

# 中詰材の共同作用を考慮した鋼製枠砂防ダムの解析法

防衛大学校土木工学科                      ○香月 智 石川信隆  
 砂防・地すべり技術センター              阿部宗平 扇 行徳

## 1. 緒 言

鋼製枠砂防ダムは、屈撓性、透水性、および短期施工性に優れており、軟弱地盤上への施工や、火山対策工のような緊急を要する工事において多数施工されている。この構造は、鋼製フレームによって堤体形状を整え、透水性や屈撓性に優れる礫中詰材によって自重安定性を与える構造である。すなわち、鋼材と礫材料の長所によって相互に補完し合う複合構造となっている。しかし、堤体のせん断変形に対する抵抗力の算定に対しては、鋼製枠と中詰材の共同作用を考慮した解析手法がないため、従来の設計法においては、礫中詰材か鋼製フレームのいずれか一方のみの抵抗力を用いて設計されていた<sup>1)</sup>。しかし、基礎的研究結果を踏まえて、平成5年の鋼製砂防構造物設計便覧<sup>2)</sup>では、従来の方法に加えて、第3番目の選択肢として共同作用を考慮した解析法を適用できるものとしている。

そこで本研究は、中詰材の共同作用を考慮した鋼製枠砂防ダムの解析法を、実構造物に対して具体的な適用する方法について検討したものである。

表-1 不透過型砂防ダムの設計荷重の組み合わせ

ダム高さ	設計荷重Ⅰ	設計荷重Ⅱ	設計荷重Ⅲ
5m未満	洪水時静水圧および自重	—	—
5～8m未満	同 上	洪水時静水圧、堆砂圧および自重	—
8～15m未満	同 上	洪水時静水圧、浮力または揚圧力、堆砂圧および自重	常時静水圧、浮力または揚圧力、堆砂圧、地震時慣性力、地震時動水圧および自重

## 2. 共同作用を考慮した解析手法

鋼製枠砂防ダムの設計のための解析段階は、従来のものと同様に①堤体の安定計算と、②せん断変形に対する抵抗力の計算の2段階に別れる。

### 2. 1 安定計算

安定計算は、従来のものと全く同様に行われる。すなわち、表-1に示すように

堤体高に応じて、原則として3種類の荷重組み合わせに対して、①転倒（合力着地点が堤底中央1/3内）、②滑動、③沈下（地盤の許容支持力）の3つの安定条件を満足しなければならない。これらの安定条件は次に述べる堤体のせん断変形に対する抵抗力が、満足されるものとする仮定にたって、堤体の形状および中詰材の自重（単位体積重量）のみによって検討されるものである。すなわち、この安定計算の段階において堤体の形状（シルエット）は決定される。

### 2. 2 礫中詰材圧（礫材のせん断抵抗力）の算定

著者等は、解析的・実験的な考察により、中詰材のせん断抵抗力を発生させる中詰材の礫圧分布の解析手法を以下のように提案した<sup>3)</sup>。すなわち、

① 堤体外部から、せん断力（水平力）を受けていない場合の礫中詰材圧は、内部において力の釣り合いが成立する。すなわち、図-1に示すように、前・後壁面において対称な主働礫圧分布による初期礫圧荷重が働くものとする。

② 堤体にせん断変形が生じると、せん断変形量に応じて、図-2のような前後壁面で異なる分布形状を持つ増分礫圧を与える。すなわち、前壁面から45°方向に延長した線と後壁面との交差する点Tにおいて増分礫圧の基準値 $P_t$ を与える。この基準値 $P_t$ は、堤体のせん断変形量 $\gamma$ の関数であり、次式によって求められる。

$$P_t = \frac{3\bar{M}P_v \tan \phi_s}{1 - \eta/2} \quad (1)$$

$$\bar{M} = a\gamma + b\gamma^c \quad (2)$$

ここで、 $\bar{M}$ ：無次元化曲げモーメント、 $P_v$ ：底面の平均礫圧 ( $w_s/A$ )、 $w_s$ ：底面上部にある礫材および背面貯砂の総重量、 $A$ ：底面積、 $\phi_s$ ：礫材の内部摩擦角、 $\eta$ ：低減係数 (=0.5)、 $a, b, c$ ：無次元化曲げモーメントを決定する実験定数 ( $a=4.44, b=0.169, c=0.2$ )、 $\gamma$ ：堤体のせん断変形量 ( $=u_0/H$ )、 $u_0$ ：堤体頂部の水平変位量、 $H$ ：堤体高。

増分礫圧荷重は、図-2で明らかなように、堤体を前倒させるように働く前壁面の礫圧と後倒させるように働く後壁面の礫圧が異なるため、堤体の抵抗モーメントが生じている。まず、前壁面に働く増分礫圧の底面回りのモーメント $M_f$ は、次式で与えられる。

$$M_f = \frac{\eta P_t H}{2} \cdot \frac{H}{3} = \frac{\eta P_t H^2}{6} \quad (3)$$

また、後壁面に働く増分礫圧による底面回りのモーメント $M_b$ は、次式となる

$$M_b = \frac{P_t h_1}{2} \cdot \frac{2h_1}{3} + \frac{P_t h_2}{2} \left( \frac{h_2}{3} + h_1 \right) = \frac{P_t}{6} (2h_1^2 + h_2^2 + h_1 h_2) \quad (4)$$

よって、堤体の抵抗モーメント $M_r$ は、次式によって与えられる。

$$M_r = M_b - M_f = \frac{P_t}{6} (2h_1^2 + h_2^2 + h_1 h_2 - \eta H^2) \quad (5)$$

### 2. 3 中詰材と鋼製枠の共同作用を考慮した解析手順

式(1)、(2)の中の堤体のせん断変形量 $\gamma$ は、堤体に作用する外力と、鋼製フレームの抵抗力とで総合的にバランスするように生ずるものであるため、予め既知数として与えることはできない。そこで、共同作用を考慮した解析は、以下の手順による収束計算によって行われる。

- ① 堤体に作用する外力を、表-1の基準に基づき設定する。
- ② 中詰め材の初期礫圧荷重 (図-1) を算定する。
- ③ 鋼製フレームに、(外荷重+初期礫圧荷重) を作用させて、鋼製骨組の弾性解析を行う。
- ④ 解析結果から得られる堤体頂部の水平変位量 $u_0$ を用いて、堤体のせん断変形量を算定し、増分礫圧分布および荷重 (図-2) を算定する。
- ⑤ 鋼製フレームに、(外荷重+初期礫圧荷重+増分礫圧荷重) を作用させて、弾性骨組解析を行う。
- ⑥ 収束するまで、④⑤を繰り返す。

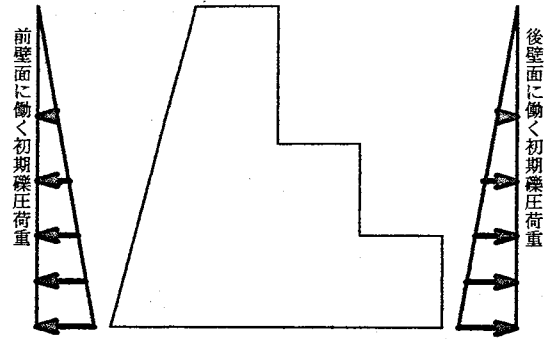


図-1 初期礫圧荷重

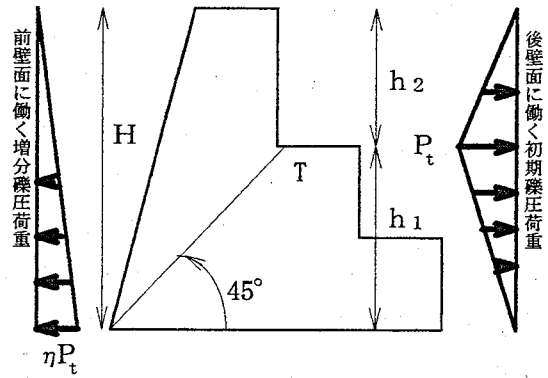


図-2 増分礫圧荷重

### 3. 計算例と考察

従来の設計法を用いて設計された図-3、4に示す二つの骨組構造を例題として解析し比較検討した。タイプ A は、従来の設計法で鋼製骨組のみの抵抗力によって設計されたものであり、タイプ B は、中詰材のみ抵抗力によって設計されたものである。両方とも堤体高は、同じ10mであるが、堤体幅はタイプ A が12.6mに対して、タイプ B は7.6mと小さい。表-2, 3にそれぞれの部材諸元を示す。表中 ( ) に示す値は、錆代1.5mmを除いた値であり、解析はこれを用いて行った。なお、タイプ A の枠組の分担奥行き幅は、2.00mであるのに対して、タイプ B は1.50mである。図-5にタイプ A の荷重系Ⅱによる外荷重と初期礫圧荷重を示す。タイプ B の場合には、奥行き幅に比例して75%の荷重を作用させて解析した。

この荷重を初期値として、前項で述べた段階④⑤⑥を繰り返した結果、収束した増分礫圧の荷重を図-6にタイプ A、図-7にタイプ B のものを示す。堤体が細いタイプ B の場合には、後壁面に生ずる増分礫圧の基準値の位置が低くなっている。このため増分礫圧の基準値はほぼ同じにもかかわらず、増分礫圧による抵抗モーメントは、表-4に示すように、タイプ A で32.65 t・m、タイプ B では23.65 t・mとなり、タイプ B の方が小さい。背面土圧と洪水圧荷重の外力荷重によるモーメントに対する抵抗モーメントの比率を、中詰材による分担率として算定すると、いずれのタイプとも概ね6.5%となっている。残りの94%は鋼製フレームの抵抗力によって分担されているものと考えられる。解析結果では、いずれのタイプも全ての部材が許容応力度を満足することが確認された。表-5, 6に前後壁面部材の応力度比を示す。タイプ B はタイプ A の約2倍の断面積を有する部材を配置しているにも関わらず、

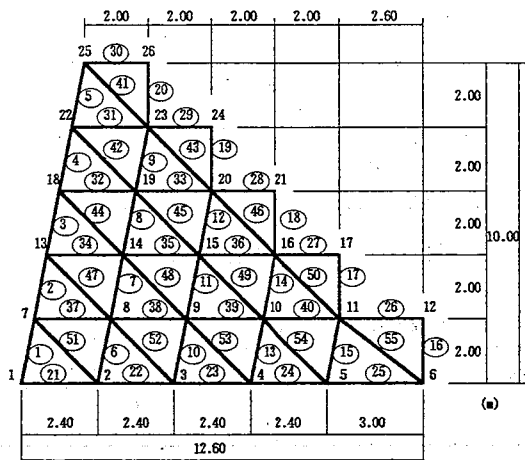


図-3 骨組タイプ A

表-2 タイプ A の部材諸元

部材番号	部材断面	断面積(cm <sup>2</sup> )	断面2次モーメント(cm <sup>4</sup> )
①	H-294*200* 8 *12	72.38 (52.37)	11338 (8470)
② ~ ③	H-200*200* 8 *12	63.53 (46.21)	4716 (3509)
④ ~ ⑮	H-194*150* 6 * 9	39.01 (24.81)	2690 (1788)
⑯ ~ ⑳	H-150*150* 7 *10	40.14 (27.24)	1641 (1142)
㉑ ~ ㉕	C-150* 75* 6.5*10	23.71 (15.15)	862 (577)
㉖	C-150*75*9 *12.5	30.59 (22.18)	1052 (780)
㉗ ~ ㉚	C-150* 75* 6.5*10	23.71 (15.15)	862 (577)
㉛ ~ ㉞	2C-150* 75* 6.5*10	47.42 (30.30)	1724 (1154)
㉟ ~ ㊳	C-150* 75* 6.5*10	23.71 (15.15)	862 (577)
㊴ ~ ㊷	2C-150* 75* 6.5*10	47.42 (30.30)	1724 (1154)
㊸	2C-150*75*9 *12.5	61.18 (44.36)	2104 (1560)

材による分担率として算定すると、いずれのタイプとも概ね6.5%となっている。残りの94%は鋼製フレームの抵抗力によって分担されているものと考えられる。解析結果では、いずれのタイプも全ての部材が許容応力度を満足することが確認された。表-5, 6に前後壁面部材の応力度比を示す。タイプ B はタイプ A の約2倍の断面積を有する部材を配置しているにも関わらず、

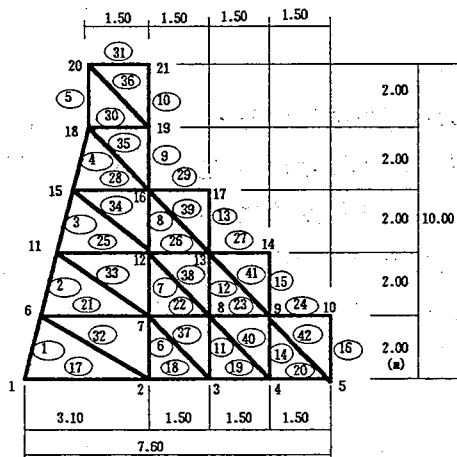


図-4 骨組タイプ B

表-3 タイプ B の部材諸元

部材番号	部材断面	断面積(cm <sup>2</sup> )	断面2次モーメント(cm <sup>4</sup> )
③ ~ ⑮	□-200*200* 9	66.67(55.56)	3990(3280)
① ② ⑯	2□-175*175* 9	115.36(96.14)	5200(4266)
⑰ ~ ㉑	□-175*175* 9	57.68(48.07)	2600(2133)
㉒ ~ ㉔	□-150*150* 6	33.63(25.22)	1150(845)

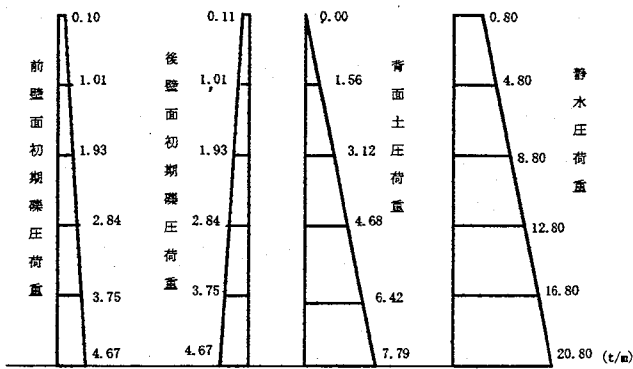


図-5 外荷重および初期礫圧荷重

全般的にタイプ B の応力度の方が、タイプ A のものよりも許容応力度に近く、部材の負担が大きいがわかる。前述のように、タイプ B の一枠あたりの奥行き幅は、1.50m とタイプ A のものよりも負担が小さい。これらの負担軽減の要因があるにもかかわらず部材の負担が大きくなるのは、タイプ B の堤体の幅が 7.60m と小さくなることによって、あたかも片持ち梁の梁幅を小さくしたのと同じメカニズムで、前後壁面の部材の負担が増加しているものと考えられる。

#### 4. 結言

本研究の成果を要約すると、以下のようになる。

- ① 中詰材の共同作用を考慮した鋼製枠砂防ダムの解析手法を、実構造物によって例示した。
- ② 本研究で選択した従来の解析法に基づく設計の構造物は、中詰材の共同作用を考慮した解析法による解析結果でも、許容応力度を満足する。
- ③ 本解析法は、中詰材のせん断抵抗力を暗黙のうちに含んだ中詰材の荷重を用いて、骨組構造解析を行うので、堤体形状が骨組部材の負担に及ぼす影響を合理的に考慮した解析が可能である。その結果、本解析例では、堤体の底面幅を小さくすると前後壁面の骨組部材の負担が大きくなる傾向がみられた。参考文献 1) 鋼製砂防構造物委員会：鋼製砂防構造物設計便覧、昭和62年版。2) 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。3) 香月、石川、大平、鈴木：鋼製枠砂防構造物の中詰材のせん断抵抗力および中詰材圧の推定法に関する一考察、土木学会論文集、No. 428/I-15, pp. 97-106, 1991. 4.

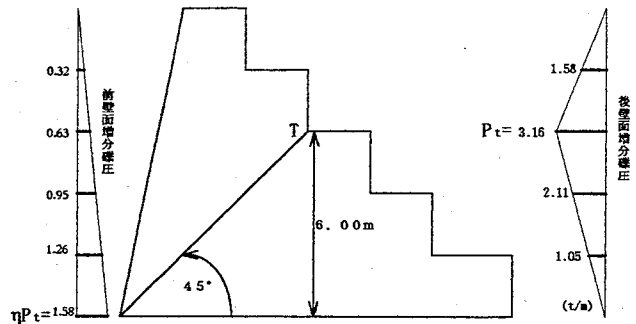


図-6 タイプ A の増分礫圧荷重

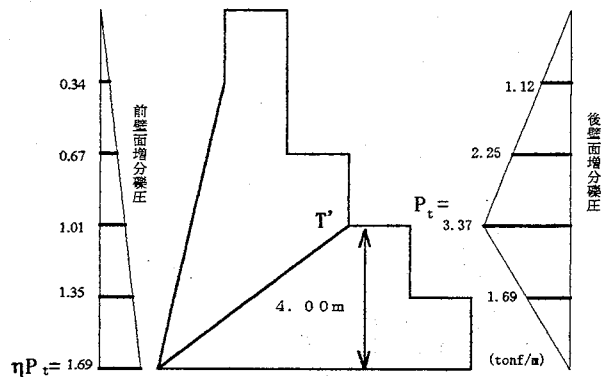


図-7 タイプ B の増分礫圧荷重

表-4 中詰材の抵抗モーメントおよび分担率

骨組タイプ	抵抗モーメント (t・m)	外力モーメント (t・m)	中詰抵抗分担率
A	32.65	503	6.5%
B	23.59	377	6.3%

表-5 タイプ A 前後壁面部材応力度比

部材番号	①	②	③	④	⑤
応力度比 ( $\sigma/\sigma_a$ )	0.58	0.50	0.38	0.31	0.09
部材番号	⑬	⑭	⑮	⑯	⑰
応力度比 ( $\sigma/\sigma_a$ )	0.26	0.22	0.17	0.08	0.03

表-6 タイプ B の前後壁面部材応力度比

部材番号	①	②	③	④	⑤
応力度比 ( $\sigma/\sigma_a$ )	0.89	0.79	0.92	0.65	0.17
部材番号	⑨	⑩	⑬	⑮	⑰
応力度比 ( $\sigma/\sigma_a$ )	0.61	0.14	0.54	0.89	0.94