

## 2. 天然ダムの安定性評価

中川 一\*

形成された天然ダムが安定かどうかを評価することは、ダム形成後にどのような対策対応を緊急にとるべきか判断する上で重要である。安定性はダム堤体を構成物する材料の物理特性に大きく依存するが、試料を得ることが困難なことや得られた試料の代表性の問題もあり、実際には物理特性を正確には把握しにくい。また、安定性はダム堤体の幾何学的な条件にも大きく依存し、安定解析に情報を供するためには堆積前後の地形を短時間のうちに比較分析して堤体形状を決定する必要がある。

### 2.1 浸透流解析と安定解析とのカップリング

時々刻々の堤体内の水分の消長を浸透流解析で追跡し、これにより堤体内の土壌水分量と間隙水圧を評価することで時々刻々の天然ダムの安全率と限界すべり面を計算し、堤体の安定性を検討することができる。ダム湖の水位の時間変化はダム湖への流入流量と堤体への浸透流量との連続関係から求められる。カップリングモデルのフローの概要は図2.1に示すとおりである。ここでは浸透流解析および安定解析の2次元および3次元の解析手法を示す。

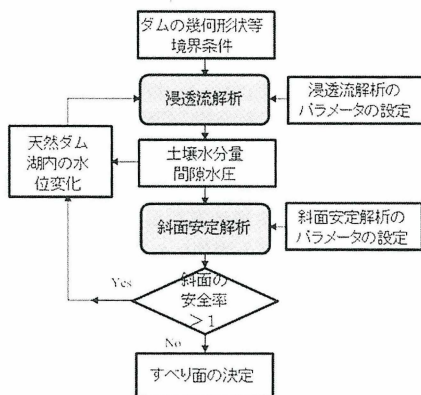


図2.1 浸透流解析と安定解析とのカップリングのフロー

### (1) 浸透流解析

狭隘な谷部で形成された天然ダム内の浸透流は谷の横断的な傾斜等、地形の3次元性の影響で流れそのものが3次元的挙動を示す場合が多い。不飽和土壌からなる天然ダム内での3次元的な浸透流の挙動は以下の修正 Richards 式を用いて解析できる。

$$\frac{\partial}{\partial x} \left[ K_x(h) \frac{\partial h}{\partial x} \right] + \frac{\partial}{\partial y} \left[ K_y(h) \frac{\partial h}{\partial y} \right] + \frac{\partial}{\partial z} \left[ K_z(h) \left( \frac{\partial h}{\partial z} + 1 \right) \right] = [C(h) + S_w S_s] \frac{\partial h}{\partial t} \quad (5)$$

ここに、 $h$ : 圧力水頭、 $K_x(h)$ 、 $K_y(h)$ 、 $K_z(h)$ : それぞれ  $x$ 、 $y$ 、 $z$  方向の透水係数、 $C(h)$ : 比水分容量であって保水性  $\partial \theta / \partial h$  (水分特性曲線の傾き) を表すパラメータ、 $\theta$ : 体積含水率、 $S_w$ : 飽和領域では1、不飽和領域では0とするパラメータ、 $S_s$ : 比貯留係数であって、 $S_s = \rho g (a + \lambda_a b)$  で表わされる圧縮性を考慮したパラメータで、 $\rho$ : 水の密度、 $g$ : 重力加速度、 $a$ : 土粒子の圧縮率、 $b$ : 水の圧縮率、 $\lambda_a$ : 間隙率、 $t$ : 時間、 $x$ 、 $y$ : 水平座標、 $z$ : 鉛直座標 (上向きが正) である。式 (5) は飽和領域・不飽和領域のどちらの場合も扱え、飽和領域においては  $K_x(h) = K_y(h) = K_z(h) = K_s$ 、 $\theta = \theta_s$ 、 $C(h) = 0$ 、 $S_w = 1$  である。ここに、 $K_s$  および  $\theta_s$  はそれぞれ飽和透水係数および飽和体積含水率 (飽和水分量) である。上記 Richards 式を解くには不飽和浸透特性を表す関係式が必要となる。ここに、不飽和浸透特性とは、水分特性曲線 (体積含水率と圧力水頭との関係)、および体積含水率と相対透水係数 (飽和透水係数に対する不飽和透水係数との比) の関係をいう。ここでは、van Genuchten モデル (1980) を採用する。このモデルでは水分特性曲線、不飽和透水係数、および比水分容量を以下の式で表す。

$$S_e = \frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} = \begin{cases} \frac{1}{(1 + |\alpha h|^n)^m} & , \text{for } h < 0 \\ 1 & , \text{for } h \geq 0 \end{cases} \quad (6)$$

$$K = \begin{cases} K_s S_e^{0.5} [1 - (1 - S_e^{1/m})^2] & , \text{for } h < 0 \\ K_s & , \text{for } h \geq 0 \end{cases} \quad (7)$$

\*京都大学防災研究所

$$C(h) \cong \begin{cases} \alpha(n_v - 1)(\theta_s - \theta_r) S_e^{1/m} (1 - S_e^{1/m})^m \\ 0 \text{ or small value} \end{cases} \quad \begin{matrix} \text{for } h < 0 \\ \text{for } h \geq 0 \end{matrix} \quad (8)$$

ここに、 $\alpha$ 、 $m$ 、 $n_v$ : van Genuchten のパラメータで、 $m = 1 - 1/n_v$  の関係がある。 $S_e$ : 相対飽和度、 $\theta_r$ : 残留体積含水率である。結局、van Genuchten モデルでは  $\alpha$ 、 $n_v$ 、 $K_s$ 、 $\theta_s$ 、 $\theta_r$  の 5 つのパラメータで飽和浸透特性が表され、これらを用いて式 (5) から圧力水頭  $h$  を求めることになる。この式は解析的には解けないため、有限要素法や差分法で数値解析的に解くことになる。解析法は種々存在するのでここでは説明を割愛する。

## (2) 安定解析

斜面の安定解析には無限長斜面を仮定した方法やすべり土塊をスライスに分割して安全率を計算する分割法がある。分割法にはすべり面を円弧で近似するビショップ法やすべり面が非円弧であるヤンプ法などがある。このように斜面の安定解析法には種々の方法があるが、ここでは 2 次元および 3 次元の簡易ヤンプ法による安全率についてのみ示す。2 次元のヤンプ法による安定解析手法は、すべり土塊を鉛直方向に幾つかのスライスに分割し、水平および鉛直方向のつり合い式に基づいて、初期すべり面を仮定して最小の安全率になるすべり面を動的計画法（ダイナミックプログラミング）により決定する方法である。ヤンプ法による斜面の安全率  $F_s$  は以下の式で表される。

$$F_s = \frac{1}{\sum_{i=1}^n (W_i + \Delta V_i) \tan \alpha_i} \times \sum_{i=1}^n \left\{ \frac{c_i \cos \alpha_i + (W_i + \Delta V_i - u_i l_i \cos \alpha_i) \tan \phi}{\cos^2 \alpha_i [1 + \tan \alpha_i \tan \phi / F_s]} \right\} \quad (9)$$

ここに、 $W_i$ : 上部の水の重さを含んだ各スライスの重さ、 $\Delta V_i$ : 各スライス両側面に作用する鉛直方向の力 ( $=V_{i+1} - V_i$ )、 $l_i$ : 各スライス底部の長さ、 $u_i$ : 各スライス底部に作用する間隙水圧、 $\alpha_i$ : 底部が水平面となす角度、 $n$ : スライスの総数、 $c$ : 堤

体土壌の粘着力、 $\phi$ : 堤体土壌の内部摩擦角である。簡易ヤンプ法は  $\Delta V_i$  をゼロとして  $F_s$  を求め、これに修正係数を乗じて安全率を評価する方法であるが、この係数は 1 に近い値であり、実用的には 1 として取り扱われる場合が多いことから、ここでは  $\Delta V_i = 0$  としたものを簡易ヤンプ法と呼ぶことにする。最小の安全率となるすべり面を同定する方法は以下の通りである。すなわち、式 (9) を以下のように表現しなおす。

$$F_s = \sum_{i=1}^n R_i / \sum_{i=1}^n T_i \quad (10)$$

$$R_i = \frac{c_i \cos \alpha_i + (W_i - u_i l_i \cos \alpha_i) \tan \phi}{\cos^2 \alpha_i [1 + \tan \alpha_i \tan \phi / F_s]} \quad (11)$$

$$T_i = W_i \tan \alpha_i \quad (12)$$

つぎに関数  $G = \sum (R_i - F_s T_i)$  を導入し、考え得る全てのすべり面を対象に  $G$  を最小とするすべり面をダイナミックプログラミング手法で求める (Yamagami & Ueta (1986))。そのときの  $G$  を  $G_m$  とすると、

$$G_m = \min G = \min \left[ \sum_i (R_i - F_s T_i) \right] \quad (13)$$

である。ここに、 $G_m$ : 臨界すべり面を与える関数  $G$  の最小値である。式 (13) の  $F_s$  は未知数なので、初期値として適当に  $F_s$  を与える必要がある。一方、2 次元の簡易ヤンプ法を拡張することで 3 次元の簡易ヤンプ法が開発され (たとえば鶴飼, 1987)、動的計画法に基づいて 3 次元のすべり面を特定する手法も開発されてきた (たとえば Yamagami & Jiang, 1997)。図 2.2 に代表的なコラムに作用する力の模式図を、図 2.3 に 3 次元斜面の分割コラムの模式図を示す。簡易ヤンプ法による 3 次元表示の安全率  $F_s$  は以下の通りである。

$$F_s = \frac{\sum_{i=1}^m \sum_{j=1}^n \frac{(c_{ij} + u_{ij} \tan \phi) \Delta x \Delta y + (W_{ij} + P_{ij}) \tan \phi}{(1/J + \sin \alpha_{xij} \tan \phi / F) \cos \alpha_{xij}}}{\sum_{j=1}^m \sum_{i=1}^n [\tan \alpha_{xij} (W_{ij} + P_{ij}) - \Delta V_{ij}^x]} \quad (14)$$

ここに、添え字  $ij$  は図 2.3 のコラム  $ij$  の諸量を意味し、 $W_{ij}$ : コラムの重量、 $P_{ij}$ : コラム上面に作用する鉛直方向の外力、 $T_{ij}$ 、 $N_{ij}$ : それぞれコラム底面

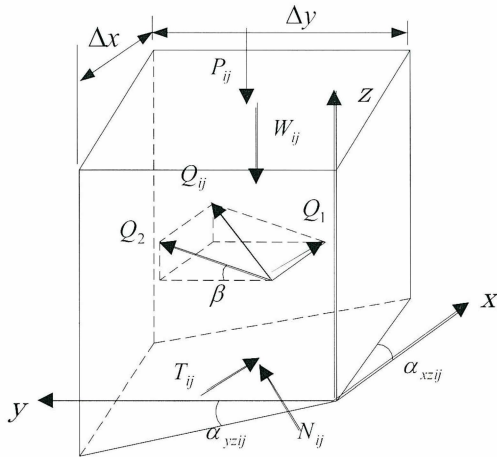


図2.2 代表的なコラムに作用する力の模式図  
(Yamagami & Jiang (1997))

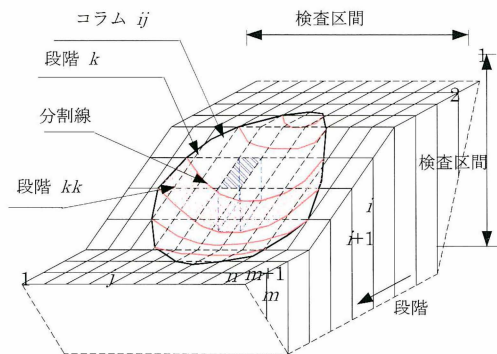


図2.3 3次元斜面の分割コラムの模式図  
(Yamagami & Jiang (1997) を一部修正)

に作用するせん断力および垂直力,  $Q_{ij}$ : コラム側面に作用する力の合力 (内力) で鵜飼 (1987) によると  $xz$  面内では水平方向の成分  $Q_1$  と  $yz$  面内では水平面と  $\beta = \tan^{-1}(\eta \tan \alpha_{yzij})$  の角度をなす成分  $Q_2$  に分割できると仮定している。ここに  $\eta$  は未定数であり, 鵜飼は  $\eta$  の決定法についても示している (鵜飼, 1987) が, 単純化のためにこれをゼロと置いて安全率を示したものが上の式 (14) である。鵜飼・細堀 (1988) は45度以下の緩やかな傾斜の地盤においては  $\eta = 0$  としたこの式で十分な精度の安全率が得られるとしている。

## 2.2 すべり破壊に関する2次元および3次元解析結果と実験結果との比較

天然ダムの安定性を検討する際に上記で示した斜面の安定解析手法が有効である。実際の天然ダムを対象にこれらのモデルの妥当性の検証を行おうとしても, 境界条件や初期条件およびダムの構成材料の物理特性等に関して検証に耐え得るデータがほとんど整っていないために困難である。ここでは著者らが得た実験結果 (Awal et al., 2007, Awal et al., 2009) を用いて計算結果と比較検討する。

### (1) 鉛直2次元場における天然ダムの決壊実験とモデルの適用性

実験に用いた装置を図2.4に示す。また, 天然ダムの堤体材料には図2.5に示した粒度分布2をもつ混合砂を用いた。解析に用いたパラメータ等を表2.1に示す。なお, van Genuchtenのパラメータについては, 材料のpF試験を実施して土壌水分特性のデータから非線形回帰分析を行って同定した。

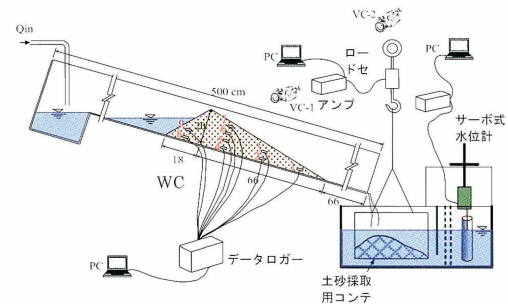


図2.4 実験装置

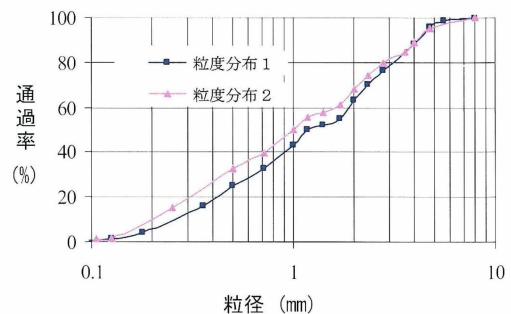


図2.5 天然ダムに用いた材料の粒度分布

表2.1 解析に用いたパラメータ値

| 用いた土砂                        | 粒度分布 2 |
|------------------------------|--------|
| 飽和体積含水率 $\theta_s$           | 0.287  |
| 残留体積含水率 $\theta_r$           | 0.045  |
| $\alpha$ ( $\text{m}^{-1}$ ) | 5.50   |
| $n_v$                        | 3.20   |
| 飽和透水係数 $K_s$ (m/s)           | 0.0004 |
| 土粒子の比重                       | 2.65   |
| 50%粒径 (mm)                   | 1.00   |
| 内部摩擦角 $\phi$ (degree)        | 34     |

浸透過程における土壌水分量の時間的な変化の計測はTDR (time domain reflectometry) 方式によるWCR (Water Content Reflectometer) によった図2.6の1～9の9地点の水路の側壁にWCRのセンサーを差し込める穴をあけ、センサーをダム堤体に差し込んで計測した。なお、すべりの開始時刻やすべり面の形状、発生洪水/土石流の規模等にWCRの存在が影響する可能性があるため、同一条件でWCRを配置した場合とこれを配置しない場合の2種類の実験を行っている。

図2.7は一定流量 ( $39.8 \text{ cm}^3/\text{s}$ ) の水をダム上流から給水し続けたときに発生したすべり面の様子を撮影したものである。水路の内側から側壁に着色した砂を水路底面から垂直上方向に線状に埋めて、すべりが発生するとその様子が側壁を通して可視化できるようにしてある。

図2.8は図2.7から特定したすべり面と計算よりもとめた最小安全率をとるときのすべり面とを比較したものである。両者は比較的良好に一致しており、簡易ヤンプ法でダイナミックプログラミングによるすべり面を特定する方法の妥当性が認められる。ただし、模型実験では給水開始の350秒後にすべりが発生したのに対し、計算では317秒後に最小安全率をとるすべり面で安全率が1以下となり、計算の方がすべりの発生時刻がやや早くなっている。この原因としては、計算では $\Delta V_i$ を無視していること等、モデル上の問題があることや、実際には不飽和状態でのサクシオンによる見かけの粘着力が作用していてすべりの抵抗となっている可能性があること、堤体内部で一部空気が

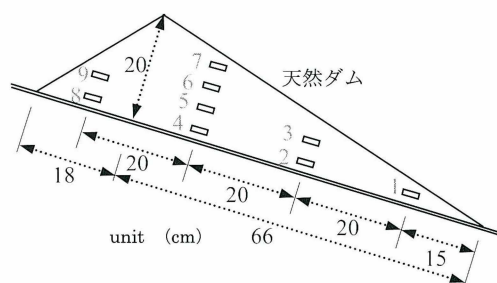


図2.6 土壌水分量計の設置位置

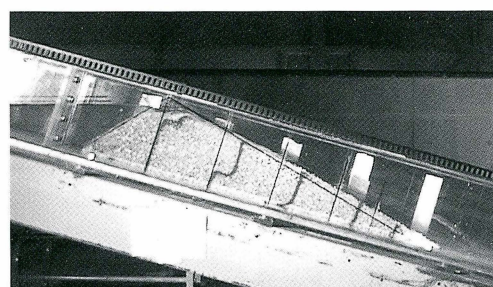


図2.7 天然ダムのすべり破壊 (供給流量一定)

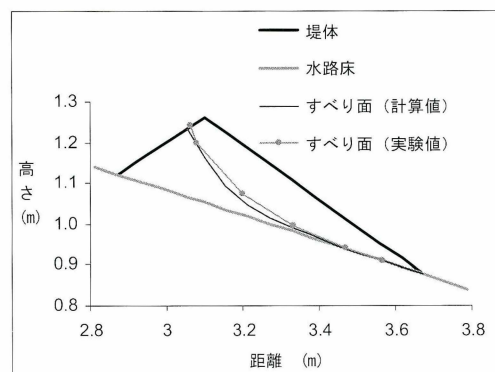


図2.8 すべり面の計算結果と実験結果との比較 (供給流量一定)

抜けずに水が浸透せず、これが斜面のすべりに対して安定側へ作用しているのではないか等の原因が考えられる。

図2.9は供給流量一定の条件において、図2.6の5, 7, 9地点における飽和度の時間変化の実験値と計算値を比較したものである。同図より、両者は比較的良好に一致しており、浸透流解析と天然ダムの安定解析とをカップリングしたモデルで、すべりに

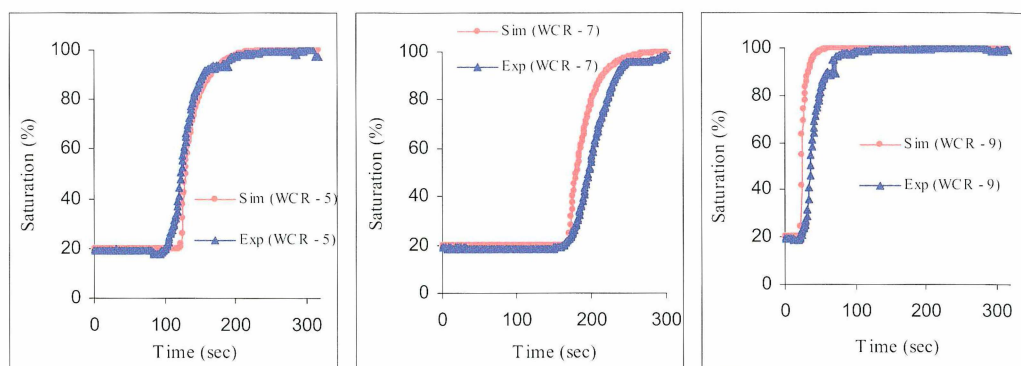


図 2.9 天然ダムの各地点における飽和度の時間変化に関する計算結果と実験結果との比較 (供給流量一定)

よる天然ダムの安定性を議論できることが確認できた。なお、図 2.9 では水分量の上昇速度の計算結果が実験結果に比べてやや速い（グラフの傾きが急である）が、これは van Genuchten のパラメータの妥当性に関係していると思われる。

## (2) 単純な 3 次元場における決壊実験とモデルの適用性

実験に使用した装置は図 2.4 に示したシステムと同様であるが、3 次元的な河床地形を形成するために長さ 5 m、幅 30 cm、深さ 50 cm の水路に変更している。図 2.10 に示すように、水路横断方向に 20 度傾いた河床（縦断方向には一様。右岸側の河床が左岸側の河床より  $30 \tan 20^\circ$  cm 高い）を設置し、この河床上に同図に示すような天然ダムを形成した。左岸側 (Side A) の天然ダムの底部長は 142.5 cm、右岸側 (Side B) のそれは 90.6 cm である。ダム高さは左岸側で 30 cm、右岸側で 19.08 cm である。水路を基準にして計った天然ダムの裏法面（下流側斜面）の傾きは 14 度であり、水路勾配は 20 度と一定である。

堤体内部に図 2.11 に示すような WCR を 12 台セットし、給水開始からの土壌水分量の変化を計測した。給水流量は表 2.2 に示すようにに約  $30 \text{ cm}^3/\text{s}$  であり、WCR を配置した土壌水分量の計測実験を 2 回、これを配置せずにすべり面の観測をするための実験を 2 回、ほぼ同一流量で実施した。

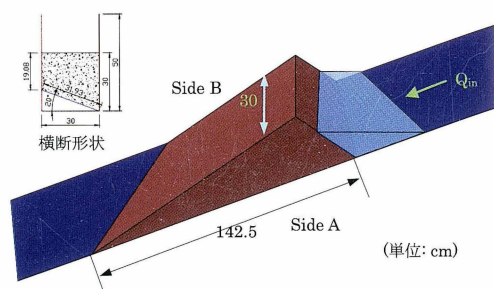


図 2.10 単純な 3 次元場を想定した水路とダム

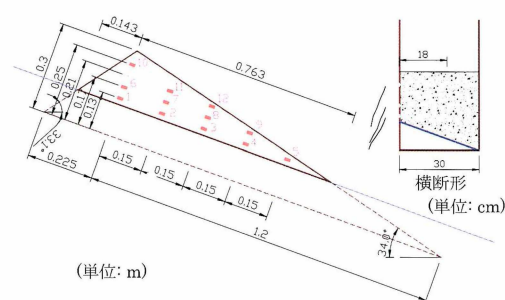


図 2.11 右岸側からみた WCR の設置位置

表 2.2 実験ケース

| 実験 No. | ケース  | 流量 ( $\text{cm}^3/\text{s}$ ) | 備考       |
|--------|------|-------------------------------|----------|
| 1      | 3D-1 | 29.8                          | 土壌水分量の計測 |
| 2      | 3D-2 | 30.5                          | 土壌水分量の計測 |
| 3      | 3D-3 | 29.8                          | すべり面の計測  |
| 4      | 3D-4 | 30.1                          | すべり面の計測  |

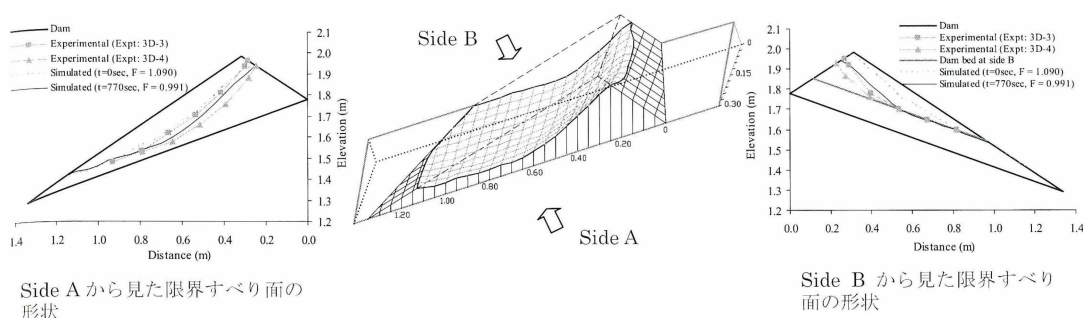


図2.12 すべり面の形状に関する計算結果ならびにすべ面の計算結果と実験結果との比較

図2.12はSide Aから見た天然ダムの形状(三角形)、模型実験3D-3および3D-4のすべり面の形状(■は3D-3, ▲は3D-4)に関する実験結果, 3次元簡易ヤンプ法による初期すべり面の計算結果(点線,  $F_s=1.090$ )と安全率が1以下となった限界すべり面の計算結果(実線,  $t=770$ 秒で $F_s=0.991$ )を比較したもの(図2.12左図), 3次元的に表示したすべり面の形状(図2.12中図), Side Bから見たもの(図2.12右図)である。初期の安全率は1よりも大きい, 給水から770秒経過したときの安全率は1よりも小さくなっている。すべり面の形状はSide AとSide Bの両方とも, 2回実施した実験結果の間に計算結果が位置し, 計算の妥当性がうかがえる。しかしながら実験では崩壊の発生時刻は930秒であり, 計算による発生時刻は770秒と少々早い。この原因は種々考えられるが, 透水係数を0.00028 m/sと少し小さくする感度分析を行い検討した結果, 計算による崩壊発生時刻は790秒と20秒程度しか崩壊時刻は遅くならなかったが, 透水係数を0.00025 m/sとさらに小さくすると, 崩壊発生時刻は830秒となり, 飽和透水係数が崩壊発生時刻に影響することが確認された。

モデルの精度の観点からは, 3次元簡易ヤンプ法では平衡状態での鉛直方向と水平方向のつり合いだけを考え, モーメントによるつり合いは省略しているので, これが崩壊発生時刻が早めに算定される原因ではないかと推察され, 他のモデルとの比較が推奨される。

## 2.3 おわりに

以上, ここでは天然ダムの安定解析手法について著者らのこれまでの研究成果を中心に紹介した。今年も, 台風12号がもたらした豪雨により奈良県十津川流域および和歌山県日置川流域などでは深層崩壊が多数発生して天然ダムが形成された。形成後に洪水で決壊したものもあるが, 10月10日現在で5つの天然ダムが決壊せずに残っている。今後の対策が重要である。このように, 最近, 豪雨や地震が多発していること, 今後の極端気象現象や地震・火山活動の活発化が懸念される状況を鑑みれば, 深層崩壊等で天然ダムの形成とその決壊による巨大複合災害の発生危険度が高まっているのではないだろうか。ハード対策を行う上でも, また, 危機管理の点からも, 天然ダムの安定性に関する研究や決壊によって発生する洪水/土石流規模の予測手法に関する研究は重要であることは論をまたないが, さらなる解析モデルの精練および解析結果の精度向上を図る必要がある。

## 参考文献

- Awal, R., Nakagawa, H., Baba, Y. and Sharma R.H. (2007): Numerical and experimental study on landslide dam failure by sliding, Annual Journal of Hydraulic Engineering, JSCE, Vol.51, pp.7-12.
- Awal, R., Nakagawa, H., Kawaike, K., Baba, Y. and Zhang, H. (2009): Numerical and experimental study on 3D transient seepage and slope stability of landslide dam failure, Annual Journal of Hydraulic Engineering, JSCE, Vol.53, pp.61-66.

- 鵜飼恵三 (1987) : 簡易 Janbu 法による斜面の 3 次元安定解析, 地すべり, 第24巻, 第 3 号, pp. 8-14.
- 鵜飼恵三・細堀建治 (1988) : 簡易 Bishop 法, 簡易 Janbu 法および Spencer 法の三次元への拡張, 土木学会論文集, 第394号/III-9, pp. 21-26.
- 中川 一 (2010) : 天然ダムの決壊に関する研究の重要性, 土木学会水工学に関する夏期研修会講義集, A コース, pp. A-7-1 ~ A-7-19.
- van Genuchten, M. Th. (1980): A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils, Soil Sci. Soc. Am. J., Vol.44, pp.892-898.
- Yamagami, T. and Jiang, J.C. (1997): A search for the critical slip surface in three-dimensional slope stability analysis, Soils and foundations, Vol.37 (3), pp.1-16.
- Yamagami, T. and Ueta, Y (1986).: Noncircular slip surface analysis of the stability of slopes: An application of dynamic programming to the Janbu method, Journal of Japan Landslide Society, Vol.22 (4), pp.8-16.