

# 構造特性の不確実性が鋼製橋脚の最大応答変位に与える影響

群馬工業高等専門学校 環境都市工学科 正会員 ○北原武嗣  
名古屋大学 理工科学総合研究センター フェロー会員 伊藤義人

**1. はじめに** 従来、土木構造物の耐震設計の多くは震度法による静的設計により行われてきたが、1995年の兵庫県南部地震を契機に、構造物の弾塑性挙動を詳細に考慮する必要性が高まってきている。また、許容応力度設計法は、材料強度や作用荷重のばらつき等の不確定要因を一つの安全率で総括的に考慮しているため、不確定要因と安全率との関係が不明瞭であるため、限界状態設計法への移行の趨勢にある。そこで本研究では、限界状態設計法構築のための基礎資料とすべく、構造特性の不確実性が鋼製橋脚の弾塑性応答性状に与える影響を検討した。

## 2. 解析方法

**2.1 解析モデル** 現行の道路橋示方書の震度法により2種地盤上の橋脚として一次設計された、単柱形式の補剛箱形断面鋼製橋脚9基を解析対象とした。表-1に各橋脚のモデル名称、降伏水平力 $H_y$  降伏水平変位 $\delta_y$ および固有周期を示す。

表-1 橋脚の緒元

| 名称    | $H_y$ (kN) | $\delta_y$ (cm) | 固有周期 $T$ (s) |
|-------|------------|-----------------|--------------|
| S3025 | 1560       | 1.39            | 0.38         |
| S3045 | 855        | 4.43            | 0.69         |
| S3065 | 663        | 9.30            | 1.02         |
| S4525 | 2270       | 2.14            | 0.47         |
| S4545 | 1350       | 6.80            | 0.86         |
| S4565 | 966        | 14.3            | 1.26         |
| S6025 | 2730       | 2.65            | 0.53         |
| S6045 | 1640       | 8.45            | 0.96         |
| S6065 | 1170       | 17.8            | 1.41         |

**2.2 入力地震動** 観測波として兵庫県南部地震により観測された神戸海洋気象台（JMA）のNS成分を使用し、模擬地震波としては道路橋示方書・V耐震設計編タイプIレベル2の応答スペクトルを有する地震波を使用した。また、これらのデータを時間再分割することにより、時間間隔0.005秒の加速度

データとして用いた。動的応答解析は、線形加速度法によった。図-1に神戸海洋気象台波の、図-2に模擬地震波の加速度波形をそれぞれ示す。

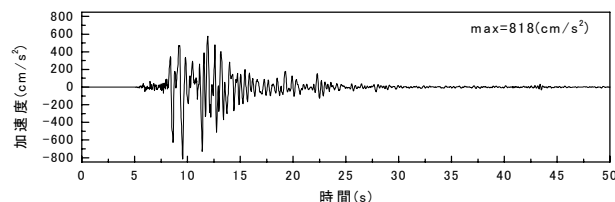


図-1 神戸海洋気象台波(最大加速度818gal)

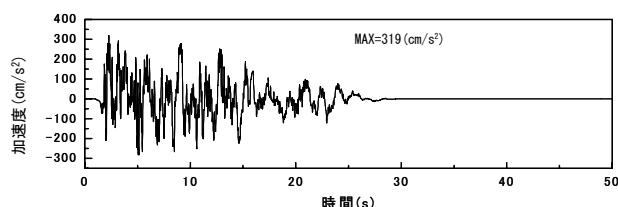


図-2 模擬地震波(最大加速度319gal)

**2.3 変動要因** 鋼製橋脚の応答性状に影響を与えるパラメータのうち、特に重要なものに幅厚比パラメータと細長比パラメータが挙げられる。これらのパラメータには、フランジ板幅や板厚、降伏応力、供試体長さなど、鋼製橋脚の主要な構造特性を含んでおり、応答性状に大きく影響すると考えられる。

幅厚比パラメータ $R_f$ と細長比パラメータ $\bar{\lambda}$ は次式で定義される。

$$R_f = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E} \frac{12(1-\nu^2)}{\pi^2 k}} \quad \dots \quad (2.1)$$

$$\bar{\lambda} = \frac{Kh}{r} \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} \quad \dots \quad (2.2)$$

ここに、 $b$ ：フランジ板幅、 $t$ ：フランジ板厚、 $\sigma_y$ ：降伏応力、 $E$ ：弾性係数、 $\nu$ ：ポアソン比、 $k$ ：板の座屈係数、 $K$ ：有効座屈長係数(=2.0)、 $h$ ：供試体長さ、 $r$ ：断面2次半径。

Key Words：弾塑性応答、構造特性、不確実性、変動、限界状態設計法

〒371-8530 前橋市鳥羽町580 群馬工業高等専門学校 環境都市工学科 TEL:027-254-9189

上式における各因子のばらつきは、文献1)を参考に表-2のように設定した。ただし、フランジ板幅 $b$ 、フランジ板厚 $t$ 、および断面2次半径 $r$ 等の断面形状と供試体長さ $h$ は、十分なデータが得られなかったため、表-2のように仮定した。

表-2 仮定した変動特性

| 要因    | 平均                | 変動係数  | 分布形状 |
|-------|-------------------|-------|------|
| 降伏応力  | 1.394             | 0.161 | 対数正規 |
| 弾性係数  | $2.1 \times 10^6$ | 0.045 | 対数正規 |
| ポアソン比 | 0.281             | 0.085 | 対数正規 |
| 断面形状  | 設計値               | 0.1   | 正規   |
| 供試体長さ | 設計値               | 0.1   | 正規   |

材料特性として、上記のような現実的なばらつきを考慮し、式(2.1)と式(2.2)から、モンテカルロシミュレーションにより $R_f$ と $\bar{\lambda}$ を算出した。結果として $R_f$ の変動係数は0.0634、 $\bar{\lambda}$ の変動係数は0.0630と求まった。また、減衰定数の変動も考慮し、平均5%、変動係数0.1を考慮とした。

**3. 解析結果とその考察** 応答変位に影響する因子を把握するため感度解析を行った。感度解析においては、各因子に10%の変動をもたせ因子間は無相関とした。図-3に感度解析結果を示す。図中、変動要因の名称を横軸に、最大応答変位の変動係数に関する橋脚9基の平均を左側縦軸に、変動係数に関する橋脚9基の変動係数を右側縦軸に示した。図-3より、降伏変位、初期剛性および質量は、変動係数の平均が8~9%と大きく、最大応答変位に強く影響すると言えるが、減衰率、最大荷重時変位、剛性低下パラメータ $\alpha$ 、強度低下パラメータ $\beta$ および劣化剛性は、あまり最大応答変位には影響しないと考えられる。

つぎに、2.3で示した変動を考慮した場合の解析結果を図-4に示す。解析モデルの固有周期を横軸に、最大応答変位 $\delta_{\max}/\delta_y$ の平均を左側縦軸に、最大応答変位の変動係数を右側縦軸に示している。■は模擬地震波による、□は神戸海洋気象台波による最大応答変位の平均を表しており、▲は模擬地震波による、△は神戸海洋気象台波による最大応答変位の変動係数を表している。図-4より、両地震波で変動係数の分布はほぼ同様の傾向を示し、

地震波間の差異は無いと考えられる。また、橋脚の固有周期の違いによる変動係数の変化も認められず、全周期領域においてほぼ一定の値となっている。このような構造特性の不確実性による最大応答変位の変動を、限界状態設計法の中に構造特性係数のような形で取り入れる必要があると考えられる。

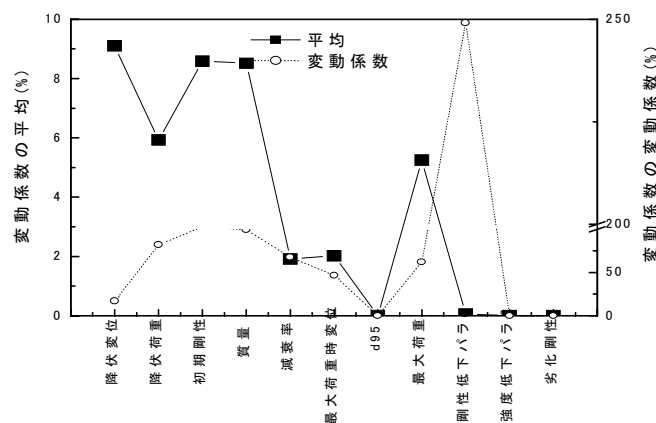


図-3 感度解析結果

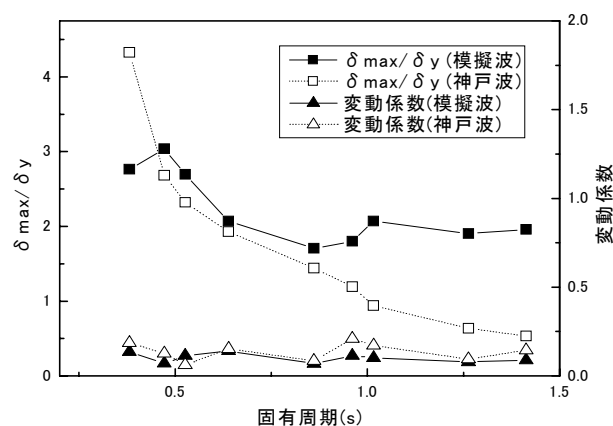


図-4 変動解析結果

**4. 結論** 本研究で得られた結論を以下に示す。

- (1) 模擬地震波と神戸海洋気象台波の結果は、ほぼ等しい変動係数の傾向を示した。このことから、地震波の違いによる影響は小さいと考えられる。
- (2) 現実的な構造特性の不確実性を考慮すると、鋼製橋脚の最大応答変位は、固有周期に関係なく8%程度の変動係数を有することを示した。限界状態設計による耐震設計では、構造特性係数として考慮する必要があると考えられる。

## 参考文献

- 1) Yoshito Itoh : Ultimate Strength Variations of Structural Steel Members, Doctoral Dissertation, Nagoya University, 1984.