検討であり、この手法は現在のため池設計指針¹¹⁾には示されていない。本研究で示したように、降雨の有無によっ

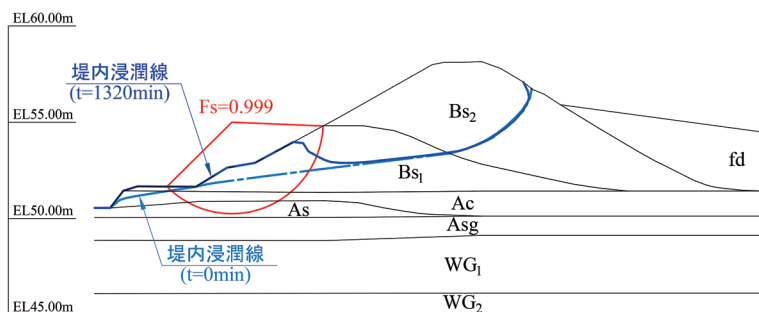


図10 安定解析結果図（貯水位変動および降雨浸透を考慮， $t = 1320 \text{ min}$ ）

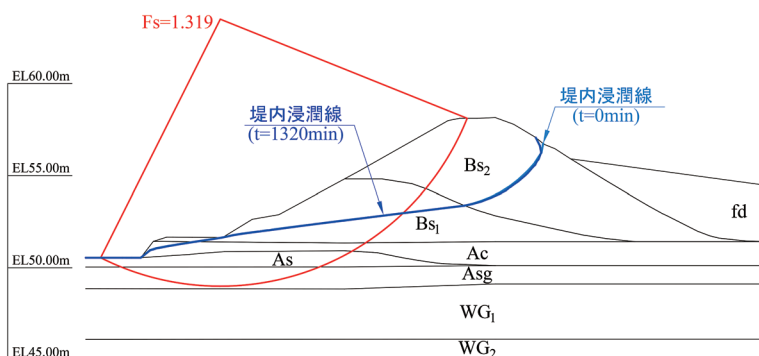


図11 安定解析結果図（貯水位変動のみ考慮， $t = 1320 \text{ min}$ ）

ため池堤体の安定解析結果が全く異なることから、今後は降雨浸透を考慮した堤体の豪雨時における安定性評価手法を確立していきたい。

6. まとめ

本研究では、令和元年8月の豪雨により決壊した佐賀県小城市の西分第1ため池の被災要因を分析することで、決壊メカニズムについて検討した。得られた知見を以下に示す。

- (1) 堤体は上部盛土と下部盛土で構成されており、それぞれ物性の異なるまさ土である。決壊断面付近では上部盛土の締固め度が75%程度と小さな値であった。
- (2) 合理式に基づいて豪雨時の貯水位を推定した結果、15 mm以上の10分間降水量が継続した時刻に貯水位が堤頂を超え越流が生じた。現地の洪水吐の被災状況から、実際に越流が生じた可能性が高く、本研究で示した手法で

越流発生の有無を判定可能であることが示唆される。

- (3) 貯水位の変動および降雨浸透を考慮した下流面の安定解析の結果、今回の豪雨により透水性の高い下部盛土の法尻付近においてすべり破壊が生じたと考えられる。
- (4) 西分第1ため池では、豪雨によって下部盛土の法尻付近にすべり破壊が発生したことで、その上部の堤体が不安定化した。不安定化した堤体は、上流側に向かってすべり破壊が進行したと推察され、それにより断面が縮小した結果、堤体自重と浸透力の均衡が崩れて決壊が生じたと考えられる。なお、越流による堤体表層の浸食も、堤体断面の縮小に影響を及ぼしていると考えられる。

謝辞

本調査にあたり、佐賀県農地整備課ならびに小

城市農村整備課に多大なご協力を頂いた。ここに記して関係各位に深く感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 佐賀地方気象台「-令和元年8月26日から30日にかけての佐賀県の大雨について-」https://www.jma-net.go.jp/fukuoka/gyomu/saigai_sokuho_siryu.html, 2020年3月4日閲覧。
- 2) 農林水産省「令和元年8月の前線に伴う大雨に係る被害情報」<http://www.maff.go.jp/j/saigai/ooame/20190826/index.html>, 2020年3月4日閲覧。
- 3) 佐賀県「令和元年佐賀豪雨災害に係る農林水産関係の被害状況」http://www.pref.saga.lg.jp/bousai/kiji00370898/3_70898_147506_up_hdacdy8o.pdf, 2020年3月4日閲覧。
- 4) 神山 惇・藤本哲生・工藤啓幹・末次大輔：令和元年8月豪雨による佐賀県小城市のため池被害調査報告, 自然災害科学, Vol.39, No.2, pp.83-88, 2020.
- 5) 地盤工学会：平成29年7月九州北部豪雨による地盤災害調査報告書, 2018.
- 6) 地盤工学会：平成30年7月豪雨を踏まえた豪雨地盤災害に対する地盤工学の課題-地盤工学からの提言-, 2019.
- 7) 堀 俊和：農業用ため池の豪雨災害に関する研究, 農業工学研究所報告, Vol.44, pp.139-247, 2005.
- 8) 泉 明良・堀 俊和・正田大輔・吉迫 宏・梶原義範：平成29年7月九州北部豪雨におけるため池の被災要因, 農業工学研究所報告, 農村工学部門2, pp.121-136, 2018.
- 9) 気象庁「過去の気象データ検索」<https://www.data.jma.go.jp/obd/stats/etrn/index.php> 2020年3月4日閲覧。
- 10) 神山 惇・福林良典・末次大輔・鈴木素之：土試料の最大粒径に着目した小型締固め試験装置による締固め試験方法の検討, 地盤工学ジャーナル, Vol.15, No.1, pp.91-102, 2020.
- 11) 農林水産省農村振興局：土地改良事業計画設計指針「ため池整備」, 2015.
- 12) 藤本哲生・栗林健太郎・坂部晃子・黒田修一：平成30年7月豪雨による岡山県内のため池被害と破壊メカニズムについての一考察, 第61回地盤工学シンポジウム論文集, pp.129-132, 2018.12.
- 13) Fujimoto, T., Kuribayashi, K., Koyama, A., Sakabe, A., Kuroda, S: A study on the failure mechanism of the dam body in small reservoir caused by the heavy rain event of July 2018, Proc. of the Technical Forum on Mitigation of Geodisasters in Asia, pp.70-75, Kumamoto, 2019.
- 14) 農林水産省農村振興局：土地改良事業計画設計基準・設計「ダム」共通編, 2003.
- 15) 大西有三・西垣 誠：土中水の不飽和流動, 3. 不飽和流の解析, 土と基礎, Vol.29, No.7, pp.65-72, 1981.7.
- 16) 国土技術研究センター：河川堤防の構造検討の手引き, 2012.2.
- 17) 地盤工学会：地盤材料試験の方法と解説, 2009.11.
- 18) 吉中龍之進・桜井春輔・菊池宏吉：岩盤分類とその適用, 土木工学社, 1989.7.
- 19) 高速道路総合技術研究所：設計要領第一集土工建設編, 2016.8.
- 20) 高速道路総合技術研究所：設計要領第二集橋梁建設編, 2016.8.

(投稿受理：令和2年4月3日
訂正稿受理：令和2年7月9日)

要 旨

令和元年8月の豪雨では、福岡県および佐賀県で複数のため池が被災した。本研究では、佐賀県小城市において決壊した西分第1ため池の被災メカニズムを明らかにすることを目的とし、合理式法に基づいた堤体の越流発生の有無の判定および降雨浸透を考慮した堤体下流法面の安定性を検討し、ため池が決壊した要因の分析を行った。FEM解析による非定常の飽和-不飽和浸透流解析を行い、同時に修正フェレニウス法による堤体法面の安定解析を行った。その結果、降雨浸透によって堤体下流法面にすべり破壊が発生し、堤体が不安定化したことで、上流側に向かってすべり破壊が進行したことが主な要因と推察される。