

建設省土木研究所 ○下東久巳
 建設省土木研究所 矢澤昭夫
 建設省土木研究所 水山高久

1. 緒論

近年、土石流対策施設の1つとして、透過性を有する鋼製砂防ダムが各地で計画または試験的に施工されている。その部材として主に鋼管が用いられているが、標準的なタイプの鋼管製砂防ダムを構造系全体として実験的に調べたものや、局所的な鋼管の変形のみを調べたものはあるものの、設計基準の指標を得るには不十分であり、鋼管の全体的な変形と局所的な変形を同時に調べる必要がある。ここでは、鋼管単純梁を用いて静的および動的実験を行い鋼管の応答特性を調べ、2質点系の振動モデルを適用した数値解析で鋼管梁の衝撃曲げ耐力について考察した。

2. 実験の概要

実験に用いた鋼管は、φ48.6mm、φ60.5mm、φ89.1mmで厚さ3.2mmの一般構造用炭素鋼鋼管である。静的実験として、架台に固定した鋼管単純梁の曲げ実験と梁全体が曲がらないようにした局部変形実験を行い、梁中央の変位、ひずみ、局部変位、残留変位を測定した。動的実験で用いた装置を図-1に示す。衝撃荷重は、固定された塩ビ管をガイドとして、直径7cmの鋼球を自由落下させて与え、動的な変位とひずみを測定した。鋼球の衝突速度は、2, 4, 6, 8, m/sである。同じ鋼管に緩衝材を巻いた衝撃応答実験も行った。さらに同じ装置を用いて、鋼管梁が曲げ破壊を起こすまで繰り返して荷重を加え、衝撃曲げ破壊実験を実施し、残留変位および局部残留変位を調べた。

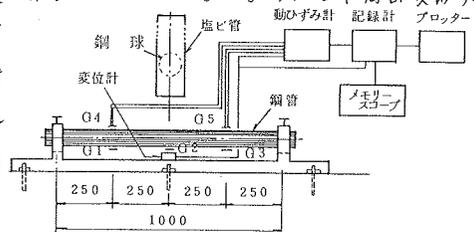


図-1 衝撃応答実験装置

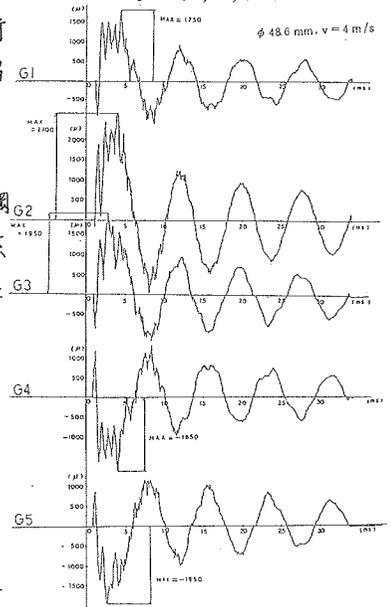


図-2 衝撃実験の時間(t)-ひずみ(ε)関係の例

3. 静的および動的応答実験の結果

動的計算では、載荷点のカと変位の関係が必要であるため、鋼管単純梁の静的曲げ実験における荷重とひずみおよび変位の関係を弾性範囲内について求めた。荷重Pとひずみεおよび変位(たわみ)δの関係を図に示す。

$$\epsilon = \frac{PL}{4EI} \text{------(1)}$$

$$\delta = \frac{PL^3}{48EI} \text{------(2)}$$

ここに、L:梁の長さ、E:鋼の弾性係数、I:断面係数、I:断面二次モーメントである。実験で得られたP-εおよび、P-δ関係は前述の理論式でほぼ説明できた。降伏点応力σは次式

で求める。

$$\alpha = \frac{PL}{4E} \quad \text{---(3)}$$

実験値を用いて求めた降伏点および弾性係数は、鋼材の一般的な値に近かったため、動的解析に用いる物性値としては静的実験で得られた諸数値を採用した。静的局部変形実験では、荷重と局部変位の関係を整理した。鋼管における荷重Pと局部変位 δ_e の関係は次式で表される。¹⁾

$$P = \frac{1}{4} \alpha \cdot t_p^2 \left(\frac{\delta_e}{D} \right)^{\frac{1}{2}} \quad \text{---(4)}$$

ここに、 α ：実験定数、 t_p ：鋼管厚、 D ：鋼管外径である。本実験のP- δ_e の関係は、(4)式の α を11~68とすることでほぼ説明できた。

衝撃実験で得られた時間(t)-ひずみ(ϵ)曲線の一つを図-2に示す。t- ϵ 曲線を解析した結果を以下に示す。

- ① 打撃面側のひずみは圧縮ひずみ、裏側は引張ひずみとなり、打撃点からの距離が等しければ同程度の値を示し、表裏はほぼ対称な波形となる。
- ② 第1波がピーク値を示し、第2波以降は自由振動となるが、減衰定数はコンクリート壁に比べて、0.25程度と小さい。
- ③ 第1波のひずみが降伏点ひずみ($\epsilon_y = 2400 \sim 2900 \mu$)を超えても、第2波以降は弾性範囲内の自由振動を繰り返し、零ポジションはほとんど変わらない。
- ④ 第2波以降の周期は梁の固有周期とほぼ同じで、梁の剛性が大きいと周期は短くなる。
- ⑤ 第2波以降は減衰振動を示す。
- ⑥ 鋼管に緩衝材(ゴム)を巻いた時のt- ϵ 曲線は図-3のようになる。緩衝材を設置すると高い振動数の波がなくなりピークひずみが小さくなる。第1波の半周期は緩衝材を設置しても変わらない。

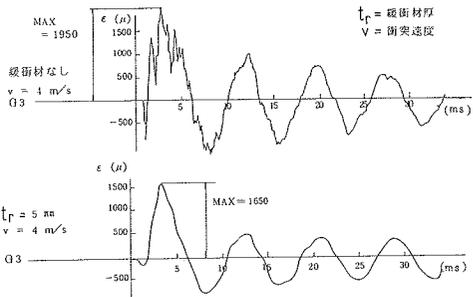


図-3 緩衝材を巻いた鋼管との比較例

鋼球の衝突速度、に対する梁中央の最大ひずみ(ϵ_{max})と最大変位(δ_{max})を図-4に示す。 ϵ_{max} と δ_{max} はVに比例し、鋼管径が小さいほど大きくなる。緩衝材を設けた場合の最大変位を図-5に示す。衝突速度が速いほど緩衝材の効果は大きい。 δ_{max} の減少効果はV=8 m/sの時約20~50%である。直径9cmの鋼球を用いた実験の結果、 ϵ_{max} は $14.6 \sigma_{Em}$ 、 δ_{max} は $1.52 \delta_{Em}$ でほぼ表された。ここに、 σ_{Em} ：鋼球の衝突工

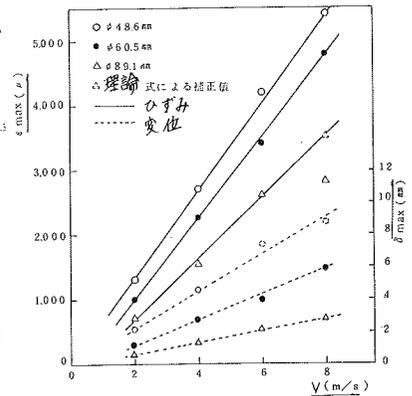


図-4 中央点の最大ひずみと最大変位(緩衝材なし)

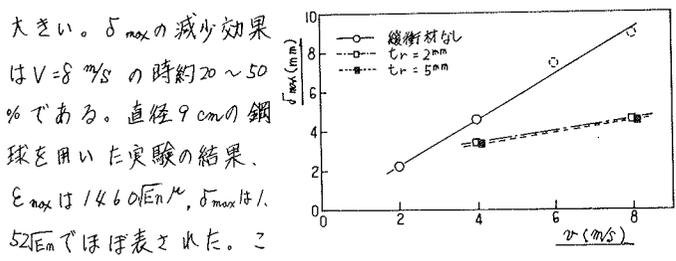


図-5 最大変位に対する緩衝材の効果(δ_{max})

エネルギーである。

4. 動的応答モデル

エネルギーの釣合いに基づくモデル(モデルA)の基本式を次に示す。

$$\frac{1}{2} m V^2 = \frac{1}{2} (F_m + 0) (\delta + \delta_0) \text{-----(5)}$$

ここに、 m : 鋼球の質量, F_m : 最大衝撃荷重である。(5)式は、鋼球の運動エネルギーが鋼管の全体変形と局部変形エネルギーに変換されるとし、減衰力や慣性力は考慮していない。(2)式と(4)式を(5)式に代入して整理すると δ_{max} が求まる。つぎに、バネヒダッシュポットをもった2質点系の構造モデル(モデルB, 図-6)を考える。モデルBは、慣性力と減衰力を考慮したモデルで、局部変形と全体変形を別々に計算する。衝撃荷重と全体変位および局部変位の関係式はモデルAと同じである。力の釣合いは次のように表す。

$$M_2 \ddot{Y}_2 = -K_2(Y_2 - Y_1) - D_2(\dot{Y}_2 - \dot{Y}_1) \text{-----(6)}$$

$$M_1 \ddot{Y}_1 = K_2(Y_2 - Y_1) + D_2(\dot{Y}_2 - \dot{Y}_1) - K_1 Y_1 - D_1 \dot{Y}_1 \text{-----(7)}$$

衝撃的荷重等によりひずみ速度が大きくなると降伏点応力が大きくなる。²⁾本実験でのひずみ速度は1.5 1/sec程度で、降伏点応力の増加率は約30%となる。²⁾静的実験で得られた定数を用いたモデルBの計算結果をモデルAの計算結果とともに図-7に示す。モデルAよりもモデルBの方が実験値を比較的良好に説明している。

減衰力、ひずみ速度効果および局部変形が動的応答計算に及ぼす影響を調べた。減衰力、ひずみ速度効果を無視した計算と比較して図-8に示す。減衰を考慮しない場合、 δ_{max} の増加する割合は $\phi 89.1$ mm鋼管で20%, その他の鋼管で3~5%である。ひずみ速度効果を無視した場合、降伏点より大きい変位の発生する範囲で0~10%程度変位量が増大する。局部変形が無視できるほど微小であるとして計算と比較して図-9に示す。局部変形を無視した場合の δ_{max} の増加率は、 $\phi 48.6$ mm鋼管で約20%, $\phi 60.5$ で約25%, $\phi 89.1$ で約35%となり、鋼管の局部剛性と梁全体の剛性の比が小さくなるほど局部変形の影響が大きい。

鋼管の表面に緩衝材を取りつけた場合の衝撃応答計算(モデルC)は、試算的に求めた接触点の減衰係数と緩衝部の局部変形を考慮したバネ定数以外は、図-6に示した2等価質点減衰振動モデルと同じである。モデルCによる計算結果を図-10に示す。鋼

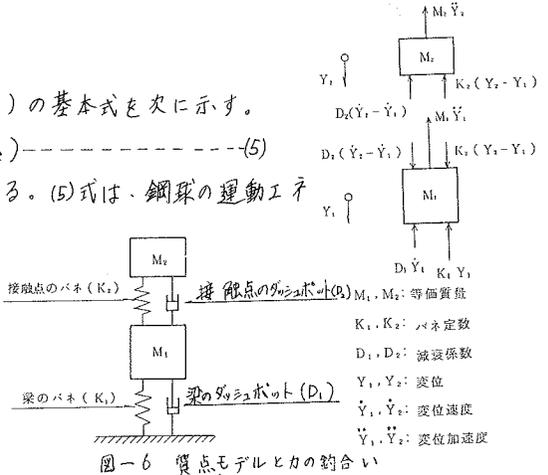


図-6 質点モデルと力の釣合い

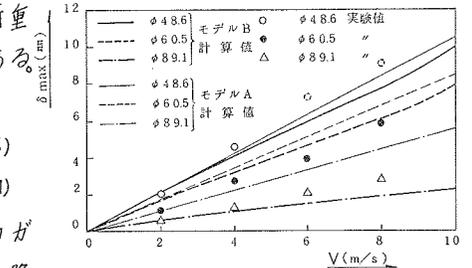


図-7 実験結果と計算値

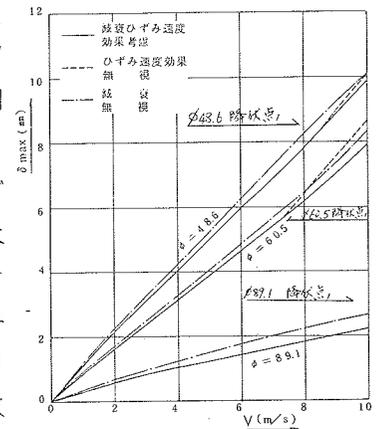


図-8 計算最大変位に対する減衰およびひずみ速度効果の影響

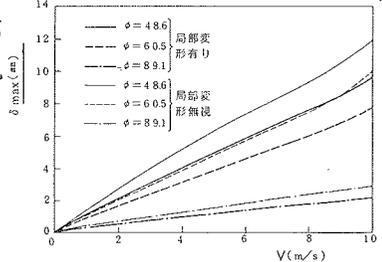


図-9 計算最大変位に対する局部変形の影響

球の衝突速度が大きくなるに従い最大変位の減少率が大きくなる傾向は十分に表現されていないが、本実験の最大変位量に対しては近い計算値が得られている。

5. 衝撃力に対する鋼管単純梁の曲げ耐力

衝撃曲げ破壊実験で測定した残留曲げ変位と残留局部変位を、鋼球の累積衝突エネルギーに対して示すと図-11のようになる。 $\phi 48.6$ mm鋼管の場合、残留変位としては梁の曲げ変位のほうが大きく、 $\phi 89.1$ mm鋼管では殆どが局部変位である。

これは、局部剛性に対して梁全体の曲げ剛性が強くなると、鋼球の衝突エネルギーは局部変形で吸収される割合が多くなる事を示している。時間-変位関係を調べ、鋼球の運動エネルギーは梁全体の塑性および弾性曲げ変形と局部的塑性および弾性変形に変換されると考え、最大変位と衝撃1回当たりの残留曲げ変位から最大変位に対する弾性曲げ変位の割合を求めた。本実験の範囲内では $\phi 48.6$ mm鋼管で約85%、 $\phi 60.5$ mmで約95%、 $\phi 89.1$ mmではほぼ100%となり、弾性曲げ変形として消費されるエネルギーの割合の多いことが明らかとなった。鋼材の応力-ひずみ履歴はひずみ硬化の性質があり、土石流の繰り返し衝撃による鋼材の破壊は、動的な σ - ϵ 曲線の積分値として得られる吸収エネルギーとして定義できる。変形エネルギーを図-12のように表す。静的曲げ実験で得られた荷重-変位曲線にひずみ速度効果を考慮すると、梁の受ける力と塑性曲げ変位の関係は図-13のように表わせる。図-13では、 $\phi 89.1$ mm鋼管の破壊変形エネルギーを1とする、 $\phi 60.5$ 、 $\phi 48.6$ はそれぞれ $1/5$ 、 $1/20$ となる。

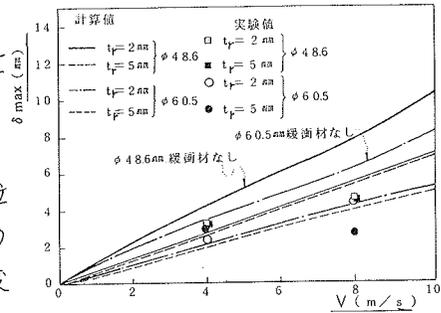


図-10 残材の効果の計算

破壊の定義は、変位が急激に大きくなる点としている。図-13の破壊変形エネルギーにほぼ達する時の衝撃回数は、鋼球の重量3kg、衝突速度8.6%の条件において、 $\phi 48.6$ で2回、 $\phi 60.5$ で16回、 $\phi 89.1$ で84回となる。

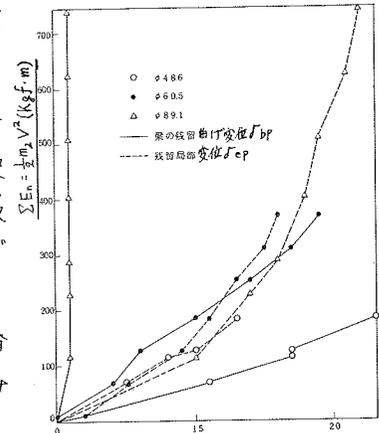


図-11 衝撃エネルギーと残留変位

鋼製砂防施設の衝撃耐力については、ここに報告した衝撃曲げの外、衝撃せん断力および衝撃軸力を調べる必要があり今後検討する予定である。

参考文献

- 1) Charles P; Damage on offshore Tubular Bracing Members, IABSE, COLLOQUIUM, COPENHAGEN 1983, Vol, 42
- 2) 大森正信他; 軟鋼の引張性質におよぼす変形速度の影響, 日本金属学会誌29巻, 1965
- 3) 太田俊昭; 構造物の非弾性解析, 新体系土木工学, 1980

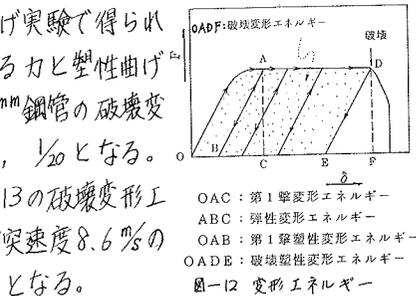


図-12 変形エネルギー

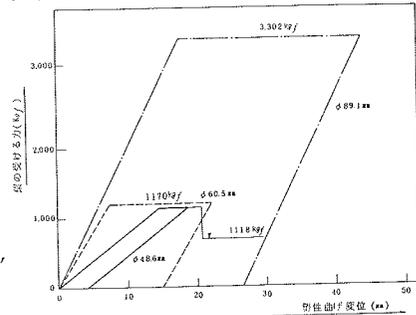


図-13 破壊変形エネルギー