

鋼製2層門形ラーメン橋脚の弾塑性最大応答変位と残留変位に関する一考察

長崎大学大学院 学生会員 ○永田 朋子
 長崎大学工学部 正会員 中村 聖三
 長崎大学工学部 フェロー 高橋 和雄

1. はじめに

著者らは、鋼製1層門形ラーメン橋脚の弾塑性最大応答変位の推定方法として、エネルギー一定則に着目し、その適用性について検討を行い、その結果をもとに、Level 2地震動における1層門形ラーメン橋脚の動的解析（時刻歴応答解析）を必要としない耐震設計法を提案した¹⁾。しかし、検討したモデルは1次モード卓越型の構造・1層1径間の橋脚という限定されたものであった。そこで、本研究では、鋼製2層門形ラーメン橋脚を対象とし、提案した動的解析（時刻歴応答解析）を必要としない耐震設計法の適用性を検討した。なお、残留変位は既往の研究により提案されているコンクリートを充填しない単柱式鋼製橋脚の残留変位推定式²⁾に前述した提案法により推定した最大応答変位を用いたものである。

2. 検討内容

図-1に示すようなⅡ、Ⅲ種地盤上に建設される鋼製2層門形ラーメン橋脚を対象とし、震度法により表-1のような10種類の橋脚緒元を決定した。パラメータの値は実績調査結果³⁾をもとに決定し、上部構造重量は、 $W_1=W_2$ として曲げと軸力を受ける部材の安定照査式により計算した。また、解析は、ファイバーモデルを用いて行い、鋼材の応力-ひずみ関係は、土木学会鋼構造委員会・鋼構造新技術小委員会・耐震設計研究WG⁴⁾で提案されている降伏棚およびひずみ硬化を考慮したものを使用した。鋼材はSM490Yと仮定した。高さ方向の震度分布については、取り扱いが容易な一様分布を用いた。

3. 耐震設計法

図-2は、文献1)の動的解析（時刻歴応答解析）を必要としない弾塑性最大応答変位の簡易推定法の流れを示したものである。この簡易推定法は、道示V⁵⁾に示されているタイプⅠおよびタイプⅡ地震動の標準加速度応答スペクトルから最大ひずみエネルギーを算出し、Pushover解析から得られる弾塑性時の水平荷重-水平変位関係に対してエネルギー一定則を適用するとともに表-2に示す補正係数を用いて弾塑性最大応答変位を推定するものである。図-3は、図-2に示す弾塑性最大応答変位の簡易推定法および残留変位推定式（例えば(1)式）を準用したLevel 2の地震動に対する鋼製門形ラーメン橋脚の静的解析に基づく耐震設計法の流れである。図-3に示した流れでは、概略設計の結果に対してどの程度の安全余裕を見こむかにより、設計者が弾塑性最大応答変位と残留変位の推定法の組合せを決定することを想定しているが、ここでは、安全側かつ比較的精度が良く推定できる安全余裕：中の設計（最大応答変位の推定式-補正係数下限値相当、残留変位推定

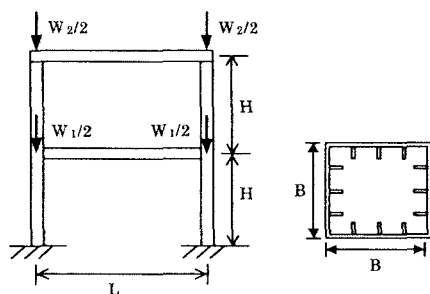


図-1 検討対象橋脚

表-1 橋脚緒元

モデル	B	H	L	R_R	R_F	$\bar{\lambda}$	k
1	1.6	7.33	11	0.3	0.3	0.3	1.5
2	1.6	9.77	19.54	0.3	0.3	0.4	2
3	1.6	6.13	6.13	0.35	0.3	0.25	1
4	1.6	7.35	11	0.35	0.3	0.3	1.5
5	1.6	9.87	19.73	0.35	0.35	0.4	2
6	1.6	7.42	11.12	0.4	0.35	0.3	1.5
7	1.6	9.94	9.94	0.4	0.4	0.4	1
8	1.6	7.43	7.43	0.45	0.35	0.3	1.5
9	1.6	9.95	9.95	0.45	0.4	0.4	2
10	1.6	7.5	7.5	0.5	0.45	0.3	1.5

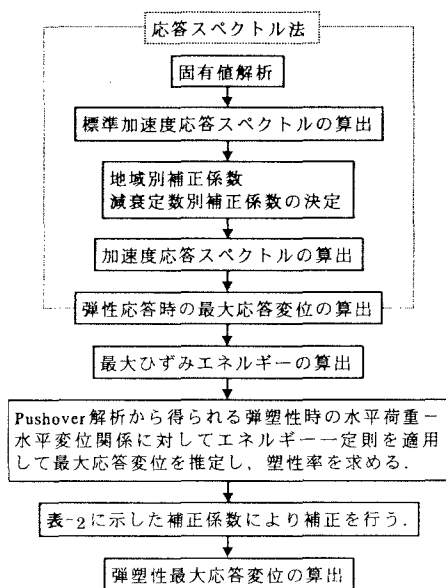


図-2 弾塑性最大応答変位推定法の流れ

式一平均値相当(1式)を採用することとした。

$$\frac{\delta_R}{\delta_y} = 3.37 \tan \left[0.0879 \left(\frac{\delta_{\max}}{\delta_y} - 1 \right) \right] \geq 0.0 \quad (1)$$

ここに、 δ_R : 残留変位、 δ_y : 降伏変位、 $\delta_{\max}$: 弾塑性最大応答変位である。

4. 検討結果

一例として、図-4にモデル1に対する弾塑性動的応答解析から得られるⅡ種地盤のタイプ1, 2地震動(3波)ごとの最大応答変位(δ_{DPA})および補正係数を用いて算出した推定最大応答変位(δ'_{SPO})、弾塑性動的応答解析から得られる残留変位(δ_{RDA}/δ_y)および残留変位推定式[(1)式]を用いて算出した推定残留変位の関係をそれぞれ示した。最大応答値および残留変位はともに安全側に推定されており、タイプ1地震動に対しては比較的推定精度も高い。それに対しタイプ2地震動では、残留変位は過度に安全側に推定されている。

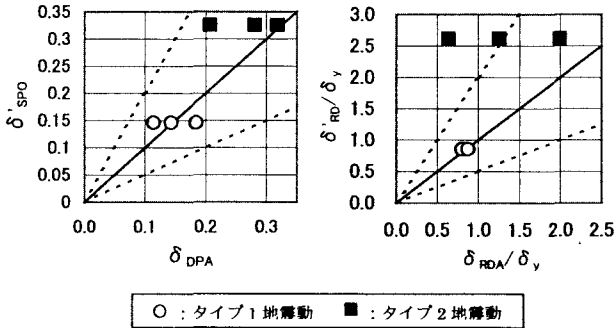


図-4 最大応答変位、残留変位の比較(モデル1)

今回検討したモデル1の結果を見る限り、Level 2地震動における1層門形ラーメン橋脚の動的解析(時刻歴応答解析)を必要としない耐震設計法は、2層門形ラーメン橋脚に対しても適用可能であると考えられる。今後、Ⅱ種地盤の地震動に対して表-1に示すその他のモデルの解析を実施するとともに、Ⅲ種地盤の地震動に対しても全モデルの解析も行い、上述した結論の妥当性を検証する予定である。その結果は講演当日に報告する。

参考文献

- 1) 伊田義隆他: 鋼製ラーメン橋脚に対するエネルギー一定則の適用性に関する考察, 鋼構造年次論文報告集, 第8巻, pp.277-284, 2000.11.
- 2) 宇佐美勉他: Pushover解析と等価1自由度モデルによる鋼製ラーメン橋脚の耐震照査法, 土木学会論文集, No.626/I-48, pp231-240, 1999.7.
- 3) 中井博, 河井章好, 吉川紀, 北田俊行, 酒造敏廣: 鋼製ラーメン橋脚実績調査(上)(下), 橋梁と基礎 Vol.16, No.6, pp35-40, 1982.6., Vol.16, No.7, pp.43-49, 1982.7.
- 4) 土木学会鋼構造委員会・鋼構造新技術小委員会・耐震設計研究WG(主査: 宇佐美勉): 鋼橋の耐震設計指針案と耐震設計のための新技術, 1996.7
- 5) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 V耐震設計, 丸善, 1996.12.

表-2 補正係数

CASE1	Type I	$f(i_E)=1/(0.0201i_E^2-0.0493i_E+1)$
	Type II	$f(i_E)=1/(0.0034i_E^2+0.0079i_E+1)$
CASE2	Type I	$f(i_E)=1/(0.0132i_E^2+0.0182i_E+1)$
	Type II	$f(i_E)=1/(0.0028i_E^2+0.0115i_E+1)$
CASE3	Type I	$f(i_E)=1/(0.0139i_E^2+0.0269i_E+1)$
	Type II	$f(i_E)=1/(0.0018i_E^2+0.0659i_E+1)$

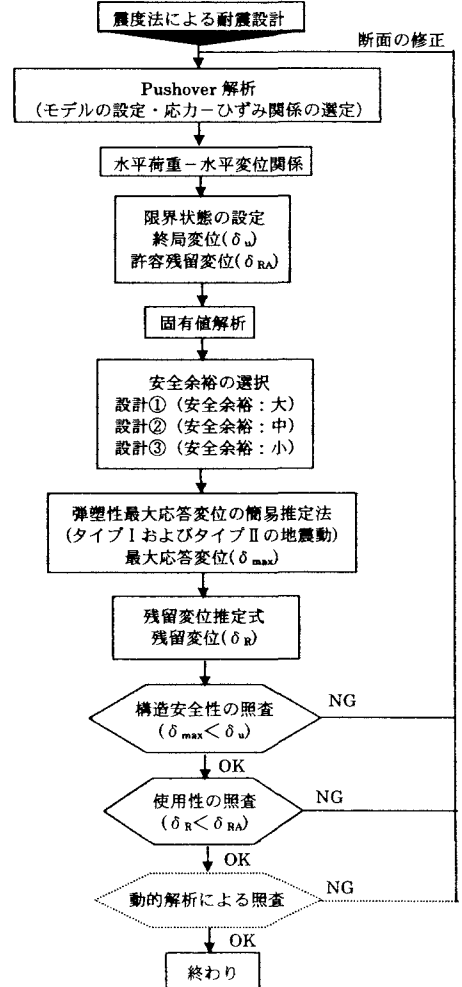


図-3 耐震設計法の流れ