

上界法を用いた斜面地盤における直接基礎の地震時支持力

Seismic bearing capacity of spread foundations on sloping ground using the upper-bound method

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 factors of spread foundations on sloping ground have been theoretically investigated. The pseudo-static approach was used, and the seismic forces consisted of a horizontal load applied to the foundation and the inertia of the soil mass. The upper-bound method of limit analysis was also used. A non-symmetrical failure mechanism was proposed. The mechanism was composed of a triangular active wedge, a logarithmic spiral shear zone and a passive wedge. The case of embedded foundations on sloping ground was considered. The shear transfer coefficient was introduced to calculate the seismic bearing capacity of spread foundations with variable shear transfer. The validity of the results from the present analysis was confirmed by comparing with other investigators' results. Finally, the lowest upper-bound solutions of the seismic bearing capacity factors were presented in the form of design charts for practical use. The seismic bearing factors reduce considerably with the increase of horizontal seismic coefficient. In addition, the magnitudes of bearing capacity factors decrease further with the increase of ground inclination.

Key Words: seismic bearing capacity, foundations, upper-bound method, slope stability

キーワード: 地震時支持力, 基礎, 上界法, 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, 斜面地盤あるいは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, 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。震度 4 程度の地震はかなり頻繁に発生している。これらの地震においても, 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観察された。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。地盤の地震時支持力に関する研究は 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することにより, 活発に見られ始めた。水平地盤上での基礎の地震時支持力に関しては, 基礎に作用する荷重の傾斜のみが考慮され, 地盤が受ける慣性力の影響は一般に小さいことから工学的には無視しても差し支えないとされている¹⁾。また, 斜面地盤あるいは斜面肩近傍の直接基礎の地震時支持力に関しては水平地盤と異なり, 斜面勾配の影響も新たに加わるため, あまり明らかにされていない。山本²⁾はこれまで, 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, 各々の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。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・検討を行い, 解析結果を設計チャートの形でまとめた。しかし, 斜面近傍上の(斜面肩幅がある)直接基礎で根入れ深さが無いケースを主な対象とし, 最終的な極限支持力値のみを提供している。ゆえに, 斜面地盤も含め, 種々の地盤条件に対する地震時支持力係数 N_{ES} , N_{VE} に関してはほとんど議論していない。

本論文では, 上記の研究を受けて, 根入れ深さの有無も考慮した斜面肩幅が無いケースである, 斜面地盤における直接基礎の地震時支持力特性を求めることを主な目的とした。この場合, 地震時支持力係数は斜面勾配に大きく影響される。解析手法としては震度法と上界法に基づき, 主働くさび領域が 3 角形, 過渡せん断領域が対数螺旋, 受働領域が 5 または 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。現在のところ, 上界法を用いて, 斜面地盤における直接基礎の地震時支持力係数を求めた研究はあまり見当たらない。次に, 地震時支持力式を導き, 種々の地盤条件と斜面勾配に対して, 地

震時支持力係数を算出した。そして、本解析結果の妥当性を検証するために、異なる解析手法を用いた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。また、基礎底面に作用するせん断荷重は常に一定ではなく、基礎構造の不確定性や他の要因によって増大したり、剥離の場合は減少するとも考えられる。そこで、本研究ではRichards³⁾の議論を参考に、せん断荷重に関係するせん断伝達係数 f を導入し、せん断荷重の影響も詳細に考察した。

2. 既往の研究

本論文が震度法と極限解析法の一つである上界法に基づき、斜面地盤における直接基礎の地震時支持力特性を求めることを目的としていることから、ここではそれらに関連する近年の既存研究について述べるものとする。まず、本論文と同一手法である上界法を用いた主な研究として、Soubra^{4), 5)}の研究を挙げる。Soubra⁴⁾は水平地盤の地震時支持力に対して、Prandtl 型の破壊メカニズムと同様に、主働、過渡、受働の3つの連続的な領域で構成される片側のみの破壊メカニズムを仮定し、地震時支持力係数 $N_{\gamma E}$, N_{CE} , N_{QE} を導いた。次に、Soubra⁵⁾はより小さい $N_{\gamma E}$ を得るために、過渡せん断領域も3角形剛体ブロックで表し、総じて14個の3角形剛体ブロック(28個の角度パラメータに関して最小化演算が必要とされる)から構成される multi-block メカニズムを提案した。そして、地震時支持力係数を導き、設計チャートの形でまとめた。 K_h が小さい時には、Soubra⁴⁾と比較して $N_{\gamma E}$ はより小さい値が得られ、 N_{CE} はわずかに大きめの値が得られている。しかし、Soubra⁴⁾と比較してもメカニズムを規定するパラメータの数もかなり増え、地震時支持力式と最小化演算がかなり煩雑となり、実務的観点からはあまり良い手法とは言えないと考えられる。

斜面地盤における直接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、Kumar and Rao⁶⁾, Kumar and Kumar⁷⁾, Askari and Farzaneh⁸⁾, Kumar and Ghosh⁹⁾などの研究が挙げられる。Kumar and Rao⁶⁾は両側と片側のみから成る2つの破壊メカニズムを仮定し、特性曲線法を用いて、様々な内部摩擦角 ϕ と斜面勾配 β に対する地震時支持力係数を設計チャートの形で表した。両方の破壊メカニズムともに、他の解析手法からの解と比較してかなり控えめに $N_{\gamma E}$ を見積もることが示された。しかし、特性曲線法は正解値との関係では下界値をとるが、一般的に不完全解である。また、地盤と基礎との境界面に沿っての垂直応力に対するせん断応力比 (τ_{xy}/σ_x) が水平震度 K_h に等しいなどの新たな大きな仮定が加えられている。さらに、手法としては差分計算を実行してすべり線網を組んでいくが、応力特異点が多いとその周辺での取扱いが難しく、あまり実務的とは言えない。Kumar and Kumar⁷⁾は極限釣合い法を用いて、斜面地盤における直接基礎の地震時支持力係数を求めた。水平地盤に対しての Budhu and Al-Kami¹⁰⁾の解析手法を拡張し、主働、過渡、受働の3つの連続的な領域で構成される片側のみの破壊メカニズムを斜面地盤に対して提案し

た。メカニズムの特徴としては、過渡せん断領域を表す対数螺旋領域を形成する焦点が基礎端ではないことが挙げられる。特性曲線法のように、地盤と基礎との境界面に沿っての大きな仮定は必要とされず、実務的ではあるが、解析における力の釣合いモデルの仮定により、解の値そのものやその特性が変わりやすい特徴を有する。彼らの論文においても、力の釣合いモデルの仮定により、同一手法である Budhu and Al-Kami¹⁰⁾と比較して、解の傾向が異なってくることを示されている。よって、種々の境界条件を考慮する必要がある斜面地盤における直接基礎の地震時支持力に対しては、それほど適用性があるとは言えない。一方、Askari and Farzaneh⁸⁾は上界法に基づき、斜面地盤または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。1つずつの主働と受働くさび領域と2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ている。また、Kumar and Ghosh⁹⁾は斜面地盤における根入れ深さを有する直接基礎の地震時支持力特性を求めるために、3角形ブロック、対数螺旋領域、4角形ブロックの3つの領域から構成される破壊メカニズムを上界法に基づいて提案した。メカニズムの特徴としては、過渡せん断領域を表す対数螺旋領域を形成する焦点が基礎端ではないことと、その対数螺旋領域が500個以上の3角形剛体ブロックへと分割されることが挙げられる。破壊メカニズムは4つの独立したパラメータで規定され、最小化演算が実施されている。支持力式なども概略だけが述べられている。一般的に、破壊メカニズムを規定するパラメータの数を増加させているので、より小さい $N_{\gamma E}$ は得ることはできるが、支持力式並びに最小化演算はかなり複雑となり、解を得るのが容易であるとは言えないと考えられる。

3. 解析手法

上界法並びにその利点と本解析手法の仮定は既存研究²⁾にゆずり、ここでは省略するものとする。ここでは、解析条件と上界法を用いた地震時支持力式の導出についてのみ述べる。

3.1 解析条件

本論文で考慮した斜面地盤における直接基礎に関する解析条件は地盤の内部摩擦角 ϕ を 30, 40, 45° の3ケース、基礎の根入れ深さ D と基礎幅 B の比 D/B を 0.0, 1.0 の2ケース、斜面勾配 β を 0, 5, 10, 15, 20, 25, 30° の7ケース、水平震度 K_h は 0.0, 0.1, 0.2, 0.3, 0.4 と 0.1 おきの5ケースと変化した。鉛直震度 K_v に関しては、下方と上方に作用する場合が考えられるので、本解析では $K_v=0$ とした。また、基礎底面に作用するせん断荷重の大きさを変化できるように、せん断荷重に関係するせん断伝達係数 f を導入した。せん断伝達係数 f は基礎底面に作用するせん断荷重として伝達される、基礎に作用する鉛直荷重 P に水平震度 K_h を乗じた慣性力 $K_h P$ の係数として定義される。この係数は基礎と土との境界条件などに依存するため、本研究では $f=0, 1, 2$ と変化した。なお、基礎部だけの滑動も考慮するた

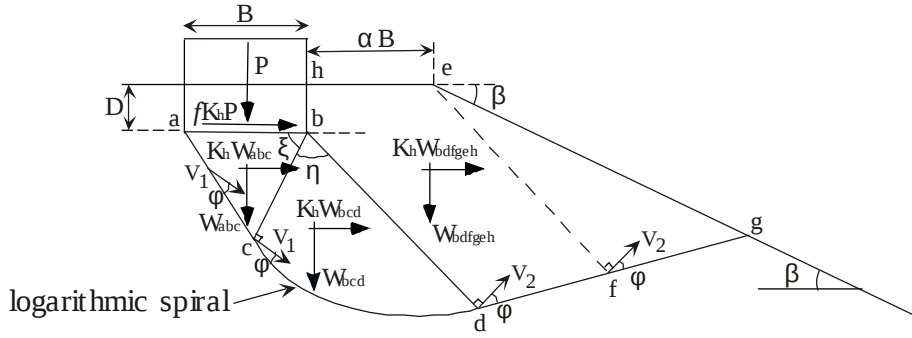


図 - 1 支持力解析で用いた破壊メカニズム

めに, $f=2$ の場合も計算を行った. さらに, 本解析条件においては常に, 過渡せん断領域に対数螺旋を用いた解が円弧を用いた解よりも小さくなるので, 過渡せん断領域を対数螺旋で表した破壊メカニズムのみを考慮した. 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を設定した. 3 角形 abc は主動くさび領域, 曲線すべり場 cd は対数螺旋と設定した. dfg は斜面法面に達する直線である.

3.2 地震時支持力式の導出

ここでは, 基礎が斜面勾配 β を有する斜面から斜面肩幅 αB (α : 斜面肩幅と基礎幅 B の比) と根入れ深さ D を有する場合の地震時支持力式を導出する. なお, 斜面地盤における直接基礎を対象とする場合は $\alpha=0$, $\beta \neq 0$ となる. また, $\alpha=0$, $\beta \neq 0$, $D \neq 0$ の場合は基礎前面の受働領域の形が異なってくるが, 以下に示す手法と同様に, 支持力式を容易に導くことができる.

(1) 破壊メカニズムと可容速度場

破壊メカニズムは図 - 1 で示され, 主動くさび領域 abc, 対数螺旋領域 bcd, 5 角形領域 bdfgeh で形成されている. 図 - 1 において, ξ : 主動くさび角, 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, $fK_h P$: 基礎に作用する荷重に対応する慣性力 (基礎底面に作用するせん断荷重), f : 基礎底面に作用するせん断荷重に関するせん断伝達係数, W_{abc} , W_{bcd} , W_{bdfgeh} : 3 角形領域 abc, 対数螺旋領域 bcd と 5 角形領域 bdfgeh の自重, $K_h W_{abc}$, $K_h W_{bcd}$, $K_h W_{bdfgeh}$: 3 角形領域 abc, 対数螺旋領域 bcd と 5 角形領域 bdfgeh 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 v 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

$$\dot{W}_{abc} = \frac{\gamma B^2}{2} (f_1 + K_h f_2) V_1 \quad (1)$$

ここで,

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

$$f_2 = \frac{\sin 2\xi \tan \xi \cos(\xi - \phi)}{2 \cos \phi} \quad (3)$$

b) 対数螺旋領域 bcd の自重と慣性力による外力仕事

$$\dot{W}_{bcd} = \frac{\gamma B^2}{2} (f_3 + K_h f_4) V_1 \quad (4)$$

ここで,

$$f_3 = \frac{\cos^2(\xi - \phi)}{\cos^2 \phi} \left[\frac{e^{3\eta \tan \phi} \{3 \tan \phi \cos(\xi + \eta) + \sin(\xi + \eta)\}}{1 + 9 \tan^2 \phi} - \frac{(3 \tan \phi \cos \xi + \sin \xi)}{1 + 9 \tan^2 \phi} \right] \quad (5)$$

$$f_4 = \frac{\cos^2(\xi - \phi)}{\cos^2 \phi} \left[\frac{e^{3\eta \tan \phi} \{3 \tan \phi \sin(\xi + \eta) - \cos(\xi + \eta)\}}{1 + 9 \tan^2 \phi} - \frac{(3 \tan \phi \sin \xi - \cos \xi)}{1 + 9 \tan^2 \phi} \right] \quad (6)$$

c) 5 角形領域 bdfgeh の自重と慣性力による外力仕事

$$\dot{W}_{bdfgeh} = \frac{\gamma B^2}{2} (f_5 + K_h f_6) V_1 \quad (7)$$

ここで,

$$f_5 = \cos(\xi + \eta) e^{\eta \tan \phi} \left[\frac{2 \cos(\xi - \phi)}{\cos \phi} e^{\eta \tan \phi} + \sqrt{(D/B)^2 + \alpha^2} \left\{ \tan \phi \sin \left\{ \pi - \xi - \eta + \tan^{-1} \left(\frac{D}{\alpha B} \right) \right\} - \cos \left\{ \pi - \xi - \eta + \tan^{-1} \left(\frac{D}{\alpha B} \right) \right\} \right\} \right. \\ \left. + \sqrt{(D/B)^2 + \alpha^2} \sin \left\{ \pi - \xi - \eta + \tan^{-1} \left(\frac{D}{\alpha B} \right) \right\} - \frac{\cos \phi \sin(\xi + \eta + \beta)}{\cos(-\phi + \xi + \eta + \beta)} \right. \\ \left. + \frac{\cos(\xi - \phi)}{\cos \phi} e^{\eta \tan \phi} + \sqrt{(D/B)^2 + \alpha^2} \left\{ \tan \phi \sin \left\{ \pi - \xi - \eta + \tan^{-1} \left(\frac{D}{\alpha B} \right) \right\} - \cos \left\{ \pi - \xi - \eta + \tan^{-1} \left(\frac{D}{\alpha B} \right) \right\} \right\} \right. \\ \left. + \alpha(D/B) \right] \quad (8)$$

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

$$\left[\begin{array}{l} \frac{2 \cos(\xi - \phi)}{\cos \phi} e^{\eta \tan \phi} \\ + \sqrt{(D/B)^2 + \alpha^2} \left\{ \begin{array}{l} \tan \phi \sin \left\{ \pi - \xi - \eta + \tan^{-1} \left(\frac{D}{\alpha B} \right) \right\} \\ - \cos \left\{ \pi - \xi - \eta + \tan^{-1} \left(\frac{D}{\alpha B} \right) \right\} \end{array} \right\} \\ \sqrt{(D/B)^2 + \alpha^2} \sin \left\{ \pi - \xi - \eta + \tan^{-1} \left(\frac{D}{\alpha B} \right) \right\} \\ - \frac{\cos \phi \sin(\xi + \eta + \beta)}{\cos(-\phi + \xi + \eta + \beta)} \\ \frac{\cos(\xi - \phi)}{\cos \phi} e^{\eta \tan \phi} \\ + \sqrt{(D/B)^2 + \alpha^2} \left\{ \begin{array}{l} \tan \phi \sin \left\{ \pi - \xi - \eta + \tan^{-1} \left(\frac{D}{\alpha B} \right) \right\} \\ - \cos \left\{ \pi - \xi - \eta + \tan^{-1} \left(\frac{D}{\alpha B} \right) \right\} \end{array} \right\} \\ + \alpha(D/B) \end{array} \right]^2 \quad (9)$$

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

$$\dot{W}_P = P(\cos \xi + fK_h \sin \xi) V_1 \quad (10)$$

(3) 内部消散

a) 線分 ac の内部消散

$$\dot{D}_{ac} = cBf_7 V_1 \quad (11)$$

ここで,

$$f_7 = \sin \xi \quad (12)$$

b) 線分 dfg の内部消散

$$\dot{D}_{dfg} = cBf_8 V_1 \quad (13)$$

ここで,

$$f_8 = \cos \phi e^{\eta \tan \phi}$$

$$\left[\begin{array}{l} -\frac{\sin(\xi + \eta + \beta)}{\cos(-\phi + \xi + \eta + \beta)} \times \\ \frac{\cos(\xi - \phi)}{\cos \phi} e^{\eta \tan \phi} + \sqrt{(D/B)^2 + \alpha^2} \\ \left\{ \begin{array}{l} \tan \phi \sin \left\{ \pi - \xi - \eta + \tan^{-1} \left(\frac{D}{\alpha B} \right) \right\} \\ - \cos \left\{ \pi - \xi - \eta + \tan^{-1} \left(\frac{D}{\alpha B} \right) \right\} \end{array} \right\} \\ \sqrt{(D/B)^2 + \alpha^2} \sin \left\{ \pi - \xi - \eta + \tan^{-1} \left(\frac{D}{\alpha B} \right) \right\} \\ + \frac{\cos \phi \sin(\xi + \eta + \beta)}{\cos(-\phi + \xi + \eta + \beta)} \end{array} \right] \quad (14)$$

c) 対数螺旋 cd の内部消散

$$\dot{D}_{cd} = cBf_9 V_1 \quad (15)$$

ここで,

$$f_9 = \frac{\cos(\xi - \phi)}{2 \sin \phi} (e^{2\eta \tan \phi} - 1) \quad (16)$$

d) 対数螺旋領域 bcd の動径すべり線による内部消散

$$\dot{D}_{bcd} = \dot{D}_{cd} \quad (17)$$

(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.

$$\dot{W}_{abc} + \dot{W}_{bcd} + \dot{W}_{bdfgheh} + \dot{W}_P = \dot{D}_{ac} + \dot{D}_{dfg} + \dot{D}_{cd} + \dot{D}_{bcd} \quad (18)$$

$$q_b = \frac{P}{B} = cN_{cE} + \frac{1}{2} \gamma B N_{\gamma E} \quad (19)$$

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.

$$N_{cE} = \frac{1}{\cos \xi + fK_h \sin \xi} (f_7 + f_8 + 2f_9) \quad (20)$$

$$N_{\gamma E} = -\frac{1}{\cos \xi + fK_h \sin \xi} \{f_1 + f_3 + f_5 + K_h(f_2 + f_4 + f_6)\} \quad (21)$$

それぞれの地震時支持力係数は動的可容速度場を満足する ξ, η の組み合わせから得られる値の最小値とした. よって, N_{cE} と $N_{\gamma E}$ の最小値が得られる時の破壊メカニズムは異なる. 通常時 ($K_h=0.0$) においては, $N_{cE}, N_{\gamma E}$ を $N_{cS}, N_{\gamma S}$ と表した. また, $N_{\gamma E}$ の最小値が得られる時の破壊メカニズムは N_{cE} の最小値が得られる場合と比較して, ξ が大きく, η が小さくなる傾向を示した. なお, $f=1, 2$ の場合, $N_{cE}, N_{\gamma E}$ とともに K_h が増加するに従い, ξ が大きく, η が小さくなった.

4. 解析結果と考察

図-2~5 には $\phi=30, 40^\circ$ に対する斜面勾配 β を変化させた, 水平震度 K_h の増加に伴う地震時支持力係数 $N_{cE}, N_{\gamma E}$ の減少傾向の比較を示す ($D/B=0.0$). 斜面肩幅はなく, $\alpha=0$ のケースである. K_h と β を有する結果と比較するために, 静的な場合の支持力係数を提案している Meyerhof (1963)¹¹⁾, Hansen (1970)¹²⁾, Vesic (1973)¹³⁾ に対してはそれぞれの荷重傾斜係数と地盤傾斜係数を用いることにより評価した. 実務設計において, 地震時のように水平力や曲げモーメントなどの複合荷重が作用する場合には支持力の低下を傾斜荷重による低減で考慮していることによる. なお, 基礎上の垂直線からの荷重傾斜角 θ は $\theta = \tan^{-1} k_h$ から算出した. 式(22)~(36)には厳密解である N_o, N_q と各々によって提案されている N_{γ} 並びに N_c と N_{γ} に対応する荷重傾斜係数 (i_o, i_{γ}) と地盤傾斜係数 (g_o, g_{γ}) を示す. また, Soubra (1997, 1999)^{4), 5)} は上界法, Kumar and Rao (2003)⁶⁾ は特性曲線法, Kumar and Kumar (2003)⁷⁾ は極限釣合い法を用いて, 斜面地盤における直接基礎の地震時支持力係数を求めている. Meyerhof は地盤傾斜係数 g_o, g_{γ} を提案しておらず, Soubra (1997, 1999) は水平地盤 ($\beta=0^\circ$) に対してのみ有効な支持力式を導いているため, これら 3 つは (a) $\beta=0^\circ$ の時のみ示した. Kumar and Kumar は N_{cE} に関しては,

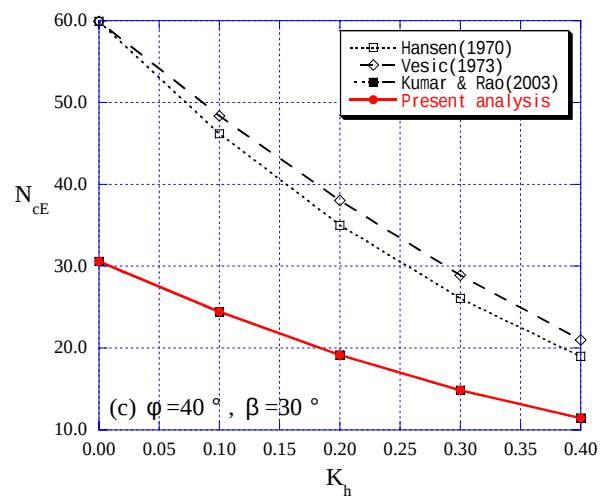
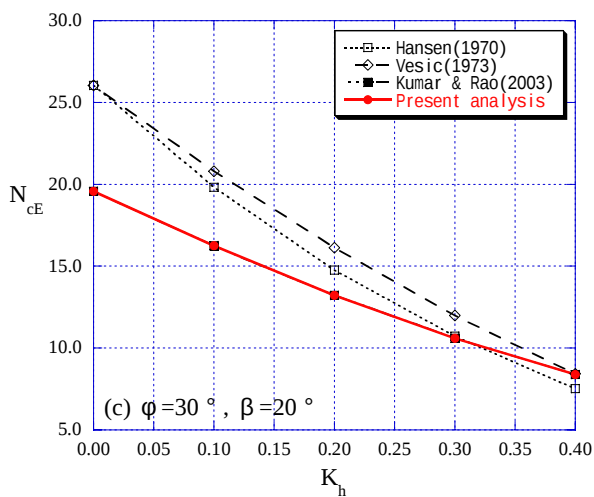
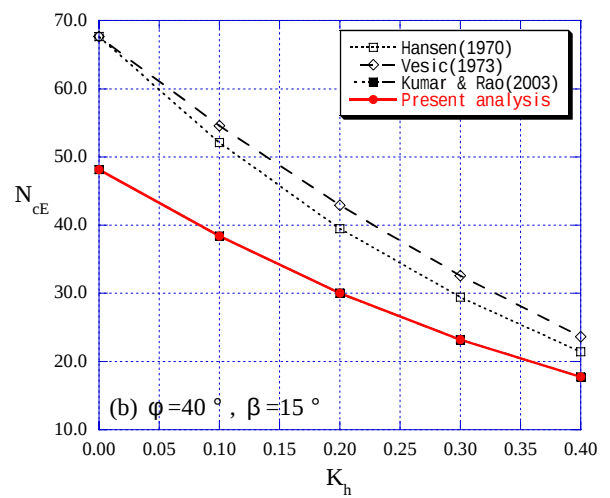
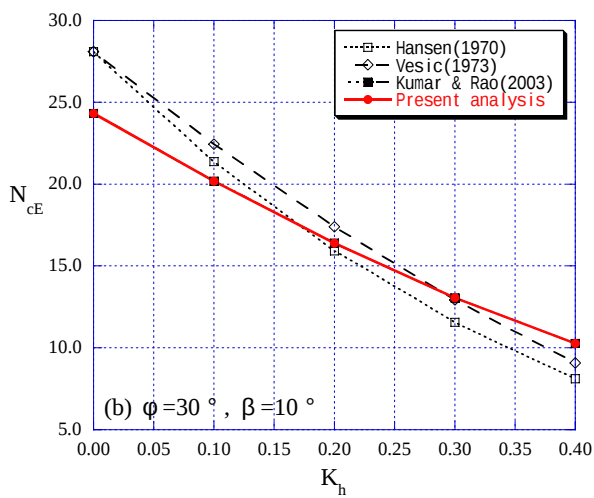
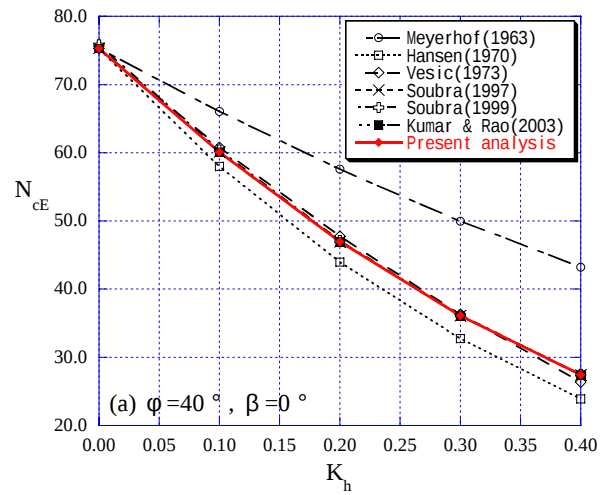
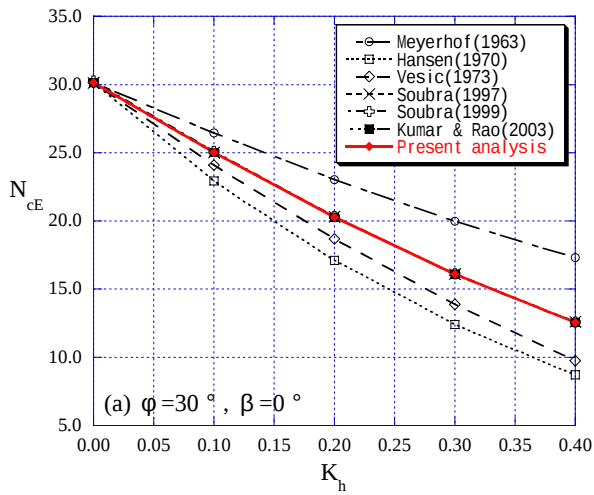


図 - 2 様々な斜面勾配 β に対する地震時支持力係数 N_{cE} の比較 ($\phi=30^\circ$)

図 - 3 様々な斜面勾配 β に対する地震時支持力係数 N_{cE} の比較 ($\phi=40^\circ$)

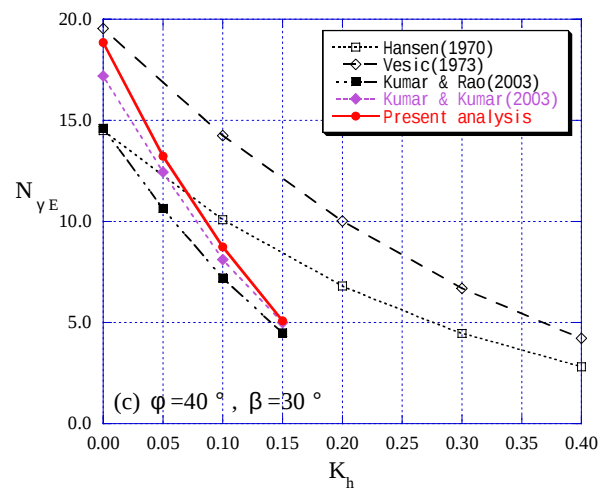
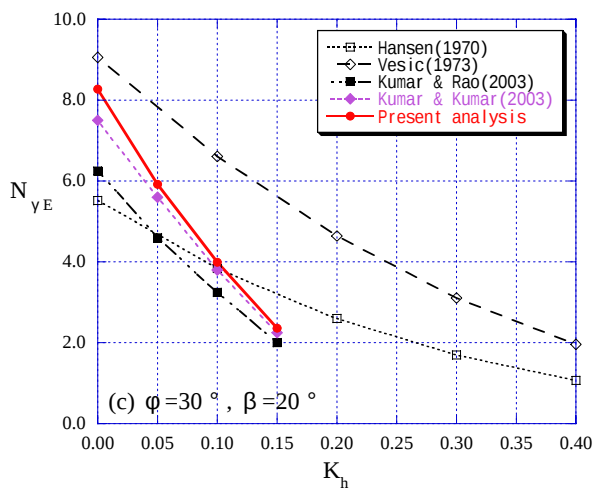
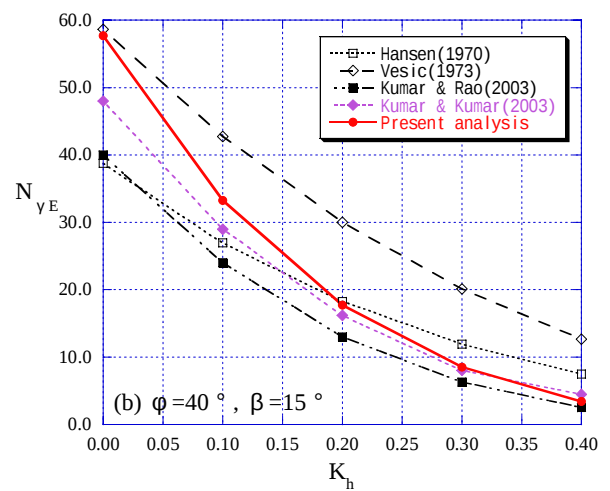
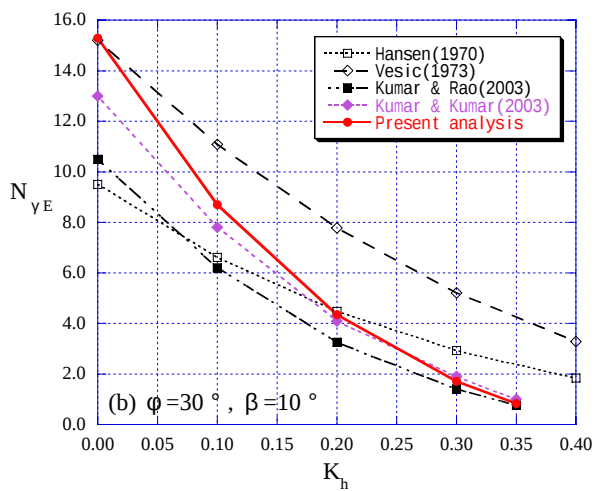
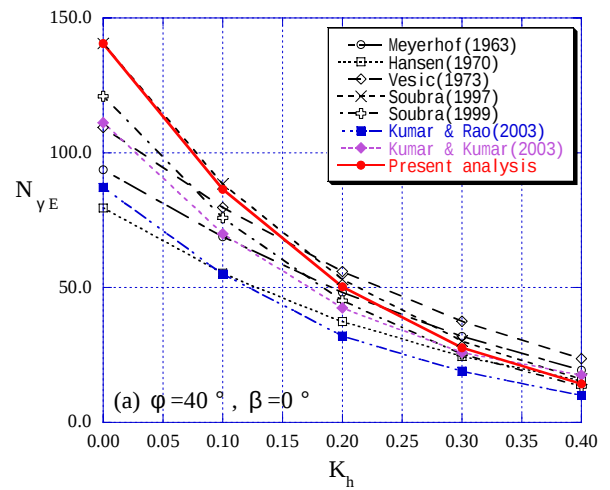
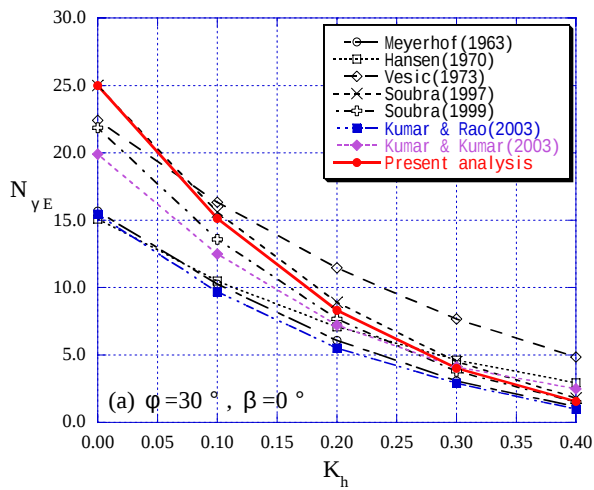


図 - 4 様々な斜面勾配 β に対する地震時支持力係数 N_{yE} の比較 ($\phi=30^\circ$)

図 - 5 様々な斜面勾配 β に対する地震時支持力係数 N_{yE} の比較 ($\phi=40^\circ$)

Kumar and Rao と同一の値となることが述べられているため、ここでは $N_{\gamma E}$ の比較に対してのみ加えた。まず、 N_{CE} の比較を行っている図 - 2, 3 を見ると、本解析結果は特性曲線法を用いた Kumar and Rao とかなり良好な一致を示すことがわかる。(a) $\beta=0^\circ$ の時には、同一手法を用いている Soubra (1997, 1999) と良好な一致を示した。また、(a) $\beta=0^\circ$ では本解析結果などと比較して、Meyerhof は K_h の増加とともに N_{CE} を大きく評価し、一方 Hansen は少し控えめに評価する傾向があることがわかる。(b), (c) からは、 K_h が小さい時ほど本解析結果と比較して、Hansen, Vesic からの解が N_{CE} を大きく評価する傾向があることがわかる。そして、その傾向は β と ϕ が大きくなるほど顕著であった。また、これらの傾向が各々の i_c と g_c に大きく関係していることは言うまでもない。

次に、 $N_{\gamma E}$ の比較を行っている図 - 4, 5 を見る。まず、水平地盤のケースである(a) $\beta=0^\circ$ を見ると、本解析結果は同一手法である Soubra (1997, 1999) と良好な対応を示している。詳細には、本解析結果は Soubra (1997) と比較して、少し小さめの値をとる。一方、Soubra (1999) が本解析結果よりも K_h が小さい範囲において、より小さい値をとることもわかる。これは、Soubra (1999) が過渡せん断領域を多数の 3 角形剛体ブロックで表しているためである。これより、 $N_{\gamma E}$ の値を小さくするためには、multi-block メカニズムが連続的なメカニズムに比べて効果的であることがわかる。しかし、 N_{CE} に関しては、multi-block メカニズムは連続的なメカニズムである Soubra (1997) よりもわずかに大きめの値となった。極限釣合い法に基づく Kumar and Kumar は K_h が小さい範囲において、本解析結果と比べてより小さい値をとる傾向を示した。また、不完全解ではあるが、下界値をとる特性曲線法に基づく Kumar and Rao は比較の中で最小値を示した。大まかに Meyerhof, Hansen は $K_h < 0.2$ においては控えめに $N_{\gamma E}$ を評価し、一方、Vesic は $K_h = 0.2$ においては $N_{\gamma E}$ を大きく評価する傾向があることもわかる。次に、斜面地盤のケースである(b), (c) を見ると、Hansen, Vesic を除く他の提案手法がそれらと比較して、 K_h の増加に伴う $N_{\gamma E}$ の低減率が大きいことがわかる。また、Kumar and Rao, Kumar and Kumar, 本解析結果は図 - 4(b), $K_h=0.4$ と図 - 4, 5(c) $K_h = 0.2$ において解が得られなかった。本解析結果においては最小化演算において、動的可容な速度場を満たす最適解が見出せなかったからである。Kumar and Kumar は $K_h=0.0$ の時に本解析結果よりも少し控えめに $N_{\gamma E}$ を評価することを除けば、本解析結果と良好な一致を示した。なお、Hansen が $K_h=0.0$ の時には Kumar and Rao よりも小さい値をとることや、Vesic が $K_h=0.0$ の時から他の提案手法に比べて $N_{\gamma E}$ を大きく評価する傾向があることもわかる。Kumar and Rao は(a) $\beta=0^\circ$ と同様に、比較した提案手法の中では多くの場合、最小値を示した。よって、本解析モデルは K_h が小さい範囲、特に通常時 ($K_h=0.0$) において、少し大きく $N_{\gamma E}$ を評価する傾向がある。しかし、上界法に基づいていることも考慮すれば、工学的には十分な精度を有するものと考えられる。さらに、本解析モデルのメリットとしては、3 つの連続的な領域で構成されるシンプルな破壊メカニズムを用いていることから、メカニズムを規定するパラメータの数も少なく済み、簡便で理解

しやすく適用範囲も広い。一方、斜面地盤にも適用が可能である他の提案モデル (Kumar and Rao, Kumar and Kumar) は、特性曲線法と極限釣合い法に基づいており、正解値に対する解の位置付けが厳密ではない。また、それらのメリットとしては K_h が小さい範囲においては本解析モデルよりもより小さい $N_{\gamma E}$ を得ることができる。しかしながら、そのために様々な付加的仮定も必要とし、メカニズムのみならず支持力係数式、最小化演算もかなり複雑なものとなり、理解するのが容易ではなく実務的ではない。

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi \quad (22)$$

$$N_q = \exp(\pi \tan \phi) \tan^2(45 + \frac{\phi}{2}) \quad (23)$$

$$i_c = \left(1 - \frac{\theta}{90^\circ}\right)^2 \quad \text{Meyerhof (1963)} \quad (24)$$

$$i_c = \frac{i_q N_q - 1}{N_q - 1} \quad \text{Hansen (1970), Vesic (1973)} \quad (25)$$

$$i_q = (1 - 0.5 \tan \theta)^5 \quad \text{Hansen (1970)} \quad (26)$$

$$i_q = (1 - \tan \theta)^2 \quad \text{Vesic (1973)} \quad (27)$$

$$g_c = 1 - \frac{\beta}{147^\circ} \quad \text{Hansen (1970), Vesic (1973)} \quad (28)$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \tan(1.4\phi) \quad \text{Meyerhof (1963)} \quad (29)$$

$$N_\gamma = 1.5(N_q - 1) \tan \phi \quad \text{Hansen (1970)} \quad (30)$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi \quad \text{Vesic (1973)} \quad (31)$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta}{\phi}\right)^2 \quad \text{Meyerhof (1963)} \quad (32)$$

$$i_\gamma = (1 - 0.7 \tan \theta)^5 \quad \text{Hansen (1970)} \quad (33)$$

$$i_\gamma = (1 - \tan \theta)^3 \quad \text{Vesic (1973)} \quad (34)$$

$$g_\gamma = (1 - 0.5 \tan \beta)^5 \quad \text{Hansen (1970)} \quad (35)$$

$$g_\gamma = (1 - \tan \beta)^2 \quad \text{Vesic (1973)} \quad (36)$$

図 - 6, 7 には $\phi=30, 40^\circ$ において、斜面勾配 β を変化した場合のせん断伝達係数 $f=0, 1, 2$ に対する支持力係数 $N_{CE}/N_{CS}, N_{\gamma E}/N_{\gamma S}$ の比較を示す ($D/B=0.0$)。 $N_{CS}, N_{\gamma S}$ は通常時、 $K_h=0.0$ の時の支持力係数である。 $f=0$ は基礎底面にせん断荷重が作用していない場合で、 $f=1$ だと基礎底面にせん断荷重 $K_h P$ が作用している場合を示す。図 - 6(a), (b) を見ると、 β の増加によって、 K_h の増加に伴う N_{CE}/N_{CS} の減少傾向がほとんど変わらないことがわかる。 N_{CE}/N_{CS} は $f=0$ の時には破壊メカニズムは全く変わらず $N_{CE}/N_{CS}=1.0$ のままであった。これは基礎底面にせん断荷重が作用していな

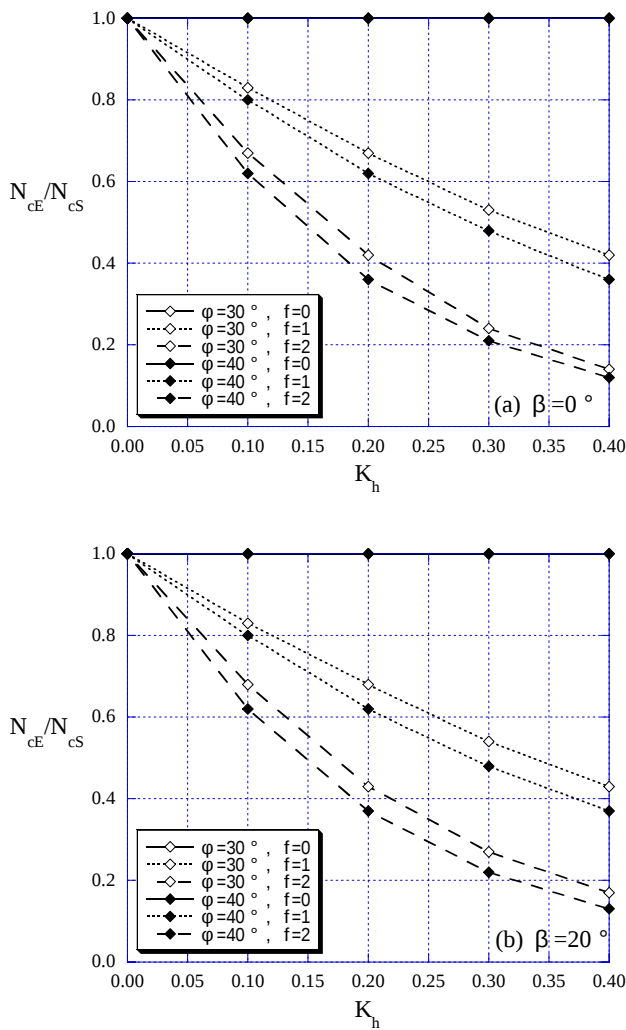


図 - 6 様々な斜面勾配 β における異なる f に対する支持力係数 N_{cE}/N_{cS} の比較 ($\varphi=30, 40^\circ$)

いたためである。同一の φ を有する場合、 f が大きくなる（基礎底面に作用するせん断荷重が大きくなる）ほど、 K_h の増加に伴う N_{cE}/N_{cS} の低減率が大きくなることからわかる。また、 $f=1, 2$ の場合、 φ が大きいほど N_{cE}/N_{cS} の低減率が大きくなった。一方、図 - 7(a), (b) を見ると、 β の増加によって K_h の増加に伴う N_{yE}/N_{yS} の減少傾向が特に $f=0$ の場合、増大することがわかる。 $f=0$ は土塊に作用する慣性力のみによる N_{yE}/N_{yS} の減少を示すので、 β が大きく影響することもある。また、図 - 7(a) においては $\varphi=30^\circ$ 、 $f=2$ の場合、 K_h 0.3、図 - 7(b) においては $\varphi=30^\circ$ 、 $f=0, 1, 2$ の場合、 K_h 0.2 と $\varphi=40^\circ$ 、 $f=0, 1, 2$ の場合 $K_h=0.4$ において動的可能な速度場を満たす最適解が見出せなかった。同一の φ を有する場合、 f が大きくなるほど K_h の増加に伴う N_{yE}/N_{yS} の低減率が大きくなることもわかる。 β の値に関わらず、 $f=0, 1, 2$ の場合、図 - 6 と異なり、 φ が小さいほど K_h の増加に伴う N_{yE}/N_{yS} の低減率が大きくなった。これは $f=0$ の場合、破壊メカニズムを見ると、 $\varphi=30, 40^\circ$ とともに K_h の増加に伴って、 ξ はほとんど変わらないが、 $\varphi=30^\circ$ の場合が 40° の場合と比べて、 η が大きく減少したためであ

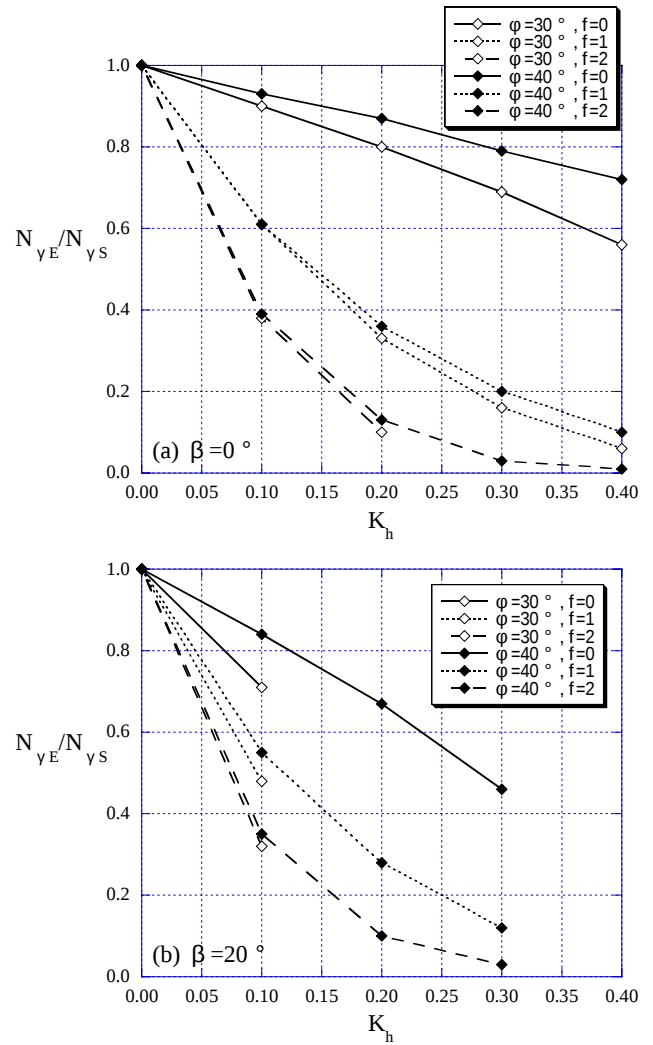


図 - 7 様々な斜面勾配 β における異なる f に対する支持力係数 N_{yE}/N_{yS} の比較 ($\varphi=30, 40^\circ$)

る。 $f=1, 2$ の場合は、 $\varphi=30, 40^\circ$ とともに K_h の増加に伴う ξ の増加傾向は大きくは変わらないが、 η の減少傾向は $\varphi=30^\circ$ の場合が 40° の場合と比べて大きくなった。よって、斜面勾配 β により、 N_{cE}/N_{cS} はあまり影響を受けないが、 N_{yE}/N_{yS} は大きく影響を受けることがわかった。

図 - 8, 9 には根入れ深さ $D/B=3.0$ を有し、 $\varphi=30^\circ$ の時の斜面勾配 β を変化させた、水平震度 K_h の増加に伴う地震時支持力係数 N_{cE} 、 N_{yE} の減少傾向の比較を示す。ここでは Kumar and Ghosh (2006)⁹⁾からの解が $D/B=3.0$ に対して、彼らの論文において与えられていたため、 $D/B=3.0$ を比較のケースとして選んだ。 N_{cE} に関して、Meyerhof (1963), Hansen (1970), Vesic (1973)からの解は式(22)にそれぞれの以下で提案されている根入れ係数 d_c と地盤傾斜係数（式(28)）を乗ずることにより評価した。なお、Meyerhof は根入れ深さ D が基礎幅 B よりも浅い場合を対象に d_c を提案しているが、ここでは $D/B=3.0$ の場合にも適用した。 N_{yE} に関しては、Kumar and Ghosh (2006)⁹⁾とのみ比較を行った。

$$d_c = 1 + 0.2 \sqrt{K_p} \frac{D}{B} \quad (D \approx B) \quad \text{Meyerhof (1963) (37)}$$

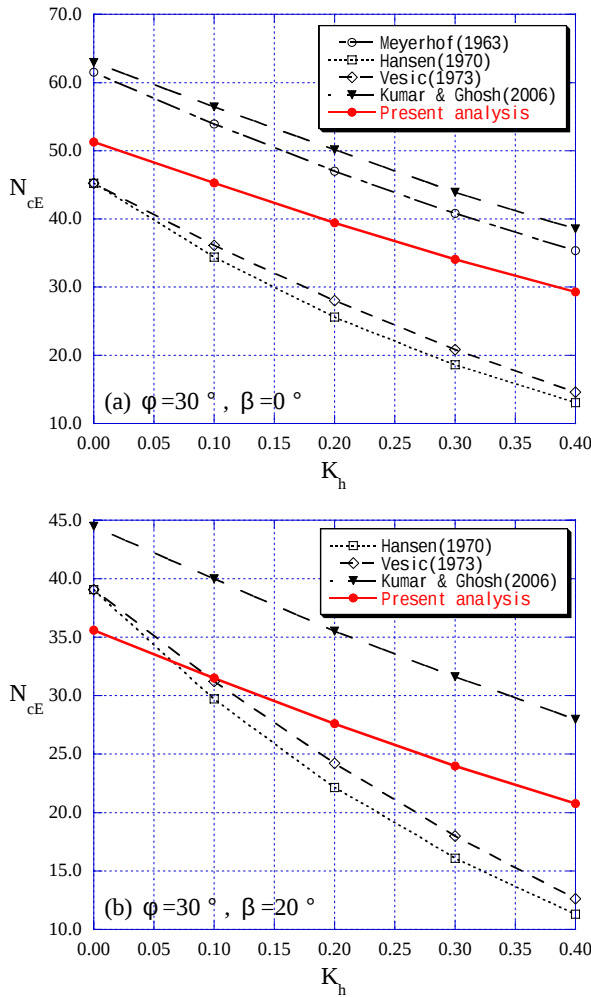


図 - 8 様々な斜面勾配 β に対する地震時支持力係数 N_{CE} の比較 ($\phi = 30^\circ$, $D/B = 3.0$)

$$K_p = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \quad (38)$$

$$d_c = 1 + 0.4 \tan^{-1} \left(\frac{D}{B} \right) \quad \left(\frac{D}{B} > 1 \right)$$

Hansen (1970), Vesic (1973) (39) Kumar and Ghosh (2006)は上界法に基づいて地震時支持力係数を求めている。まず、図 - 8(a), (b)を見ると、Meyerhof, Kumar and Ghosh は本解析結果よりも N_{CE} を大きく評価することがわかる。Hansen, Vesic による解は、 K_h の増加とともに本解析結果よりもより控えめに N_{CE} を評価する傾向があると考えられる。次に、 N_{VE} の比較である図 - 9 を見ると、水平地盤のケースである(a) $\beta = 0^\circ$ では Kumar and Ghosh による解と本解析結果とはかなり良い一致を示した。斜面地盤のケースである(b) $\beta = 20^\circ$ になると、本解析結果は Kumar and Ghosh による解よりも少し大きい値をとった。同一手法である本解析結果と Kumar and Ghosh による解を比較すると、 N_{VE} に関しては比較的良い一致が見られたが、 N_{CE} に関しては Kumar and Ghosh による解が本解析結果よりも N_{CE} を大きく評価した。これらの原因として

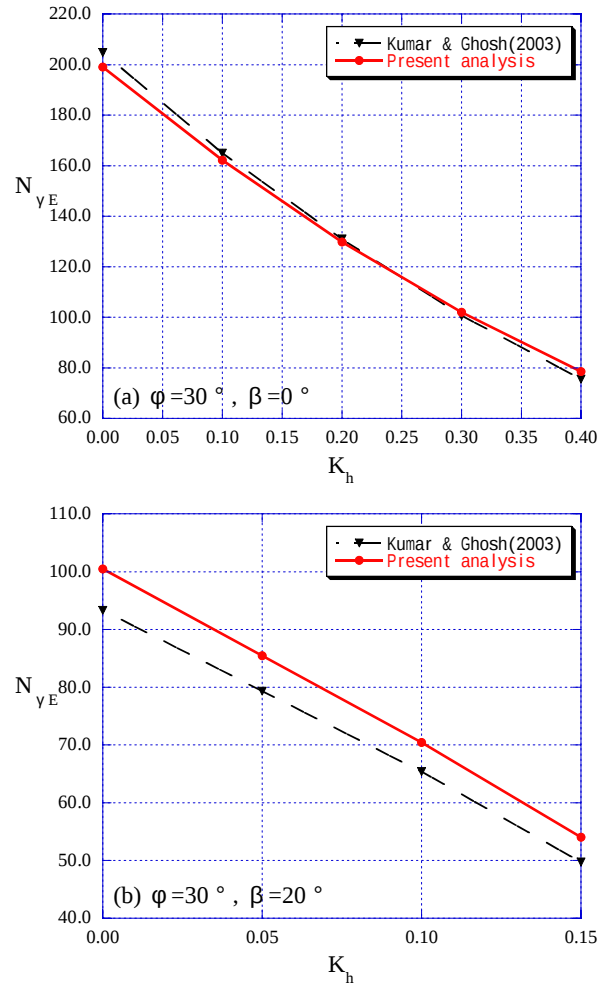


図 - 9 様々な斜面勾配 β に対する地震時支持力係数 N_{VE} の比較 ($\phi = 30^\circ$, $D/B = 3.0$)

は破壊メカニズムを規定する仮定の違いなどが挙げられる。図 - 8(a), (b)を見ると、本解析結果は K_h の増加とともに、Meyerhof, Kumar and Ghosh による解と Hansen, Vesic からの解に挟まれる傾向を示した。Hansen, Vesic からの解、つまり厳密解 N_c に各々の d_c, i_c, g_c を乗じたものは K_h の増加とともに N_{CE} を控えめに評価する傾向があると考えられる。今後、有限要素法などの解析ツールを用いて、更なる検証を実施したい。なお、解析手法の仮定もあり、 D/B がより小さい方が解析結果の精度が上がるものと推測される。また、 N_V に関する研究¹⁴⁾などは多く見られるが、経験式でもある荷重、地盤傾斜係数と根入れ係数などに関する研究はあまり見られず、それらは不確実性も多く含み、設計に適用する場合には限界もある。よって、より厳密にそれらに数値解析手法などを適用して考察を加え、より合理化を図る必要性もあると考えられる。

最後に、図 - 10 ~ 13 には $D/B = 0.0, 1.0$ における $\phi = 30, 35, 40^\circ$ に対する斜面勾配 β を変化させた、水平震度 K_h の増加に伴う地震時支持力係数 N_{CE}, N_{VE} の変化を示す。図 - 11, 13 に示される N_{VE} に関しては、 ϕ がより小さい場合に β と K_h が大きくなると、解なしとなる傾向が見られた。こ

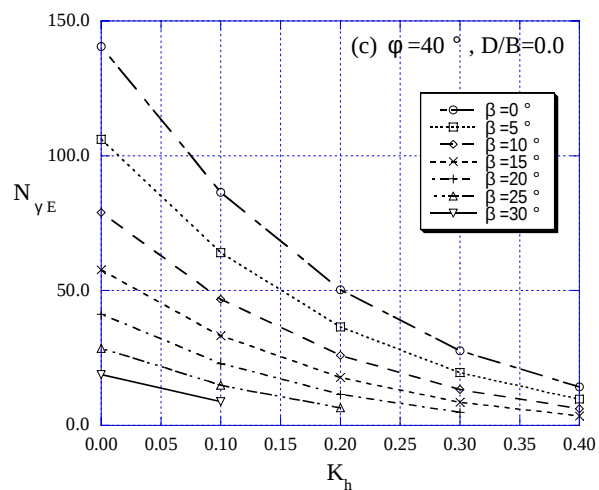
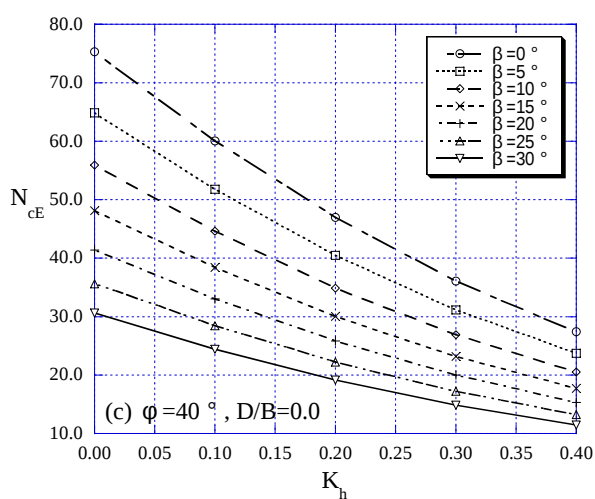
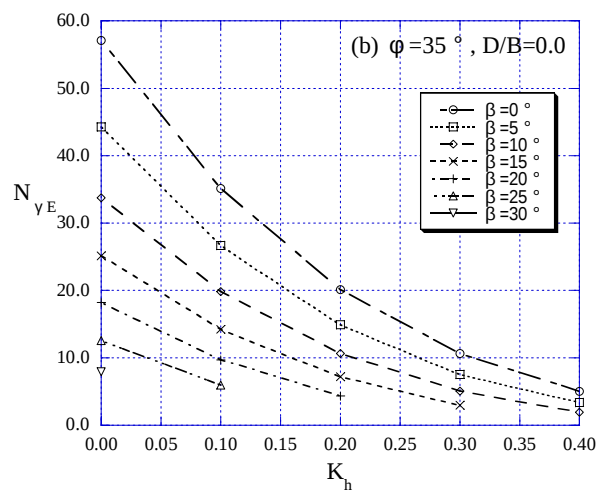
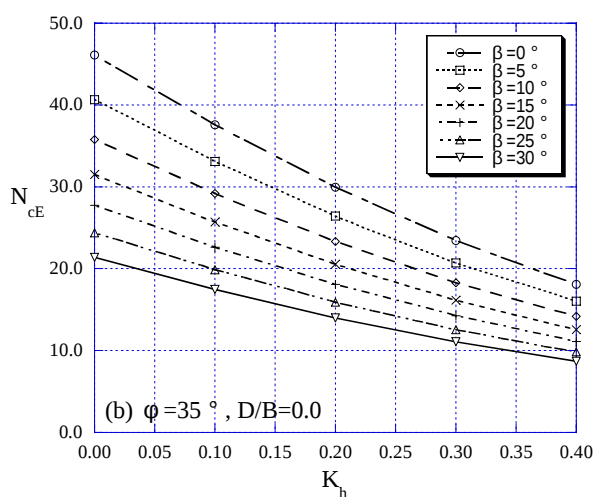
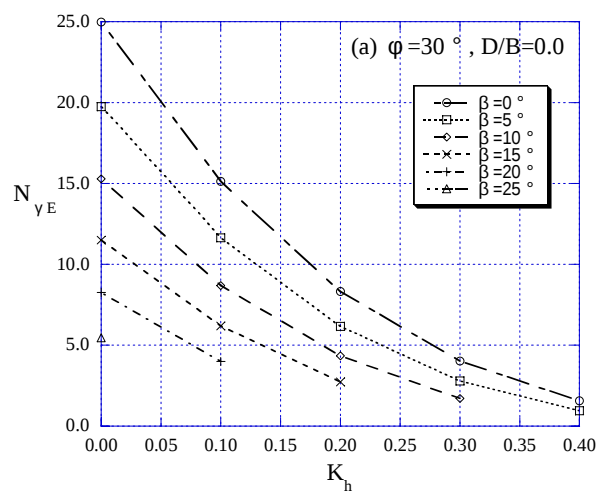
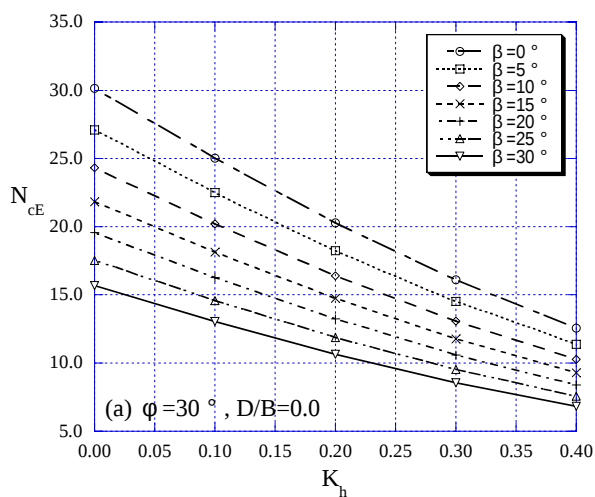


図 - 10 様々な斜面勾配 β に対する地震時支持力係数 N_{cE} の変化 ($\phi = 30, 35, 40^\circ$, $D/B = 0.0$)

図 - 11 様々な斜面勾配 β に対する地震時支持力係数 N_{yE} の変化 ($\phi = 30, 35, 40^\circ$, $D/B = 0.0$)

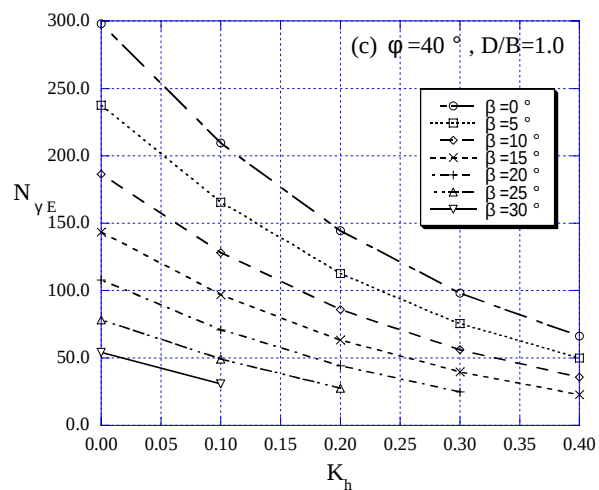
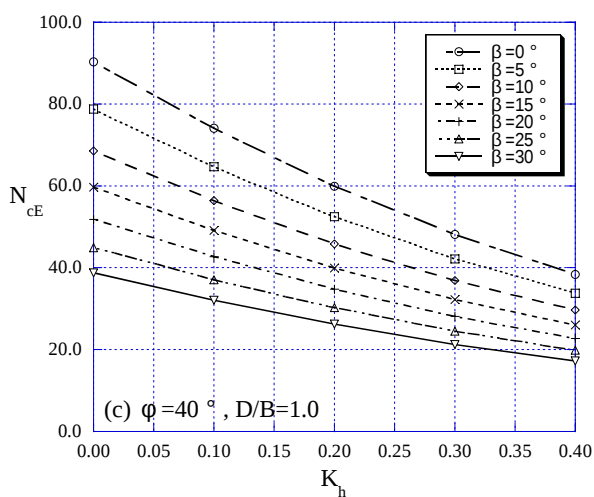
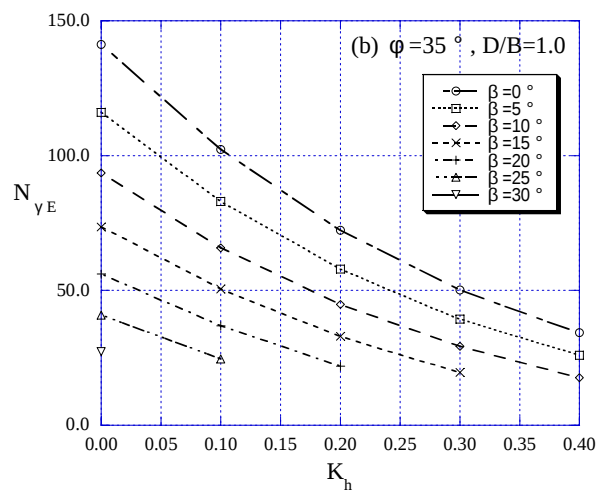
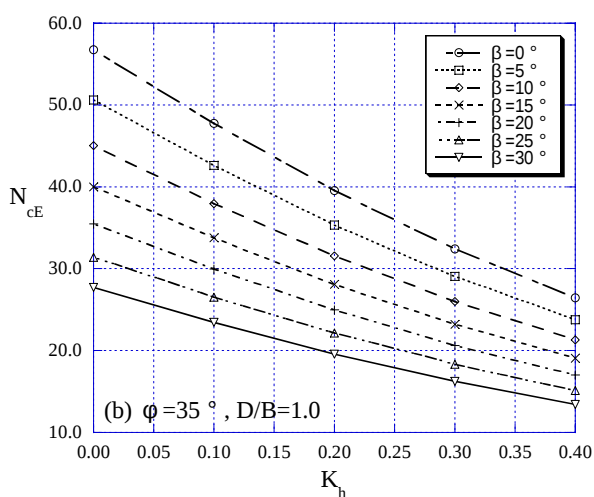
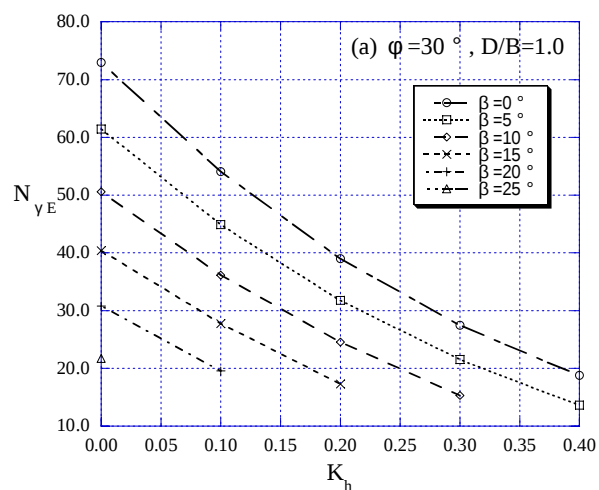
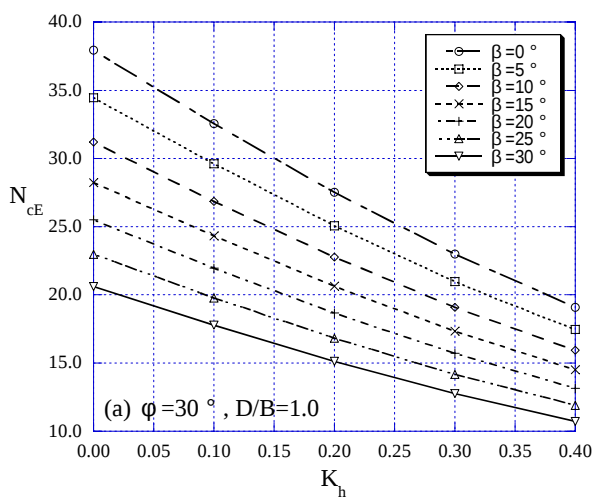


図 - 12 様々な斜面勾配 β に対する地震時支持力係数 N_{cE} の変化 ($\phi = 30, 35, 40^\circ$, $D/B = 1.0$)

図 - 13 様々な斜面勾配 β に対する地震時支持力係数 N_{yE} の変化 ($\phi = 30, 35, 40^\circ$, $D/B = 1.0$)

れは最小化演算によって、動的可容な速度場を満たす最適解が見出せなかった場合である。一方、 N_{ce} に関しては解がすべて得られた。これらを見ると、 N_{ve} は N_{ce} と比較して K_h の増加に伴う低減率がとても大きいことがわかる。また、 N_{ce} 、 N_{ve} とともに β が大きくなるにつれて、 K_h の増加に伴う右下がりの傾きが緩やかになっていくこともわかる。これらの設計チャートを用いれば、工学的観点からは十分な精度を有して斜面地盤における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。

5. 結論

本論文では、根入れ深さの有無も考慮した斜面地盤における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、種々の内部摩擦角 ϕ と斜面勾配 β に対して、地震時支持力係数 N_{ce} 、 N_{ve} を算出した。また、本解析結果の妥当性を検証するために、既往の異なる解析手法を用いた研究結果との比較・検討も実施した。さらに、基礎底面に作用するせん断荷重の影響を考察するために、せん断荷重に関係するせん断伝達係数 f を解析モデルに導入した。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、受働領域が5または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、比較的簡潔な形で地震時支持力係数式を示した。よって、メカニズムを規定するパラメータの数も少なく済み、最小化演算も容易である。また、斜面地盤のみならず、水平地盤や斜面肩幅を有する地盤に対しても地震時支持力係数を求めることができ、適用範囲が広い。さらに、有限要素解析の様に ϕ が大きい場合に解の収束に注意を要する必要性がない。
- 2) 様々な内部摩擦角と斜面勾配を有する場合における地震時支持力係数との比較を通して、本解析結果からの N_{ce} は異なる解析手法である特性曲線法に基づく Kumar and Rao ともかなり良好な一致を示した。一方、 N_{ve} に関しては通常時 ($K_h=0.0$) においては他の提案手法よりも N_{ve} を少し大きく評価する傾向が見られた。しかし、本解析モデルは正解値に対する解の位置付けが厳密で、他の提案手法と比較しても様々な付加的仮定などを設定する必要がない。よって、上界値であることも考慮すれば、工学的観点からは十分な精度を有するものと考えられる。
- 3) K_h の増加に伴う N_{ce}/N_{cs} と N_{ve}/N_{vs} の低減率は、せん断伝達係数 f の増加とともに増大した。また、 N_{ce}/N_{cs} の低減率は $f=0$ の場合を除くと、 ϕ が大きいほど増大した。一方、 N_{ve}/N_{vs} の低減率は $f=0, 1, 2$ の場合、 ϕ が小さいほど増加する傾向を示した。さらに、斜面勾

配 β により、 N_{ce}/N_{cs} の低減率はあまり影響を受けないが、 N_{ve}/N_{vs} の低減率は大きく影響を受けることもわかった。特に、 β の増加による N_{ve}/N_{vs} の低減率は $f=0$ の時に顕著であった。

- 4) 本解析結果からの設計チャート(図-10~13)を用いれば、工学的観点からは十分な精度を有して斜面地盤における直接基礎の地震時支持力係数を容易に得ることができる。地震時支持力係数は水平震度 K_h の増加とともに大きく減少することがわかった。また、斜面勾配 β の増加とともにさらに減少することもわかった。

直接基礎の地震時支持力に関する実験的検討は現在のところ、あまり行われていない。理論的検討のみならず、実験的検討も実施する必要があると考えられる。

参考文献

- 1) Dormieux, L. and Pecker, A.: Seismic bearing capacity of foundation on cohesionless soil, *J. Geotech. Eng.*, ASCE, 121(3), pp.300-303, 1995.
- 2) 山本健太郎: 斜面上の直接基礎の地震時支持力特性, 構造工学論文集 Vol.52A, pp.1169-1178, 2006.
- 3) Richards, R.: Discussion on 'Upper-bound solutions for bearing capacity of foundations' by A. -H. Soubra, *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, ASCE, 126(9), pp.856-857, 2000.
- 4) 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.
- 5) Soubra, A. -H.: Upper-bound solutions for bearing capacity of foundations, *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, ASCE, 125(1), pp.59-68, 1999.
- 6) Kumar, J. and Mohan Rao, V. B. K.: Seismic bearing capacity of foundations on slopes, *Geotechnique*, 53(3), pp.347-361, 2003.
- 7) Kumar, J. and Kumar, N.: Seismic bearing capacity of rough footings on slopes using limit equilibrium, *Geotechnique*, 53(3), pp.363-369, 2003.
- 8) Askari, F. and Farzaneh, O.: Upper-bound solution for seismic bearing capacity of shallow foundations near slopes, *Geotechnique*, 53(8), pp.697-702, 2003.
- 9) Kumar, J. and Ghosh, P.: Seismic bearing capacity for embedded footings on sloping ground, *Geotechnique*, 56(2), pp.133-140, 2006.
- 10) Budhu, M. and Al-Kami, A.: Seismic bearing capacity of soils, *Geotechnique*, 43(1), pp.181-187, 1993.
- 11) Meyerhof, G. G.: Some recent research on the bearing capacity of foundations, *Can. Geotech. J.*, 1(1), pp.16-26, 1963.
- 12) Hansen, J. B.: A revised and extended formula for bearing capacity, *Danish Geotech. Inst. Bull.*, 28, pp.5-11, 1970.
- 13) Vesic, A. S.: Analysis of ultimate loads of shallow foundations, *J. Soil. Mech. And Found. Engrg. Div.*, ASCE, 99(1), pp.45-73, 1973.
- 14) Hjjaj, M., Lyamin, A. V. and Sloan, S. W.: Numerical limit analysis solutions for the bearing capacity factor N_γ , *Int. J. Solids & Struc.*, 42, pp.1681-1704, 2005.

(2006年9月11日受付)