

1. まえがき

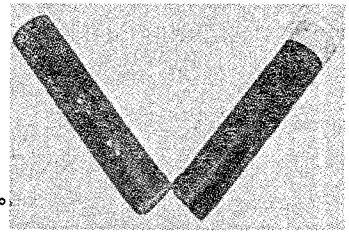
現在、鋼製砂防構造物のうち、(1)鋼製スリットダム（A型スリットダム）のように鋼管の中にコンクリートが充填されているものと、(2)格子型やB型スリットダムのように中空鋼管が用いられているものがある。ここでは、コンクリート充填鋼管を用いた鋼製スリットダムに対する現行の耐衝撃設計法に対する問題点と、新しい設計法に対する考え方を提示し、簡単な計算例によってその考え方を示すものである。

2. 現行設計法の問題点

鋼管部材の中にコンクリートが充填されている鋼製スリットダムは、局部変形を殆ど生じないため、構造系全体で衝撃エネルギーを吸収する考え方で設計が行われている¹⁾。しかし、次のような問題点がある。

① 構造物の破壊基準（限界変位の設定）の不明確さ

砂防ダムに対する巨礫の衝突に対する構造物の破壊基準は、現在載荷点高さの2%変位が用いられているが、未だあまり明確でない。よって、構造物の限界変位を実験のおよび理論的に決定する必要がある。

写真-1 コンクリート充填
鋼管の破壊形態

② 構造物の吸収エネルギーの評価方法（応答変位の算定）

衝撃荷重を受ける構造物の吸収エネルギーを、現在、静的弾塑性解析による荷重～変位曲線の面積から算定している。しかし、コンクリート充填鋼管の場合は、写真-1に示すように弾塑性応答よりもむしろ剛塑性応答しているので、剛塑性解析による塑性吸収エネルギーとして評価してよい。

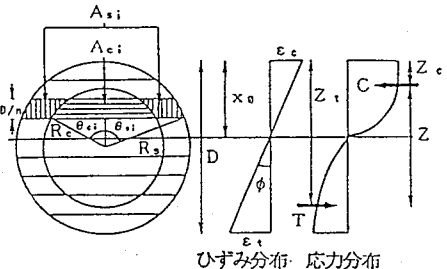


图-1 断面分割法

3. 新しい設計法の考え方

上記問題点を以下の方法で解決することを試みる。

3. 1 限界変位の算定

コンクリート充填鋼管はりに対する実験のおよび理論的研究^{2, 3)}より、以下の方法で限界変位を算定する。

3. 1. 1 ひずみ速度効果を考慮した断面分割法による動的曲げモーメント～曲率関係の算定

まずコンクリート充填鋼管はりの衝撃実験²⁾の結果から、平面保持の仮定が成り立つとして、鉄筋コンクリートの理論を応用した断面分割法(図-1参

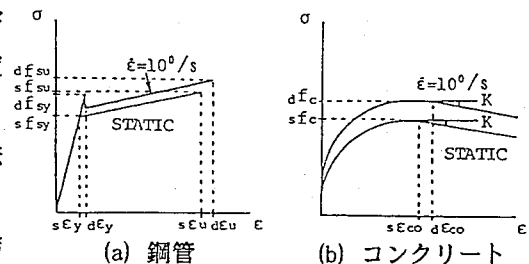


図-2 ひずみ速度効果を考慮した
応力～ひずみ関係

照)と、ひずみ速度効果を考慮した鋼材の応力～ひずみ関係(図-2(a))およびコンクリートの応力～ひずみ関係(図-2(b))を用いて、逐次曲率を増加させながら、動的曲げモーメント～曲率関係を求める(後述の図-5参照)。この際、鋼管の引張縁のひずみが破断ひずみ(ϵ_u =約30%)に達したときの曲率を限界曲率(ϕ_u)とする。なお、コンクリート充填鋼管内のコンクリートは横拘束を受けているので、横拘束を受けるコンクリートの圧縮応力～ひずみ関係を別途³⁾求めてこれを用いる。

3. 1. 2 鋼製スリットダムの準静的弾塑性解析

巨礫の重量が大きく、衝突速度が比較的遅い場合は、静的载荷と破壊形態がほぼ等しくなり、静的解析にひずみ速度効果を考慮した準静的解析手法を適用できる。いま、鋼管のM～ ϕ 関係を図-3に示すようにひずみ硬化型と仮定すれば、部材が破壊に至る限界曲率までを追跡できる。

(1) モデル化と剛性マトリックス A型スリットダムを任意長のはり要素に分割し、すべての要素に曲げおよび軸力による変形を考慮し、部材要素の剛性マトリックスを作成する。

(2) 降伏判定と剛性の修正 部材が降伏すると剛性は低下するが、これを以下のように修正する。まず各要素について両端の材端変位ベクトルを用いてi節点における応答曲率 ϕ_i を次式により計算する。

$$\phi_i = \frac{6}{l^2} v_i + \frac{4}{l} \theta_i - \frac{6}{l^2} v_j + \frac{2}{l} \theta_j \quad (1)$$

ただし、 v_i 、 v_j ：部材座標系におけるi点およびj点の垂直変位、 θ_i 、 θ_j ：部材座標系におけるi点およびj点の節点回転角、 l ：要素長

次に、予め断面分割法を用いて計算しておいた図-3に示すような近似M～ ϕ 関係において、次のように曲げ剛性を修正する。

$$\left. \begin{array}{ll} \phi_i < \phi_y & \text{の場合 } EI = EI_1 \\ \phi_y \leq \phi_i < \phi_u & \text{〃 } EI = EI_2 \\ \phi_u \leq \phi_i & \text{〃 部材の破壊} \end{array} \right\} \quad (2)$$

ただし、 ϕ_i ：応答曲率、 ϕ_y ：降伏曲率、 ϕ_u ：限界曲率

以上のチェックを各部材について行い、任意の部材の破壊が認められるまで計算を続け、破壊が認められたとき計算を終了する。

(3) 軸剛性の修正 軸剛性EAについては、当初はコンクリートおよび鋼の全断面を有効とみなし、次式で与えられる。

$$EA = E_s A_s + E_c A_c \quad (3)$$

ここで、 E_s 、 E_c ：鋼およびコンクリートの弾性係数、 A_s 、 A_c ：鋼およびコンクリートの断面積。その後、変形にともない、引張部材の

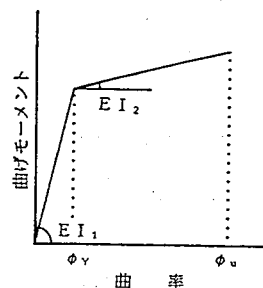
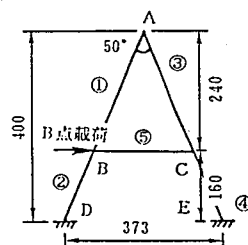
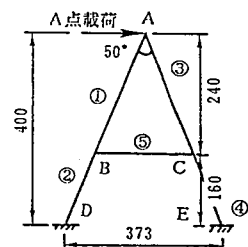


図-3 曲げモーメント～曲率関係



(a) CASE 1



(b) CASE 2

(c) 部材寸法

断面番号	部材寸法 (mm)
①	φ 600.0 × 12.0
②	〃
③	〃
④	〃
⑤	φ 318.5 × 10.3

図-4 A型スリットダムの一例

コンクリートの破壊のチェックを行う。ここでは、コンクリートの引張破断ひずみを 200μ と仮定し、 $\varepsilon < 200\mu$ のときは全断面有効、 $\varepsilon \geq 200\mu$ のときは、コンクリートによる抵抗力を無視し、次式のように軸剛性を修正する。

$$EA = E_s A_s \quad (4)$$

なお、この操作は圧縮部に対しては行わず、圧縮部においては常に全断面有効とする。

(4) 解析手順 以上の考え方で、荷重増加方式により解析を行う。

(5) 限界変位の算定 応答曲率 ϕ_i が限界曲率 ϕ_u に達したときをもって計算を終了し、その時の変位を限界変位とする。

3.2 応答変位の算定

静的弾塑性解析もしくは剛塑性解析(LPによる塑性解析)により、構造物の崩壊メカニズムを求める。その時の塑性ヒンジのなす塑性吸収エネルギーを次式より求める。

$$U_p = \sum_i Q_{pi} q_{pi} \quad (5)$$

ただし、 Q_{pi} : i 節点の塑性容量、 q_{pi} : i 節点の塑性変形
よって、巨礫による運動エネルギー $W (= \frac{1}{2} m V^2)$ が塑性吸収エネルギー U_p に等しいとして、 $W = U_p$ より、 q_{pi} が求まり、幾何学的関係より応答変位 δ_i が次式より算定される。

$$\delta_i = l_i q_{pi} \quad (6)$$

ただし、 l_i : i 節点より応答変位までの距離

4. 数値計算例

4.1 限界変位 δ_u

解析は、図-4に示すようなA型スリットダムについて行った。まず、本解析を行うのに必要な $M \sim \phi$ 関係を表-1に示すような値を用いて計算した。得られた $M \sim \phi$ 関係を図-5に示す。これを図中に点線で示すように近似した $M \sim \phi$ 関係を用いた。

解析より得られた荷重～変位関係および変形図をそれぞれ図-6および図-7に示す。図より、CASE 1とCASE 2においては、破壊時の荷重、載荷点変位および変形図がそれぞれ異なることが認められる。また、限界変位はそれぞれ載荷高さのCASE 1では6.5% ($= 10.35/160$)、CASE 2では7.2% ($= 28.7/400$)となり、現行の2%変位に対しCASE 1、CASE 2ともかなり大きな値を示すことが認められた。

4.2 応答変位 δ_i と変位照査式

いま、直径2mの岩石(単位体積当たり重量 $2.4t/m^3$)が、速度 $V = 7.5m/sec$ でCASE 1およびCASE

表-1 入力データ

鋼 管	降伏応力 (kgf/cm ²)	3900
	引張強さ (kgf/cm ²)	4600
	伸 び (%)	30
コンクリート	圧縮強度 (kgf/cm ²) (拘束コンクリートの場合)	1000
	弾性限界ひずみ (μ)	12000

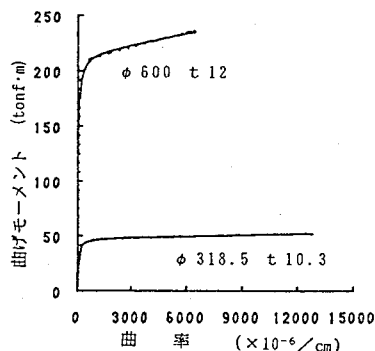


図-5 部材の $M \sim \phi$ 関係

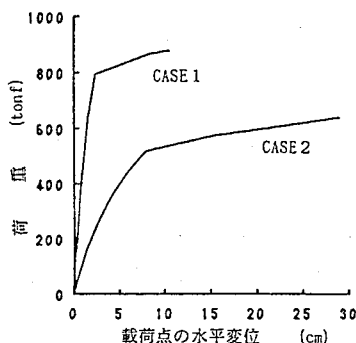


図-6 A型スリットダムの載荷点荷重～変位関係

2の荷重位置にそれぞれ衝突するときの応答変位を求める。

(1) CASE 1 の場合 図-8 (a)に示すような崩壊メカニズムが得られるので、 $U_P = W$ より塑性回転角を求めると、

$$q_P = \frac{W}{4Q_P} = 0.03 \text{ ラジアン} = 1.72^\circ \quad (12)$$

ただし、 $W = 28.9 \times 10^5 \text{ kgf} \cdot \text{cm}$ 、 $Q_P = 234.7 \times 10^5 \text{ kgf} \cdot \text{cm}$ 。よって、応答変位は $\delta_B = 160 \tan(25^\circ + q_P) - 74.6$ より

$$\delta_B = 5.9 \text{ cm} < \delta_u = 10.4 \text{ cm}$$

となり、変位照査を満足していることが分かる。

(2) CASE 2 の場合 図-8 (b)に示すような崩壊メカニズムが得られるので、 $U_P = W$ より塑性変形 q_P を求めると、

$$q_P = \frac{W}{2Q_P} = 0.06 \text{ ラジアン} = 3.44^\circ \quad (13)$$

よって、応答変位は、 $\delta_A = 400 \tan(25^\circ + q_P) - 186.5$ より

$$\delta_A = 30.1 \text{ cm} > \delta_u = 28.6 \text{ cm}$$

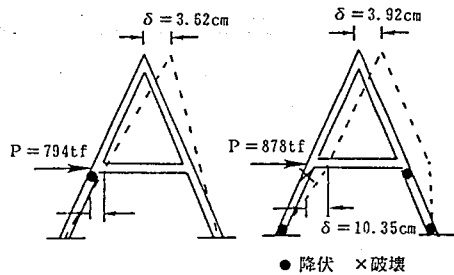
となり、変位照査式を満足していないことが分かる。なお、実際の変位照査式では、限界変位 δ_u の代わりに許容変位 δ_a ($= \delta_u / \gamma$ 、 γ : 安全率) を用いることとする。

5 あとがき

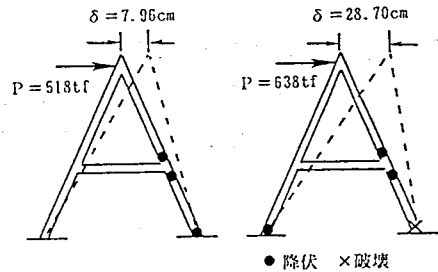
本研究は、コンクリート充填の場合の鋼製砂防ダムに対する耐衝撃設計法について一つの考察を行ったもので、今後さらに厳密な曲げと軸力を考慮した降伏条件式や剛体ばねモデルによる衝撃破壊解析法などについても検討する必要がある。

参考文献

- (財)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、昭和62年版
- 伊藤一雄、石川信隆、川嶋幾夫、鈴木宏：モルタル充填鋼管はりの衝撃限界吸収エネルギーに関する実験的考察、構造工学論文集、Vol. 37A、pp. 1581～1589、1991年3月
- 伊藤一雄、石川信隆、香月智、鈴木宏：コンクリート充填鋼管はりの衝撃限界吸収エネルギーに関する解析的考察、構造工学論文集、Vol. 38A、pp. 1553～1563、1992年3月

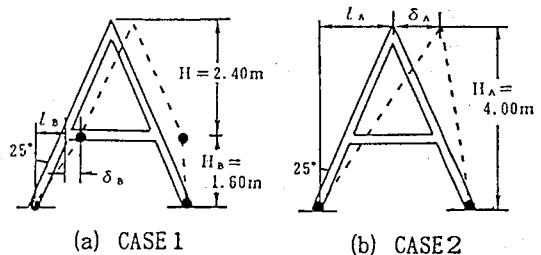


(a) CASE 1 の場合



(b) CASE 2 の場合

図-8 崩壊メカニズム



(a) CASE 1

(b) CASE 2

図-7 変形図