

鋼製橋脚の変形性能をターゲットとした耐震信頼性評価

九州大学大学院 学生員○梅林福太郎 香川大学工学部 正会員 白木 渡
 (株)横河技術情報 正会員 越田 容充 関西大学工学部 正会員 堂垣正博

1. まえがき

1995年1月17日の兵庫県南部地震の苦い経験を経て、道路橋示方書が改訂された。しかし、依然として、わが国の鋼道路橋の設計には、許容応力度設計法が採用されている。わが国でも欧米諸国のような信頼性理論に立脚した限界状態設計規準が望まれる。ここでは、現状を踏まえ、鋼製橋脚の変形性能を基準にして耐震信頼性を評価する。

2. 解析対象の鋼製橋脚

鋼製 2 主桁橋を支える単柱形式の鋼製橋脚を解析対象とする。その断面は補剛の正方形で、道路橋示方書^{1), 2)}にしたがって設計した。使用鋼板は鋼種 SM490Y である。縦補剛材本数は、モデルによって異なる。解析モデルと断面形状を Fig.1, 解析パラメータを Table 1 に示す。

3. 鋼製橋脚の弾塑性有限変位挙動の数値解析手法

鋼製橋脚の変形と強度を汎用有限要素解析プログラム“MARC 2001”による弾塑性有限変位解析によって明らかにする。降伏判定に von Mises の等価応力、材料の構成式に Prandtl-Reuss の塑性流れ則、硬化則に移動硬化則と等方硬化則を組合せた混合硬化則を選択した。また、Up-dated Lagrangian 法による有限要素の定式化、Newton-Raphson 法と弧長増分法による非線形方程式の解法を選択した。地震荷重を模擬した橋脚頂部に作用する水平荷重を変位制御型で与え、単調荷重と繰り返し荷重の荷重パターンを考える。

4. 数値解析結果とその考察

(1)水平荷重－水平変位曲線：鋼製橋脚の弾塑性有限変位解析による水平荷重－水平変位曲線を Fig.2 に示す。ここに、繰り返し荷重時の曲線は、Fig.3 に描かれた繰り返し荷重下での履歴曲線の包絡線である。Fig.2 から明らかなように、繰り返し荷重の場合、単調荷重の場合に比べて、最高荷重が低い。また、繰り返し荷重の場合、 $4\delta_y$ 以上の水平変位領域で、強度の劣化が著しい。ここに、 δ_y は降伏変位である。

(2)最大変位の確率モデル：鋼製橋脚の固有周期を $T=0.1\sim 5.0(\text{sec})$ 、地動最大加速度を $A_{max}=400, 800(\text{gal})$ 、地盤種を I 種、II 種、III 種とし、橋脚の最大応答変位スペクトルを求めた。ここに、減衰定数を $h=0.05$ 、復元力特性の 2 次剛性

キーワード：耐震信頼性、変形性能、鋼製橋脚

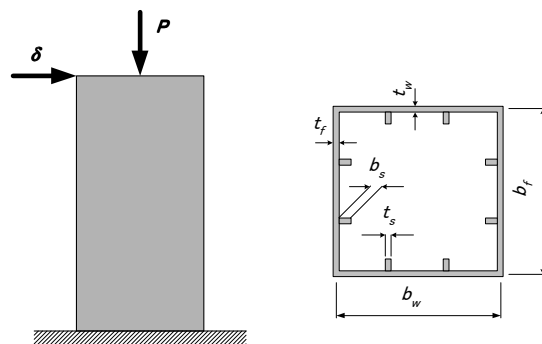


Fig.1 解析モデルと断面形状

Table 1 解析パラメータ

全高 h (mm)	10,000		
縦補剛材間主板パネルの幅厚比パラメータ R_p	0.3, 0.5, 0.7		
フランジ幅 b_f =腹板幅 b_w (mm)	1,500	2,500	3,500
一辺の縦補剛材本数	2	4	6
縦補剛材の曲げ剛比 γ_i/γ_{req}	1.0, 3.0		
縦補剛材の縦横比 α	1.0		
細長比パラメータ λ	0.43	0.26	0.19

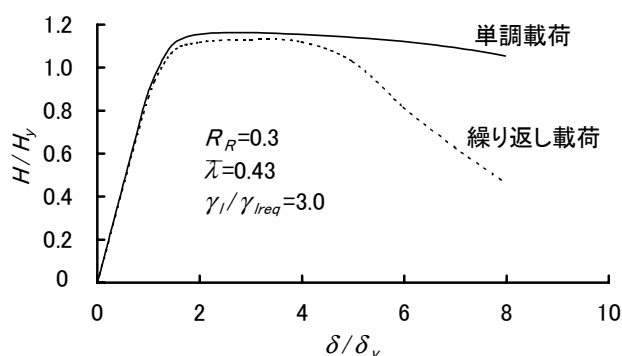


Fig.2 単調荷重時の荷重－変位曲線と繰り返し荷重時のヒステリシスの包絡線

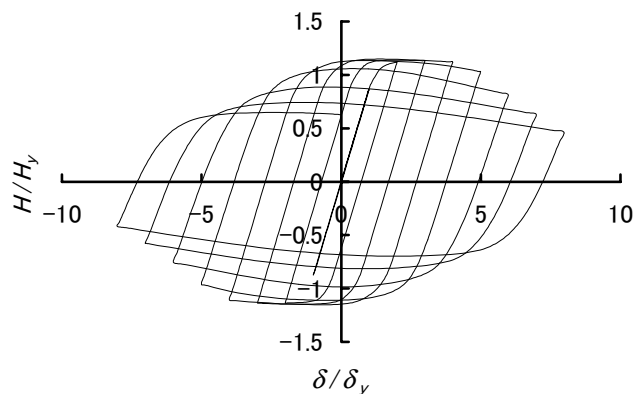


Fig.3 繰り返し荷重による履歴曲線

比をゼロとし、入力地震動に兵庫県南部地震を含む17波を選択した。多くの最大応答変位スペクトルを得たが、ここでは $T=0.5, 0.7, 1.2(\text{sec})$ における最大変位のばらつきを分布形に当てはめた。KS 検定の結果、最大変位の確率モデルは極値II型分布に適合した。

(3)変位をターゲットとした地震時の限界状態関数：鋼製橋脚の地震時における限界状態関数を

$$Z = \delta_u - \delta_a \quad (1)$$

とする。ここに δ_u , δ_a はそれぞれ橋脚の終局変位(確定量), 応答変位(確率量)である。

(4)終局変位と応答変位：鋼製橋脚の終局変位を繰り返し荷重下での弾塑性有限変位解析によって得られた履歴曲線の包絡線から求める。すなわち、包絡線における最高荷重から95%, 90%, 85%に低下した時点の3水平変位を終局変位と定義し、それらを δ_{95} , δ_{90} , δ_{85} で表す。応答変位は4.(2)で与えられる値とする。

(5)鋼製橋脚の耐震信頼性評価の結果：地震時における鋼製橋脚の耐震信頼性を Cornell の信頼性指標 β で評価する。

橋脚の細長比パラメータあるいは縦補剛材間主板パネルの幅厚比パラメータと信頼性指標との関係を $\bar{\lambda}=0.19$,

$R_p=0.3$ に対して求めれば、Fig.4 と Fig.5 を得る。ここに、地盤種はII種である。図から明らかなように、縦補剛材間主板パネルの幅厚比パラメータ R_p や細長比パラメータ $\bar{\lambda}$ が大きくなれば、信頼性指標 β は減少の傾向にある。この傾向は A_{max} の大きさにかかわらず、いずれの場合でも同様である。ただし、 $A_{max}=800\text{gal}$ のほうがより顕著である。縦補剛材間主板パネルの幅厚比パラメータが変化しても信頼性のばらつきはあまりなかった。一方、細長比パラメータでは信頼性のばらつきが大きい。なお、パラメータ値が道路橋示方書²⁾の既定値を超えたモデルの場合、十分な耐震信頼性が確保できていない。

5. あとがき

本研究では、鋼製橋脚の変形性能に着目した耐震信頼性評価を行った。その結果、細長比パラメータによる信頼性指標のばらつきはあったものの、縦補剛材間主板パネルの幅厚比パラメータではあまりばらつかなかった。

参考文献

- 1)日本道路協会編：道路橋示方書同解説 V耐震設計編，丸善，2002-3.
- 2)日本道路協会編：道路橋示方書同解説 II 鋼橋編，丸善，2002-3.

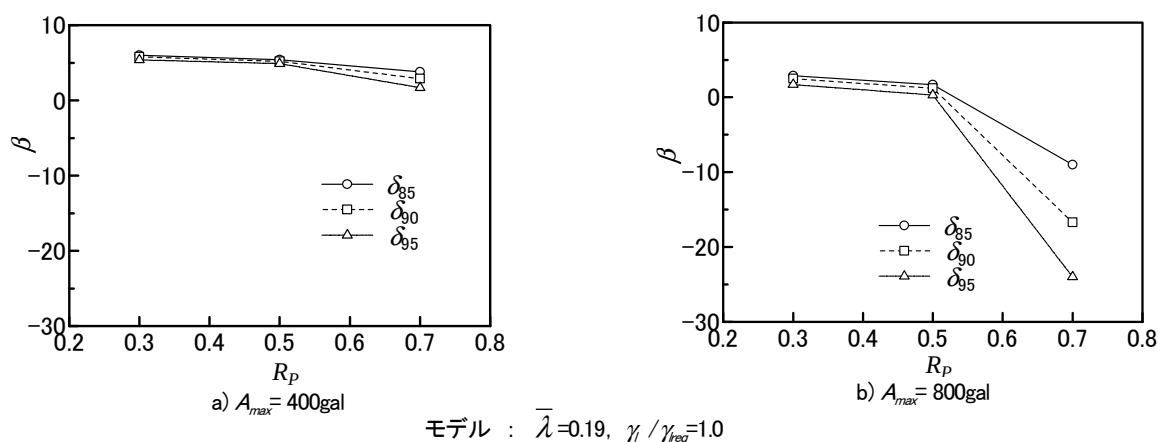


Fig.4 縦補剛材間主板パネルの幅厚比パラメータと信頼性指標 β との関係

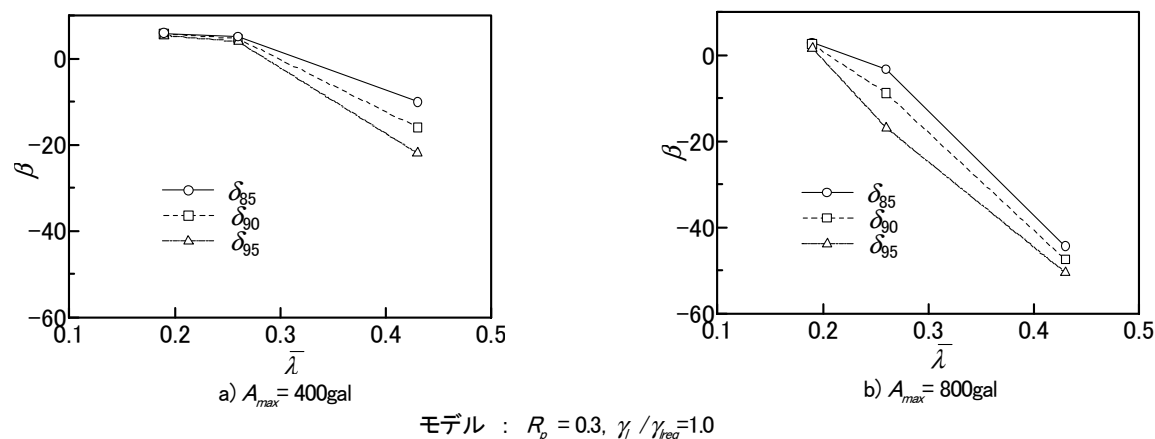


Fig.5 細長比パラメータと信頼性指標 β との関係