

エネルギー配分則による礫中詰め型砂防ダムの安全性照査法

SAFETY ASSESSMENT METHOD OF SAND FILLED CHECK DAM USING ENERGY DISTRIBUTION CONCEPT

伊藤一雄*, 香月 智**, 石川信隆***, 林久雄****

Kazuo ITOH, Satoshi KATSUKI, Nobutaka ISHIKAWA and Hisao HAYASHI

*修士(工学) 防衛大学校研究員 土木工学科 (〒239 神奈川県横須賀市走水1-10-20)

**工博 防衛大学校助教授 土木工学科 (〒239 神奈川県横須賀市走水1-10-20)

***工博 防衛大学校教授 土木工学科 (〒239 神奈川県横須賀市走水1-10-20)

****(財)砂防・地すべり技術センター 企画部長 (〒102 東京都千代田区九段南4-8-21)

This paper proposes a safety assessment method of the sand filled check dam by using the energy distribution concept. This structure is subjected to the impact load of huge rock and liquid pressure of debris flow simultaneously. This paper treats with two limit states, i.e., the excess of the shear deformation of dam and the excess of the local cave deformation of the steel wall at collision point of a rock. In order to compute the shear deformation and the local cave deformation by the impact loads, a simplified computational method based on the energy distribution concept is proposed. The energy distribution concept, which determines the deformation energy ratio between the shear deformation and the local cave deformation caused by impact rock kinetic energy, is calibrated by using the mass-spring dynamic analysis. It is found that 95~99% of impact kinetic energy of rock is distributed into the local cave deformation energy. Using the energy distribution concept makes it easy to evaluate the safety assessment of both the local deformation and the global shear deformation. Finally, the design results by the proposed method are compared with those by conventional design method.

Key Words: energy distribution concept, sand filled check dam, local cave deformation, global shear deformation, impact load, debris flow, safety assessment method

1. 緒言

礫中詰め型砂防ダムは、鋼製の殻(セル)や壁板の中に現地発生土砂を充填して作られる砂防ダムの総称で、図-1に示すセル型砂防ダムやダブルウォール砂防ダムなどがある。これらのダムは、粒状体の中詰材をじん性の高い鋼材で覆ったものであるため、いわゆるサンドバッグ的效果が期待され、また施工が迅速であることおよび山岳僻地における建設が可能である等の利点が着目されている。セル型砂防ダムは、図-1のように互いに間隔をおいて配置し、土石流中の巨礫をスクリーニングして残留させ、下流へは土砂成分のみを流下させるオープン型の砂防ダム¹⁾として長野県与田切川において試験施工されている。この砂防ダムは、平成6年8月に大規模な土石流を受けた²⁾が、その際衝突したと思われる残留礫の最大直径は6mにも達している。堤体は写真-1に示すように局部的に10~20cm程度凹んでいる程度で、堤体全体のせん断変形は小さく、巨礫を含む土石流の衝突に対してオープン型砂防ダムの機能を有効に発揮することが報告されている³⁾。

ところで、セル型砂防ダムの設計では、土石流中の巨礫の衝突に対してコンクリート製砂防ダムの研究⁴⁾に準拠して安全性照査が行われているが、中詰材と鋼板の相

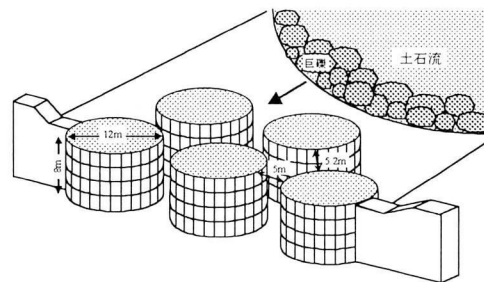


図-1 セル型砂防ダムと土石流

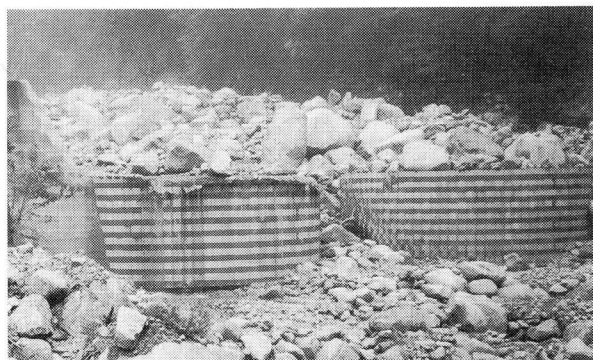


写真-1 セル型砂防ダムの被災例

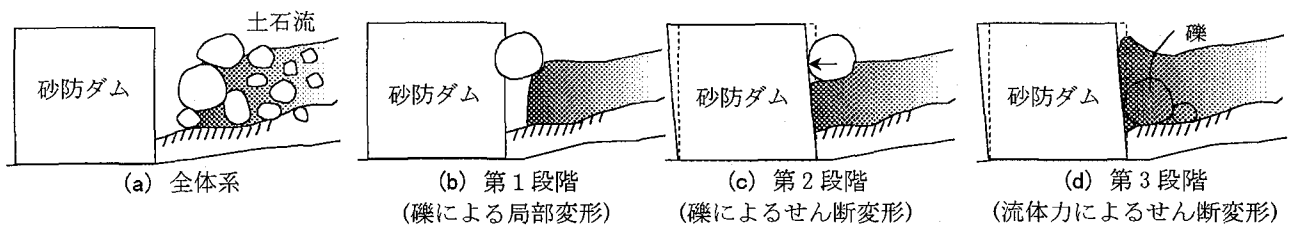


図-2 土石流による砂防ダムの応答モデル

相互作用による抵抗力や礫の衝突が堤体全体の変形に及ぼす影響については考慮されていない。

そこで著者は、この砂防ダムのより合理的な安全性照査法を確立するために基礎的な検討を行ってきた。まず、巨礫の水平衝突を受ける砂防ダムのモデル実験⁹⁾を行い、その衝突エネルギーが、①堤体全体がせん断変形する中詰材の抵抗力と、②衝突局部の鋼板が凹むことによって、裏側にある中詰材とともに抵抗する局部変形抵抗力によって吸収されることを確認した。

続いて、局部変形を生じない矩形せん断枠内に中詰材を詰めた実験装置を用いて、堤体の静的および衝撃荷重に対するせん断抵抗力について調べ、中詰材のせん断抵抗力に及ぼす締め固めの影響が非常に大きいことを明らかにした。そのうえで締め固め効果を考慮した動的せん断抵抗力～変形関係の推定法を提案した^{6,7)}。

さらに、中詰材の水平局部衝撃実験⁸⁾を行い、中詰材の局部抵抗力が締め固めと衝突点の深さに応じて増加することを示すと同時に、解析的に個別要素法を用いてそのメカニズムを検討した。その結果、配位数をコントロールできる修正個別要素法⁹⁾によってこれらの実験結果をシミュレート可能であることを示した。続いて、2質点系ばねモデルを用いた動的解析によって礫中詰め型砂防ダムの2つの限界(せん断変形と局部変形)の安全性照査が可能であることも示した¹⁰⁾。しかし、2質点系ばねモデルによる非線形動的解析はコンピュータ解析を必要とするため簡便性において難点があった。

そこで本研究は、上記の諸研究の成果を踏まえて、礫の衝突エネルギーが衝突点の局部変形と堤体全体のせん断変形の吸収エネルギーに配分されることに着目し、そのエネルギー配分則に基づくエネルギー等置法を用いて最大局部変形と最大せん断変形を求める手法を提案する。さらに、巨礫の衝突のみならず土石流の流体力による堤体のせん断変形をも考慮した簡便な安全性照査法を提案するとともに、現行設計法との比較検討を行うものである。

2. エネルギー配分則に基づく安全性照査法

2.1 土石流衝突によるダム変形過程とモデル化

土石流の流下機構に関する既往の研究¹¹⁾によると、図-2(a)に示すように土石流の先頭部に巨礫が集中し、かつ巨礫があたかも高い部分に持ち上げられるような逆グレイディング現象¹²⁾を起こしながら流下することが明らかになっている。この逆グレイディング現象をとまう土

石流がダムに衝突した際のダムの応答は、実験的に再現が難しいことや、現地観測も極めて困難であることから未解明部分が多い。しかし、土石流の被災例やその目撃証言などから、まず巨礫衝突による破壊が先行しその破壊箇所を拡大するような後続流による破壊作用があるものと考えられている。

本研究では、図-2(a)のような実現象を図-2(b), (c), (d)さらに図-3(a), (b), (c)のようにモデル化することを試みる。まずモデル化に当たり、以下の仮定を設ける。①複数の巨礫が存在しても、同一箇所と同時に衝突する可能性は少ない。②同一箇所には衝突しない巨礫の局部変形に対する安全性は、衝突箇所ごとに分離して照査されるものである。③堤体のせん断変形は堤体全体の抵抗力によって照査されるものである。すなわち、局部とせん断変形の対象となる抵抗範囲は分離できる。④動的な応答の時間差が局部と全体とで現象ごとに明確に区分できる。以上より、土石流による砂防ダムの応答現象を図-2(b)～(d)に示すようにモデル化した。すなわち、

(i) 第1段階(図-2(b))：巨礫の衝突により、衝突点に凹み変形が生じる。この際表面を覆う鋼板等が破壊すると内部の中詰材に流水が流れ込み堤体の抵抗力を失う。なお、この局部応答は概ね50msec程度までに終了する。

(ii) 第2段階(図-2(c))：第1段階の変形に耐えた砂防ダムは、巨礫衝突エネルギーの残余が堤体のせん断変形に伝達されるため堤体がせん断変形を開始する。その後、初期衝突エネルギーが全て吸収されると、礫は運動を停止し、堤体のせん断変形も増加しなくなる。この過程は概ね100～200msec程度で終了する。

(iii) 第3段階(図-2(d))：第1段階および第2段階を含め比較的長時間にわたって流体力による持続荷重が堤体の全体に作用しているが、その流体力に対して堤体がせん断変形する。このせん断変形には概ね10数秒を要する。

さらに、このような砂防ダムの変形応答過程を簡易モデル化するため、図-3のようなエネルギー配分則に基づく解析モデルを提案する。すなわち、図-3(a)は、第1段階の局部変形のモデルであり、衝突礫の運動エネルギーの一部が局部変形エネルギーによって吸収されることを表わしている。続いて図-3(b)は第2段階のせん断変形過程に相当するもので、局部変形によって消費されたエネルギーの残余の運動エネルギーが堤体のせん断変形に吸収されることを示している。最後に図-3(c)は後続の流体力によってせん断変形がさらに増加されることを示している。

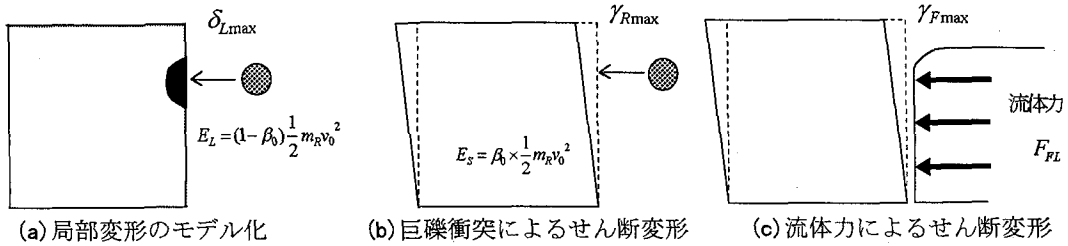


図-3 エネルギー配分則による砂防ダムの応答モデル

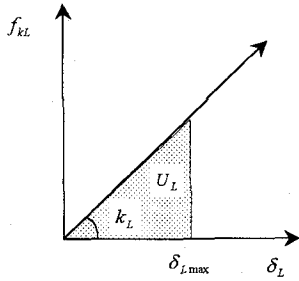


図-4 局所変形吸収エネルギー

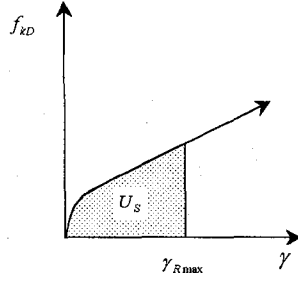


図-5 礫衝突によるせん断変形吸収エネルギー

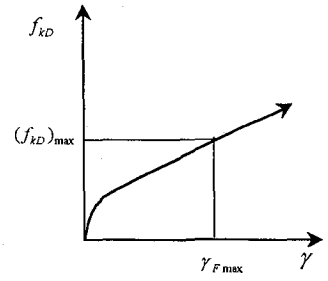


図-6 流体力によるせん断変形吸収エネルギー

2.2 安全性照査の基本式

図-3のように分離した応答モデルを用いることにより、局所変形とせん断変形に関する安全性照査式を以下のように表わすことができる。

(a) 局所変形に対する安全性照査式

$$\delta_{Lmax} \leq \frac{1}{\alpha_L} \delta_{Llimit} (= \delta_{La}) \quad (1)$$

(b) せん断変形に対する安全性照査式

$$\gamma_{max} = \max(\gamma_{Rmax}, \gamma_{Fmax}) \leq \frac{1}{\alpha_s} \gamma_{limit} (= \gamma_a) \quad (2)$$

ただし、 δ_{Lmax} ：礫の衝突による最大局所変形(cm)， δ_{Llimit} ：限界局所変形(cm)， α_L ：局所変形の安全係数， δ_{La} ：許容局所変形(cm)， γ_{max} ：土石流衝突による最大せん断変形量， γ_{Rmax} ：礫の衝突による最大せん断変形量， γ_{Fmax} ：流体力による最大せん断変形量， γ_{limit} ：限界せん断変形量， α_s ：せん断変形の安全係数， γ_a ：許容せん断変形量。

ここで、式(1)、(2)の左辺の応答変形量は、エネルギー等置法によって以下のように算定される。つまり、まず巨礫による衝突エネルギーが図-3(a)、(b)に示す局所変形に消費される運動エネルギーとせん断変形に消費される運動エネルギーに配分され、その配分されたエネルギーがそれぞれ図-4の局所変形に対する静的な抵抗力～変形関係による局所変形吸収エネルギーと、図-5に示すせん断変形に対する静的な抵抗力～変形関係によるせん断変形吸収エネルギーに等置変換されることにより、それぞれ最大局所変形 δ_{Lmax} および最大せん断変形量 γ_{Rmax} が算定されることになる。また、流体力による最大せん断変形量 γ_{Fmax} は、図-6に示すように土石流の流体力と堤体のせん断抵抗力が釣り合うときの変形量より求めることができる。以下にその算定法を説明する。

2.3 礫の衝突による最大局所変形の算定法

まず、礫の運動エネルギー E_0 は局所変形運動エネルギー E_L とせん断変形運動エネルギー E_S に配分される。

$$E_0 = \frac{1}{2} m_R v_0^2 = E_L + E_S \quad (3)$$

$$\text{ただし、} E_L = (1 - \beta_0) E_0 \quad (4)$$

$$E_S = \beta_0 E_0 \quad (5)$$

ここで、 E_0 ：礫の運動エネルギー(kgf·cm)， m_R ：礫の質量(kgf·s²/cm)， v_0 ：礫の衝突速度(cm/s)， E_L ：局所変形に消費される運動エネルギー(kgf·cm)， E_S ：せん断変形に消費される運動エネルギー(kgf·cm)， β_0 ：せん断変形に消費されるエネルギー分担率。

最大局所変形 δ_{Lmax} は、局所変形運動エネルギー E_L が図-4に示される局所変形吸収エネルギー U_L に等しいと置くことにより次式によって求められる。

$$\delta_{Lmax} = \sqrt{\frac{(1 - \beta_0) \frac{m_R}{k_L} v_0^2}{k_L}} \quad (6)$$

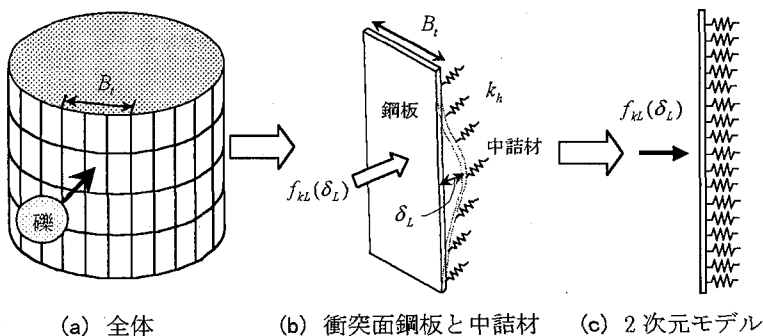
ただし、 m_R ：礫の質量(kgf·s²/cm)， k_L ：局所ばね係数(kgf/cm)， v_0 ：礫の衝突速度(cm/s)。

ここで、局所ばね係数 k_L は、鋼板と中詰材の相互作用によって決定される。まず図-7に示すように礫の鋼板に対する衝突を有効幅 B_L のほりに置換し、弾性床の上のほりの解を応用すると局所に作用する荷重 f_{KL} と局所変形 δ_L の関係が次式のように表すことができる。

$$f_{KL} = k_L \times \delta_L \quad (7a)$$

$$k_L = C_{LC} (k_h)^{0.75} (EI)^{0.25} \quad (7b)$$

ここで、 C_{LC} ：解析定数(厳密解では $2\sqrt{2}$ となる。ただし、解の仮定と実際の相違を考慮して補正值を用いることもできる)， E ：鋼板のヤング係数(kgf/cm²)， I ：鋼板の断面2次モーメント(cm⁴)， k_h ：裏込め中詰材の水



(a) 全体 (b) 衝突面鋼板と中詰材 (c) 2次元モデル
図-7 衝突局部の変形の弾性支床上のはりへのモデル化

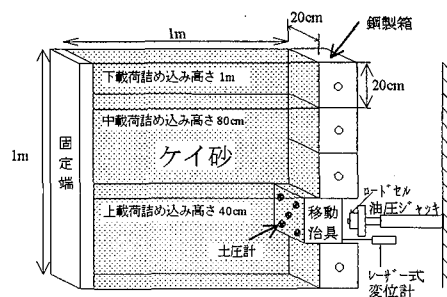
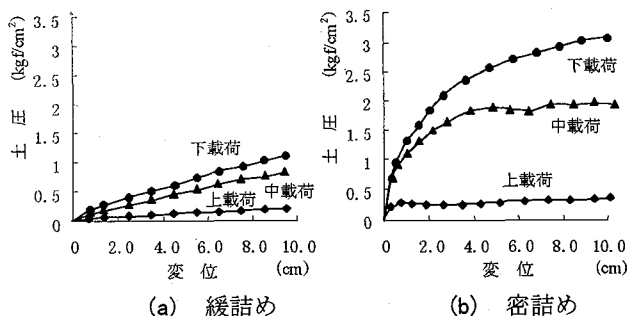
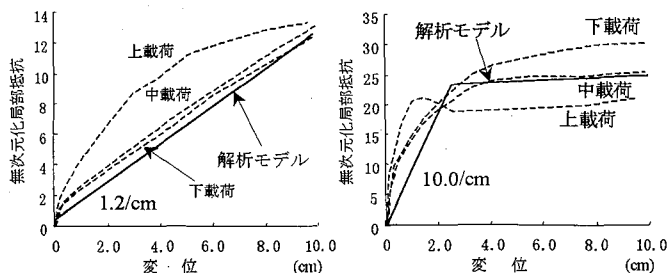


図-8 中詰材の地盤反力の算定実験



(a) 緩詰め (b) 密詰め
図-9 実験から得られた土圧～変位関係



(a) 緩詰め (b) 密詰め
図-10 無次元化による地盤反力係数

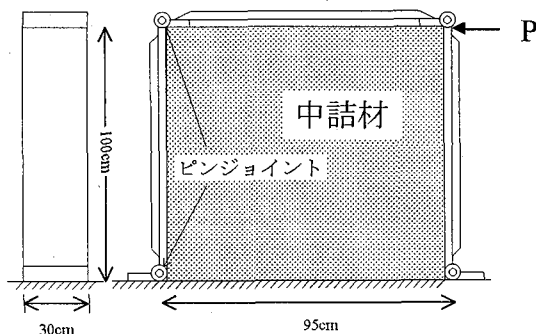


図-11 中詰材のせん断変形実験

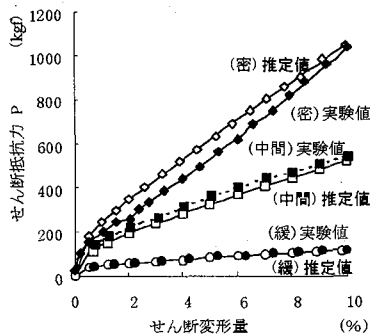


図-12 ケイ砂の実験値と推定値

平方方向の地盤反力係数(kgf/cm²)であり、以下のような実験結果によって求められる。

つまり、中詰材の水平方向の地盤反力係数 k_h とは、水平方向の中詰材のみの抵抗と変形関係から与えられるものである。著者らは図-8に示す砂中詰材の局部抵抗実験装置を用いて砂中詰材の局部水平抵抗力を求めた⁸⁾。図-9に緩詰めと密詰めに対する実験結果を示す。ここで、緩詰めとは砂を実験装置の上部から流し込み軽く敷きならして充填したもの(間隙比=1.0)で、密詰めはバイブレーターを用いて充分締め固めを行ったもの(間隙比=0.74)である⁸⁾。図より、①緩詰め比べて密詰めは抵抗力が大きい。②深さが深くなるにつれて抵抗力は大きくなる。③緩詰めはほぼ線形的であるが、密詰めは弾塑性硬化型となるなどのことがわかる。そこで、図-9の抵抗土圧を深さによる上載圧力で除したものを無次元化局部抵抗と呼ぶものとし、無次元化局部抵抗と変位の関係を示すと図-10のようになる。これより、緩詰めの場合は、上載荷を除き下載荷と中載荷はほぼ同じ無次元化抵抗力

となっており、解析モデルとして図-10(a)のように下載荷と中載荷の下限線による線形近似が可能と考えられる。また、密詰めの場合は、ややばらつきが大きいので図-10(b)のように平均値による弾塑性モデル(変位 2.5cm までを線形近似)を用いることとする。これより地盤反力係数を次式により求めるものとする。

$$k_h = B_t \times \gamma_h \times \rho_t \times (H - h_p) \quad (8)$$

ここで、 B_t :はりの幅(cm), γ_h :無次元化地盤反力係数(緩詰め1.2/cm, 密詰め10.0/cm), ρ_t :中詰材の単位体積重量(kgf/cm³), H :ダムの高さ(cm), h_p :礫の衝突高さ(cm)。

このように実砂防ダムでは、ダムごとにこのばね係数は異なるものであるが、一般に良好な建設条件が得られない場合が多いので、本研究で検討を行う実ダムの水平方向地盤反力係数 k_h は、砂中詰材を緩く詰めて施工した場合を想定して検討を行うものとし、図-10の緩詰めの場合の無次元化地盤反力係数 $\gamma_h = 1.2 / \text{cm}$ を用いる。

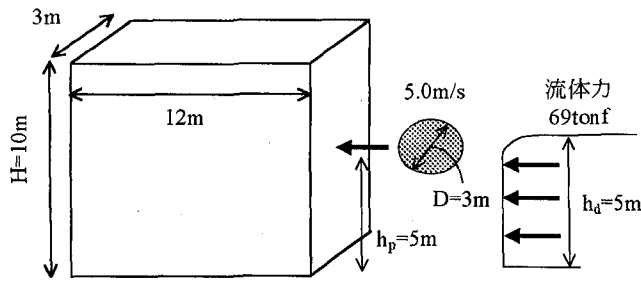


図-13 基準砂防ダムモデル

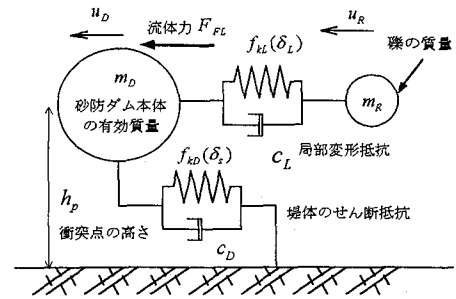


図-14 2質点ばねモデル

表-1 基準砂防ダムモデルのパラメーター

m_R	$\frac{1}{6}\pi D^3 \rho_R$ $\rho_R = 2.3t/m^3$	B	12m
		e	1.0
m_D	216t	W	3m
I	$B_t^3 / 12$	H	10m
t	1.75cm	ϕ	30°
ρ_t	1.8tf/m³	ν	1.2
h_D	0.1	γ_h	1.2/cm
h_L	0.1	B_t	3m

2.4 最大せん断変形量の算定法

巨礫の衝突エネルギーによる最大せん断変形量 γ_{Rmax} は、図-3(b)に示す巨礫のせん断変形に消費される運動エネルギー E_s が図-5に示す堤体のせん断変形吸収エネルギー U_s に等しいと置くことにより求める。ここで、中詰材のせん断変形吸収エネルギーは、図-11に示すような中詰材のせん断実験に基づいて著者らの提案した締め固めの影響を考慮したせん断抵抗力の算定式⁶⁾(図-12)を積分した次式によって求められる。

$$E_s = U_s = C_{SH} \left(\frac{1.6 \times e^{-6.7}}{2} \times (\gamma_{Rmax})^2 + \frac{0.064 \times e^{-6.3}}{1.2} \times (\gamma_{Rmax})^{1.2} \right) \quad (9a)$$

$$\text{ただし, } C_{SH} = \left(\frac{2}{3} (1 + 0.5\nu) \right) \frac{\rho_t H^3 w \tan \phi}{h_p} \quad (9b)$$

ここに、 C_{SH} :無次元化せん断抵抗力からの変換係数、 e :中詰材の間隙比、 ν :ダムの幅高比(B/H)、 B :ダムの幅(cm)、 ρ_t :ダム中詰材の単位体積重量(kgf/cm³)、 w :ダムの有効長さ(cm)、 ϕ :中詰材の内部摩擦角(°)。

ここで、式(9)を満足する最大せん断変形量 γ_{Rmax} は、ニュートン法等により求める。

最後に、流体力による最大せん断変形量 γ_{Fmax} は、図-3(c)の流体力 F_{FL} が図-6に示すせん断変形による抵抗力 $(f_{kD})_{max}$ と等しいと置いて、締め固めを考慮したせん断抵抗力の算定式⁶⁾を用いて次式により求める。

$$F_{FL} = (f_{kD})_{max} = C_{SH} (1.6 \times e^{-6.7} \times \gamma_{Fmax} + 0.064 \times e^{-6.3} \times \gamma_{Fmax}^{0.2}) \quad (10)$$

ここで、式(10)を満足する γ_{Fmax} は、ニュートン法等により求める。

3. 動的解析によるエネルギー分担率 β_0 の決定法

提案する手法では、動的解析を用いずに局部変形とせん断変形を簡易に分離するものであり、予め適切なエネルギー分担率 β_0 を決定しておく必要がある。そこで、図-13に示すような基準砂防ダムモデルを設定したうえで、実設計で考えられるパラメーター範囲の中で、動的解析と提案解析を等価にする β_0 を決定する。なお、この矩形ダムは図-7のセルダムが円形によって正面幅が低下する点を考慮して有効幅を3mとして考える等価力学モデルである。

3.1 2質点ばねモデルによる動的解析の基本式

局部変形とせん断変形を分離せずに同時に考慮する動的応答解析用の2質点系ばねモデルは、図-14に示すものであり、その運動方程式は次式で表される。

$$m_R \ddot{u}_R + C_L (\dot{u}_R - \dot{u}_D) + f_{kL}(u_R - u_D) = 0 \quad (11)$$

$$m_D \ddot{u}_D + C_D \dot{u}_D - C_L (\dot{u}_R - \dot{u}_D) + f_{kD}(u_D) - f_{kL}(u_R - u_D) = F_{FL} \quad (12)$$

ここで、 m_R :土石流中の巨礫の質量(kgf·s²/cm)、 C_L :局部抵抗の減衰係数($= 2h_L \sqrt{m_R \cdot c_{LC}(k_h)^{0.75} (EI)^{0.25}}$)、 h_L :局部減衰定数、 f_{kL} :局部変形抵抗関数、 m_D :堤体のせん断変形に寄与する有効質量⁷⁾($= m_{DT}/3$) (kgf·s²/cm)、 m_{DT} :ダム中詰材の全質量(kgf·s²/cm)、 C_D :せん断抵抗の減衰係数($= 2h_D \sqrt{m_D \cdot (0.016e^{-6.7} + 0.025e^{-6.3}) c_{SH}}$)、 h_D :せん断減衰定数、 f_{kD} :ダム堤体のせん断変形抵抗関数、 u_R 、 u_D :それぞれ巨礫とダムの変位(cm)、 F_{FL} :土石流の流体力(kgf)、 $(\cdot)$:時間微分を意味する。

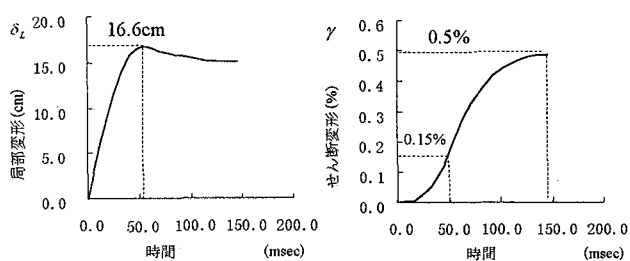
よって、式(1)、(2)による安全性照査に用いる局部めり込み量 δ_{Lmax} およびせん断変形量 γ_{max} は、式(11)、(12)で得られる時刻歴応答の最大値によってそれぞれ次式のように求められる。

$$\delta_{Lmax} = u_{Rmax} - u_{Dmax} \quad (13)$$

$$\gamma_{max} = u_{Dmax} / h_p \quad (14)$$

ただし、添字maxは最大応答変位を表す。なお、この動的解析法は、著者らの行った縮小モデル実験⁵⁾を良くシミュレートできることを確認している¹⁰⁾。

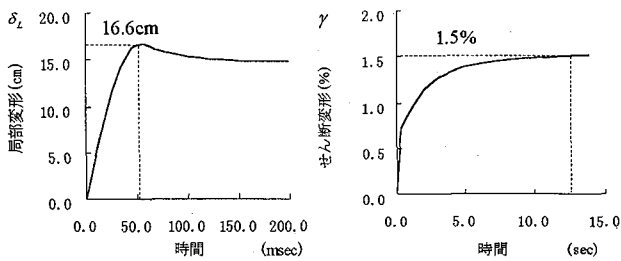
上記の運動方程式を基に表-1のようなダム諸元を用いてエネルギー分担率決定のための動的応答解析を行った。



(a) 局所変形

(b) セン断変形

図-15 巨礫のみを作用させた実ダムの時刻歴応答



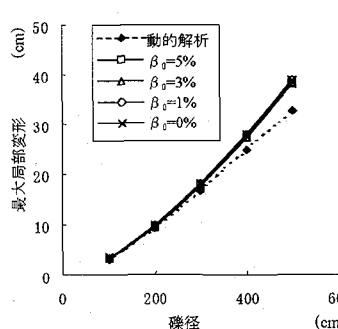
(a) 局所変形

(b) セン断変形

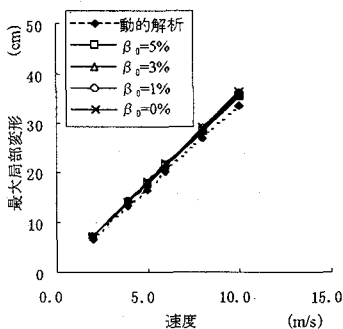
図-16 巨礫と流体力を作用させた実ダムの時刻歴応答

表-2 エネルギー分担率 β_0 決定のためのパラメーター

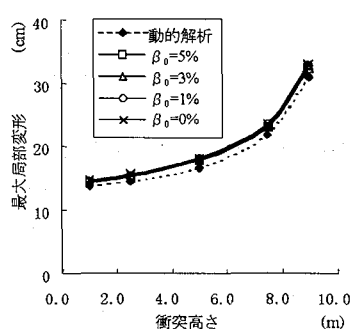
	標準	礫径の影響				衝突速度の影響					衝突高さの影響				局所抵抗力の影響				せん断抵抗力の影響			
No.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22
礫径 (m)	3.0	1.0	2.0	4.0	5.0	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0
衝突速度 (m/s)	5.0	5.0	5.0	5.0	5.0	2.0	4.0	6.0	8.0	10.0	5.0	5.0	5.0	5.0	5.0	5.0	5.0	5.0	5.0	5.0	5.0	5.0
衝突高さ (m)	5.0	5.0	5.0	5.0	5.0	5.0	5.0	5.0	5.0	5.0	1.0	2.5	7.5	9.0	5.0	5.0	5.0	5.0	5.0	5.0	5.0	5.0
局所抵抗倍数	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	0.5	0.75	1.25	1.5	1.0	1.0	1.0	1.0
せん断抵抗倍数	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	0.5	0.75	1.25	1.5



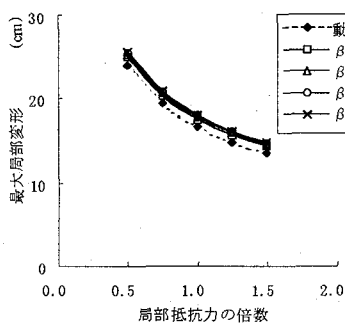
(a) 礫径の影響



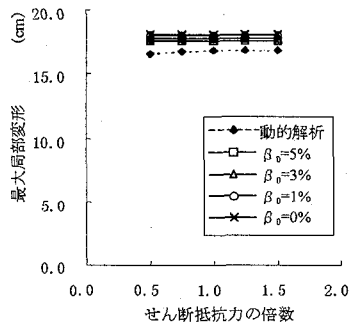
(b) 衝突速度の影響



(c) 衝突高さの影響



(d) 局所抵抗力の影響



(e) セン断抵抗力の影響

図-17 動的解析と提案手法(式(6))の最大局所変形の比較

3.2 2質点ばねモデルによる動的解析の時刻歴応答

提案する簡易設計法は、局所変形とせん断変形をそれぞれ分離して検討しているが、この妥当性について動的解析結果から検討する。

図-15に土石流の流体力を無視して巨礫のみを作用させた場合の局所変形とせん断変形の時刻歴応答を示す。これより、局所変形が最大値16.6cmに達する50msec(図-2(b)第1段階)においてはせん断変形は変位開始直後の約0.15%程度であり、せん断変形の最大値はこれから100msec後(図-2(c)第2段階)に約3倍の0.5%の最大値に達することがわかる。すなわち、局所変形が最大値に達するまで

には、せん断変形へのエネルギー伝達はあまり行われていないため、この2者間の相互作用はほとんど無視できると考えられる。

続いて、図-16に、巨礫と流体力を同時に作用させた場合の時刻歴応答を示す。この場合には、局所の時刻歴応答は図-15(a)と変わらないが、せん断変形の応答がさらに遅くなり、最大値1.5%に達するのは13秒後(図-2(d)第3段階)である。すなわち、巨礫の衝突エネルギーによって生じるせん断変形が最大値に達した時点(0.15秒後)では流体力による変形は増加過程の極めて初期の状態であり、巨礫によるせん断変形と流体力によるせん断変形

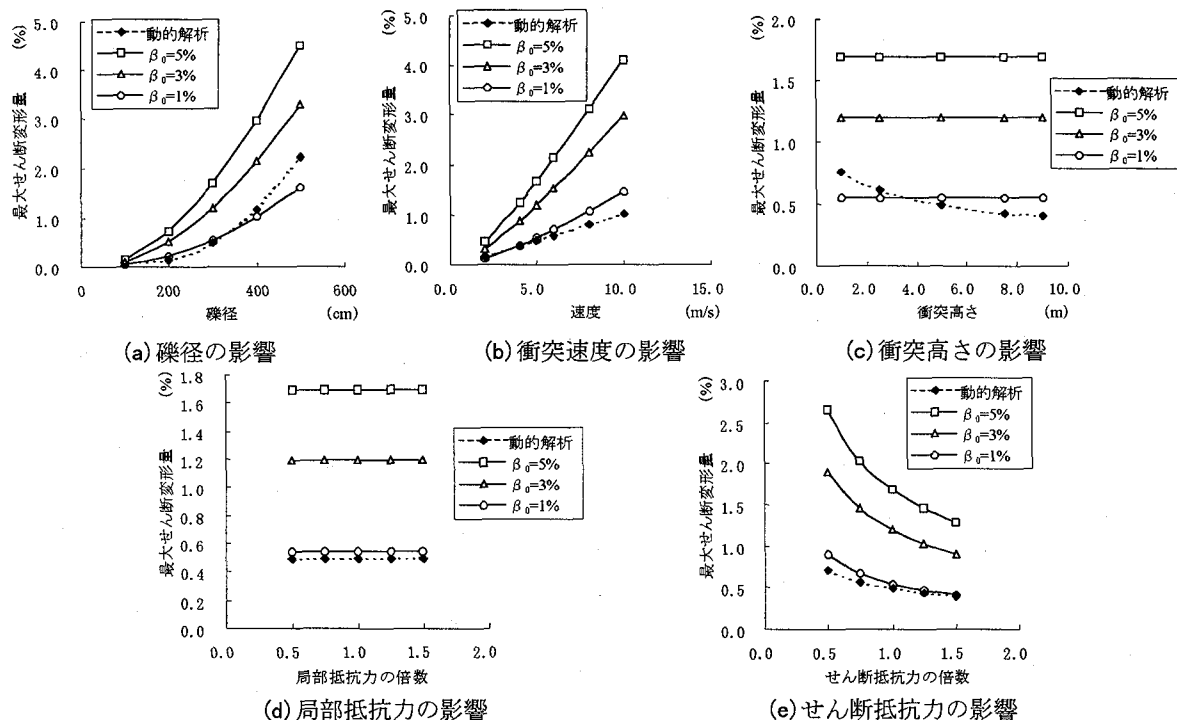


図-18 動的解析と提案手法(式(9))の最大せん断変形量の比較

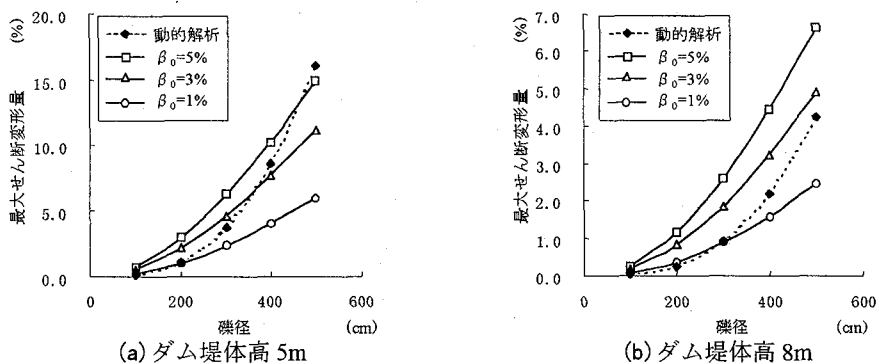


図-19 ダム堤体高が最大せん断変形量に及ぼす影響

の間の相互作用はほとんど無視できる。以上のことから、前述のようにこの3つの現象を準静的に分離して解析することが可能である。

3.3 エネルギー分担率 β_0 の決定

前述の砂防ダムモデルを用いて、表-2に示すように礫径、衝突速度、衝突高さ、局部抵抗力の倍数およびせん断抵抗力の倍数をパラメトリックに変化させるとともに、エネルギー分担率 β_0 を $\beta_0 = 5\%$, 3% , 1% , 0% とした場合に、式(6), (9)の簡易式から得られる最大局所変形と最大せん断変形について動的解析による値との比較検討を行った。ここで、 β_0 を0から5%で検討した理由は、後述するパラメトリックスタディーでエネルギー分担率 β_0 の最大値が5%程度であったためである。

図-17は、動的解析より得られた最大局所変形と式(6)により求めた最大局所変形を比較したものである。これより、 $\beta_0 = 0 \sim 5\%$ として式(6)によって得られた値は動的

解析から得られた値よりやや大きくなるが、全般的に $\beta_0 = 0 \sim 5\%$ の範囲内では動的解析値と安全側においてほぼ等しいとみて差し支えない。

次に、図-18は動的解析から得られる巨礫の衝突に対する最大せん断変形量と式(9)を用いて求めた最大せん断変形量を比較したものである。図-18(a)～(e)は、礫径、衝突速度、衝突高さ、局部抵抗力およびせん断抵抗力をパラメトリックに変化させた場合のそれぞれの影響をあらわしたものであるが、概観して $\beta_0 = 1\%$ として式(9)による最大せん断変形量が全てのケースにおいて動的解析値と比較的良好一致していることがわかる。これより、巨礫の衝突に対する最大せん断変形量の算定には $\beta_0 = 1\%$ として式(9)によって推定することができると考えられる。

次に、エネルギー分担率 β_0 に及ぼす砂防ダムの質量の影響を見るために、質量が小さい高さの低い砂防ダムについて検討した。図-19(a)は堤体高 $H=5\text{m}$ 、奥行き幅 B

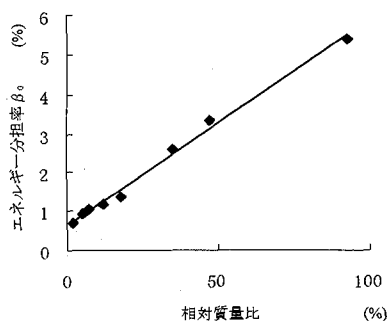


図-20 礫と堤体の相対質量比 D_m と β_0 の関係

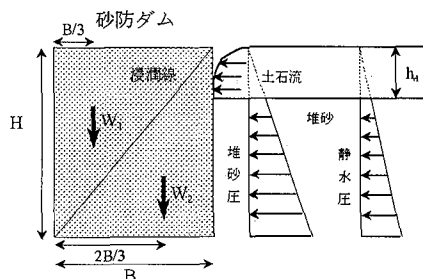


図-22 現行設計の外力

=6mの砂防ダムの高さ2.5mのところに、図-19(b)は堤体高さ $H=8\text{m}$ 、奥行き幅 $B=10\text{m}$ の砂防ダムの高さ4mのところに衝突速度 5m/s で礫径 $1\text{m}\sim 5\text{m}$ の巨礫が衝突する場合の動的解析の結果と β_0 を1%, 3%および5%に変化させた場合の提案手法(式(9))の結果を比較して示す。図-19(a)の堤体高 $H=5\text{m}$ のダムでは、礫径が大きくなるにつれてエネルギー分担率 $\beta_0=5\%$ に増加する傾向があることがわかる。この傾向は図-19(b)の堤体高 $H=8\text{m}$ のダムでも現れるが、この場合には $\beta_0=3\%$ 程度までの増加でとどまる。すなわち、このことは礫と砂防ダムの相対質量比によってエネルギー分担率 β_0 の値が変化することを表わしている。そこで、礫とダム堤体との相対質量比 D_m とエネルギー分担率 β_0 の関係を示すと図-20のようになり、両者には次式による線形関係があることがわかる。

$$\beta_0 = 0.05D_m + 0.006 \quad (15)$$

ここで、 D_m : 礫と堤体の相対質量比 ($=m_r/m_{dr}$)、 m_r : 礫の質量 ($\text{kgf}\cdot\text{s}^2/\text{cm}$)、 m_{dr} : 砂防ダムの抵抗有効幅の質量 ($\text{kgf}\cdot\text{s}^2/\text{cm}$)。ただし、ダムの相対質量比が小さい場合式(15)ではエネルギー分担率 β_0 が1%より小さくなるが、先ほどのダム高10mの場合 $\beta_0=1\%$ が動的解析と良く一致していた点を考慮し、照査の安全性を確保するため次の条件を付与する。

$$\beta_0 \geq 0.01 \quad (16)$$

以上より、今後本提案の簡易設計法ではエネルギー分担率 β_0 を式(15)および式(16)を用いて求めることとする。

4. 設計手法

以上の提案手法を用いると、巨礫を含む土石流の衝撃荷重をうける礫中詰め型砂防ダムの安全性照査が合理的かつ簡便に行うことが可能となる。その設計手順を示す

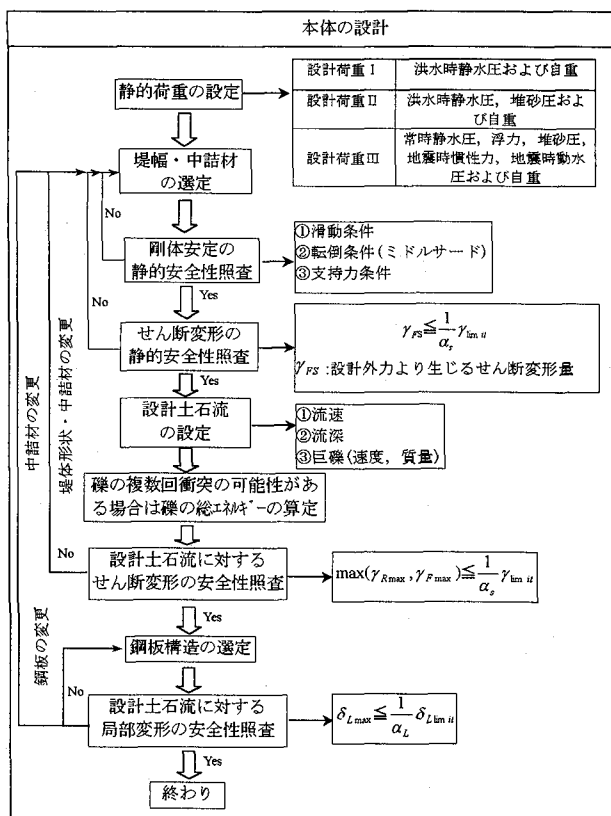


図-21 礫中詰め型砂防ダム設計の手順

と図-21のようになり、以下ようになる。

- ① 砂防ダムの建設流域に発生する可能性のある流出土砂量より砂防ダムの高さを決定する。
- ② 静的安全性照査のための設計荷重の設定を行う。すなわち、設計荷重 I, II, III の荷重を設定する。
- ③ 従来と同様に②の設計荷重に対してダム堤体の静的剛体安定計算(滑動, 転倒, 許容支持力)を行う¹⁾。
- ④ ②の荷重に対して砂防ダムの静的せん断変形の安全性照査を行う。
- ⑤ 以上の静的安全性照査を満足する場合、次の土石流荷重に対する安全性照査に進む。
- ⑥ 建設地域での調査に基づき設計のための巨礫の礫径および衝突速度、また土石流の流体力を求めるため流下速度および流下水深の設定を行う。ここで、礫の複数回衝突の可能性のある場合は、総エネルギーの算定を行う。
- ⑦ 式(2), (9), (10)を用いて、巨礫と流体力によるせん断変形に対する安全性照査を行う。
- ⑧ 式(1), (6)を用いて、巨礫衝突による局所変形に対する安全性照査を行う。

5. ダブルウォール砂防ダムの設計例

ここでは、本研究の成果をふまえて、礫中詰め型砂防ダムの一形態であるダブルウォール砂防ダムが土石流衝突を受ける場合の安全性照査を、提案手法により試設計を行い、現行設計法と比較・検討を行う。

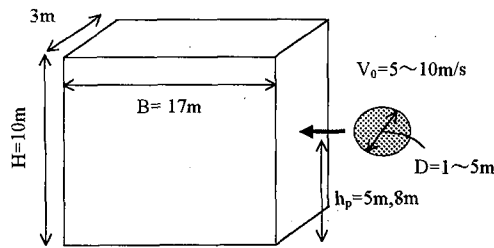


図-23 局所変形に対する安全性照査モデル

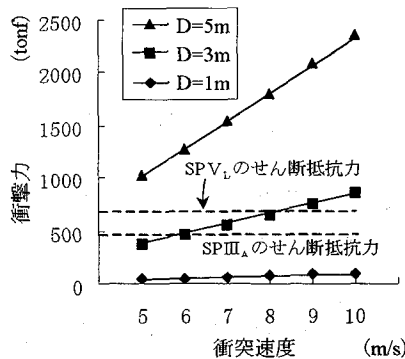


図-24 現行設計による局所変形の安全性照査

表-3 現行設計の安全性照査に用いたパラメーター

中詰材のヤング率 E_1	$1.52 \times 10^6 \text{ kgf/m}^2$	土石流の流速 v_0	5~10m/s
衝突礫のヤング率 E_2	$5.00 \times 10^9 \text{ kgf/m}^2$	衝撃力の分担幅 B_i	3m
中詰材のポアソン比 ν_1	0.0	鋼板のせん断降伏点応力 τ_u	1730kgf/cm ²
衝突礫のポアソン比 ν_2	0.23	鋼板のせん断断面積 A_w /m	SPⅢA 93.0cm ² /m SPⅤL 133.8cm ² /m

表-4 提案手法に用いたパラメーター

鋼板の断面2次モーメント I	SPⅢA $6.84 \times 10^4 \text{ cm}^4$ SPⅤL $1.89 \times 10^5 \text{ cm}^4$	
中詰材の湿潤密度 ρ_t	締め固め弱 1.75t/m ³ 締め固め普通 1.80t/m ³ 締め固め良好 1.85t/m ³	
中詰材の水中密度 ρ_w	締め固め弱 0.91t/m ³ 締め固め普通 0.94t/m ³ 締め固め良好 0.96t/m ³	
ダムの有効幅 W		3m
中詰材の内部摩擦角 ϕ	締め固め弱 30° 締め固め普通 35° 締め固め良好 40°	
無次元化地盤反力係数 γ_h	締め固め弱 1.2/cm 締め固め良好 2.4/cm	
有効幅 B_i		3m
中詰材の間隙比 e	締め固め弱 0.82 締め固め普通 0.77 締め固め良好 0.73	

5.1 現行設計法

土石流区域に建設する場合の現行設計法では、土石流の流体力と礫の衝突に対して次のように安全性照査が行われている。

(1) 土石流の流体力に対する安全性の照査

土石流の流体力に対する荷重条件は、その流域で発生する可能性のある土石流の最大流深(土石流の深さ)の土石流荷重が図-22のように堤体上部に作用するものとし、堆砂圧と静水圧が流深より下の堤体に作用するものとする。この外力に対して堤体の安定計算ならびにせん断抵抗力に対する安全性照査を行う。

土石流の流体力^{1),4)}は、噴流が壁面に衝突する際の運動量保存則の考え方を適用し、次式により求める。

$$F_{FL} = \alpha_F \frac{\rho_{DF}}{g} h_d v_0^2 \quad (17)$$

ここで、 F_{FL} ：単位幅当たりの土石流の集中線荷重(kgf/cm)、 α_F ：補正係数(1.0)、 ρ_{DF} ：土石流の単位体積重量(kgf/cm³)、 g ：重力加速度(cm/s²)、 h_d ：土石流の流深(cm)、 v_0 ：土石流の流速(cm/s)。

砂防ダムの安定計算は、堤体を剛体と仮定し、外力に対する滑動条件、転倒条件、支持力条件の3つの条件に対して行う。次に、せん断変形に対して流体力による外力モーメント M_F と中詰材のせん断変形に対する抵抗モーメント M_R が次式を満足するように堤体幅の検討を行い、安定計算とせん断抵抗条件で得られた堤体幅のうちの大きい方の堤体幅を用いる。

$$M_R \geq \alpha_{sc} \cdot M_F \quad (18)$$

ここで、 α_{sc} ：安全係数、 M_F ：土石流流体力、堆砂圧および静水圧荷重による底面まわりのモーメント(kgf・cm

)、 M_R ：抵抗モーメント(kgf・cm)であり、港湾セル岸壁の設計に用いられる次の北島の式^{13),14)}を用いて求める。

$$M_R = \frac{1}{6} \rho_t H^3 (3 - \nu \cos \phi) \nu^2 \sin \phi \quad (19)$$

ここで、 ρ_t ：ダム中詰材の単位体積重量(kgf/cm³)、 H ：ダムの高さ(cm)、 ν ：ダムの幅高比(B/H)、 B ：ダムの幅(cm)、 ϕ ：中詰材の内部摩擦角(°)。

(2) 土石流中の礫の衝突に対する安全性照査

土石流中の礫の衝突に対しては巨礫が衝突する際の衝突荷重を算出し、上流側鋼壁板のせん断強度との比較により安全性の照査を行っている。この際の衝撃荷重はコンクリート砂防ダムの研究⁴⁾を参考にして次式を用いて求めている。

$$P = n \alpha^{3/2} \quad (20)$$

ここで、 $n = \left[6 \cdot R_2 / \left\{ \pi^2 (K_1 + K_2)^2 \right\} \right]^{1/2}$ 、 $K_1 = (1 - \nu_1^2) / (\pi E_1)$ 、 $K_2 = (1 - \nu_2^2) / (\pi E_2)$ 、 $\alpha = \left\{ 5 v_0^2 / (4 n_1 \cdot n) \right\}^{1/2}$ 、 $n_1 = 1 / m_R$ 、 E_1 ：中詰材のヤング率(kgf/m²)、 E_2 ：礫のヤング率(kgf/m²)、 ν_1 ：中詰材のポアソン比、 ν_2 ：礫のポアソン比、 R_2 ：礫の半径(m)、 v_0 ：礫の衝突速度(m/s)、 m_R ：礫の質量(kgf・s²/m)。

次に、上流側鋼板のせん断抵抗力 S_R は次式により求める。

$$S_R = \tau_u \cdot A_w \cdot B_i \quad (21)$$

ここで、 τ_u ：鋼矢板のせん断降伏点応力(kgf/cm²)、 A_w ：鋼矢板の1m当たりのせん断断面積(cm²/m)、 B_i ：衝撃力の分担幅(m)。

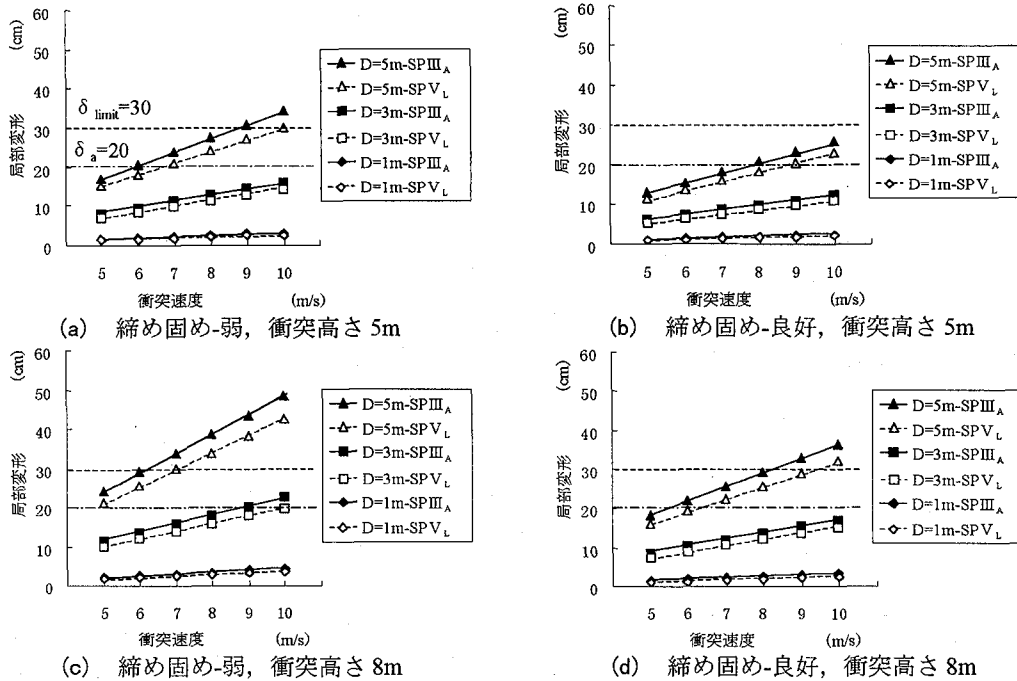


図-25 提案手法による局部変形の安全性照査

5.2 提案手法と現行設計法の比較

(1) 局部変形に対する安全性照査

礫の衝突による局部変形に対する安全性照査を比較するために、図-23に示す砂防ダム(高さ10m, 奥行き17m)に礫径1m~5mの礫が衝突速度5m/s~10m/sで高さ5mまたは8mの位置に衝突する場合の検討を行う。

設計変数である鋼壁板の種類として、板厚1.31cmのU型鋼矢板SPⅢ_A(W:400,h:150,t:13.1)と板厚2.43cmのU型鋼矢板SPⅤ_L(W:500,h:200,t:24.3)の2種類を検討する。

表-3に現行設計法で、表-4に提案設計法で用いた諸元を示す。ここで、本計算例では提案手法に用いるエネルギー分担率 β_0 は、礫径が5mの場合は $\beta_0=1.5\%$ で、3mおよび1mの場合は $\beta_0=1\%$ である。

図-24に現行設計法による礫の衝撃力と衝突速度の関係を示す。現行設計法は、SPⅢ_AとSPⅤ_Lに対するせん断抵抗力 S_R がそれぞれ480tonfおよび700tonfとなり、図中に示す衝撃力がこれを超えない場合に安全となる。よって、SPⅢ_Aを用いる場合には礫径が1mでは全ての速度に対して許容されるが、礫径が3mでは6m/sまでしか許容されない。SPⅤ_Lを使用すれば8m/sまで設計可能であるが、これを超過する速度の荷重には耐えられないことになる。さらに、礫径が5mになると衝突速度が5m/s以上に対してSPⅤ_Lでも許容されないことになる。

一方、提案する安全性照査法では鋼板は同一種類であっても、中詰材との相互作用を考慮した解析を行うので、衝突高さや中詰材の締め固めによって安全性照査の結果が異なる。図-25に異なる中詰材の締め固めと衝突高さに対する局部変形~衝突速度関係を示す。図-25(a)には緩く詰めた中詰材に高さ5mの位置に礫が衝突する場合を示している。図中に示す破線は30cmの限界値を、一点

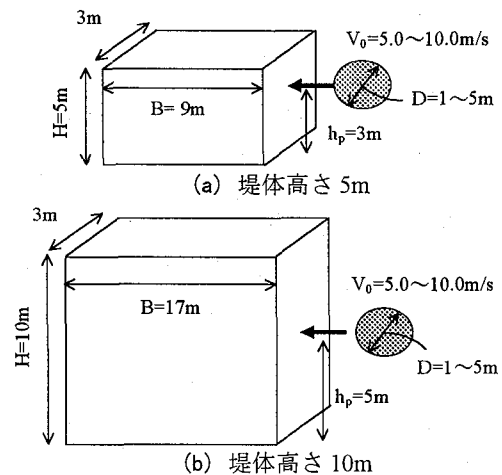
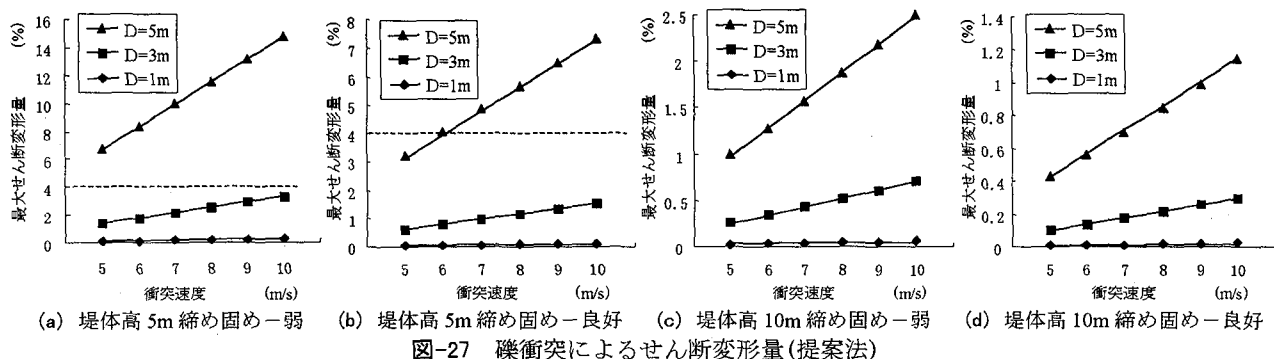


図-26 せん断変形に対する安全性照査モデル

鎖線は $\alpha_L=1.5$ とした場合の許容値を示している。よって、この場合には、SPⅢ_Aを使用した場合には礫径5mのものが6m/sで衝突する場合まで、SPⅤ_Lを使用すれば礫径5mのものが7m/sで衝突する場合まで設計が可能であることがわかる。もしも中詰材の締め固め管理を良好にすることが可能であれば、図-25(b)より同一外力条件でSPⅤ_Lでは9m/sまで設計が可能であることがわかる。

提案手法では、堤体上部において中詰材の抵抗力が減少することを考慮しているので、堤体上部に礫が衝突した場合には局部変形が大きくなる。図-25(c), (d)には、衝突高さを8mとした場合を示しているが、この場合、締め固めが弱い場合には、SPⅤ_Lで礫径5mには耐えられず、締め固めを良くしても6m/sまで可能となる程度である。

以上、提案手法と現行設計法を概観すると提案手法の方が、比較的大きな礫衝突荷重に対しても設計が可能であることがわかる。これは一見危険側の推定となるよう



であるが、与田切川の土石流被災例では、ダムに衝突残留した流下礫径の最大は6mにも達しており、2mを超えるものが多数ある。衝突速度については、明確な観測値がないが、発生土石流の流量がほぼ計画流量500m³/sと同じであった点と河床勾配からセルダム付近での推定される流下速度は6m/s程度であったと考えられる²⁾。これに対して使用されていた鋼板は10mm厚のものであったが、せん断的に切断している例はなかったことから、現行設計法における判定の方が過剰に安全側にあると考えられる。また、提案手法で礫径5mを対象とすると局部変形が15cm～30cm程度となっているが、被災例では最大凹みが15～20cm程度であり、提案手法の推定値も安全側にあるものと思われる。以上のことから、局部変形の安全性照査に対して、提案手法の方がより合理的かつ適切な安全性を保つことが可能と思われる。

(2) 礫衝突によるせん断変形に対する安全性照査

現行設計法では、礫の衝突による堤体のせん断変形に対する安全性照査は行われていない。よって、ここでは、提案手法のみの安全性照査の検討を行う。礫衝突によるせん断変形に対する安全性照査のモデルとして図-26に示す堤体高5mのダムと10mのダムを用いるものとする。それぞれに対して礫の衝突高さは3mと5mを想定している。ちなみに、提案手法では堤体の抵抗力はモーメント換算されるので、衝突高さが異なっても最大せん断変形量は同一量となる。ここで、エネルギー分担率 β_0 は式(15)より、堤体高5mの場合は礫径1mで1%、礫径3mで1.3%、礫径5mで3.8%であり、堤体高10mの場合は、礫径1mおよび3mで1%、礫径5mで1.5%である。図-27は、各堤体に礫径1,3,5mのものが衝突する場合の最大せん断変形量～衝突速度関係を示したものである。図-27(a)は、堤体高5mのダムの中詰材が緩く詰められた場合で、限界せん断変形量を4%、安全係数 $\alpha_s=1.0$ として許容せん断変形量を4%とした場合の許容値を破線で示している。この場合、礫径が3m以下であれば衝突速度10m/s以下に対して、4%の許容せん断変形量で設計が可能であるが、礫径が5mでは衝突速度5m/sでも最大せん断変形量が6.3%となり、4%の許容値では設計が不可能である。しかし、図-27(b)のように締め固めを良好にすれば5m礫径のものが6m/sで衝突する場合でも設計が可能である。

一方、図-27(c)、(d)に示す堤体高10mの場合には本検

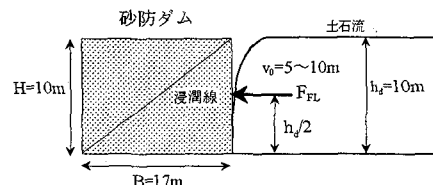


図-28 流体力による安全性照査モデル

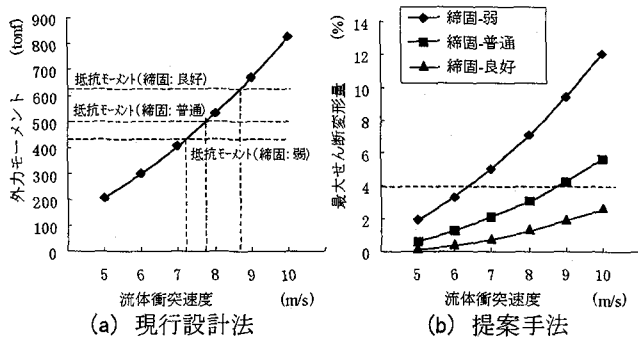


図-29 流体力に対するせん断変形の安全性照査

討パラメーター内の礫衝突では全てのケースにおいて許容値4%を超過することはない。このように堤体高によってせん断変形量に差異が生ずるのは図-20で示したように堤体高の小さいダムでは、相対質量比が大きくなり、エネルギー分担率 β_0 が大きくなるためである。

本検討結果をあえて現行設計法と比較すると、図-27(c)、(d)に示したように大きなダムでは、提案手法を用いたとしても結局安全であるので、現行設計法で検討を行わないことと同様とも言えるが、図-27(a)、(b)のように小さなダムでは、提案手法によって従来では見過ごされていた危険性をチェックできることがわかる。

(3) 流体力によるせん断変形に対する安全性照査

流体力に対する安全性照査の比較モデルを図-28に示す。現行設計における外力設定法は図-22で説明したが、鹿児島県出水市の土石流災害¹⁹⁾では、背面貯砂の無い状態のダムを土石流がオーバーフローしており、これを勘案すると図-28の外力状態が最も厳しい状態となる。

図-29(a)に、現行設計法に基づいて安全性照査を検討するための外力モーメント～流体衝突速度関係を示す。当然のことながら衝突速度の増加にともなって外力モーメントは増加する。これに対して、図中に北島の式によって求められる抵抗モーメントを破線で示す。これらの大小比較より安全性が照査されるが、締め固めが弱い場

合には、衝突速度が7.3m/s、普通では7.8m/s、良好では8.8m/sまで設計が許容されることがわかる。

一方、図-29(b)には提案手法(式(10))を用いて求められる最大せん断変形量～流体衝突速度関係を示す。また図中には許容せん断変形量4%を破線で示している。これらの大小関係より、締め固めの弱い中詰材では衝突速度6.2m/sまで、普通では8.9m/s、良好では10m/sでも設計が許されることがわかる。よって、これらの許容限界値を比較すると、現行設計に対して提案設計では、中詰材の締め固め管理に対する感度が高く、締め固め管理が弱い場合には、現行設計よりも厳しく、逆に良好な場合には余裕をもって評価していることがわかる。礫中詰め型砂防ダムの抵抗主体が中詰材であることを考慮すると中詰材の管理に厳しい評価を与える提案手法の方が合理的であると思われる。

6. 結言

本研究は、エネルギー分担率 β_0 の概念を導入することにより、煩雑な非線形動的解析を行うことなく、簡易に礫中詰め型砂防ダムの安全性照査を行う手法を提案したものである。本研究の成果を要約すると以下になる。

- (1) 土石流の衝突を受ける礫中詰め型砂防ダムのエネルギー配分則による簡易な安全性照査法を提案した。
 - (2) 提案手法は、礫の衝突エネルギーを局部変形エネルギーとせん断変形エネルギーに分離して変形を求めるので、従来見過ごされていた礫衝突による堤体のせん断変形に対する安全性照査が可能である。
 - (3) エネルギー分担率 β_0 を動的解析とキャリブレーションした結果、エネルギー分担率 β_0 は概ね1%～5%の間において、礫とダムの相対質量比と線形関係にあることを示した。よって、相対質量比に応じてエネルギー分担率 β_0 を設定すれば、提案法によって動的解析を行うことなく最大局部変形と礫の衝突による堤体の最大せん断変形量を求めることができる。
 - (4) 提案手法による局部変形の安全性照査では、従来の方法では危険とされる設計条件でも設計が許されるが、その局部変形の推定値は与田切鋼製セルダムの被災例と良く一致する。
 - (5) 提案手法では、従来見過ごされていた小型のダムが、礫の衝突によって生ずる堤体のせん断変形により破壊する限界状態の安全性照査を行うことが可能である。
 - (6) 提案手法による土石流流体力に対する安全性照査では、中詰材の締め固めの弱いダムの抵抗力の減少に対して感度が大きく、中詰材の施工管理に対して厳しい示唆を与える。
- 砂防ダムの設計においては、外力となる土石流の速度や礫径の推定において大きな不確定性が含まれる。よって、提案する安全性照査法の式(1)、(2)の中の安全係数については、これらの不確定性および提案法のモデリン

グの不確定性を考慮して決定する必要がある¹⁰⁾。すなわち、今後も被災事例の調査や大型実験等により、本研究で導入したエネルギー分担率や安全率を適切にフィッティングすることにより信頼性の高い安全性照査法へ高める必要がある。

謝辞：本研究を行うにあたり、共生機構(株)の中村徹氏よりご指導とご支援を受けた。ここに記して謝意を表するものである。

参考文献

- 1) 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，平成5年版。
- 2) 中安正晃，今井一之：与田切鋼製セル群ダムの効果(速報)：新砂防 Vol.47 No.4(195)，pp.44-48，1994年11月。
- 3) 砂防・地すべり技術センター：平成6年度与田切鋼製セル群ダム復旧工法検討第2回検討部会資料，1995年2月。
- 4) 水山高久，伊巻幹雄：砂防ダムに対する土石流衝撃力実験：土木技術資料 22-11，pp.27～32，1980年。
- 5) 伊藤一雄，香月智，石川信隆，阿部宗平：ダブルウォール砂防ダムの衝撃モデル実験，構造工学論文集 Vol.42 A，pp.1295-1303，1996年3月。
- 6) 伊藤一雄，香月智，石川信隆，阿部宗平：締め固め効果を考慮した礫中詰材のせん断抵抗力推定法と砂防ダム設計への応用，土木学会論文集，No.570/I-40，pp.187～201，1997年7月。
- 7) 伊藤一雄，香月智，石川信隆，阿部宗平：セル型砂防ダム中詰材の衝撃実験とせん断抵抗モデルに関する一考察，構造工学論文集 Vol.43A，pp.1457-1467，1997年3月。
- 8) 伊藤一雄，香月智，石川信隆，阿部宗平，中村徹：セル型砂防ダム中詰材の局部衝撃実験，第3回落石等による衝撃問題に関するシンポジウム論文集，pp.295～300，1996年6月。
- 9) 伊藤一雄，香月智，石川信隆：衝撃荷重を受ける礫中詰材の応答解析への個別要素法の適用，計算工学講演論文集，Vol.2，No.3，pp.1035～1038，1997年5月。
- 10) Kazuo ITOH, Gakuto FUKAWA, Satoshi KATSUKI, Nobutaka ISHIKAWA : RELIABILITY ASSESSMENT OF CHECK DAM SUBJECTED TO IMPACT LOAD, ICOSAR'97, Nov. 1997.
- 11) 高橋保，水山高久：土砂災害の予知と対策 5. 土石流(その1)：土と基礎，Vol.32，No.3，pp.59-66，1984年3月。
- 12) 橋本晴行，椿東一郎：土石流における逆重力ゲイン機構，土木学会論文報告集，第336号，pp.75～84，1983年8月。
- 13) 北島昭一：セル岸壁の安定性に関する研究，運輸省港湾技術研究所報告，Vol.12，No.3，1962年。
- 14) 北島昭一：岩盤上のセル構造の破壊について，土と基礎，pp.25～33，1962年10月。
- 15) 平野宗夫，北村良介：鹿児島県出水市針原川土石流災害，土木学会 Vol.82，pp.26～28，1997年9月。

(1997年9月26日受付)