

入力の位相差を考慮した単純桁橋の地震応答に関する一考察

京都大学工学部 正員 後藤尚男
 京都大学工学部 正員 家村浩和
 京都大学大学院 学生員 〇壺井隆司

1. まえがき

本報は、前報¹⁾において問題点として残されていた入力地震波の位相差を考慮して、単純桁橋の上下部構造の相対変位量の最大値に注目した線形および非線形応答解析を実施し、位相差が相対変位量の最大値に及ぼす影響を調べ、さらにその相対変位量の最大値が入力地震波の変位応答スペクトルよりどの程度推定することができるかを検討したものである。

2. 単純桁橋のモデル化と入力地震波の位相差の導入

図-1(a)の単純桁橋を下部構造頂部で等価的にモデル化したものが同図(b)であり、同図(c), (d)は非線形解析における両橋脚のバイリニア型履歴復元力特性である。また入力地震波としてはタフトの実地震記録、および大阪付近の軟弱地盤を設定して重複反射理論を用いて作成した人工模擬地震動を用いた。図-2にはその相対速度応答スペクトルを示している。同図中には吉川らが提案した地震動のスペクトル²⁾も示してある。

実際の地震波動の中で単純桁橋の橋軸方向の振動成分を有し、しかも両橋脚に位相差を有して入射する波としては、P波、SV波、およびL-L波があげられる。本報では、これらの波による位相差を運動方程式中に導入するにあたって、両橋脚に入射する地震波の波形は同一であり、地震波がそれぞれの橋脚に到達する際に生ずる遅延時間を位相差を表わすパラメータとし、この値は地震動の継続時間中一定であると仮定した。では単純橋の橋脚間長を l 、地震波の速度を v 、地表面への入射角を θ とすると $\tau = l \sin \theta / v$ なる関係より評価できる。

3. 位相差をパラメータとした応答計算

表-1に示す6種類のモデルについて、 τ を0秒から0.8秒まで0.02秒ごとに変化させて応答計算を順次行ない、 τ と相対変位量の最大値 d_{max} のグラフを描いた。図-3はその一例であり、このように d_{max} は τ の値により微妙な変動を示していることがわかる。表-3を参照すれば、両橋脚の固有周期に差があるモデル(A, B, Cの各工)では、位相差がない場合でも大きな d_{max} を生ずるが、位相差を考慮した場合にはその値よりも12%~35%は

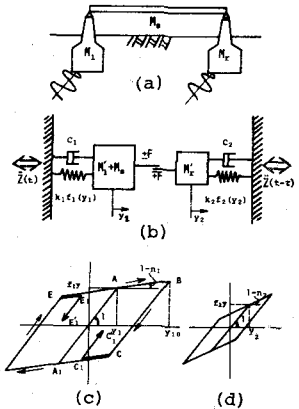


図-1 単純桁橋のモデル

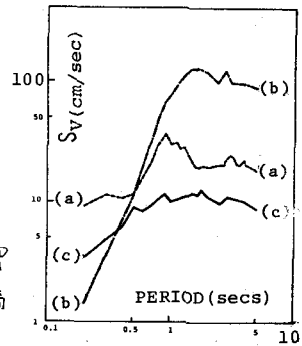


図-2 入力地震波の相対速度応答スペクトル
 (a) --- 重複反射理論
 (b) --- 吉川ら(モデルアライシ)
 (c) --- タフト記録

表-1 単純桁橋の分類

	A. 長周期橋		B. 中間期橋		C. 短周期橋	
	A-I	A-II	B-I	B-II	C-I	C-II
固定床単脚固有周期 T_1 (sec)	1.0		0.4		0.2	
移動床単脚固有周期 T_2 (sec)	0.5	1.0	0.2	0.4	0.1	0.2
減衰定数 $H_1 = H_2$	0.02		0.05		0.10	
支床系 影響係数 β_s	0.5		0.25		0.25	
剛 影響係数 β_d	0.1		0.1		0.1	
上下部構造質量比 α	0.25		0.25		0.25	

$\alpha = M_1/M_2 = M_3/M_4, M_1' = M_2' = 2.000$

ど大きな値となることがわかる。そこで上限値を有することを考慮して、今仮に $\tau \leq 0.1$ 秒の範囲だけで考えてみても、最も位相差の影響が大きい場合では25%の増大が認められた。一方、両橋脚の固有周期が等しいモデル(A, B, Cの各II)においては、位相差を考慮して初めて d_{max} が生じており、 τ が増加すればかなり大きな値に達している。表-2には各モデルにおいて d_{max} が最大となる時の τ の値とあげたが、この表より d_{max} が最大となる時の τ の値は、両橋脚の固有周期のほぼ半分となっていることがわかる。これは、此震波がこの遅延時間を有して両橋脚に入射すると、両橋脚の振動時の位相差が 180° ずれることになるためであると考えられる。よって、短周期橋では小さな位相差でも相当大きな d_{max} を生ずることになる。

以上はすべて線形解析による結果であるが、強震時における橋脚復元力の非線形性は無視できない要因であると考えられる。³⁾ 図-4には同一モデルにおける線形および非線形解析の結果を比較した。このうちで特にB-Iの場合においては、非線形解析による結果は線形の場合よりも常に大きく、 $\tau = 0.1$ 秒の場合には1.75倍にも達していることは注目すべきであろう。また非線形解析の大きな特徴として、B-IIのモデルで $\tau = 0$ 秒であっても d_{max} が生じているが、これは両橋脚の降伏後の剛度に差があるためである。

4. 変位応答スペクトルからの推定

表-3では、上記の d_{max} の最大値を入力地震波の変位応答スペクトルより推定することを試みた。 d_{max} の最大値は、両橋脚を単体とみなして変位応答スペクトルより読みとった値の和をとれば過大となるが、それぞれの2乗の和の平方根をとればかなりよく一致している。しかし、当然のことながら地盤の非線形性を考慮すれば、線形応答スペクトルからの推定だけでは不十分であろう。

参考文献

- 1) 中田, 家村, 後藤: 滑り支氷を有する単純桁橋の地震応答に関する一考察, 昭50関西支部年次学術講演概要, I-50.
- 2) 吉川, 岩崎: 大阪地盤の地震時特性, 大阪市防災会議地震専門部会, 昭47.
- 3) 岩崎: 橋梁基礎の耐震設計に関する動的検討, 橋梁と基礎, Vol.3, No.10, 1969.

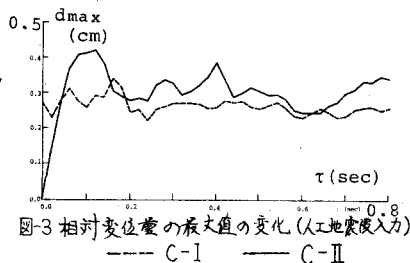


図-3 相対変位量の最大値の変化(人工地震波入力)
---- C-I —— C-II

表-2 d_{max} と与える τ の値

固有周期 (SEC)	A-II	B-II	C-II
9) 地震波入力 τ (SEC)	1.0	0.4	0.2
又地震波入力 τ (SEC)	0.49	0.23	0.11

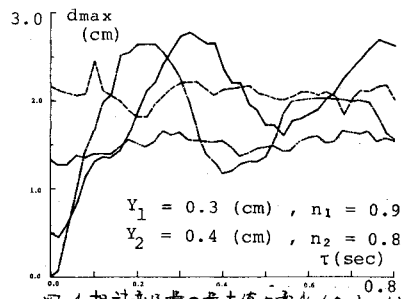


図-4 相対変位量の最大値の変化(実入力)
---- B-I —— B-II (非線形)
—— B-I —— B-II (線形)

表-3 変位応答スペクトルによる解析の資料

	A. 長周期橋		B. 中間期橋		C. 短周期橋	
	A-I	A-II	B-I	B-II	C-I	C-II
位相差がない時の単体最大固有最大値 $d_{max}(0)$ (cm)	4.81	0	(2.16)	(0.50)	0	0
9) 位相差がある時の相対変位量の最大値の最大値 $Max(d_{max}(\tau))$ (cm)	5.48	5.51	1.68	2.66	0.28	0.44
10) 位相差がない時の増加 $Max(d_{max}(\tau)) - d_{max}(0)$ (cm)	13.9		24.40		27.30	
変位応答スペクトルの和 $S_{D1} + S_{D2}$ (cm)	7.26	10.16	2.06	3.30	0.35	0.60
変位応答スペクトルの平方の和の平方根 $\sqrt{S_{D1}^2 + S_{D2}^2}$ (cm)	5.53	7.19	1.74	2.39	0.30	0.42
人工地震 $d_{max}(0)$ (cm)	6.41	0	0.71	0	0.27	0
Max($d_{max}(\tau)$) (cm)	7.19	10.40	0.96	1.27	0.36	0.43
11) 位相差がある時の相対変位量の最大値の最大値 $Max(d_{max}(\tau)) - d_{max}(0)$ (cm)	12.20		35.20		25.90	
12) 変位応答スペクトルの和 $S_{D1} + S_{D2}$ (cm)	8.87	14.60	1.34	2.04	0.41	0.54
変位応答スペクトルの平方の和の平方根 $\sqrt{S_{D1}^2 + S_{D2}^2}$ (cm)	7.46	10.32	1.07	1.44	0.30	0.38

FtL()内は非線形応答解析の結果である。