

II-15 地すべり抑止杭工の機能および合理的設計に関する調査

研究予算：運営費交付金（治水勘定）

研究期間：平14～平17

担当チーム：土砂管理研究グループ（地すべり）

研究担当者：藤澤和範、石井靖雄

【要旨】

本調査では、地すべり土塊の変形係数と杭の曲げ剛性の相対的な関係を検討できる FEM 解析モデルを用い、地すべり抑止杭の既往設計式と FEM 解析結果を比較し、既往設計式の適用を検討した。また、地すべり抑止杭工の適切な杭間隔の設定手法を検討するため FEM 解析を用いて地すべり土塊の物性値と杭間隔が杭周辺地盤の破壊に及ぼす影響を明らかにした。そして、その結果を用いて 3 次元 FEM 解析による合理的な抑止杭の設計手法について検討した。その結果、地すべり土塊の変形係数と杭の曲げ剛性、地すべり土塊内の杭長により求められる $\beta \cdot l$ が概ね 3 以下になると、FEM 解析により得られる最大曲げモーメントはくさび杭の設計式でも求められる最大曲げモーメントよりも大きくなる場合が見られ、その場合、 $\beta \cdot l$ が概ね 1.5 以上であれば、抑え杭の設計式を用いることで安全側の設計とすることができることが分かった。また、地すべり抑止杭の最大杭間隔は、地すべり土塊の物性値によって変わることが明らかとなり、FEM 解析により杭間隔の設定が可能であることが明らかとなった。さらに、FEM 解析を 3 次元に拡張して合理的な抑止杭の設計手法を提案し、コスト縮減の可能性を示した。

キーワード：地すべり、抑止杭、有限要素法、杭間隔、設計法

1. はじめに

地すべり抑止杭の設計にあたっては、くさび杭の設計式、抑え杭の設計式等が用いられている。いずれの設計式も杭を梁と見なして設計式が誘導されているが、誘導条件が異なる。地すべり鋼管杭設計要領¹⁾では、地すべりの安定解析により求められる杭谷側地すべり土塊の有効抵抗力と杭に負担させる地すべり滑動力を考慮して設計式を選定している。しかしながら、有効抵抗力は地すべり土塊を剛体としてみなした極限平衡法によって算出されており、地すべり土塊と杭が変形することは考慮されていない。実際には、地すべり抑止杭は地すべり土塊の変形係数と杭の曲げ剛性に応じてその変形形状が変化することから²⁾、地すべり抑止杭の設計にあたっては、地すべり土塊の変形係数と杭の曲げ剛性の関係を考慮する必要がある。

また、地すべり抑止杭の杭設置間隔は、地すべり層厚毎に定められた標準杭間隔、もしくは最大でも杭直径の 8 倍以内として設定される¹⁾。これは、杭間で土塊が中抜けを起こさず杭に所定のすべり力を作用させるための間隔として、これまでの経験や実験から得られたものである。しかしながらこれらの模型実験^{3) 4)}は 1G 場における縮小模型であるため、杭や地すべり土塊の応力状態が実際の地すべり地とは異なることが課題として挙げられる。

そこで本研究では、達成目標を①地すべり抑止杭の形式の選定手法の提案、②3 次元 FEM 解析を用いた地すべり抑止杭の設計手法の提案とし、以下の調査を

行った。地すべり土塊と杭の変形特性、地すべりの滑動とこれに伴い杭に作用する荷重を考慮できる FEM（有限要素法）解析モデルを構築し、地すべり土塊の変形係数、杭の曲げ剛性、杭の打設位置が杭に作用する最大曲げモーメント、せん断力に及ぼす影響を調べ、FEM 解析の結果とくさび杭、抑え杭の設計式より得られる最大曲げモーメントの関係を調べ、各設計式の適用範囲の検討を行った。また、杭や地すべり土塊の応力状態をより現実に近い状態に再現できる遠心荷装置にて杭間隔を変化させた模型実験を行うとともに、杭周辺地盤の破壊を表現できる FEM 解析モデルを作成して杭間隔、地すべり土塊の物性値などが杭間地盤の破壊に与える影響について検討した。そして FEM 解析を 3 次元に拡張して合理的な地すべり抑止杭の設計手法の検討を行った。

2. 既往設計手法の概要

2.1 地すべり抑止杭の既往設計式の概要

くさび杭の設計式は、図-1a) に示すとおり地すべり土塊と一体となって移動した杭がすべり面の上下でたわむ時に発生するせん断力、曲げ応力を考慮している。設計式は、弾性床上の梁の式（Chang の式）により誘導されている。杭をすべり面より上部と下部の 2 つの杭に分けて考え、境界条件として、それぞれの杭のすべり面位置に抑止力を設定し、さらにすべり面における 2 つの杭のたわみ角、曲げモーメントが等しいものとして誘導される⁵⁾。くさび杭の設計式には有限長の

杭と無限長の杭の設計式があり、杭の水平方向地盤反力係数と杭の直径および杭の曲げ剛性から求まる特性値 β と杭の挿入長 l （すべり面から上の長さまたは根入長）の積 $\beta \cdot l$ が3.0以下となる場合には有限長の杭の設計式が用いられる¹⁾。

抑え杭の設計式は図-1b)に示すとおり、杭の谷側の地盤反力が期待できない地すべり土塊の末端部や頭部に杭を設置する場合に用いられる。本設計式は、地すべりの滑動力が地すべり土塊中の杭に集中荷重もしくは分布加重として作用するものとして誘導される^{1), 6)}。

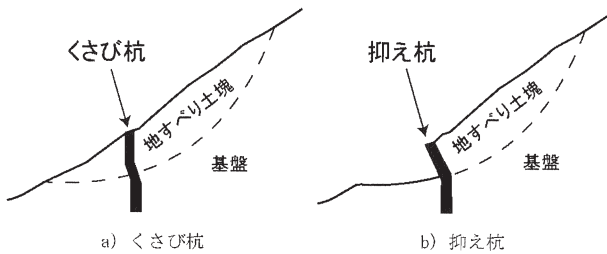


図-1 くさび杭と抑え杭の模式図

2.2 地すべり抑止杭の標準杭間隔

地すべり抑止杭の杭設置間隔は、表-1に示す地すべり層厚毎に定められた標準杭間隔、もしくは最大でも杭直径の8倍以内として設定されている¹⁾。これは、杭間で土塊が中抜けを起こさず杭に所定のすべり力を作用させるための間隔として、これまでの経験や実験結果に基づいて定められたものである。

表-1 地すべり移動層厚と標準杭間隔¹⁾

移動層の厚さ (m)	標準杭間隔 (m)
～10	2.0以下
10～20	3.0以下
20以上	4.0以下

3. FEM解析による杭の変形に影響を及ぼす要因の検討

杭の変形に影響を及ぼす因子としては、地盤の変形係数、杭材の剛性、杭の打設位置、すべり面強度が考えられるが、どの因子の影響を強く受けるかは明らかになっていない。そこで、モデル斜面を用いたFEM解析により地盤と杭材の物性値を変化させた感度分析を行った。杭の変形形状の分類は、図-2に示す「たわみ型」と「傾倒型」とした。

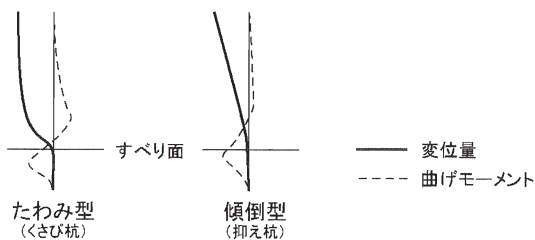


図-2 杭の変形形状の分類

み型」と「傾倒型」とした。図-2に示す変形の模式図より、くさび杭はたわみ型、抑え杭は傾倒型の挙動を示すと考えられる。

3.1 解析モデル

解析は、既往地すべり事例⁷⁾を参考に図-3に示すモデル斜面で行った。地盤は、地すべり土塊、すべり面、基盤からなる構造とした。基盤および地すべり土塊は、弾性体として扱いソリッド要素を用いた。すべり面は弾粘塑性体として扱いジョイント要素でモデル化した。杭は梁要素でモデル化した。解析はモデル斜面内の地下水位を上昇させることですべり面を塑性化させ、地すべり土塊をすべり面に沿って滑動させた。そして、この時の杭の曲げモーメント、せん断力を求めた。解析ケースは表-2に示す通りである。

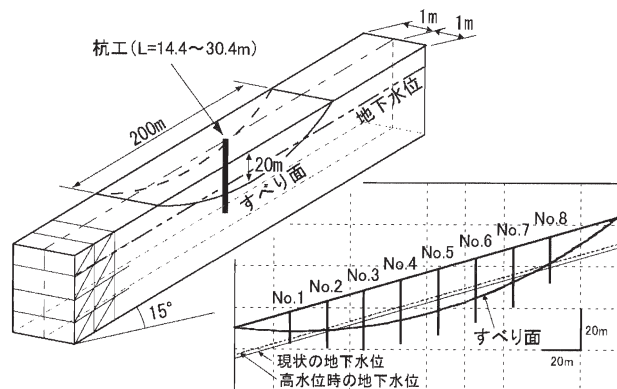


図-3 モデル斜面と杭打設位置

表-2 解析ケースと物性値

番号	地すべり土塊の変形係数 E1(kN/m ²)	基盤値の変形係数 E2(kN/m ²)	杭の曲げ剛性 (杭径mm,肉厚mm,剛性比)	杭の打設位置	備考
①	3,000	100,000	500, 20, 0.7倍	No.5	地すべり土塊の変形係数、杭材の曲げ剛性を変化させたケース
	5,000		500, 30, 1.0倍		
	10,000		700, 30, 2.9倍		
	50,000		800, 40, 5.6倍 1000, 40, 11.3倍		
②	3,000	50,000	500, 30, 1.0倍	No.5	基盤の変形係数を変化させたケース
	5,000				
	10,000				
	50,000				
③	50,000	100,000	500, 30, 1.0倍	No.1～8	打設位置を変化させたケース
④	5,000	100,000	500, 30, 1.0倍	No.1～5	β が小さいケース
			1000, 40, 11.3倍		
⑤	3,000	100,000	500, 20, 0.7倍	No.1～2	β が小さいケース
			500, 30, 1.0倍		
			700, 30, 2.9倍		
			800, 40, 5.6倍 1000, 40, 11.3倍		
⑥	30,000 70,000	100,000	500, 30, 1.0倍	No.3～8	$\beta \cdot l$ の補間ケース
⑦	3,000	100,000	500, 30, 1.0倍	No.1	杭谷側の地すべり土塊無しのケース
	5,000		700, 30, 2.9倍		
	10,000		1000, 40, 11.3倍		

3.2 解析結果

3.2.1 地盤の変形係数が杭の変形に与える影響

表-2の①、②の組合せのうち、杭をNo.5の位置(図-3)に打設し、杭径500mm、肉厚30mmの杭を用い、基盤の変形係数を $100,000\text{kN/m}^2$ とし、地すべり土塊の変形係数を $3,000\sim 50,000\text{kN/m}^2$ に変化させた解析結果を図-4に示す。

図-4を見ると、地すべり土塊の変形係数(E1)が小さくなるに従って杭頭の変位が大きくなり、杭の変形形状がたわみ型から傾倒型に変化している。この時の曲げモーメント分布を見ると、いずれのケースにおいても最大値は深度20~21mの基盤内に生じており、地すべり土塊の変形係数が小さくなるに従って曲げモーメントが大きくなり、くさび杭の曲げモーメント分布から抑え杭の曲げモーメント分布に変化している。深度15m~19m付近の地すべり土塊内に発生している曲げモーメントのピーク値およびその発生深度は変形係数が小さくなるに従い、次第に上方に移動するとともにその値も漸増する傾向が認められる。このような傾向は、基盤の変形係数を $50,000\text{kN/m}^2$ 、 $200,000\text{kN/m}^2$ として地すべり土塊の変形係数を $3,000\sim 50,000\text{kN/m}^2$ に変化させた解析においても同様に認められた。

図-5に杭の最大曲げモーメントと地すべり土塊および基盤の変形係数の関係を示す。図-5によると、地す

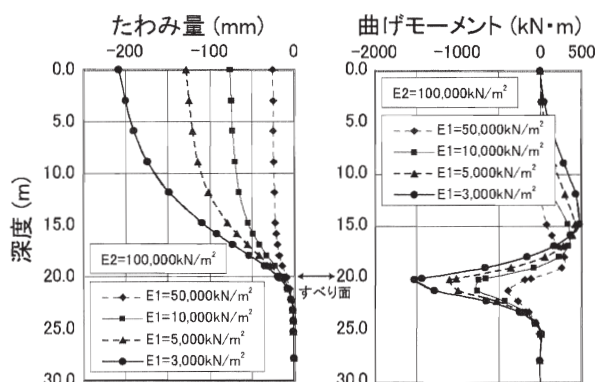


図-4 地すべり土塊の変形係数を変化させた解析結果

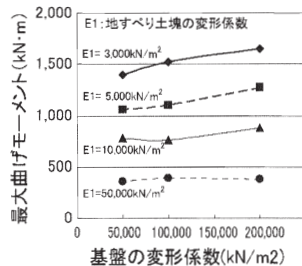


図-5 地すべり土塊および基盤の変形係数と最大曲げモーメントの関係

べり土塊の変形係数が小さいほど最大曲げモーメントが増える傾向が認められる。また、基盤の変形係数が大きくなると最大曲げモーメントが微増する傾向が見られるが、地すべり土塊の変形係数が及ぼす影響と比べると小さい。すなわち、地すべり土塊の変形係数が、杭の最大曲げモーメント及び変形形状に強く影響を与え得ると言える。

3.2.2 杭の曲げ剛性が杭の変形に与える影響

表-2の①の組合せのうち、杭をNo.5の位置(図-3)に打設し、地すべり土塊の変形係数を $5,000\text{kN/m}^2$ 、基盤の変形係数を $100,000\text{kN/m}^2$ とし、杭の曲げ剛性を変化させた解析結果を図-6に示す。図-6によると、杭の曲げ剛性が大きくなるにしたがって杭頭の変位が小さくなり、杭の変形形状がたわみ型から傾倒型に変化した。この時、深度21m付近の基盤内で生じている最大曲げモーメントが大きくなる傾向が見られる。また、地すべり土塊内で見られる曲げモーメントのピーク値の発生深度は、地すべり土塊の変形係数を変化させた解析結果と同様に、杭の曲げ剛性が大きくなるに従い、上方へ移動するとともにその値も微増する傾向が見られる。

地すべり土塊の変形係数を $10,000\text{kN/m}^2$ 、 $50,000\text{kN/m}^2$ とした場合の解析結果を追加し、図-7に杭の最大曲げモーメントと杭の曲げ剛性および地すべり土塊の変形係数の関係を示す。図-7によると、杭の

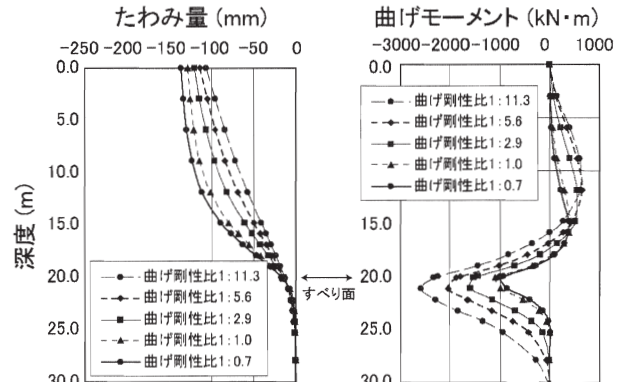


図-6 杭の曲げ剛性を変化させた解析結果

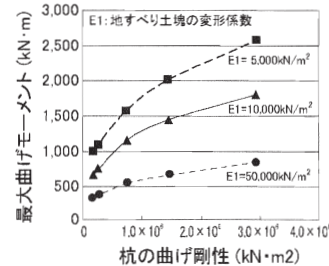


図-7 地すべり土塊の変形係数および杭の曲げ剛性と最大曲げモーメントの関係

曲げ剛性に対して最大曲げモーメントは非線形に変化し、地すべり土塊の変形係数が小さく杭の曲げ剛性が大きいほど大きくなる。

3.2.3 地すべり土塊の変形係数と杭の曲げ剛性が杭の変形に与える影響

前述までの解析の結果、杭の変形形状および最大曲げモーメントは、地すべり土塊の変形係数と杭の曲げ剛性の影響が支配的であることが示された。そのことから、最大曲げモーメントはこれらの相対的な関係によって決まると考えられる。そこで、地すべり土塊の変形係数と杭の曲げ剛性の相対的な影響を表す指標として式(1)に示す杭の特性値 (β) を用いて、すべり面付近に発生した最大曲げモーメントと β の関係を調べた (図-8)。

$$\beta = 4 \sqrt{\frac{k_h \cdot d}{4 \cdot E \cdot I}} \quad \dots (1)$$

- β : 杭の特性値 (m^{-1})
- k_h : 水平方向地盤反力係数 (kN/m^3)
- d : 杭の直径 (m)
- $E \cdot I$: 杭の曲げ剛性 ($kN \cdot m^2$)

図-8は、杭の打設位置をNo.5とし、表-2に示した①、②、⑥の組合せによる解析結果を整理したものである。図-8によると、 β が小さくなると最大曲げモーメントは指数的に大きくなる。したがって、地すべり土塊の変形係数と杭の相対関係に応じて杭に作用する最大曲げモーメントが変化するとと言える。

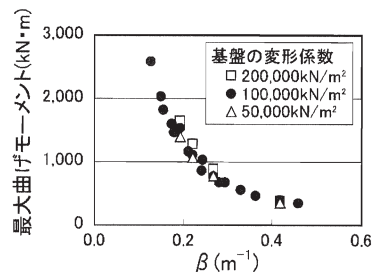


図-8 β と最大曲げモーメントの関係

3.2.4 杭の打設位置が杭の変形に与える影響

表-2に示す③および④の組合せの中から、地すべり土塊の変形係数を $5,000kN/m^2$ 、基盤の変形係数を $100,000kN/m^2$ としたケースについて、杭 (杭径 $500mm$ 、肉厚 $30mm$) の打設位置の影響を調べた。図-3に示す打設位置をNo.1~5に変化させた解析結果を図-9に示す。

図-9によると、各ケースともすべり面でのたわみ量はほぼ等しく、杭頭の変位も $130mm \sim 150mm$ となっている。しかしながら、杭の打設位置が地すべり末

端に近づくに従い、杭の変形形状がたわみ型から傾倒型となる傾向にある。また、曲げモーメント分布からも同様のことが言える。

以上のことから、杭の変形形状は β のみならず杭の打設位置によっても変化するとと言える。

4. FEM 解析結果と杭の設計式の比較

前項までは FEM による感度解析の結果について述

べたが、本項ではくさび杭の設計式および抑え杭の設計式と FEM から求められた最大曲げモーメントを比較し、杭の設計式の適用について述べる。各設計式と FEM により得られた最大曲げモーメントの違いは、前者を後者で割った値 (以下、設計曲げモーメント比という) で表し、 $\beta \cdot l$ との関係調べた。 $\beta \cdot l$ を指標とした理由は、前項までの FEM 解析の結果より、杭の挙動が β と杭の打設位置によって変化する傾向が示されており、杭の打設位置の変化は杭長の変化をも意味するからである。

4.1 くさび杭の設計式と FEM 解析結果の比較

表-2に示した①~⑥の解析結果について、設計曲げモーメント比を求めた結果を図-10に示す。図-10では、既往設計手法¹⁾における有限長の杭の設計式と無限長の杭の設計式の使い分けに従い、 $\beta \cdot l$ が 3 以上のものについては無限長の杭の設計式 (図中●) と、 $\beta \cdot l$ が 3 未満のものについては有限長の杭の設計式 (図中○) と FEM 解析の結果を比較している。また、図-10では後述する抑え杭の設計式 (図中▲) と FEM 解析

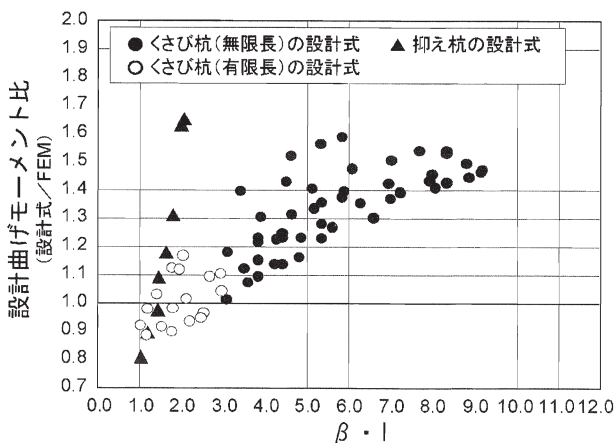


図-10 $\beta \cdot l$ と設計曲げモーメント比の関係

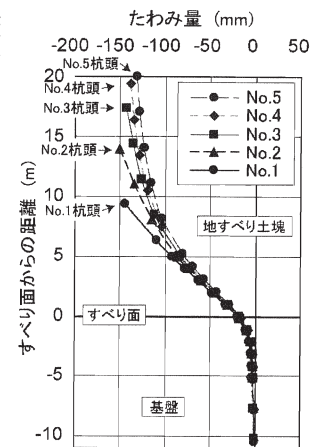


図-9 杭の打設位置を変化させた解析結果

結果の比較結果も併記してある。

図-10によるとバラツキは認められるが $\beta \cdot I$ が大きくなると設計曲げモーメント比も大きくなり、 $\beta \cdot I$ が小さくなると設計曲げモーメント比が1を下回るものが出てくる。 $\beta \cdot I$ が概ね3以上になるとくさび杭の設計式はFEM解析結果よりも大きな曲げモーメントを与えると言える。一方、 $\beta \cdot I$ が概ね3以下となると設計曲げモーメントが1以下となるケースが見られる。したがって、 $\beta \cdot I$ が3以下となるケースについては、杭の設計式はFEM解析よりも小さな値を与える場合があると言える。

4.2 抑え杭の設計式とFEM解析結果の比較

抑え杭の設計式の誘導においては、杭谷側に土塊はないものとしている。そこで、図-3に示すNo.1の位置に杭を打設し、杭の谷側土塊の要素を取り除いたモデルによるFEM解析を実施し、抑え杭の設計式から求められる曲げモーメントと比較した。解析ケースは表-2に示す⑦の組合せである。

解析の結果、 $\beta \cdot I$ と設計曲げモーメント比の関係は先に示した図-10(図中▲)の通りである。設計曲げモーメント比は、くさび杭の $\beta \cdot I$ との関係と同じく、 $\beta \cdot I$ が大きくなると設計曲げモーメント比が大きくなる。 $\beta \cdot I$ が2.0の時、抑え杭の設計式から求められる曲げモーメントはFEM解析結果の1.6倍程度の値となっている。一方、 $\beta \cdot I$ が概ね1.5以下となると設計曲げモーメント比は1以下となるケースが認められるようになり、FEM解析結果に対して抑え杭の設計式は危険側の値を与えている。

4.3 既往設計式の修正の必要性

前項までに、設計式とFEMから求められる最大曲げモーメントを比較し、くさび杭および抑え杭の設計式の適用範囲を示した。くさび杭では $\beta \cdot I$ が概ね3以上、抑え杭では $\beta \cdot I$ が概ね1.6以上となると、設計式はFEM解析結果よりも大きな曲げモーメントを与え、安全側の設計であることが分かった。その傾向は、 $\beta \cdot I$ に比例して安全側となり、 $\beta \cdot I$ が大きい範囲では過剰設計であることが指摘される。

設計式を最適化して合理的な杭を設計するためには、 $\beta \cdot I$ の大きさに応じて設計式を軽減する必要があると考える。 $\beta \cdot I$ と設計式から求められる曲げモーメントの関係は、すべり面形状などによっても変化すると考えられることから、今後は解析モデルを増やして $\beta \cdot I$ と設計曲げモーメント比の関係を求め、設計式の最適化を検討することが課題である。また、設計曲げモーメント比が1以下となるような $\beta \cdot I$ のケース

についても、上記の検討を通じて設計式の修正を行っていく必要がある。

5. 適切な杭間隔の設定手法の検討

5.1 遠心載荷模型実験による杭間隔の検討

5.1.1 実験方法

杭間隔と地すべり土塊の物性値を変化させた時の杭周辺地盤の破壊状況の変化を明らかにするため、遠心載荷模型実験を実施した。模型は図-11に示すとおり、地すべり土塊、すべり面、基盤、杭からなり、アルミ合金製の基盤上に地すべり土塊と見立てた豊浦標準砂とカオリン粘土の混合材料を盛り立てた。基盤と地すべり土塊の境界部にはシリコングリスを塗布したビニルシートを設置してすべり面とした。

実験は、模型を遠心載荷装置によって63G(G:重力加速度)の遠心力場におき、杭谷側に設置した土留壁をジャッキにより谷側に引くことで自重により地すべり土塊が滑動するようにした。実験ケースは、杭間隔、地すべり土塊の材料を変化させて行った(表-3)。地すべり土塊の土質強度定数は、一面せん断試験により配合9:1が $\phi=45.8^\circ$ 、 $c=10.1\text{kN/m}^2$ 、配合8:2が $\phi=45.5^\circ$ 、 $c=28.1\text{kN/m}^2$ であった。地すべり層厚は、

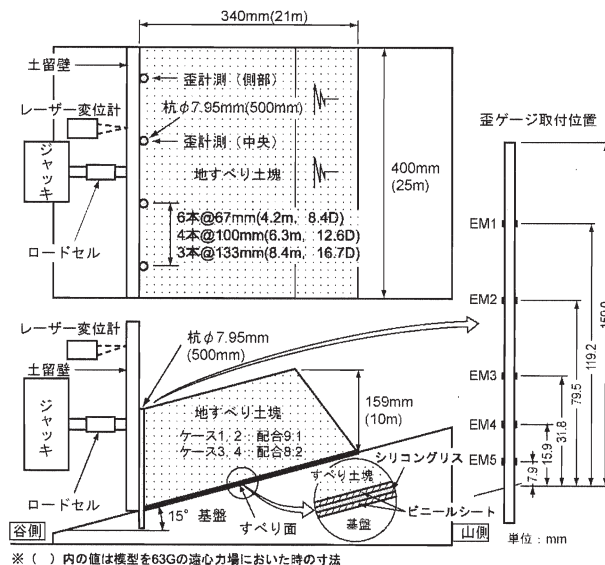


図-11 遠心載荷模型実験の模型

表-3 実験ケース

実験ケース	杭本数 (本)	杭間隔 (mm)	杭径に対する 杭間隔	配合※
ケース1	6	67	8.4D	9:1
ケース2	4	100	12.6D	9:1
ケース3	4	100	12.6D	8:2
ケース4	3	133	16.7D	8:2

※地すべり土塊、豊浦標準砂とカオリン粘土の乾燥重量比

63Gの遠心力場で実物換算した時に10mとなるよう15.9cmとし、杭径7.95mm(実物換算:500mm)の鋼棒を用いた。実験中は図-11に示したとおり、杭の歪やジャッキに作用する荷重等を計測した。

5.1.2 実験結果

図-12に実験後の地すべり土塊の天端および断面のスケッチを示す。

配合9:1として杭間隔を変化させたケース1,2では、破壊状況の違いが認められ、ケース2では杭間を越える破壊が生じ、山側へ崩壊が広がった。ケース2(杭間隔12.6D)は、杭間隔として広がったものと考えられ、杭間としては適当ではなかったと考えられる。一方、ケース1(杭間隔8.4D)では、杭間の地盤は平面的に見て山側に凸なアーチ状の破壊が発生したが、それ以上破壊は山側へ進行しなかった。これは、杭間に地すべり滑動力に対してアーチアクションが発揮されて地すべり土塊の中抜けは生じなかったが、アーチアクションが働かない杭間の谷側部分が剥離したと考えられる。杭が地すべり土塊を止めるという機能からみれば問題のない状態であると考えられる。一方、配合8:2として杭間隔を変化させたケース3,4では、両者共に地すべり土塊の中抜けが発生せず、破壊状況については両者に明瞭な差は認められなかった。

杭間隔が同一で地すべり土塊の材料を変化させたケース2,3を比較すると、両ケースで杭周辺地盤の破壊状況が異なる結果となった。ケース3では中抜けが生じていないのに対して、ケース2では杭間を越える崩壊が発生した。

このように杭間隔および地すべり土塊の材料によって杭周辺地盤の破壊状況が変化することから、杭工の設計にあたっては、ケース2のような現象が生じない

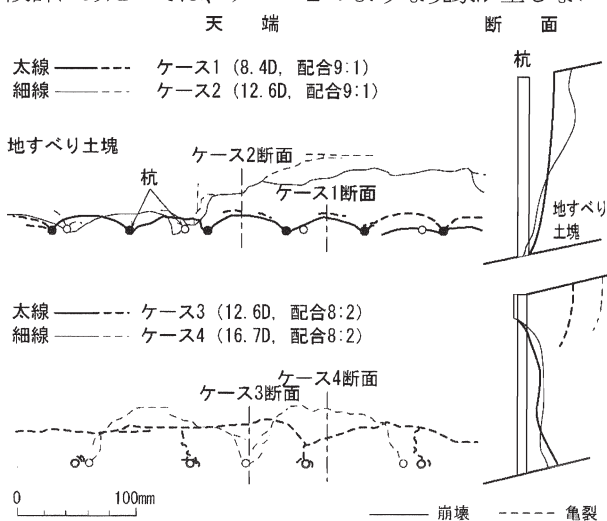


図-12 実験後の地すべり土塊の破壊状況

ような杭間隔とする必要があると言える。

5.2 遠心載荷模型実験の再現解析による杭周辺地盤の破壊を表現できる解析モデルの構築

5.2.1 再現解析

再現解析は図-13に示すモデルを用いて行った。モデルは、図-11に示す遠心載荷模型実験の杭間隔1/2の幅の領域をモデル化したものであり、杭、地すべり土塊、すべり面からなる。杭は弾性体として扱いソリッド要素でモデル化した。地すべり土塊とすべり面は弾粘塑性体として扱い、前者がソリッド要素、後者がジョイント要素でモデル化した。再現ケースは、表-3および図-12に示すケース1,2を対象とした。

解析は地すべり土塊を自重で滑動させ、杭に発生する曲げモーメントや杭周辺地盤に発生するひずみの分布や大きさを調べ、遠心載荷模型実験との再現性の確認を行った。再現解析においては、地すべり土塊およびすべり面の物性値は一面せん断試験によって求められた値を設定した。また、地すべり土塊については、ケース1で見られた杭間の地すべり土塊が剥離する現象を再現するために引張り強度を定義し、引張り破壊も生じるように設定した。引張り強度は、強度を変えて感度解析を行い、ケース1の剥離現象を再現できる値を採用した。

再現解析の結果を図-14に示す。杭間隔12.6Dのケ

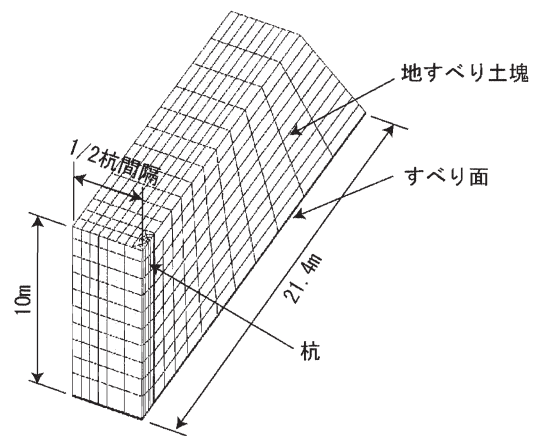


図-13 解析モデル

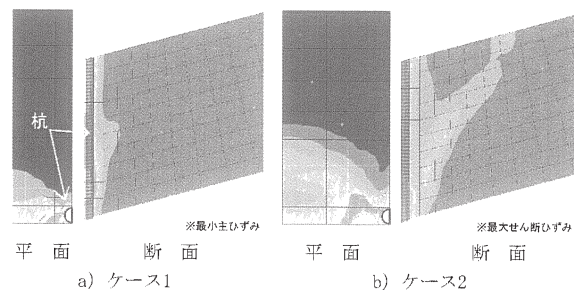


図-14 FEM再現解析の結果

ース2では、図-14b)に示すように、断面では杭の根元付近から山側へ延びるひずみの大きなゾーンが現れており、これが杭間を越える破壊が生じて山側まで地すべり土塊が崩壊した実験結果と同様の傾向を示していると言える。また平面では、アーチ状にせん断ひずみの大きなゾーンが形成され、崩壊の発生が表現されている。一方、杭間隔8.4Dと狭くしたケース1では、図-14a)に示すように杭間のアーチ効果の谷側土塊の剥離領域だけでひずみが大きくなっており、実験結果が再現されている。

これらのことから、本モデルでは引張り強度を小さく設定することで、杭間で地すべり土塊が剥離した現象および杭間を越える破壊現象を再現することができた。

5.2.2 FEM 解析結果からみた適切な杭間隔の設定

前節では、FEM 再現解析により遠心載荷模型実験の再現結果を示した。地すべり土塊が中抜けを生じない適切な杭間隔の設定をするにあたっては、杭間隔が広すぎて杭間を越える破壊が生じる杭間隔を見つける必要がある。前項で示したケース2の実験結果および解析結果がそれに相当する。その解析結果は、断面では山側へひずみの大きなゾーンが延びることと、そして平面では杭間に発生するアーチ状のひずみの大きなゾーンが発生することである。

5.3 FEM 解析モデルによる杭間隔の検討

5.3.1 解析ケース

杭間隔に関する検討は、表-4に示す物性値の粘着力と内部摩擦角を変化させた組合せについて、図-13の解析モデル形状を基本として杭間隔を3m, 4m, 6m, 8m, 10mとしたモデルで解析を行った。この時の杭径はd1000mmとしてモデル化しているため、杭径に対する杭間隔の比は、各ケースは3D, 4D, 6D, 8D, 10Dとなる。

表-4 物性値

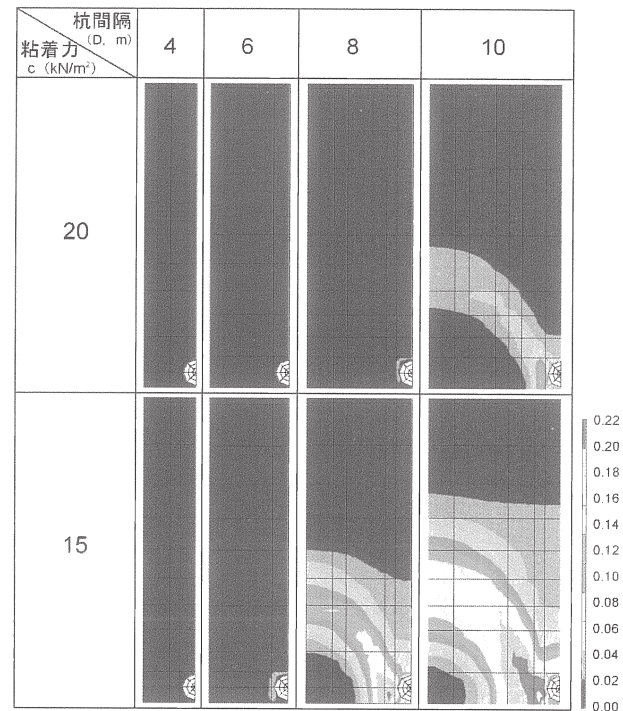
項目	値
単位体積重量 γ (kN/m^3)	18
変形係数E (kN/m^2)	50,000
粘着力c (kN/m^2)	10, 15, 20, 50
内部摩擦角 ϕ ($^\circ$)	20, 30, 40
ポアソン比	0.3

5.3.2 地すべり物性値と杭間隔の関係

図-15に地すべり土塊の変形係数を50,000kN/m²、内部摩擦角を30°とし、粘着力を変化させた結果を示す。図-15は、地すべり土塊モデルの深度6mの水平面に発生した最大せん断ひずみを示したものである。

粘着力10kN/m²、50kN/m²についての図は省略するが、同様の傾向が認められた。また、図-16に杭間中央の断面(解析モデル左側の面)における最大せん断ひずみと杭間隔の関係について示す。同図には遠心載荷模型実験の再現解析を行ったケース1、2の最大せん断ひずみもプロットした。

図-15によれば、アーチ状のせん断ひずみが大きなゾーンが粘着力20kN/m²では杭間隔10mで、粘着力15kN/m²では8m以上で発生している。それ未満の杭間隔では、せん断ひずみの大きなゾーンは見られない。図-16によると、せん断ひずみの大きさがある杭間隔を超えると急激に大きくなる傾向が読み取れる。例えば粘着力15kN/m²のケースを見ると、杭間隔6mまでは最大せん断ひずみが小さいが、杭間隔7mとなると



(解析ケース: E=50,000kN/m², $\phi=30^\circ$, c=感度解析)

図-15 地すべり土塊の粘着力と杭間隔を変化させた時のせん断ひずみの分布

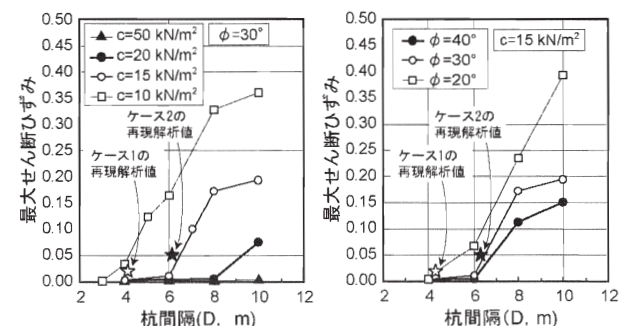


図-16 地すべり土塊の粘着力と杭間隔および最大せん断ひずみの関係

図-17 地すべり土塊の内部摩擦角と杭間隔および最大せん断ひずみの関係

最大せん断ひずみ 0.10 となり急増していることが分かる。遠心載荷模型実験の再現解析の結果をプロットしたケース 1 と 2 の間の最大せん断ひずみ(0.02~0.05)が、杭間を越える破壊が発生するしきい値であるとする、図-16 では粘着力 15kN/m^2 では $6D$ を越えると、 20kN/m^2 では $8D$ もしくは $9D$ を越えると杭間を越える破壊が生じることが示唆される。図-16 から、粘着力が小さいほどせん断ひずみが急激に大きくなる杭間隔が小さいことが分かる。

図-17 に内部摩擦角の違いについてもまとめた。図

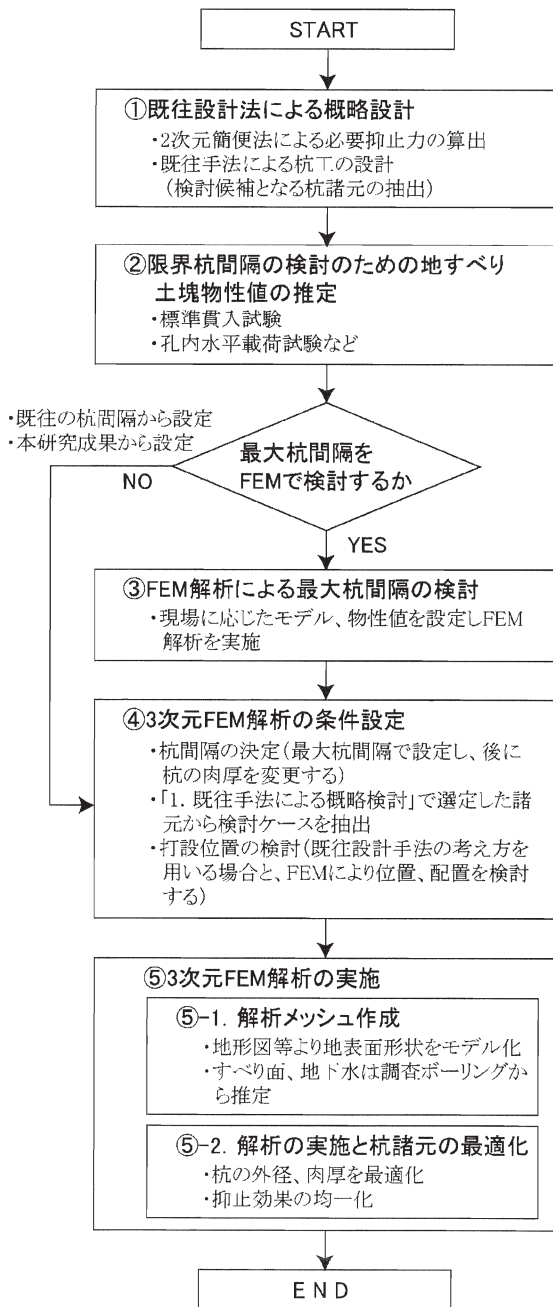


図-18 3次元FEM解析による地すべり抑止杭の設計フロー

-17によると、図-16 と同様にある杭間隔を越えると急激にせん断ひずみが大きくなる傾向が認められた。図-17 からは、内部摩擦角が小さいほどせん断ひずみが急激に大きくなる杭間隔が小さいことが分かる。

せん断ひずみが急激に大きくなる杭間隔は杭間を越える破壊の発生を示すと考えられることから、図-16、図-17 において、適切な杭間隔はせん断ひずみが急激に大きくなる間隔よりも狭い間隔とする必要があると考えられる(以後、この杭間隔を最大杭間隔と呼ぶ)。図-16、図-17 より、粘着力および内部摩擦角が小さいほど、最大杭間隔が狭いということが言える。

以上のことから、地すべり土塊の物性値の違いによって最大杭間隔が変化することから、抑止杭の設計においては地すべり土塊の物性値を考慮しながら杭間隔を設定する必要があることが示唆された。

6. 3次元FEM解析を用いた設計手法の検討

地すべり抑止杭は、地すべり土塊の変形係数と杭の曲げ剛性に応じてその変形形状が変化し、これらの相対的な関係を考慮する必要があること、また杭間隔の設定は地すべり土塊の物性値を考慮する必要があることが前項までの検討により明らかとなった。

ここでは3次元FEM解析を用いた地すべり抑止杭の設計について、実際の地すべり(荒平地すべり)において検討した事例からその設計手順と留意点について述べる。3次元FEM解析を用いた設計手法の大まかなフローを図-18 に示す。

① 既往設計法による概略設計

FEM解析を実施するにあたり、事前にその地すべりにおける抑止杭の大まかな諸元を既往設計法により把握しておく必要がある。それをもとに、FEM解析を用いてより合理的な設計となるよう設計精度の向上を目指す。

荒平地すべりにおいては、既に抑止杭が施工されて

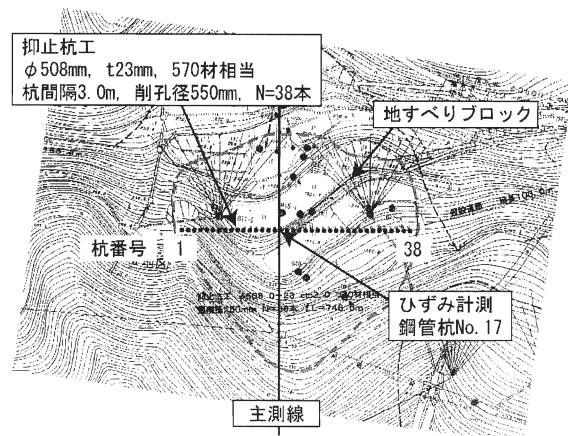


図-19 荒平地すべり平面図

おり、図-19 に示す杭が施工されている。杭の諸元は、杭外径 d508mm, 肉厚 t23mm の杭が 3.0m 間隔で 38 本打設されている。

②限界杭間隔検討のための地すべり土塊物性値の推定

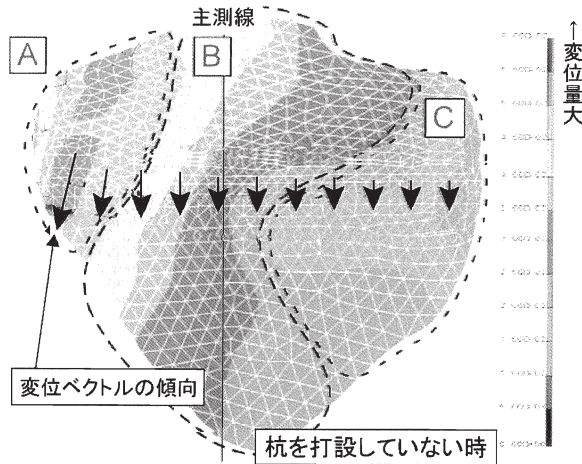


図-20 すべり面における変位量分布

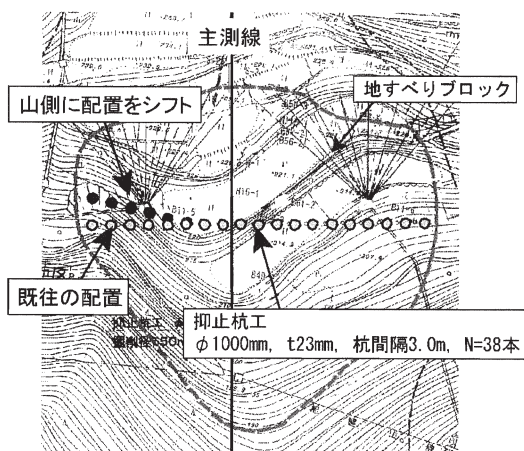


図-21 杭の配置計画

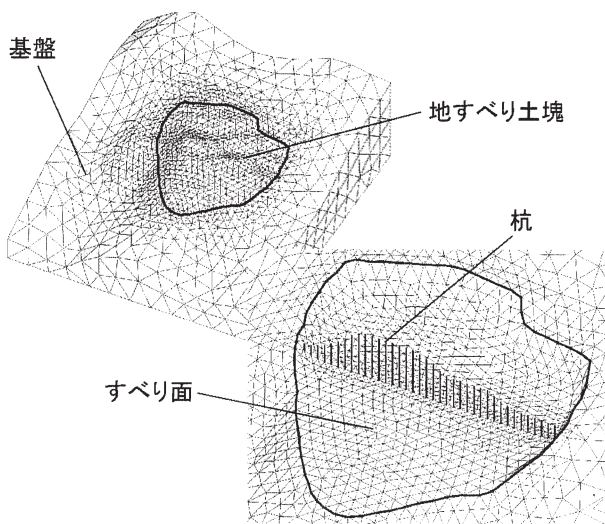


図-22 FEM解析メッシュ

「4. 適切な杭間隔の設定手法の検討」で述べた通り、最大杭間隔は地すべり土塊の物性値によって変化する。したがって、FEM 解析で検討する杭間隔を設定するために地すべり土塊の物性値の把握が必要となる。

③FEM 解析による最大杭間隔の検討

現場において独自に杭間隔に関する検討を実施する場合は、現場に応じたモデルと物性値を設定する。ここでは、物性値等の条件が一致していることから最大杭間隔の設定については、前項までに述べた結果から設定した。

④3次元 FEM 解析の条件設定

ここでは、3次元 FEM 解析の条件を設定していく。杭間隔については、③で示された最大杭間隔について、市場で流通している杭規格、経済性などの面から比較検討し、最も合理的な杭間隔を設定する。杭の諸元については、まず既往設計法から求められた値を設定しておき、後述の⑤-2 で杭諸元を最適化していく。打設位置については、施工条件を考慮しながら既往設計手法の考え方や FEM 解析による検討を行って決定する。配置についても、FEM 解析を用いて検討することができ、地すべり滑动時のすべり面における変位分布などを参考に示す。図-20、図-21 に荒平地すべりで検討した例を示す。図-20 は杭を打設しない場合において地すべりを滑动させた時のすべり面における変位量を示す。これによると、地すべり土塊の左側 (A～主測線) の変位量が多く、またその方向がやや主測線方向からやや左側に向いている。このことから、地すべり滑动方向に直角に抑止杭を配置することを考えて図-21 に示すような配置を計画することも可能である。なお、この時の杭の諸元は、③および④の検討から杭外径 d1000, 肉厚 t12, 杭間隔 6.0m, N=19 本としている。

⑤-1 解析メッシュ作成

解析メッシュは地形図から地表面形状を、すべり面および地下水位は現地で実施されている調査ボーリングなどから作成する。図-22 に荒平地すべりで作成した解析メッシュを示す。

⑤-2 解析の実施と杭諸元の最適化

FEM 解析では、全ての杭をモデル化しているため、それぞれの杭がどの程度抑止効果を発揮しているか評価できる。例えば、荒平地すべりの場合では、図-23 に示すように、設計した杭 (d1000, t12) において、主測線よりも右側の杭にまだ余力がある。したがって、杭の諸元を軽減することが可能である。この場合、杭

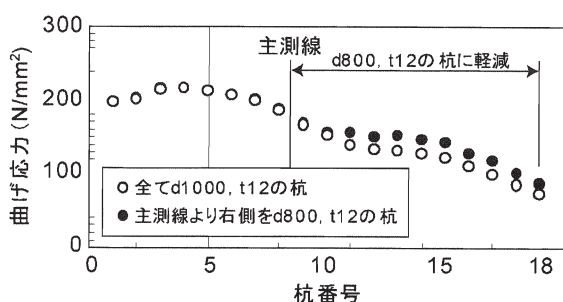


図-23 杭の抑止効果の均一化

間隔は前述した手順によって決定しているため、杭の規格を軽減することで、杭の抑止効果が均等に働くようにすることを計画する。ここでは、主測線よりも右側の杭を d800, t12 に軽減することで、全ての杭を d1000, t12 とした場合よりもより、位置によるバラつきを少なくすることができた。

このように、3次元 FEM 解析を用いて杭の諸元を軽減していくことにより、抑止杭工の最適な杭配置を検討することができる。その結果、既往設計手法に比べてコストを軽減することも可能である。ただし、むやみに杭間隔を広げると杭 1 本分の地すべり抑止力が大きくなって大口径の杭が必要になってしまう場合も考えられる。そうしたことから、設計の現実性と経済性の両者を考慮して最終的な諸元を決定することが肝要である。

現段階においては 3次元 FEM を用いた設計は既往の設計手法に比べて解析コストと時間を要する。したがって、設計費相当のコスト縮減が見込める大規模地すべりや、既往設計手法では設計が難しいすべり面深度や地すべりブロック形状が左右非対称な地すべりで適用していくことが望ましいと考える。そして、3次元 FEM を用いた設計の実績を増やし、設計手法のさらなる合理化を検討していくことが今後の課題である。

7. まとめ

本調査では、地すべり土塊の変形係数と杭の曲げ剛性の相対的な関係を検討できる FEM 解析モデルを用い、地すべり抑止杭の既往設計式と FEM 解析結果を比較した。また、杭間隔を検討できる FEM 解析モデルを構築して地すべり土塊の物性値と最大杭間隔の関係を検討するとともに、FEM 解析を 3次元に拡張して合理的に抑止杭の設計が行える手法について検討した。その結果、達成目標を満たすことができ、以下のことが分かった。

- 1) 地すべり土塊の変形係数と杭の曲げ剛性、地すべり土塊内の杭長により求められる $\beta \cdot l$ が概ね 3 以

下になると、FEM 解析により得られる最大曲げモーメントはくさび杭の設計式でも求められる最大曲げモーメントよりも大きくなる場合が見られる。その場合、 $\beta \cdot l$ が概ね 1.5 以上であれば、抑え杭の設計式を用いることで安全側の設計とすることができることが分かった。

- 2) 地すべり抑止杭の適切な杭間隔は、地すべり土塊の物性値によって変わり、FEM 解析によってそのことを表現し、杭間隔設定に用いることができることが分かった。
- 3) 3次元 FEM 解析によって杭の効果を評価しながら杭諸元を低減していくことにより、既往設計手法を用いる場合よりもコストの低減が図れる可能性があることが示された。

参考文献

- 1) 地すべり鋼管杭設計施工要領検討委員会：「地すべり鋼管杭設計要領」，(社) 地すべり対策技術協会，p.229，2003
- 2) 中村浩之・土屋智：「地すべり変位を考慮した地すべり抑止杭の解析」，地すべり，Vol.24，No.2，pp.17-25，1987
- 3) 建設省土木研究所砂防部地すべり研究室：「地すべり抑止のための剛体杭の解析」，土木研究所資料，第 2698 号，1989
- 4) 足立紀尚・木村亮・多田智：「室内模型実験による地すべり抑止杭の抑止機構に関する考察」，土木学会論文集，第 400 号/III-10，pp.243-252，1988
- 5) 山田孝治・谷口敏雄：「地すべり抑止杭の設計法と実施例（その 1. 設計法について）」，地すべり技術，Vol.1，No.2，pp.35-41，1974
- 6) 中村浩之：「抑止工による地すべり安定化に関する基礎的・応用的研究」，土木研究所資料，第 2449 号，pp.10-16，1987
- 7) 藤田壽雄・板垣治：「地すべり実態統計（その 3）」，土木研究所資料，第 1204 号，58p，1977