剛塑性有限要素法を用いた根入れ基礎の支持力解析

BEARING CAPACITY ANALYSIS OF EMBEDDED FOUNDATION BY RIGID PLASTIC FINITE ELEMENT METHOD

金田一広 — * 1 谷川友浩 — * 2
濱田純次 — * 1 大塚 悟 — * 3
青木雅路 — * 4

Kazuhiro KANEDA — * 1 Tomohiro TANIKAWA — * 2
Junji HAMADA — * 1 Satoru OHTSUKA — * 3
Masamichi AOKI — * 4

キーワード：
根入れ基礎, 極限支持力, 剛塑性有限要素法

Keywords:
Embedded foundation, Ultimate bearing capacity, Rigid plastic finite element method

The ultimate bearing capacity formula of embedded foundation is specified in the guideline published by the Architectural Institute of Japan for design of building foundation. The rigid plastic finite element method was developed by Tamura and Ohtsuka to estimate the ultimate bearing capacity of footing. The characteristic of this method is to employ few strength parameters. It does not use the Poisson's ratio and the elastic modulus since it directly deals with the limit state by disregarding the elastic deformation of building and ground. The strength parameters as cohesion, c and internal friction angle, ϕ are only employed. By performing a series of rigid plastic finite element analyses, the comparison of ultimate bearing capacity of embedded foundation was conducted between the formula of the Architectural Institute of Japan and the simulation results. On the dispersion failure mode of ground, the bearing capacity of penetration foundation was made clear by the width and the penetration length of foundation and the strength ratio of first and second layers of two layered ground.

1. はじめに

地盤の支持力^{1),2),3)}を算定するためには, 例えば建築学会建築基礎構造設計指針⁴⁾(以下設計指針と略す)に直接基礎の鉛直支持力の算定式が示されている。しかし, これらの支持力式は実験や理論的考察に基づいて提案された半経験的なものであり, 基本的に安全側の評価を与える傾向があると言われている。支持力式の精度は不明であり, 実務への適用性に関して更なる検討が必要である。特に, 根入れのある基礎の鉛直支持力は, 設計指針では根入れ部の地盤を水平地盤上の抑え荷重に置き換えて支持力算定式を適用するが, 得られる支持力がどのような精度を有するのか, また得られる破壊形態は実際現象に対してどの程度一致するのか, 明確でない問題がある。

一方で, Tamura et al.⁵⁾や Asaoka and Ohtsuka⁶⁾, 大塚ら^{7,8)}は, 剛塑性有限要素法(Rigid Plastic Finite Element Method)を地盤工学分野に適用している。剛塑性有限要素法は金属の塑性加工の分野で開発された解析手法であり, 変形解析に適用されている。地盤工学への適用は基礎の支持力や斜面安定問題への適用を念頭に, Drucker-Prager 降伏関数に関連流れ則並びに非関連流れ則を適用する剛塑性構成式を開発した。この構成式は極限状態を直接モデル化するため, 土構造物の安定性評価や地盤の支持力評価に適用される。変形解析では地盤材料の構成式が応力～ひずみ関係または応力増分～ひずみ増分関係で記述されるのに対して, 剛塑性構成式は応

力～ひずみ増分(速度)関係で記述される特徴がある。剛塑性有限要素法は剛塑性構成式を用いることにより, 極限状態に至る変形を無視して地盤の破壊時のつり合いから直接極限支持力を求める手法である。そのため, 解析定数は変形解析に必要な地盤の剛性やポアソン比等のパラメータが不要で, 地盤の強度定数(粘着力 c やせん断抵抗角 ϕ)のみと解析に必要なパラメータが少ない特長がある。

また構成関係, 支配方程式は3次元応力下で定義されるため, 平面ひずみ条件のみならず3次元問題への適用も容易である。著者らは現在までに, 直接基礎を対象に剛塑性有限要素法と設計指針の支持力式との比較を実施して, 両者の支持力が高い精度で整合することを明らかにしている^{9),10)}。設計指針の支持力式は半経験式であるものの, 有限要素法による数値解析と高い整合性を示しており, その有用性が示された。本研究では境界値問題がやや複雑な根入れを有する基礎の極限支持力について, 剛塑性有限要素法を用いた設計指針の適用性に関する検討を行う。更に, いわゆる「分散破壊」¹⁾と言われる破壊形態の生じる2層系地盤について極限支持力解析を行う。地盤上部に砂層, 下部に粘土層のある2層系地盤に対して, 設計指針は砂層の応力伝搬に基づく粘土層の破壊を仮定する分散破壊の支持力計算を実施するが, その妥当性は明らかでない。2層系地盤の極限支持力および破壊形態の検討を実施する。

2. 根入れ基礎の極限支持力解析

^{*1} ㈱竹中工務店技術研究所 主任研究員・博士(工学)
(〒270-1395 千葉県印西市大塚1-5-1)

^{*2} ㈱竹中工務店技術研究所 研究員・修士(工学)

^{*3} 長岡技術科学大学環境・建設系 教授・工博

^{*4} ㈱竹中工務店技術研究所 マネージャー・修士(工学)

^{*1} Chief Researcher, Takenaka Corporation, Dr. Eng.

^{*2} Researcher, Takenaka Corporation, Ms. Eng.

^{*3} Prof., Dept. of Civil and Environmental Engineering, Nagaoka Univ. of Technology, Dr. Eng.

^{*4} Manager, Takenaka Corporation, Ms. Eng.

2.1 解析条件

本稿では剛塑性有限要素法の詳細は省略する。支配方程式等は参考文献⁹⁾を参照されたい。図1に解析メッシュを示す。平面ひずみで左右対称条件を仮定する。

幅12m、深さ6mの地盤に基礎幅0.5mの根入れ基礎(全断面で1.0m)を設置し、根入れ長は1.4m(Model1)、1.0m(Model2)、0.4m(Model3)とした。荷重は基礎の上部に作用する。本研究では設計指針との比較を目的に、大型支持力模型試験を念頭に解析条件を定めている。地盤の材料定数を表1に示す。粘性土地盤(c材)と砂質地盤(ϕ 材)を設定した。剛塑性有限要素法では応力とひずみ速度の関係式を構築するが、Drucker-Pragerの降伏関数のように直線部分があると、応力はひずみ速度に対して一意に定められる成分(決定応力)と定められない成分(非決定応力)が存在する。剛塑性構成式ではひずみ速度に関するダイレイタンス条件を制約条件に用いてつり合い式を解くことにより、双対性を利用して非決定応力を定めている。粘着力が小さい場合には決定応力成分が小さくなるために、砂質土のように材料定数による支持力の非線形が著しい場合に計算が不安定になる問題の生じることから、計算を安定化するために砂質土に対して小さくても粘着力を設定することが望ましい。ここでは粘着力を $c=1\text{kPa}$ として解析を実施した。なお ϕ は $\phi=20, 30, 40(^{\circ})$ の3ケースを検討した。なお、根入れ基礎は剛として $c=100\text{MPa}$ 、 $\phi=0^{\circ}$ に設定した。

図1 解析メッシュ

表1 材料定数

c(kPa)	ϕ (度)
1	20,30,40

2.2 解析結果

設計指針は下記の支持力算定式を規定している。ここでは、基礎の根入れ長を変化させるmodel1から3の事例に対して、次式に示す設計指針の支持力と数値解析結果を比較する。

$$q_u = i_c \alpha c N_c + i_\gamma \beta \gamma_1 B \eta N_\gamma + i_q \gamma_2 D_f N_q \dots\dots\dots (1)$$

ここで、 $\eta = (B/B_0)^{-1/3}$ 、 $i_c = i_q = (1 - \theta/90)^2$ 、 $i_\gamma = (1 - \theta/\phi)^2$ である。

また B 、 B_0 の単位はmで、 $B_0=1\text{m}$ とし、 γ_1 は支持地盤の単位体積重量(kN/m^3)、 γ_2 は根入れ部分の土の単位体積重量(kN/m^3)、 D_f は根入れ深さ(m)である。 $B=1\text{m}$ としたのは、基礎幅の影響 η の影響を考えないためである。ここでは単位体積重量には 18kN/m^3 を用いた。地下水の考慮も可能であるが、簡略化のために地下水の影響は考慮し

ないこととする。

表2に支持力式と解析結果の比較を示すが、解析結果はどのケースも設計指針の値より大きい結果が得られた。比較のために、根入れのない直接基礎の支持力計算結果を設計指針の値とともに表3に示す。剛塑性有限要素法は上界定理に基づくため正解より高い解を与える可能性があるが、その差は高々10%程度⁹⁾であることから、この支持力の差は数値解析の誤差以外の要因の検討が必要である。図2にはModel1で $\phi=30^{\circ}$ の破壊時ひずみ速度のノルム(ひずみ速度の大きさ)を分布図に示す。図では基礎先端から地表面に向かってせん断面が発生し、地表面まで達することが確認される。一方、設計指針は基礎の根入れを相当する抑え荷重に換算して根入れ効果を考慮するために、図2に見られるような根入れ部の地盤のせん断強度は考慮されていない。そこで、設計指針との比較を行うために、剛塑性有限解析において基礎の根入れまでの表層地盤の強度を小さくする解析を実施する。具体的には、Model1では根入れ部の土(地表面から1.4m部分)を所定の c 、 ϕ から $c=0.1\text{kPa}$ 、 $\phi=0^{\circ}$ の地盤定数に置き換えて鉛直支持力を調べる検討を行う。これは根入れ部分のせん断強度を極力小さくして、設計指針と同様の解析条件を設定するものである。表4に解析結果、図3に解析値/設計指針の値と内部摩擦角の関係を示している。 $c=0.1\text{kPa}$ にすることで解析値/設計指針の値が表2に比べて1に近づくことから、設計指針は根入れ部分のせん断強度を考慮していないことが分かる。図4に根入れ部分の地盤せん断強度を考慮した場合の解析結果を解析値/設計指針と内部摩擦角を用いて整理した。根入れ長の小さくなるModel3の事例では内部摩擦角が大きくなると、解析値/設計指針が小さくなる傾向があるが、おおむね根入れ基礎の支持力は設計指針の値より1.3~1.5倍程度大きい結果を示している。この結果は基礎の根入れ部分における地盤のせん断強度を考慮すると、設計指針の支持力に対して1.3~1.5倍程度の支持力増加を期待できることを示している。

表2 設計指針の値と解析結果(根入れのある場合)

		設計指針	解析値	解析値/設計指針
Model 1	$c=1, \phi=20$	202.2	299.1	1.48
	$c=1, \phi=30$	635.1	978.9	1.54
	$c=1, \phi=40$	2536.4	4092.0	1.61
	$c=10, \phi=0$	76.2	105.7	1.39
Model 2	$c=1, \phi=20$	156.1	223.4	1.43
	$c=1, \phi=30$	502.6	739.7	1.47
	$c=1, \phi=40$	2074.2	3110.2	1.50
	$c=10, \phi=0$	69.0	93.7	1.36
Model 3	$c=1, \phi=20$	87.0	122.8	1.41
	$c=1, \phi=30$	303.9	418.1	1.38
	$c=1, \phi=40$	1380.8	1837.9	1.33
	$c=10, \phi=0$	58.2	73.9	1.27

表3 設計指針の値と解析結果の比較(根入れのない場合)

	設計指針	解析値	解析値/設計指針
$c=1, \phi=20$	40.9	49.2	1.2
$c=1, \phi=30$	171.4	176.9	1.0
$c=1, \phi=40$	918.6	1012.2	1.1
$c=10, \phi=0$	51.0	52.4	1.0

図2 破壊時のひずみ速度分布

表4 設計指針の値と解析結果（根入れの地盤モデルが等しい場合）

	設計指針	解析値	解析値/設計指針
c=0.1,φ=20	202.2	214.8	1.06
c=0.1,φ=30	635.1	728.8	1.15
c=0.1,φ=40	2536.4	3006.3	1.19

図3 支持力の差違と内部摩擦角の関係

図4 支持力の差違と根入れ長の関係

3. 2層系地盤の極限支持力解析

2層系地盤で上部に砂質土、下部に粘性土地盤がある場合に、根入れ基礎の破壊形態は分散破壊¹⁾を示すことが知られている。ここでは2層系地盤における基礎の破壊モードと極限支持力について、次式に示す支持力算定式について考察する。

3.1 分散破壊¹⁾の取り扱い

図5に対象とする2層系地盤を示す。厚さ H_s の砂層が粘性土層上にある場合に、砂層中に根入れ D にて基礎を設けると基礎幅 B が H_s-D に比べて小さい場合は砂層中にせん断破壊が生じる。しかし、根入れ D が大きい場合や、 B が大きいとせん断破壊域が砂質土層から粘性土層に達して、粘性土地盤のせん断抵抗力が基礎の極限支持力に関係する。このように、載荷重が砂層を伝搬して粘性土層に分布して載荷して粘性土層がせん断破壊する現象を分散破壊と称する。砂層中の荷重伝搬は慣用設計法にて分散角 α を用いて表される。2層系地盤の分散破壊の極限支持力は下記の式で表される。

$$q_{ac} = \frac{N_c B'}{F_b B} c_u + \gamma_l D + \frac{H_s p'_0 K_0}{F_b B} \tan \phi' \quad \dots \dots \dots (2)$$

$$B' = B + 2(H_s - D) \tan \alpha \quad \dots \dots \dots (3)$$

ここに、 K_0 は静止土圧係数、 $p'_0 = \gamma_l h_w + \gamma'(H_s - h_w)$ は砂底面における有効土被り圧、 F_b は安全率である。なお、以下では全応力解析を実施する。

図5 分散破壊（二層地盤（砂・粘土）の支持力）

3.2 2層系地盤における根入れの影響についての基礎的検討

2層系地盤における根入れの影響を基礎幅や砂層の層厚との関係より、分散破壊および砂層破壊に着目して検討する。

図6に解析メッシュ、表5に材料定数を示す。ここでは地表面から深さ2mまでを上部砂層、2mから6mまでの下部粘土層と設定した。上部砂層では ϕ を、下部粘土層では c を変化させた。

図6 解析メッシュ

表5 材料定数

	c(kPa)	ϕ (度)
上部砂層	1	20,30,40
下部粘土層	20,50,100	0

3.2.1 Model1 2層地盤の境界層が浅い場合((Hs-D)/B=0.6)

表6に分散破壊、砂層破壊に対する設計指針および剛塑性有限要素法による極限支持力、設計指針からの乖離率を示す。分散角 α は設計指針に従って 26.6° (1:2)とし、 $K_0=0.5$, $\gamma_t=18\text{kN/m}^3$ とした。ここではすべてのケースで分散破壊や砂層破壊の値が示されている。これは、実際の破壊形状は考えず、単にそれぞれ分散破壊は式(2)、砂層破壊は式(1)で算出した値である。

上部砂層の摩擦角が $\phi=20^\circ$ の事例に着目すると、下部粘土層の強度を変化させると剛塑性有限要素法による支持力が変化する。粘土層の強度が低い場合には分散破壊が生じるが、粘土層の強度が大きくなると砂層内での破壊が生じる。砂層内での破壊では粘土層の強度が支持力に影響しないため、 $c=100, 150\text{kPa}$ の支持力が一致する結果は砂層破壊の生じることを示している。一方、 $c=20, 50\text{kPa}$ の場合は砂層破壊の支持力を下回るため、分散破壊と判断できる。図7に粘土層の強度が $c=20, 150\text{kPa}$ の破壊時ひずみ速度分布を示すが、粘土層が低強度の場合には下部に破壊が及ぶのに対して強度が大きい場合には地質境界で明確なすべり破壊を生じている。

表6 2層系地盤の極限支持力(Model1)

上部砂層 $\phi(^{\circ})$	下部粘土層 $c(\text{kPa})$	分散角 $\alpha(^{\circ})$	解析値	分散破壊	解析値/分散破壊	砂層破壊	解析値/砂層破壊
20	20	26.6	186.0	201.6	0.9	187.4	1.0
	50	26.6	312.6	446.5	0.7	187.4	1.7
	100	26.6	417.0	854.8	0.5	187.4	2.2
	150	26.6	417.0	1263.0	0.3	187.4	2.2
30	20	26.6	281.3	209.3	1.3	605.0	0.5
	45	26.6	281.3	270.4	1.0	605.0	0.5
	50	26.6	482.2	454.2	1.1	605.0	0.8
	100	26.6	753.6	862.5	0.9	605.0	1.2
	14	26.6	753.6	708.6	1.1	605.0	1.2
	150	26.6	972.3	1270.7	0.8	605.0	1.6
40	14	26.6	972.3	1039.9	0.9	605.0	1.6
	20	26.6	408.3	218.7	1.9	2461.1	0.2
	45	26.6	408.3	279.8	1.5	2461.1	0.2
	26.6	26.6	699.3	463.6	1.5	2461.1	0.3
	45	26.6	699.3	616.4	1.1	2461.1	0.3
	100	26.6	1100.0	871.9	1.3	2461.1	0.4
	150	26.6	1454.4	1280.1	1.1	2461.1	0.6

上部砂層の摩擦角が $\phi=30^\circ, 40^\circ$ の場合に剛塑性有限要素法による支持力は粘土層の強度を大きくしても頭打ちになる支持力が確認されないことから多くは分散破壊を生じている。そこで式(2)の支持力式の検討を目的に、砂層内の応力拡散を示す分散角 α を 45° (1:1), 26.6° (1:2), 14° (1:3)に設定して剛塑性有限要素法による解との比較を行う。粘土層の強度が小さい場合には分散角を大きくすることにより、逆に粘土層の強度が大きい場合には分散角を小さくすることにより、剛塑性有限要素法の支持力に近づく結果となった。

図8, 9に下部粘土層の強度が $c=20, 150\text{kPa}$ の破壊時ひずみ速度分布を示す。図では粘土層の強度が $c=20\text{kPa}$ の場合に下部粘土層までせん断破壊しており、分散破壊を生じることが分かる。一方、粘土層の強度が大きくなると全般に破壊領域が縮小するが、図7の $\phi=20^\circ$ と比較すると破壊領域は大きく、分散破壊が生じることが確認される。しかし、上部砂層の破壊領域が縮小するために分散角が小さくなる事が分かる。このように分散角は下部粘土層の強度により変化すると考えられ、設計指針で推奨される数値を用いると上部砂層の強度と下部粘土層の強度の相関により精度にばらつきが生じることが明らかとなった。この傾向は、2層地盤の境界層が比較的浅い場合に問題が顕在化する可能性があると思われる。なお、こ

で破壊領域というのはせん断ひずみが卓越する領域であるが、分散破壊を生じる場合は下部粘土層までせん断ひずみが卓越するすべり線が発生することを意味している。

(a) $\phi=20^\circ$, $c=20\text{kPa}$ (b) $\phi=20^\circ$, $c=150\text{kPa}$

図7 破壊時ひずみ速度分布 (Model1)

(a) $\phi=30^\circ$, $c=20\text{kPa}$ (b) $\phi=30^\circ$, $c=150\text{kPa}$

図8 破壊時ひずみ速度分布 (Model1)

(a) $\phi=40^\circ$, $c=20\text{kPa}$ (b) $\phi=40^\circ$, $c=150\text{kPa}$

図9 破壊時ひずみ速度分布 (Model1)

3.2.2 Model2 2層地盤の境界層が中間の場合((Hs-D)/B=1.0)

基礎の根入れ長が $(Hs-D)/B=1.0$ の場合について、表6と同様な調査を実施した。得られた結果を表7に示すが、上部砂層の摩擦角が $\phi=20^\circ$ の場合は下部の粘土層の強度が $c=50\text{kPa}$ 以上になると砂層破壊を生じる。Model1と比較すると、砂層破壊と分散破壊の破壊形態の変化を生じる粘土層の強度に関する閾値が 100kPa から 50kPa に変化している。これは根入れが浅くなると砂層内でせん断破壊しやすいことを反映しており、下部の粘土層の強度がより低下しないと分散破壊が起きにくいことを示す。一方、砂層の内部摩擦角が大きくなると粘土層の強度増加に対して支持力の明確な頭打ちは確認できないために多くの事例で分散破壊が生じると考えられる。

図10に上部砂層の摩擦角 $\phi=20^\circ$ 、下部粘土層の強度 $c=20, 150\text{kPa}$ の破壊時ひずみ速度分布を示すが、 $c=20\text{kPa}$ では下部の粘土層までせん断破壊するが、 150kPa では上部砂層のみがせん断破壊する。破壊領域は $c=20\text{kPa}$ の方が $c=150\text{kPa}$ より広範囲にわたるが、支持力は小さい結果となった。

図11, 12に砂層の摩擦角 $\phi=30, 40^\circ$ 、下部の粘土層の強度 $c=20, 150\text{kPa}$ の破壊時ひずみ速度分布を示す。図ではいずれも粘土層の強度が $c=20\text{kPa}$ の場合に下部の粘土層までせん断破壊しており、分散破壊を生じる。 $c=150\text{kPa}$ の場合は明確でないが、粘土層の破壊を伴う破壊形態が観察される。粘土層の強度が大きいと破壊領域が制限されて縮小するので、破壊形態から考えられる分散角は小さくなる傾向がある。一方、摩擦角が大きくなると、破壊領域の拡大に

伴って分散角は大きくなる傾向が見られる。この傾向は2層地盤の境界層が浅い場合と同様である。

表7では分散角 α の値を 45° (1:1), 26.6° (1:2), 14° (1:3), 11.3° (1:5)に変化させて、設計式より支持力を算出している。剛塑性有限要素法による支持力との比較から分散角の修正を考えると、 $\phi=30^\circ$ の場合に粘性土層の強度が小さい場合には分散角を大きく、強度が大きい場合には小さく設定すると近似解が得られやすい結果となった。一方、 $\phi=40^\circ$ の場合には $\phi=30^\circ$ に比較して大きな分散角を設定する必要があることが明らかとなった。この傾向は図11, 12の破壊形態による考察と一致する。基礎の根入れ長の影響は、2層地盤の境界層が浅いほど地盤の破壊領域が拡大することから、より大きな分散角を用いる必要があることが分かった。

表7 2層系地盤の極限支持力(Model12)

上部砂層 $\phi(^{\circ})$	下部粘土層 c(kPa)	分散角 $\alpha(^{\circ})$	解析値	分散破壊	解析値/分散破壊	砂層破壊	解析値/砂層破壊
20	20	26.6	177.1	237.0	0.7	141.3	1.3
	50	26.6	225.9	541.5	0.4	141.3	1.6
	100	26.6	225.8	1051.9	0.2	141.3	1.6
	150	26.6	225.8	1562.3	0.1	141.3	1.6
30	20	26.6	280.4	242.9	1.2	472.5	0.6
	50	26.6	470.6	549.2	0.9	472.5	1.0
	100	14	470.6	420.9	1.1	472.5	1.0
	150	26.6	675.9	1059.6	0.6	472.5	1.4
	150	11.3	675.9	752.6	0.9	472.5	1.4
	150	26.6	817.5	1570.0	0.5	472.5	1.7
40	20	11.3	817.5	1109.5	0.7	472.5	1.7
	50	26.6	409.0	252.4	1.6	1998.9	0.2
	100	45	409.0	354.2	1.2	1998.9	0.2
	150	26.6	698.9	558.6	1.3	1998.9	0.3
	150	26.6	1089.7	1069.0	1.0	1998.9	0.5
	150	26.6	1436.7	1592.8	0.9	1998.9	0.7

(a) $\phi=20^\circ$, c=20kPa (b) $\phi=20^\circ$, c=150kPa

図10 破壊時ひずみ速度分布 (Model12)

(a) $\phi=30^\circ$, c=20kPa (b) $\phi=30^\circ$, c=150kPa

図11 破壊時ひずみ速度分布 (Model12)

(a) $\phi=40^\circ$, c=20kPa (b) $\phi=40^\circ$, c=150kPa

図12 破壊時ひずみ速度分布 (Model12)

3.2.3 Model13 2層地盤の境界層が深い場合 ((Hs-D)/B=1.6)

基礎の根入れ長が $(Hs-D)/B=1.6$ の場合について、検討結果を表8に示す。上部の砂層の内部摩擦角が $\phi=20^\circ$ の場合には下部の粘土層の

強度によらずに、いずれも砂層破壊である。図13に砂層の内部摩擦角が $\phi=20^\circ$ 、粘土層の強度が $c=20, 150\text{kPa}$ の破壊時ひずみ速度分布を示すが、同様の破壊形態が得られている。また表から、 $\phi=30^\circ$ の場合には粘土層の強度が $c=20\text{kPa}$ にて分散破壊が生じるが、粘土層の強度が増加すると砂層破壊に転じたこと、および $\phi=40^\circ$ の場合にいずれも分散破壊の生じたことが推測できる。図14, 15に $\phi=30, 40^\circ$ の破壊時ひずみ速度分布を示すが、推察を裏付ける破壊形態が得られている。

支持力式における分散角の検討を $\phi=40^\circ$ の場合について実施しているが、表6, 7の考察と同様の結果が得られた。基礎の根入れ長に関しては、2層地盤の境界層が浅いと分散角を大きく設定することにより、剛塑性有限要素法による支持力により近い値を推測できることが確認される。支持力式によるこの試行的考察は、剛塑性有限要素法による破壊形態(破壊時ひずみ速度分布)の比較から裏付けられる。また、2層地盤の境界層が深い場合には砂層崩壊の生じる事例が多いが、支持力は根入れ部の地盤抵抗力を考慮しないために、剛塑性有限要素法の支持力に対して過小評価する傾向が明確である。

表8 2層系地盤の極限支持力(Model13)

上部砂層 $\phi(^{\circ})$	下部粘土層 c(kPa)	分散角 $\alpha(^{\circ})$	解析値	分散破壊	解析値/分散破壊	砂層破壊	解析値/砂層破壊
20	20	26.6	122.8	285.8	0.4	72.2	1.7
	50	26.6	122.8	683.9	0.2	72.2	1.7
	100	26.6	122.8	1347.5	0.1	72.2	1.7
	150	26.6	122.8	2011.2	0.1	72.2	1.7
30	20	26.6	276.8	293.4	0.9	273.8	1.0
	50	26.6	417.9	691.6	0.6	273.8	1.5
	100	26.6	417.9	1355.2	0.3	273.8	1.5
	150	26.6	417.9	2018.9	0.2	273.8	1.5
40	20	26.6	408.1	302.9	1.3	1305.5	0.3
	50	26.6	694.8	701.0	1.0	1305.5	0.5
	100	26.6	1073.0	1364.7	0.8	1305.5	0.8
	150	11.3	1073.0	873.5	1.2	1305.5	0.8
	150	26.6	1826.9	2028.3	0.9	1305.5	1.4

(a) $\phi=20^\circ$, c=20kPa (b) $\phi=20^\circ$, c=150kPa

図13 破壊時ひずみ速度分布 (Model13)

(a) $\phi=30^\circ$, c=20kPa (b) $\phi=30^\circ$, c=150kPa

図14 破壊時ひずみ速度分布 (Model13)

(a) $\phi=40^\circ$, c=20kPa (b) $\phi=40^\circ$, c=150kPa

図15 破壊時ひずみ速度分布 (Model13)

3.2.4 まとめ

3.2.1 から 3.2.3 をまとめると以下の図 16 のように整理される。図中に示す数値は分散角 α を示している。 $\phi=20^\circ$ の場合は $(Hs-D)/B$ が大きくなると砂層破壊が支配的になる。 $\phi=30, 40^\circ$ の場合は c が大きくなるほど分散角が小さくなる傾向が示される。

(Hs-D)/B=0.6 の場合

(Hs-D)/B=1.0 の場合

(Hs-D)/B=1.6 の場合

図 16 $(Hs-D)/B$, c と ϕ の違いによる破壊形態と分散角

4. まとめ

剛塑性有限要素法を用いて根入れ基礎の支持力について下記の知見が得られた。

- (1) 設計指針では根入れは上載荷重のみ考慮しているため、根入れ部分のせん断強度が考慮されていない。剛塑性有限要素法により根入れ部分のせん断強度を考慮すると設計指針より 1.3~1.5 倍程度おおきくなると言える。
- (2) 2 層地盤(上層 ϕ 材, 下層 c 材)の根入れ基礎に関する分散破壊について

- ・ 2 層地盤の境界層が深く ($(Hs-D)/B$ が大きく) なるほど、上層の ϕ が大きくても下部粘土層の強度が大きくなれば砂層破壊が生じる傾向がある。

- ・ 分散破壊が生じる場合は、下部粘土層の強度が同じ場合上部砂層の摩擦角が小さいほど分散角が小さくなる傾向にあり、上部砂層の摩擦角が同じ場合、下粘土の強度が大きくなるほど分散角が小さくなる傾向にある。

ということが分かった。

2 層地盤の分散破壊は根入れ長, ϕ , c の値によって分散破壊か砂層破壊か、また分散破壊の場合、分散角 α の影響があることが分かる。最後に下記のことを付記する。地中内の応力は荷重の伝搬によって異なるために、1 層と 2 層の地層境界面の応力分布は基礎中心直下で大きく、中心から離れると小さくなる。また、基礎底面から地層境界までの距離が近いほど伝搬応力は大きく、離れるほど小さくなる性質がある。しかしながら、図 5 の応力伝搬モデルは簡略化されており、基礎の根入れ長や基礎幅、地層境界の位置による応力伝搬の変化を表現することは基本的にできない。したがって、表 6~8 に示すように条件に応じて分散角を変える操作が必要になるが、精度を向上できない条件も存在する。破壊形態に関して分散破壊のように 2 層に跨がる崩壊が発生するためには、1 層の砂質土内のせん断破壊よりも 2 層の粘性土がせん断破壊する事例が小さい支持力となる必要がある。第 2 層の破壊形態は有限要素解析の結果に示されるように、境界条件によって異なり、必ずしも図 5 の分散角で表現できるものではない。条件によっては破壊形態から逆算される分散角が負になる場合も想定されることを念頭に置く必要がある。設計指針の適用性についてはさらに検討が必要である。

今後はこの傾向について詳細に調べるとともに、実験結果等との比較を行っていきたいと考えている。

参考文献

- 1) 山口 柏樹 : 土質力学, pp.253-278, 技報堂 1990
- 2) Karl Terzaghi and Ralph B. Peck : Soil Mechanics in Engineering Practice, Wiley International Edition, pp. 472-569, 1967
- 3) G.G. Meyerhof : The Bearing Capacity of Foundations under Eccentric and Inclined Load, Proc. 3rd I.C.S.M.F.E, Vol.1, 1953
- 4) 建築基礎構造設計指針, 建築学会, pp.105-111, 2001
- 5) Tamura, T., Kobayashi, S. and Sumi, T. : "Limit analysis of soil structure by rigid plastic finite element method", Soils and Foundations, Vol.24, No.1, pp.34-42, 1984
- 6) Asaoka, A. and Ohtsuka, S. : "The analysis of failure of a normally consolidated clay foundation under embankment loading", Soils and Foundations, Vol.26, No.2, pp.47-59, 1986
- 7) 大塚 悟, 宮田 善郁, 池本 宏文, 岩部 司 : 剛塑性有限要素法による斜面安定解析, 地すべり, Vol.38, No.3, pp.75-83, 2001
- 8) 大塚 悟 : 弾塑性 FEM とその他の方法—斜面安定解析の数理基礎とその応用—, 地すべり, 講座, Vol.41, No.3, pp.93-96, 2004
- 9) 金田 一広, 重野 喜政, 濱田 純次, 谷川 友浩, 青木 雅路, 大塚 悟 : 剛塑性有限要素法による直接基礎の支持力解析, 日本建築学会全国大会 (東海大会), 2012
- 10) 青木 雅路, 金田 一広, 濱田 純次, 谷川 友浩, 大塚 悟 : 直接基礎の傾斜荷重と寸法効果を考慮した剛塑性有限要素解析による支持力評価, 日本建築学会全国大会 (東海大会), 2012

[2012 年 10 月 16 日原稿受理 2013 年 1 月 22 日採用決定]