

建設省土木研究所 正員 岩崎 敏男
 建設省土木研究所 正員 萩原 良二
 建設省土木研究所 正員 ○吉田 武史

1. まえがき

現在、一般の道路橋の耐震設計は、震度法もしくは修正震度法が用いられ、これにより求められる荷重に対して各構造部材や支持地盤が許容応力・許容支持力もしくは許容変位を満足するように設計されている。さらに最近では動的解析により、実橋の安全性を詳しく照査することが多くなった。動的解析には、実際の地震時に観測された強震記録波を入力とする時刻歴応答解析法と強震記録波から求められた応答スペクトルを入力とする応答スペクトル法があるが、両解析法による解析結果は必ずしも一致するものではない。本研究は一般的な杭基礎を有する道路橋を対象とした時刻歴応答解析および応答スペクトル法による動的解析を行い、略算法である応答スペクトル法の適用性について検討した結果を報告するものである。

2. 解析方法

2-1 地盤条件および橋脚の構造諸元

本研究では、表-1に示すような3種類の地盤を想定した。橋脚の構造諸元を表-2に示す。上部構造は支間30m、幅員10mとし、単位長さ当りの上部構造重量を10⁴kg/mとした。また橋脚の種類は、3径間連続桁橋の固定支承を有する橋脚および単純桁橋の固定・可動支承を有する橋脚について9ケース設定した。

2-2 動的解析モデルの設定

図-1に示すような、上部構造、橋脚躯体、杭基礎、地盤を一体とした集中質点系の動的解析モデルを設定した。

2-3 地震外力および減衰定数の設定

解析に用いる地震外力は、道路橋示方書・耐震設計編に示されている277成分平均応答スペクトル、1978年宮城県沖地震での開北橋近傍地盤（岩盤上）で観測された地震波形（L₁）とし、その応答スペクトルを用い、最大100galの加振度を基盤面に入力した。また、減衰定数は5%とした。

2-4 計算方法

本解析においては、まず一般的な地震入力として277成分平均応答スペクトルを用いた動的解析を行った。この結

表-1 想定地盤の特性

地盤特性	3種地盤	4種地盤	備考
地盤の特性値 T_b	0.5 sec	0.7 sec (1) 0.9 sec (2)	
内部摩擦角 ϕ	20°	5°	
粘着力 c	5 t/m ²	3 t/m ²	
地震時のせん断弾性係数 G_s^*	0.52 sec	0.88 sec	$T_b^* = 1.25 T_b$
地震時のせん断弾性係数 G_s^*	129 m/sec	91 m/sec	$T_b^* = (4H/\sqrt{G_s^*})$ $H = 20m$
地震時のせん断弾性係数 G_s^*	306 t/m ²	152 t/m ²	$G_s^* = (W_s^2/g)$ $I = 1.8 t/m^2$
微小すべり振橋脚域におけるせん断弾性係数 G_s^*	160 m/sec	114 m/sec	$T_b = (4H/\sqrt{G_s^*})$ $H = 20m$
平均N値	6	2	$N = (T_b/40)^3$
変形係数 E_s	33.6 t/m ²	11.2 t/m ²	$E_s = \alpha 28N$
地盤	$T_b^* = 300 m/sec$		

表-2 対象構造系の構造特性

	橋脚高さ h (cm)	上部構造重量 W _u (ton)	橋脚躯体重量 W _p (ton)	マサツ重量 W _m (ton)	マサツ高さ h _m (cm)	マサツ幅員 b _m (cm)	橋脚躯体幅員 b _p (cm)	杭本数 (本)
3径間連続桁橋	10	900	359.4	634.4	10	2.5	2.5	18
	15	900	556.9	783.0	15	2.7	2.7	24
	20	900	806.3	1389.4	20	3.0	3.0	32
単純桁橋	10	300	287.5	224.0	10	1.6	2.0	11
	15	300	453.8	544.5	15	1.8	2.2	16
	20	300	671.9	720.0	20	2.0	2.5	25
* 3径間連続桁橋	10	2700	359.4	634.4	10	2.5	2.5	18
	15	2700	556.9	783.0	15	2.7	2.7	24
	20	2700	806.3	1389.4	20	3.0	3.0	32

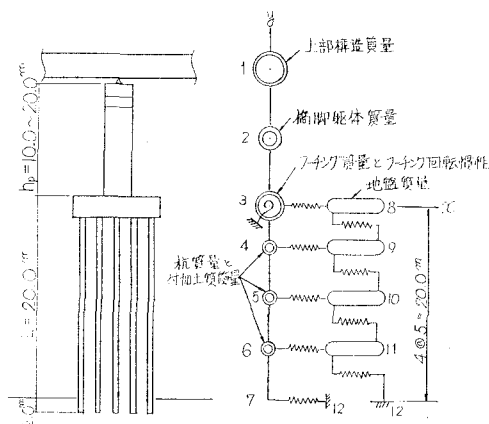


図-1 動的解析モデル

果のうち杭頭の基準変位量（フーチング重心位置と地表面の変位の差）が15mmを越えるケースについては、さらに開北橋の時系列波形（LG）とその応答スペクトルによる解析を行い、これら3つの解析結果を相互に比較検討した。

3. 解析結果

277成分平均応答スペクトルを用いた解析結果より、杭頭変位が15mmを越えた5ケース（3種地盤 $T_p=0.68\text{sec}$ 、4種地盤(1) $T_p=0.90\text{sec}$ 、4種地盤(2) $T_p=1.09\text{sec}$ 、 $T_p=1.19\text{sec}$ 、 $T_p=1.29\text{sec}$ ）および15mmに近い2ケース（3種地盤 $T_p=0.59\text{sec}$ 、4種地盤(1) $T_p=0.75\text{sec}$ ）の計7ケースについて開北橋の時系列波形（LG）およびその応答スペクトルによる解析を行った。この結果の一例を表-3に示す。これは4種地盤上で固有周期が1.19secの構造系のものであるが、この応答値を比較してみると地盤以外の構造系各位置（橋脚天端、フーチング重心位置、橋脚基部）では応答スペクトル法による方が約5倍大きな応答値となっている。この開北橋による応答の比率（表-3中④）を277成分平均応答スペクトルの応答値に乗じたものを表-3中⑤に示す。これは277成分平均応答スペクトルを時系列応答的な値に補正したものである。これと277成分平均応答スペクトルによる応答値との比較を図-2に示す。これより、地盤と構造物の固有周期が接近するに従って277成分平均応答スペクトルによる応答値は、実際の時震時の応答よりも過大な評価をしていることがわかる。またさらに、杭頭変位が15mm付近以上の7ケースについて、地盤と構造系の固有周期の接近度による開北橋の時系列波形（LG）とその応答スペクトルによる応答値の比較をしたものを図-3に示す。これより、同一の波形によっても地盤と構造物の固有周期が接近するに従い、応答スペクトル法による場合の方がかなり過大な応答値を算出することがわかった。

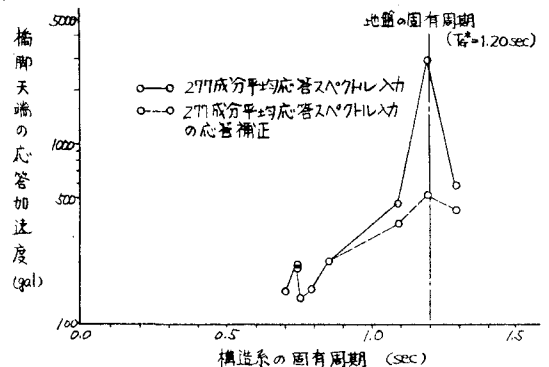


図-2 4種地盤(2)上の構造系の応答値比較

4. まとめ

道路橋の耐震設計において、応答スペクトル法による動的解析によってその安全性を調査することがしばしば行われるようになった。しかしながら、応答スペクトル法による橋の応答値は地盤と橋の固有周期が接近している場合は過大な値となる傾向があるため、応答スペクトル法による応答値を補正するか、時刻歴応答解析法によって応答値

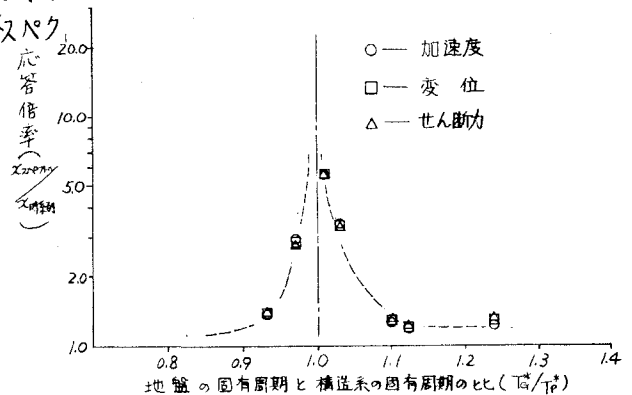


図-3 応答スペクトル法と時刻歴応答解析法による解析結果の比較

表-3 4種地盤(2)上 $T_p=1.19\text{sec}$ の構造系の各応答値比較

を求める必要があると考えられる。

入力条件	橋脚天端		フーチング重心位置		地表面		橋脚基部	
	加速度(gal)	変位(cm)	加速度(gal)	変位(cm)	加速度(gal)	変位(cm)	せん断力(t)	モーメント(t-m)
① 277成分平均応答スペクトル	2826.1	102.43	1222.9	44.29	81.8	14.6	8812.5	24490.4
② 開北橋(LG)の応答スペクトル	791.7	28.69	345.5	12.40	38.0	0.92	2468.5	34872.2
③ 開北橋(LG)の時系列解析	145.8	5.29	69.2	2.40	46.5	0.70	452.7	6395.0
④ ③/②	(0.18)	(0.18)	(0.20)	(0.19)	(1.22)	(1.67)	(0.18)	(0.18)
⑤ (③/②)×①	519.0	18.89	244.9	8.57	100.1	2.43	1616.1	22829.5

※ () 内の値は無次元値