

III-12

遠心力载荷装置を用いた段切り基礎の支持力実験（第2報）

日 特 建 設 ○中山 守人
 中 央 大 学 藤井 齊昭
 日 本 道 路 公 団 前田 良刀

1. はじめに

近年、高速道路を中心とした道路整備事業が山岳部に展開されるようになり、斜面上に基礎を設けざるを得ないようなケースが増加している。またその際に掘削土量の低減等を目的として、いわゆる”段切り基礎”を施工する場合がある。しかし斜面上の基礎はもとより、段切り基礎のような形状を持った階段基礎については、支持地盤への応力伝達が極めて複雑であるため、その支持力機構は十分に解明されていない。この報告は昨年度報告した本研究の続報であり、前記の基礎実験に関するものであるが、基礎の形状については昨年度と比較して、より単純化したものについて行い、段切り基礎の定性的な破壊形態を捉えることを主眼に置いた。実験は昨年度に引き続き遠心力载荷装置を用いて行った。

2. モデル実験

モデル地盤の斜面角度は 30° および 45° で基礎幅 3m を想定し、1/60の縮尺モデルを遠心力载荷装置用の試料容器に作成した。試料は豊浦標準砂を含水比 4% に調整したものである。モデル作成に当たっては一定量の砂を試料容器内に均して、バイブレーターにより一定時間締固めを行った後、締固め層厚が10mm（フーチング底面より 3cmの範囲については 5mm）間隔となるように締固め直後の砂表面を削り取り、ここに载荷前後の地盤内変位を決定するためのX線写真用鉛マーカーを水平間隔 5mmで置いた。この後所定の高さまで上記作業を繰り返し、砂詰め後、整形器具を用いて斜面の切り出しを行った。今回の実験に用いた基礎形状は以下の3つのタイプで形状は昨年度に比してシンプルなものである。図-1にその概略を示す。なお基礎底面は何れも十分粗なものとした。

Type-A：底面がフラットなもの

Type-I：フーチング接地面の段切り部をその平均勾配で均したもので、フーチング下面がモデル地盤と直線で接する。接地面傾斜角度は斜面勾配の1/2である（ $\xi = 0.5\beta$ ）。

Type-II：フーチング接地面最下部に水平部分を設け、残りの接地面については直線的に勾配をつけたもの。ここで接地面傾斜角度は斜面勾配と等しいものとした（ $\xi = \beta$ ）。また接地面最下部の幅 nB = 20mm（ $n=0.4$ ）で一定である。

モデルフーチングへの载荷実験は 60Gの一定遠心力場において行い、鉛直方向加重をフーチング中央に加えた。载荷は変位制御方式で 2~3 サイクルの繰り返し载荷とした。また100kgf~200kgfの荷重増分毎に1分間変位を保持し、応力減衰、弾性戻り量等を確認した。計測は荷重、沈下量その他、载荷前後においてモデルのX線撮影を行い、埋設した鉛マーカーの移動より地盤内の変形状の把握に努めた。载荷ジャッキとフーチングの連結方式は球座及び剛結の両方式である。

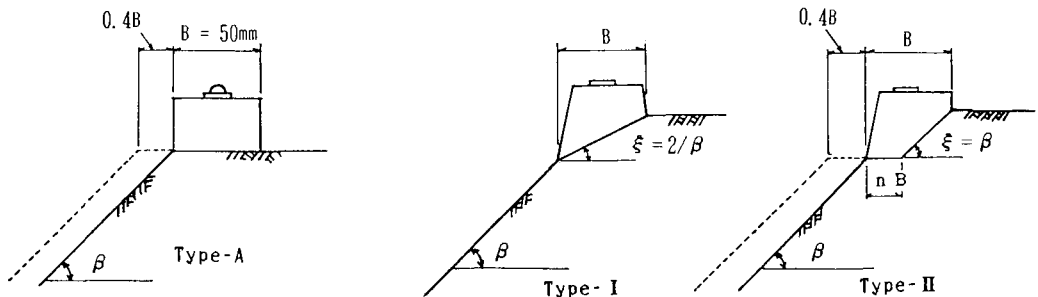


図-1 モデル基礎形状

3. 実験結果

各载荷試験については鉛マーカーの変位より求めたモデル斜面地盤内の変位ベクトル図を作成した。図-2にその一例を示す。図中にはこれらのベクトルから推定される破壊すべり線を破線で、またX線写真に写し出されたすべり線を実線で示した。ここで基礎底面の三角形は基礎への鉛直载荷に伴い形成される剛性くさび（载荷前後のフーチングの移動に比較して相対的に変位に生じていない箇所）で鉛直下向きに移動している。図-3～図-6は上記変位ベクトル図より得られた各基礎タイプ別の破壊モードを示したものである。図-3、図-4は斜面角 $\beta = 45^\circ$ 、基礎はType-Aのもので、特に図-4は基礎前面に0.4Bの余裕幅を設けたものである。両図を比較すると、図-3でくさびの端部は斜面側で基礎端より内側に入り込み、斜面肩での側方拘束が十分でないことがうかがわれる。また剛性くさびの形より明らかなように、これは偏心荷重を受けた場合の破壊に類似している。これに対して図-4では剛性くさびの両端は基礎の端部に一致し、大きい塑性域が得られた。これらより前面余裕幅は受働域への単なる上载荷重効果にとどまらず、剛性くさびの拡大に寄与していることが推察される。また剛性くさびにつながる過渡域および受働域であるが、注目すべき点は、すべり線と変位ベクトルのなす方向が、この砂の内部摩擦角 ϕ （ $\approx 40^\circ$ ）よりはるかに小さい 15° 前後で、これはむしろ砂粒子間の固体摩擦角 ϕ_μ に近いものである。すなわちすべり線の大きさはこの ϕ_μ によって決まり、対数らせん線と直線で結んだものが図に示したすべり線である。一方、くさびの頂角はいずれも $\theta = 75^\circ \sim 80^\circ$ と実測されたが、この値もまた $\pi/2 - \phi_\mu$ に近いものである。図-5はType-Iの基礎におけるすべり線場を表したもので、傾斜した基礎底面を底辺とする二等辺三角形に近い形の剛性くさびが得られた。このときのすべり線形状は円弧に近く、特に基礎底面近くでは変位ベクトルの方向がすべり線にほぼ平行である。なお受働域の近くでは変位ベクトルはすべり線よりおよそ ϕ_μ だけ傾く。図-6はType-IIの基礎におけるすべり線場を表したものであるが、このType-IIの破壊機構はType-Aの破壊とType-Iの破壊の両者の混在することが知れた。すなわち基礎の貫入にともない、基礎の平坦部でType-Aの破壊形態が先行し、引き続いて基礎の両端A、Bを結んだ直線を仮想底面とするType-Iの破壊形態となる。なおフーチング基礎の载荷点の結合条件（剛結および球座）による明確な差は得られなかった。

4. 結論

本実験で得られた結論を以下に要約する。(1) すべり線と土塊の運動方向はほぼこの砂の固体間摩擦 ϕ_μ に近い。(2) すべり線の大きさは砂の内部摩擦角 ϕ によるよりも、この ϕ_μ によって決まる。(3) 段切り基礎では最下段部による地盤内の強度発動が先行する。(4) Type-II基礎の破壊はType-AとType-I基礎による破壊を合成したもので表せる。

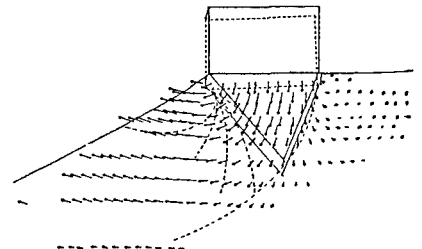


図-2 地盤内変位ベクトル図

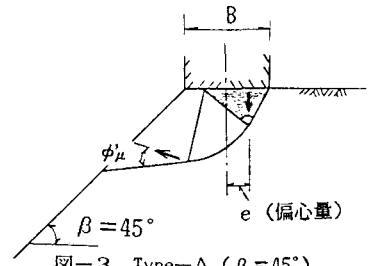


図-3 Type-A ($\beta = 45^\circ$)

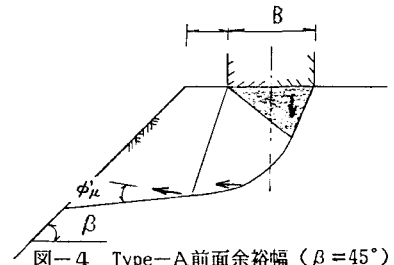


図-4 Type-A 前面余裕幅 ($\beta = 45^\circ$)

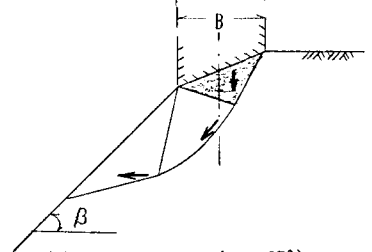


図-5 Type-I ($\beta = 45^\circ$)

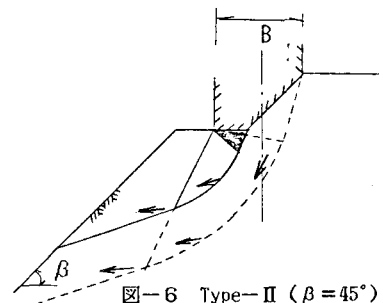


図-6 Type-II ($\beta = 45^\circ$)