

斜面上の直接基礎の地震時支持力特性

Seismic bearing capacity of spread foundations on slopes

山本健太郎*

Kentaro Yamamoto

*博士 (工学), 鹿児島大学助手, 工学部海洋土木工学科 (〒890-0065 鹿児島市郡元 1-21-40)

The seismic bearing capacity of spread foundations on slopes has been theoretically investigated. The approach used is pseudo-static, and the seismic forces consist of a horizontal load applied to the foundation and the inertia of the soil mass. The upper-bound method of limit analysis is used. Two non-symmetrical failure mechanisms are considered. One consists of a triangular active wedge, a logarithmic spiral shear zone and a triangular passive wedge. The other consists of a triangular active wedge, a circular shear zone and a triangular passive wedge. These results are compared with those of available other investigators. Thus, the validity of the results from the present analysis is confirmed. Finally, the lowest upper-bound solutions of the seismic bearing capacity are presented in the form of design charts for practical use. The critical slip surfaces are also presented.

Key Words: seismic bearing capacity, foundations, limit analysis, slope stability

キーワード: 地震時支持力, 基礎, 極限解析, 斜面安定

1. はじめに

我が国は一般的に平地が少なく、斜面が多く、斜面近傍に直接基礎を設置しなければならない事例が少なくない。また、2003 年以降、宮城県沖地震、新潟県中越地震、福岡県西方沖地震をはじめとする震度 6 以上の地震が日本各地で発生しており、日本列島は本格的な地震活動期に入ったと考えられる。新潟県中越地震では建物の被害はそれほど大きくないにもかかわらず、支持地盤が崩れたり、沈んだりする被害が多く見られた。これらの事は地震時支持力を検討する必要性があることを示唆するものと考えられる。そこで、本研究では地震力を静的に取扱う震度法に基づき、斜面上あるいは斜面肩近傍の直接基礎の地震時支持力特性を検討するものである。

Terzaghi¹⁾の研究以来、静的な荷重の下での地盤の支持力問題は多くの研究者によって明らかにされてきた。1990 年代になり、静的解析法である震度法に基づき、土塊に対しても慣性力を考慮した地盤の地震時支持力に関する研究も活発に見られ始めた。地盤の地震時支持力に関する主な研究としては年代順に、Sarma and Iossifelis²⁾, Soubra³⁾, Budhu and Al-Karni⁴⁾, Richards, Elims and Budhu⁵⁾, Dormieux and Pecker⁶⁾, Soubra⁷⁾などの研究が挙げられる。Sarma and Iossifelis²⁾は斜面安定解析における分割された傾斜スライスの極限釣合いから地震時支持力係数を求めた。また、Budhu and Al-Karni⁴⁾, Richards, Elims and Budhu⁵⁾は基礎直下の土塊に対しても慣性力を考慮し、極限釣合い法を用いて

地震時支持力係数 $N_{\gamma E}$, N_{cE} , N_{qE} を導いた。そして、水平震度 K_h の増加に伴って、 $N_{\gamma E}$, N_{cE} , N_{qE} が減少することをチャートに示した。一方、Soubra^{3), 7)}, Dormieux and Pecker⁶⁾は極限解析法の一つである上界法を用い、地盤の破壊メカニズムを仮定し、上記の研究と同様に地震時支持力係数を導いた。Soubra³⁾は主働くさびと対数螺旋領域の二つの領域から成る破壊メカニズムを提案した。Dormieux and Pecker⁶⁾, Soubra⁷⁾は Prandtl 型の破壊メカニズムと同様に、主働、過渡、受働の三つの領域で構成される破壊メカニズムを提案した。

次に、斜面上の基礎の地震時支持力に焦点を当てた主な研究としては年代順に、Soubra and Reynolds⁸⁾, Sawada, Nomachi and Chen⁹⁾, Kumar and Mohan Rao¹⁰⁾, Kumar and Kumar¹¹⁾, Askari and Farzaneh¹²⁾などの研究が挙げられる。Kumar and Mohan Rao¹⁰⁾はすべり線法、Kumar and Kumar¹¹⁾は極限釣合い法により、斜面上の基礎の極限支持力に対する地震力の影響を評価した。一方、Soubra and Reynolds⁸⁾, Sawada, Nomachi and Chen⁹⁾, Askari and Farzaneh¹²⁾は上界法に基づき、斜面上の基礎の地震時支持力式を導き、地震時支持力特性を評価した。Soubra and Reynolds⁸⁾, Sawada, Nomachi and Chen⁹⁾はすべり面に関して任意点を極とする対数螺旋を仮定し、剛体的に回転する一つの対数螺旋型の破壊メカニズムを提案した。Askari and Farzaneh¹²⁾は一つずつの主働と受働くさび領域と二つのくさび領域間の過渡せん断領域 (n 個の 3 角形ブロックから成る) から構成される破壊メカニズムを提案した。ただし、支持力式が明記

されておらず、論文中での結果も限定されており、論文中以外での結果を知ることができない。我が国においては、前田ら¹³⁾が震度法と上界法に基づき、荷重と地盤の傾斜を同時に考慮できる直接基礎の支持力式を提案した。そして、現行設計業務で用いられている支持力式に関して、水平震度が大きくなると支持力を過大評価する可能性があることを指摘した。また、Kusakabe, Kimura and Yamaguchi¹⁴⁾は斜面上あるいは斜面肩近傍における直接基礎の常時の極限支持力を算出するために、主働くさび領域、対数螺旋領域、受働領域から構成される破壊メカニズムを提案した。そして、主働くさび角を $45^\circ + \pi/2$ と仮定し、斜面肩幅と基礎幅の比が減少することに伴う、水平地盤支持力値に対する低減係数を実務にも有用な設計チャートの形で示した。上界法の解である上界解は厳密に正解値よりも大きい、すべり線法と極限釣合い法に基づく解は厳密には解の性格がわからないため、極限解析法の中では上界法が好ましいと考えられる。

本論文では、斜面上あるいは斜面肩近傍の直接基礎の地震時支持力特性を検討するために、震度法と上界法に基づいて、主働くさび領域が3角形、過渡せん断領域が対数螺旋または円弧、受働領域が4角形の3つの連続的な領域から構成されるシンプルな破壊メカニズムを提案した。そして、地震時支持力式を導き、種々の地盤条件と斜面形状に対して、常時並びに地震時の極限支持力を算出した。そして、本解析結果の妥当性を検証するために、既往の研究結果との比較・検討を行った。さらに、実務での適用も考慮し、本解析結果を設計チャートの形としてまとめた。

2. 解析手法

ここでは、解析条件、上界法、本解析手法の仮定並びに上界法を用いた地震時支持力式の導出について述べる。

2.1 解析条件

支持力解析に用いた破壊メカニズムを図-1に示す。地震時支持力を考慮するため、片側のみの破壊メカニズムと設定した。図-1(a), (b)ともに3角形abcは主働くさび領域、曲線すべり場cdに関して(a)では対数螺旋、(b)では円弧と設定した。dfgは斜面法面に達する直線である。本論文で考慮した斜面上の直接基礎に関する解析条件は地盤の内部摩擦角 ϕ を20, 30, 45° の3ケース、粘着力 c と地盤の単位体積重量 γ 、基礎幅 B の比 $c/\gamma B$ を0.5, 1.0, 2.0, 4.0の4ケース、斜面勾配 β を15, 30, 45° の3ケース、斜面肩幅と基礎幅 B の比 α を0.0, 0.5, 1.0, 2.0の4ケースと変化させた。また、地震力は震度法に基づいて慣性力に置き換え、土塊に作用させることにより、地震時における支持力解析を実施した。なお、水平震度 K_h は0.0, 0.15, 0.3の3ケースと変化させた。

2.2 上界法

極限解析法の一つである上界法は、地盤の破壊メカニズムと可容速度場を合理的に仮定することがさほど難しく

ないため、比較的容易に精度の良い近似解を得ることが可能である。実務上の観点からも利用価値が高いが、支持力問題で得られる解は危険側となり、その精度は設定された破壊メカニズムの妥当性に大きく依存すると考えられる。しかし、解の収束、解析手法の選定、初期並びに境界条件、極限支持力の決定方法などにおいて、解にばらつきが生じうる弾塑性有限要素解析と比較して、パラメータも複雑にならず、より明快に解を求めることが可能である。よって、上界法による支持力計算は有効な解析手法であると判断される。以下では、上界法を用いた支持力計算について述べるものとする。

上界法とは、境界の速度条件を満たし、動的可容速度場が見出されれば、そこから導かれる外力による仕事と内部消散を等置して得られる解は正解値を下まわらず上界値を与えるものである^{15), 16)}。このことは、以下のように仮想仕事の式を用いて表すことができる。

$$\int_S T_i^U v_i^U dS + \int_V X_i^U v_i^U dV = \int_V \sigma_{ij}^U \dot{\epsilon}_{ij}^U dV \quad (1)$$

$$= \int_V D(\dot{\epsilon}_{ij}^U) dV \geq \int_V \sigma_{ij} \dot{\epsilon}_{ij}^U dV$$

ここに、 v_i^U : ひずみ速度場 $\dot{\epsilon}_{ij}^U$ と適合できる動的可容速度場、 X_i^U : トラクション T_i^U と物体力 X_i^U と釣合い状態にある応力場、 D : 内部消散率、 σ_{ij} : 実際の応力場。上界定理では、流れ則、変位の適合条件並びに速度境界条件は満足されているが、力の釣合い条件は多くの場合、満足されていない。

2.3 本解析手法の仮定

地震力は土—基礎構造に二つの影響を及ぼす。一つは主として横方向に作用する力の増加である。もう一つは土のせん断強度の低下である。土のせん断強度の低下は地震の震度がある限界を超え、地盤条件がせん断強度の低下を受けやすい場合に生じる。本論文では地震荷重条件下において、横方向に作用する力の増加に伴う支持力の減少のみを対象とし、土のせん断強度は地震荷重によって低下しないものとする。本解析での仮定は参考文献7)と同様に、以下のように与えられる。

- 土は均質かつ等方的で、モール・クーロン破壊規準を用いた剛塑性理論に立脚する。
- 間隙水圧の影響は考慮しない。
- 片側のみの破壊メカニズムを仮定する。
- 地震荷重条件下における横方向に作用する力の増加に伴う支持力の減少のみを取り扱う。土のせん断強度は地震荷重によって影響されないものとする。
- 土—基礎構造に作用するすべての慣性力を考慮する。
- 土と基礎構造に作用する地震加速度は同一と仮定する。水平震度 K_h のみを考慮し、鉛直震度は無視するものとする。
- 基礎構造に作用する地震力は基礎底面に作用するせん断荷重と鉛直基礎荷重の偏心量によって表される。基礎構造における地震力によるモーメントは考慮しないので、

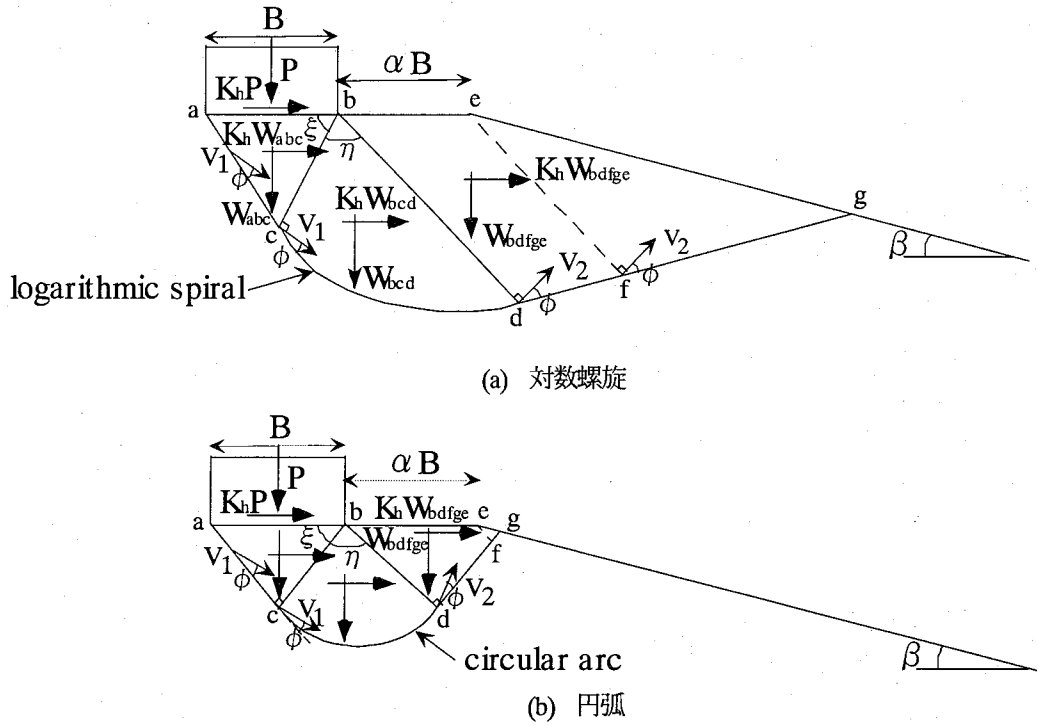


図-1 支持力解析で用いた破壊メカニズム

基礎底面でのせん断荷重のみを考慮するものとする。また、基礎部だけの滑動については考慮しない。

2. 4 曲線すべり場が対数螺旋の場合の地震時支持力

(1) 破壊メカニズムと可容速度場

ここで用いる破壊メカニズムは図-1(a)で示され、主働くさび領域 abc、対数螺旋領域 bcd、4 角形領域 bdfge で形成されている。図-1(a)において、 ξ : 主働くさび角、 η : 過渡せん断領域の角度、 V_i : 運動力学的に可容な速度ベクトル、 P : 基礎に作用する荷重、 $K_h P$: 基礎に作用する荷重に対応する慣性力、 W_{abc} , W_{bcd} , W_{bdfge} : 3 角形領域 abc、対数螺旋領域 bcd と 4 角形領域 bdfge の自重、 $K_h W_{abc}$, $K_h W_{bcd}$, $K_h W_{bdfge}$: 3 角形領域 abc、対数螺旋領域 bcd と 4 角形領域 bdfge に作用する慣性力を表す。流れ則には関連流動則を適用し、ダイレイタンシー角 ν を内部摩擦角 ϕ に等しいとされている。また、外力仕事は各領域において自重と慣性力がなす仕事を合計して得られる。一方、内部消散は、直線すべり場に関しては粘着力に速度不連続ベクトルの大きさを乗じることにより計算できる。曲線すべり場に関しては、さらに内部領域での動径すべり線による内部消散を加える必要がある。

(2) 外力仕事

a) 3 角形領域 abc の自重と慣性力による外力仕事

$$\dot{W}_{abc} = \frac{\gamma B^2}{2} (f_1 + K_h f_2) V_1 \quad (2)$$

ここで、

$$f_1 = \frac{\sin 2\xi \cos(\xi - \phi)}{2 \cos \phi} \quad (3)$$

$$f_2 = \frac{\sin 2\xi \tan \xi \cos(\xi - \phi)}{2 \cos \phi} \quad (4)$$

b) 対数螺旋領域 bcd の自重と慣性力による外力仕事

$$\dot{W}_{bcd} = \frac{\gamma B^2}{2} (f_3 + K_h f_4) V_1 \quad (5)$$

ここで、

$$f_3 = \frac{\cos^2(\xi - \phi)}{\cos^2 \phi} \left[\frac{e^{3\eta \tan \phi} \{3 \tan \phi \cos(\xi + \eta) + \sin(\xi + \eta)\}}{1 + 9 \tan^2 \phi} - \frac{(3 \tan \phi \cos \xi + \sin \xi)}{1 + 9 \tan^2 \phi} \right] \quad (6)$$

$$f_4 = \frac{\cos^2(\xi - \phi)}{\cos^2 \phi} \left[\frac{e^{3\eta \tan \phi} \{3 \tan \phi \sin(\xi + \eta) - \cos(\xi + \eta)\}}{1 + 9 \tan^2 \phi} - \frac{(3 \tan \phi \sin \xi - \cos \xi)}{1 + 9 \tan^2 \phi} \right] \quad (7)$$

c) 4 角形領域 bdfge の自重と慣性力による外力仕事

$$\dot{W}_{bdfge} = \frac{\gamma B^2}{2} (f_5 + K_h f_6) V_1 \quad (8)$$

ここで、

$$f_5 = \cos(\xi + \eta)e^{\eta \tan \phi}$$

$$\left[\begin{array}{l} \alpha \sin(\xi + \eta) \left[\frac{2 \cos(\xi - \phi)}{\cos \phi} e^{\eta \tan \phi} \right. \\ \left. + \alpha \{ \sin(\xi + \eta) \tan \phi + \cos(\xi + \eta) \} \right] \\ - \frac{\cos \phi \sin(\xi + \eta + \beta)}{\cos(-\phi + \xi + \eta + \beta)} \left[\frac{\cos(\xi - \phi)}{\cos \phi} e^{\eta \tan \phi} + \alpha \times \right. \\ \left. \{ \sin(\xi + \eta) \tan \phi + \cos(\xi + \eta) \} \right] \end{array} \right]^2 \quad (9)$$

$$f_6 = \sin(\xi + \eta)e^{\eta \tan \phi}$$

$$\left[\begin{array}{l} \alpha \sin(\xi + \eta) \left[\frac{2 \cos(\xi - \phi)}{\cos \phi} e^{\eta \tan \phi} \right. \\ \left. + \alpha \{ \sin(\xi + \eta) \tan \phi + \cos(\xi + \eta) \} \right] \\ - \frac{\cos \phi \sin(\xi + \eta + \beta)}{\cos(-\phi + \xi + \eta + \beta)} \left[\frac{\cos(\xi - \phi)}{\cos \phi} e^{\eta \tan \phi} + \alpha \times \right. \\ \left. \{ \sin(\xi + \eta) \tan \phi + \cos(\xi + \eta) \} \right] \end{array} \right]^2 \quad (10)$$

d) 基礎に作用する荷重とそれに対応する慣性力による外力仕事

$$\dot{W}_P = P(\cos \xi + K_h \sin \xi) V_1 \quad (11)$$

(3) 内部消散

a) 線分 ac の内部消散

$$\dot{D}_{ac} = cBf_7 V_1 \quad (12)$$

ここで、

$$f_7 = \sin \xi \quad (13)$$

b) 線分 dfg の内部消散

$$\dot{D}_{dfg} = cBf_8 V_1 \quad (14)$$

ここで、

$$f_8 = \cos \phi e^{\eta \tan \phi} \left[\begin{array}{l} \frac{\alpha \sin(\xi + \eta)}{\cos \phi} - \frac{\sin(\xi + \eta + \beta)}{\cos(-\phi + \xi + \eta + \beta)} \times \\ \left[\frac{\cos(\xi - \phi)}{\cos \phi} e^{\eta \tan \phi} + \alpha \times \right. \\ \left. \{ \sin(\xi + \eta) \tan \phi + \cos(\xi + \eta) \} \right] \end{array} \right] \quad (15)$$

c) 対数螺旋 cd の内部消散

$$\dot{D}_{cd} = cBf_9 V_1 \quad (16)$$

ここで、

$$f_9 = \frac{\cos(\xi - \phi)}{2 \sin \phi} (e^{2\eta \tan \phi} - 1) \quad (17)$$

d) 対数螺旋領域 bcd の動径すべり線による内部消散

$$\dot{D}_{bcd} = \dot{D}_{cd} \quad (18)$$

(4) 支持力式

支持力式は全外力仕事を全内部消散に等しいとおくことにより、以下のように導出することができる。

$$\dot{W}_{abc} + \dot{W}_{bcd} + \dot{W}_{bdg} + \dot{W}_P = \dot{D}_{ac} + \dot{D}_{dfg} + \dot{D}_{cd} + \dot{D}_{bcd} \quad (19)$$

$$q_b = \frac{P}{B} = cN_{cE} + \frac{1}{2} \gamma B N_{\gamma E} \quad (20)$$

ここで、 q_b : 基礎の base (底面 ab) における単位面積当たりの鉛直荷重、 $N_{cE}, N_{\gamma E}$: 地震時支持力係数。

$$N_{cE} = \frac{1}{\cos \xi + K_h \sin \xi} (f_7 + f_8 + 2f_9) \quad (21)$$

$$N_{\gamma E} = -\frac{1}{\cos \xi + K_h \sin \xi} \{ f_1 + f_3 + f_5 + K_h (f_2 + f_4 + f_6) \} \quad (22)$$

式(20)~(22)を用いて、支持力の上界値を求める場合、式(20)の q_b が最小となるような主働くさび角 ξ 並びに過渡せん断領域の角度 η を求めることになる。計算方法としては可容速度場を満足する ξ, η の組み合わせに対する支持力を式(20)から求め、得られた支持力の最小値を上界値とした。

2. 5 曲線すべり場が円弧の場合の地震時支持力

2. 4 と同様な方法により、曲線すべり場が円弧で示される場合 (図-1(b)) の地震時支持力式も式(20)のように表すことができる。ただし、その場合の地震時支持力係数は以下のようになる。

$$N_{cE} = \frac{1}{\cos(\xi + \phi) + K_h \sin(\xi + \phi)} (g_7 + g_8 + 2g_9) \quad (23)$$

$$N_{\gamma E} = -\frac{1}{\cos(\xi + \phi) + K_h \sin(\xi + \phi)} \times \{ g_1 + g_3 + g_5 + K_h (g_2 + g_4 + g_6) \} \quad (24)$$

$$g_1 = \frac{\sin 2\xi \cos(\xi + \phi)}{2} \quad (25)$$

$$g_2 = \frac{\sin 2\xi \sin(\xi + \phi)}{2} \quad (26)$$

$$g_3 = \frac{\cos^2 \xi}{1 + \tan^2 2\phi} \left[e^{\eta \tan 2\phi} \left\{ \tan 2\phi \cos(\xi + \eta + \phi) \right\} + \sin(\xi + \eta + \phi) \right] - \left\{ \tan 2\phi \cos(\xi + \phi) + \sin(\xi + \phi) \right\} \quad (27)$$

$$g_4 = \frac{\cos^2 \xi}{1 + \tan^2 2\phi} \left[e^{\eta \tan 2\phi} \left\{ \tan 2\phi \sin(\xi + \eta + \phi) \right\} - \cos(\xi + \eta + \phi) \right] - \left\{ \tan 2\phi \sin(\xi + \phi) - \cos(\xi + \phi) \right\} \quad (28)$$

$$g_5 = \cos(\xi + \eta + \phi) e^{\eta \tan 2\phi}$$

$$\left[\begin{array}{l} \alpha \sin(\xi + \eta) \{ 2 \cos \alpha + \alpha \cos(\xi + \eta) \} \\ - \tan(\xi + \eta + \beta) [\cos \xi + \alpha \cos(\xi + \eta)] \end{array} \right] \quad (29)$$

$$g_6 = \sin(\xi + \eta + \phi) e^{\eta \tan 2\phi}$$

$$\left[\begin{array}{l} \alpha \sin(\xi + \eta) \{ 2 \cos \xi + \alpha \cos(\xi + \eta) \} \\ - \tan(\xi + \eta + \beta) [\cos \alpha + \alpha \cos(\xi + \eta)]^2 \end{array} \right] \quad (30)$$

$$g_7 = \sin \xi \cos \phi \quad (31)$$

$$g_8 = - \frac{\cos \xi \sin(\xi + \eta) \cos \phi}{\cos(\xi + \eta)} e^{\eta \tan 2\phi} \quad (32)$$

$$g_9 = \frac{\cos \xi \cos \phi}{\tan 2\phi} (e^{\eta \tan 2\phi} - 1) \quad (33)$$

3. 解析結果と考察

最初に、常時の支持力係数 N_{rs} , N_{cs} に対する本解析結果と既往の研究結果との比較を示す。本解析において、過渡せん断領域が対数螺旋で示される場合の N_{rs} は式(22)、 N_{cs} は式(21)において $K_h=0$ とおくことにより得られる。また、円弧で示される場合の N_{rs} は式(24)、 N_{cs} は式(23)において $K_h=0$ とおくことにより得られる。 N_{rs} と N_{cs} は $\beta=0^\circ$ とおき、可容速度場を満足する ξ , η の組み合わせに対するそれぞれの係数の最小値を採用した。過渡せん断領域が対数螺旋、あるいは円弧の場合ともに N_{rs} の最小値が得られる時は N_{cs} の最小値が得られる時と比べて、 ξ が大きく、 η が小さくなる傾向を示した。図-2 には ϕ の増加に伴う N_{rs} の比較を示す。凡例において、過渡せん断領域を Askari & Farzaneh は n 個の3角形ブロック、Soubra M1 mechanism は対数螺旋、Soubra M2 mechanism は円弧と仮定している。この図を見ると、Soubra M1 mechanism と本解析結果（対数螺旋）、Soubra M2 mechanism と本解析結果（円弧）が良好な一致を示すことがわかる。Askari & Farzaneh の解は $\phi \geq 30^\circ$ になると、本解析結果（対数螺旋）よりも小さい値をとることがわかる。この事は N_{rs} に関しては、過渡せん断領域を対数螺旋よりも多数の小さい3角形ブロックで表した方がより小さい N_{rs} を与えることができると考えられていることと一致していることがわかる¹⁷⁾。次に、図-3 には ϕ の増加に伴う N_{cs} の比較を示す。これを見ると、Soubra M1 mechanism と本解析結果（対数螺旋）は良好な一致を示すことがわかる。また、本解析結果（円弧）は $\phi \geq 25^\circ$ になると Soubra M2 mechanism よりも小さい値をとることがわかる。さらに本解析結果に注目すると、 N_{rs} は $\phi \leq 25^\circ$ に対しては対数螺旋の方が円弧よりもわずかに大きい値をとるが、 $\phi \geq 30^\circ$ に対しては ϕ の増加とともに円弧の方が対数螺旋よりもかなり大きくなる。 N_{cs} に関しては常に円弧の方が対数螺旋よりも大きい値をとるが、 $\phi \geq 25^\circ$ になると ϕ の増加につれて著しく二つのメカニズムの差が増大することがわかる。よって、 N_{rs} は $\phi \geq 30^\circ$ 、 N_{cs} は $\phi \geq 25^\circ$ になると円弧の方が対数螺旋に比べて、極限支持力を過大に評価する傾向があることがわかる。

図-4 は $\phi=30^\circ$, $c=9.8 \text{ kN/m}^2$, $\gamma=0.0$, $B=10 \text{ m}$, $\beta=20^\circ$ の場合における α の増加に伴う q_b の比較を示す（斜面の幾何学条件に関しては図-1(a)を参照）。ここに、 q_b は基

礎の base における単位面積当たりの鉛直荷重を表す。海面下の斜面として、 $\gamma=0.0$ であることが仮定されている。この図は Sawada, Nomachi and Chen⁹⁾での支持力の比較表にデータを加え、図に表したものである。凡例の Bishop は Bishop 法¹⁸⁾、Kötter はすべり線法¹⁹⁾からの解である。そ

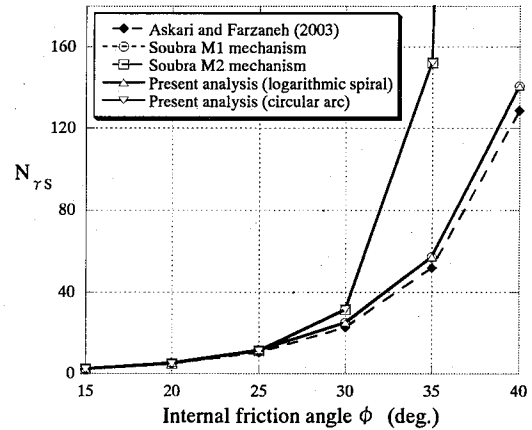


図-2 ϕ に対する通常時の支持力係数 N_{rs} の比較

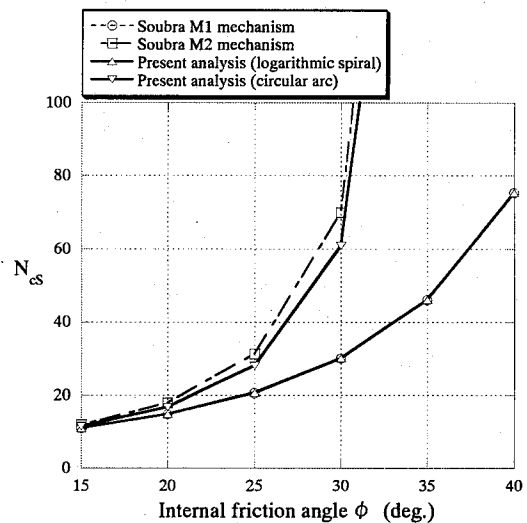


図-3 ϕ に対する通常時の支持力係数 N_{cs} の比較

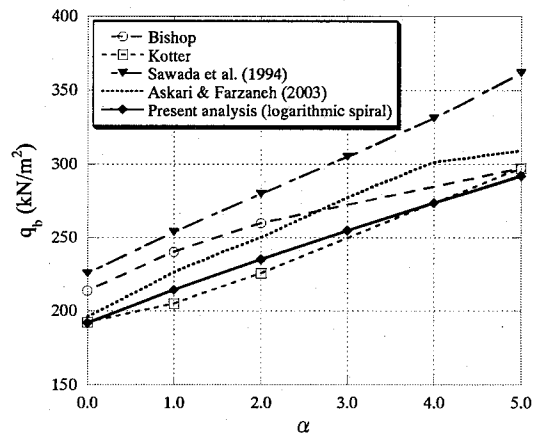


図-4 $\phi=30^\circ$, $c=9.8 \text{ kN/m}^2$, $\gamma=0.0$, $B=10 \text{ m}$, $\beta=20^\circ$ の場合における α の増加に伴う q_b の比較

他の手法は上界法に基づいている。本解析手法においては、 $\phi=30^\circ$ のために過渡せん断領域が円弧の場合は対数螺旋と比べて、極限支持力を過大に評価する傾向があるので対数螺旋の場合のみを比較対象とした。この図を見ると、Sawada et al.から求められた q_b は α の増加とともに直線的に増加し、他の方法から求められた q_b よりも大きい値をとることがわかる。これは Sawada et al.が剛体回転する対数螺旋型の破壊メカニズムを用い、 α が大きい場合に q_b を過大評価する傾向があるためである。また、本解析結果は Kötter による解と良好な一致を示すことがわかる。Bishop による解は $\alpha \leq 4.0$ 程度までは本解析結果よりも大きい値をとるが、 $\alpha=5.0$ になると大きな差は見られない。Askari & Farzaneh による解は α の増加につれて、本解析結果よりも少し大きい値をとることがわかる。

図-5 は $\phi=30^\circ$ における水平震度 K_h の増加に伴う地震時支持力係数 $N_{\gamma E}$ の減少傾向の比較を示す。これを見ると、Richards et al., Soubra M1 mechanism と本解析結果（対数螺旋）は良好な一致を示すことがわかる。また、Soubra M2 mechanism と本解析結果（円弧）も良好な一致を示すことがわかる。対数螺旋と円弧の場合ともに、本解析結果は Soubra の解よりも数値的にわずかに小さい値をとる傾向を示した。図-6 には図-5 と同様に、 $\phi=30^\circ$ における水平震度 K_h の増加に伴う地震時支持力係数 N_{CE} の減少傾向の比較を示す。これを見ると、本解析結果（対数螺旋）と Soubra M1 mechanism が良好な一致を示すことがわかる。Richards et al.による解はそれらよりも K_h の増加に伴って小さい値をとっている。これは Richards et al.が常時の関係式 $N_{CS} = (N_{QS} - 1) \cot \phi$ が地震時にも成り立つものとして、上式から N_{CE} を求めていることによる。彼らもまた論文⁵⁾でその点を指摘している。本解析結果（円弧）は N_{CS} （図-3を参照）の場合と同様に、Soubra M2 mechanism よりも小さい値をとり、 K_h の増加とともにその差が小さくなることがわかる。

図-7 には γ の増加に伴う q_b の変化の比較を示す。 γ の影響を見るために、 γ は 0.0~20.0 まで変化させた。ここでは、 $K_h=0.1, 0.2$ における Sawada et al., Askari & Farzaneh と本解析結果（対数螺旋）を比較している。これを見ると、 $K_h=0.1, 0.2$ の場合ともに Askari & Farzaneh と本解析結果（対数螺旋）は良好な一致を示し、数値的には本解析結果（対数螺旋）が Askari & Farzaneh よりもわずかに小さい値をとる傾向を示す。Sawada et al.は γ の増加とともに本解析結果（対数螺旋）よりもかなり大きな値をとり、その差が γ の増加とともに増大している。なお、すべての結果が γ に対して直線的に増加しており、Sawada et al.の傾きが他の解と比べて著しく顕著であることもわかる。また、図-2~7 までの既往の研究結果との比較を通して、本解析結果は厳密解である Kötter による解とほぼ等しく、得られる支持力も他のモデルに比べて小さい。よって、他のモデルに比較してより良いモデルであり、工学的に十分な精度を有するものと考えられる。

図-8~11 には $\alpha=0.0, 0.5, 1.0, 2.0$ の場合における異なる K_h に対する $q_b/\gamma B \sim c/\gamma B$ 関係を示す。一つの α に対して

ϕ を 20, 30, 45° の 3 ケースと変化させ、各図においては $c/\gamma B$ を 0.5, 1.0, 2.0, 4.0 の 4 ケース、 β を 15, 30, 45° の 3 ケースと変化させた。ここでは、図-1(a)で示される過渡せん断領域が対数螺旋で表される場合のみの解を示した。本解析条件に対しては常に、過渡せん断領域に円弧を用い

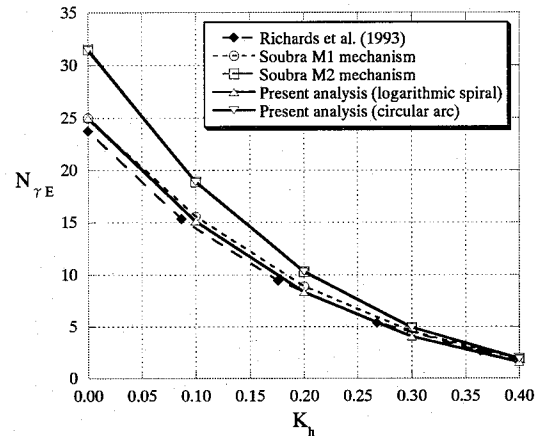


図-5 K_h に対する地震時支持力係数 $N_{\gamma E}$ の比較 ($\phi=30^\circ$)

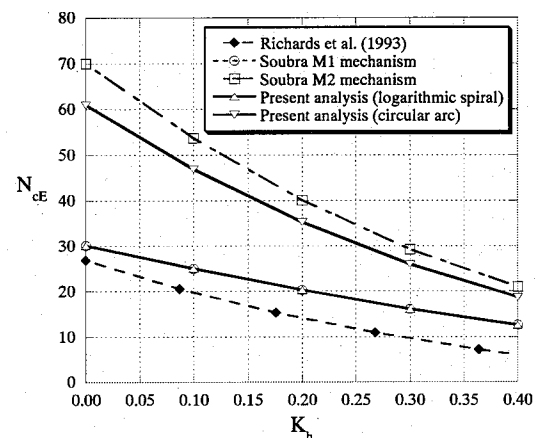


図-6 K_h に対する地震時支持力係数 N_{CE} の比較 ($\phi=30^\circ$)

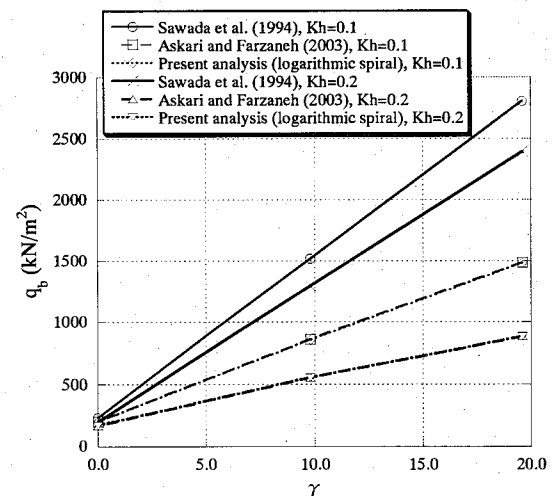


図-7 K_h と γ (kN/m^2) に対する q_b の変化の比較 ($\phi=30^\circ$, $c=9.8 \text{ kN/m}^2$, $B=10 \text{ m}$, $\beta=20^\circ$, $\alpha=2.0$)

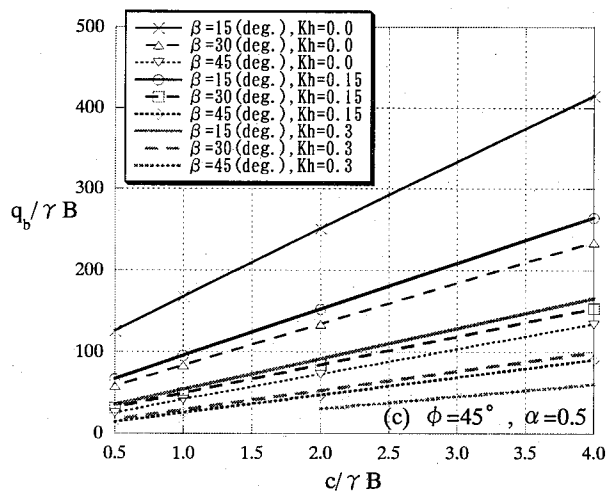
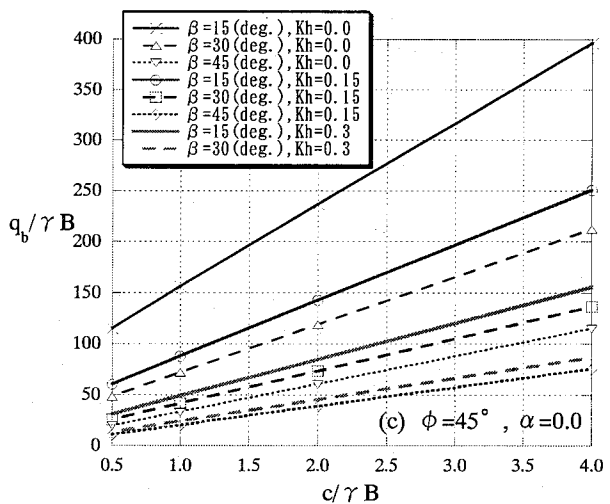
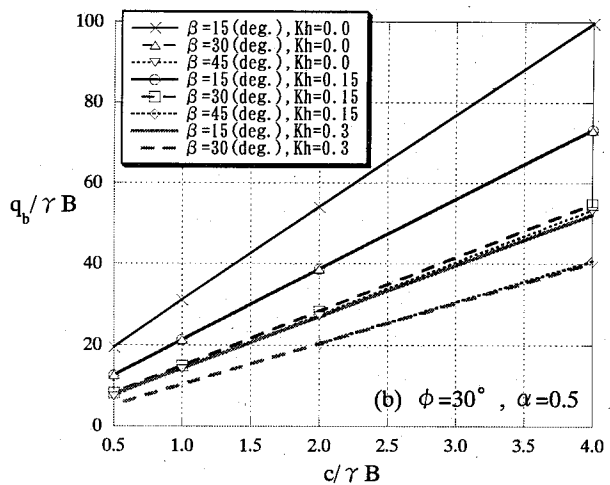
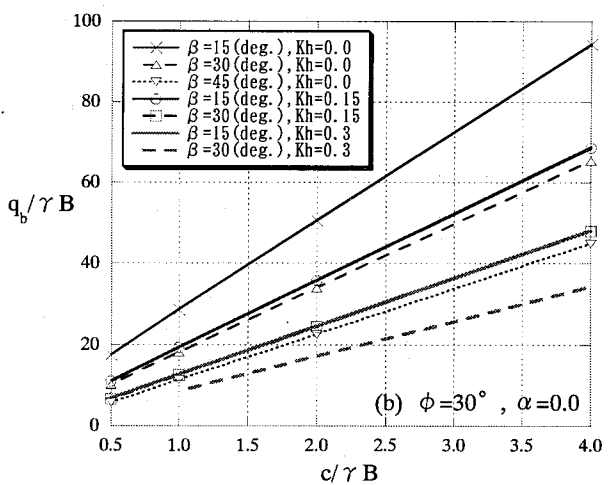
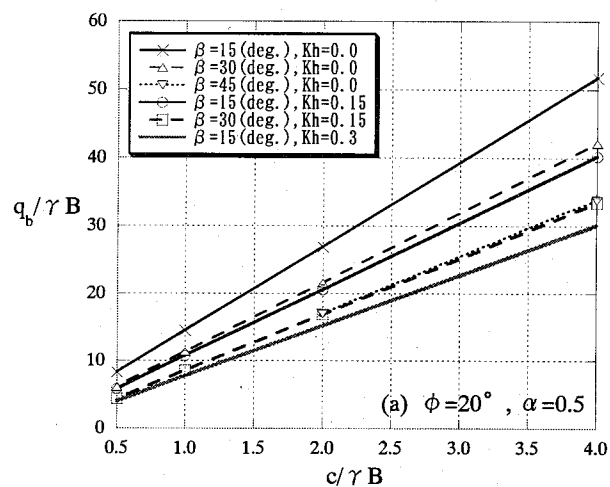
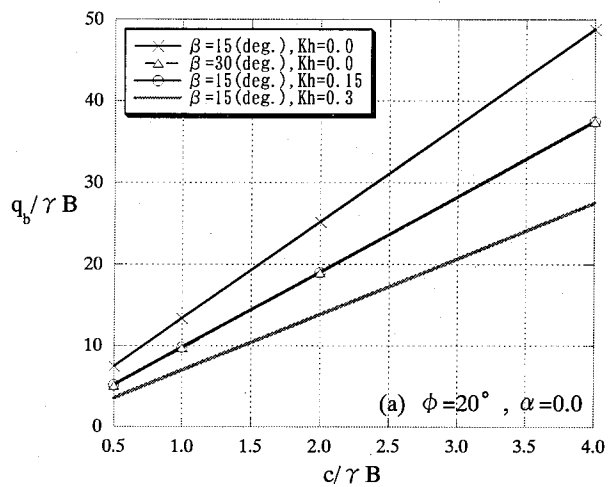


図-8 異なる K_h に対する $q_b/\gamma B \sim c/\gamma B$ 関係
($\alpha=0.0$)

図-9 異なる K_h に対する $q_b/\gamma B \sim c/\gamma B$ 関係
($\alpha=0.5$)

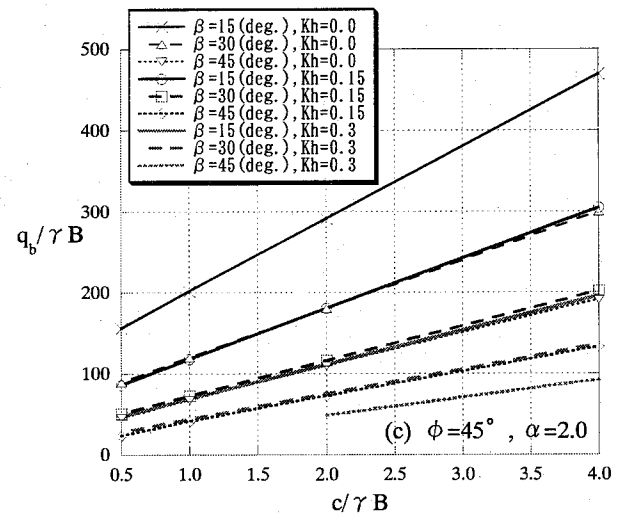
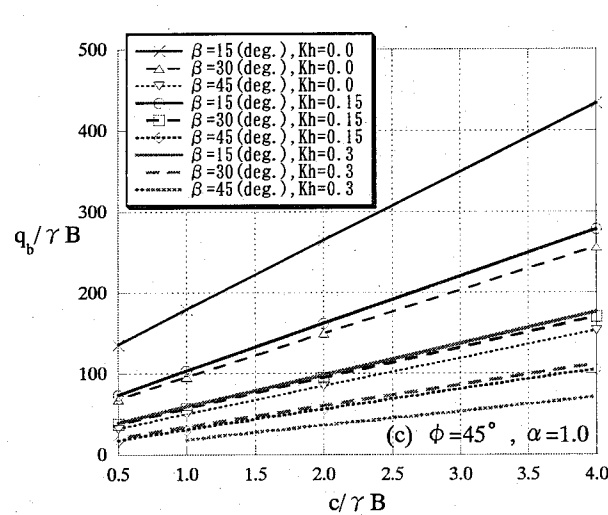
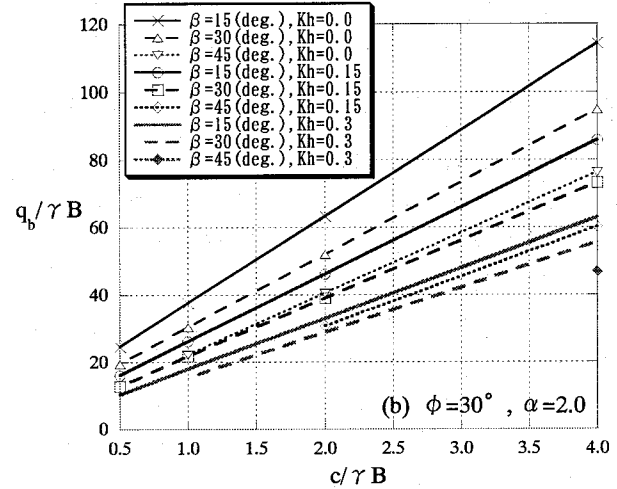
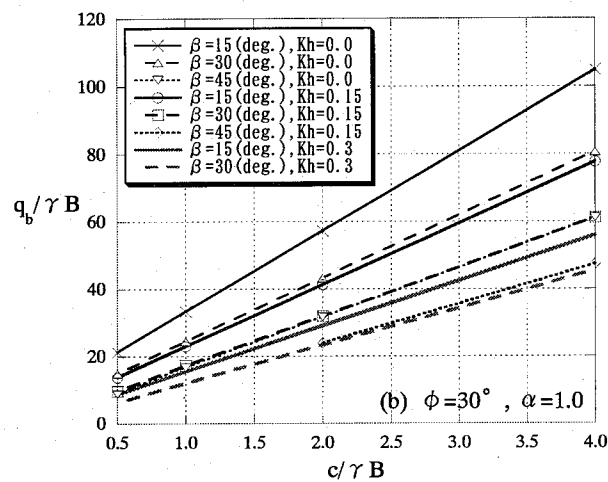
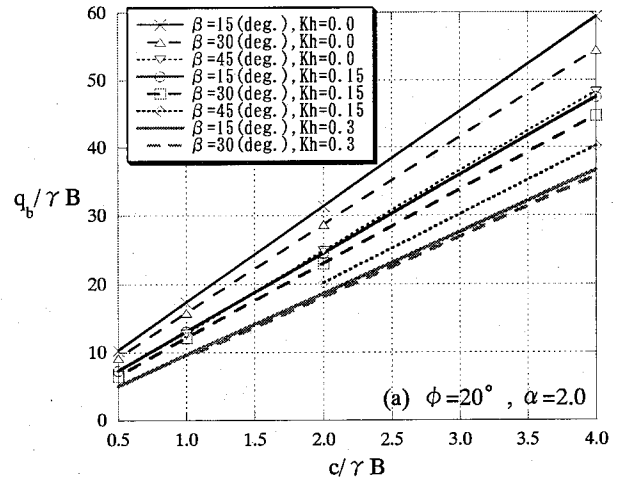
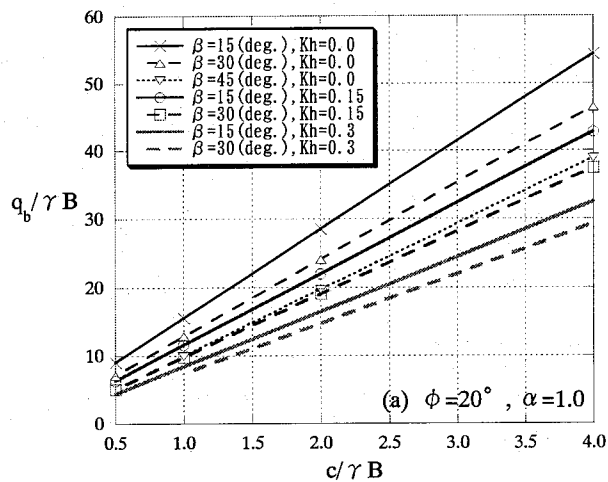


図-10 異なる K_h に対する $q_b/\gamma B \sim c/\gamma B$ 関係
($\alpha=1.0$)

図-11 異なる K_h に対する $q_b/\gamma B \sim c/\gamma B$ 関係
($\alpha=2.0$)

た解が対数螺旋を用いた解よりも大きくなり、その差は図-2, 3からもわかるように ϕ が大きくなるほど顕著である。また、2, 3より本解析手法は地震による土のせん断強度の低下がない時に妥当であり、 $K_h \leq 0.3$ のみを対象とした。なお、 $K_h > 0.3$ では何かしらの液化化もしくは土のせん断強度の低下が見られるのが一般的である。さらに、 ϕ が小さく β が大きい場合には N_{FE} が負となる傾向があり、その場合は解なしと見なした。図-8~11を見ると、解が存在する場合には $c/\gamma B$ の増加とともに $q_b/\gamma B$ が直線的に増加することがわかる。同一の幾何学条件において ϕ が大きくなる時、並びに同一の地盤条件において α が大きくなる時に $q_b/\gamma B$ が増加することがわかる。また、同一の地盤条件において β が大きくなる時、並びに同一の幾何学、地盤条件において K_h が増加する時に $q_b/\gamma B$ が減少することがわかる。特に、図-8(a)においては図-8~11の中でも解があまり多く見られないが、これは上界値の最小化計算において N_{FE} が負となったためである。なお、 K_h の増加とともに解なしとなるケースがしばしば見られた。 $c/\gamma B$ が小さい時にも解なしとなる傾向が見られ、この場合、図において解を結んだ直線は途中から描かれていることに注意が必要である。全般的に、本解析結果(対数螺旋)をAskari & Farzanehによる解¹²⁾と比較すると、本解析結果がAskari & Farzanehによる解よりも少し小さい値をとる傾向を示した。これは過渡せん断領域をAskari & Farzanehが n 個の3角形ブロックから成ると仮定していることに對して、本解析手法では対数螺旋と仮定し、曲線すべり場が滑らかに表されることによるものと考えられる。以上、図-8~11あるいは式(20)~(22)を用いれば、工学的に十分な精度を有して斜面上あるいは斜面肩近傍の直接基礎の地震時支持力を容易に得ることができ、実務に対しても有用であると考えられる。

図-12には K_h の増加に伴う極限支持力の低減係数を示す。低減係数は地震時の極限支持力を常時の極限支持力で割ることにより算出した。ここでは、地盤もしくは幾何学条件に対する低減係数の特徴を知るためにいくつかのケースのみをピックアップした。この図を見ると、同一の幾何学条件では ϕ が増加あるいは $c/\gamma B$ が減少すると、 K_h の増加に伴う極限支持力の低減率が大きくなることからわかる。さらに、同一の地盤条件において、 α または β が増加すると K_h の増加に伴う極限支持力の低減率が小さくなることもわかる。図-12のケースにおいては、 $\phi=45^\circ$ の時の低

減係数が一番顕著であった。また、 $\phi=30^\circ$, $c/\gamma B=1.0$, $\beta=15^\circ$, $\alpha=0$ (凡例: ◆)の場合における K_h が0.0から0.15あるいは0.3に増加する場合における常時の極限支持力からの低減率はそれぞれ32%と55%であった。図-12に示されているすべてのケースにおいても、 K_h が0.0から0.15あるいは0.3に増加する場合における常時の極限支持力からの低減率はおおまかに約30%以上と約50%以上でもあった。

最後に、図-13には $\phi=30^\circ$, $c/\gamma B=1.0$, $\beta=15^\circ$, $\alpha=1.0$ の場合における $K_h=0.0$ と0.3でのすべり面の比較を示す。この図を見ると、 K_h が0.0から0.3へと増加することにより、主働くさび角が大きくなり、過渡せん断領域(対数螺旋)の角度が小さくなっていることがわかる。なお、 $K_h=0.0$ と0.3における $q_b/\gamma B$ は33.38と15.52であり、 K_h の増加に伴い、約54%もの極限支持力が低下したことがわかる。破壊メカニズムも K_h の増加に伴い、全般的に小さくなるが、慣性力の影響のために深さ方向よりも横方向に広がることをわかる。

4. 結論

本論文では、斜面上あるいは斜面肩近傍の直接基礎の地震時支持力特性を検討するために、震度法と上界法に基づいて破壊メカニズムを提案した。そして、地震時支持力式を導き、種々の地盤条件と斜面形状に対して、常時並びに

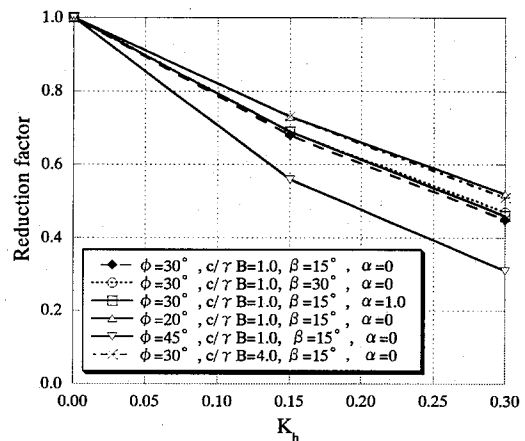


図-12 K_h の増加に伴う極限支持力の低減係数

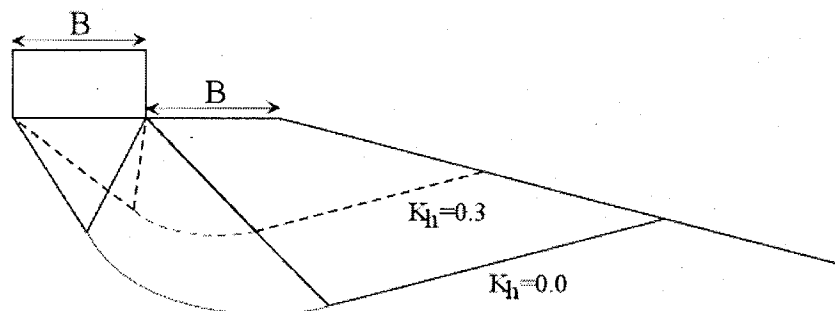


図-13 $K_h=0.0$ と0.3におけるすべり面の比較 ($\phi=30^\circ$, $c/\gamma B=1.0$, $\beta=15^\circ$, $\alpha=1.0$)

地震時の極限支持力を算出した。また、本解析結果の妥当性を検証するために、既往の研究結果との比較・検討を実施した。なお、本解析手法では水平方向の地震力が支配的であることと第一段階としての簡易なモデル作成を考慮したため、鉛直震度や基礎に作用するモーメントは無視した。鉛直方向の地震力を考慮しなければならない構造物もあるため、今後、より厳密な解析モデルとしていくためには水平震度のみならず、鉛直震度や基礎に作用するモーメントも考慮していく予定である。本論文から得られた主な結論は以下の通りである。

- 1) 震度法と上界法に基づいて、主働くさび領域が3角形、過渡せん断領域が対数螺旋または円弧、受働領域が4角形の3つの連続的な領域から構成されるシンプルな破壊メカニズムを提案した。そして、簡潔な形で地震時支持力式を示した。よって、メカニズムを決定するパラメータの数も少なく済み、計算時間も短い。さらに、有限要素解析の様にゆが大きい場合に解の収束をケアする必要がない。
- 2) 過渡せん断領域を対数螺旋で表した破壊メカニズムから算出された極限支持力は既往の研究結果と比較して、良好な一致を示すことがわかった。また、上界法に基づく Askari & Farzaneh による解¹²⁾よりも少し小さい値をとる傾向を示した。よって、他のモデルに比較してより良いモデルであると考えられる。
- 3) 本解析結果からの設計チャートを用いれば、工学的に十分な精度を有して斜面上あるいは斜面肩近傍の直接基礎の地震時支持力を容易に得ることができる。地震時支持力に関して、常時の極限支持力からの低減率は ϕ が増加あるいは α , β , $c/\gamma B$ が減少する時に大きくなることがわかる。
- 4) 水平震度 K_h の増加に伴って、破壊メカニズムと極限支持力は全般的に小さくなるが、慣性力の影響のために破壊メカニズムは深さ方向よりも横方向に広がる傾向があることがわかった。

震度法では地震加速度は時々刻々と変化するにも関わらず、経時的に変化しないと仮定し、慣性力が時間に関係なく作用し続けると仮定している。よって、繰り返し荷重による劣化も考慮されていない。また、簡易的に地震時支持力を評価できる点は利点であるが、現実の挙動とは異なることにも注意を要する。

参考文献

- 1) Terzaghi, K.: *Theoretical soil mechanics*, John Wiley & Sons,

- New York, 1943.
- 2) Sarma, S. K. and Iossifelis, I. S.: Seismic bearing capacity factors of shallow strip footings, *Geotechnique*, 40(2), pp.265-273, 1990.
- 3) Soubra, A. -H.: Seismic bearing capacity of strip footings, *Proc. of the 3rd Int. Conf. on Computational Plasticity*, Pineridge Press, Barcelona, pp.995-1006, 1992.
- 4) Budhu, M. and Al-Karni, A.: Seismic bearing capacity of soils, *Geotechnique*, 43(1), pp.181-187, 1993.
- 5) Richards, R., Elms, D. G. and Budhu, M.: Seismic bearing capacity and settlement of foundations, *J. Geotech. Eng., ASCE*, 119(4), pp.662-674, 1993.
- 6) Dormieux, L. and Pecker, A.: Seismic bearing capacity of foundation on cohesionless soil, *J. Geotech. Eng., ASCE*, 121(3), pp.300-303, 1995.
- 7) Soubra, A. -H.: Seismic bearing capacity of shallow strip footings in seismic conditions, *Proc. of the Institution of Civil Engineers, Geotechnical Engineering*, 125(4), pp.230-241, 1997.
- 8) Soubra, A. -H. and Reynolds, F.: Design charts for the seismic bearing capacity of strip footings on slopes, *Proc. of the French-Italian Conf. on Slope Stability in Seismic Areas*, Bordighera, pp.273-283, 1992.
- 9) Sawada, T., Nomachi, S. G. and Chen, W. F.: Seismic bearing capacity of a mounded foundation near a down-hill slope by pseudo-static analysis, *Soils Found.*, 34(1), pp.11-17, 1994.
- 10) Kumar, J. and Mohan Rao, V. B. K.: Seismic bearing capacity of foundations on slopes, *Geotechnique*, 53(3), pp.347-361, 2003.
- 11) Kumar, J. and Kumar, N.: Seismic bearing capacity of rough footings on slopes using limit equilibrium, *Geotechnique*, 53(3), pp.363-369, 2003.
- 12) Askari, F. and Farzaneh, O.: Upper-bound solution for seismic bearing capacity of shallow foundations near slopes, *Geotechnique*, 53(8), pp.697-702, 2003.
- 13) 前田良刀・落合英俊・横田康行: 荷重と地盤の傾斜を考慮した直接基礎の支持力式—地震時支持力特性の検討—, 土木学会論文集 No.715/III-60, pp.107-115, 2002.
- 14) Kusakabe, O., Kimura, T. and Yamaguchi, H.: Bearing capacity of slopes under strip loads on the top surfaces, *Soils Found.*, 21(4), pp.29-40, 1981.
- 15) Chen, W. F.: *Limit analysis and soil plasticity*, Elsevier, Amsterdam, 1975.
- 16) Chen, W. F. and Liu, X. L.: *Limit analysis in soil mechanics*, Elsevier, Amsterdam, 1990.
- 17) Soubra, A. -H.: Upper-bound solutions for bearing capacity of foundations, *J. Geotech. Geoenviron. Eng., ASCE*, 125(1), pp.59-68, 1999.
- 18) Bishop, A. W.: The strength of soils as engineering materials, *Geotechnique*, 16(2), pp.91-128, 1966.
- 19) 山口柏樹: 土質力学 (全改訂), 技報堂出版, 1984.

(2005年9月10日受付)