

九州大学 工学部 正員 小坪 清真  
九州工業大学 正員 高西 照彦

1. まえかき

著者等は前論<sup>(1)</sup>において、比較的硬い地盤で得られた地震記録と下層基盤での入力波として用い、上層軟弱地盤の変形を考えた場合の鋼管橋脚の地震応答を計算した。前論においては上層地盤が比較的浅い場合(鋼管長の約 $\frac{1}{4}$ )について上層地盤の動力学的性質の差異が、それを貫いて築造された鋼管橋脚の地震応答に及ぼす影響を及ぼすかを論じたが、本論は上層地盤が比較的深い場合(鋼管長の約 $\frac{3}{4}$ )について同種の問題を取扱った。前論の解析では、鋼管橋脚と上層地盤とそれを水多質系に置換して *model analysis* の手法を用いて鋼管橋脚の地震応答の計算を行ったが、その際、鋼管橋脚の規準振動型としては上層地盤中で鋼管橋脚が自由振動を行うときの振動型を採用した。本論の解析においても *modal analysis* の手法を用いたが、本論においては橋脚の地震応答はそれを (1) 橋脚が下層基盤から地震力をうけて上層地盤中で自由な振動を行う場合の応答 (2) 橋脚が上層地盤の変位による強制力をうけて振動する場合の応答の二つの場合に分けて考え両者の結果を重ね合わせるることによって橋脚の地震応答を求めた。したがって橋脚の規準振動型としては (1) 橋脚が上層地盤中で自由振動を行うときの振動型 (2) 上層地盤がその規準振動型に相似な静変位をなすときそれに応ずる橋脚の静変位型を採用した。このようにすれば地盤の変形を考えない場合の橋脚の地震応答を求めるのであれば(1)の場合のみを計算すればよくまた、地盤変形を考える場合のそれは(1)と(2)の場合とそれぞれ計算して両者を重ね合わせればよい。前論の方法では上層地盤が厚い場合の橋脚の地震応答を計算するのにより高次の振動型まで採用しなければ計算値が収束しないという欠点か予想されるが本論の解析法は地盤の深浅にかかわらず適用でき地盤が浅い場合は(1)が地盤が深い場合には(2)が応答の主要項となりいずれの場合にも低次の振動型のみを採用して応答を計算すればよいという長所を有する。したがって本解析法は前論のそれに比べてより一般性をもつ解析法であるといえる。一般に *modal analysis* 法では加速度応答値、モーメント応答値の収束の度合は変位応答値のそれに比べて格段に悪い。加速度応答等々を求めたい場合には収束の度合のよいすなわち採用する振動次数が少なくて済むような計算法を採用する必要がある。

本論では、まず地盤変形を考える場合の鋼管橋脚の地震応答を求め一般式を導き、つぎにその一計算例を示した。また統計的解析<sup>(2)</sup>によって得られた応答値をも同時に示した。

2. 鋼管橋脚の振動モデル

解析には前論と全く同一の鋼管橋脚を用いた。すなわち、図-1(a)に示すような鋼管橋脚を図-1(b)に示すような多質系に置換して計算を行った。

3. 鋼管橋脚の変位応答理論

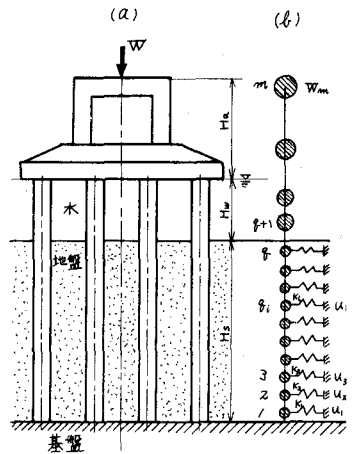


図-1

(1) 地盤の変位応答 地盤の運動を考へるのに地盤を多質点系に置換してその運動を求めた。地盤が下層基盤から不規則な地震加速度  $\dot{\phi}(t)$  を受けた場合の運動は次式によつて求められる。すなわち、地盤の  $i$  点の変位  $u_i$  は地盤の  $\alpha$  次振動型を  $U_{\alpha i}$  とすれば  $u_i = \sum_{\alpha} b_{\alpha} U_{\alpha i}$  ----- (1)

$b_{\alpha}$  は次の微分方程式から求められる。  $b_{\alpha} \ddot{U}_{\alpha} + 2h_{\alpha} n_{\alpha} \dot{U}_{\alpha} + m_{\alpha}^2 U_{\alpha} = -\delta_{\alpha} \dot{\phi}$  ----- (2)

ここに、 $\delta_{\alpha} = (\sum_i w_i U_{\alpha i}) / (\sum_i w_i U_{\alpha i}^2)$ ,  $n_{\alpha}, h_{\alpha}$  はそれぞれ地盤の  $\alpha$  次振動の固有円振動数、減衰係数、 $\phi$  は地盤中の質点の数、 $w_i$  は質点  $i$  の重量、 $g$  は重力の加速度、 $P$  は採用する土の最高振動次数である。 $\dot{\phi}$  が与えられると刻々における  $u_i$  が計算できる。

(2) 橋脚の変位応答 橋脚の  $i$  点の変位は次のように書き表わせる。  $y_i = \sum_r a_r \bar{u}_{ri} + \sum_p b_p u_{pi}$  ----- (3)

ここに、 $\bar{u}_{ri}$  は橋脚が上層地盤中で自由振動を行うときの  $\alpha$  次振動型、 $u_{pi}$  は上層地盤がその  $\alpha$  次規準振動に相似な静変位をばすときそれによつて生ずる橋脚の変位であつて次式によつて求められる。  $\bar{u}_{ri} = \sum_j K_{ij} \delta_{ij} (U_{\alpha j} - \bar{u}_{rj})$  ( $i=1, 2, \dots, m$ ) ここに、 $K_{ij}$  は  $i$  点の地盤のバネ常数、 $\delta_{ij}$  は橋脚の  $j$  点に作用する水平方向単位荷重による  $i$  点の水平変位、 $m$  は橋脚の全質点数である。また  $a_r$  は次の微分方程式から求められる。  $\ddot{a}_r + 2h_{sr} n_{sr} \dot{a}_r + m_{sr}^2 a_r = -\xi_r \dot{\phi} - \eta_r$  ----- (4)

ここに、 $n_{sr}, h_{sr}$  はそれぞれ橋脚の  $\alpha$  次振動の固有円振動数、減衰係数である。 $\xi_r$  は  $\alpha$  次制振係数で  $\xi_r = (\sum_i w_i \bar{u}_{ri}) / (\sum_i w_i \bar{u}_{ri}^2)$ 。  $w_i$  は橋脚の  $i$  点の重量である。 $\eta_r$  は地盤変形によつて強制される橋脚の変形の加速度にもとづく一般力から導かれた項であつて次式のように表わすことができる。  $\eta_r = (\sum_i \sum_p K_{ip} \bar{u}_{ri} u_{pi} b_p) / (\sum_i w_i \bar{u}_{ri}^2)$  ----- (5)

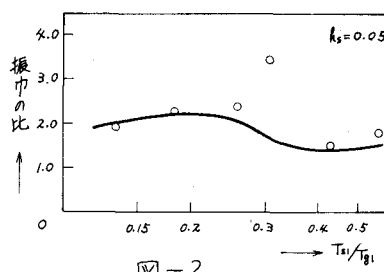
以上より  $\dot{\phi}$  が与えられれば (2), (3), (4), (5) の各式から橋脚の任意点の刻々の変位を計算することができ、地盤の変形を考へない場合は (4) 式において  $\eta_r = 0$  とし (3) 式の右辺  $\alpha$  1 項のみを用いればよい。

#### 4. 計算例及び結果

数値計算は図-1 に示すように前論と全く同じ鋼管橋脚について行つた。したがつて、橋脚及び地盤に関する諸元は地盤の深さを除いては前論の値をそのまま用いた。本論では上層地盤の深さを橋脚長の約 1/4 即ち 15m とした。地盤は 10 等分に分割し地盤反力係数を下端で  $k_s$ 、地表面で 0 の三角形分布と仮定し表-1 に示すように 6 通りの場合について数値計算を行つた。入力地震波  $\dot{\phi}$  としては El Centro 地震波 (1940. 5. 18. N-S 成分) を用い地盤及び橋脚に対する減衰係数は  $h_g = 0.3$ ,  $h_s = 0.05$  とした。結果を図-2 に示す。横軸に地盤と橋脚の  $\alpha$  次固有円振動数の比  $n_g/n_{s\alpha}$  をとり縦軸に地盤の変形を考へる場合と地盤の変形を考へない場合のそれぞれの変位応答の最大値の比をとり計算結果をプロットした。図中の実線は統計解析<sup>(2)</sup>によつて得た結果を示す。上層地盤が深い場合には浅い場合に比べて地盤変形の影響が大きい。したがつて、実際の地震時に地盤がいつなる動きをするかを知らることが次に考へねばならない重要な課題だと思われる。

NO.	1	2	3	4	5	6
$k_s/k_{sp}$	10.0	4.0	1.0	0.4	0.1	0.04

表-1



- (1): 小坪・高西 「鋼管橋脚の耐震性におよぼす基礎地盤変形の影響」 土木学会論文集 vol. 48. 昭 42. 12.
- (2): 小坪・高西 「地盤変形を考慮に入れた鋼管橋脚の地震応答計算図表」 第 9 回地震工学研究発表会 昭 42. 10.