

鋼砂防・地すべり技術センター 鈴木 宏
 新日本製鐵㈱ 及川 義朗
 鋼神戸製鋼所 中西 宏

1. はじめに.

構造物の設計法は強度理論により、弾性設計法と塑性設計法に大別される。前者は、応力と歪との関係がHookeの法則に従う比例限度（弾性限度）の範囲で設計するものであり、後者は、弾性限度を越えた部分を含めて設計しようとするものである。

砂防構造物をはじめ土木構造物は、これまで、弾性設計法で設計されてきている。しかし、鋼製砂防構造物は弾性範囲を越えて多少の変形を生じても機能を損なわれることはない。

また、土砂移動現象を的確に予測し、そのすべてに耐える構造物を設計することは、現状では技術的にも経済的にも困難であるので、その構造物の設計条件と破壊限界ならびに使用限界を明確にしておくことが必要と考えられる。このようなことから、鋼製砂防構造物の土石流等による石礫の衝撃荷重に対する設計として、塑性設計法を取り入れた手法について紹介するものである。

2. 設計の基本的考え方.

構造物の設計の基本としては次のように考えた。

2・1 安定計算 ……… 安定条件は従来の考え方と同じ。（重力式の場合、転倒・滑動・地盤支持力）
 （構造物全体としての安全性）

①水圧、土圧、土石流流体圧、自重等の安定計算に用いる荷重につ

2・2 構造計算 ……………… ついては、弾性設計法による。

（構造系部材の安全性） ②石礫の衝突荷重については、塑性設計法による。

2・3 構造計算方法

上述①の弾性設計法は、従来の許容応力度法で行うので、ここでは省略し、②の石礫の衝突による検討方法について述べる。

この検討は、塑性力学にもとづいた解析法によって、石礫の運動エネルギーが構造材に100%伝達されるとき、これを構造物の変形によって吸収することとし、その変形が所定の変形量以内であることを確認する方法をとった。

この所定の変形量としては、構造物の機能を消失しない範囲とした。機能維持範囲としては相当大きな塑性変形を生じて、土石流抑止後の堆砂圧に対抗しうる状態又は、部材の局部に大変形を生じても構造系全体としては耐荷力を失っていない状態を考えた。所定の変形量は、骨組構造や部材の変換性などにより変わって来るので、一律には決めがたく、それぞれの構造形ごとに、実験等によって定めることが適当である。

土石流対策のダムの場合、載荷条件やエネルギー吸収については、次のように考えた。

(1) 最大粒径が1個、設計流速で最も危険な点に衝突するものとする。衝突に伴うエネルギー損失は無視する。

(2) 構造物のエネルギー吸収は、衝突点付近の局部変形と構造系全体の変形の和で行われるものとする。

(3) 土圧と流体力による弾性範囲の変形も加え合わせて、礫の衝突時に所定の変形量以内であることを確認する。

(4) 平均的な粒径が多数回衝突する場合についてもチェックする。その場合は、変形が弾性範囲を越える状態にいたればその変形は累積していくものとしてエネルギー吸収を算定する。

ここで、現在実験結果より試行的に考えられている許容変形量について示すと次のとおりである。

(1) 鋼管内をコンクリートで充填したA型フレーム構造の透過型ダムについては、新日鉄が実施した縮尺 1/2 模型の実験結果にもとずいて、構造系の許容最大変形量をフレーム高さの2%とする。

(2) 中空鋼管の局部変形に対しては次のとおりとする。

$$D/t \leq 40 \text{ のとき、 } \delta < 20 \delta_E$$

ここに、D：鋼管外径、t：鋼板の板厚、 δ ：たわみあるいは回転角についての構造の一部の変形、 δ_E ：部材降伏時のたわみあるいは回転角

表-1 実験条件

試験体 No.	試験体	載荷位置*	載荷方法	岩石重量 (kg f)	落下高さ (cm)
静的実験	1	中空	A	—	—
	7	コンクリート	A		
	11	充填	B		
動的実験	2	中空	A	140, 280, 1,000	3.6~400
	8	コンクリート	A	"	4~350
	9	充填	A	1,000	150, 300
	10	"	A	"	25~300
	12	"	B	"	25~300



* 載荷位置については図参照。

3. 構造形別設計法事例.

3.1 新日鉄礫のA型鋼製スリットダム

3.1.1 実験概要

1) 実験の種類

静的実験：静的荷重に対するスリットダムの挙

動を解析するとともに理論値との整合性を確認する。

動的実験：衝撃荷重—土石流の岩石を想定—に対するスリ

ットダムの挙動を解析し極限耐力を解明する。

2) 動的実験の解析

(1) スリットダムの吸収エネルギー

岩石の衝突エネルギー（E）は一部は熱・音・岩石とスリットダムの局部変形・スリットダムの弾性波動などのエネルギーと、岩石のはねかえりによる散逸に費やされ（ ΔE ）、残りがスリット・フレームの変形によって吸収される。この吸収エネルギーをUとすると次式が成立する。

$$E = U + \Delta E$$

吸収エネルギーUは静的載荷の場合には ΔE がほぼ0に近いので、図-2の、荷重P～変位 δ 曲線より、変位 δ を与えるエネルギーとして求めることができる。

動的載荷の場合には、このP～ δ 曲線を得るのは困難である。従って解析上のひとつの便法としてP～ δ 関係から吸収エネルギーを算定するために、静的・動的両者のバネ定数に注目した。

すなわち、「静的載荷に対するスリット・ダムのバネ定数 k_s と動的載荷に対するバネ定数 k_D とは等しい」という事が実験結果から得られると、図2の曲線を解析モデルとして使用できる。

振動解析の結果、前述のバネ定数と静的バネ定数はほぼ等しいことが判明した。

(2) スリットダムの破壊と使用限界

a) 使用限界の定義

スリットダムの機能は、①巨礫を補足し、②土砂と泥水を通す、ことである。したがってスリットダムの各部材に部分的に塑性領域が発生したとしても、上記①、②の機能を失わないかぎり、構造系の破

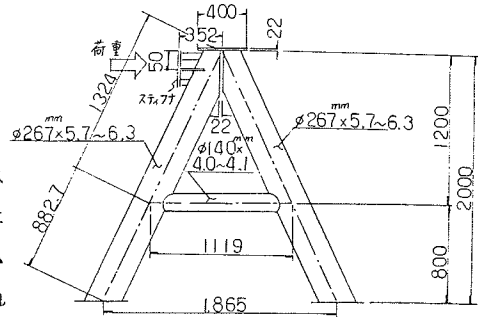


図-1 試験体寸法

壊とはいえない。

動的实验の結果では顶部あるいはストラット部の最大変位は表-2の通りである。(コンクリート充填の場合)

これらの変位時点で荷重を終了させたが、その理由はスリットダムが破壊に至ったからではなく、局部的に変形が生じて、それ以上の継続荷重は、実験設備上やや危険であると判断されたからである。

つまり、破壊までには、まだ何回かの荷重に耐えられたものと推定する。以上の事実を工学的に判断して、その顶部あるいはストラット部の最大変位がその高さの2%に達した状態を使用限界と定義することにする。

破壊のケースとして次の二つを考える。

- ① 最大石礫一個による破壊ケース。(耐用期間中の最大(エネルギー)石礫一個の衝突による破壊を想定している)
- ② 多数石礫による破壊ケース。(耐用期間中に多数個の石礫が衝突し、それによる損傷が累積してゆき、破壊に至る場合を想定したものである)

3.1.2 設計への適用

最大石礫一個に対する設計の手順を図-4に示す。

また、石礫重量と速度の組み合わせにより、スリットダムの保有耐力を表したものが図-5である。この図を利用することにより、石礫一個の衝突によりスリットダムが破壊する場合の限界速度と重量および礫径がわかる。

多数石礫の場合は衝突によるひずみが累積されていくものとして、設定した部材がどの程度の衝突回数で破壊するかを計算する。

3.1.3 神戸製鋼所の格子形鋼製砂防ダム

1) 設計の考え方

(1) 鋼製砂防構造物は、土石流中の石礫の運動エネルギーを吸収し、水圧および土圧に十分耐える構造とする。その際、部材は大きく損傷してもよいが、構造全体の破壊に至ることは許されず水理的機能は保持されなければならない。ここでいう「損傷」とは、断面のへこみ変形および構造の一部の一定限度内の崩壊変形をさす。一定限度内の崩壊変形とは、構造の一部の崩壊変形が次式を満たす状態をいう。

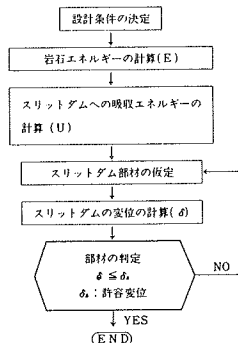


図-4 設計の手順

表-2 顶部あるいはストラット部最大変位

試験体 No.	最大変位 δ (mm)	δ/h (%)
No. 8	49.7	2.5
No. 9	60.3	3.0
No. 10	41.9	2.1
No. 12	58.4	2.9

(注) h: スリットダム高さ(=2.0m)

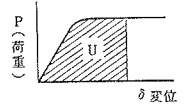


図-2 P- δ 曲線

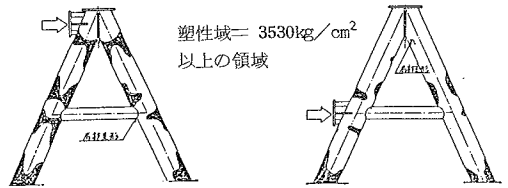


図-3 動的实验の实验結果

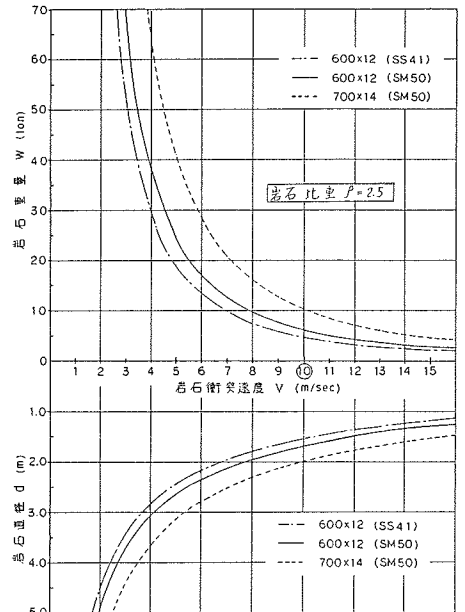


図-5 保有耐力カーブ (B点荷重)

$\delta \leq 20 \delta_E$ 、 δ : 部材のたわみあるいは回転角、 δ_E : 部材降伏時のたわみあるいは回転角
 一方、「構造全体の破壊」とは、崩壊の進行により部材が破断あるいは座屈等を生じ、構造の最大耐荷力が低下した状態をいう。すなわち、上記の損傷範囲を越える変形状態をいう。

(2) 土石流の流体圧・土圧等の分布荷重に対しては弾性設計法で、礫の運動エネルギーについては部材のへこみおよび部材全体の塑性変形で吸収する。

2) 礫の衝突に関する鋼管の変形

衝突する礫の運動エネルギーは次式で表される。

$$E_R = (1/2) m V^2 \quad (1)$$

ここに、 E_R : 礫の運動エネルギー、 m : 礫の質量、 V : 礫の速度である。

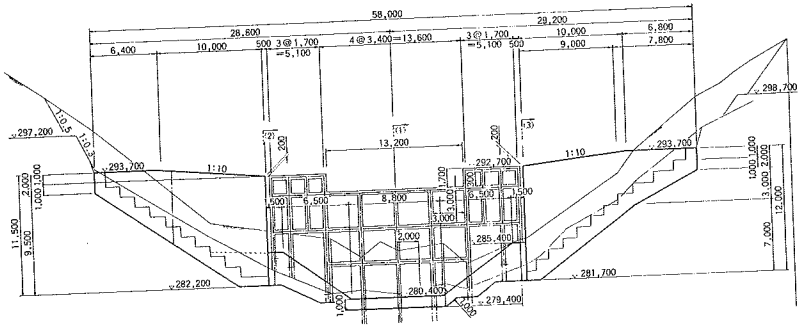


図-6 設計例

一方、鋼管のへこみについての既往の文献より、へこみ変形に対応する荷重は次式で与えられる。

$$P_1 = (1/4) K \delta_v t^2 (\delta_a / D)^{1/2} \quad (2)$$

ここに、 P_1 : 荷重、 K : 係数 (=150)、 δ_v : 鋼管材料の降伏応力、 t : 鋼管の板厚、 D : 鋼管径、 δ_a : へこみ変形である。

また、そのへこみ変形による鋼管の吸収エネルギー E_a は、

$$E_a = (1/6) K \delta_v t^2 (\delta_a^3 / D)^{1/2} \quad (3)$$

で与えられる。

一方、へこみ変形 δ_a の鋼管の全塑性モーメントは

$$M_{Pa} = D^2 t \delta_v (\cos \beta - \beta) \quad (4)$$

$$\beta = (\delta_a / D)^{1/2} (1 - (16/9) (\delta_a / t)^2 + 1 + (4/3) (\delta_a / t))$$

で与えられる。

いま、上記鋼管の両端が固定でその中央に荷重が作用すると考えると、その崩壊荷重 P_{0a} は、

$$P_{0a} = (4/L) D^2 t \delta_v (1 + \cos \beta - \beta) \quad (5)$$

である。荷重が式(5)の崩壊荷重に達するまでへこみ変形が進み、崩壊が始まればへこみ変形はそれ以上変形しないと考えられる。従って、式(2)と式(5)より、最大へこみ量が求められる。部材のへこみがある量に達すると、衝撃荷重は構造の一部の崩壊荷重に等しくなる。この状態になれば、もはやへこみ変形の進展はなく、石礫の運動エネルギーの残部は崩壊荷重の仕事として吸収され则认为。このため、上記の部材のへこみを考慮して崩壊荷重の算定を行い、所定の仕事に相当する載荷点の崩壊変位を求め、この崩壊変位が、前述の崩壊変位以下であるかどうかをチェックする。なを、石礫の衝突位置は上記の崩壊変位が最も大きくなる点にとる。

4. あとがき

本研究は鋼砂防・地すべり技術センター鋼製砂防構造物委員会（山口伊佐夫委員長）のご指導によりとりまとめたものであり、ここに感謝の意を表する。

参考文献：鋼砂防・地すべり技術センター；鋼製砂防構造物設計便覧、1985