Lecture 地すべり解析における有限要素法の利用 第12回 Finite element method for landslide analysis No.12

4. FEMの地すべり解析への適用例

倉岡千郎/日本工営株式会社 Senro KURAOKA/Nippon Koei. Co., Ltd.

李 黎明/日本工営株式会社 Liming LI/Nippon Koei. Co., Ltd.

鵜飼恵三/群馬大学工学部 Keizo UGAI/Faculty of Engineering Gunma University 若井明彦/群馬大学工学部 Akihiko WAKAI/Faculty of Engineering Gunma University

蔡 飛/群馬大学工学部 Fei CAI/Faculty of Engineering Gunma University

蔡 光石/韓国海洋研究所 Kwangseok CHAE/Korea Ocean Research and Development Institute

キーワード:地すべり,有限要素法,遠心載荷模型実験,抑止杭 Key words:landslide, finite element method, centrifuge model test, pile

4.2 平面すべり面を有する斜面に打設された抑止杭 の遠心載荷模型実験及びFEM解析

4.2.1 はじめに

地すべり抑止杭の設計の基本的な考え方と方法は実務 において標準的に用いられ,多くの実績が積み重ねられ てきている^{10,2)}。その一方で近年はハード対策のコスト 縮減と同時に信頼性の向上が求められており,従来の設 計方法によって計画・設計した抑止杭の規模が大きく重 要度が高い場合などは,杭の諸元の検証や軽減化につい て検討する余地がある。その一つの方法として,3次元 有限要素法(FEM)を適用することが考えられ,FEM を用いれば杭と地盤の相互作用における移動層の厚さや 地質に応じた力学特性の違いを反映することが可能であ り,杭の諸元の検証や軽減の検討が可能と考えられる。

FEMを用いて杭の設計を行うにあたって、地盤の構成則は実用的であることが望ましい。その一例として、 MCDPモデル³が挙げられ、水平荷重を受ける杭基礎の 室内及び現場実験結果をFEMで再現することでモデル の妥当性が確認されている^{40.50}。一方、地すべり抑止杭 についても現場において観測された杭のモーメント^{60.71} や遠心載荷実験により得られた杭の挙動をFEMで再現 することで現象を解明しFEMモデルの妥当性を評価し た事例がある^{80.90}。

地すべり抑止杭を対象とした遠心載荷模型実験の事例 は、伊藤ら(1993)及びJeongら(2001)の例が挙げら れる。前者の例では、モーメントの分布形態がすべり面 勾配と杭の曲げ剛性に依存することが示され、FEMの 再現性も確認された。しかし、土圧計などを組み込むた めに杭断面が大きくなり、杭と杭の間の土塊の変形の影 響が反映されず2次元的な挙動となっていた可能性があ る。一方、Jeongら(2001)の実験では、遠心場で直径 800mm相当の円形断面の模型杭が用いられている。弾 性床上の梁の理論式から求めたモーメントの分布形状は 概ね実験結果と一致している。ただし、本実験では、す べり面が設定されておらず杭の全長が均質な地盤に設定 されている。したがって移動土塊がすべり面を境界とし て硬い基盤の上を滑動することにより杭に力が発生する 機構については、取り上げられていない。

以上の背景を踏まえて、本稿で報告する遠心載荷模型 実験ではすべり面のある斜面に円形断面の杭を設置し、 3通りの杭中心間隔について実験を実施した。実験及び FEM解析結果に基づいて杭に作用する力の機構を考察 するとともに測定結果をFEMで再現することでFEMの 適用性と課題について検討した。ただし、本実験では、 杭の谷側のすべり面抵抗が不足し谷側土塊が崩壊したの で、ここで考察した機構とモデルは谷側土塊の崩落の影 響を考慮することが中心となった。

4.2.2 遠心載荷模型実験方法

模型杭及び地すべりは、すべり機構が単純であり計算 条件が明確になるような形状や配置を検討した。その結 果、すべり面は平面とし、杭は荷重分担が均等になるよ うに配置して剛なアルミ合金製(弾性係数E=7.06× 10⁴MN/m²)の基盤に剛結した。縮尺は想定実物と模型 容器の寸法を考慮して1/80とした。図-1に、模型と実 験装置のセットアップ状況を示し、より具体的な実験条 件を以下に記す。

模型抑止杭はスチール製で,外径D=12.7mm,肉厚t =0.5mmとした。実物換算で,外径D=1016mm,肉厚 t=40mmの鋼管杭に相当する。模型地すべり移動土塊 における模型抑止杭の配置は4本,6本,8本の3通り (杭の中心間隔はそれぞれ3.94D,2.62D,1.97D)とし た。図-1に示すように模型容器の中心側と側面側の2 本の杭には,それぞれ4箇所にひずみゲージを取り付け, さらに反対側の2本の杭の前面と背面に小型の土圧計を



取り付けた。

地すべり移動土塊は、すべり面長さ56m,層厚16mの 実物規模地すべりを想定した。土塊は材料特性の再現性 を考慮して、豊浦珪砂とカオリン粘土の混合材料とし、 地すべりが発生する際に一つのマスとして形状を保てる ように模型地盤材料の物性試験および抑止杭なしの予備 実験を行って混合条件と締固め度を調整した。その結果、 豊浦珪砂とカオリン粘土の配合比は8:2,締固め度Dc=100%,に設定した。地すべり移動土塊の材料特性は、 ρ_{dmax} =1.880g/m³, w_{opt} =11.7%,C=11.46kN/m², ϕ = 38.6°であり、三軸圧縮試験より得られた初期接線変形 係数 E_0 と拘束 $E\sigma_c$ の関係は E_0 =2448.9 $\sigma_c^{0.6423}$ (kN/m²)で ある。移動土塊は、含水比調整済みの模型地盤材料に対 して、一定の層厚(2~4 cm)になるように密度管理 の締固めにより作成した。

移動土塊の谷側(前面側)には,移動層模型地盤の作 成と同時に,地すべり発生装置を設置した。本装置(以 下可動壁と呼ぶ)は,図-1に示す剛な壁であり,模型 の自重履歴過程においては,すべりが生じないように移 動土塊の前面を抑え,地すべりを誘発する際は電動モー ターで上方に引き上げる。

今回の遠心載荷模型実験の一つの重要な課題が,模型 容器側面およびすべり面の摩擦の低減および摩擦係数の 測定である。摩擦係数が大きいとすべりが発生しない恐 れがあり,また,摩擦係数が推定できないと杭に加わる すべり力の算定が難しくなることが想定される。そこで 様々な試行錯誤を行った結果,地すべり移動土塊と模型 容器側面およびすべり面の間の摩擦軽減策として,シリ コングリスと2枚の薄いビニール膜(厚さ0.2mm)を 挟むことにした。一面せん断試験を実施した結果,上記 摩擦軽減策を施した場合の摩擦角は約11°である。ただ



図-2 移動土塊の破壊状況(杭8本,杭中心間隔1.97D)

し,変位に依存した非線形性が認められるため,すべり 面強度は実験結果の再現解析から推定した。

実験は、まず可動壁を固定した状態で模型を所定の80 G遠心力場に置き、移動土塊の自重履歴による変形が安 定した後、可動壁を引き上げることにより前面側の応力 を開放させ、すべりを発生させた。各実験段階において 模型杭の曲げひずみ、土圧を計測した。

4.2.3 実験結果と考察

本実験では谷側土塊の有効抵抗力が不足し崩壊した結 果となった。この時,観察された谷側土塊の破壊形態と 杭の挙動について以下に述べる。

(1) 末端の崩壊形態

可動壁を引き上げてすべりを誘発させた際,谷側土塊 は一つのマスとしてすべり面方向に移動するのではなく, 図-2に示すように杭頭部周辺及び法肩から二つの緩い 円弧状の破壊面が形成され,その間の土塊が陥没するよ うに変形した。これは,水平地圧の低下による主動破壊 によるものと考えられる。特に杭頭部から形成された破 断面にそった変位が顕著であり杭頭部において土塊は鉛 直方向に沈下した。

(2) 杭の挙動

すべりの発生および抑止杭の挙動を表す実験結果の一 例として,抑止杭8本配置(杭中心間隔1.97D)の実 験から得られたすべり過程における抑止杭の発生曲げひ ずみと作用土圧の経時変化をそれぞれ図-3及び図-4 に示す。図より,すべりが発生するとともに抑止杭の曲 げひずみが急激に増加するのに対して,杭に作用する土 圧は遠心載荷安定時よりも減少する傾向を示している。 この現象は,杭の谷側移動土塊の破壊(図-2参照)に よる緩み域の形成にともなう地圧の低下と応力再配分に よるものと考えられる。また,抑止杭の変形も杭に作用 する土圧に影響するものと想定される。上記現象は,抑 止杭6本配置(杭中心間隔2.62D),4本配置(杭中心 間隔3.94D)の実験においても同様に確認された。

すべり発生時に生じた最大曲げひずみの増分を杭中心 間隔の異なるケースについて比較した(表-1)。表中,



図-3 抑止杭の曲げひずみの経時変化(杭間隔1.97D)



図-4 抑止杭に作用する土圧の経時変化(杭間隔1.97D)

	杭中心間隔			
	1.97D	2.62D	3.94D	
	(8本)	(6本)	(4本)	
杭最大曲げ ひずみ増分(μ)	424	437	455	

地すべり発生時の最大曲げひずみ増分は実物換算で抑止 杭固定端から1.2mの位置において測定した値であり, 自重履歴安定状態に対する増分である。表から抑止杭配 置の中心間隔を1.97Dから2倍の3.94Dまで増やした場 合,杭の最大曲げひずみ増分は増加傾向を示すが,その 変化量は僅かであり,今回の実験範囲において,杭中心 間隔を増しても抑止杭の発生断面力に与える影響は少な いことが分かる。このことは,杭の本数を減らしても杭 に作用する荷重がそれほど増えなかったことを示唆して おり,杭の本数が減るとすべり力が低下した可能性があ る。現段階でこの原因は明確でないが,一つの要因とし て考えられることは,自重履歴状態における杭の鉛直方 向の摩擦抵抗である。すなわち,杭の本数が少ないほど 鉛直支持力が小さいため底面に作用する鉛直応力が高く なり摩擦抵抗が増したと考えられる。

以上の実験結果から,抑止杭の挙動は移動土塊の変形



図-5 杭8本のケースのFEMモデル(ハーフモデル)

状況,抑止杭自体の剛性ならびに配置状況,すべり面の 境界条件など多くの要因により影響され,典型的な地盤 と構造物の相互作用問題として捉えるべきであることが 分かった。

4.2.4 FEMによる再現解析

FEMによる再現解析では杭が8本のケースを対象と し、地すべりの誘発によって生じた谷側土塊の崩壊形態 とその時に発生した杭のモーメントの増分を再現した。 以下にモデル化方法について記載する。

(1) 解析モデル及び解析手順

モデルは中央断面から片側をモデル化し,杭は4本設 定した(図-5)。杭間の地盤の破壊をシミュレートす る場合は杭をソリッド要素で作成する必要があるが,実 験結果では杭間の地盤は破壊しなかったので梁要素で杭 と地盤の相互作用は表せると考えた。すべり面はジョイ ント要素でモデル化した。

解析に用いた地盤の構成則は、降伏関数がMohr-Coulomb式で塑性ポテンシャルがDrucker-Prager式か らなるMCDPモデルを用いた。三軸試験の結果から地盤 の変形係数は拘束圧に依存するので地盤は深度方向に3 層に分け、それぞれに平均土圧に対応した変形係数(E) を設定した。ポアソン比(v)は砂質土の平均的な値を 考え0.3とし、ダイレイタンシー角(ϕ)は0°と仮定した。

MCDPモデルに設定する粘着力及び内部摩擦角は,三 軸試験結果をそのまま設定すると,谷側土塊の法面が顕 著に塑性破壊する。ところが実験結果では谷側土塊の法 面は破壊していない。そこで,本解析では内部摩擦角を 試験値(38.6°)に設定し,粘着力は法面が破壊しない ように調整し,50kN/m²とした。すべり面強度について は,一面せん断試験の結果を参考に予備解析を行い,杭 に作用するモーメントが過大にならないように摩擦角と 粘着力をそれぞれ,15°と10kN/m²とした。以上の検討 により解析に用いる基本的な地盤の物性値を表-2に示 し,この物性値を適用した解析を基本ケースと呼ぶ。

解析は2ステップで実施し,第1ステップでは可動壁 を固定し杭のない状態で自重計算を行った。第2ステッ プでは杭を設定すると同時に可動壁を除去し開放力を加

	Е	ν	φ	с	Ψ
	MN/m ²			kN/m ²	-
移動土塊上部	22	0.3	38. 6°	50	0°
移動土塊中間部	46	0.3	38. 6°	50	0°
移動土塊下部	65	0.3	38. 6°	50	0°
すべり面	—	—	15°	10	—

表-2 基本ケースの地盤の物性値

表-3 解析ケース

ケース	すべりの発生方法	移動土塊の設定
1	可動壁を除去	3層とも強度を均一
(基本ケース)		
2	可動壁及び谷側土塊	3層とも強度を均一
	を除去	
3	可動壁を除去	3層の最上層の強度を低下
4	可動壁を除去	3層とも弾性体



図-6 ケース1についてFEMにより求めた変位ベクトル

えた。

(2) 解析ケース及び解析結果

表-2に示す物性値に基づくケース1(基本ケース) を実施し、次に観測された杭のモーメントを試行錯誤で 再現した。そのなかで代表的なケース2~4を表-3に 示す。

ケース1から求めた変位ベクトルの分布(図-6)は, 実験で認められた杭頭部からの主動破壊面と底面のすべ り面によって規制された崩壊形態を表現できている。杭 頭部の周辺では鉛直方向の変位が卓越しているため陥没 する傾向が認められ,末端ではすべり面方向の変位が生 じている。

この結果より崩壊機構を考察すると次のようである。 移動土塊はすべり面に沿って下方に変形した。その際, 杭を境に山側の土塊は杭で抑えられているため,崩落す る谷側土塊の杭周辺部は水平応力が低下して主動破壊が 生じた。したがって,本実験で杭頭部から発生した破壊 面は引張応力によるものではなくせん断破壊によって形 成されたものと考えられる。

ケース1から求めた杭のモーメントを残りのケースと 併せて図-7に示す。ここで図中の測定結果は中心断面 寄りの杭のモーメントである。ケース1のモーメントは その大きさ及び分布形状とも測定されたモーメントと異 なる。FEMの結果によれば杭の中間周辺でモーメント



の符号が逆転しており、杭がS字型に変形しているのに 対して、測定されたモーメントの符号は変化せず杭は一 定方向に曲がっている。S字型に変形する理由としては 谷側土塊の反力が大きいこと、あるいは移動土塊の変形 係数が高いことが考えられた。そこで、まず可動壁と同 時に谷側土塊を除去した解析をケース2として実施した。 しかし、FEMから求めたモーメントの分布と大きさは、 図-7に示すように実験のそれと比べてさらに乖離する 結果となった。次に、ここでは結果を省略するが、移動 土塊の変形係数を数倍低下させてもS字型の変形形態に 変化は認められなかった。以上の結果を踏まえると、杭 頭部と杭末端のモーメントが同じ符号であるための機構 としては、杭頭周辺にすべり方向の土圧がある大きさ以 上に作用することが必要と考えられた。実際, 杭頭周辺 の谷側土塊は沈下したため杭頭の谷側土塊の反力はほと んどなく、山側からの土圧の影響が杭頭部で大きかった と推定される。しかし、本研究で用いたFEMの解析コー ドでは大きな沈下を再現できないため、移動土塊の上層 のみの粘着力を低下させて塑性化を進展させることで杭 の上部に作用する土圧を上昇させた (ケース3)。その 結果,粘着力を12kN/m²に低下させると図-7に示すよ うにFEM及び実験から得られたモーメントは概ね一致 した。

最後にMCDPモデルと弾性モデルを対比させるために 基本ケース(表-2)の物性値をもとに移動土塊を弾性 体として設定した解析を行った。この解析結果をケース 4として図-7に示す。モーメントはMCDPモデルを用 いたケース1に比べて小さい。また谷側土塊の崩壊傾向 は認められなかった。

4.2.5 まとめ

遠心載荷実験によって観察された斜面の崩壊形態と杭 に作用したモーメントの機構について考察し,FEM解 析の適用性と課題について検討した。

谷側土塊の崩壊形態と領域がFEMにより再現できた ことから、地盤の粘直力と内部摩擦角が把握できれば、 FEMを用いてすべり面の形成とすべり域を推定するこ とができると考えられる。もちろん自然斜面は,不均質 で不確定性が高いため,これらの強度物性値を調査・試 験から得ることは難しい。しかしながら,ボーリングコ ア性状,標準貫入試験,孔内水平載荷試験,弾性波探査 などに基づいて,強度の下限値を推定できれば,斜面掘 削などに起因した崩壊域を推定するための一手段として FEMが利用できる可能性がある。

移動層を弾性体としてモデル化すると谷側土塊の塑性 破壊の影響が反映されないため、測定された杭のモーメ ントは再現できない。本事例ではMCDP弾塑性構成則を 用いることで谷側土塊の塑性破壊によって発生した杭の モーメントを概ね再現することができた。移動土塊が軟 弱である場合など、本モデルを適用すればより信頼性の 高い設計が可能と考えられる。

一方,本遠心載荷模型実験で生じた杭頭周辺の大きな 沈下をFEMで定量的に再現するにはいたらなかった。 今後は,大変形を扱える解析手法の適用も考えられる。 また,今回のFEM解析においては,谷側土塊を支えて いた荷重が完全に除去されたものとしたが,可動壁を引 き上げる際の壁の変位を境界条件として設定することで 崩壊及び杭のモーメントの発生機構をより適確にモデル 化できると考えられる。

本実験や文献レビューで挙げた実現象の再現解析は, FEMによる設計手法の実用化のために重要であり,今 後も実施されることが望まれる。

参考文献

- 建設省河川局監修,社団法人日本河川協会編(2002):建設省 河川砂防技術基準(案)同解説・計画編.
- 地すべり鋼管杭設計要領幹事会(2003):地すべり鋼管杭設計 要領,(社)地すべり対策技術協会.
- 3)鵜飼恵三,萩原敏行,井田寿朗(1993):モデル化された切土 斜面の3次元安定解析と留意点,地すべり,Vol.29,No.4, pp.18-24.
- 4) 五瀬伸吾,鵜飼恵三,落合英俊(1997):3次元弾塑性FEM 解析による杭基礎の水平方向拳動予測に関する研究,九州大 学工学集報, Vol. 70, No. 2, pp. 167 – 174.
- Wakai, A. Gose, S. Ugai, K.(1999) : 3 D-Elasto-plastic finite element analyses of pile foundations subjected to lateral loading, Soils and Foundations, Vo. 39, No. 1, pp.97-111.
- 木下慎逸,田中比月,酒井哲也,吉松弘行(2001):地すべり における深礎杭の3次元FEM解析事例,地すべり,Vo.38, No.3, pp.108-115.
- 7)藤田寿雄,吉松弘行,白石一夫(1987):地すべり対策工の拳 動と有限要素法による解析,地すべり,Vol. 24, No. 3, pp. 15 -22.
- 8)伊藤民夫,中橋貞雄,田中弘(1993):遠心載荷実験による地 すべり抑止杭作用荷重の基礎研究,こうえいフォーラムNo.2, pp.25-31.
- 9) Jeong, S.S. & Kim, B.C. (2001) : Design method for stabilizing piles to increase slope stability, Geotechnical Engineering, Edited by Ho&Li, pp. 777 - 781.
 - (原稿受付2005年1月6日, 原稿受理2005年1月7日)