

港湾空港技術研究所 資料

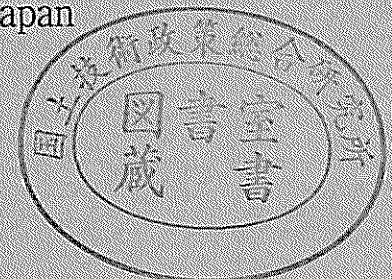
TECHNICAL NOTE
OF
THE PORT AND AIRPORT RESEARCH INSTITUTE

No.1023 June 2002

地盤解析汎用プログラム（GeoFem）による支持力解析および斜面安定解析

土田 孝
水野 健太

独立行政法人 港湾空港技術研究所
Independent Administrative Institution,
Port and Airport Research Institute, Japan



目 次

要 旨	3
1. まえがき	4
2. 浅い基礎の支持力解析	4
2.1 GeoFemによる極限支持力の算定方法	4
2.2 塑性理論による支持力係数との比較	4
2.3 砂-粘土二層地盤における極限支持力	7
3. 斜面の安定解析	11
3.1 GeoFemによる斜面安全率の算定方法	11
3.2 砂質地盤における重力式護岸の安定解析	12
3.3 二層地盤における鉄鉱石貯鉱場の安定解析	13
4. 地盤～矢板系構造物の安定解析	14
4.1 港湾の基準における問題点および既往の研究	14
4.2 解析モデル	15
4.3 解析ケース	15
4.4 パラメトリックスタディの結果	17
4.5 矢板の曲げ剛性の影響	20
4.6 矢板の降伏を考慮した安全率の評価方法	21
5. 円弧すべり法による地盤～矢板系構造物の安定解析	23
5.1 矢板の剛性を考慮した分割法円弧すべり解析	23
5.2 GeoFemによる安全率との比較	25
5.3 実務設計への適用について	26
6. 結論	26
参考文献	27

Bearing capacity analysis and stability analysis by “GeoFem”

Takashi TSUCHIDA*

Kenta MIZUNO**

Synopsis

In this study, numerical simulations by elasto-plastic FEM analysis program “GeoFem” which is developed by Port and Airport Research Institute, were carried out to examine the applicability of GeoFem for the slope stability and the bearing capacity. Through this study, following conclusions are obtained.

- 1) The bearing capacity factors calculated by GeoFem approximately well agreed to plasticity theory solutions for loose sand with $\phi' < 30^\circ$. However, for dense sand with $\phi' = 40^\circ$, GeoFem calculated the values of N_c and N_q to be smaller than plasticity theory.
- 2) The ultimate bearing capacity of a shallow foundation on the sand layer overlying clay layer was calculated. GeoFem solutions and the bearing capacity equation proposed by Okamura et al. (1998) based on limit equilibrium method, agreed well together regardless of the change of λ_c and H/B . Yamaguchi's equation was somewhat overestimated compared to GeoFem and Okamura's equation for loose sand. It seems to be because that the assumption of $\alpha = 30^\circ$ in Yamaguchi's equation is excessive.
- 3) The safety factor of gravity type quaywall on the sand ground was calculated. GeoFem solution showed well agreement with the slip circle method (Modified Fellenius' method).
- 4) The applicability of GeoFem analysis for the stability problem of a ground-sheet pile system was examined in detail. In order to carry out the stability analysis by GeoFem with high accuracy, it seems to be necessary to have finer subdivision of the finite element mesh and to evaluate the friction between the ground and a sheet pile by considering the joint element.
- 5) The method to calculate the safety factor of a ground-sheet pile system by GeoFem considering the yielding of a sheet pile is proposed. In this method, it seems to be necessary to evaluate approximately the elastic coefficient of ground, E_s .
- 6) From a practical viewpoint, a new slip-circle method is proposed, where the rigidity of a sheet pile is considered. The applicability of the proposed method for the stability problem of a ground-sheet pile system was examined. Although the safety factors by proposed method and GeoFem do not always coincide with each other, both analyses calculate the similar tendency on the relationship between the safety factor and the rigidity of a sheet pile.

Key Words: finite element method, stability analysis, bearing capacity, safety factor, slip-circle method, sheet pile quaywall

* Head of Soil Mechanics and Geo-environmental Division, Geotechnical and Structural Department

** Trainee of Soil Mechanics and Geo-environmental Division, Geotechnical and Structural Department (Wakachiku Construction Co., Ltd.)

3-1-1 Nagase, Yokosuka, 239-0826 Japan

Phone : +81-468-445053 Fax : +81-468-444577 e-mail:tsuchida@pari.go.jp

地盤解析汎用プログラム (GeoFem) による支持力解析および 斜面安定解析

土田 孝*
水野 健太**

要 旨

港湾空港技術研究所によって開発された地盤解析汎用プログラム (GeoFem) は、地盤の変形解析のみならず地盤の安定解析にも対応した FEM 解析プログラムである。一様地盤の支持力や比較的単純な斜面安定問題に対する GeoFem の適用性については既に開発者によってまとめられているが、境界条件が複雑になった場合の適用性や現行の港湾の基準に採用されている円弧すべり解析法と GeoFem との対応関係などについては、詳しくまとめられた資料がほとんどないのが現状である。

本資料は、浅い基礎の極限支持力、斜面や護岸の安定問題および矢板式係船岸に代表される地盤～矢板系構造物の安定問題を対象にして、GeoFem を実務的に使用する上での解析上の留意点や慣用設計法との関係について詳細に検討したものである。本資料の主要な結論は以下の通りである。

- 1) GeoFem による支持力係数 N_c , N_q は、内部摩擦角が $\phi \leq 30^\circ$ の場合に Prandtl らの塑性理論解とほぼ一致した。しかし、 $\phi > 30^\circ$ では GeoFem は塑性理論解に比べ過小な支持力係数を計算した。支持力係数 N_c については、GeoFem による解析解は塑性理論解とほぼ一致した。
- 2) 岡村らによる極限平衡理論解を真値と仮定するならば、GeoFem は上部砂～下部粘土二層地盤における極限支持力を精度よく算定することができる。これに対し、実務設計で用いられる荷重分散式は、上部砂層の内部摩擦角が $\phi < 30^\circ$ の場合に、極限平衡理論解や GeoFem と比較して大きな支持力を計算する傾向にある。
- 3) GeoFem による砂質地盤上の重力式護岸の斜面安全率は、修正フェレニウス法による円弧すべり解析結果とほぼ同じ値を計算した。ただし、隅角部などの要素分割の細かさによって計算される安全率は大きく変化した。
- 4) 矢板式係船岸に代表される地盤～矢板系構造物の安定問題に対して、矢板の外側に塑性変形が生じるような条件では、GeoFem は円弧すべり解析と同程度の安全率を計算した。ただし、GeoFem では、要素分割や地盤と矢板との間の摩擦の扱い方によって大きく安全率が変化したので、モデル化の際に注意が必要である。
- 5) GeoFem において、矢板が降伏応力に達したときの地盤強度低減率を地盤～矢板系構造物の安全率として評価する方法を示した。この場合、地盤の弾性係数を適切に与えることが重要である。
- 6) 実用的な観点から、矢板の剛性を考慮した新しい円弧すべり解析法を提案した。粘性土地盤に提案法を適用した結果、提案法と GeoFem による安全率は必ずしも一致しなかったが、矢板曲げ剛性 EI ～安全率 F_s の関係は、両解析法で同じような傾向を示した。

キーワード：有限要素法、安定解析、支持力、安全率、円弧すべり、矢板式係船岸

* 地盤・構造部土質研究室長

** 地盤・構造部土質研究室研修生 (若築建設株式会社)

〒239-0826 横須賀市長瀬3-1-1 独立行政法人港湾空港技術研究所

電話：0468-44-5053 Fax：0468-44-4577 e-mail:tsuchida@pari.go.jp

1. まえがき

港湾空港技術研究所によって開発された地盤解析汎用プログラムGeoFem（以下、GeoFemと略記する）は、地盤の変形解析のみならず地盤の安定解析にも対応したFEM解析プログラムである。一様地盤の支持力や比較的単純な斜面安定問題に対するGeoFemの適用性については、既に関係者によってまとめられているが（小林，1984），境界条件が複雑になった場合の適用性や現行の港湾の基準に採用されている円弧すべり解析法とGeoFemとの対応関係などについては、詳しくまとめられた資料がほとんどない。GeoFemは港湾地域における地盤変形解析に多くの実績を有しているものの、設計レベルで支持力問題や斜面安定問題に対して実務的に使用されていないのが現状である。

本資料は、支持力問題や斜面安定問題に対してGeoFemを実務的に使用する上で参考となるべき資料を提供することを目的としており、いくつかのパラメトリックな解析を紹介している。対象としたのは、浅い基礎の極限支持力、斜面や護岸の安定問題および矢板式係船岸に代表される地盤～矢板系構造物の安定問題であり、それぞれの解析上の留意点や円弧すべり解析などの現行の慣用設計法との関係について詳細に検討した。

2. 浅い基礎の支持力解析

2.1 GeoFemによる極限支持力の算定方法

GeoFemを用いて浅い基礎の極限支持力を算定する方法について述べる。GeoFemによる極限支持力解析では、基礎の底面に対応する節点に徐々に荷重を作用させるか（荷重制御）、あるいは、節点を強制的に徐々に変位させるかして（変位制御）、計算が発散する時点まで地盤の破壊、すなわち極限状態と見なし、このときの節点反力を極限支持力とする。地盤が破壊状態に近い条件で計算を行うので、計算法自体の欠点により収束すべき点で発散してしまうような計算法は用いることができない。このような場合の収束性の優れた計算手法として、仮想的な弾・粘塑性アルゴリズムに基づく計算法（以下、仮想粘性法と称す）が提案されている（Zienkiewicz et al, 1974）。小林（1984）は斜面安定や支持力問題に対しても仮想粘性法が適用できることを示し、庄司ら（1987）は仮想粘性法を用いた軟弱地盤上の地盤の弾塑性変形・浸透流連成解析手法を提案している。

仮想粘性法は、破壊状態に達した要素に対し、過剰な応力を仮想的な粘性計算の繰り返しによって未破壊の領

域に再配分し、破壊領域の応力緩和を図る方法である。仮想粘塑性による繰り返し計算はすべての要素が定常状態になるまで行われ、この間は仮想時間のみが進行する。この仮想的な時間増分の取り方を工夫し、時間積分の方法に収束性のよいものを用いることによってより安定性の高い計算が行えるとされている。

有限要素法により地盤の破壊問題を扱う場合には、土要素をMohr-Coulombの破壊基準による弾塑性材料としてモデル化するのが一般的である。これは円弧すべり解析法などの安定解析と同様の地盤定数（粘着力 c と内部摩擦角 ϕ ）を用いており、従来の安定解析手法との対応を見るうえで非常にわかりやすい。

弾塑性モデルを用いた有限要素解析では、破壊基準の他に流動則と硬化則を規定しなければならない。流動則に関して、GeoFemは塑性ひずみの方向に直交性を仮定した関連流動則、あるいは、塑性ひずみの方向が降伏面に関係しない非関連流動則のどちらかを採用することができる。関連流動則を仮定した場合の塑性ポテンシャル関数は降伏関数（Mohr-Coulomb破壊基準）に等しい。一方、非関連流動則を仮定した場合は、Mohr-Coulomb破壊基準式における内部摩擦角 ϕ をダイレイタンシー角 ψ （ $<\phi$ ）に置き換えた塑性ポテンシャル関数を用いる。GeoFemでは、 $\psi=0^\circ$ を採用した非関連流動則を仮定しており、ダイレイタンシーはゼロとなる。

本論文の一連の支持力解析では、流動則として非関連流動則を採用し、硬化則は塑性状態において c および ϕ が変化しない完全塑性状態を仮定した。

また、有限要素法による安定解析では、土の応力-ひずみ関係を求めるために、強度定数 c 、 ϕ の他に地盤の弾性係数 E_s 、およびポアソン比 ν が必要となる。 E_s と ν の値が極限荷重に影響を及ぼさないことは先に調べられているので（小林，1984），本資料では、 E_s と ν に関するパラメトリックな検討は特に行っていない。

2.2 塑性理論による支持力係数との比較

一様な水平地盤上における帯基礎の鉛直等分布荷重に対する極限支持力は、Terzaghiの支持力公式によって一般に以下のように表される。

$$q_a = cN_c + \frac{1}{2}B\gamma N_\gamma + qN_q \quad (1)$$

ここに、 q_a は極限支持力、 c は土の粘着力、 γ は単位体積重量、 B は基礎幅、 q は上載荷重、 N_c 、 N_γ 、 N_q はそれぞれ粘着力、自重、サーチャージに対する支持力係数である。支持力係数 N_c 、 N_q は塑性解析によって理論的に、 N_γ は数値解析によって求められている。PrandtlおよびReisnerは

塑性解析による支持力係数を以下の式で表している（土質工学会，1987）。

$$N_q = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \exp(\pi \tan \phi) \quad (\text{Reissner, 1921}) \quad (2)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi \quad (\text{Prandtl, 1924}) \quad (3)$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi \quad (\text{Vesic, 1975}) \quad (4)$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \tan(1.4\phi) \quad (\text{Meyerhof, 1963}) \quad (5)$$

式(4)および式(5)は，Caquot and Kerisel（1953）の N_γ に関する数値解析解を近似した内挿式としてVesic(1975)とMeyerhof(1963)によって提案されたものである。

FEM解析でそれぞれの支持力係数を算定する場合には， N_c であれば γ および q を， N_γ であれば c および q を， N_q であれば γ および c をゼロとしてそれぞれ独立に計算を行う。

小林（1984）は，GeoFemを用いて基礎の底面条件が粗の場合と滑らかな場合の支持力係数を既に算定しているが，内部摩擦角が $\phi \leq 30^\circ$ の場合に限定されており，それ以上の内部摩擦角に対するGeoFemの適用については報告されていない。

本解析では，基礎の底面条件が粗の場合について，小林（1984）の解析を補完する目的で内部摩擦角が 40° までの支持力解析を行った。

図-1は支持力係数の算定に用いた浅い基礎のFEM解析メッシュ図である。解析断面は根入れ以深をモデル化し，二次元平面ひずみ条件で解析を行った。解析領域は深さ方向に18m，解析幅40m，基礎幅 $B/2$ は2.5mとした。変位境界条件は，底面を水平変位および鉛直変位固定とし，側面を水平変位固定とした。基礎の底面を粗と仮定するため，基礎底面にあたる節点の水平変位をゼロとした。

解析に用いた土質定数は，粘着力を $c_u = 100 \text{ kN/m}^2$ ，単位体積重量を $\gamma = 10 \text{ kN/m}^3$ とした。水位は根入れ深さとし，根

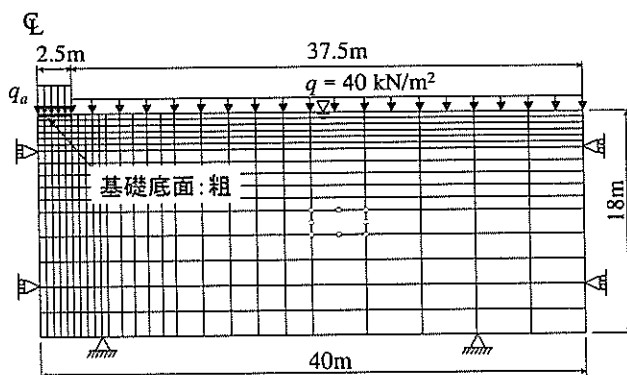


図-1 FEM 解析メッシュ図

表-1 GeoFem による支持力係数解析解と Prandtl の塑性理論解の比較

ϕ' ($^\circ$)	GeoFem solutions			Prandtl (3)	Reissner (2)	Vesic (4)	Meyerhof (5)
	N_c	N_q	N_γ	N_c	N_q	N_γ	N_γ
0	5.38	—	—	5.14	—	—	—
10	8.73	2.64	0.94	8.34	2.47	1.22	0.37
20	15.0	6.60	5.68	14.8	6.40	5.39	2.87
30	26.5	16.5	18.9	30.1	18.4	22.4	15.7
35	36.7	27.2	41.0	46.1	33.3	48.0	37.2
40	51.8	45.3	84.7	75.3	64.2	109	93.7

表-2 各基準に採用されている支持力係数

ϕ' ($^\circ$)	N_c		N_q		N_γ	
	道路橋 (1996)	建築 (1988)	道路橋 (1996)	港湾 (1999)	道路橋 (1996)	港湾 (1999)
0	5.14	5.35	—	—	—	—
10	8.34	5.35	2.47	1.94	0.46	0.00
20	14.8	7.90	6.40	3.88	3.16	2.00
30	30.1	15.3	18.4	9.8	15.3	6.7
35	46.1	35.1	33.3	25.5	35.2	24.0
40	75.3	95.7	64.2	81.3	86.5	114.0

入れ深さより上部の土被りをサーチャージ $q(\gamma \cdot D = 40 \text{ kN/m}^2)$ として作用させた。土の内部摩擦角は， $\phi' = 10^\circ$ ， 20° ， 30° ， 35° ， 40° の場合を計算した。土の弾性係数 E_s およびポアソン比 ν は，内部摩擦角の大きさによらず， $E_s = 40 \text{ MN/m}^2$ ， $\nu = 0.33$ として計算した。支持力の算定は，基礎の底面に対応する節点に対して徐々に荷重を作用させる荷重制御方式とした。

表-1はGeoFemによって算定した支持力係数 N_c ， N_γ ， N_q の値と式(2)～式(5)によって算定したPrandtlらによる塑性理論解（以下，塑性理論解と呼ぶ）を比較したものである。また，表-2は各基準類に採用されている支持力係数を示したものである。

ここに挙げた基準類は，道路橋示方書・同解説（1996年，以下道路橋示方書と略す），港湾の施設の技術上の基準・同解説（1999年，以下港湾基準と略す），建築基礎構造設計指針（1988年，以下建築基準と略す）である。

それぞれの基準類に採用されている支持力係数について簡単に述べると，道路橋示方書（1996）における N_c および N_q は，Prandtlらによる塑性理論解， N_γ についてはSokolovskiによる極限つり合い方程式の差分解を採用したものである。一方，港湾基準（1999）あるいは2001年改訂前の建築基準（1988）は，Terzaghi(1943)による支持力係数を採用している。Terzaghi(1943)は地盤の破壊形態として全般せん断破壊と局所せん断破壊を仮定し，局所せん断破壊の場合の支持力係数は，強度 c ， ϕ を経験的に

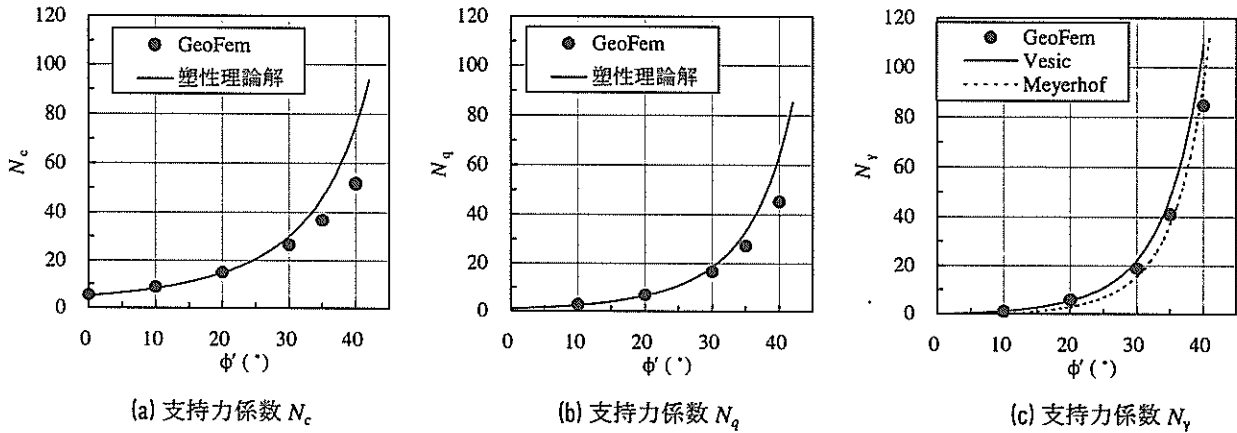


図-2 GeoFem 解析解と Prandtl らの塑性理論解との比較

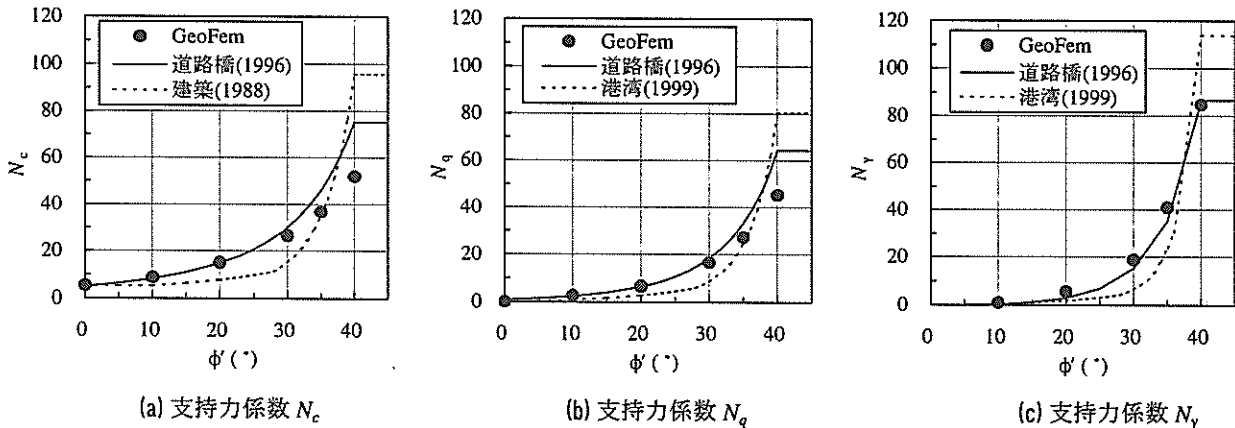


図-3 GeoFem 解析解と各種の基準類に採用されている支持力係数との比較

$c_r = (2/3) \cdot c$, $\tan \phi_r = (2/3) \tan \phi$ として低減して求めた。大崎 (1962) は、内部摩擦角が $\phi \leq 28^\circ$ の場合には局所せん断破壊を起こし、 $\phi = 40^\circ$ では全般せん断破壊が生ずるとし、局所せん断破壊と全般せん断破壊のすり付けを行うため、 $28^\circ < \phi < 40^\circ$ の内部摩擦角を有する地盤に対しては、 $2/3 < \beta < 1$ なる補正係数を導入して支持力係数を求めた。したがって、港湾基準は道路橋示方書に比べて、 $\phi = 40^\circ$ 付近を除いて低い支持力係数が与えられている。なお、2001年10月に改訂された建築基準では、式(2)、式(3)および式(5)で計算される塑性理論解を採用しており、それらの式に用いる内部摩擦角に対して安全側となるような値を用いることを推奨している (日本建築学会, 2001)。

図-2 (a), (b), (c) は内部摩擦角を変化させたときの GeoFem による支持力係数の解析解と塑性理論解を比較したもので、図-3 (a), (b), (c) は GeoFem による支持力係数と各種基準に採用されている支持力係数を比較したものである。

図-2 (a), (b) を見てわかるように、支持力係数 N_c , N_q については、 $\phi' < 30^\circ$ の範囲で GeoFem 解析解と塑性理

論解はほぼ一致した。 $\phi' > 30^\circ$ では、 ϕ' の増大に伴って GeoFem 解析解と塑性理論解の差は大きくなり、 $\phi' = 40^\circ$ の場合で、GeoFem は塑性理論解のおよそ 30% 小さな N_c , N_q を計算した。図-2 (c) より、支持力係数 N_y については、GeoFem と塑性理論解とは $10^\circ < \phi' < 35^\circ$ の範囲でよく一致し、Vesic の式(4)と Meyerhof の式(5)のほぼ中間の値を計算した。 $\phi' = 40^\circ$ の場合に GeoFem は、Vesic の式(4)と比較して 22% 小さな、Meyerhof の式(5)と比較して 9% 小さな N_y を計算したが、 N_c , N_q の場合に比べれば誤差は小さい。

各種基準に採用されている支持力係数と GeoFem 解析解の対応を見てみると、図-3 (a), (b) より GeoFem による解析解 N_c , N_q は、 $\phi' < 30^\circ$ の範囲で道路橋示方書における値とよく一致している (このことは、Prandtl の塑性理論解と GeoFem 解析解がほぼ一致することと同じ意味である)。一方、港湾基準あるいは建築基準と GeoFem との関係は、 $\phi' = 35^\circ$ において N_c , N_q はともにより対応をしている。しかし、 $\phi' < 35^\circ$ の範囲では、GeoFem 解析解は基準値に比べ大きく、逆に $\phi' > 35^\circ$ の範囲では、

GeoFem 解析解は基準値に比べ小さい N_c, N_q を算定した。図-3(c)より N_γ については、全般的に基準に採用されている値は GeoFem 解析解に比べ小さいが、道路橋示方書の方が港湾基準や建築基準に比べ GeoFem と比較的良い対応を示した。すなわち、今回の解析からは、局所せん断破壊を仮定して支持力係数の低減を行っている港湾基準あるいは建築基準と GeoFem による解析解とはあまり対応していないと言える。

以上のように、弾塑性 FEM 解析により浅い帯基礎の支持力係数 N_c, N_q, N_γ を求め、Prandtl らの塑性理論解や各種基準類に採用されている値と比較した。この結果をまとめると、

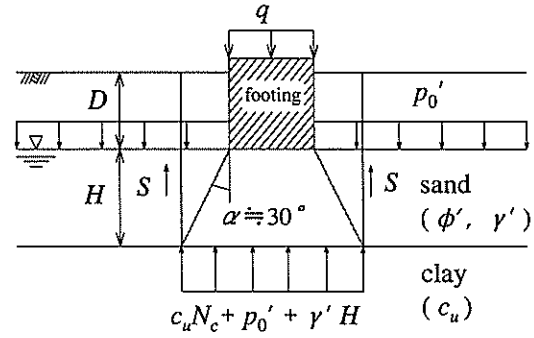
- 1) 小林 (1984) の研究で報告されていたように、基礎の底面が粗の場合の支持力係数 N_c, N_q, N_γ は、 $\phi' < 30^\circ$ の範囲において Prandtl らの塑性理論解と概ね一致した。
- 2) $\phi' > 30^\circ$ の中密以上の砂地盤において、 N_c, N_q については、GeoFem は塑性理論解に比べ小さい値を計算し、 $\phi' = 40^\circ$ では 30% 程度過小な値を計算した。また、 N_γ については、 $10^\circ < \phi' < 35^\circ$ の範囲で GeoFem は Vesic の式(4)と Meyerhof の式(5)のほぼ中間の値を計算した。
- 3) Terzaghi の支持力係数を準用した港湾基準 (1999) あるいは建築基準 (1988) と GeoFem とは、 $\phi' = 35^\circ$ の場合でほぼ一致したが、 $\phi' < 35^\circ$ の範囲では、GeoFem は基準値に比べ大きな支持力係数を算定し、逆に $\phi' > 35^\circ$ の範囲では、GeoFem は基準値に比べ小さい支持力係数を算定した。

2.3 砂-粘土二層地盤における極限支持力

式(1)に示した Terzaghi の支持力公式は半無限の一様な地盤においてのみ適用され、多層地盤の支持力については合理的な算定方法が確立されていない。ここでは多層地盤の支持力問題の中で比較的盛んに研究が行われている上部が砂層で下部が粘土層の二層地盤の支持力問題を取り上げた。以下では、山口 (1984) による荷重分散式、岡村ら (1998) による極限平衡理論およびその元となった遠心模型実験 (岡村ら, 1997, 1998) についての概略を述べ、今回 GeoFem で算定した支持力解析解との比較を行った。

(1) 荷重分散法 (山口, 1984)

山口 (1984) は上部砂層による荷重分散を考慮した二層地盤の破壊を分散破壊と呼び、図-4に示す破壊メカニズムを想定した。極限支持力は次式により求められる。



$$S = \{ (p_0' + \gamma' H) K_0 (H+D) / 2 \} \tan \phi'$$

図-4 荷重分散法 (山口, 1984)

$$q = \left(1 + 2 \frac{H}{B} \tan \alpha \right) c_u N_c + \gamma_s D + K_0 \tan \phi' \frac{(H+D)}{B} (p_0' + \gamma' H) \quad (6)$$

ここに、 H は基礎根入れ深さの上部砂層の厚さ、 B は基礎幅、 D は根入れ深さ、 γ_s, γ' はそれぞれ上部砂層の空中および水中単位体積重量、 c_u は下部粘土層の粘着力、 N_c は粘性土の支持力係数、 ϕ' は上部砂層の内部摩擦角、 p_0' は基礎底面の深度における有効土被り圧、 K_0 は砂層の静止土圧係数である。 α は荷重分散角と呼ばれるもので、山口 (1984) は $\alpha \approx 30^\circ$ と仮定した。この山口の分散破壊の考え方は、港湾の基準 (1989) や建築の基準 (1988) に取り入れられ、現在でも二層地盤における支持力の慣用算定法としてよく用いられている。

(2) 極限平衡法 (岡村ら, 1998)

岡村ら (1997, 1998) は二層地盤の支持力に対して遠心模型実験を数多く実施し、分散破壊現象やパンチング破壊現象についての再検討を行った結果、極限平衡法に基づく二層地盤の支持力算定式を新たに提案した (岡村ら, 1998)。図-5は岡村らの破壊メカニズムの概念図を示したものである。二層地盤上

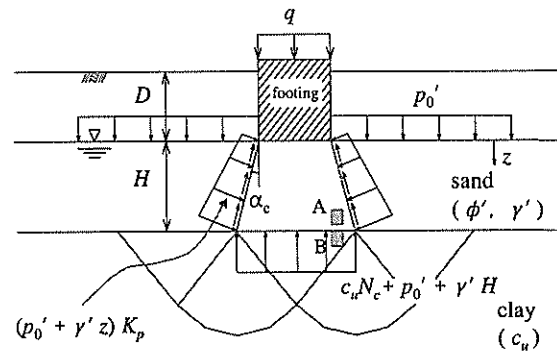


図-5 極限平衡法 (岡村ら, 1998)

の帯基礎の極限支持力は次式で表される。

$$q = \left(1 + 2 \frac{H}{B} \tan \alpha_c\right) \left(c_u N_c + p_0' + \gamma' H\right) + \frac{K_p \sin(\phi' - \alpha_c)}{\cos \phi' \cos \alpha_c} \frac{H}{B} (p_0' + \gamma' H) - \gamma' H \left(1 + \frac{H}{B} \tan \alpha_c\right) \quad (7)$$

ここに K_p はRankineの受働土圧係数であり、その他の記号については式(6)と同様である。 α_c は砂柱側面の傾角と定義されるが、山口の式における荷重分散角に相当する。

山口の式(6)と岡村らの式(7)の違いは、荷重分散角と上部砂層のせん断抵抗に関する仮定である。岡村らの式における荷重分散角 α_c は、地盤の強度(c_u, ϕ)や基礎幅に対する砂層厚さの比 H/B の関数として次式で表される。

$$\alpha_c = \tan^{-1} \left(\frac{\sigma_{mc}/c_u - \sigma_{ms}/c_u (1 + \sin^2 \phi')}{\cos \phi' \sin \phi' \sigma_{ms}/c_u + 1} \right) \quad (8)$$

ここに、 s_c は形状係数で帯基礎の場合には1.0である。 σ_{ms} と σ_{mc} は図-5のA点とB点における砂質土および粘性土の中間主応力で、それぞれ次式で表される。

$$\sigma_{mc}/c_u = N_c s_c \left(1 + \frac{1}{\lambda_c} \frac{H}{B} + \frac{\lambda_p}{\lambda_c}\right) \quad (9)$$

$$\sigma_{ms}/c_u = \frac{\sigma_{mc}/c_u - \sqrt{(\sigma_{mc}/c_u)^2 - \cos^2 \phi' \{(\sigma_{mc}/c_u)^2 + 1\}}}{\cos^2 \phi'} \quad (10)$$

ここに、 λ_c, λ_p はそれぞれ粘着力とサーチャージに対する無次元化パラメータで、それぞれ次式で表される。

$$\lambda_c = \frac{c_u N_c}{\gamma' B} \quad (11)$$

$$\lambda_p = \frac{p_0'}{\gamma' B} \quad (12)$$

図-6は、 $\lambda_c = 10.2$ および $\lambda_p = 0.8$ として、式(8)によって荷重分散角 α_c を計算したものである。ここでは、上部砂層の内部摩擦角が $\phi = 30^\circ, 35^\circ, 40^\circ$ の場合を計算した。図-6より荷重分散角 α_c は H/B が大きいほど大きく、内部摩擦角が大きいほど小さく計算されているのがわかる。注目すべき点は、岡村らの仮定による荷重分散角 α_c は山口の仮定($\alpha = 30^\circ$)よりも小さな値を与えている点である。図-7はこの荷重分散角を用いて二層地盤の極限支持力を計算した結果である。岡村らの式(7)による極限支持力値は山口の式(6)に比べ小さく、内部摩擦角に対する感度は山口の式に比べ大きい。なお、円基礎における極限支持力算定式についても同様に提案されている。詳しくは岡村ら(1998)を参照されたい。

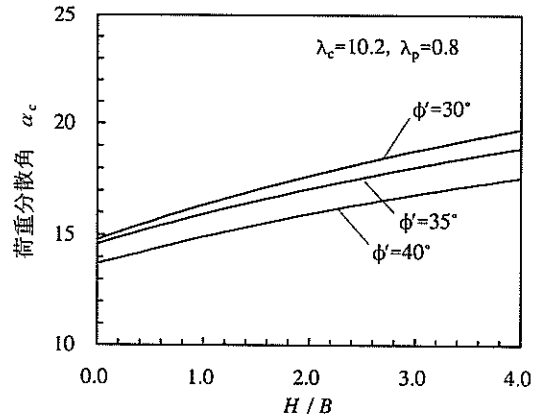


図-6 岡村らの式における荷重分散角 α_c

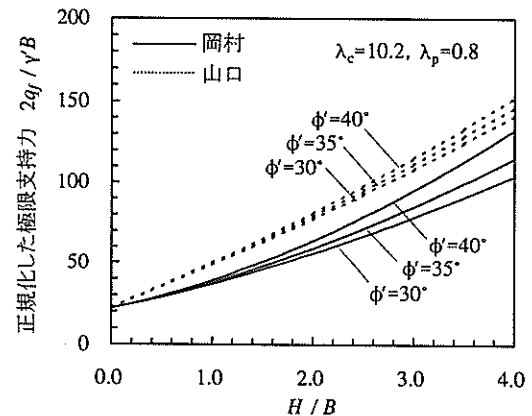


図-7 岡村らの式と山口の式の比較

(3) 遠心模型実験(岡村ら,1997,1998)との比較

本節では、岡村ら(1997,1998)の行った各種の遠心模型実験結果を用いて、実験と同じ条件で計算した岡村らの式(7)による理論解、山口の式(6)による理論解およびGeoFemによる解析解をそれぞれ比較した結果について述べる。

図-8は根入れのない帯基礎($\lambda_p = 0$)に対する岡村らの遠心模型実験結果との比較を示したものである。各計算に用いた上部砂層の内部摩擦角は、平面ひずみ圧縮試験結果より推定した $\phi = 47^\circ$ である。図-9は同様に根入れのない円基礎について比較したものであり、計算に用いた上部砂層の内部摩擦角は三軸圧縮試験結果より推定した $\phi = 40^\circ$ である。円基礎に対するFEM解析は軸対象条件で行っている。図-8および図-9は、横軸を正規化した下部粘土層の強度パラメータ λ_c とし、縦軸を $\gamma' B/2$ で正規化した極限支持力とした。

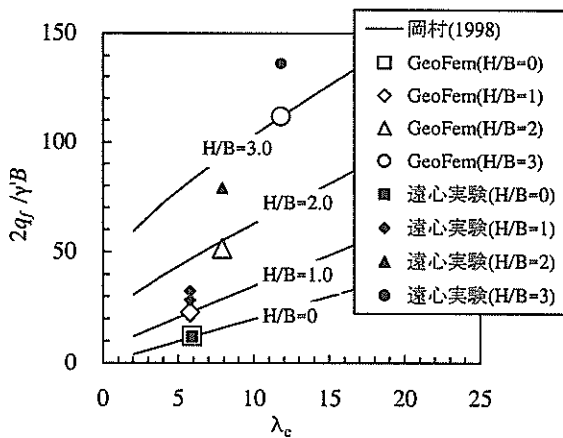


図-8 岡村らの遠心模型実験と GeoFem 解析解の比較
(帯基礎, 根入れなし)

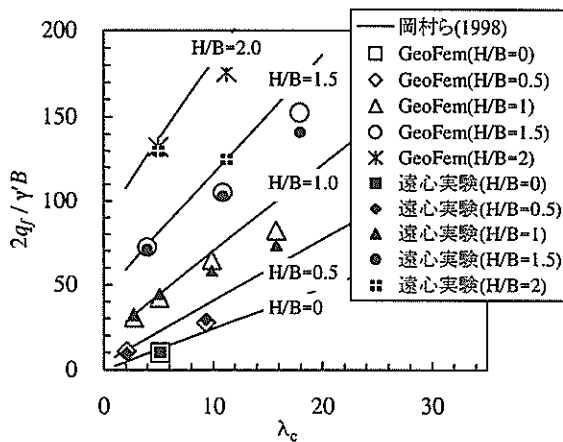


図-9 岡村らの遠心模型実験と GeoFem 解析解の比較
(円形基礎, 根入れなし)

図-8より帯基礎の場合は、遠心模型実験結果と比較して岡村らの式およびGeoFemは、小さめの極限支持力を計算する傾向にあった。しかし、GeoFemと岡村らの式とは非常によく一致しており、両者は同程度の支持力を計算できると考えられる。

図-9より円基礎の場合は、 $\lambda_c < 10$ の範囲では遠心模型実験結果と岡村らの式は非常に良い対応を示したが、 λ_c が大きくなるにつれて実験値の方がいくらか小さな値を示した。岡村らの遠心模型実験による破壊の観察結果によれば、 λ_c の増加に伴い荷重分散角は直線的に低下し、よりパンチング的な破壊モードに移行する。一方、岡村らの理論式では、 λ_c の増加に対する分散角の低下はわずかである(岡村ら, 1998)。その結果、理論解が実験値よりも大きな支持力を算定したと考えられる。

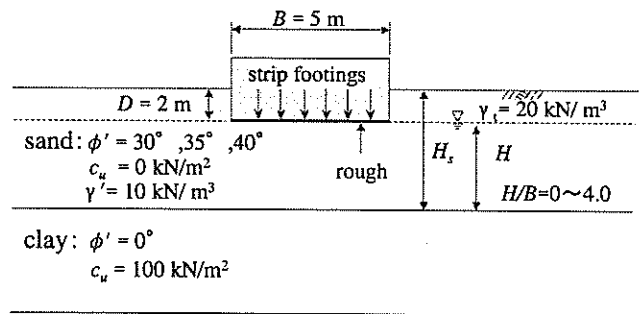
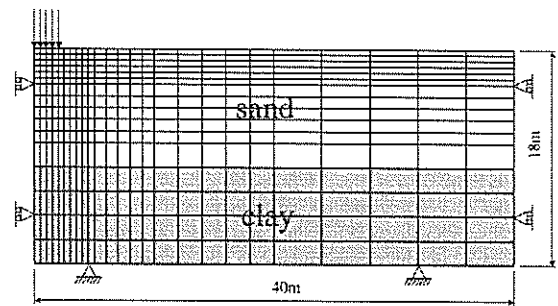
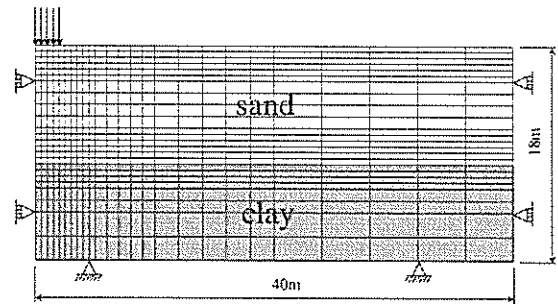


図-10 二層地盤の極限支持力の解析条件



(a) 地層境界部の要素分割が粗いメッシュ



(b) 地層境界部の要素分割が細かいメッシュ

図-11 FEM 解析メッシュ (二層地盤の支持力)

(4) GeoFemによる二層地盤の感度解析

岡村の遠心模型実験は、 $\phi = 47^\circ$ (帯基礎)、 $\phi = 40^\circ$ (円基礎)の砂に対して、 H/B と下部粘性土の強度を幾つか変化させて行ったものであるが、岡村の提案式が他の内部摩擦角をもつ砂に対しても適用できるかどうかは不明である。そこで本資料では、上部砂の内部摩擦角 ϕ と H/B が支持力へ及ぼす影響を詳しく調べるため、下部粘土層の粘着力を固定し、 ϕ と H/B をパラメータとする感度解析を行った。GeoFemによる解析解は、山口の荷重分散式、極限平衡法に基づく岡村らの式、土田(2001)による分割法円弧すべり解析結果とそれぞれ比較した。なお、ここでの解析結果は前報(土田ら, 2001)に一部報告しているが、今回の解析では $H/B=2\sim 4$ のケースを新たに追加計

表-3 二層地盤の極限支持力に関する感度解析結果の比較

H/B	$\phi' = 30^\circ$				$\phi' = 35^\circ$				$\phi' = 40^\circ$			
	GeoFem	岡村	山口	分割法	GeoFem	岡村	山口	分割法	GeoFem	岡村	山口	分割法
0.0	22.9	22.0	22.5	23.7	22.9	22.0	22.6	23.7	22.9	22.0	22.7	23.7
0.2	22.9	24.6	27.6	23.0	23.2	24.6	27.7	24.1	24.0	24.8	27.9	26.2
0.4	24.5	27.3	32.8	23.1	25.6	27.3	33.0	26.0	26.9	27.9	33.3	31.2
0.6	26.0	30.3	38.0	24.4	27.8	30.3	38.4	30.2	29.3	31.3	38.8	38.2
0.8	29.0	33.4	43.4	27.6	31.4	33.4	43.8	37.4	33.8	35.0	44.4	45.6
1.0	31.4	36.7	48.8	33.6	34.6	36.7	49.4	42.4	37.6	39.1	50.1	53.4
1.2	34.1	40.2	54.3	39.8	38.4	40.2	55.1	48.2	42.4	43.4	56.0	61.2
1.4	38.7	43.9	60.0	44.4	43.6	43.9	60.9	54.4	47.7	48.1	62.0	68.4
1.6	42.8	47.7	65.7	46.8	48.7	47.7	66.9	60.4	55.0	53.0	68.2	76.8
2.0	48.1	55.8	77.4	—	59.3	55.8	79.1	74.0	65.7	63.7	80.9	96.0
2.5	49.8	66.7	92.6	—	74.4	66.7	94.9	92.6	81.6	78.6	97.6	122.0
3.0	53.7	78.4	108.3	—	85.2	78.4	111.5	—	100.1	95.1	115.1	222.0
3.5	55.6	90.8	124.6	—	93.4	90.8	128.7	—	116.5	113.1	133.4	—
4.0	55.1	104.0	141.5	—	96.6	104.0	146.7	—	125.3	132.7	152.6	—
一様砂	55.5			46.8	103.3			92.6	180.2			222.0

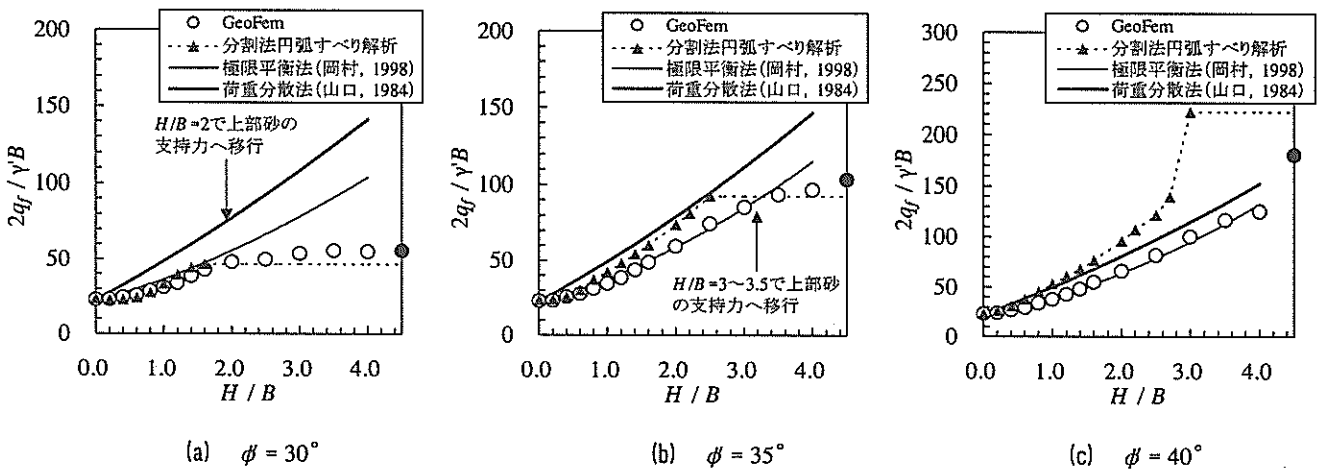


図-12 二層地盤の極限支持力に関する感度解析結果の比較

算しており、二層地盤の支持力から上部砂層のみ強度で決まる支持力へ移行する条件についても検討を加えた。また、前報で盛り込めなかった岡村らの式との関連についても新たに考察を加えている。

図-10に解析条件を示す。計算にあたってはH/Bを0~4、砂の内部摩擦角を $\phi = 30^\circ, 35^\circ, 40^\circ$ に変化させた。基礎の根入れ深さDは2m、水位は根入れ深さ、下部粘土の粘着力 c_u は100kN/m²、単位体積重量 γ は10N/m³と仮定した。前節における検討と同様に、流動則は非関連流動則を仮定した。ポアソン比 ν は全てのケースに共通で、砂質土については $\nu = 0.33$ 、粘性土については $\nu = 0.45$ とした。弾性係数は、 $E_s = 20\text{MN/m}^2 \sim 120\text{MN/m}^2$ の範囲で任意に変化させており、極限支持力が大きい条件(H/B、 ϕ が大きい)では大きな弾性係数を用いて計算時の安定化を図った。

図-10のような二層地盤の支持力を有限要素法によって解析する場合、地層境界面が応力の不連続部分となり

計算誤差が大きくなると考えられる。そこで、地層境界部における有限要素メッシュの分割の仕方が解析結果に及ぼす影響を調べた。図-11(a), (b)はH/B=2の場合の解析メッシュ図である。図-11(a)は、地層境界部分について特別な処理をしていないもので、図-11(b)は、地層境界部分のメッシュを細かく分割したものである。両解析メッシュに対して上部砂層の内部摩擦角を $\phi = 40^\circ$ として解析した結果、計算された極限支持力は、境界部のメッシュ分割が粗い場合で $2q_r / \gamma B = 65.7$ 、細かい場合で $2q_r / \gamma B = 64.3$ であった。基礎底面における応力~変位関係や塑性領域の広がりからも、両者に有意な差はなかった。

表-3に各解析法による支持力の算定結果を示す。図-12(a)~図-12(c)は、GeoFem、岡村らの式、山口の式および分割法円弧すべり解析によって計算した二層地盤における極限支持力を内部摩擦角($30^\circ, 35^\circ, 40^\circ$)毎に比較したものである。図の横

軸は根入れ以深の砂層厚さ H を基礎幅 B で正規化した H/B とし、縦軸は $\gamma B/2$ で正規化した極限支持力として解析結果を整理した。図中の右端の黒印(●)は地盤を一様砂として計算したときのGeoFemによる極限支持力値をプロットしたものである。

図-12(a)より $\phi=30^\circ$ の場合、GeoFem、岡村らの式および分割法円弧すべり解析は、それぞれほぼ同程度の支持力値を計算した。GeoFemによる極限支持力は $H/B=2$ 程度で一様砂地盤を仮定した場合の値に漸近し、円弧すべり解析では、 $H/B=1.6$ の時に上部砂層を通過する円弧で支持力が決まった。また、GeoFem、岡村らの式および分割法円弧すべり解析と比較して、山口の式は全般に大きな支持力を計算した。これは分散角 $\alpha=30^\circ$ の仮定が過大であるためと考えられる。

図-12(b)より $\phi=35^\circ$ の場合、GeoFemと岡村の式による極限支持力は非常に良く一致した。GeoFemによれば、 $H/B=3\sim 3.5$ 程度で一様砂地盤を仮定した場合の支持力値に漸近した。分割法円弧すべり解析は、 $H/B<1$ ではGeoFemや岡村の式とほぼ一致したが、 $H/B>1$ ではこれらよりも大きな支持力を計算した。山口の式は分割法円弧すべり解析と比較的良く一致したが、GeoFemや岡村の式よりも40%程度大きな支持力を計算した。

図-12(c)より $\phi=40^\circ$ 場合もGeoFemと岡村らの式は非常に良い一致を示した。山口の式による支持力値はGeoFemや岡村らの式に比べ、15%程度高い支持力値を計算した。円弧すべり解析は、 $H/B=1.6$ 程度までは山口の式と良く一致したが、 $H/B>1.6$ では急激に大きな支持力が計算され、一様砂地盤を仮定した場合の支持力値は、GeoFemより23%大きな値となった。

円弧すべり解析が他の解析法と比較して大きめの支持力を計算する理由として、すべり面の仮定の違いが挙げられる。岡村らの遠心模型実験やGeoFemによる解析結果では、基礎周辺の土が下方へ抜け、下部粘土層に貫入するようなパンチング破壊的な変形が観察される。一方、円弧すべり解析の破壊形状は円弧であるため、発揮されるせん断力が過大に評価されていると考えられる。そこで、水野ら(2001)は円弧すべり解析において、一種のパンチング破壊を仮定した解析を行った。この解析では、上部砂層の半分の厚さまでクラックが入る(すなわち、鉛直方向にせん断面が入る)と仮定すれば、円弧すべり解析は岡村らの理論解やGeoFemと同等の支持力を算定する事が可能であった。

以上の検討結果をまとめると、

- 1) 岡村ら(1998)によって提案された極限平衡理論に基づく二層地盤の極限支持力算定式を真値と考えるならば、GeoFemは、 ϕ や H/B によらず精度良く極限支持力を算定できると考えられる。
- 2) 従来の設計で広く用いられてきた分散角 $\alpha=30^\circ$ とする山口の荷重分散式はGeoFemや岡村らの式に比べ過大な支持力を算定する。特に、 $\phi=30^\circ$ 程度の緩い砂地盤でその傾向が強い。
- 3) 分割法円弧すべり解析は、すべり面の仮定の違いから、 $\phi>35^\circ$ の締まった砂地盤では過大な支持力を計算する。分割法円弧すべり解析をこのような地盤に適用する場合は、 $\phi=30^\circ$ として解析するとよい。

3. 斜面の安定解析

3.1 GeoFemによる斜面安全率の算定方法

地盤の支持力問題と同様に、斜面安定問題も極限状態に近い地盤を扱うため、FEM解析における地盤のモデル化は支持力解析の場合と同様に考えればよい。有限要素法によって斜面の安定解析を行う場合には、「せん断強度低減法」と呼ばれる算定方法により全体安全率を算定できることが示されている(小林, 1984; 鶴飼, 1989, 1990)。

土要素をMohr-Coulombの破壊基準による弾塑性体としてモデル化した場合、地盤のせん断強度 τ_f は次式で表される。

$$\tau_f = c + \sigma \tan \phi \quad (13)$$

地盤内に発揮されるせん断応力を τ_m で表すと、地盤の安全率 F は次式で定義される。

$$F = \tau_f / \tau_m \quad (14)$$

ここで式(14)の両辺を安全率 F で除すと、

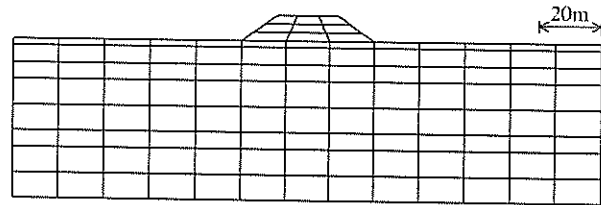
$$\frac{\tau_f / F}{\tau_m} = 1 \quad (15)$$

が得られる。せん断強度低減法は、実際の計算過程において安全率 F を徐々に変化させ(せん断強度を低減させ)、計算が収束しなくなった時点を破壊と見なし、計算が収束する最大の強度低減率 F をもって地盤の安全率とする方法である。例えば $F=1.5$ までは計算が収束し、それ以上 F の値を大きくすると計算が発散した場合、安全率は1.5となる。つまり地盤の強度を元の1/1.5倍にしても系全体が安定しているとき、その系は安全率1.5を有した地盤と考えることができる。このような弾塑性モデルを

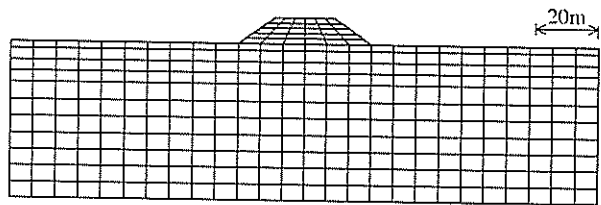
土で埋立てられている（土質工学会，1977）。粘性土の自然圧密による強度増加のみでは所要の鉄鉾石を貯鉾することができないため，沖積粘土層はサンドドレーンによって改良されている。初期貯鉾時における各円弧すべり解析法による安全率は，修正フェレニウス法で0.92，簡易ビショップ法で1.82，土田の分割法（2001）で1.38である。貯鉾後も地盤の安定に関しては全く問題がないことが確

認されており，1.0を下回っている修正フェレニウス法の安全率は明らかに過小評価と考えられる。

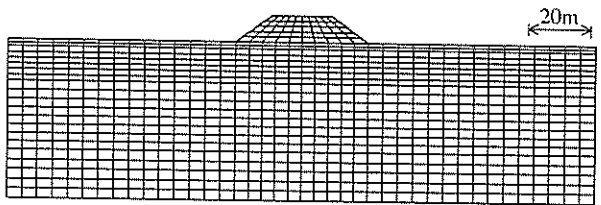
図-18 (a)～(d)に示す4種類のメッシュを用いて，GeoFemによる安全率を計算した。各解析メッシュの諸元と計算された安全率を表-7に示す。重力式護岸のように隅角部はないものの，GeoFemによる安全率は大きく変化した。この解析により，隅角部がない場合でも要素分割が粗ければ解析精度は悪くなると考えられる。GeoFemによって計算された安全率 $F_s=1.48$ (Case-D) は，土田の分割法円弧すべり解析結果と概ね同じ値であり，妥当な安全率を計算していると考えられる。



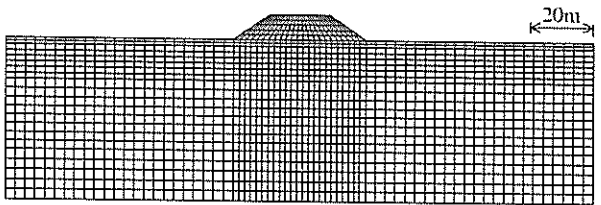
(a) Case-A [メッシュ分割：粗]



(b) Case-B [メッシュ分割：中]



(c) Case-C [メッシュ分割：細]



(d) Case-D [メッシュ分割：極細]

図-18 FEM 解析メッシュ（鉄鉾石貯鉾ヤード）

表-7 解析メッシュの諸元とGeoFemによる解析結果（鉄鉾石貯鉾ヤード）

Case	A	B	C	D
節点数	388	1033	2803	4883
要素数	113	316	890	1564
要素の粗さ	粗	←————→		細
安全率 F_s	1.61	1.60	1.54	1.48

4. 地盤～矢板系構造物の安定解析

4.1 港湾の基準における問題点および既往の研究

港湾基準（1999）では，地盤～矢板系構造物の安定解析は矢板下端以下を通る円弧すべりに対して行い，常時の場合には安全率1.3を有するものとしている。一方，矢板の根入れ長や断面の設計は，古典土圧論や矢板を弾性床土上の梁として解くロウの方法（1955）に基づき検討される。これは矢板の剛性の影響を考慮した設計法であるが，安定計算においては矢板の剛性の影響は考慮されず，「すべり面は矢板下端以下を通る」と仮定している。この仮定は，土圧のバランスで決まる剛性を有する矢板では，矢板を通過する円弧に対する安定を考慮する必要がないという経験的な知見によるものである。

通常的设计条件で選択される矢板の剛性と土圧の関係からは，上記の仮定は成立していると考えられるが，例えば軽量土を裏込め材に使用することで土留壁に作用する土圧が軽減され，比較的剛性の低い矢板で設計する場合など，新しい材料を用いた時の仮定の妥当性は疑問がある。また，経験に基づく仮定であるため，円弧すべりを防止するために矢板の根入れを延長するという考え方も採用できないのが現状である。

港湾の分野では，より合理的な設計を行うことを目的として矢板や杭によるすべり防止効果を考慮した安定解析手法に関する研究がこれまで幾つか行われてきた。

北島・岸（1967）は，粘性土地盤のすべりに対する鋼管杭の抵抗力を杭の破壊強度と地盤強度を元に計算する方法を提案した。しかし，杭の長さや地盤強度によって異なる算定式を用いており，適用に際し煩雑さがつきまとうこともあって，基準に採用されるに至らなかった。中山・清宮（1977）は，北島・岸の方法の妥当性を模型実験およびFEM解析で検討したが，FEMの解析精度に問題を残した。小林（1984）は，せん断強度低減法による

地盤のFEM安定解析手法が地盤～矢板系の安定解析にも適用可能なことを示した。さらに関口・小林(1991)は、小林による解析法を拡張して、矢板に発生する応力も考慮したFEM解析法を示し、矢板の抵抗モーメントを導入した円弧すべり解析との関係について詳細な検討を行った。関口・小林の研究では、具体的な安全性照査の考え方が示されているが、円弧すべり解析とFEM解析による安全率の相関性については推論の域を超えず、これを実用的に用いるためには、実測データや破壊事例による検証が必要であるとしている。このように港湾の実務設計では、矢板(あるいは杭)のすべり抵抗を考慮した安定解析法がいまだに確立していないのが現状である。

本章では、関口・小林の研究(1991)を進展させ、GeoFemによる地盤～矢板系構造物の安定解析について詳細な検討を行った。関口・小林の計算結果では、矢板の外側に塑性変形が発生する場合においても慣用の円弧すべり解析による安全率とFEMによる安全率が必ずしも一致していなかった。粘性土地盤において、円弧すべり解析の安全率が±0.1の精度で実際の破壊事例をほぼ説明できることが知られており(Nakase, 1967)、FEM解析による安全率が円弧すべり解析の安全率と大きく差があることは実務上大きな問題となる。

本研究ではまず、矢板の外側に塑性変形が発生する場合を対象に要素分割の粗さの違いや地盤と矢板との間の摩擦の扱い方がGeoFem解析結果へ及ぼす影響についてパラメトリックに検討した。この結果、要素分割や矢板と地盤との間の摩擦の扱い方を工夫すれば、GeoFemによる安全率は慣用円弧すべり解析による安全率と概ね一致することがわかった。

次に矢板壁の剛性が解析結果に与える影響を調べ、矢板壁の剛性、地盤～矢板系の安全率、地盤の破壊モードの関係について詳しく検討した。

4.2 解析モデル

図-19に本解析で対象とするタイロッド式矢板係船岸の断面図を示す。前面水深は-12.6m、矢板背面は+3.0mの高さである。鉛直方向のモデル化は-40mまでとし、水平方向は矢板法線から±70mとし、縦横比が概ね1:2となるような解析範囲とした。各種の地盤条件における解析を行うために、図中の地層名は材料①、材料②、材料③としている。これについては次節で説明する。

変位境界条件は、側面を水平変位固定、底面を水平および鉛直変位固定とした。また、タイロッドの取付点での水平変位を固定境界条件とした。鋼矢板は3節点の線形梁要素とした。地盤と矢板の間の相互作用(摩擦)を考慮するためにジョイント要素を配した。ジョイント要素は、垂直剛性 K_v およびせん断剛性 K_s で評価する6節点の線形材料でモデル化した。

4.3 解析ケース

要素分割の仕方や地盤と矢板との間の摩擦の仮定、地盤条件の違いが解析結果へ及ぼす影響についてパラメトリックに検討するために、表-8に示すCase-A～E2の解析ケースを設定した。Case-Aはジョイント要素をモデルに

表-8 矢板式係船岸の安定解析ケース

Case No.	地盤モデル	メッシュの粗さ	ジョイント要素	
			垂直剛性 K_v (kN/m ²)	せん断剛性 K_s (kN/m ²)
A	砂-粘土	粗	-	-
B	砂-粘土	粗	10 ⁷	10 ⁻²
C1	砂-粘土	細	10 ⁷	10 ⁻²
C2	砂-粘土	細	10 ⁷	10 ⁴
D1	粘性土	細	10 ⁷	10 ⁻²
D2	粘性土	細	10 ⁷	10 ⁴
E1	砂質土	細	10 ⁷	10 ⁻²
E2	砂質土	細	10 ⁷	10 ⁴

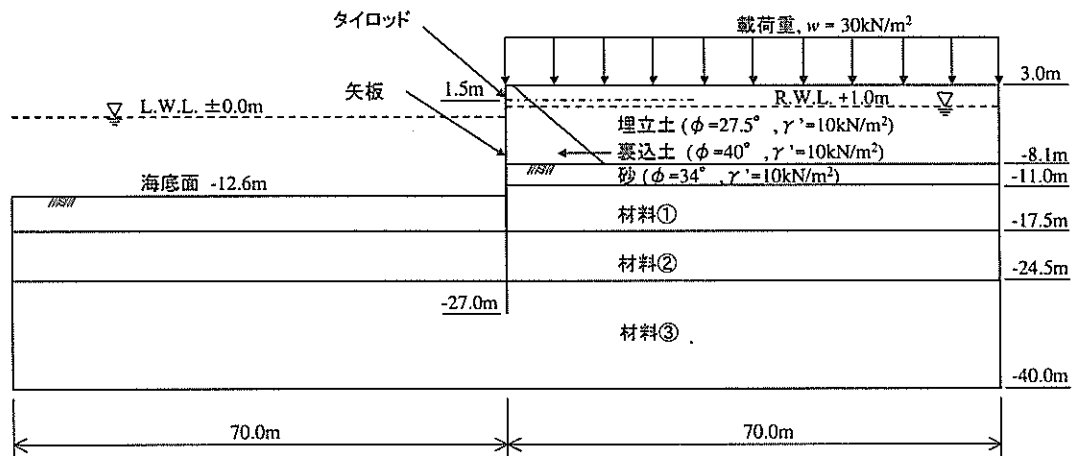
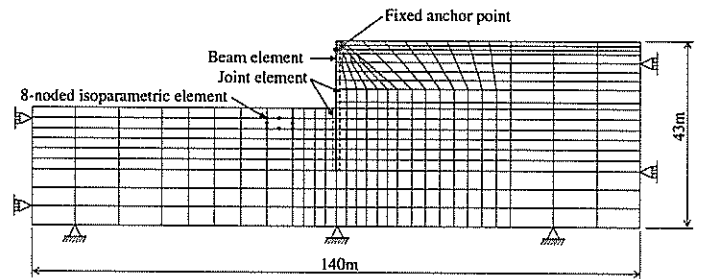


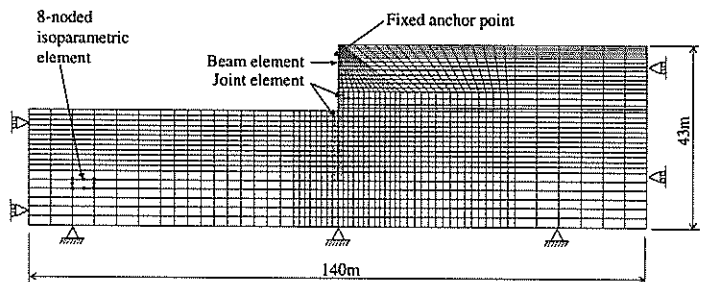
図-19 矢板式係船岸の解析断面図

表-9 各地盤モデルの土質定数

	土質定数	砂-粘土	粘性土	砂質土
材料①	γ' (kN/m ³)	10.0	6.0	10.0
	c_u (kN/m ²)	—	30	—
	ϕ (°)	38	—	30
	E_s (kN/m ²)	14700	6300	14700
	ν	0.28	0.40	0.33
材料②	γ' (kN/m ³)	6.3	6.3	10.0
	c_u (kN/m ²)	60	60	—
	ϕ (°)	—	—	30
	E_s (kN/m ²)	12600	12600	14700
	ν	0.40	0.40	0.33
材料③	γ' (kN/m ³)	7.7	7.7	10.0
	c_u (kN/m ²)	150	150	—
	ϕ (°)	—	—	30
	E_s (kN/m ²)	31500	31500	14700
	ν	0.40	0.40	0.33
鋼矢板	linear: $EA = 7.57 \times 10^6$ kN/m, $EI = 10^6$ kN·m ² /m			



(a) メッシュ分割：粗



(b) メッシュ分割：細

図-20 FEM 解析メッシュ (矢板式係船岸)

組み込んでいないケースである。表-9には、想定した3つの地盤条件モデル（砂-粘土モデル、粘性土モデル、砂質土モデル）の土質定数および鋼矢板の断面定数を示した。地盤の弾性係数 E_s は、砂質土については $E_s=700N(kN/m^2)$ 、粘性土については $E_s=210c_u(kN/m^2)$ から算定した。ここで N は N 値であり、 $\phi=30^\circ$ および $\phi=38^\circ$ のいずれの砂質土についても $N=21$ とした。ポアソン比は、粘性土については0.40、砂質土については $\nu=K_0/(K_0+1)$ から算定した。ここで K_0 は静止土圧係数で、 $K_0=1-\sin \phi$ から算定した。

Case-A~E-2の各解析ケースでは、剛性の高い矢板壁（ $\phi 1,100 \times t12$ 相当の鋼管矢板）を仮定し、地盤の塑性変形が矢板の外側を通るような条件とした。矢板の曲げ剛性の違いが解析結果へ及ぼす影響については4.5節にて述べる。

Case-A~Case-C2のパラメトリックスタディに用いた砂-粘土モデルでは、海底面から約5mの深さまで比較的締まった $\phi=38^\circ$ の砂質土が存在し、その下部に粘性土が存在する互層状態の地盤条件を想定した。日本における正規圧密粘土の粘着力は一般に深度方向に増大傾向を示すが、ここでは粘性土を上部と下部の2層に分けて、上部粘土は $c_u = 60kN/m^2$ 、下部粘土は $c_u = 150kN/m^2$ の一定値とした。

図-20 (a), (b) にメッシュ分割が粗い場合 (Case-AとCase-B) と細かい場合 (Case-C1~Case-E2) のFEMメッシュ図をそれぞれ示す。両解析メッシュの諸元を表-10に示す。細かいメッシュは粗いメッシュと比較して約4倍の要素数である。

Case-B と Case-C1 を比較することにより、メッシュ分

表-10 解析メッシュの諸元 (矢板式係船岸)

メッシュの粗さ	節点数	要素数
粗	1346	441
細	5157	1704

割の粗さが GeoFem 解析結果に与える影響を調べる。

Case-C1とCase-C2の比較では、ジョイント要素のせん断剛性値の違いが解析結果へ及ぼす影響を調べることを目的とした。 $K_s = 10^{-2} kN/m^2$ としたのは、実質的に地盤と矢板の間に摩擦が働かないとして計算することを意味する。逆に $K_s = 10^4 kN/m^2$ は、表-9に示した地盤の弾性係数から計算される地盤のせん断弾性係数 G と同程度の値であり、地盤と矢板の間には摩擦が十分に働くと考えられる。なお、地盤と矢板の間の摩擦の扱いについては、粘着力と地盤と鋼材との摩擦角を用いて非線形ジョイント要素として地盤種毎にモデル化し、ジョイントの剛性や摩擦角については実験的に求めることが多い。しかし、本検討の主な目的は、地盤と鋼材の摩擦に関して極端な2ケースを想定した場合に解析結果にどの程度の違いが生ずるかを比較することであるため、ジョイント要素に対しては複雑なモデル化は行わず、せん断剛性 K_s と垂直剛性 K_n のみで評価する線形バネモデルとした。

Case-D1とCase-D2およびCase-E1とCase-E2は、地盤条件をそれぞれ粘性土および砂質土とした場合で、Case-C1とCase-C2の比較と同様に、ジョイント要素のせん断剛性値

の違いが解析結果へ及ぼす影響をさまざまな地盤条件で調べることを目的としている。

一連のFEM解析では、矢板の根入れ深さを幾つか想定し、それぞれの根入れ長をもつモデルに対して安全率の計算を行っている。矢板が最も長い場合は材料③の中間まで根入れがあるケース(根入れ長 $L=20.9\text{m}$)で、最も短い場合は根入れ長 $L=2.5\text{m}$ の場合である。以後に示す図-21～図-24は、矢板の根入れ深さと安全率の関係で解析結果を整理した。図-21～図-24には円弧すべり解析結果を併せて示している。円弧すべり解析で計算される安全率は、想定した各矢板根入れ深さのモデルに対して、矢板の下端以下を通過するすべり面の最小安全率を示したものである。その上限値は簡易ビショップ法で、下限値は修正フェレニウス法で計算した値である。砂-粘土地盤モデルは、円弧すべり面上部に砂が介在するため、修正フェレニウス法による解析結果では、簡易ビショップ法と比較して低めの安全率が算定されている。これは従来から指摘されている「基礎地盤がすべて砂の場合や、上部が砂質土で下部が粘土層という土層構成の場合、修正フェレニウス法は安全率を過小に、簡易ビショップ法は過大に評価する(小林, 1982)」と同様の傾向である。

4.4 パラメトリックスタディの結果

(1) メッシュ分割の影響

図-21は、Case-BとCase-C1を比較したもので、解析メッシュの分割の違いがGeoFem解析結果に及ぼす影響を示している。図-21より、要素数がCase-Bの4倍程度細か

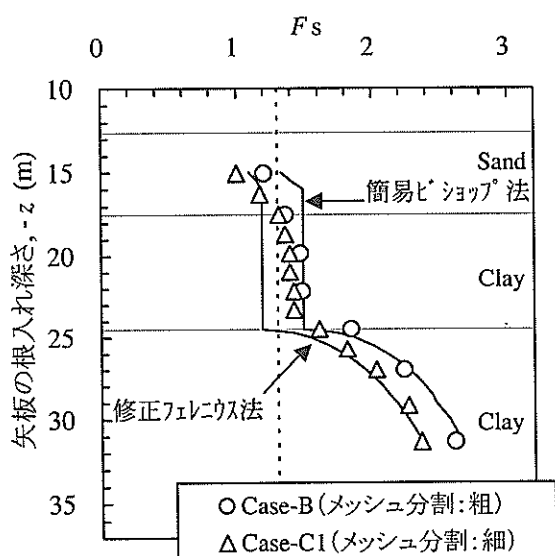


図-21 メッシュ分割の違いによる解析結果の比較

いCase-C1では、矢板の根入れが上部の粘土層に打ち止められている場合に修正フェレニウス法に比べ大きな安全率を計算したものの、矢板の根入れが下部の粘土層に及ぶ場合は、修正フェレニウス法と同程度の安全率を計算した。一般にメッシュ分割が細くなれば解析精度は向上するとされる。今回の検討では、図-20の2種類のメッシュに対して安全率へ及ぼす影響を調べているにすぎないが、Case-C1程度の細かさでモデル化を行えば、通常の設計で用いられる修正フェレニウス法によって計算される安全率と同程度の安全率を算定できることが示された。

(2) 地盤と矢板との摩擦の影響

次にジョイントのせん断剛性値(地盤と矢板との間の摩擦の仮定の違い)がGeoFem解析結果へ及ぼす影響を調べた。ここでは、地盤の種類や強度に関わらず、地盤と矢板との間に摩擦がフルに働いている場合($K_s = 10^4 \text{ kN/m}^2$, Case-C2)と摩擦がゼロの場合($K_s = 10^2 \text{ kN/m}^2 = 0$, Case-C1)の極端な2ケースを想定している。解析メッシュは両ケースとも図-20 (b) に示す細かいメッシュである。

図-22は、Case-C1とCase-C2によって計算された安全率を比較したものである。地盤と矢板の摩擦をゼロとしたCase-C1は修正フェレニウス法と、地盤と矢板の摩擦をフルに効かせたCase-C2は簡易ビショップ法と概ね同じ安全率を計算していることがわかる。Case-C1とCase-C2を比較すると、Case-C2に対するCase-C1の安全率の比 $F_{s(c1)}/F_{s(c2)}$ は、0.84~0.96であり、矢板の根入れが深いほど両ケースの安全率の差は大きくなった。図にはジョイント

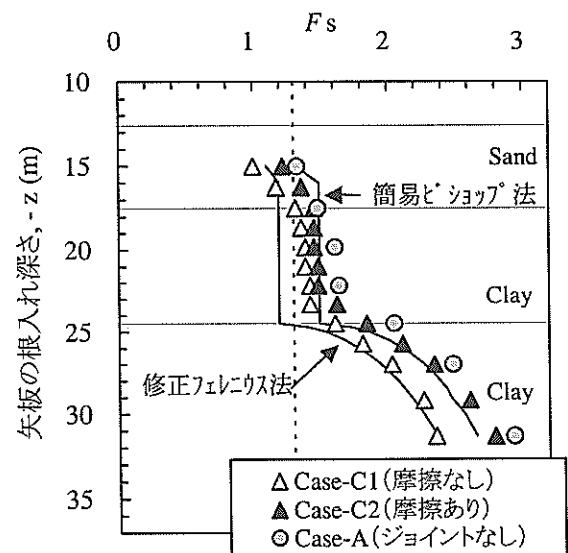


図-22 地盤と矢板との間の摩擦の違いによる解析結果の比較(砂-粘性土)

ト要素を考慮していないCase-Aの結果も示した。Case-C2とCase-Aは、地盤と矢板との間の摩擦をフルに期待しているという点で実質的に同じ仮定を設けたモデルである。Case-AがCase-C2と比較して大きめの安全率を計算しているのはメッシュ分割の違いに起因すると考えられる。

(3) 地盤条件を変えた場合

図-23 および図-24 は、地盤条件を粘性土および砂質土とした場合の地盤-矢板間の摩擦の違いによる比較である。粘性土地盤では、円弧すべり解析法による安全率の

差はわずかで、この差は主に埋立土および裏込土をφ材としてモデル化していることに起因すると考えられる。一方、砂質土地盤では円弧すべり解析法による安全率の差は大きく、簡易ビショップ法に対する修正フェレニウス法の安全率の比は0.75~0.88であった。

図-23および図-24より矢板の根入れ深さと安全率の関係は、円弧すべり解析法とGeoFemとでは概ね似た傾向を示していることがわかる。これは砂-粘土地盤モデルの解析結果にも同様にいえる傾向であった。図-23に示す粘性土地盤モデルでは、地盤と矢板と間の摩擦がフルに働くとしたCase-D2において簡易ビショップ法と概ね同じ安全率を計算した。一方、地盤と矢板と間の摩擦をゼロとしたCase-D1においては、矢板が下部の粘土層に打ち込まれているモデルで修正フェレニウス法よりも低い安全率を計算しているものの、それより上部に矢板が打ち止められているモデルでは、円弧すべり法で計算した安全率の範囲にほぼ収まっている。図-24に示す砂質土地盤では、摩擦がフルに働くCase-E2では簡易ビショップ法と概ね同じ安全率を計算した。摩擦をゼロとしたCase-E1では修正フェレニウス法に近い安全率を計算した。ただし、矢板の根入れが深いところでは修正フェレニウス法に比べわずかに大きな安全率となった。それぞれのケースで計算される安全率の差を調べると、Case-D2に対するCase-D1の安全率の比 $F_{s(D1)}/F_{s(D2)}$ は0.88~0.95で、Case-E2に対するCase-E1の安全率の比 $F_{s(E1)}/F_{s(E2)}$ は0.79~0.84であった。

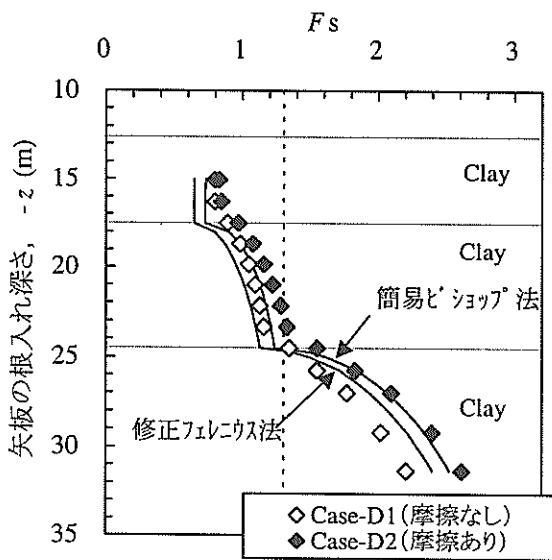


図-23 地盤と矢板と間の摩擦の違いによる解析結果の比較（粘性土）

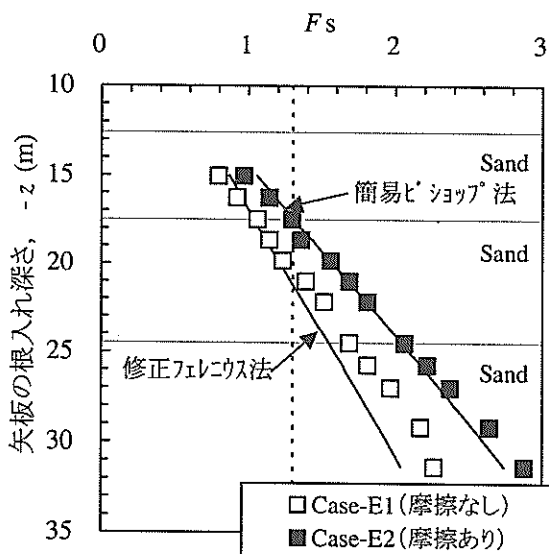


図-24 地盤と矢板と間の摩擦の違いによる解析結果の比較（砂質土）

(4) 地盤の破壊モードについての考察

図-25 (a), (b) は、Case-C1において矢板の根入れ深さを $z=-27\text{m}$ (根入れ長14.4m)とした場合の破壊直前の変位ベクトル図と地盤の塑性化領域を表したものである。また、図-26 (a), (b) は、Case-C2の場合である。このモデルに対するCase-C1とCase-C2のGeoFem安全率は、それぞれ $F_{s(C1)}=2.03$, $F_{s(C2)}=2.34$ であった。すなわち、図-25 (a), 図-26 (a) は、式(13)の両辺を安全率 F_s で除し、それぞれ以下の式によって強度を低減させたときの地盤の変形状態を示したものである。

$$\tau_f/2.03 = c/2.03 + \sigma \tan \phi / 2.03 \quad (\text{Case-C1})$$

$$\tau_f/2.34 = c/2.34 + \sigma \tan \phi / 2.34 \quad (\text{Case-C2})$$

図-25 (a) と図-26 (a) を比較すると、地盤と矢板と間の摩擦をゼロとしたCase-C1の方がCase-C2に比べ、くさび状の破壊形状を表しているが、両ケースとも矢板の下端を通過するかのようすべり面が形成されていると見て

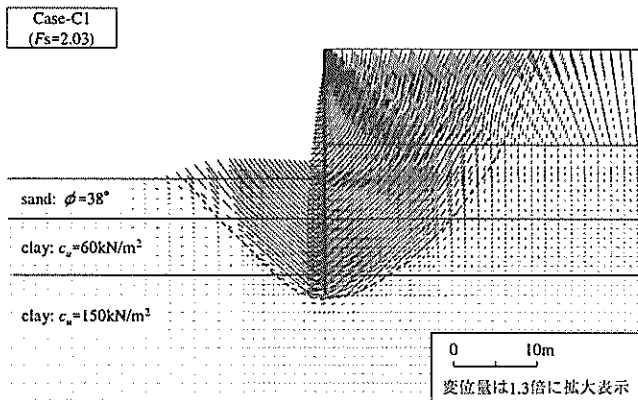


図-25 (a) 破壊直前の変位ベクトル図 (Case-C1)

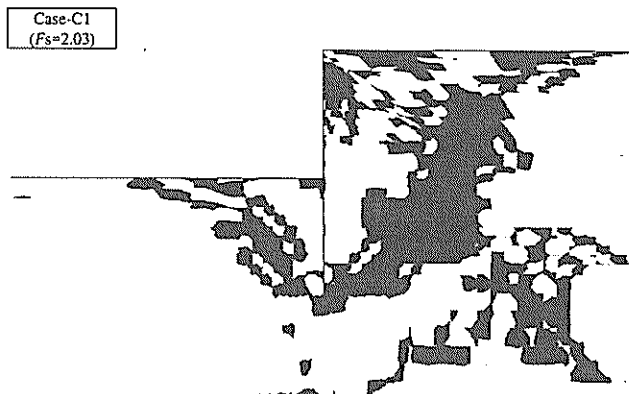


図-25 (b) 破壊直前の塑性化領域図 (Case-C1)

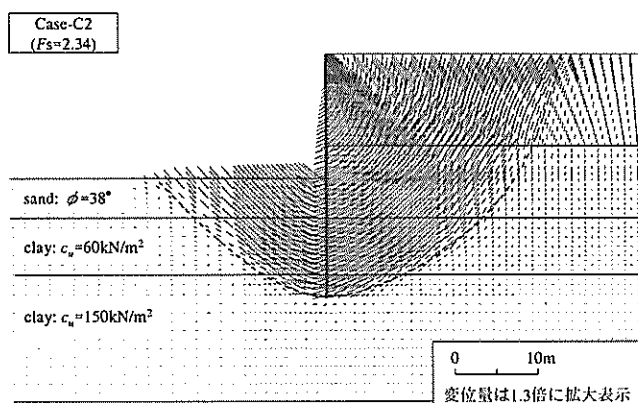


図-26 (a) 破壊直前の変位ベクトル図 (Case-C2)



図-26 (b) 破壊直前の塑性化領域図 (Case-C2)

取れる。このような破壊形態が現れるのは、矢板の剛性が地盤の剛性に対して相対的に大きいためと考えられる。円弧すべり解析による安全率とGeoFemによる安全率が前述のように概ね一致したのは、図-25や図-26が示すようにGeoFemによる破壊形態と円弧すべりにおける破壊形態が近いからであると考えられる。

実務設計では土圧のバランスから必要な矢板の剛性を決定するが、今回想定した係船岸の規模および地盤条件では結果的に図のような破壊モードとなるような高い剛性をもつ矢板が選択されている。FEMによる安定解析結果が真値であるかどうかはわからないが、これを一つの尺度として考えれば、矢板の剛性が地盤の剛性に対して相対的に高い場合には、港湾基準の安定計算における「矢板内を通過するすべり面は考慮せず、矢板下端以下を通過する円弧について安定解析を行う」という経験則に基づく仮定はあまり矛盾していないと考えられる。

(5) まとめ

以上、矢板の外側に塑性変形が生じるような問題に対して、要素分割の粗さや地盤と矢板との間の摩擦の仮定

に関するパラメトリックなFEM安定解析を行い、慣用円弧すべり解析結果との比較を行った。これらの結果をまとめると以下の通りである。

- 1) 要素分割が粗い場合と細かい場合の2種類のモデルでGeoFemによる安全率の比較をしたところ、粗い分割は細かい分割に比べ大きな安全率を計算した。
- 2) 地盤と矢板との間の摩擦特性については、垂直剛性とせん断剛性を有する線形ジョイント要素を用いて評価した。摩擦をゼロとした場合は修正フェレニウス法と、一方、摩擦がフルに働くとした場合は簡易ビショップ法と概ね同じ安全率を計算した。これはさまざまな地盤条件に対して共通の傾向であった。
- 3) 特に砂質土地盤では、地盤と矢板との間の摩擦の扱い方によって、GeoFemで計算される安全率は大きく変化した。
- 4) 矢板の剛性が地盤の剛性に対して相対的に高い場合には、矢板の下端以下を通過するような破壊形状がGeoFemによって示された。

4.5 矢板の曲げ剛性の影響

(1) 矢板の曲げ剛性と安全率の関係

本節では、矢板壁の曲げ剛性をさまざまに変化させたときの安全率の変化について、表-9に示した3つの地盤モデルに対しFEM解析を行った。矢板の根入れ深さは、どの地盤モデルも共通で $z = -27\text{m}$ （根入れ長 $L = 14.4\text{m}$ 、材料③まで貫入）とした。矢板の曲げ剛性を変化させる範囲は、 $EI = 1\text{MN}\cdot\text{m}^2/\text{m} \sim 10^4\text{MN}\cdot\text{m}^2/\text{m}$ とした。これは、鋼矢板1mあたりの曲げ剛性の下限値（ $EI = 9\text{MN}\cdot\text{m}^2/\text{m}$ 、NKSP I型）と、鋼管矢板1本の1mあたりの曲げ剛性の上限値（ $EI = 7300\text{MN}\cdot\text{m}^2/\text{m}$ 、 $\phi 2,000 \times t25$ ）を考慮して決めたものである。

図-27 (a) ~ (c) は3つの地盤モデルで計算した矢板の曲げ剛性 EI と地盤~矢板系の安全率 F_s の関係をそれぞれ示したものである。

図-27 (a) より砂-粘土地盤の場合は、 $EI = 100\text{MN}\cdot\text{m}^2/\text{m}$ までは安全率 $F_s = 2.34$ を保ち、 $EI < 100\text{MN}\cdot\text{m}^2/\text{m}$ で矢板の曲げ剛性が小さくなると共に安全率が低下し、 $EI < 5\text{MN}\cdot\text{m}^2/\text{m}$ では $F_s < 1.3$ となった。図-27 (b) に示す砂質土地

盤の場合も砂-粘土地盤とほぼ同様な傾向を示した。図-27 (c) に示す粘性土の場合は、 $EI = 15\text{MN}\cdot\text{m}^2/\text{m}$ 前後で安全率が $F_s = 2.09$ から $F_s = 1.42$ に急激に低下した。

(2) 矢板の曲げ剛性と破壊モードについての考察

破壊直前の地盤変形状態を見ると、矢板の剛性が低下したときに地盤の破壊モードが変化する様子がわかる。

図-28 (a), (b) は粘性土地盤における $EI = 100\text{MN}\cdot\text{m}^2/\text{m}$ および $5\text{MN}\cdot\text{m}^2/\text{m}$ の場合の破壊直前の変位ベクトル図を示したものであるが、矢板の曲げ剛性の低下によって、すべり面がより浅部で発生している様子が見て取れる。

$EI = 100\text{MN}\cdot\text{m}^2/\text{m}$ ($F_s = 2.04$) の場合は矢板の剛性が地盤の剛性に対して相対的に高いため、地盤の変形に対して矢板が抑止効果を発揮しており、矢板下端にすべり面が発生する破壊モードがクリティカルな条件となったと考えられる。前節で示したCase-C2 ($EI = 1000\text{MN}\cdot\text{m}^2/\text{m}$) の場合も同様な変形モードと判断することができ、結果的に両者の安全率がほぼ一致したと考えられる。一方、 $EI = 5\text{MN}\cdot\text{m}^2/\text{m}$ の場合は、矢板の剛性が地盤の剛性に対して相対的

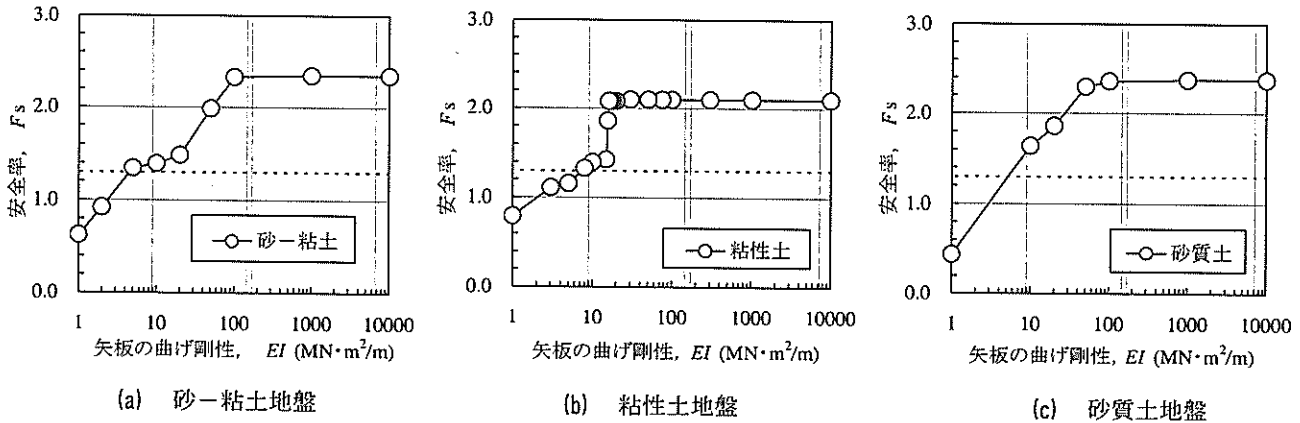


図-27 矢板の曲げ剛性 EI と安全率 F_s の関係

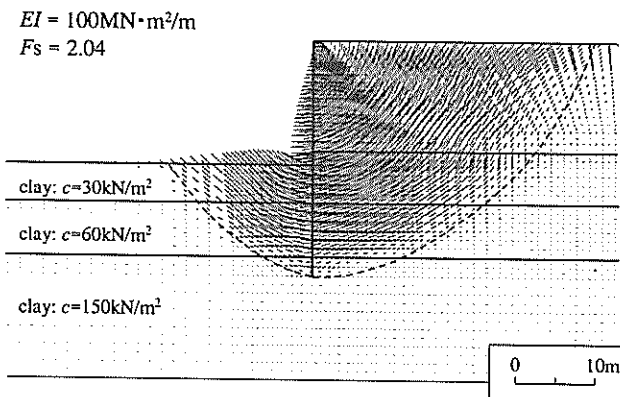


図-28 (a) 破壊直前の変位ベクトル図
(粘性土地盤, $EI = 100\text{MN}\cdot\text{m}^2/\text{m}$)

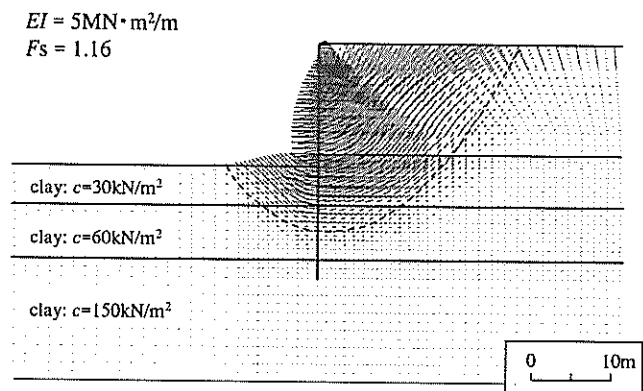


図-28 (b) 破壊直前の変位ベクトル図
(粘性土地盤, $EI = 5\text{MN}\cdot\text{m}^2/\text{m}$)

に小さいため、矢板の変形抑止効果が発揮されず、矢板の中をすべり面が通過するような破壊モードがクリティカルな条件となり、その結果として安全率が低下したと解釈できる。

図-27 (b) に示したように、粘性土地盤において安全率が急激に低下した要因としては、今回対象とした粘性土地盤モデルの地盤強度が階段状で不連続であり、このこととすべり面が浅部で発生したことによる安全率の低下が重なったことが一つの要因であると考えられる。すなわち、矢板の剛性が $EI=5MN\cdot m^2/m$ の時にはすべり面は下部の粘土層($c_u=150kN/m^2$)を通過せず、上部粘土層の強度で安全率が決まったため、安全率が極端に小さくなったと考えられる。

(3) まとめ

以上、矢板の曲げ剛性を変化させたときのGeoFemによる安全率の変化について調べた。この結果をまとめると以下の通りである。

- 1) 砂-粘土, 砂質土, 粘性土いずれの地盤モデルにおいても、ある矢板の曲げ剛性値を境に安全率は一定値となり、それより低い曲げ剛性では安全率は EI (logスケール) に対してほぼ直線的に低下した。
- 2) 矢板の曲げ剛性の低下による安全率の低下は、地盤の変形に対する矢板の抑制効果の働き具合によって説明ができる。すなわち、矢板の曲げ剛性が地盤の剛性に比べ相対的に小さければ、地盤はより浅い部分で破壊するモードで変形を起し、結果として安全率が低下すると考えられる。

4.6 矢板の降伏を考慮した安全率の評価方法

(1) 評価方法

矢板を線形梁要素と仮定した以上のFEM安定解析では、矢板に発生する応力に関して降伏値は考慮されておらず、矢板は無限に変形することが許されている。したがって、こうして求めた安全率は、矢板の降伏とは無関係であり、地盤の破壊のみで決まる安全率を意味している。

地盤～矢板系の安全率は、地盤あるいは矢板のどちらかが破壊(降伏)したときの安全率として評価するのが合理的である。本研究では以下に示す手順によって矢板の降伏を評価し、安全率を求めることを試みた。

- ① 矢板は線形梁要素としてモデル化し、安全率の算定はこれまでと同様の手順で行う。
- ② 逐次計算される強度低減率とその時の矢板に発生する応力から、矢板が降伏応力 σ_y に達したときの強度

低減率を矢板が降伏する安全率と定義する。

- ③ 通常の計算過程で求まる地盤の破壊に関する安全率と以上の方法によって求めた矢板の降伏に関する安全率のうち、小さい方の安全率を地盤～矢板系の安全率とする。

(2) 評価結果

粘性土地盤を対象に、この方法に基づいて評価した安全率を図-29に示す。また、図-30は、 $EI=1000MN\cdot m^2/m$ の場合のGeoFem計算過程における強度低減率とそのときの矢板の最大曲げ応力の関係を示したものである。図-30より矢板が降伏応力に至る時の地盤強度低減率は、 $F=1.24$ と計算される。図-29が示すように、 $EI=10^4MN\cdot m^2/m$ のケースを除いて地盤が破壊する前に矢板の方が降

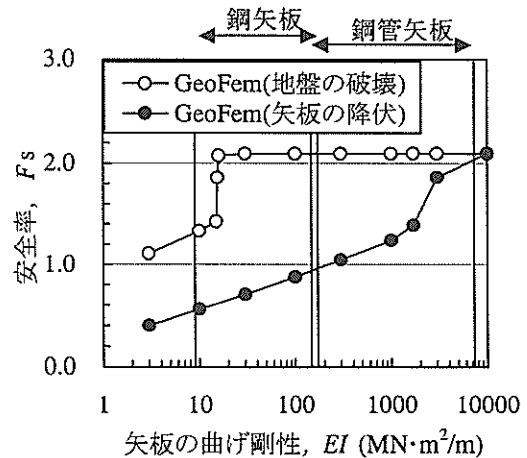


図-29 矢板の降伏を考慮した地盤～矢板系の安全率

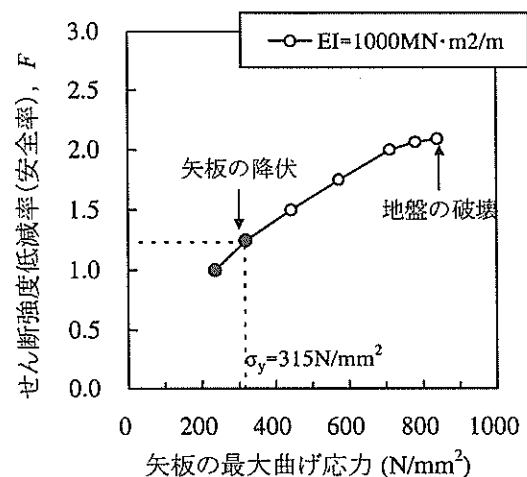


図-30 GeoFem 計算過程における矢板の最大曲げ応力と地盤のせん断強度低減率の関係 ($EI=1000MN\cdot m^2/m$)

伏に至ると判定された。すなわち、地盤～矢板系構造物の安定は、矢板の剛性が $EI > 10^4 \text{MN} \cdot \text{m}^2/\text{m}$ の時は地盤の破壊で、 $EI < 10^4 \text{MN} \cdot \text{m}^2/\text{m}$ の時は矢板の降伏によって決まることを表している。

(3) 土圧と矢板の曲げ応力の関係に関する考察

本解析では土要素に対してMohr-Coulombの弾塑性モデルを仮定しているの、土が破壊状態に近づくと大きな塑性変形を生じ、その結果、矢板には大きな応力が作用していると考えられる。Mohr-Coulomb弾塑性体は土の極限状態を扱う上で便利なモデルであるが、実際の土の応力-ひずみ関係を表現するには無理がある。

このような問題が解析上どの程度生じているかを確認するために、せん断強度低減法の各ステップで計算され

る矢板の曲げモーメントや受働土圧の発生状況、土要素の応力-変位関係について検討した。

図-31 (a), (b) はそれぞれの強度低減率の時に計算された受働土圧分布と矢板の曲げ応力の深度分布図である。図-31 (a) より矢板降伏時 ($F=1.25$) の土圧分布は設計用土圧の分布に近く、地盤の破壊時では矢板下端部で大きな土圧が作用しているのがわかる。

図-32 (b) ~ (d) は、図-32 (a) に示す各節点における受働

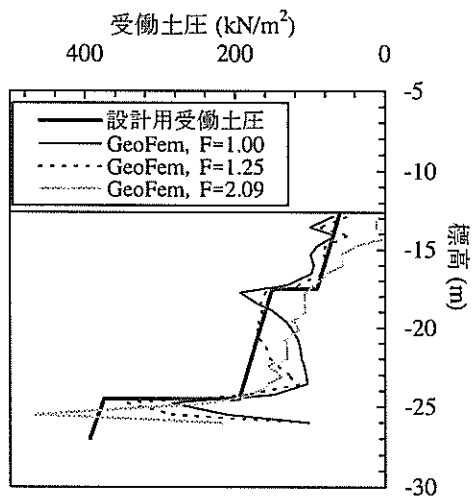


図-31 (a) GeoFem で計算される土圧分布 ($EI = 1000 \text{MN} \cdot \text{m}^2/\text{m}$)

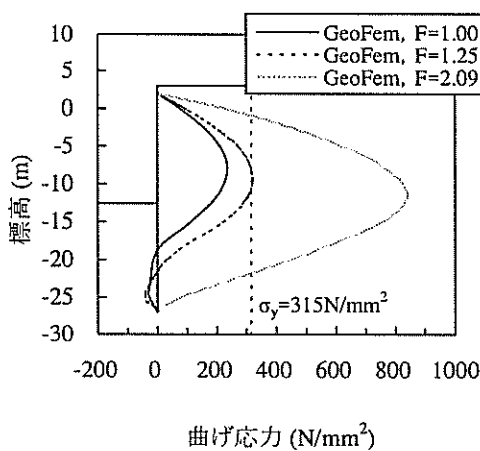
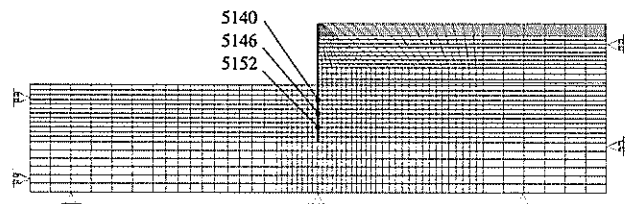
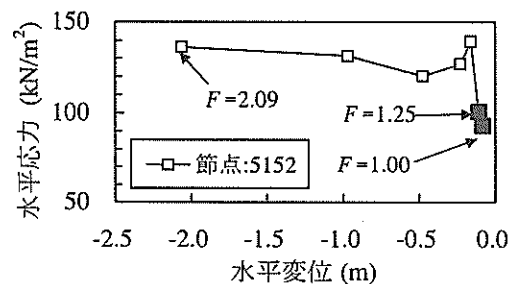


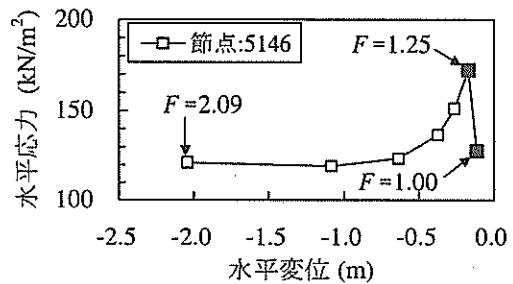
図-31 (b) GeoFem で計算される矢板の曲げ応力分布 ($EI = 1000 \text{MN} \cdot \text{m}^2/\text{m}$)



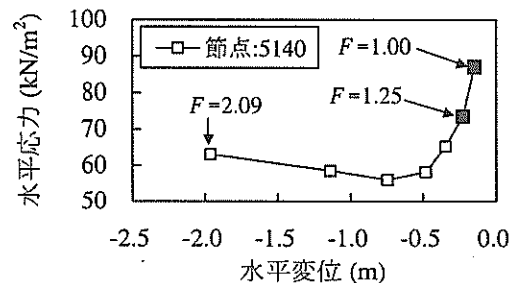
(a) 抽出節点



(b) 節点: 5152



(c) 節点: 5146



(d) 節点: 5140

図-32 GeoFem 計算過程における矢板前面の土要素の応力-変位関係 ($EI = 1000 \text{MN} \cdot \text{m}^2/\text{m}$)

側地盤の応力-変位関係を示したものである。■で示した範囲が、矢板が降伏する強度低減率の範囲 ($F=1.0\sim 1.25$ の間) を示している。いずれの節点における地盤の挙動を見ても、強度低減率が $1.0\sim 1.25$ の間は、地盤は弾性的な挙動を示していることがわかる。

矢板の曲げ剛性が $EI=1000\text{MN}\cdot\text{m}^2/\text{m}$ 以外の場合の解析結果についても同様の検討を行い、地盤が概ね弾性域にあるときに矢板は降伏していることを確認した。したがって、矢板の降伏を評価する上で地盤は極端な塑性変形を起こしておらず、その評価値はある程度の信頼性を持つと判断した。

(4) 地盤の弾性係数の影響

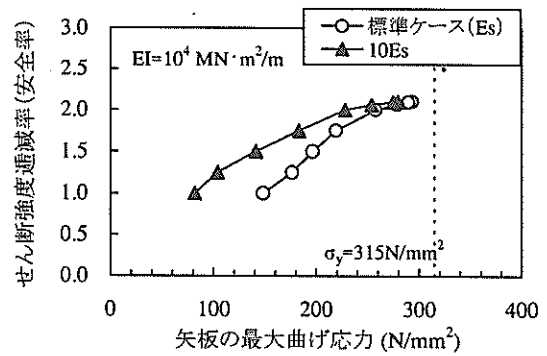
矢板が降伏に至る時に地盤が概ね弾性域の範囲にあるとすれば、矢板降伏時の安全率は地盤の弾性係数の大きさに左右されると考えられる。ここでは、地盤の弾性係数 E_s が安全率の評価に及ぼす影響について検討した結果を述べる。

図-33 (a) ~ (c) は、地盤の弾性係数 E_s の大きさによって矢板に発生する最大曲げ応力がどの程度変化するかを示したものである。図-29に示した解析ケース (粘性土地盤、地盤の弾性係数は表-9に示したものを) を標準ケースとして、これより10倍の弾性係数を仮定したケース (凡例: ▲, $10E_s$) と比較する。図-33 (a) ~ (c) より、地盤の弾性係数を10倍に仮定しても、地盤の破壊に関する強度低減率 (地盤の破壊で決まる安全率) にはほとんど影響しないことがわかる。しかし、矢板に作用する曲げ応力は図-33のごとく変化するため、矢板が降伏に至る時の安全率は、標準ケースに比べてそれぞれ大きく計算された。図-34はこれをまとめたものである。地盤の弾性係数を10倍にすることで、矢板降伏時の安全率は1.1倍~1.2倍と大きく評価された。

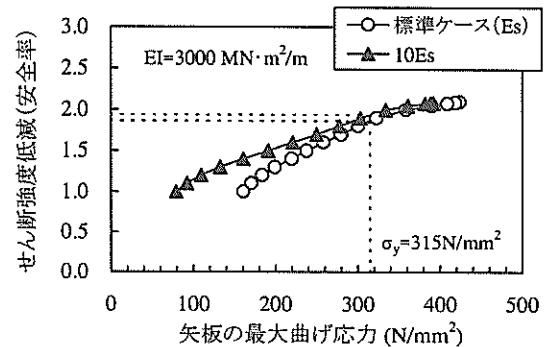
5. 円弧すべり法による地盤~矢板系構造物の安定解析

5.1 矢板の剛性を考慮した分割法円弧すべり解析

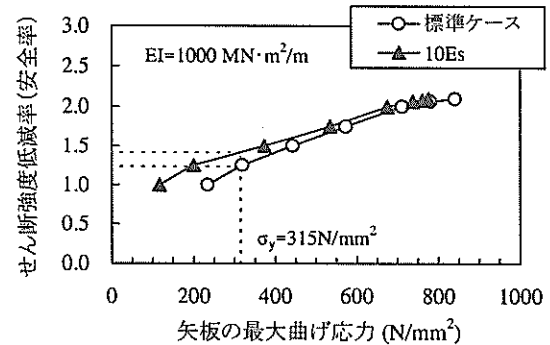
第4章では、矢板の外側に地盤の塑性変形が発生するような問題に対して、パラメトリックスタディの観点からGeoFemによる安定解析を行った。この結果から、せん断強度低減法によるFEM安定解析は、慣用円弧すべり解析と概ね一致する安全率を計算できることを示した。しかし、FEM安定解析では、メッシュの分割の仕方や地盤と鋼材との間の摩擦の扱い方など、モデル化の方法やパラメータの取り方に細心の注意を払わなければならない。



(a) $EI=10^4\text{MN}\cdot\text{m}^2/\text{m}$



(b) $EI=3000\text{MN}\cdot\text{m}^2/\text{m}$



(c) $EI=1000\text{MN}\cdot\text{m}^2/\text{m}$

図-33 地盤の弾性係数の影響

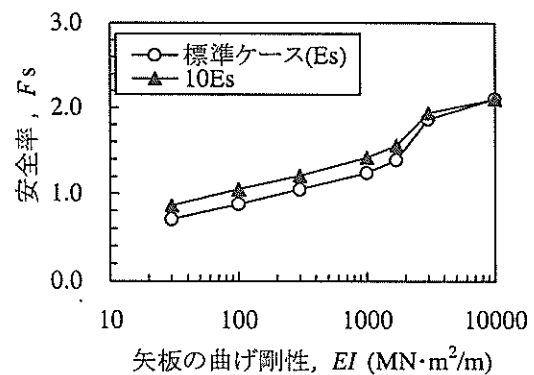


図-34 地盤の弾性係数による安全率の変化

また、矢板の降伏応力を考慮した安全率の評価においても、地盤の弾性係数の仮定が少なからず安全率に影響した。実務的な設計において、現行の港湾の基準で用いられている慣用円弧すべり法に変わる解析法としてFEMによる安定解析を用いることは、現段階では困難と考えられる。現在、安定解析法として広く用いられている慣用円弧すべり解析によって矢板の効果を考慮できるならば、その実用的な価値は高いと思われる。本研究では新しい解析方法として、これまでの慣用円弧すべり解析法に矢板の塑性抵抗モーメントを取り入れた解析法を提案する。

現行の設計基準における地盤～矢板構造物の安定解析では、次式で定義される安全率で系全体の安定を評価する。

$$F_s = \frac{M_p}{M_a} \quad (16)$$

ここに、 M_p は円弧すべりにおける地盤の抵抗モーメント、 M_a は地盤のすべりモーメントである。

港湾基準では分割法円弧すべり解析として、過去の被災事例をよく説明するという理由から修正フェレニウス法が用いられる。安定計算上は、「矢板の中を通過する円弧に対して安定を考慮する必要はなく、すべり面は矢板の下端以下を通過する」という仮定を設けている。矢板のすべり防止効果をフルに期待した破壊形態を想定しているものの、計算上は矢板のすべり防止効果を加味しておらず、理論と計算法が矛盾した解析法である。

本研究での提案法はBromsの方法(1964)による地盤反力に基づいて矢板の塑性抵抗モーメントを計算し、式(16)の分子に矢板の塑性抵抗分を加えたものである。Bromsの方法は水平力を受ける杭と地盤の破壊形態から、杭の曲げ剛性と根入れ長および地盤の剛性によって杭を分類し、粘性土と砂質土に分けて杭の極限水平力を求めるものである(横山, 1978)。

関口・小林(1991)の方法も矢板の抵抗モーメントを考慮した円弧すべり解析法であるが、この方法はChangの杭頭自由地上突出杭の理論を応用したもので、矢板による抵抗モーメントの算定には地盤の水平方向地盤反力係数が必要であった。一方、提案法は後述するように地盤の強度と矢板の剛性から矢板の塑性抵抗モーメントや矢板の塑性ヒンジ点を求めることができ、地盤の弾性係数を必要としない点が特徴である。

図-35は、提案する円弧すべり解析法概念図を示したものである。提案法ではまず、円弧のすべり深さ(塑性ヒンジ点の深さ) h を矢板の曲げ剛性と地盤強度から算定する。円弧すべり解析は、この塑性ヒンジ点を通過点と

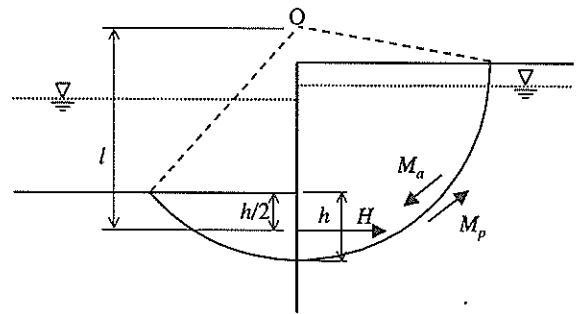


図-35 円弧すべり解析法概念図

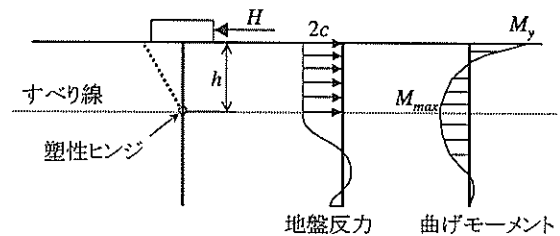


図-36 Bromsの方法による地盤反力

して計算し、全体系の安全率は式(16)の地盤の抵抗モーメントに矢板の塑性抵抗モーメント M_h を付加した次式で表される。

$$F_s = \frac{M_p + M_h}{M_a} \quad (17)$$

矢板の塑性抵抗モーメント M_h は次式で表される。

$$M_h = H \cdot l \quad (18)$$

ここに、 H は矢板の極限水平抵抗力、 l は極限水平抵抗力に対するアーム長である。図-36はすべり破壊によって矢板に塑性ヒンジが発生したときのBromsの方法による地盤反力分布および曲げモーメント分布の概念図を示したものである。簡単のため根入れ部の地盤は均一粘性土とした場合を示している。Bromsの仮定は、杭頭が第一に降伏し($M_0 = M_y$)、次に地中部の最大曲げモーメント M_{max} が降伏値 M_y に達するまで杭頭の曲げモーメントは M_y の値を保持するとしたものである。したがって、曲げモーメントに関するつり合い式は次式で表される。

$$H \cdot \frac{h}{2} = M_0 + M_{max} = 2M_y \quad (19)$$

ここに、 M_y は鋼材の降伏モーメントで、次式で表される。

$$M_y = \sigma_y \cdot z \quad (20)$$

ここに、 σ_y は鋼材の降伏応力、 z は断面係数である。

Bromsの方法は水平力を受ける杭に対して提案された

ものであるが、これを鋼矢板のような連続した断面に対して適用するには、地盤反力の部分を書き換えてやればよい。ここでは現行の港湾の基準を参考に、矢板に作用する受働土圧を地盤反力として考えた。すなわち粘性土の場合、受働土圧強度 p_p は次式で表される。

$$p_p = \sum \gamma_i h_i + p_0 + 2c_u \quad (21)$$

ここに、 γ_i は i 層の土の単位体積重量、 h_i は i 層の厚さ、 p_0 は載荷重、 c_u は土の粘着力である。図-36に示したように矢板壁前面の受働土圧を $2c_u$ と単純化した場合には、水平力の力のつり合いは次式で表される。

$$H = h \cdot 2c_u \quad (22)$$

式(19)および式(22)から鋼材の極限水平抵抗力 H および塑性ヒンジ発生深さ h は、地盤の強度および鋼材の曲げ剛性の関数として次式で表される。

$$H = 2\sqrt{M_y \cdot 2c_u} = 2\sqrt{2c_u \cdot \sigma_y \cdot z} \quad (23)$$

$$h = \sqrt{\frac{2\sigma_y \cdot z}{c_u}} \quad (24)$$

5.2 GeoFem による安全率との比較

具体的な設計断面に対して、本研究で提案する円弧すべり解析法を適用し、GeoFemによって計算した安全率と比較する。

対象とした断面は、4.5節と同様で表-9に示す粘性土地盤で、矢板の根入れ深さは $z = -27.0\text{m}$ (根入れ長 $L = 14.4\text{m}$)のモデルである。この条件にて現行の港湾基準による安定解析 (修正フェレニウス法、円弧は矢板下端以下を通過する) を行ったところ、安全率は1.94であった。

図-37は矢板の剛性と式(24)によって算出した塑性ヒンジ深さ h の関係を示したものである。計算に際しては、粘

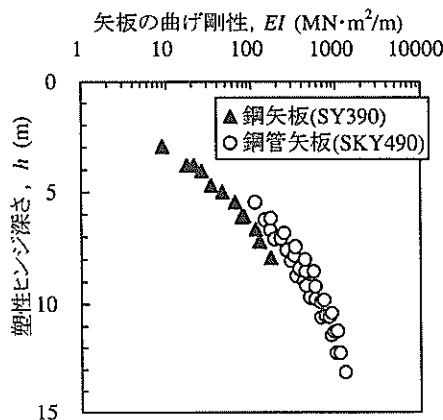


図-37 矢板の曲げ剛性と塑性ヒンジ発生深さの関係

性土の粘着力を上部2層の平均値 $c_u = 47.6\text{KN/m}^2$ と仮定し、矢板の降伏応力については、鋼矢板で $\sigma_y = 390\text{N/mm}^2$ 、鋼管矢板で $\sigma_y = 315\text{N/mm}^2$ とした。図-37より塑性ヒンジは矢板の曲げ剛性が大きくなるにつれて深い位置で発生し、 $EI = 1000\text{MN} \cdot \text{m}^2/\text{m}$ 程度で矢板の根入れ深さとほぼ等しくなった。矢板の剛性の違いによって塑性ヒンジの深さ(すべり面の発生深さ)が変化することを提案法は良く表現していると考えられる。

矢板の剛性についてカタログ値から幾つかの値を選択し、提案法円弧すべり解析によって安全率を計算した結果を表-11に示す。ここで、矢板の塑性抵抗モーメントが安全率へ寄与する割合 R を次式で計算した。

表-11 提案した円弧すべり法による解析結果

EI ($\text{MN} \cdot \text{m}^2$)	h (m)	M_h ($\text{MN} \cdot \text{m}$)	M_p ($\text{MN} \cdot \text{m}$)	M_a ($\text{MN} \cdot \text{m}$)	R (%)	F_s 式(17)
9.0	2.9	4.8	19.1	29.7	20	0.81
33.6	4.7	8.0	23.6	36.6	25	0.86
113.4	6.7	12.0	41.3	45.2	23	1.18
346.0	8.7	17.6	60.3	58.9	23	1.32
1188.0	12.0	28.0	96.7	85.6	22	1.46
1698.0	13.7	36.2	196.4	108.1	16	2.15
3100.0	14.4	31.3	228.8	118.1	12	2.20
6740.0	14.4	31.3	228.8	118.1	12	2.20

表-12 提案法と GeoFem による解析結果の比較

提案法円弧すべり		GeoFem		$\frac{F_s(\text{scm})}{F_s(\text{fem})}$
EI ($\text{MN} \cdot \text{m}^2/\text{m}$)	$F_s(\text{scm})$ 式(17)	EI ($\text{MN} \cdot \text{m}^2/\text{m}$)	$F_s(\text{fem})$	
9	0.81	10	0.56	1.45
34	0.86	30	0.70	1.23
113	1.18	100	0.87	1.36
346	1.32	300	1.05	1.26
1188	1.46	1000	1.24	1.18
1698	2.15	1700	1.39	1.55
3100	2.20	3000	1.86	1.18
6740	2.20	10000	2.10	1.05

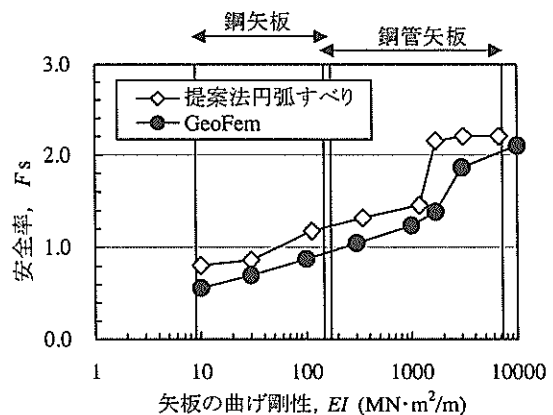


図-38 提案法と GeoFem による解析結果の比較

$$R = \frac{F_{s(2)} - F_{s(1)}}{F_{s(2)}} = \frac{M_h}{M_p + M_h} \quad (25)$$

ここに、 $F_{s(1)}$ 、 $F_{s(2)}$ はそれぞれ式(16)、(17)で定義される円弧すべり解析法における安全率である。

寄与率 R は12~25%と計算され、塑性ヒンジ発生深さが矢板下端近傍の場合は、地盤の抵抗モーメントが大きいため寄与率は低くなっている。

図-38は、矢板の剛性と提案法円弧すべり解析による安全率との関係をFEMによる安全率と比較して示したものである。表-12に両解析法による安全率の比較を示す。

図-38より矢板の剛性と安全率との関係を見ると、提案法による円弧すべり法とGeoFemは大局的に見て同じような $EI \sim F_s$ 関係が得られていることがわかる。しかし、GeoFemの安全率 $F_{s(fem)}$ に対する提案法の安全率 $F_{s(scm)}$ の比 $F_{s(scm)}/F_{s(fem)}$ は、1.05~1.55と計算され、円弧すべり解析法はGeoFemよりも大きな安全率を算定しており、両解析法による安全率は必ずしも一致していない。

GeoFemによる安全率が提案した円弧すべり解析法による安全率に比べ小さく計算される理由の一つとして、矢板を線形材料としてモデル化していることが挙げられる。鋼材の降伏時付近の応力-ひずみ関係は非線形性を示すと考えられるから、実際には矢板は EI によって決まる値よりも大きく変形する。矢板の応力-ひずみ関係に線形を仮定した場合は、非線形を仮定した場合よりも小さいひずみレベルで矢板の降伏が決まってしまうので、実際の安全率はこれよりも大きく評価されると考えられる。したがって、矢板のモデル化に非線形性を考慮すれば、GeoFemによる安全率と提案法による安全率はより接近する。すなわち、図-38の例では、GeoFemによる $EI \sim F_s$ 曲線はより左側にシフトすると考えられる。

5.3 実務設計への適用について

最後に本研究にて提案する安定解析手法の実務設計への適用について、その方向性の一例を示す。

図-39は、矢板の曲げ剛性 EI と地盤~矢板系構造物の安全率 F_s の関係を模式的に示したもので、図中の太線は提案法によって計算される安全率曲線を表している。今、設計基準に沿って安定解析を行ったところ、安全率は目標値の1.3を下回ったものとする(図中O点)。このときの矢板の剛性 EI は土圧のバランスによって決まっている。安全率を上げる対策としてまず挙げられるのは、矢板の根入れ深さを延長することである。しかし、提案法による安全率曲線は、矢板の曲げ剛性に対する地盤~矢板系の安全率の最大値を表しているの、剛性 EI の矢板に対しては、根入れを延長し矢板のすべり抵抗力を考慮しても

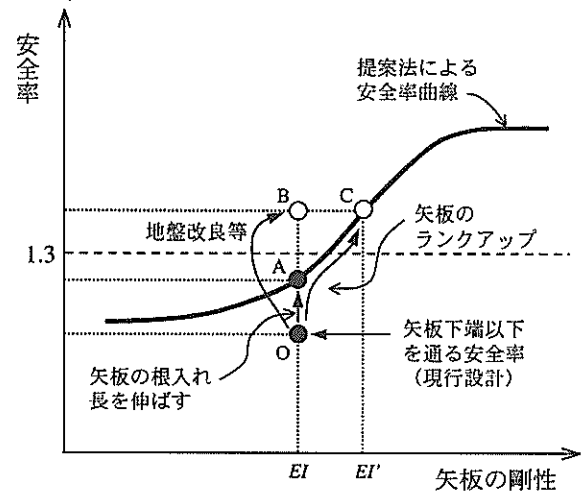


図-39 提案法の実務への適用方法の概念図

安全率は目標値1.3を上回らない(O→A点)。このような場合、従来の設計では地盤改良によって安全率を上げる対策を行うのが通常であるが(O→B点)、提案法による安全率曲線を参考にすれば、矢板の剛性を EI から EI' に上げることによって、地盤改良と同じだけ安全率を向上させることができる(O→A→C点)。

これまでの港湾施設の設計では、矢板や杭のすべり抵抗を考慮した安定解析法が確立していなかったため、矢板や杭の剛性を高めて構造物の安定を向上させるといった地盤改良に比べて低コストの対策に対して、安全率の評価ができなかった。本研究で提案した円弧すべり解析手法を用いることによって、矢板のすべり抵抗を考慮した安全率の評価を簡便に行うことができる。提案法とGeoFemとの比較の結果、両者の安全率にある程度の相関性があり、このことから提案法における仮定は定性的には妥当であると考えられる。提案法はFEM解析に比べ簡便であることに加え、これまでの円弧すべり法を拡張した解析法である。今後、提案法による安全率の妥当性について定量的な検証が進めば、さまざまな工種の安定解析に応用できると考えられる。

6. 結論

本資料の主要な結論は以下の通りである。

- 1) GeoFemによる支持力係数 N_c 、 N_q は、内部摩擦角が $\phi \leq 30^\circ$ の場合にPrandtlらの塑性理論解とほぼ一致した。しかし、 $\phi > 30^\circ$ ではGeoFemは塑性理論解に比べ過小な支持力係数を計算した。支持力係数 N_q については、GeoFemによる解析解は塑性理論解とほぼ一致した。

- 2) 岡村らによる極限平衡法による理論解を真値と仮定するならば、GeoFemは上部砂-下部粘土二層地盤における極限支持力を精度よく算定することができる。これに対し、実務設計で用いられる荷重分散式は、分散角 $\alpha=30^\circ$ の仮定が過大と考えられ、上部砂層の内部摩擦角が $\phi < 30^\circ$ の場合には、極限平衡理論解やGeoFemと比較して大きな支持力を計算する傾向にある。
- 3) 土田によって提案された分割法円弧すべり法による二層地盤の極限支持力は、すべり面の仮定の違いからGeoFemと比較して大きな支持力を計算した。上部砂層の内部摩擦角が $\phi > 30^\circ$ の場合に土田の分割法を適用する上では、内部摩擦角を $\phi=30^\circ$ として解析することが望ましい。
- 4) GeoFemによる砂質地盤上の重力式護岸の斜面安全率は、修正フェレニウス法による円弧すべり解析結果とほぼ同じ値を計算した。ただし、隅角部などの要素分割の細かさによって計算される安全率は大きく変化したのでモデル化に注意が必要である。
- 5) GeoFemによる地盤～矢板構造物の安定解析を行った。要素分割や矢板と地盤との間の摩擦の扱い方、矢板壁の曲げ剛性などがGeoFem安定解析結果に与える影響を調べた。これらの結果をまとめると、
 - ① 要素分割が粗い場合と細かい場合の2種類のモデルでGeoFemによる安全率の比較をしたところ、粗い要素分割は細かい要素分割に比べ大きな安全率を計算した。
 - ② 地盤と矢板との間の摩擦特性については、垂直剛性とせん断剛性を有する線形ジョイント要素を用いて評価した。摩擦をゼロとしたFEM安定解析は修正フェレニウス法による円弧すべり解析と、一方、摩擦がフルに働くとしたFEM安定解析は簡易ビショップ法と概ね同じ安全率を計算した。このことはさまざまな地盤条件に対して共通に言える傾向であった。
 - ③ 矢板の曲げ剛性の低下によって地盤～矢板系構造物の安全率が低下することをGeoFem安定解析によって示した。すなわち、矢板の曲げ剛性が地盤の剛性に比べ相対的に小さければ、地盤はより浅い部分で破壊するモードで変形を起し、結果として安全率が低下すると考えられる。
- 6) 矢板の降伏応力を用いて地盤～矢板系構造物の安定を評価する方法を示した。このとき、地盤の弾性係数を適切に評価することが重要であった。
- 7) 実用的な観点から、矢板のすべり抵抗を考慮した新

しい円弧すべり解析手法を提案した。提案法は、従来の分割法に矢板による塑性抵抗モーメントを導入したもので、矢板の極限水平抵抗力および塑性ヒンジの発生深さはBromsの仮定した方法を参考に求めた。提案法を用いることにより矢板の曲げ剛性の大きさとすべり面が発生する深さを関係づけることができた。

- 8) 提案法の適用性について粘性土地盤を対象に検討した。提案法により計算された安全率は、GeoFemによる安全率と必ずしも一致しなかったが、大局的に見て両者の矢板の曲げ剛性 $EI \sim$ 安全率 F_s の関係は良く一致した。

(2002年2月14日受付)

参考文献

- 石井武司・斎藤邦夫・桑原清・鶴飼恵三 (2001) : 砂地盤に構築された泥水掘削溝壁の三次元弾塑性FEMによる安定性評価, 土木学会論文集, No.673/III-54, pp.1-14.
- 鶴飼恵三 (1989) : 弾塑性FEMによる斜面の全体安全率の計算法, 土質工学論文集, Vol.29, No.2, pp.190-195.
- 鶴飼恵三 (1990) : 安定解析におけるせん断強度低減法の有用性, 土と基礎, Vol.38, No.1, pp.67-72.
- 片桐雅明・石井武司・斎藤邦夫・増田進・相沢文也・鶴飼恵三 (2000) : 砂地盤の泥水掘削溝壁の破壊メカニズムとその解釈, 土木学会論文集, No.666/III-53, pp.127-143.
- 北島昭一, 岸 正平 (1967) : 円形すべりに対する杭の影響, 港湾技研資料, No.29.
- 小林正樹 (1982) : 地盤の安定解析における安全率の問題点, 土と基礎, Vol.30, No.9, pp.9-14.
- 小林正樹 (1984) : 有限要素法による地盤の安定解析, 港湾技術研究所報告, 第23巻, 第1号, pp. 83-101.
- 小林正樹 (1988) : メッシュ再分割有限要素法による支持力解析, 第23回土質工学研究発表会論文報告集, pp.1277-1278.
- 庄司幹雄・松本喬・太田英樹・飯塚敦 (1987) : 仮想粘性法による弾塑性変形・浸透流連成解析, 土木学会論文集, No.388/III-8, pp.121-130.
- 関口宏二, 小林正樹 (1991) : 地盤～矢板系の安定解析に関する一考察, JCOSSAR'91論文集, pp.261-268.
- 土田孝・引屋敷英人・水野健太・福原哲夫 (2001) : 分割法円弧すべり解析における新しい計算法, 港湾技術研究所報告, 第40巻, 第1号, pp. 81-105.
- 土質工学会(1977) : 軟弱地盤における工事実施例(その2),

- pp.183-198.
- 土質工学会(1987): 土と基礎 実用数式・図表の解説—第一回改訂版—, pp.87-113.
- 中山茂雄, 清宮 理 (1977): 地盤のすべりに対する杭の抵抗力, 港湾技研資料, No.264.
- 日本建築学会 (1988): 建築基礎構造設計指針.
- 日本建築学会 (2001): 建築基礎構造設計指針.
- 日本港湾協会 (1989): 港湾の施設の技術上の基準・同解説 (上).
- 日本港湾協会 (1999): 港湾の施設の技術上の基準・同解説 (上).
- 日本道路協会 (1996): 道路橋示方書・同解説IV下部構造編.
- 水野健太・土田孝 (2001): 円弧すべり解析および有限要素法による上部砂—下部粘土二層地盤の支持力解析, 第36回地盤工学研究発表会講演集, pp.1455-1456.
- 山口柏樹 (1984): 土質力学 (全改訂), 技報堂出版, pp.257-272.
- 横山幸満 (1978): <い>構造物の計算法と計算例, 山海堂, pp.125-134.
- Bengt B. Broms (1964): Lateral Resistance of Pile in Cohesive Soils, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division Vol.90, No.SM2, pp.27-63.
- Caquot, A. and Kerisel, J. (1953): Sur le terme de surface dans le calcul des fondation en milieu pulverulent, Proc. of 3rd ICSMFE, Vol.1, pp.1336-337.
- Meyerhof, G.G. (1963): Some recent research on the bearing capacity of foundations, Canadian Geotechnical Journal, Vol.1, No.1, pp.16-26.
- Nakase, A. (1967): The $\phi=0$ analysis of stability and unconfined compression strength, Soil and Foundations, Vol.7, No.2, pp.33-50.
- Ohsaki, Y. (1962): Practical modification of bearing capacity factors in Terzaghi's formula, 日本建築学会論文報告集, No.71, pp.35-40.
- Okamura, M., Takemura, J., Kimura, T. (1997): Centrifuge model tests on bearing capacity and deformation of sand layer overlying clay, Soil and Foundations Vol.37, No.1, pp.73-88.
- Okamura, M., Takemura, J., Kimura, T. (1998): Bearing capacity predictions of sand overlying clay based on limit equilibrium methods, Soil and Foundations Vol.38, No.1, pp.181-194.
- Rowe, P. W. (1955): A Theoretical and Experimental Analysis of Sheet-Pile Walls, Proc. of ICE, Vol.4 Pt.1.
- Terzaghi, K. (1943): Theoretical soil mechanics, John Wiley & Sons, Inc., pp.118-143.
- Vesic, A. S. (1975): Bearing capacity of shallow foundation, Foundation Engineering Handbook, Winterkorn H. F. and Fang, H.Y.(eds), pp.126-147.
- Yamaguchi, H. (1963): Practical formula of bearing value for two layered ground, Proc. 2nd ARCSMFE, Vol.1, pp.176-180.
- Zeinkiewicz, O. C. and Corneau, I. C. (1974) : Visco-Plasticity – Plasticity and Creep in Elastic Solids – A Unified Numerical Solution Approach, Int. Journal for Numerical Method in Engineering, Vol.8, pp.821-845.
- Zeinkiewicz, O. C. and Zhu, J. Z. (1987): A Simple Error Estimator and Adaptive Procedure for Practical Engineering Analysis, Int. Journal for Numerical Method in Engineering, Vol.24, pp.337-357.

港湾空港技術研究所資料 No.1023

2002.6

編集兼発行人 独立行政法人港湾空港技術研究所

発行所 独立行政法人港湾空港技術研究所

横須賀市長瀬3丁目1番1号

TEL.0468(44)5040 URL.<http://www.pari.go.jp/>

印刷所 昭和情報プロセス(株)

Copyright © (2002) by PARI

All rights reserved. No part of this book must be reproduced by any means without the written permission of the President of PARI.

この資料は、港湾空港技術研究所理事長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部または一部の転載、複写は港湾空港技術研究所理事長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。