

鋼製透過型砂防堰堤におけるレベル II 荷重モデルの提案

Proposal of level II design load model on steel pipe open Sabo dam

小松喜治*, 堀口俊行**, 香月智***

Yoshiharu Komatsu, Toshiyuki Horiguchi, Satoshi Katsuki

*防衛大学校, 理工学研究科後期課程 (〒239-8686 神奈川県横須賀市走水 1-10-20)

**博(工), 防衛大学校准教授, 建設環境工学科 (〒239-8686 神奈川県横須賀市走水 1-10-20)

***工博, 防衛大学校教授, 建設環境工学科 (〒239-8686 神奈川県横須賀市走水 1-10-20)

キーワード: 鋼製透過型砂防堰堤, 土石流, 設計荷重, 動的荷重

Keywords: steel pipe open Sabo dam, debris flow, design load, dynamic load

1. 緒言

近年, 記録的な台風および集中豪雨の影響により土砂災害が頻発している. 令和 2 年度における全国の土砂災害発生件数は 1319 件であり, 甚大な被害を及ぼした¹⁾. 特に, 砂礫を含む土石流の被害は, 人的被害や財産被害に多大な影響を及ぼしている.

土砂災害の一つに土石流災害がある. そのための対策構造物として, 砂防堰堤が設置されている. 現行設計では, 土石流衝突に弾性応答で耐えられるように設計されている. 砂防堰堤の設計は, 土石流衝突面が完全に流体を止める不透過型砂防堰堤 (以下, 不透過型と呼称する.) を前提としている. しかし, 透過型砂防堰堤 (以下, 透過型と呼称する.) は, 水および小砂礫は通過する構造となっているが, 不透過型の設計法を準用している²⁾. さらに, 近年の異常気象を原因とした大規模土石流の発生により, 砂防堰堤の損壊事例が報告されている³⁾. そのため, 現行の設計荷重レベル (以下, Level-I 荷重と呼称する.) より大きな荷重 (以下, Level-II 荷重と呼称する.) が作用したと考えられている⁴⁾.

そこで, Level-II 設計に関して, 石川ら⁵⁾は, 設計において 100 年超過確率で求められる流量を 200~1000 年の超過確率で求めることにより, 大規模土石流荷重の設定が可能であることを提案し, 透過型の冗長性 (リダンダンシー) や頑強性 (ロバストネス) に着目することで鋼材の有用性を示した. 嶋ら⁶⁾は, 透過型の設計において設計荷重に対する構造物のリダンダンシーやロバストネスの評価法の一案として Level-II 荷重を砂防堰堤の安定計算の限界条件から流体力を逆算して, 求める手法を提案した. また, 國領ら⁸⁾は大規模な土石流荷重における構造物の照査法について, 構造応答を弾塑性応答で耐えられるように必要保有耐力をエネルギー一定則から算出

する手法を用いて, 構造物の保有耐力をリダンダンシー等をもとに評価した. しかし, Level-II 荷重および構造応答を組み合わせた考え方について不明確なままである.

そこで本研究は, 透過型を想定して, 既往の研究⁹⁾を参考にした Level-II 荷重と Level-I 荷重の構造応答について検討するものである. さらに, Level-II 荷重は動的荷重モデル¹⁰⁾を使用した構造応答について検討する.

2. 砂防堰堤の設計荷重

砂防堰堤は, 鋼製砂防構造物設計便覧 (以下, 便覧と呼称する.) に基づいて設計されており, 便覧は昭和 60 年に発刊され¹¹⁾, その後 4 回の改訂を経て発刊された¹²⁾. 表-1 に, 透過型の設計荷重の改訂経緯を示す.

平成 5 年版¹³⁾では, 主として透過型の荷重の組み合わせが変更され, 新たに面外荷重について記述された.

平成 13 年版¹⁴⁾では, 鋼製流木工に関する設計が追加され, 透過型および不透過型砂防堰堤の設計を分けて記述されるようになった.

平成 21 年版²⁾では, 透過型の設計に用いる荷重の算出方法に加え, 構造部材の間隔の設定について記述され, 砂防堰堤の捕捉面が同一形状となるようになった.

令和 3 年版¹²⁾では, 砂防堰堤の弱点となる継手部の照査に加えて, 参考資料として Level-II 荷重に対する安全性照査に関する記述が追加された.

ここでは, その発展の経緯を追って設計荷重の変遷を記述する.

まず, 設計荷重は不透過型の荷重を準用している. 準用とは, 当初は全く同じものであったが, 不透過型に用いる静水圧を透過型の透水性を考慮し, 昭和 60 年以降に省略していることをいう. よって, 昭和 60 年以降の荷重形態は一環して図-1 となる.

表-1 透過型に関して改訂された事項

年	改訂内容
平成5年版	<ul style="list-style-type: none"> ▶ 最小板厚：透過型の規定の追加 ▶ 不透過型の換算壁体幅の算出方法を変更 ▶ 透過型記述の荷重の組み合わせを変更 ▶ 面外荷重について新たに記述 ▶ 土石流対策ダムでは袖部の安定計算追加
平成13年版	<ul style="list-style-type: none"> ▶ 透過型と不透過型に分けて設計法を記述 ▶ 荷重の組み合わせを変更 ▶ 透過型の土砂捕捉機能・効果量を追加
平成21年版	<ul style="list-style-type: none"> ▶ 土石流の流速と水深など，土石流諸元の算出方法 ▶ 透過型の部材間隔の設定 ▶ 透過型の構造計算の考え方 ▶ 堤高15 m以上（透過型）の荷重の考え方
令和3年版	<ul style="list-style-type: none"> ▶ 透過型に関連する事務連絡の対応 ▶ 「透過型の適用の目安」の追加 ▶ 「土石流捕捉性能を規定するために用いる礫径」の追加 ▶ 「継手部の照査」の追加 ▶ 「レベルII荷重に対する安全性照査」の追加 ▶ 「底版コンクリートの保護」の追加 ▶ 「埋込み部の照査」の追加 ▶ 「小規模溪流対策用の透過型」の追加

まず、改訂にかかわらず、土石流流体力の下部には、堆砂圧の静的な圧力荷重を次式によって与える。

$$P_{eH} = C_e \cdot W_{Sl} \cdot h_e \quad (1)$$

ここで、 P_{eH} ：堆砂圧の水平合力 (kN/m²)、 C_e ：堆砂のせん断抵抗角によって定まる主動土圧係数、 W_{Sl} ：堆砂の単位体積重量 (kN/m³)、 h_e ：堆砂面からの任意の点までの深さ (m) である。なお、重力式構造物である砂防堰堤には、静止礫圧係数として、主動土圧係数を用いるものとされている。

続いて、土石流流体力は大同の研究¹⁵⁾もとに、次式で表される。

$$F_{deb} = K_h \cdot \frac{\gamma_d}{g} \cdot D_d \cdot U_{deb}^2 \quad (2)$$

ここで、 F_{deb} ：土石流流体力 (N/m)、 K_h ：土石流流体力係数 (1.0)、 γ_d ：土石流の単位体積重量 (N/m³)、 D_d ：水深 (m)、 U_{deb} ：土石流の流速 (m/s)、 g ：重力加速度 (9.8 m/s²) である。

土石流の流速の考え方は、改訂に伴って変遷しており、昭和60年版では、高橋のダイラタント流体としての式¹⁶⁾である次式で表された。

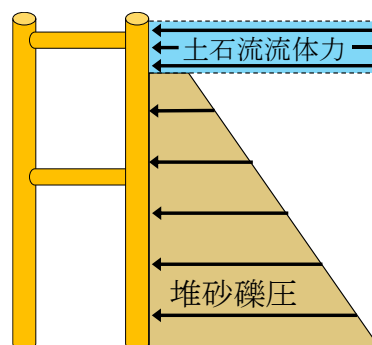


図-1 現行設計荷重分布

$$U = \frac{2}{5} \left\{ \frac{1}{\sin \alpha} \left[C_d + (1 - C_d) \frac{\rho}{\sigma} \right] \right\}^{1/2}$$

$$\left[\left(\frac{C^*}{C_d} \right)^{1/3} - 1 \right] \left(\frac{D_d}{d} \right) (g D_d \sin \theta_{bed})^{1/2} \quad (3)$$

ここで、 $\sin \alpha$ ：係数 (0.02)、 σ ：礫の単位堆積重量 (2,600 kg/m³程度)、 ρ ：水の単位堆積重量 (1,200 kg/m³程度)、 d ：土石流の代表粒径 (m)、 θ_{bed} ：河床勾配 (°) である。

平成5年版以降、流速はマンニングの式¹⁷⁾によって求められ、次式で表される。

$$U = \left(\frac{1}{K_n} \right) D_r^{2/3} (\sin \theta_{bed})^{1/2} \quad (4)$$

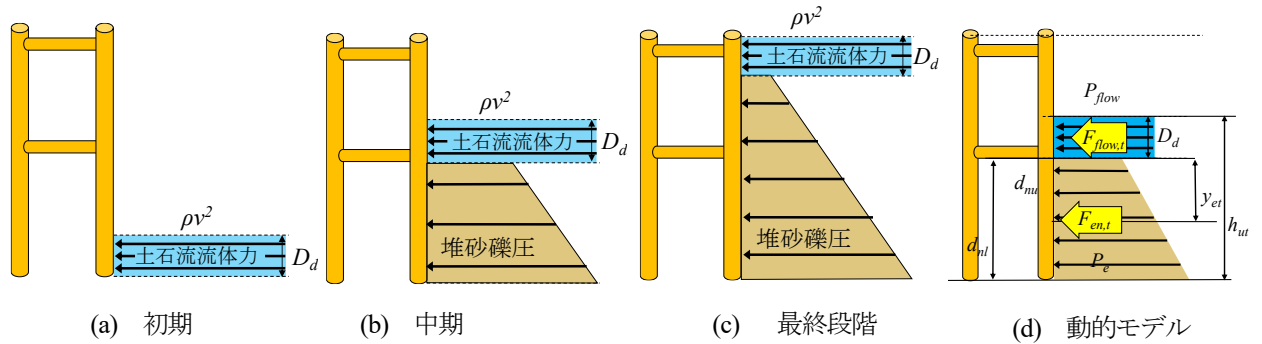


図-2 動的荷重モデル

ここで、 K_n : 粗度係数 ($s \cdot m^{-1/3}$), D_r : 土石流の径深 (m) ($D_r = D_d$ (土石流の水深)) である。

土石流荷重の大きさを支配する主因である流量については、設置域の流量を基に設計されている。

昭和 60 年～平成 13 年までは 100 年超過確率の降雨量に基づいてピーク流量¹⁸⁾を求めており、次式で表される。

$$Q_{SP} = \alpha Q_P = \frac{C_*}{C_* C_d} Q_P \quad (5)$$

ここで、 Q_{SP} : 土石流のピーク流量 (m^3/s), α : 係数, Q_P : 計画規模の降雨に対する清水の対象流量 (m^3/s), C_* : 堆積土砂の容積土砂濃度 (0.6 程度), C_d : 流動中の土石流に容積土砂濃度である。加えて、平成 13 年版以降は流出土砂量に基づきピーク流量を求めており、次式で表される。

$$Q_{SP} = 0.01 \cdot \Sigma Q = 0.01 \cdot \frac{C_* \cdot V_{dap}}{C_d} \quad (6)$$

ここで、 ΣQ : 土石流総流量 (m^3), V_{dap} : 1 波の土石流により流出されると想定される土砂量 (空隙込み) (m^3) である。平成 13 年版では、式(5), (6)のどちらかでピーク流量を決定し、それ以降は、式(6)でピーク流量を求めることとしている。

以上のようにピーク流量を基にして、土石流流体力および流速が求められる。

3. 検討設計荷重

3.1 Level-II 荷重に関する先行研究

土石流ピーク流量について、池田ら¹⁹⁾は土石流ピーク流量と総流出量の関係が、観測と現地調査データから総流出量から推定されるピーク流量より大きくなる場合があることを明らかにし、現地調査手法の精度向上の重要性について考察している。また、武澤ら²⁰⁾は深層崩壊を考慮することで、流量、流速および水深が 1~2 オーダー大きくなることを示した。つまり、大規模土石流を想定した設計では、ピーク流量の設定が重要であり、Level-II

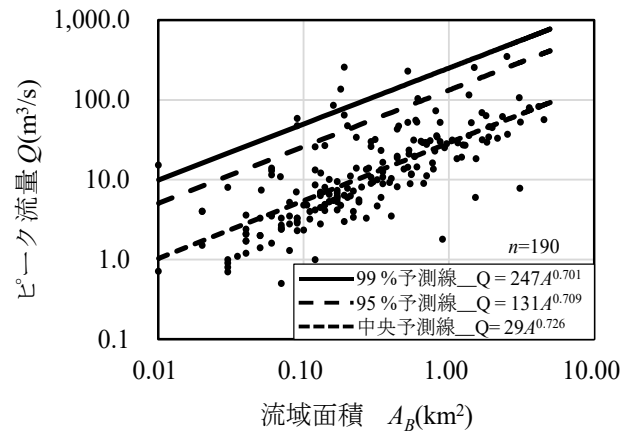


図-3 ピーク流量～流域面積関係⁹⁾

荷重におけるピーク流量は Level-I の再現頻度に対応して、200 年や 500 年再現確率とすることが望まれるとしている。しかし、再現確率を基にして流量を定量化する手法については提案されていない。

石川⁹⁾は、既往設計における流出土砂量と流域面積の相関性を示し、確率的に推定する手法を提案した。

3.2 Level-II 設計荷重

Level-II 荷重では、大規模土石流を想定した土石流荷重の作用を目的とし、著者ら¹⁰⁾の研究をもとに動的荷重モデルを図-2 のように、時間とともに垂直分布形状が変化するものとした。図-2(d)の動的荷重モデルを考えるにあたって、最大荷重に達する時間について、土石流が堰堤頂部に達する時間を、「堰堤の上流側に安息角を成して、堰堤頂部に達する時間」と定義して、次式で与えた。

$$t_H = \frac{0.5 \cdot H^2}{v \cdot D_d \cdot \tan \theta_r} \quad (7)$$

ここで、 t_H : 土石流が堰堤頂部に達する時間 (s), H : 堰堤高さ (m), θ_r : 堰堤の上流側に安息角 ($^\circ$) である。なお、本研究では $\theta_r = 35^\circ$ とした。

土石流流体力は、式(2)で与えるものとし、土石流水深より下部に作用する堆砂圧は次式で表される。

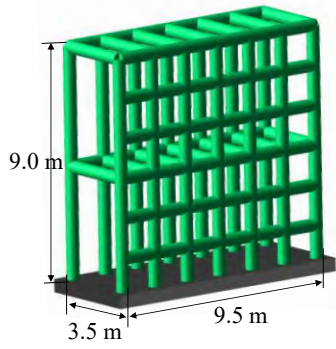


図-4 透過型モデル

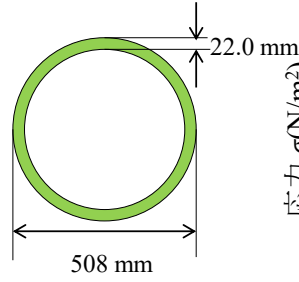


図-5 断面形状

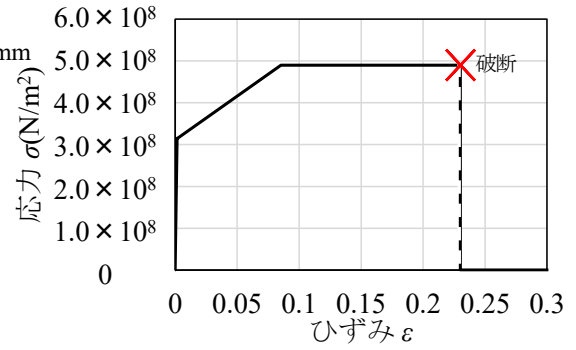


図-6 応力～ひずみ関係

$$F_{en} = \int_{d_{nl}}^{d_{nu}} f_{e,t} dy_{et} = \frac{C_e \cdot \gamma_e \cdot (d_{nu}^2 - d_{ul}^2)}{2} + C_e \cdot D_d \cdot \gamma_d (d_{nu} - d_{nl}) \quad (8)$$

ここで、 F_{en} : 堆砂圧荷重 (N/m), d_{nl} , d_{nu} : 堆砂圧の上部および下部の深さ (m) である。この際、の際、土石流流体力が作用している段の荷重が、式(8)による堆砂礫荷重に達すると、その後は F_{en} を維持する。

この際、Level-II 荷重は石川の研究⁹⁾を基に、図-3における 99% 予測線を用いて、Level-II 荷重の土石流ピーク流量 (m^3/s) を設定する。

$$Q_{II} = 247.0 A_B^{0.701} \quad (9)$$

ここで、 Q_{II} : Level-II 荷重の土石流ピーク流量 (m^3/s) である。

さらに、流速と水深は Level-I 荷重と同様に、Level-II 荷重における流速と水深を求める。

4. 設定条件

4.1 流域条件

本研究では、透過型モデルの流域条件として、流域面積をパラメータとして解析を行った。流域面積の基準に関して、国土交通省の定める土砂災害警戒区域等における土砂災害防止対策の推進に関する法律施行令²¹⁾や建設省河川砂防技術基準(案)同解説・計画編²²⁾に掲載されているが、明確な砂防堰堤設計のための基準流域面積の記載はない。そこで本研究では、流域面積を $A_B = 0.5, 1.0, 2.0 km^2$ の 3 ケースをパラメータとし、溪床勾配は土石流流下区間の角度を採用し、 $\theta_{bed} = 10^\circ$ とした。

ここで、透過型モデルの設計条件として、透過型に連接する両翼の非越流部との間隙は最大礫径 1.0 倍以下に設定することとされており²⁾、本研究では 0.6 m とした。これに堰堤幅を足し合わせたものを河床幅とし、 $B_{da} = 10.7 m$ とし、流域面積の変化に伴う河床幅の変化は考慮

しないものとし、土石流水深を求めた。

4.2 解析構造モデル

図-4 に示す透過型モデルは、底面が固定されており、高さ 9.0 m、幅 9.5 m、奥行き 3.5 m である。通常、透過型には継手が存在するが、本研究では継手による効果を考慮せず、すべてを同一断面とした。また、各部材間隔は、便覧²⁾を参考に、縦材および横材は土石流区間においては最大礫の 1 倍と掲載されているため、想定する最大礫径 1.0 m と同様の間隔で配置している。使用部材の断面は、図-5 に示す直径 $D = 508 mm$ 、肉厚 $t = 22 mm$ とした。

なお、使用鋼管材料は STK490 とした。図-6 に、解析に用いた鋼材の応力～ひずみ関係を示す。これを基に、断面分割法により、円管断面の曲げモーメント～曲率関係、軸力～ひずみ関係およびねじりモーメント～ねじり率関係を求めた。これを解析では、図-7～9 の赤線で示すトリリニアモデルと決定した。

本解析では、動的弾塑性解析を使用しており、構造物の大変形挙動を解析可能な手法とした。なお、塑性化、破断の判定を関連流れ則により求めた。弾性限界を表す関数 Φ_y (以下、降伏関数と呼称する。) および塑性化を表す関数 Φ_p (以下、塑性化関数と呼称する。) について、それぞれ次式で表される。

$$\Phi_y = \left(\frac{M_1}{M_y}\right)^2 + \left(\frac{M_2}{M_y}\right)^2 + \left(\frac{N}{N_y}\right)^2 + \left(\frac{T}{T_y}\right)^2 - 1.0 \leq 0 \quad (10)$$

$$\Phi_p = \left(\frac{M_1}{M_p}\right)^2 + \left(\frac{M_2}{M_p}\right)^2 + \left(\frac{N}{N_p}\right)^2 + \left(\frac{T}{T_p}\right)^2 - 1.0 \leq 0 \quad (11)$$

ここで、 M_1 , M_2 , N , T : 断面主軸および断面回りの曲げモーメント、軸力、ねじりモーメント、 M_y , M_p , N_y , N_p , T_y , T_p : それぞれ図-5～7 で示す降伏モーメント、塑性モーメント、降伏軸力、塑性軸力、降伏ねじりモーメント、塑性ねじりモーメントである。

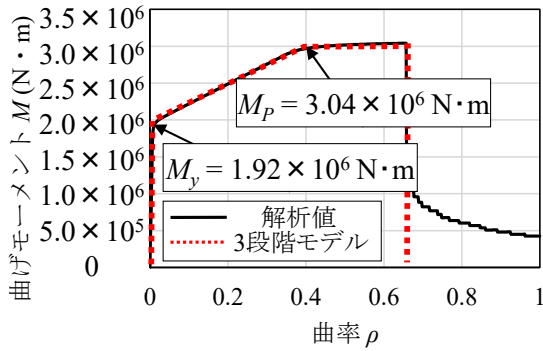


図-7 曲げモーメント～曲率関係

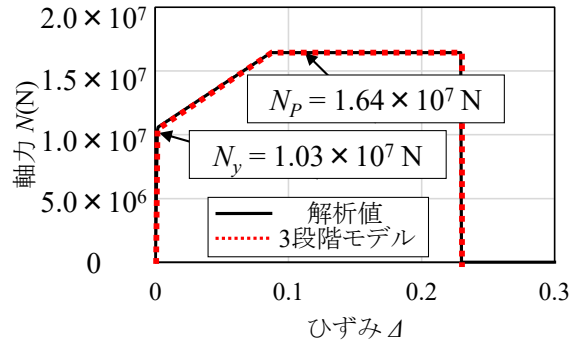


図-8 軸力～ひずみ関係

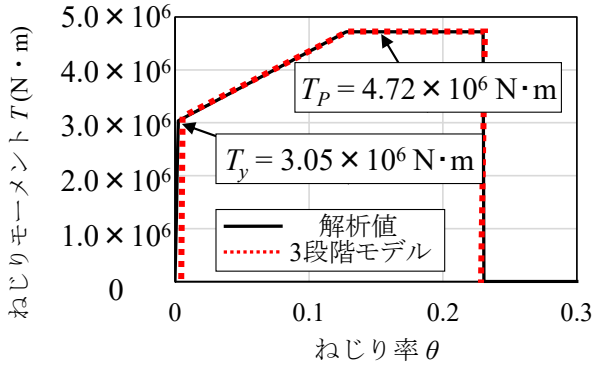


図-9 ねじりモーメント～ねじり率関係

表-2 Level-II 荷重の諸元

流域面積 A_B (km ²)	0.5	1	2
ピーク流量 Q_{II} (m ³ /s)	151.9	247.0	401.5
流速 v_{II} (m ² /s)	6.8	8.3	10.0
水深 D_{d-II} (m)	2.1	2.8	3.7
土石流流体力 F_{II} (N/m ²)	9.48×10^4	1.40×10^5	2.10×10^5
堰堤頂部に達する時間	4.07 s	2.5 s	1.57 s

4.3 Level-II 荷重

表-2 に、Level-II 荷重におけるパラメータを示す。Level-II 荷重は、式(2)、(4)、(7)、(9)および連続の式を用いて、各流域面積における土石流流体力および堰堤頂部に達する時間を求めた。

表-2 におけるパラメータを用いて、図-10 に示す総荷重～時間関係を用いた。流域面積 $A_B = 0.5 \text{ km}^2$ の最大総荷重は $5.71 \times 10^4 \text{ N/m}^2$ 、流域面積 $A_B = 1.0 \text{ km}^2$ の最大総荷重は $7.72 \times 10^4 \text{ N/m}^2$ 、流域面積 $A_B = 2.0 \text{ km}^2$ の最大総荷重は $1.29 \times 10^5 \text{ N/m}^2$ となり、流域面積 $A_B = 1.0 \text{ km}^2$ の最大総荷重は流域面積 $A_B = 0.5 \text{ km}^2$ の最大総荷重の 2.3 倍、流域面積 $A_B = 2.0 \text{ km}^2$ の最大総荷重は 1.7 倍となる。また、最大総荷重後の荷重低減は最大荷重に達する傾きと同様に低下していき、堆砂荷重に達すると一定となる動的荷重モデルである。

なお、本論文ではページ数の関係上、流域面積 $A_B = 2.0 \text{ km}^2$ における結果を示す。

5. 解析結果と考察

5.1 検討設計荷重 (Level-II)

図-11 に、Level-II 荷重に対する部材の変形応答の解析結果を示す。図-11 (a)は、土石流上端が堰堤底面から高さ 2.7 m に達したときのものであり、この時、部材 25, 37, 49 が許容応力度に達しており、堰頂部の水平変位は 0.5 cm である。図-11(b)は、総荷重が $1.05 \times 10^7 \text{ N}$ に達

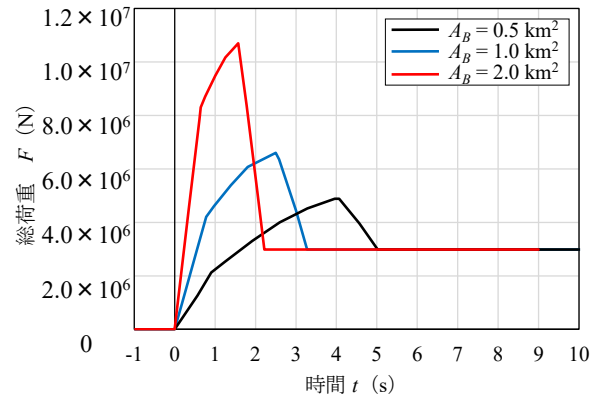


図-10 総荷重～時間関係

しているが、この時に 1 段目水平つなぎ材の部材 214 が弾性限界 ($\sigma_y = 3.15 \times 10^8 \text{ N/m}^2$) に達した。なお、堰頂部の水平変位は 5.7 cm である。図-11(c)は、荷重が堰堤上端に達して総荷重が最大値 $1.07 \times 10^7 \text{ N}$ に達した時のものである。1 段目水平つなぎ材の上下流端は弾塑性領域 ($\Phi_y \leq \Phi \leq \Phi_p$) となっており、堰頂部の水平変位は 7.3 cm となる。図-11(d)は、頂部変位が最大となる時のものである。最大総荷重発生時より 30 ms 遅れている。総荷重は、堰堤上部に作用しており、土石流荷重は 2.7 m で $206.2 \times 10^3 \text{ N/m}^2$ となっている。この時、1 段目水平つなぎ材は弾塑性応答となっている。堰頂部の水平変位は最大値であり、 $u_{max} = 7.6 \text{ cm}$ となる。

最後に、図-11(e)は、土石流荷重の作用が終了し、堰堤全面に堆砂圧荷重が作用しているときのものであるが、全部材は弾性領域に復元している。この時の堰頂部の水平変位は 1.5 cm であり、堰頂部の水平変位には残留変位がある。

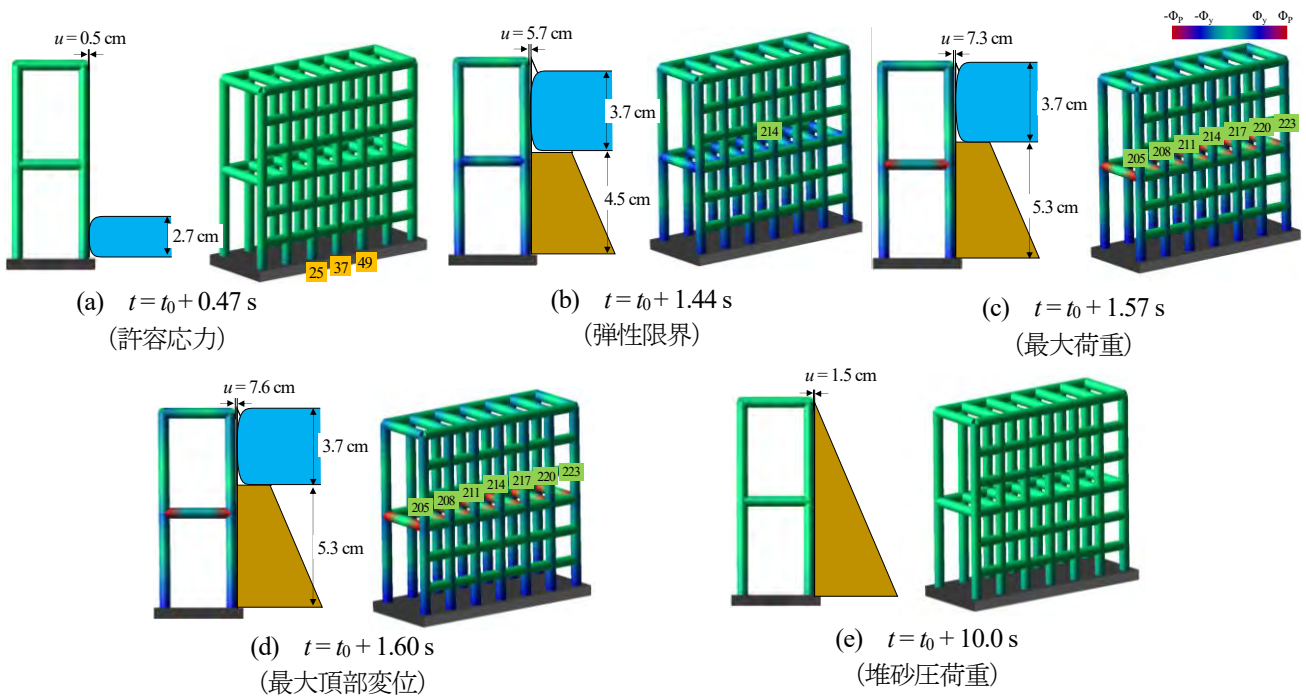


図-11 Model-I に対する部材の変形応答

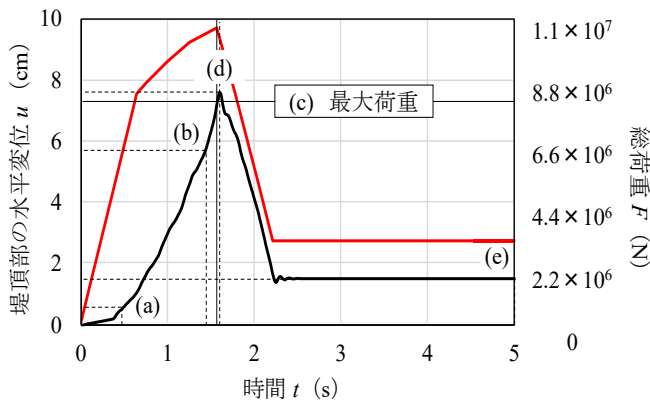


図-12 Level-II 荷重における堤頂部の水平変位および総荷重の時刻歴応答

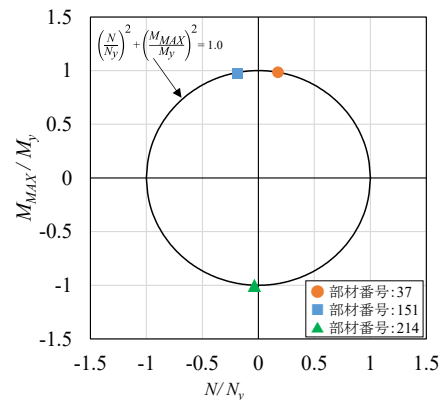


図-13 モーメント比～軸力比関係

図-12 に、Level-II 荷重における堤頂部の水平変位および総荷重の時刻歴応答を示す。総荷重は時間とともに上に凸型で増加していくのに対して、堤頂部の水平変位は下に凸型で増加している。これは、土石荷重による作用モーメントが、透過型モデル下部では小さくなるため増加傾向が異なることが考えられる。

図-13 に、Level-II 荷重における変形応答の部材 37, 151, 214 の降伏関数に対する軸力と曲げモーメントの影響を示す。これより、いずれの部材も軸力よりも曲げモーメントが卓越している。よって、以降は曲げモーメントと曲げ変形に着目して分析する。

図-14 に、Level-II 荷重における部材に生じる曲げモーメントの時刻歴応答と総荷重の時刻歴応答を比較して示す。部材 37 は、総荷重の増減とほぼ一致するように増減しており、最大曲げモーメント発生時刻は最大総荷重の時刻とほぼ一致する。部材 151, 214 は、立ち上がり

緩やかに曲げモーメントが増加する。曲げモーメントの発生時刻は、最大総荷重の時刻とほぼ一致する。つまり、構造応答には内部の自励振動のようなものではなく、ほぼ荷重の増減にのみ支配されることが分かる。

図-15 に、Level-II 荷重における各部材の最大曲げモーメントを示す。最大曲げモーメントは部材 214 の $1.93 \times 10^6 \text{ N} \cdot \text{m}$ であり、上・下流側柱材および 1 段目水平つなぎ材に降伏曲げモーメントに近い曲げモーメントが生じている。特に、1 段目水平つなぎ材は降伏モーメントより大きな曲げモーメントが生じ、塑性化している。

図-16 に、Level-II 荷重における部材の最大回転角を示す。図-10(c)から塑性変形しているのは、1 段目水平つなぎ材であり、明らかに構造応答は弾塑性応答となる。このときの最大回転角は 1 段目水平つなぎ材の部材 214 のものが 0.0059 rad となる。

ここで、鋼管の変形特性として局部座屈による限界回

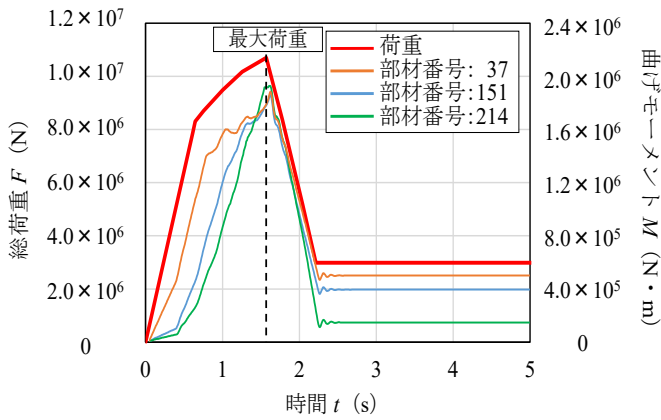


図-14 Level-II 荷重における部材に生ずる曲げモーメントおよび総荷重の時刻歴応答

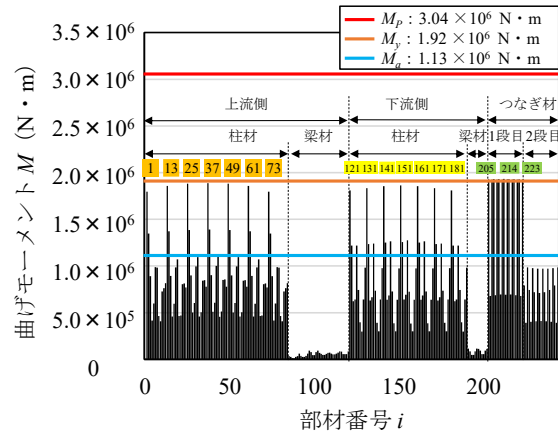


図-15 Level-II 荷重における各部材の最大曲げモーメント

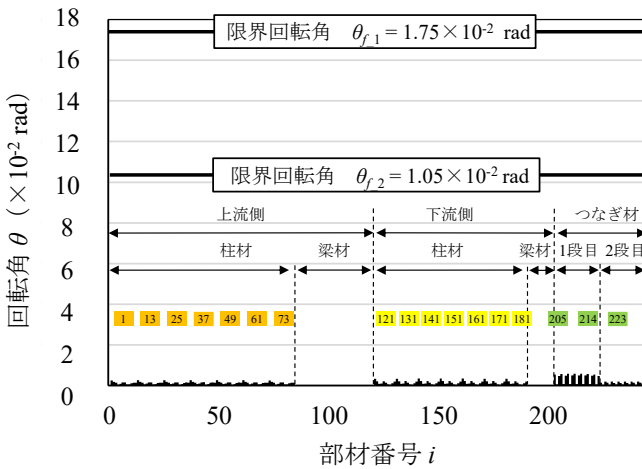


図-16 Level-II 荷重における部材の最大回転角

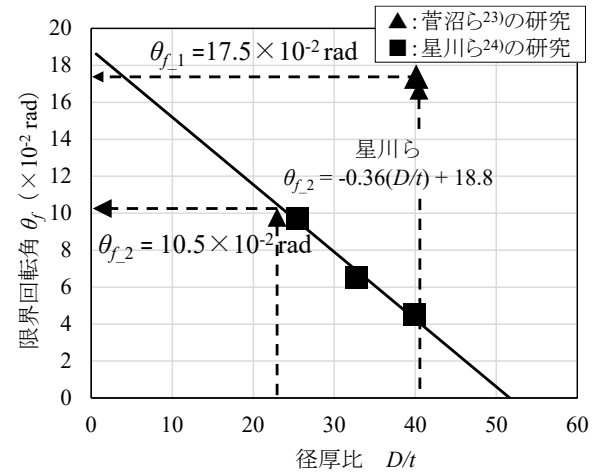


図-17 限界回転角～径厚比

回転角の研究^{23),24)}をまとめると、図-17のようになる。まず、菅沼ら²³⁾の研究は、径厚比 $D/t=40.1$ の鋼管に様な純曲げモーメントが作用する工夫をし、曲げモーメント～回転角関係を示している。この結果の最大曲げモーメント（局部座屈開始）に対応する回転角は、 $\theta_{f1}=17.5 \times 10^{-2} \text{ rad}$ ($\cong 10^\circ$) となっている。一方、星川ら²⁴⁾は、径厚比 D/t の関数として局部座屈に対応する限界回転角 θ_{f2} を次式のように提案しており、鋼製透過型砂防堰堤部材の衝撃吸収エネルギー算定に引用されている。

$$\theta_{f1} = 17.5 \times 10^{-2} \text{ (const)} \quad (13)$$

$$\theta_{f2} = -0.36 \cdot (D/t) + 0.188 \quad (14)$$

この式に本解析モデルの $D/t = 23.1$ を代入すると、 $\theta_{f2} = 10.5 \times 10^{-2} \text{ rad}$ ($\cong 6^\circ$) となる。それぞれに対する本解析の塑性回転角の比は約 30 倍と 18 倍となる。

6. 結言

本研究は、鋼製透過型砂防堰堤の Level-II 設計荷重モデルについて先行の実験研究¹⁰⁾を参考にして、検討したものである。得られた結果は、次のようになる。

- 1) 石川の研究⁹⁾を基に、土石流の Level-II 荷重を 99% 予測線を前提に設定する方法を提案し、非超過確率 99% を仮定して検討を行った。
- 2) 動的荷重モデルによる振動を生起するような動的な効果は小さく、かつ部材に生起する塑性回転角は、回転角限界値の 1/20 (1/30) 程度で十分な安全余裕度があるものと評価されることが判った。
- 3) 今後の課題として、構造モデルを増やして、コードキャリブレーションを行うことが必要である。

参考文献

- 1) 国土交通省砂防部：令和 2 年の土砂災害、<https://www.mlit.go.jp/river/sabo/jirei/r2dosha/r2doshasaigai.pdf>，参照 2021-08-31
- 2) 財団法人砂防・地すべり技術センター鋼製砂防構造物委員会編集：鋼製砂防構造物設計便覧平成 21 年版，2010。

- 3) 平松晋也, 福山泰治郎, 山田孝, 逢坂興宏, 中谷加奈, 松本直樹, 藤村直樹, 加藤誠章, 島田徹, 久保毅, 松尾新二郎, 西尾陽介, 吉野弘祐:平成 26 年 7 月 9 日長野県南木曾町で発生した土石流災害, 砂防学会誌, Vol.67, No.3, pp.38-48, 2014.
- 4) 石川芳治ら:大規模外力に対してレジエントな砂防施設の設計手法の開発, 国土交通省, https://www.mlit.go.jp/river/sabo/sabokadai/pdf/h29_sabo_report1.pdf, 参照 2021-08-31
- 5) 石川信隆, 嶋丈示, 堀口俊行, 石川芳治:大規模土石流(レベル II 荷重)の検討の必要性と設定方法に関する一考察, 砂防学会研究発表会概要集, Vol.67, pp.57-58, 2018.
- 6) 嶋丈示, 松澤遼, 山口聖勝, 武田一平, 石川信隆, 水山高久:礫衝突を受ける鋼製透過型砂防堰堤の現行設計法の問題点と衝撃解析, 砂防学会誌, Vol.70, No.1, p.54-59, 2017.
- 7) 嶋丈示, 國領ひろし, 園田佳巨, 石川信隆:鋼製透過型砂防堰堤のリダンダンシー, ロバストネス, レジリエンスの定量的評価に関する一考察, 2021 年度砂防学会研究発表会概要集, pp.197-198, 2021.
- 8) 國領ひろし, 嶋丈示, 園田佳巨, 石川信隆:鋼製透過型砂防堰堤の保有耐力照査に関する一提案考察, 2021 年度砂防学会研究発表会概要集, pp.225-226, 2021.
- 9) 石川芳治:流域面積, 降雨量, 地質が土石流の流出土砂量・ピーク流量に与える影響と確率的手法を用いた流出土砂量・ピーク流量の推定法, 砂防学会誌, Vol.73, No.5, p.15-26, 2021.
- 10) 小松喜治, 堀口俊行, 香月智:透過型砂防堰堤の転倒限界における土石流衝突荷重に関する実験的検討, 構造工学論文集, Vol.674A, pp.838-848, 2021.
- 11) 財団法人砂防・地すべり技術センター鋼製砂防構造物研究会:鋼製砂防構造物設計便覧昭和 60 年版, 1985.
- 12) 財団法人砂防・地すべり技術センター鋼製砂防構造物委員会編集:鋼製砂防構造物設計便覧令和 3 年版, 2021.
- 13) 財団法人砂防・地すべり技術センター鋼製砂防構造物委員会編集:鋼製砂防構造物設計便覧平成 5 年版, 1993.
- 14) 財団法人砂防・地すべり技術センター鋼製砂防構造物委員会編集:鋼製砂防構造物設計便覧平成 13 年版, 2001.
- 15) 大同淳之:土石流による衝撃力, 水工学論文集, 第 38 巻, pp.557-562, 1994.
- 16) 高橋保:土石流の発生と流動に関する研究, 京大防災研年報, 京都大学防災研究所年報第 20 号 B-2, pp.405-435, 1975.
- 17) 水山高久, 上原信司:土石流の水深と流速の観測結果の検討, 新砂防, Vol.37, No.4, pp.23-26, 1985.
- 18) 芦田和男, 高橋保, 沢田豊明:山地流域における出水と土砂流出, 京都大学防災研究所年報第 19 号 B-2, pp.345-360, 1976.
- 19) 池田暁彦, 水山高久, 桜井亘, 内田太郎, 水野秀明:土石流ピーク流量の特性に関する考察, 砂防学会研究発表会概要集, Vol.81, pp.112-113, 2017.
- 20) 武澤永純・内田太郎・鈴木隆司・田村圭司:鹿児島県船石川で発生した深層崩壊に起因する土石流の推定, 砂防学会誌, Vol.62, No.2, pp.21-28, 2009.
- 21) 国交省:土砂災害警戒区域等における土砂災害防止対策の推進に関する法律, 2000.
- 22) 日本河川協会:改訂建設省河川砂防技術基準(案)同解説・計画編, 建設省河川局監修, 1986.
- 23) 菅沼淳, 河野順平:局部変形を有する鋼管の曲げ変形特性, 構造工学論文集, Vol.65A, pp.236-249, 2019.
- 24) 星川辰雄, 石川信隆, 彦坂熙, 阿部宗平:鋼管はり部材の動的終局限界に関する一考察, 土木学会論文集 No.525, I-33, pp.139-152, 1995.