

防衛大学校 正会員 ○森 雅夫
防衛大学校 正会員 石川 信隆
東京大学 正会員 西野 文雄

1. まえがき 鋼管橋脚は、近年高速道路網の充実に伴ない、高架橋や立体交差などでスレンダーな橋脚が望ましい場合によく使用されるようになってきた。

そこで本報告は、高速道路での実在の橋脚を対象として、その断面積と高さとは一定という鋼重一定の条件の下で、径厚比 D/t (D : 外径, t : 肉厚) による耐震性能の良否を調べることが目的とし、鋼管が合径厚比に応じた塑性率をもつ Bi-linear 型の復元力特性を有すると仮定して直接積分法により計算を行ない、併せて、上部構造の自重による軸力 P の存在の影響をも検討しようとするものである。

2. 計算の対象とした鋼管橋脚 表-1 に計算の対象とした鋼管橋

表-1 計算の対象とした鋼管橋脚の諸元

Model No.	Cross Sectional Area $A(\text{cm}^2)$	Length $l(\text{m})$	Remarks
Model-1	5420	26.70	slender type
Model-2	3090	23.20	medium type
Model-3	4070	14.35	stocky type

脚の諸元を示す。モデルは表-1 に示すように三種類で、計算にあたっては材質を $S541$ 、降伏応力を $\sigma_y = 2,400 \text{ kg/cm}^2$ と仮定した。

3. 解析方法 橋梁を図-1 に示すように、上部構造は質量の分布した剛体、橋脚は質量を無視した板バネで表す一質点系にモデル化し、橋脚は上部構造の自重による軸力 P を受けているものとする。橋脚を図-2 に示す Bi-linear 型の履歴特性 Q および速度比例の粘性抵抗を有するものとする、この履歴系に比動加速度 $\ddot{y}_B$ が作用した場合の運動方程式は、

$$m\ddot{y}_B + c\dot{y}_B + Q = -m\ddot{u} \quad (1)$$

ここで m : 上部構造の質量, y_B : 橋脚頂部 (B点) の相対変位

c : 粘性減衰係数

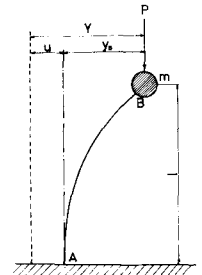


図-1 橋梁の振動モデル

一方、曲げモーメント-曲率関係を完全弾塑性と仮定すれば、復元力 Q は、橋脚に作用する力の釣合より次のように求まる。

$$(i) |M_A| \leq M_{pc} \quad Q = \frac{1}{\frac{\tan \alpha}{\alpha l} - 1} \frac{P}{l} y_B \quad (2)$$

$$(ii) |M_A| > M_{pc} \quad Q = -\frac{P}{l} y_B \pm \frac{M_{pc}}{\alpha} \quad (3)$$

ここで $\alpha = \sqrt{\frac{P}{EI}}$, M_A : 橋脚下端 (A点) の曲げモーメント

M_{pc} : 軸力を考慮した全塑性モーメント

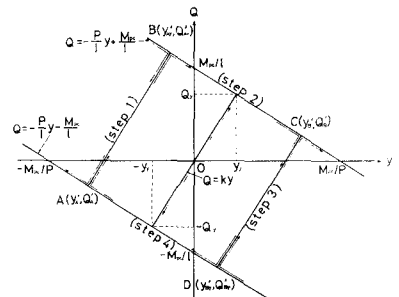


図-2 Bi-linear 型履歴復元力特性

運動方程式 (1) の step by step の数値積分にあたっては、計算時間間隔を与えられた入力地震波の刻み時間間隔とし、線型加速度法を用いて、加速度応答および復元力応答の相対誤差が $1/1000$ 内に収まるように逐次近似を実施した。入力地震波として、ここでは最大加速度 $0.326g$ の El Centro, Calif. 1940 の $N-S$ 成分を選び、この記録のうち最初の 30 秒間の波形を入力した。

4. 破壊時の変位および倍率の定義 破壊時の変位 y_f は、降伏時の変位 y_y を用いて、 $D/t=30$ では $y_f = 6y_y$, $D/t=70$ では $y_f = y_y$, またこれら以外の D/t では $D/t=30$ と 70 の場合を線型補間することにより、次のように定義した。

$$y_f = y_y \left(-\frac{1}{8} \frac{D}{t} + \frac{37}{4} \right)$$

一方、与えられた入力地震波の加速度振幅の大きさを基準として、0.1倍ずつ逐次振幅を拡大し、橋脚頂部での変位の絶対値が p_g を超えたときに破壊したものと見なし、このときの振幅の基準の振幅に対する比をもって破壊時の倍率とした。同様に、橋脚が初めて降伏するときの降伏時の倍率をも求めた。

5. 計算結果および考察 図-3~5に粘性減衰定数が0.05の場合の各モデルでの計算結果を示す。これらの計算結果は、質量 m と軸力 P とが $P=mg$ なる関係で従属していると考えたものである。縦軸は破壊時の倍率(Magnification Factor)を、横軸は軸力比 P/p_g を用いて無次元化し、 D/t をパラメータとしている。以下、各モデルの計算結果について考察を行う。

(1) モデル1 $D/t=20, 30, 40$ および 50 の場合では、倍率は P/p_g のほぼ全域で、ある値の中に収まる類似の傾向を示し、 $P/p_g=0.2$ 付近でバラツキがあるを除く、 $D/t=50$ の場合が最高の倍率を示すが、 $D/t=70$ の場合では、これらの一群とは異なるか別個の挙動を示し、 P/p_g のほぼ全域において、他の D/t の場合よりも小さな倍率を示している。付加曲げモーメントの影響は、 $D/t=20, 30, 40$ および 50 の場合の一群の中で、 $P/p_g=0.6$ 付近で $D/t=50$ の場合よりも $D/t=60$ の場合の倍率が若干大きくなって最高の倍率を示すようになることが現われているものと考えられる。 $D/t=70$ の場合に付加曲げモーメントの影響が顕著に現われていないのは、履歴をもたない、弾性振動のみで抵抗している影響が大であることによるものと思われる。

(2) モデル2 P/p_g が小さな範囲では、 $D/t=40$ の場合の倍率が最高となっているが、 $P/p_g=0.2$ を超えり付近から $D/t=50$ の場合の倍率が、 $P/p_g=0.4$ を超えり付近から $D/t=60$ の場合の倍率が最高となり、付加曲げモーメントの影響が見える。 $D/t=70$ の場合では、 P/p_g の増加による倍率の値下の度合が小さく、また P/p_g のほぼ全域において、他の D/t の場合に比べて小さな倍率を示している。

(3) モデル3 P/p_g が小さな範囲では、 D/t の小さな順に倍率はほぼ順次高くなっている傾向が見られ、また多少のバラツキを除き、 $P/p_g=0.2$ 付近で $D/t=20$ の場合と $D/t=30$ の場合の倍率が、 $P/p_g=0.3$ 付近で $D/t=30$ の場合と $D/t=40$ の場合の倍率が、 $P/p_g=0.55$ 付近で $D/t=40$ の場合と $D/t=50$ の場合の倍率がそれぞれ逆転していることに付加曲げモーメントの影響が見える。また $D/t=70$ の場合では、モデル2と比べて同様の傾向が見える。モデル3では、モデル1, 2に比べ D/t による影響が大きく現われている。

6. 結論 以上各モデルの計算結果の一部について報告した。これらのことから次のことが言えるものと思われる。

- (1) 鋼管橋脚の地震応答においては、軸力の影響が無視できない場合がある。
- (2) 強度のあると考えられる径厚比の大きな断面形状の場合の動的な耐力は大きくない。
- (3) 軸力が小さな場合には、(2)の傾向はより極端に現われる。

参考文献 1) 葛西金井波田: 接近し所要を受ける鋼構造部材の終局耐力, 土木学会第32回年次学術講演会要集 昭和32年10月

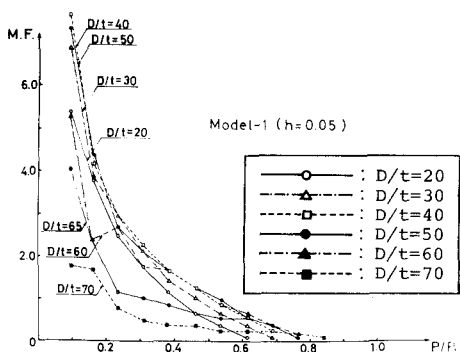


図-3 計算結果

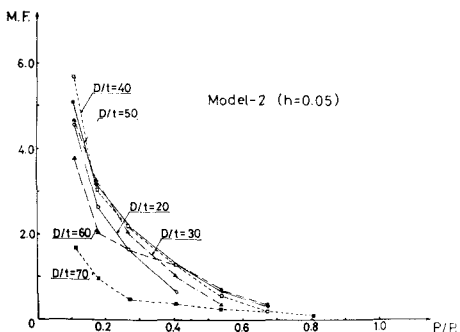


図-4 計算結果

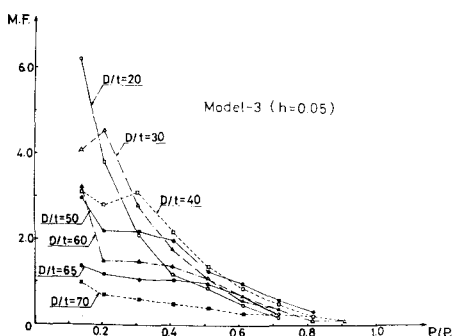


図-5 計算結果