

砂地盤上の剛で底が十分に粗である帯基礎の支持力係数 N_f と砂の内部摩擦角 ϕ の関係について論ずる。きわめて古典的な問題であるが、木村ら^{1), 2)}・小田ら³⁾が指摘しているように、砂の変形・強度特性を十分に取り入れた支持力理論は十分に確立していない。古典的理論では砂を等方な剛塑性体と仮定しているが、“これは単純化しすぎ”という仮定である、”というのが、最近の考え方ようである。

図-2 は、一様でせん断強度は $\tau = \sigma \tan \phi$ (ϕ -定) であらめされ、強度の異方性がない剛塑性物質上の剛で底が十分に粗であり無限の長さを持つ基礎の N_f と ϕ の理論解である。周知のように、この場合、この物質内の

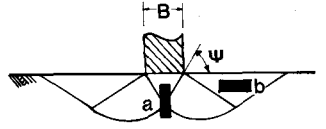


図-1

の全ての点で①応力のつりあい条件②ひずみと変位の適合条件、③物質の破壊条件(で $\sigma \leq \tau \tan \phi$)、④物質の流れ則(この場合、ダウリング角 $\nu = \arcsin(-\frac{\epsilon_1 + \epsilon_2}{\epsilon_1 - \epsilon_2})$ と ϕ の関係)を全て満足し、かつ物質境界での⑤応力条件(フーチング底面でのまさり角 δ の値と分布形)、⑥変位の条件を満足する解を求めるのは単純ではない。従って、通常条件をゆるめた解法が用いられてきた。すなわち(1)極限つりあい法(Terzaghi, Meyerhof など)、(2)①、③、⑤を満たす「下界値」的手法(Sokolovskii, Graham and Stuart, 木村ら^{1), 2)}・小田ら³⁾など)、(3)④で $\nu = \phi$ を仮定し、②、⑥を満たす「上界値」的手法(Chen⁴⁾)、である(図-2)。図中のX印はLundgren and Mortensenの方法で金剛砂が求めたものである。これらの解の間で同一の ϕ の値に対して N_f が2倍も差があるのは、主に、(1)、(3)の解法での坐(図-1)の値のとり方、(2)の解法でフーチング底面のまさり角 δ の値とその分布の仮定が研究者により異なり、こゝからである。坐と δ の値は、古典的手法では解析的に求められない。

図-2 に示す理論解の検証は $L/B=6$ の支持力実験による N_f と、直接せん断もしくは三軸試験による ϕ を用いて行われていた時期があった。Ko and Davidson⁷⁾ は理論に対応した実験がないと理論の真の検証はできないと考え、ガラス板を用いた幅10cmの砂箱で $B=7.6$ 、15cmの帯基礎模型を用いた平面ひずみ条件の下での実験による N_f と、図-1のaの要素に対応した平面ひずみ圧縮試験(PSC-V, $\sigma_3 = 0.83 \text{ kgf/cm}^2$)による $\phi_{\text{PSC-V}}$ の

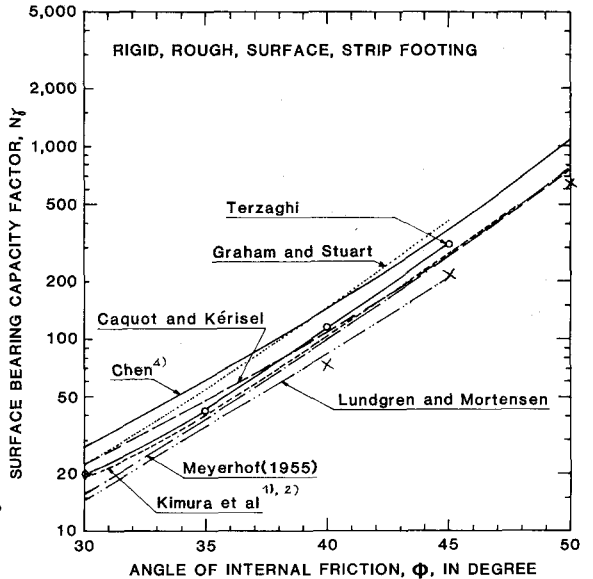


図-2 物質(地盤)内の ϕ を一定とした理論解

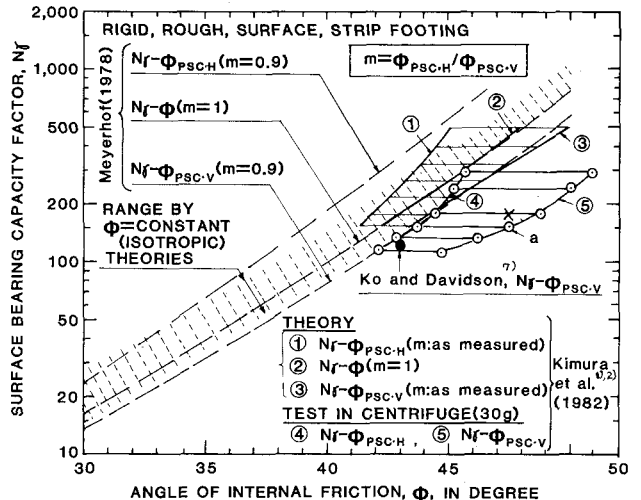


図-3 異方性地盤の理論解と実験値

関係(図-3の●印の ϕ - τ)で理論の検証をした。しかし、破壊の進行性^{1),2)}、強度の異方性^{3),4)}、 ϕ の拘束圧依存性、 N_f の測定値に及ぼす砂箱側壁面摩擦の評価をしていない点で、あまりにも片手落ちである。

強度の異方性だけを取り入れた理論解(底面が粗の場合)として Meyerhof⁸⁾と木村ら⁵⁾のものがある(図-3)。図中、 ϕ_{psc-H} は図-1の要素bに対応するものである。図-3の④、⑤の関係は、30gの下で $W=10cm$ の砂箱を用いて $B=3cm$ に対して求めた N_f とそれに対応すると思われる拘束圧で行った平面ひずみ圧縮試験での ϕ_{psc-V} と ϕ_{psc-H} の関係を示したものである(木村ら⁵⁾)。木村ら⁵⁾は理論曲線①、③と、実験による関係④、⑤の間の相違は、理論計算における破壊の進行性の無視であるとしている。図-3中のX印の ϕ - τ は α の ϕ - τ に対応する理論解³⁾で、破壊の進行性(ϕ)が同時に発揮されないことを取り入れたものである。

重力(1g)下の模型実験でも図-3に示すような関係(①、③と④、⑤の関係)が得られ、重力の下での小型模型実験でも十分な意味のある研究ができるものと思われる。図-4は、十分に側壁面摩擦を除去し、砂箱の高 W を十分に大きくし($W/B=4$)、フーチング中央1/3で荷重を測定し、Chen⁴⁾の解を用いてフーチング下量ゼロの時に對して求めた N_f と砂層初期平均間隙比 $\bar{e}_i$ の関係を示したものである。一方、図-5は、同じ豊満砂での平面ひずみ圧縮試験(△、△)と三軸圧縮試験(③、④、⑤)の結果である。△、△では圧密は $\sigma_v = 2.0 \text{ kgf/cm}^2$ 、 $\sigma_h = K_0 \cdot \sigma_v$ で行っており $\bar{e}$ はせん断開始時の値である。 ϕ に対して α プレンカの補正をしていない。④、⑤は $\sigma_3 = 0.5 \text{ kgf/cm}^2$ で行った同一の試験の結果、③は $\sigma_3 = 0.0 \sim 0.1 \text{ kgf/cm}^2$ の時の $\phi \sim \bar{e}$ 関係である。③、⑤では α プレンカの補正はしてあり、 $\bar{e}$ は $\sigma_3 = 0.02 \text{ kgf/cm}^2$ の時の値で、④の $\bar{e}$ は圧密後の値である。③、④、⑤の違いを見ても分かるように、図-5の△、△の関係と図-4の関係結びつけるためには、△、△の ϕ と $\bar{e}$ の値に対する各種の補正が必要であるが、△、△の関係は近似のものとして十分用いる。図-4の関係と図-5の関係から求めたのが図-6の①~⑤の関係である。①、③の関係は図-3の⑤、④の関係と似ており、1gの下での小型模型実験においても、強度の異方性、破壊の進行性は大きな影響要因であると言えようである。

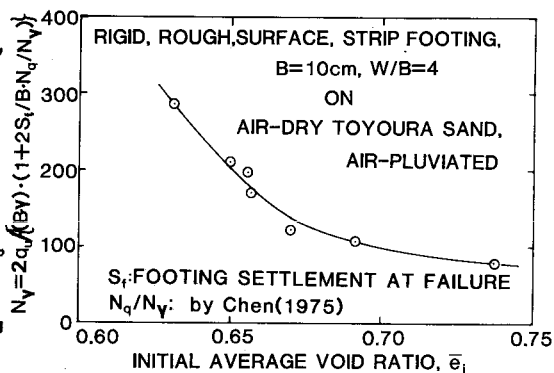


図-4 実測による $N_f \sim \bar{e}_i$ 関係(重力下, 1g)

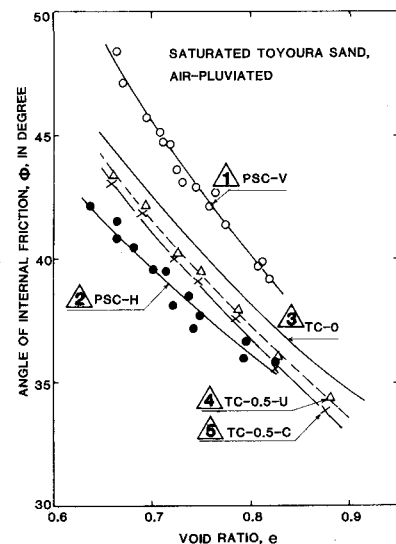


図-5 要素試験による $\phi \sim \bar{e}$

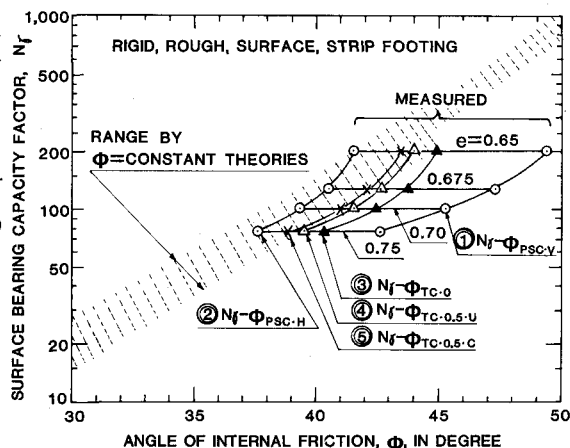


図-6 図-4, 5の結果から求めた $N_f \sim \phi$ 関係

(参考文献) 1) 木村直・藤井育昭・斎藤邦夫・田中浩(1982), 土木学会論文集, 319号, 97-104頁。2) 木村直・斎藤邦夫・田中浩・岡田伸(1982), 土木学会論文集, 第319号, 105-113頁。3) Oda, M. and Kaishikawa, I. (1979), Soils and Foundations, Vol. 19, No. 1, pp. 93-95. 4) Chen, W. F. (1975), "Limit Analysis and Soil Plasticity." 5) 金藤 5(1983) 第18回土質工学会, 1209-1212頁。6) 生原 修・龍岡文夫(1984), "砂の模型支持力実験における側壁面条件の影響," 第19回土質工学会(AGU)。7) Ko, H.-Y. and Davidson, L. W. (1977), Jour. SMF, ASCE, Vol. 99, No. SM1, pp. 1-23. 8) Meyerhof, G. G. (1978), Can. Geotechnical Jour. Vol. 15, pp. 572-595. 9) 龍岡文夫・熊島伸二・生原修(1984), "砂圧下における砂の三軸試験: 模型支持力実験," 土木基礎, 32-2, 52-63頁。