

建設省土木研究所 正 員 長谷川 金二

建設省土木研究所 正 員 吉田 武史

建設省土木研究所 正 員 川島 一彦

1. まえがき

現行の道路橋示方書耐震設計編に規定されている耐震設計法は基本的には単純橋を対象としたものであり、連続橋に対する具体的な規定は明示されていない。本報は連続橋の合理的な耐震設計法を開発するため、単一モード法に着目し、その適用性を検討するために、行った検討結果をとりまとめたものである。

2. 単一モード法

図1 解析対象橋 (橋脚高さ $H=10$ m の場合)

表1 断面定数および地盤ばねの基準値

一般に1次の振動モードによる応答は他の振動モードの応答に比較して卓越する点および自重による静的変位は1次の振動モードと比較的よく近似する点を利用し、運動方程式を解く代わりに、まず、上部構造および下部構造の自重に着目する解析方向 (一般に橋軸方向および橋軸直角方向) に静的に作用させて静的変位 u_d を求める。次に静的変位 u_d を用いて、Rayleigh 法により固有周期 T_d を求めようとするのが単一モード法の骨子である。

Rayleigh の方法によると、振動モードを静的変位 u_d で近似した場合の固有周期 T_d は次のように求められる。

$$T_d = \frac{2\pi}{\sqrt{\beta_d G}} \quad \text{----- (1)}$$

ここで G は重力加速度、 β_d は静的変位 u_d に対する刺激係数であり、次式で与えられる。

$$\beta_d = \frac{\sum m u_d}{\sum m u_d^2} \quad \text{----- (2)}$$

自重を作用させて変位を求める際に、断面力 F_d も同時に求めておけば、最大断面力 F_{max} は次式により与えられる。

$$F_{max} = \beta_d S_0(T_d, \beta_d) F_d \quad \text{----- (3)}$$

ここで S_0 は変位応答スペクトルである。

3. 解析対象橋および解析手法

前章の手法の適用性を簡単な試算により検討した。解析の対象としたのは図1および表1に示すような、橋長132m (44m×3) の3径間連続橋であり、橋軸直角方向の場合につき、検討を加えた。また、図1を基本として、表2に示すように橋脚の曲げ剛性 (EI) を変化したSシリーズ、地盤ばね (k_s, k_R) を変化したFシリーズ、および橋脚高さ (H) を変化したHシリーズも検討対象とした。解析には、1978年6月12日宮城県沖地震において開北橋近傍地盤上で観測された記録 (橋軸直角方向、地表面) を入力地震動として用いた。

上部構造	曲げ剛性 (EI_y)	$6.71 \times 10^7 (\text{t} \cdot \text{m}^2)$
	単位長さ当り重量 (W_G)	$10.3 (\text{t}/\text{m})$
下部構造	曲げ剛性 (EI_x)	$2.94 \times 10^5 (\text{t} \cdot \text{m}^2)$
	単位長さ当り重量 (W_G)	$9.5 (\text{t}/\text{m})$
	並進ばね (k_s)	$8.80 \times 10^3 (\text{t})$
	回転ばね (k_R)	$8.80 \times 10^5 (\text{t} \cdot \text{m})$

表2 解析対象ケース

(a) 橋脚の剛性を変化させたケース

ケース	橋脚の剛性 (EI : 基準値)			
	橋脚①	橋脚②	橋脚③	橋脚④
S-0	EI	EI	EI	EI
S-1	$4EI$	EI	EI	$4EI$
S-2	EI	$4EI$	$4EI$	EI
S-3	$4EI$	EI	EI	EI
S-4	EI	$4EI$	EI	EI

(b) 地盤のばね定数を変化させたケース

ケース	地盤のばね定数 (k : 基準値)			
	橋脚①	橋脚②	橋脚③	橋脚④
F-1	$4k$	$4k$	$4k$	$4k$
F-2	$k/4$	$k/4$	$k/4$	$k/4$
F-3	$4k$	k	k	$4k$
F-4	k	$4k$	k	k
F-5	$k/4$	k	k	$k/4$
F-6	k	$k/4$	$k/4$	k
F-7	$4k$	k	k	k
F-8	$k/4$	k	k	k
F-9	k	$4k$	k	k
F-10	k	$k/4$	k	k

(c) 橋脚の高さを変化させたケース

ケース	橋脚の高さ (H : 基準値)			
	橋脚①	橋脚②	橋脚③	橋脚④
H-1	$2H$	H	H	H
H-2	H	$2H$	H	H
H-3	$2H$	$3H$	H	H
H-4	H	$2H$	$2H$	H
H-5	H	$2H$	$3H$	H

解析は、時刻歴地震応答解析、現行の道路橋示方書による震度法、前章に示した単一モード法の3種類の手法で行い、橋脚に生じる最大曲げモーメントに着目して整理することとした。ただし、震度法における計算では、時刻歴地震応答解析および単一モード法による計算と入力地震動を合わせるために、設計水平震度 a_h は次式で与えた。

$$a_h = \frac{S_a(T, \alpha)}{G} \dots\dots (4)$$

ここで S_a は加速度応答スペクトルであり、 T は道路橋示方書耐震設計編4.4.2 固有周期の算定法により求めた固有周期である。減衰定数は、全ての解析に対して0.05（一定）とした。

4. 試算結果

表3は単一モード法により求めた固有周期および現行示方書の固有周期算定法で求めた固有周期をモード解析による一次固有周期と比較したものである。こ

表3 固有周期の比較

ケース	1次の固有 周期(秒)	単一モード法に よる周期(秒)	現行設計による周期(秒)			
			橋脚①	橋脚②	橋脚③	橋脚④
S-0	0.78	0.77	0.61	0.83	0.83	0.61
S-1	0.76	0.76	0.54	0.83	0.83	0.54
S-2	0.70	0.70	0.61	0.72	0.72	0.61
S-3	0.77	0.77	0.54	0.83	0.83	0.61
S-4	0.74	0.73	0.61	0.72	0.83	0.61
F-1	0.56	0.55	0.43	0.58	0.58	0.43
F-2	1.31	1.31	1.07	1.45	1.45	1.07
F-3	0.75	0.74	0.43	0.83	0.83	0.43
F-4	0.59	0.59	0.61	0.58	0.58	0.61
F-5	0.90(*)	0.90	1.07	0.83	0.83	1.07
F-6	1.14	1.13	0.61	1.45	1.45	0.61
F-7	0.77	0.76	0.43	0.83	0.83	0.61
F-8	0.92	0.86	1.07	0.83	0.83	0.61
F-9	0.69	0.68	0.61	0.58	0.83	0.61
F-10	0.93	0.92	0.61	1.45	0.83	0.61
H-1	1.01	0.93	1.33	0.83	0.83	0.61
H-2	0.97	0.96	0.61	1.77	0.83	0.61
H-3	1.46	1.41	1.33	3.05	0.83	0.61
H-4	1.26	1.25	0.61	1.77	1.77	0.61
H-5	1.39	1.38	0.61	1.77	3.05	0.61

れによれば、いずれの条件下でも単一モード法による固有周期はモード解析による一次固有周期とよく一致しているが、現行示方書の固有周期算定法による値はモード解析による一次固有周期のまわりで多少ばらついてゐる。

図2は、各橋脚基部における時刻歴地震応答解析による最大曲げモーメントを基準とした場合の震度法および単一モード法による最大曲げモーメントの値(比)を示したものである。

5. まとめ

以上の結果によれば、各種条件の連続橋に対して単一モード法が常に有効であるとは限らず、また、同時に慣用的な震度法による計算が十分と考えられる場合もある。試算対象として取り

上げた連続橋の条件

図2 橋脚基部における曲げモーメントの比較

が限られているため、今後、条件を広げて体系的に調査する予定としている。

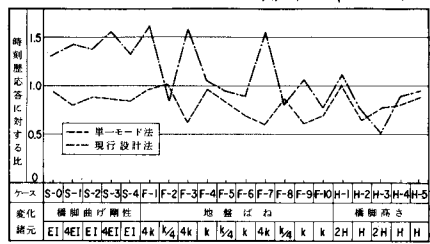
参考文献

建設省土木研究所：

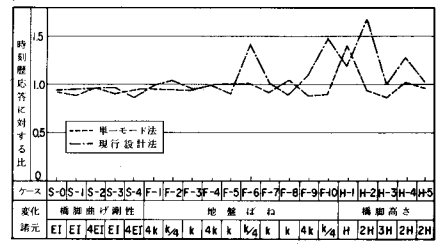
連続橋の耐震設計法

一(その1) 単一モード法の適用性の検討一、土研資料、第2148号 昭和59年

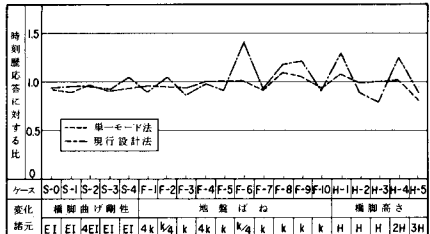
9月



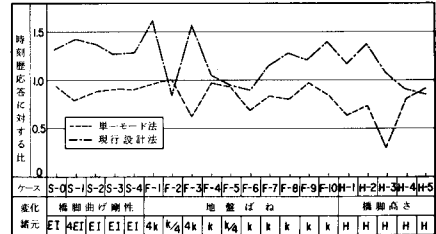
(a) 橋脚①



(b) 橋脚②



(c) 橋脚③



(d) 橋脚④