

名城大学 正員 ○清水 泰弘

名古屋大学 正員 川本 眺 万

1. 緒言

山岳地に道路を建設することが近年多くなり、それに伴って架設される橋梁の斜面上の基礎構造の力学的挙動や安定性の問題が重用な研究課題となってきた。このような斜面上での下部構造形式としては一般に直接基礎、ケーソン基礎、深礎基礎が多く用いられているが、地形、地質条件および施工条件からその形式が決定されるのが普通である。しかし基礎と地盤とを一体構造（三次元状態）とした取り扱いや地盤の力学的特性の導入などの困難さのために現在の斜面上の基礎および周辺地盤の応力や変形状態の解析はかならずしも十分ではないように思われる。そこで、ここでは一応、斜面上の円形断面の深礎基礎を考へて、三次元光弾性実験による基礎周辺の応力状態の解析をおこし、さらに、有限要素解析法を用いて水平スライスに対する二次元解析と深礎杭の梁としての解析とを組合せた方法について検討した。

2. 三次元光弾性実験

一般に実験を行うにあたり、次のような諸要素を考慮されねばならない。〔a〕、地形（斜面の方向、角度）。〔b〕、地層、地質。〔c〕、地盤と構造物の関係、（弾性係数比、タッチの状態）。〔d〕、構造物の形状、材質。〔e〕、荷重。〔f〕、構造物の位置、特にショルダー幅について。これらのうち、今回の三次元光弾性実験では、斜面角度を 45° として、ショルダー幅

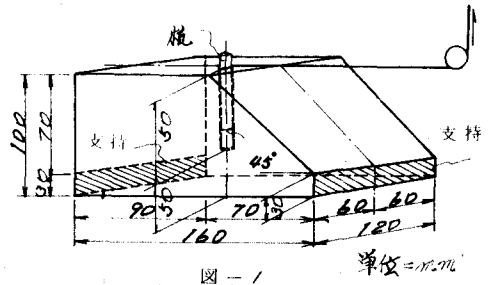
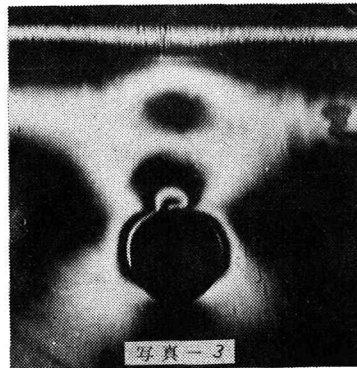
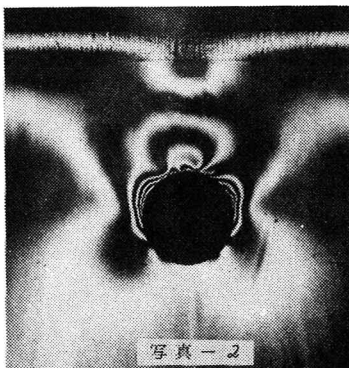
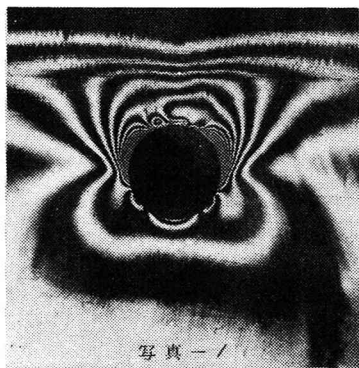


図-1

単位=mm

が応力状態に及ぼす影響について検討した。そのため、ショルダー幅 a と基礎杭直径 D との比が、0.5、1.0、1.5、2.0の4種の模型合計8ケについて実験を行なった。模型の形状は図-1に示すとおりである。そして、 $\phi 10.5 \times 50$ mmの孔を開けたところに、円形断面の深礎杭として $\phi 10.0$ mmのPolycarbonate Resinの丸棒を挿入し使用した。荷重としては谷側方向（法面と直角）に水平荷重 $H = 5$ kgを載荷した。地盤および深礎杭として、それぞれ硬質砂岩およびコンクリートを考え、これらの弾性係数比を1:90と考へて、三次元光弾性実験では、地盤にEpoxy Resin（アラルダイトB）を基礎にPolycarbonate Resinを使用した。各々の弾性係数は高温でEpoxy Resinが 1.56 kg/mm^2 、Polycarbonate Resinが 141.9 kg/mm^2 である。図-1に示すような模型を三次元応力凍結炉内でキドアングルで枠組を前背面 a より 30 mmの幅に木製パッキンを入れ支持し、炉外よりニフのローラーとワイヤーで載荷して応力凍結を行なった。また、比較のために $a/b = 0.5 \sim 3.0$ の間で b ケースの模型について二次元光弾性実験を行なった。応力凍結された三次元模型（ $a/b = 0.5$ ）9場合の各水平スライスに対する等色線のうち、上面からの深さ、 $h = 0.15D$ （オー層）、 $0.62D$ （オ二層）、 0.95 （オ三層）のものを示す写真1~3のようである。（ $\sigma_1 - \sigma_2$ ）の最大値は荷重方向より約

60°~70°の方向に見られ、最大値よりA点(図-3参照)の応力がかなり小さく表れている。この傾向は二次元実験の結果からも観察される。



a/D が大きくなるにつれてAE間では一様な応力分布を示さず波状に変化することが見られた。上部より下部に行くにしたがい、谷側応力はだいに減少して行き、下部近辺では山側に応力が出るのが一般的であるが、AE間(図-3参照)では波状の応力分布が表われる。波状に応力分布が表われる同じケースでは垂直方向にも波状の応力分布が見られる。各ケースの第一層(最上面)における応力状態についてまとめると次のようである。図-2に孔の周辺応力分布を($\sigma_1 - \sigma_2$)で、図-3に各点の最大剪断応力を示す。

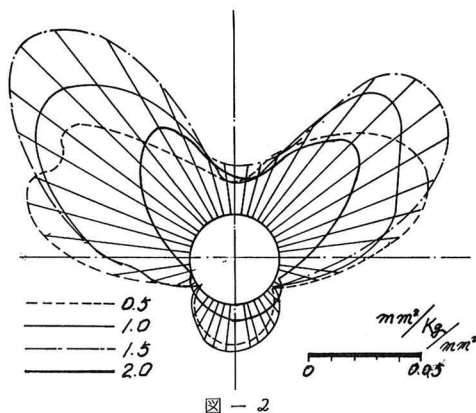


図-2

二次元実験では三次元実験より実験値のバラツキはきわめて少なく、しかも $a/D \geq 1.0$ では($\sigma_1 - \sigma_2$)の分布はほとんど変わりが無い。 $a/D = 0.5$ の($\sigma_1 - \sigma_2$)の分布は、三次元の場合の分布に似ているこれは a/D が小さくなったため、谷側方向の特に基礎杭の前部の変位が大きくなり、A点での応力分布が減少したと思われる。また、C点、E点(図-3参照)においては逆に応力が増した。図-4に $a/D = 1.0$ の場合の等傾線と主応力線図を、図-5に孔周辺の($\sigma_1 - \sigma_2$)の分布、図-6に二、三、の点の($\sigma_1 - \sigma_2$)/2の a/D に対する変化を示す。

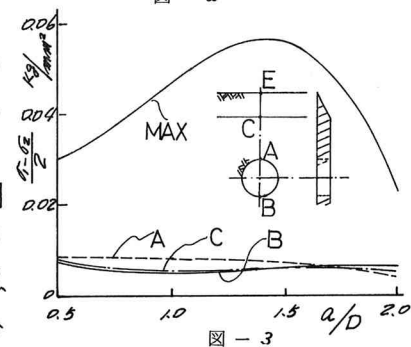


図-3

3. 有限要素法による近似的な取り扱い

深礎基礎の安定計算においては水平抵抗力が支配的な因子になるが、斜面においては基礎より谷側の地盤が有限になるために斜面と基礎との間の距離がまず問題になる。一般に図-7に示すような場合には原理的には三次元有限要素法が可能であるが、電算機の容量及びバインプットデータの複雑さから次のように近似的に取り扱いを行なった。すなわち、図-8に示す基礎を含めた地盤をいくつかの平面断面で切り、その各断面について平面ひずみの状態で図-8に示す荷重状態で二次元有限要素

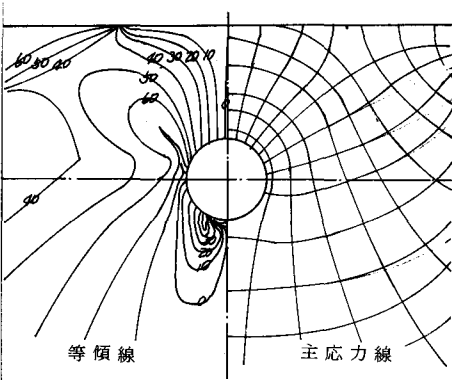


図-4

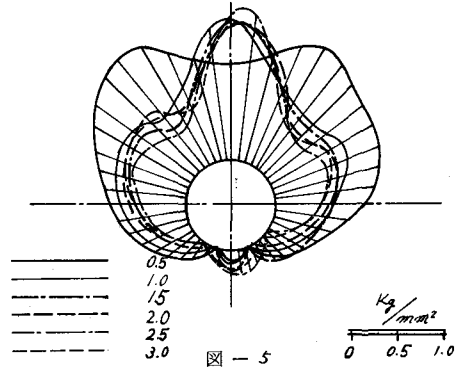


図-5

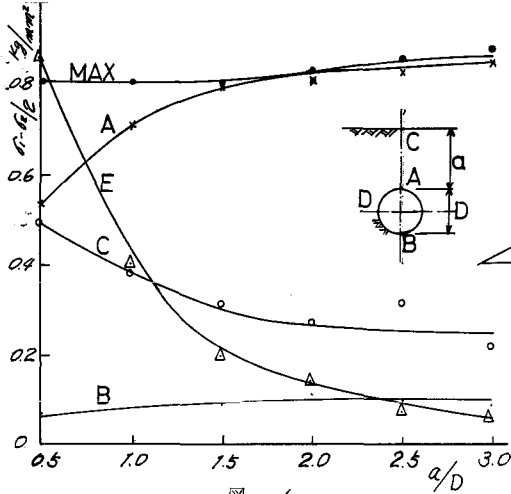


図-6

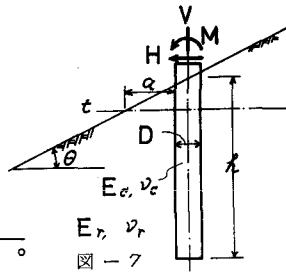


図-7

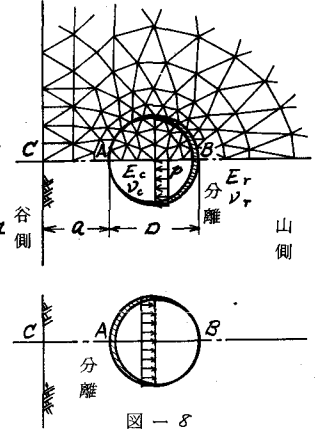


図-8

解析をすることにより、荷重と基礎周辺のA点あるいはB点の変位との関係を求めて、その断面での地山のバネ常数を決定する。次に深礎をこれらのバネ常数をもつ弾性基礎上の梁(図-9(b)参照)と考へて、外荷重、M、Hを作用させて、深礎の変形量に対する地盤内の応力状態を元の二次元解析結果から算出する。この場合、 K_u は荷重が谷側にかかるときのバネ常数であり、 K_u' は山側に荷重がかかるときのもので、いずれも荷重方向と反対側では深礎と地山とはばねられているものとして計算している。(図-8参照)荷重H及びMに対して計算する場合、まず K_u 、 K_u' が作用するものとして計算し、その結果をもとめられる深礎の変形状態より伸びる側のバネをばねとして再び計算し直すことにより、深礎と地山との分離を考へている。今、コンクリートと地盤の弾性係数比を E_c/E_r としポアソン比をそれぞれ $\nu_c=0.25$ 、 $\nu_r=0.3$ として、図-8に示すような要素分割で、深礎の直径に沿う等

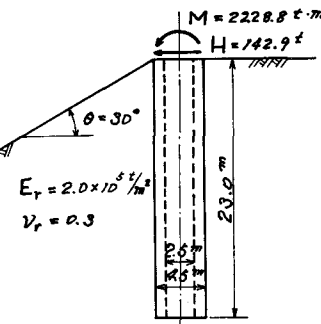


図-9 (a)

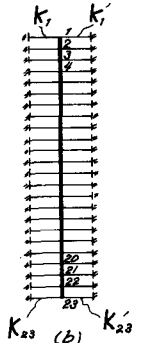


図-9 (b)

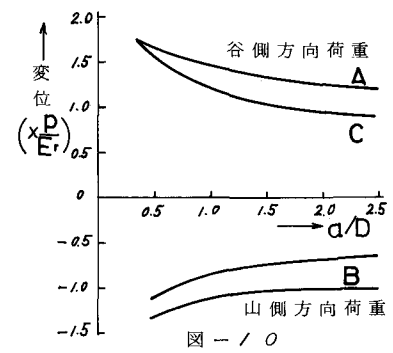
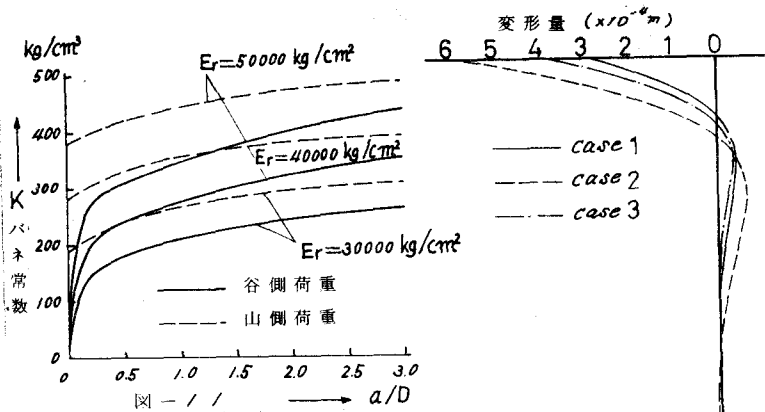


図-10

分布荷重 P を作用させた場合の解析を行った。A、B、C点の変位量と a/D の関係を示すと、図-10のようである。谷側荷重の場合、A点の変位量に対して、また山側荷重の場合には、B点の変位量に対して地山のバネ常数 $K = P/\delta_i$ ($i=A, B, C$)を求めると、その値は a/D



に対して図-11のように変化する。

このようにして求めた地山のバネ常数を用い図-9に示すような寸法および荷重の深礎 b のように弾性支持された杭として一次元有限要素法で解いた結果の内、深礎の変形状態を示すと、図-12

図-12

のようである。ここで、Case 1. は谷側と山側のバネを用いたとき、Case 2. は谷側のバネのみを用いた場合、Case 3. は繰り返し計算により、変形状態に対応した節点荷重をもとの二次元解析結果に再び用いると、地山内の応力状態を求めることができる。その詳細及光弾性実験との比較は発表会当日報告する。