

土石流荷重の作用位置の不確定性と設計作用モデル

New design load model of debris flow considering uncertainty of offset effect

片出 亮*, 金子 智成**, 香月 智***

Ryo Katade, Tomonari Kaneko, Satoshi Katsuki

*修(工) 防衛大学校理工学研究科学生, 建設環境工学科 (〒239-8686 神奈川県横須賀市走水 1-10-20)

**防衛大学校理工学研究科学生, 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)

This paper discusses the design load modeling of the debris flow which acts on the check dam structure from the view point of the redundancy of the design and proposes a new design load modeling. The actual case of a damaged steel frame check dam structure is treated with a theme of the discussion. Based on the redundancy concept which is evaluating the survivability of the structure against an unexpected load condition, the damaged accident is analyzed step by step. First, it is confirmed that the structure was designed property against the design load condition. Secondly, the uniform load of which amount is computed based on the actual debris flow condition can not be necessarily estimating the failure of the structure. Thirdly, irregularly distributed load of which total amount is equal to the uniform one causes an unsafe condition of structure similar to the actual damage. Finally, a revised design load modeling is proposed and discussed from the view point of the redundancy improvement.

Key Words: steel frame check dam, debris flow, redundancy, design load modeling

キーワード: 鋼製枠砂防堰堤, 土石流, 冗長性, 設計作用モデル

1. 緒言

平成19年度に改訂された土石流・流木対策設計技術指針¹⁾には, 砂防堰堤の設計においてリダンダンシー²⁾を考慮する必要性が唱われている。リダンダンシーとは, 構造物の力学的冗長性のことであり, 確定的な設計において考慮されなかった状況, すなわち不確定状況に対する安全性の余裕度のことである。この不確定状況には荷重の不確定性と構造物の抵抗力の不確定性がある。さらに, 荷重の不確定性は, 荷重の大きさに関する不確定性と作用方向や均一性に関する不確定性がある。これらの不確定性を数理的に取り扱うには, 確率を基礎とした信頼性設計³⁾の処理に基づく必要がある。しかし, 個々の構造ごとに設計が異なる砂防堰堤において, 複雑で大量の数値計算過程を必要とする信頼性設計を真面目に行うこと



写真-1 鋼製枠砂防堰堤崩壊事例

は実現性に乏しい。よって確定的な簡易荷重モデルを用いた設計法を採用するのは当然のことである。この観点から, 新しい土石流対策指針で求められていることを換言するならば, 確定的な設計モデリングを適切に行うことにより, リダンダンシーの高い構造設計が達成される

手法を開発することが求められていると考えられる。

ところで、鋼製砂防堰堤は常時流砂を流下させるとともに土石流や流木の発生抑止、阻止等を目的として昭和40年代から逐次導入されている⁴⁾。この中で、不透過形式の鋼製砂防堰堤は、鋼製骨組枠の中に現地が発生する礫材を中詰材料として作られる構造物であり、施工の容易性、経済性および透水性が高いため全国に設置されている。しかしながら、平成14年7月17日、三重県いなべ市藤原町西之貝戸川で発生した土石流⁵⁾により、4基の砂防堰堤のうち、鋼製砂防堰堤である3号堰堤が写真-1のように崩壊した。この崩壊の原因は、土石流がうねりをもって流下したため堤体右岸側に集中し、現行の設計便覧等¹⁾⁴⁾で考慮されていない偏った土石流荷重が堤体に作用することによって構造系全体に巨視的なねじれ現象が生じたため崩壊に至ったとされている。

ちなみに、鋼製砂防堰堤の土石流域での施工は制限されているが、設計作用論の観点からは興味深い事例である。参考までに、現行設計では、中央断面の安定性について検討することが重要であるとともに、河川横断方向（以下、堰堤軸方向と呼ぶ）の荷重分布が均等であるとする仮定に基づくため、中央断面の二次元解析による安全性の照査が行われており、上記のような偏りを考慮しないことを前提とした荷重と構造設計モデリングとなっている。すなわち、本被災例を荷重の偏りが構造安全性評価に及ぼす影響という視点から基礎的に分析することは、リダンダンシー評価の必要性を認識し、今後検討されるだろうリダンダンシーを考慮した設計法について有用な基礎資料となるものと考えられる。

そこで本研究は、はじめに、土石流荷重の偏りの影響を考慮できる三次元骨組構造解析を用いて、西之貝戸川の被災事例における土石流荷重の偏りが構造全体の安全性評価に及ぼす影響について考察する。続いて、現行設計に比してリダンダンシーを高められる改良型設計作用モデルの一提案を示し、その有用性について検討するものである。

2. 被災時の概要

2.1 土石流荷重

平成14年7月17日の被災前後の藤原岳観測所の降雨データによると、被災前の7月16日0時～10時の間に94mmの雨量があった後に、17日9時～10時に時間雨量39mm/hの豪雨が発生し、この結果、午前9時20分頃土石流が発生したと観測されている。被災堰堤付近の地形

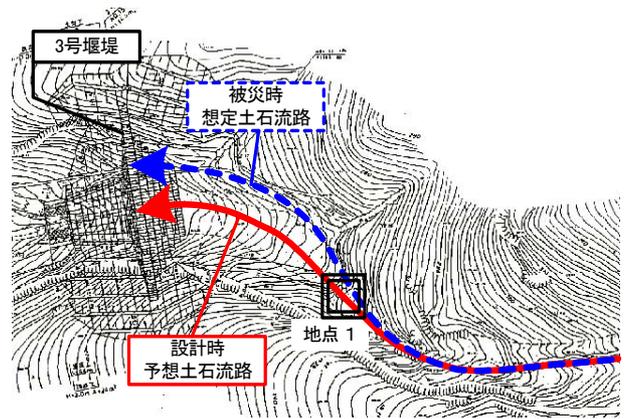


図-1 流下経路



写真-2 土石流流下経路の景況（地点1）

表-1 荷重諸元

	設計時	被災時想定
土石流流体力 (平均流体圧)	117.7kN/m (73.6kN/m ²)	176.5kN/m (70.6kN/m ²)
土石流ピーク流量	101.6m ³ /s	321.0m ³ /s
土石流水深	1.6m	2.5m
土石流流速	6.40m/s	6.27m/s
堆砂厚さ	12.9m	
堆砂単位体積重量	17.7kN/m ³	
中詰材単位体積重量	18.0kN/m ³	

図は図-1 のようになっており、崩壊源頭部から堰堤までの水平移動距離は2.4km、標高差は550mとなっている。

設計時の推定によると、土石流は図-1 中に実線で示すように河川の中央を流れるものとしていた。しかし、被災後の調査では写真-2 に示すように上流部の湾曲部で土石流が予想流路の右岸側を大きくうねって流下したため、図-1 中の破線のように堰堤近傍では、右岸側に土石流の中心が偏って流下したと推定されている。これらの前提に基づく設計時と被災時の土石流の基本諸元⁶⁾と静的な垂直方向への等分布荷重モデルの基本諸元を表-1 に比較して示す。すなわち、推定土石流のピーク流量は321.0m³/s、流速6.27m/s、水深2.5m、流体力176.5kN/m（平均流体圧70.6kN/m²）であった。これを設計荷重と比較すると、被災時の推定ピーク流量は設計荷重の約3

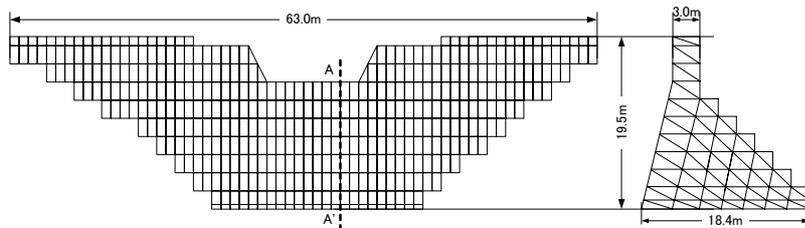


図-2 構造モデル

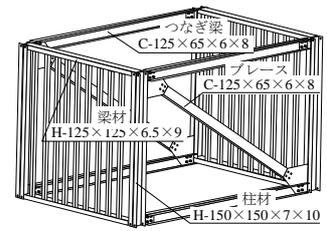


図-3 1ユニットの形状 (例)

倍、水深は約 1.5 倍であり設計時の想定を大きく上回っている。また、平均流体圧は設計荷重にほぼ等しいものの、単位奥行幅あたりの荷重（流体力）を比較すると、1.5 倍ほど被災時の方が大きいものであったと推測できる。なお、水野⁷⁾は被災時には少なくとも 3 波の土石流が発生したものと推定している。ただし、堰堤が 3 波の合成によって破壊したのか、そのうちの 1 波によって破壊したのかは明確ではない。

さらに、堰堤上流部の右岸側には、すりつけ盛土で被覆していたことにより、土石流荷重が堰堤に作用する形態も不明確な部分がある。これらの解明については興味深いところではあるが、一般の設計基準において事前推定が困難な事象であるので、本研究では分析因子に含めないこととする。

2.2 堰堤構造と破壊

被災堰堤は、図-2 のような鋼製骨組構造であり、最大堤体高 19.5m、最大袖部高 5.0m、堤長 63.0m、堤底幅 18.4m、天端幅 3.0m である。各流下方向平面骨組断面の堰堤軸方向間隔は 1.0m である。この骨組構造は図-3 に示すようなユニットを連結した構造を有するものであり、主な部材形状は、柱材、梁材、つなぎ梁およびブレースの 4 種類の部材から構成されており、各部材の断面形状の諸元は表-2 に示す SS400 の鋼材である。この中に、現地で採取される粒径 60~80mm の礫材を詰め込み、自重安定性を与えている。

破壊の状況は、全体的には写真-1 に示すように右岸側が大きくねじり倒されるように倒壊しており、その近辺では、写真-3 に示すような前壁面柱材の典型的な座屈や、写真-4 に示すような座屈に連動して発生したと見られる柱材の継ぎ手部の破損が見られた。

3. 荷重偏在効果分析要領

3.1 分析手順

荷重の偏りによる影響分析手順は、次のように段階的に行う。まず、本構造が現行設計において妥当な設計結

表-2 部材

部材名	使用鋼材
柱材	H-150×150×7×10
梁材	H-125×125×6.5×9
つなぎ梁	2C-125×65×6×8
ブレース	2C-125×65×6×8



写真-3 座屈

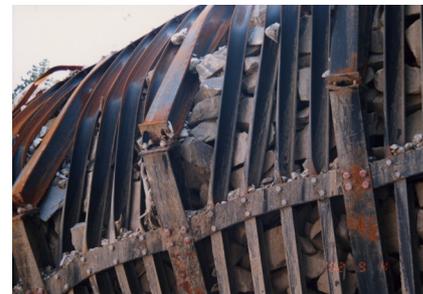
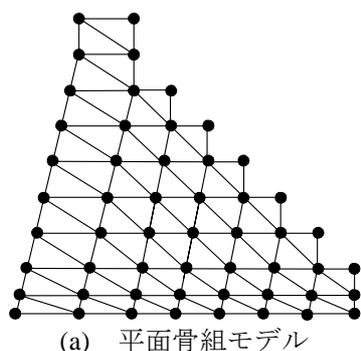
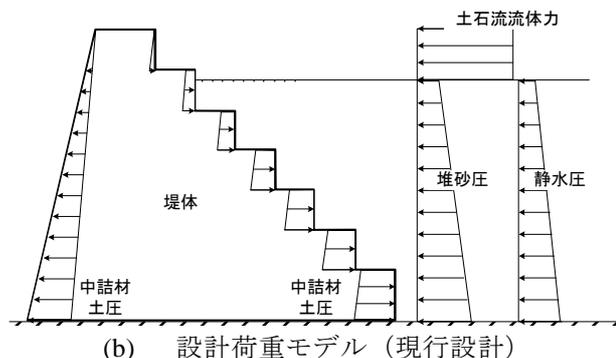


写真-4 継ぎ手部の破損

果を得ていることを明らかにしたうえで、現行設計の三次元解析と二次元解析との比較を行う。これにより、均一な荷重条件を仮定している現行の二次元骨組構造は、三次元骨組構造解析の処理を簡略化したものであることを明らかにする。続いて、被災時の観測データから推定される土石流の流速を基に、均一な荷重を三次元骨組構造に作用させた解析を行う。この際、袖部まで作用させることにより構造安全性が小さく評価されるものの、実被災例とは著しく異なるものであることを示す。最後に、前述の荷重総量を同一にしたうえで不均一に作用させた検討を行い、被災例と同様な破壊を予測させる解析結果



(a) 平面骨組モデル



(b) 設計荷重モデル (現行設計)

図-4 現行設計要領

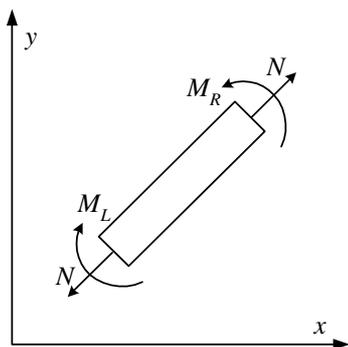


図-5 平面骨組要素

が得られることを示す。以上の一連の結果を通じて、荷重の偏りを考慮することの重要性を考察するものである。この際、弾性限界（または座屈限界）を超過した部材を起点として破壊が伸展し、写真-1 のように崩壊に至ったものと仮定する。

3.2 現行設計の確認

本構造が現行設計において妥当な安全性を得ていたことを確認するため、鋼製砂防構造物設計便覧⁴⁾（以下、便覧と呼ぶ）に基づく分析を行う。便覧によれば、堰堤軸中央の水通し部において図-4(b)に示す堆砂圧、静水圧および土石流流体圧に対する剛体安定性を確認した後に、図-4(a)に示すような骨組構造による堤体せん断変形への抵抗力を、同じく図-4(b)にある中詰材圧荷重をも含めた作用において確認することとなっている。この方針に従って、図-5に示す平面骨組要素を用いた解析を用いて各部材の発生応力を求める。すなわち、

$$\begin{aligned} \sigma_i &= \sigma_{N_i} + \sigma_{M_i} \\ &= \frac{N_i}{A_i} + \frac{M_i}{I_i} \eta_i \end{aligned} \quad (1)$$

ここで、 σ_i : i 部材に発生する応力、 N_i, σ_{N_i} : i 部材に発生する軸力およびそれに伴う軸応力、 M_i, σ_{M_i} : i 部材に発生するモーメントおよびそれに伴う曲げ応力、

A_i : i 部材の断面積、 I_i : i 部材の断面二次モーメント、 η_i : 中心軸からの遠端距離。

その安全性は、次式によって確認される。

$$|\sigma_i| \leq \sigma_a \quad \dots\dots\dots (2)$$

ここで、 σ_a : 許容応力度であり、SS400では引張力に対して 140N/mm^2 を用い⁴⁾、圧縮については座屈を考慮して次式と引張許容応力度の小さい方を採用する。

$$\sigma_{ca} = \sigma_a \quad (\lambda \leq 0.2) \quad (3-a)$$

$$\sigma_{ca} = (1.109 - 0.545\lambda)\sigma_a \quad (0.2 < \lambda \leq 1.0) \quad (3-b)$$

$$\sigma_{ca} = \frac{1.0}{0.773 + \lambda^2} \sigma_a \quad (1.0 < \lambda) \quad (3-c)$$

$$\lambda = \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E} \frac{l_e}{r}} \quad (3-d)$$

ここで、 σ_{ca} : 軸方向圧縮許容応力度、 λ : 細長比パラメータ、 l_e : 部材の有効座屈長、 r : 部材の断面二次半径、 E : ヤング係数。

3.3 現行設計と三次元解析

現行設計法の背景には、堰堤軸方向に均一な荷重を作用させる場合には、三次元効果は無視できるとの仮定が暗黙のうちにあるものと考えられる。この点を確認するため、図-4(b)に示した荷重を図-6のように三次元骨組構造に作用させた解析を行った。この場合の骨組要素は、図-7に示すものであり、各部材に軸力、2軸のモーメントおよびねじりモーメントが生じる。

本研究では各部材断面に発生する最大複合応力を、ねじりの影響は無視して以下のように算出するものとした。

$$\begin{aligned} \sigma_i &= \sigma_N^i + \sigma_{M_1}^i + \sigma_{M_2}^i \\ &= \frac{N^i}{A^i} + \frac{M_1^i}{I_1^i} \eta_1^i + \frac{M_2^i}{I_2^i} \eta_2^i \end{aligned} \quad (4)$$

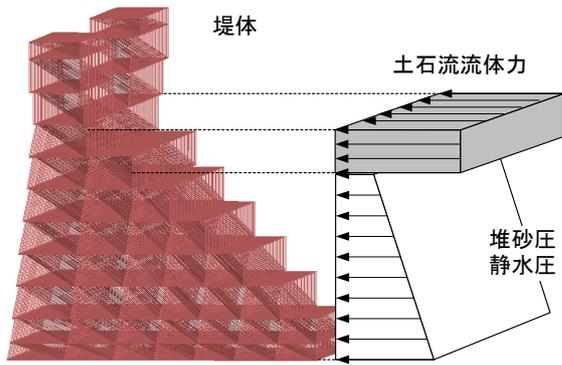


図-6 現行設計作用（三次元解析モデル）

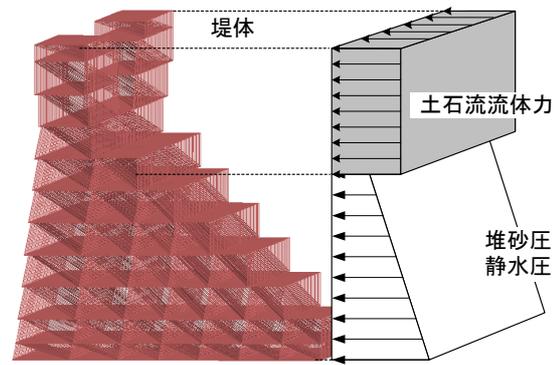


図-8 被災時土石流均一作用モデル

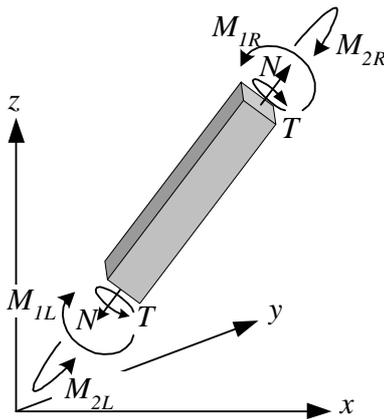


図-7 骨組要素

ここで、 σ_N^i : i 部材に発生する軸応力、 $\sigma_{M_1}^i, \sigma_{M_2}^i$: i 部材に発生する第1軸および第2軸まわりのモーメントより発生する曲げ応力、 N^i : i 部材に発生する軸力、 A^i : i 部材の断面積、 M_1^i, M_2^i : i 部材に第1軸および第2軸まわりに発生する曲げモーメント、 I_1^i, I_2^i : i 部材の第1軸および第2軸まわりの断面二次モーメント、 η_1^i, η_2^i : 第1軸および第2軸の中立軸からの遠端距離。

そのうえで、各部材の安全性は式(2)および式(3)によって求めるものとした。

3.4 現行設計法の確認

被災事例を推定するための解析では、土石流流体力の確実な作用状態は不明であるが、まず、図4に示した堆砂圧および静水圧荷重は表-1に示した設計作用を用い、土石流荷重は被災時推定に基づく荷重を作用させた。この際、袖部については土石流荷重が乗り上げたと仮定して、図8に示すように基準面より上部全面に作用させた。この際、部材の安全性については、弾性限界もしくは安全係数を無視した座屈応力をもって破壊限界として、次式により照査した。

$$|\sigma_i| \leq \sigma_f \quad (5)$$

表-3 荷重パターン

Case	深さ	堰堤軸方向作用区分(倍)						
		I	II	III	IV	V	VI	VII
1	基準							
	下	1.00	1.00	1.00	0	0	1.00	1.00
	袖	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
2	下	0.73	1.03	1.17	0	0	1.12	0.79
	袖	0.73	1.03	1.17	1.24	1.24	1.12	0.79
3	下	0.81	1.09	1.2	0	0	1.05	0.71
	袖	0.81	1.09	1.2	1.24	1.21	1.05	0.71
4	下	0.89	1.14	1.23	0	0	0.98	0.62
	袖	0.89	1.14	1.23	1.23	1.17	0.98	0.62
5	下	1	1.21	1.25	0	0	0.89	0.53
	袖	1	1.21	1.25	1.21	1.12	0.89	0.53
6	下	1.11	1.27	1.27	0	0	0.81	0.45
	袖	1.11	1.27	1.27	1.19	1.06	0.81	0.45
7	下	1.22	1.32	1.28	0	0	0.74	0.39
	袖	1.22	1.32	1.28	1.16	1.01	0.74	0.39
8	下	0.82	1.2	1.34	0	0	0.96	0.48
	袖	0.82	1.2	1.34	1.35	1.25	0.96	0.48
9	下	0.77	1.24	1.42	0	0	0.93	0.39
	袖	0.77	1.24	1.42	1.43	1.3	0.93	0.39
10	下	0.7	1.29	1.53	0	0	0.89	0.29
	袖	0.7	1.29	1.53	1.54	1.37	0.89	0.29
11	下	0.61	1.33	1.66	0	0	0.83	0.2
	袖	0.61	1.33	1.66	1.68	1.44	0.83	0.2
12	下	0.49	1.37	1.84	0	0	0.73	0.11
	袖	0.49	1.37	1.84	1.87	1.52	0.73	0.11

ここで、 σ_f : 引張時は平均降伏応力 σ_y (360N/mm²)であり、圧縮座屈については、式(3)において引張時と同じ安全係数をもって判定する次式とした。

$$\sigma_{cy} = \sigma_y \quad (\lambda \leq 0.2) \quad (6-a)$$

$$\sigma_{cy} = (1.109 - 0.545\lambda)\sigma_y \quad (0.2 < \lambda \leq 1.0) \quad (6-b)$$

$$\sigma_{cy} = \frac{1.0}{0.773 + \lambda^2} \sigma_y \quad (1.0 < \lambda) \quad (6-c)$$

ここで、 σ_{cy} : 座屈限界応力度。

また、継ぎ手部の破壊については座屈限界を軽減する係数 γ を乗じた次式とした。

$$\sigma_f = \gamma\sigma_{cy} \quad (7)$$

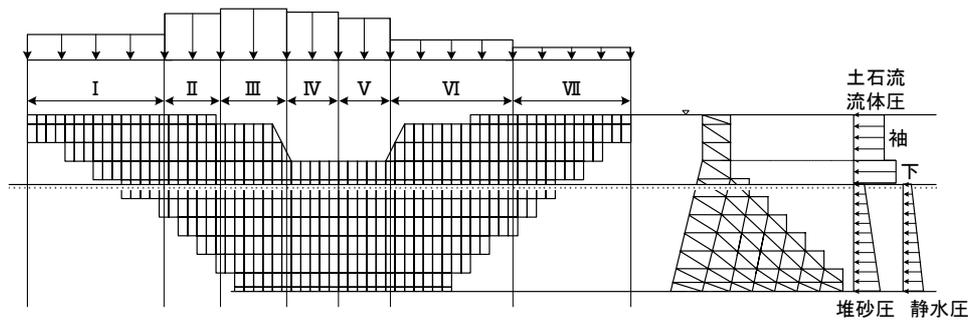
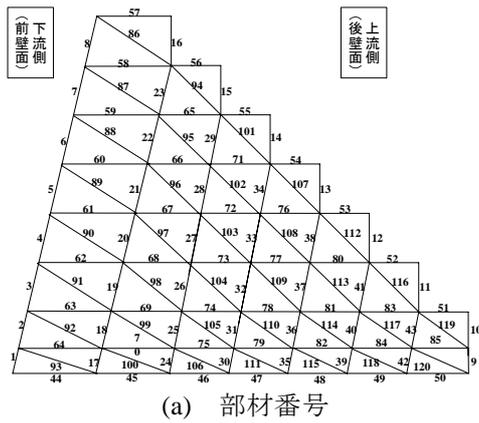
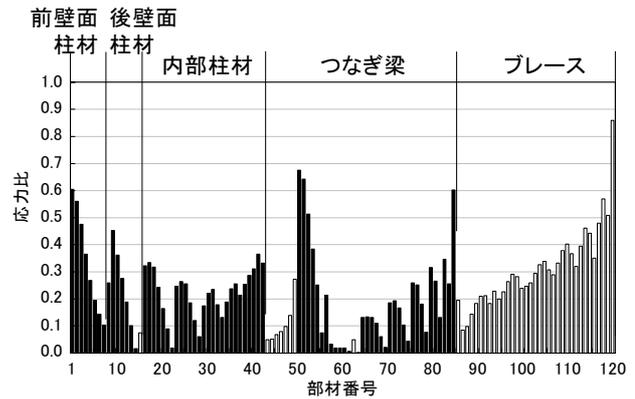


図-9 偏在荷重モデル(荷重区分図)



(a) 部材番号



(b) 応力比 (現行設計の二次元モデル解析結果)

図-10 現行設計法の安全照査

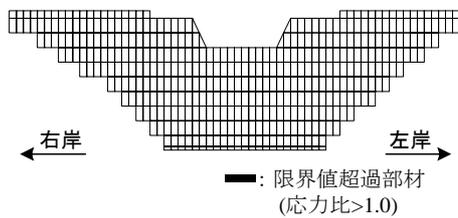


図-11 応力比分布図

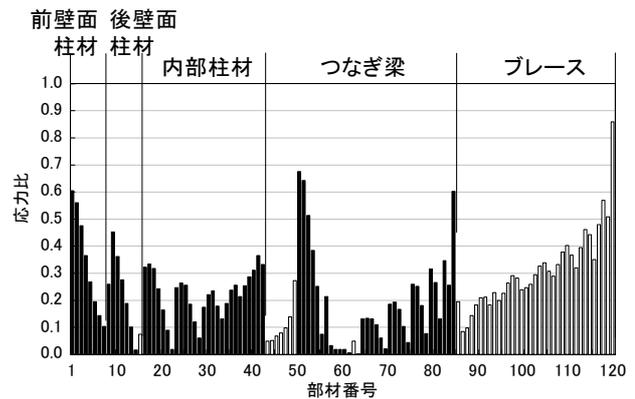


図-12 現行設計荷重下の三次元解析結果

3.5 不均一荷重による分析

荷重の不均一性を導入すると、部分的に大きな荷重と逆に小さな荷重が組み合わせられることになり、検討の組み合わせが際限なく多くなる。そこで本研究では、土石流荷重の領域を図-9に示すように平面的にI~VIIの7つの領域に区分した。そのうえで、各領域における載荷重の領域については、図-8に示した堰堤軸方向に均一な袖部までの荷重状態を基準値として、この基準値に対する増減係数の和が図-9に示す載荷重と同一となるようにした。検討した中で代表的なケースを表-3に示す。なお、部材の安全性照査は前述の3.4項と同様に行う。

4. 解析結果と考察

4.1 現行設計法と三次元モデル効果

図-10に図-4の現行設計に基づく荷重および構造モデルによる安全性照査結果を、各部材の応力比によって示す。ここで、応力比とは各部材の最大応力を式(2)または式(3)の許容応力で除したものであり、1.0以下であれば許容応力より小さい応力であったことを示す。また、図中の白抜きは引張応力を黒塗りは圧縮応力を示す。部材番号1,2の前壁面(下流側)柱材、部材番号51~53,85のつなぎ梁および部材番号120のブレースは概して大きな応力比となるが、いずれも許容応力は超えていない。すなわち、現行設計基準を満足した設計となっている。

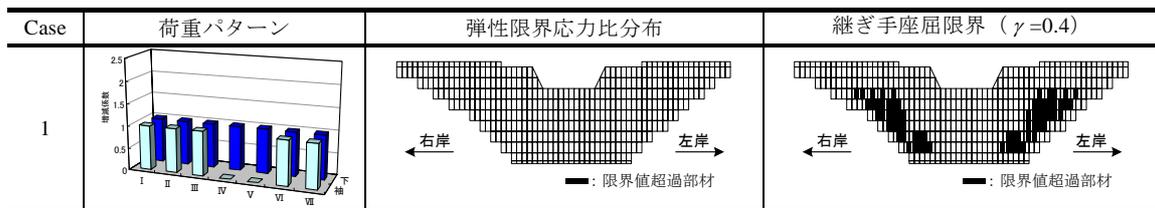


図-13 被災時想定土石流荷重による解析結果

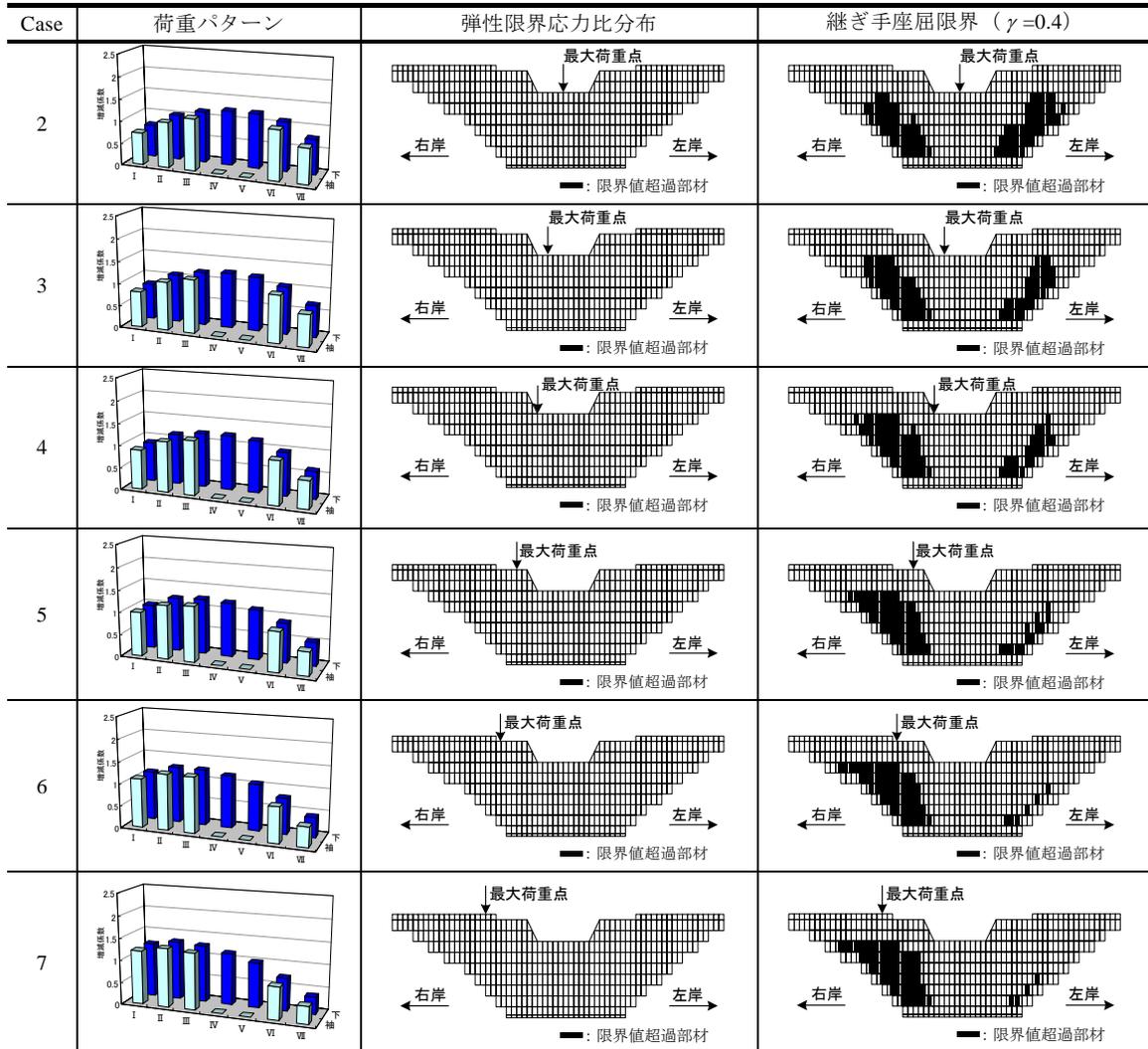


図-14 前壁面部材応力分布 (偏心検討)

図-11 には図-6 で示した現行設計作用を用いて三次元解析を行った場合の安全性照査結果を前壁面部材について示している。細線の部材は応力比が 1.0 以下の部材であり、これより下流側面において許容応力を超過する部材が発生しないことがわかる。なお、三次元解析では図-2 に示す A-A'面に最大応力部材が発生したので、図-12 に A-A'平面内部材の応力比を図-10 と同様に示している。図-10 を図-12 と比較すると、ほぼ一致することがわかる。すなわち、三次元解析を行ったとしても堰堤軸方向に一樣な荷重が作用するならば、複雑な解析を必要とするにもかかわらず現行設計の安全性照査と同じ結果を得られることになり、現行設計の平面モデル化は均一荷重分布

においては妥当であることがわかる。

4.2 均一載荷被災時土石流荷重解析

続いて、図-8 に示したように被災調査結果で推定された土石流荷重が作用した場合の解析を行うと、土石流荷重を袖部の全面に作用させるので、部材の応力、特に両脇柱材の応力は、現行設計荷重のものよりも大きくなる。しかし、弾性限界（圧縮は座屈限界）を超える部材は生じない。図-13 の Case-1 の欄に前壁面部材の弾性限界応力比を示す。ここでは細線は余裕部材を、太線は限界応力を超過している部材を示している。前壁面は限界に余裕があることがわかる。ただし、柱部材の座屈限界値を

継ぎ手による強度低下を考慮した解析（図中の $\gamma=0.4$ ）では、前壁面の左右岸底面付近に限界値を超える部材が現れる。この分析は、構造の危険状態を示唆するものであるが、実際の崩壊状態とは一致せず、これをもって倒壊原因とは言い難い。

4.3 不均一荷重による影響分析

続いて、表-3 に示した Case-1~7 までの最大増減係数を 1.32 としたうえで、土石流荷重の作用中心を水平方向に移動させた場合の検討を行った。前壁面部材の限界応力分布を図-14 の Case-2~7 に対応させて示す。

この場合でも、弾性限界に対しては偏心だけでは限界を超える部材は発生しない。ただし、継ぎ手の強度低下を考慮すると、限界を超える部材が現れる。この場合には、偏心が大きくなると右岸側に広く限界を超過した部材が現れ、実際の倒壊と似た破壊モードを感じさせるものとなる。

そこで、最大荷重点は Case-5 と同じ位置（堰堤軸方向荷重区分IV）に固定して最大荷重点での最大増減係数を 1.4 から 1.7 と大きくし、その集中度を高めた場合について検討すると図-15 のようになる。最大増減係数が大きくなり集中度が増すにつれて限界値を超過する部材の分布域が水平方向に集中し、一方でその分布が上方へ広がっている。すなわち、より実破壊事例に近い形状となる。

5. 改良型設計作用モデル

前述のように、土石流は堰堤袖部まで作用する可能性を無視できないと考えられる。さらに、土石流の流体力は作用位置やその大きさが不確定であるため、荷重の不確定性に対応できるリダンダンシーの大きな構造の設計が望まれる。正攻法としては、構造のリダンダンシー（確率評価）を評価して設計を行う必要があるが、実用面からは簡便な設計作用モデルの工夫によって課題を克服できる手法の開発が望まれる。そこで、本研究では道路橋設計に用いられる L 荷重のコンセプトを準用して、図-16 のような設計作用モデルを提案する。現行設計との違いは次の 2 点である。

- ① 現行の土石流荷重の作用範囲を袖部については、その上端まで作用させるものとする。（これを F 荷重と呼ぶ。）
- ② 土石流流体圧の作用位置の不確定性を表現するため、F 荷重に加えて、水通し幅でその作用位置

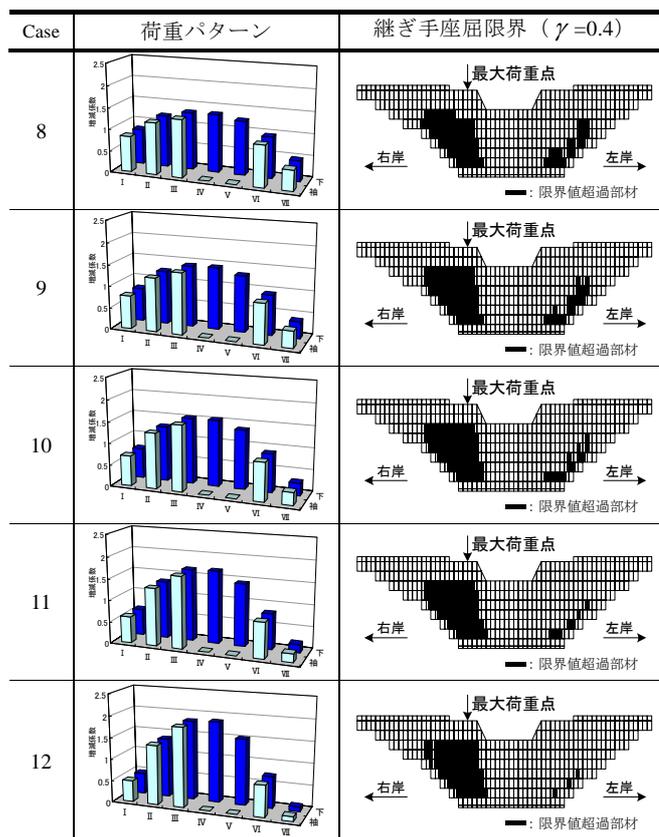


図-15 荷重集中度の影響

が堰堤軸方向に自由に移動する U 荷重を作用させる。なお、作用位置は部材ごとに（応力が最大となる）最悪荷重によって決定される。その大きさは、

$$q_U = \alpha_U q_F \quad (8)$$

ここで、 α_U : U 荷重係数（堰堤の重要度などを考慮して設計すべきものであるが、本研究では 1.0 とした）、 q_U, q_F : それぞれ、単位面積あたりの U 荷重および F 荷重。

なお、 q_F については現行設計作用と次式の関係があるものとする。

$$q_F = \xi \cdot q_D \quad (9)$$

ここで、 q_D : 現行設計における単位面積あたりの土石流流体圧荷重、 ξ : 現行設計に対する F 荷重の係数。

6. 提案設計作用モデルの検証

6.1 フルストレス設計

提案設計作用モデルの有効性を検証するために、4 章までに検討した鋼製砕砂防堰堤の骨組形状および設計条件を準用する。ところで、現行設計は図-2 に示したように、施工条件等を考慮して各部材

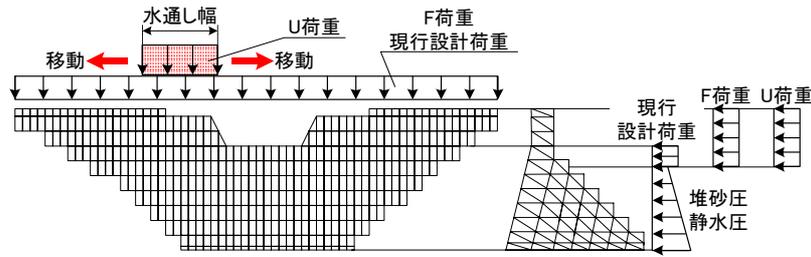


図-16 提案手法

表-4 設計荷重条件

	設計値		
	現行設計	F 荷重	F+U 荷重
土石流流速	6.25m/s		
土石流水深	2.5m	7.5m	
F 荷重流体圧	70.6kN/m ²		
U 荷重流体圧	0.0kN/m ²	0.0kN/m ²	70.6kN/m ²
堆砂厚さ	12.9m		
堆砂単位体積重量	17.7kN/m ³		
中詰材単位体積重量	18.0kN/m ³		

($\alpha = \xi = 1.0$ とした)

表-5 鋼材候補

(a) H 形鋼

No	寸法	断面積[cm ²]
1	H-100*100*6.0*8	21.59
2	H-175*90*5.0*8	22.90
3	H-200*100*5.5*8	26.67
4	H-125*125*6.5*9	30.00 (現: 梁材)
5	H-150*150*7.0*10	39.65 (現: 柱材)
6	H-175*175*7.5*11	51.42
7	H-250*175*7.0*11	55.49
8	H-200*200*8.0*12	63.53
9	H-400*200*8.0*13	83.37
10	H-250*250*9.0*14	89.98

(b) 溝形鋼

No	寸法	断面積[cm ²]
1	2C-075*40*5.0*7.0	8.82
2	2C-100*50*5.0*7.5	11.92
3	2C-125*65*6.0*8	17.11 (現: つなぎ梁) (現: プレース)
4	2C-150*75*6.5*10	23.71
5	2C-150*75*9.0*12.5	30.59
6	2C-200*80*7.5*11	31.33
7	2C-200*90*8.0*13.5	38.65

応力は必ずしもフルストレス設計状態になっていないので、設計荷重の影響分析に適さない。そこで、各設計作用モデルに対してフルストレス設計を行った。

まず、設計荷重条件は表-1 の被災時想定荷重を基準として、表-4 のように設定した。そのうえで、使用可能部材を表-5 に示す H 形鋼 10 種類、溝形鋼 7 種類とし、図-2 で検討した現設計を基準として、

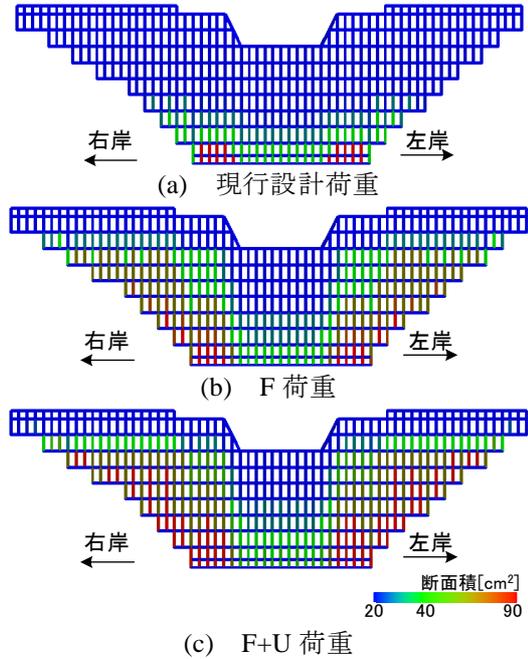


図-17 フルストレス設計

H 形鋼は H 形鋼候補の中から、溝形鋼は溝形鋼候補の中から許容応力度 140N/mm²(座屈は別途考慮) に対してフルストレスとなるように選定する。

得られたフルストレス設計の結果を図-17 に示す。図-17 は前壁面の部材断面積を示しており、図-2 に示した現設計の柱材に使用している H-150*150*7*10 (断面積 39.65cm²) を概ね緑色で示した。これに対して青色は減少傾向を、赤色は増加傾向を示している。

図-17(a)より、現行設計荷重を用いると、最下段の両端にある 18 本の柱材は、他の内部部材を補足するために、逆に強化する必要があるものの、4 段目より上部の部材は細くなっており、力学的には最適化の余地があったことがわかる。表-6 には全構造部材の使用鋼材量を示している。現設計が 42.9m³ であるのに対し、現行設計作用によるフルストレス設計では 28.4m³ と 66%まで減少している。

図-17(b)の F 荷重モデルによる設計結果では、下段から両側面にかけて部材強化が図られている。さ

らに、図-17(c)の F+U 荷重モデルではこの傾向がさらに強まっている。なお、強化部材の領域は図-14 に示した危険部材の分布と概ね一致している。ちなみに、表-6 によると、F 荷重モデルの総鋼材量は 30.9m^3 、F+U 荷重モデルは 34.6m^3 であり、フルストレス設計結果の中では当然、F+U 荷重モデルのものが最も鋼材量が大きくなるが、現設計に対しては 80%とむしろ減少しており、現行設計作用モデルのフルストレス設計の比率と比べると、現行設計設計荷重を用いた場合に比してわずかに 14 ポイントの増加であることがわかる。

6.2 信頼性評価

それぞれの設計作用モデルによる設計結果の安全性向上効果について、簡易な信頼性解析によって評価する。評価に用いる土石流荷重モデルは図-18 に示すもので、土石流が当たる中心位置の左右に正規確率分布関数の形状によってモデル化された分布モデル⁸⁾とした。その中心位置での最大荷重は、流速が対数正規分布（平均値 $\bar{v}=6.27\text{m/s}$ 、標準偏差 $\sigma_v=3.14\text{m/s}$ ）でばらつくものとした荷重計算値とし、分布形状の集中度を表す変曲点幅 B については対数正規分布（平均値 $\bar{B}=20\text{m}$ 、標準偏差 $\sigma_B=5.0\text{m}$ ）とする。また、中心位置は堰堤の水通し中央を平均値（ $\bar{x}=33.0\text{m}$ ）として、標準偏差 8.2m とする正規分布とした。一方、構成部材は表-2 に示す SS400 の鋼材を用いるものとした。この際、降伏応力についても正規分布に従うものとし、平均値を 360N/mm^2 、標準偏差を 18.0N/mm^2 としたうえで、座屈荷重もこの限界値をもって式(6)によって求められるものとした。以上の確率分布状況を図-19 に示す。そのうえで、モンテカルロ法（総シミュレーション数 10^6 ）で各部材の降伏応力（座屈限界応力）超過を算定した。

図-20 にモンテカルロ法によって得られる各設計結果の同時降伏部材数 n_f の発生頻度分布を $n_f \leq 200$ について示す。図-20(a)の現設計では、1 本だけ降伏するのは 8811 回 (0.88%) であり、当然のことながら同時降伏部材数が増えるにつれて発生頻度は低下するが、200 本同時でも 422 回 (0.04%) となっている。これに対して、図-20(b)の現行設計作用モデルのフルストレス設計では、明らかにいずれの降伏部材数であっても、明瞭に発生頻度が増えていることがわかる。一方、図-20(c),(d)

表-6 総鋼材量

	総鋼材量		
	体積[m ³]	重量[ton]	比率
現堰堤	42.9	336.8	1.00
現行設計荷重	28.4	222.7	0.66
F 荷重	30.9	242.6	0.72
F+U 荷重	34.6	271.3	0.80

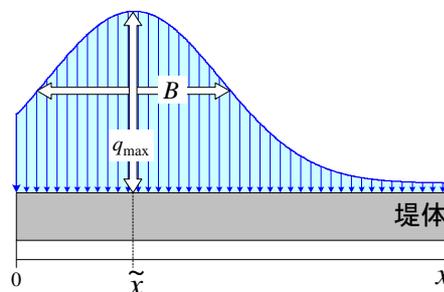


図-18 信頼性解析図

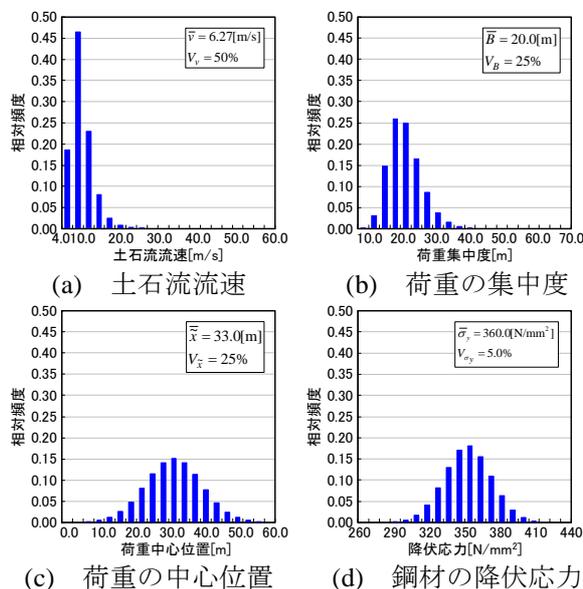
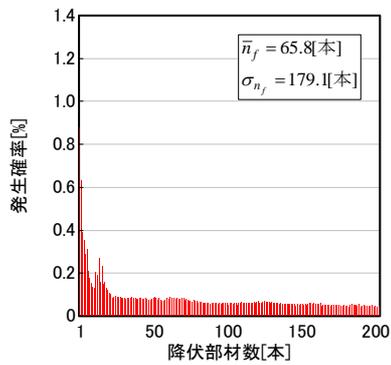


図-19 確率変数の頻度分布

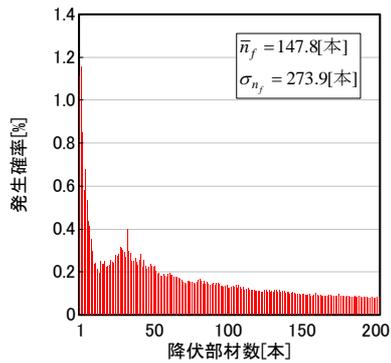
に示す F 荷重モデルや、F+U 荷重モデルを用いた設計では現設計よりも小さな総鋼材量であるにもかかわらず、逆に現設計のものよりもいずれの降伏部材数においても発生頻度は減少している。

そこで、1 本でも降伏部材が発生すること（弾性限界）に対する破壊確率 P_e と対応する信頼性指標 β_e を求めると表-7 のようになる。これより、F+U 荷重モデル設計の破壊確率は $P_e=0.116$ となるが、これは現行設計作用モデルによるフルストレス設計の $P_e=0.579$ の約 20% であり、総鋼材量が大きい現設計の $P_e=0.282$ と比較しても半分以下の破壊確率となり、構造信頼性が明確に向上されていることがわかる。

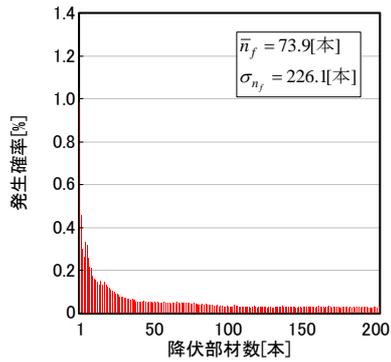
ところで、構造のリダンダンシーを評価するには、



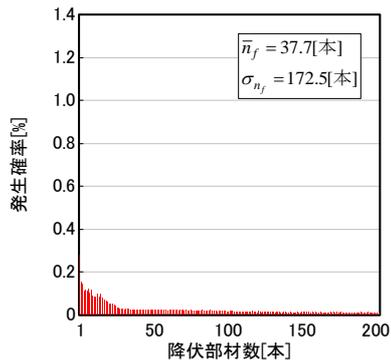
(a) 現設計



(b) 現行設計作用モデル設計



(c) F 荷重モデル設計



(d) F+U 荷重モデル設計

図-20 降伏部材数発生頻度分布

構造全体の崩壊確率を求める必要があるが、弾塑性解析や塑性解析をモンテカルロ法と組み合わせると計算負担が大きくなる。そのため、本研究では降伏部材数と構造崩壊確率との関係を図-21に示すような、降伏部材数 n_{fi} 本を説明変数とするロジットモデル⁹⁾で表現した次式で仮定した。

表-7 冗長性指標

	現設計	現行設計 荷重モデル	F 荷重 モデル設計	F+U 荷重 モデル設計
P_e	0.282	0.579	0.236	0.116
(β_e)	(0.58)	(-0.20)	(0.72)	(1.19)
P_p	0.236	0.502	0.193	0.093
(β_p)	(0.72)	(-0.01)	(0.87)	(1.32)
R	1.19	1.15	1.22	1.25

P_e, β_e : 構造破壊確率および信頼性指標

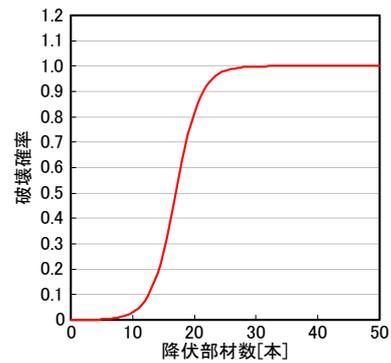


図-21 フラジリティー曲線

$$p_F(n_{fi}) = \frac{\exp(b_0 + b_1 n_{fi})}{1 + \exp(b_0 + b_1 n_{fi})} \quad (10)$$

ここで、 $p_F(n_{fi})$: n_{fi} 本の部材により構造システムが崩壊する確率、 b_0, b_1 : 定数であり、それぞれ-8.5, 0.5 の値を用いた。

よって、図-20に示した降伏部材発生頻度との積算により、対象構造物の崩壊確率を次式により定義した。すなわち、

$$P_{sf} = \sum_{i=1}^n p_F(n_{fi}) \cdot p_H(n_{fi}) \quad (11)$$

ここで、 P_{sf} : 構造システムの崩壊確率、 $p_H(n_{fi})$: 降伏部材数 n_{fi} 本の発生確率 (図-20)、 n : 降伏部材数。

そのうえで、構造物のリダンダンシーインデックス (冗長性指標) を次式によって求めた¹⁰⁾。

$$R = \frac{P_{sf}}{P_e} \quad (12)$$

ここで、 R : 冗長性指標。

この計算結果を表-7に示す。現設計の構造崩壊確率は0.236であり、弾性限界確率 $P_e = 0.282$ に比してほとんど変化がないため冗長性指標は1.19となる。同じように、現行設計作用モデルによるフルストレス設計の構造崩壊確率も0.502に対して、弾性

限界確率 $P_e=0.579$ とほとんど変化がなく、冗長性指標は 1.15 と現設計よりも小さな冗長性となる。

一方、F 荷重モデル設計および F+U 荷重モデル設計の冗長性指標は 1.22 および 1.25 となり、現設計に比べ鋼材量が少ないにも関わらず大きな冗長性となることがわかる。

このように最悪荷重を考慮した提案設計作用モデルを用いることにより、脆弱な部材を補強して構造信頼性を向上させることが可能となるだけでなく、構造システムの冗長性をも向上させることが可能となることがわかる。

7. 結 言

本研究は、まず西之貝戸川における鋼製枠砂防堰堤の崩壊事例を基に、土石流の偏りが構造物に及ぼす影響について考察した。その結果、土石流荷重には作用点の偏りがあり、その偏りが構造物の安全性評価に大きな影響を及ぼすことがわかった。これにより、土石流流体力の作用位置の不確定性を簡易に表現することのできる設計作用モデルについて提案し、それに伴う冗長性を評価した。その結果、提案手法を用いることにより冗長性の高い砂防堰堤を設計できることがわかった。以下に本研究の成果を列挙する。

- (1) 被災した鋼製枠砂防堰堤に設計荷重を作用させると、現行設計と三次元解析結果は一致しており、堰堤軸方向に均一な設計を用いる限り、二次元モデル化をベースとする現行設計は妥当である。
- (2) 被災時の推定土石流荷重を、現行設計と同様に堰堤軸方向に均等作用させると、許容応力度を超過する部材が発生するものの弾性限界を超過することはない。
- (3) 被災時の推定土石流荷重の総量を一定にしたうえで荷重に偏りを持たせると、下流側面右岸柱材に発生する応力が弾性限界を超過する場合がある。
- (4) 上記条件に、柱材の座屈および継ぎ手の破損による部材強度の低下を考慮すると、破壊事例と同様な破壊部材分布を表現することができる。
- (5) 総荷重量をほぼ同じにして偏りを持たせた荷重の中心を水平方向に偏らせると、被災例と同様の危険な状態が生ずる。すなわち、土石流荷重の偏り

による鋼製枠砂防堰堤の安全性低下の影響は大きい。

(6) 砂防堰堤設計において、堰堤軸方向に均一な土石流荷重を袖部上面まで作用させる設計作用モデルを提案した。さらに、作用位置の不確定性を表現するため、水通し幅と同一幅の土石流荷重を堰堤軸方向に移動させて作用させる簡易な設計作用モデルについて提案した。

(7) 上記設計作用を用いてフルストレス設計を行うと、現設計よりも総鋼材量を減少することができるとともに、脆弱な部材を効率的に補強するため、構造信頼性を向上させることができるとともに、リダンダンシーの高い構造設計を行うことが出来ることがわかった。

今後は、リダンダンシーの精度を向上させるため、荷重の方向性や大きさなどのランダム性や、抵抗力のランダム性を考慮した弾塑性解析を行って冗長性評価をすることにより、より合理的な設計手法を構築する必要がある。その際、土石流荷重設定に含まれる不確定因子の与える影響についての感度分析なども行うことが望まれる。

参考文献

- 1) 国土交通省国土技術政策総合研究所：「砂防基本計画策定指針（土石流・流木対策編）及び同解説」「土石流・流木対策設計技術指針及び同解説」、社団法人 全国治水砂防協会、2007.11.
- 2) 星谷勝，山本欣弥：情報エントロピーを用いたシステムの信頼性と冗長性の検討，土木学会論文集，No.654/I-52, pp.355-366, 2000.7.
- 3) 星谷勝，石井清：構造物の信頼性設計，鹿島出版会，1986.5.
- 4) 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：鋼製砂防構造物設計便覧，山海堂，2001.
- 5) 近藤観慈，沼本晋也，林拙朗：2002年7月17日三重県藤原町で発生した土石流，砂防学会誌，Vol.55, No.5, pp.31-39, 2003.
- 6) 日本鋼管ライトスチール株式会社：藤原町枠砂防堰堤の設計照査に関する検討，平成 14 年度鋼製砂防構造物委員会(第一回)資料，2002.10.31.
- 7) 水野秀明：平成 14 年台風 6 号，7 号による土砂災害現地調査報告，土木技術資料 44-11, pp.6-7, 2002.
- 8) 泉典洋，田中仁，伊達政直：河川流が卓越する

河口テラスの初期体積形状に関する理論, 土木
学会論文集, No.740/ II-64, pp.95-107, 2003.

9) 東京大学教養学部統計学教室編: 基礎統計学 III
自然科学の統計学, 東京大学出版会, 1992.8.

10) D. M. Frangopol, M. Iizuka, and K. Yoshida:
Redundancy Measures for Design and Evaluation of

Structural Systems, *Journal of Offshore Mechanics
and Arctic Engineering*, ASME, Vol.114, Issue 4,
pp.285-290, Nov. 1992.

(2008年9月18日受付)