

## 鋼管片持ち梁の衝撃エネルギー解析に関する一考察

防衛大学校土木工学教室 学生員○齋藤 英明  
 同上 正員 大野 友則  
 同上 正員 石川 信隆  
 建設省土木研究所 正員 水山 高久

1. 緒言 近年、土石流災害防止施設として、鋼製砂防構造物が数多く建設されてきた。しかし、土石流の衝撃力の評価<sup>1)</sup>あるいは鋼管構造物の衝撃限界耐力および変形性能<sup>2)</sup>など未だ不明な点が多く、その耐衝撃設計法はほとんど確立されていないのが現状である。著者らは、既に図-1(a)に示すような鋼製砂防構造物(A型スリットダム)を図-1(b)に示すような単純な片持ちばりにモデル化したうえで、衝撃破壊実験を行い衝撃破壊エネルギーを実験的に求めた<sup>3)</sup>。そこで本研究では局部変形を考慮した2質点系モデルによる衝撃荷重解析を行い、鋼管片持ち梁と重錘の衝突現象により生じる衝撃荷重と衝突点の変位を求め、さらにこれを用いて衝撃破壊エネルギーを算定した。また実験値と比較検討することにより解析法の妥当性について検討した。

## 2. 衝撃破壊エネルギー解析

(1) 衝撃荷重解析の基本式: 本解析では、図-2(a)に示すような重錘と梁の衝突現象を図-2(b)に示すように局部変形を考慮した2質点系モデルに置き換え、実際の重錘と梁が持つ質量と剛性を

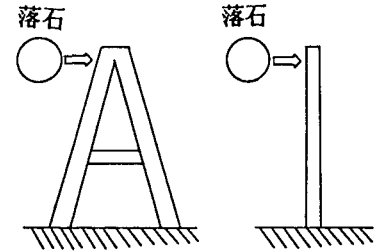


図-1 構造モデル

等価な質量とばねを用いて表したものである。図-2(c)の力の釣合より重錘と梁の運動方程式は次式となる。  

$$M_2 \cdot \ddot{y}_2 = M_2 \cdot g - c_2 \cdot (\dot{y}_2 - \dot{y}_1) - P \quad \dots(1a)$$

$$M_1 \cdot \ddot{y}_1 = c_2 \cdot (\dot{y}_2 - \dot{y}_1) + P - c_1 \cdot \dot{y}_1 - Q \quad \dots(1b)$$
 ここに、 $P$ は接触点の荷重を示し、衝撃実験における局部変形の応答特性から弾性範囲とみなし、次式を用いた。  

$$P = k_2 \cdot (y_2 - y_1) \quad (\text{ただし、} P \geq 0) \quad \dots(1c)$$

また $Q$ は梁の復元力を示し、ひずみ硬化型の復元力特性と仮定した。よって $Q$ は、次式により求められる。

弾性範囲では  $Q = k_{1y} \cdot y_1 \quad \dots(1d)$

塑性範囲では  $Q = k_{1u} \cdot (y_1 - y_{1y}) + Q_y \quad \dots(1e)$

除荷の場合は  $Q = k_{1y} \cdot (y_1 - y_1') + Q' \quad \dots(1f)$

ただし  $k_{1y} = \sigma_y \cdot Z_p / 3El$ ,  $k_{1u} = 0.05 \cdot k_{1y}$ ,

$Q_y = \sigma_y \cdot Z_p / L$ である。なお、 $y_{1y}$ ,  $y_1'$ ,  $Q'$ はそれぞれ

弾性限界変位、除荷開始時点の変位及び復元力を示し、

$k_{1y}$ ,  $k_{1u}$ ,  $k_2$ はそれぞれ弾性範囲における梁のばね定数、

ひずみ硬化係数および局部変形のばね定数を示す。

また $\sigma_y$ は降伏応力を、 $Z_p$ は塑性断面係数を、 $E$ は弾性

係数を、 $I$ は断面2次モーメントを示す。 $M$ ,  $y$ ,  $\dot{y}$ ,  $\ddot{y}$ はそ

れぞれ質量、変位、変位速度、変位加速度を、添え字1,2は

それぞれ梁および重錘を示す。 $c_1$ ,  $c_2$ はそれぞれ梁お

よび局部変形の減衰係数を示す。

(2) 解析方法: 本解析では、上述の基本式とニューマークβ

法を用いて数値計算を行った。その計算手順を図-3の

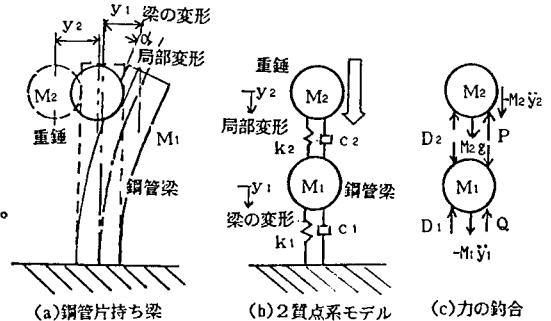


図-2 解析モデル

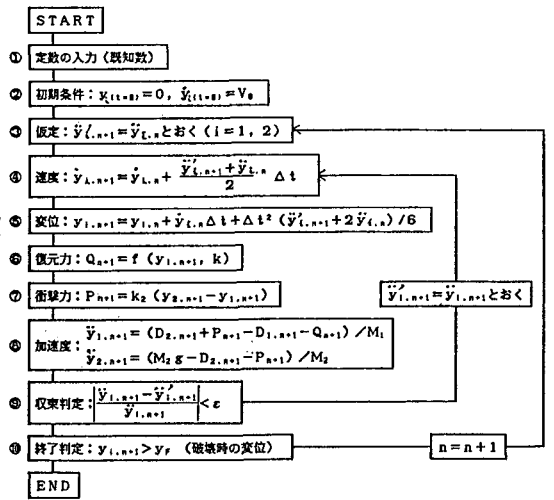


図-3 2質点系モデルによる衝撃荷重解析フローチャート

70-Chartに示す。解析で用いた減衰係数は鋼管片持ち梁の衝撃応答実験から求めた値を用いた。また、 $k_2$ は静的局部変形実験により求めた。その他の降伏応力等については鋼管の諸元を用いた。図-3の70-Chartに示す計算手順により時間毎の衝撃荷重および梁の衝突点の変位を求め、それぞれ図-4に示したような衝撃荷重～時間曲線（ $P \sim t$ 曲線）、変位～時間曲線（ $\delta \sim t$ 曲線）が得られる。

(3) 衝撃破壊エネルギーの算定：計算により求められた $P \sim t$ 、 $\delta \sim t$ 曲線から時間軸を消去して図-5に示すような荷重～変位曲線（ $P \sim \delta$ 曲線）を作成した。この $P \sim \delta$ 曲線において実験で得られている終局変位までの外力仕事量を衝撃破壊エネルギーとして求めた。

### 3. 解析結果と実験結果の比較検討

ここでは、著者らが既に実施した衝撃破壊実験の実験結果<sup>3)</sup>と本法との比較検討を行い、本解析方法の妥当性について検討した。

(1) 荷重～変位曲線：図-5に実験と同じ諸元を用いて解析した結果を破線で示した。解析値は実験値と同様に第1波、第2波のようなピーク値をもち振動の周期もほぼ一致しており、比較的よくシミュレートしていることがわかる。しかし、解析値の最大衝撃荷重は実験値よりも小さい。これは解析ではひずみ速度効果あるいは応力波の影響を考慮していないこと、また各種係数の入力値の問題等によるものと考えられる。

(2) 鋼管径が衝撃破壊エネルギーに与える影響：図-6より実験値にハウつきはあるものの解析値は実験値と同様に鋼管径が大きくなるにつれ比例的に大きくなり、比較的实验値に近い値を示している。これは実験値、解析値ともに終局変位は鋼管径によらずほぼ等しいが、最大衝撃荷重および梁の耐力は鋼管径の増大に伴い比例的に増大するためである。

(3) 落下高さが衝撃破壊エネルギーに与える影響：図-7より実験値および解析値ともに落下高さの増加に伴いほぼ比例的に大きくなる傾向を示している。これは、ひずみ速度効果のほか、加速度の増加に伴い慣性力が大きくなり、みかけ上の梁の耐力ひいては最大衝撃荷重が大きくなったためと思われる。

4. 結言 本研究では、衝突により生じる衝撃荷重および梁の応答を簡単な2質点系モデルを用いて解析することができた。またこれを用いて衝撃破壊エネルギーを算定できることを示した。しかし局部変形による断面諸係数の変化あるいは解析的な終局変位の算定方法等については、いまだ不明確であり今後この点についてさらに検討していく予定である。最後に本研究を行うにあたり下田義文氏をはじめ多くの方々のご指導とご協力を得たことを付記し、ここに謝意を表します。

参考文献 1) 矢沢, 水山, 下東: 鋼管に対する土石流衝撃実験報告書, 土木研究所資料 第2276号 昭和61年3月 2) 水山高久: 砂防ダムに対する土石流衝撃力算定とその問題点, 新砂防112 昭和54年8月 3) 石川, 大野, 齋藤, 水山: 鋼管片持ち梁の衝撃実験に関する一考察, 土木学会関東支部第14回大会, 1987, 4

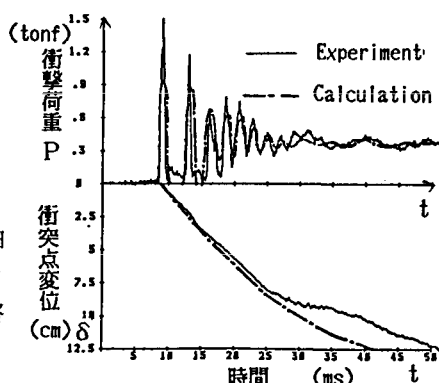


図-4 衝撃荷重, 衝突点変位～時間曲線

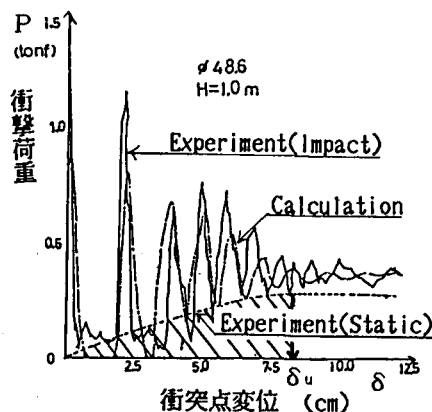


図-5 衝撃荷重～変位曲線

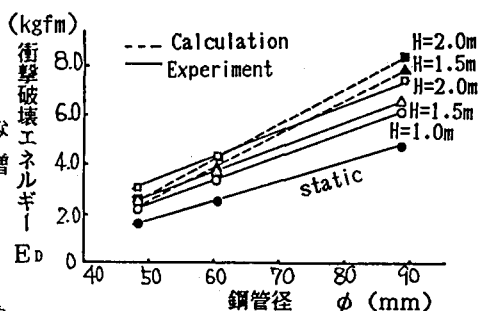


図-6 鋼管径と衝撃破壊エネルギー

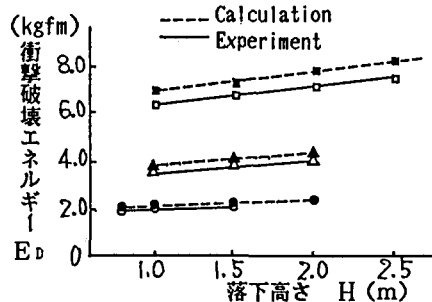


図-7 落下高さで衝撃破壊エネルギー