

千代田コンサルタント 正会員 ○花水 憲二
立命館大学理工学部 正会員 伊津野 和行
立命館大学理工学部 市川 恒守

1. はじめに 近年、幹線道路の建設は地形的に非常に厳しい箇所に行われるようになり、急峻な斜面上に、長大橋やその大型基礎が建設されることが増えている。そこで問題となってくるのが、斜面上の軟岩に大型基礎を根入れした場合の、耐震設計における地盤バネの考え方である。一般に、斜面上に設けられる基礎としては、深礎杭が多く施工されており、その径は5～10mの大口径のものにまで及んでいる。深礎杭の場合、軟岩あるいは中硬岩に根入れする場合もあり、そのときの基礎のバネ評価が、耐震設計に影響を及ぼす。また、急峻な斜面上の深礎杭を、等価な地盤バネに置き換えて設計する際に、山側への変形を考えてバネ値を評価した場合と、谷側への変形を考えて評価した場合とで値が変わってくる。そのため、非対称な形態を持つ橋梁や、地盤や地形の条件によっては、地震力の作用方向によって、地盤バネの値が時々刻々と変化することになる。本研究は、斜面上の深礎杭のバネ評価が、橋梁の耐震設計にどのような影響を及ぼすかについて、解析的研究を行ったものである。

2. 地盤バネの評価 本研究に用いた橋梁は、図-1に示すような、斜面勾配30～40°のV字谷に建設される、3径間連続PCラーメン橋である。橋長250m、中央スパン100m、P1橋脚の高さを65m、P2橋脚の高さを50mと仮定した。杭のバネ値は、杭頭に力を作用させた時の、杭軸直角方向力による水平バネ K_x 、杭軸直角方向力による回転バネ $K_{x\theta}$ 、杭頭曲げモーメントによる回転バネ K_θ 、杭軸方向力による鉛直バネ K_y として求められる。杭位置における、それぞれの軟岩層の傾斜角は25～30°である。本橋梁に対してそれぞれの杭のバネ値を計算すると、表-1のようになった。なお、力を谷側から山側に向かって作用させる（山方向）場合と、逆に山側から谷側に向かって作用させる（谷方向）場合では、地盤の傾斜角が大きいために、地盤の抵抗力が異なる。

表-1から、P1橋脚とP2橋脚の地盤条件、および考慮する作用力の方向によって、杭のバネは2～7倍異なってくることがわかる。地震時に、橋梁が右方向へ揺れる際、P1橋脚では谷方向バネの値、P2橋脚では山方向バネの値が作用する。逆に左方向へ揺れる際には、P1橋脚に山方向バネ、P2橋脚に谷方向バネが作用する。図-1のように、各橋脚の長さが異なり、しかも各橋脚が設置される地形と地盤条件が異なる橋梁では、それぞれの杭の山方向バネ（あるいは谷方向バネ）同士を比較しても値が大きく異なる。そのため、右方向へ揺れる場合と、左方向へ揺れる場合では、杭のバネ値が2～7倍変化し、バネ値に振動方向依存性を考慮する必要性が生じる。

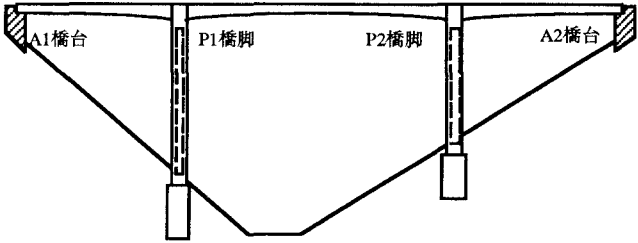


図-1 橋梁モデル
表-1 地盤バネ値

項目	単位	P1橋脚		P2橋脚	
		山方向	谷方向	山方向	谷方向
K_x	(tf/m)	6.2×10^6	1.7×10^6	2.7×10^7	3.8×10^6
$K_{x\theta}$	(tf/rad)	4.4×10^7	2.1×10^7	1.8×10^8	3.9×10^7
K_θ	(tf・m/rad)	4.1×10^8	2.9×10^8	1.3×10^9	4.4×10^8
K_y	(tf/m)	1.3×10^7	1.3×10^7	1.2×10^7	1.2×10^7

3. 固有値解析 1次～3次振動モードの固有周期と刺激係数を表-2に示す。また、基礎地盤の変形を考慮した場合の振動モード図を図-2に示す。地盤の変形を考慮しても無視しても、橋脚基部での動きを除けば、振動モード形状には大きな差がなかった。表-2の刺激係数より、基礎地盤の変形を考慮しても無視しても、1次振動モードが卓越するが、基礎地盤の変形を考慮した場合には、3次モードの刺激係数が比較的大きな値となる。この場合、P2橋脚基部の地盤バネが大きく変形するため、仮定する値によっては、地盤変形を無視した場合と比べて、主桁の上下動およびP2橋脚の地震時振動に、違いがでることが考えられる。

4. 地震応答解析 I種地盤のレベル1設計地震波形を入力して、地震応答解析を行った。橋梁は線形応答を考え、地盤バネの考え方を考えて6ケースの計算を行った。ケース1は地盤を固定とした。ケース2から6は地盤バネを考え、表-1の山方向と谷方向のどちらの値を用いたかによって、表-3のように設定した。ケース2の非線形弾性は、振動方向によって山方向と谷方向のバネ値を使い分けるケースであり、もっとも実際の揺れに近い値が出るものと期待できる。P1橋脚上端における加速度応答波形を図-3に示す。地盤バネを考慮したケース2～6は、いずれも位相特性に差がなく、最大加速度もほぼ同じであった。表-3に、橋脚下端における曲げモーメントと、橋脚上端の変位の最大

応答値を示す。曲げモーメントは各ケースによって大きく変化する。非線形弾性を仮定したケース2を正しい値だとすれば、曲げモーメントに関しては、地盤を固定と考えて設計するのが安全側の評価になる。しかし、最大変位を考えると地盤バネを考えないと過小評価となる。適切なバネ値を設定することが望ましい。

表-2 固有周期と刺激係数

次数	地盤変形を考慮		地盤変形を無視	
	周期(sec)	刺激係数	周期(sec)	刺激係数
1	1.89	32.63	1.64	31.70
2	0.29	3.52	0.25	6.72
3	0.25	13.59	0.18	8.23

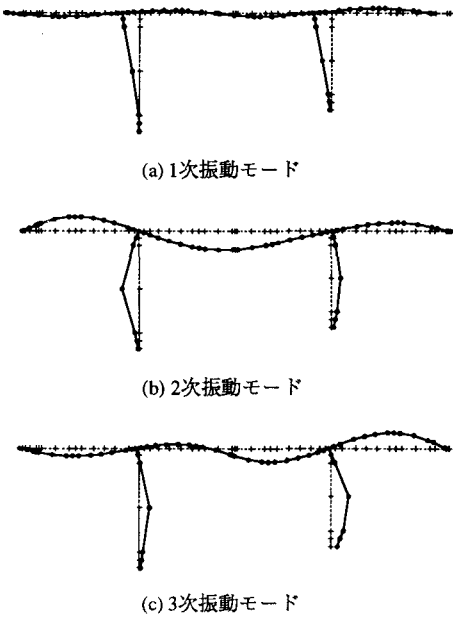


図-2 振動モード図

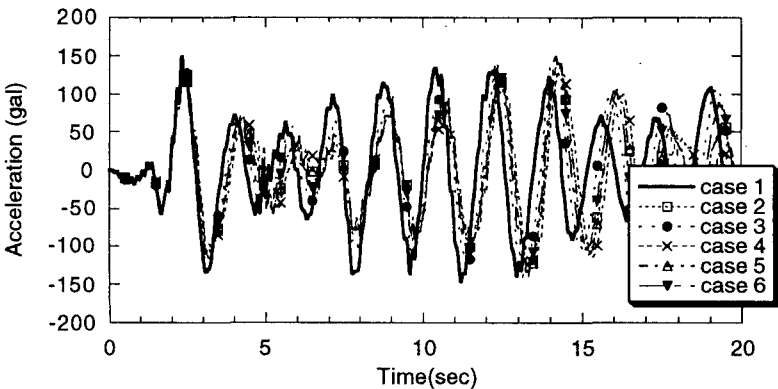


図-3 P 1 橋脚上端の加速度応答波形

表-3 最大応答値

		橋脚下端M(tonf.m)		橋脚上端変位(cm)	
		P 1 橋脚	P 2 橋脚	P 1 橋脚	P 2 橋脚
ケース 1	地盤固定	19,006	25,878	9.62	9.58
ケース 2	非線形弾性	18,728	24,336	11.64	11.62
ケース 3	P1:山P2:山	18,242	27,508	10.94	10.86
ケース 4	P1:谷P2:谷	16,102	24,429	11.83	11.77
ケース 5	P1:山P2:谷	18,620	24,136	11.65	11.60
ケース 6	P1:谷P2:山	15,757	28,968	11.48	11.43