

グラウンドアンカーの抵抗・破壊メカニズムを考慮した斜面の地震時残留変位量評価法の提案

浅野 翔也¹・成田 浩明²・中島 進³・篠田 昌弘⁴・中村 晋⁵

¹正会員 公益財団法人 鉄道総合技術研究所 (〒185-8540 東京都国分寺市光町 2-8-38)
E-mail: asano.shoya.71@rtri.or.jp

²正会員 公益財団法人 鉄道総合技術研究所 (〒185-8540 東京都国分寺市光町 2-8-38)
E-mail: narita.hiroaki.69@rtri.or.jp

³正会員 公益財団法人 鉄道総合技術研究所 (〒185-8540 東京都国分寺市光町 2-8-38)
E-mail: nakajima.susumu.99@rtri.or.jp

⁴正会員 防衛大学校准教授 システム工学群建設環境工学科
(〒239-8686 神奈川県横須賀市出水 1-10-20)
E-mail: shinoda@nda.ac.jp

⁵正会員 日本大学教授 工学部土木工学科 (〒963-8642 福島県郡山市田村町徳定字中河原 1)
E-mail: s-nak@civil.ce.nihon-u.ac.jp

グラウンドアンカーで補強された斜面の遠心模型実験の結果から、アンカー補強斜面の地震時残留変位量評価法を提案した。遠心模型実験結果の分析からアンカー補強斜面の地震時挙動は、アンカー抵抗力の段階的な発現や喪失の影響を強く受けることが分かったが、これらは極限釣合いでは考慮できない。そこで、FEMで評価したアンカー抵抗力の変化をNewmark法で考慮する残留変位量の評価法を提案した。模型実験の検証解析の結果、提案手法による計算値は通常のNewmark法では評価できないアンカーの抵抗特性を反映し、実測値と比較的良好に整合することを確認した。また、実大規模のモデル斜面に対して、提案手法を用いて計算を行った結果、変状を許容できない従来の極限釣合いに基づく手法と比較してアンカー補強量を低減できる可能性があることを示した。

Key Words: ground anchor, seismic slope stability, dynamic centrifuge model test, Newmark method, Finite Element Method

1. はじめに

自然斜面の安定性は、円弧すべり安定解析による安全率を指標として評価されることが多く、鉄道沿線の自然斜面も同様である。円弧すべり安定解析においては、すべり面に沿った滑動モーメントと抵抗モーメントを比較し、所要の安全率（以下 F_s ）が確保できるかを確認することが一般的である。しかし、いわゆるレベル2地震の様な大規模地震時には瞬間的な作用力が大きく、円弧すべり安定解析で常に $F_s > 1.0$ を確保することは困難である。

一方で地震時に斜面が不安定化した後の挙動は、地震動の継続時間や主要動の繰り返し回数、斜面の形状、地盤の変形強度特性など多くの要因の影響を受け、瞬間的に不安定化しても変形量が限定的な場

合もあれば、最終的に不安定化の程度が著しく、図-1に示す様な大規模な斜面崩壊¹⁾が生じる場合もある。しかし、円弧すべり安定解析では、こうした違いを十分に評価することはできないため、斜面防災を効率的に行うためには、大規模地震時における斜面の不安定化後の挙動を評価することが重要である。

大規模地震時には、図-1に示すような大規模な斜面災害が想定され、すべり面が比較的深い位置を通る場合、グラウンドアンカー²⁾や地すべり抑止杭³⁾による補強が検討される。本稿で対象とするグラウンドアンカーも、想定する作用に対して円弧すべり安定解析により所要の安全率を確保するための不足抵抗力を求め、仕様・配置が決定される。しかし前記のとおり、大きな地震作用に対して瞬間的にでも F_s



図-1 大規模な斜面崩壊の例¹⁾

> 1.0 を確保するように斜面を補強するためには、膨大な量のグラウンドアンカーを打設することは不合理な場合もある。これに対して瞬間的な不安定化を許容し、その結果生じる斜面の変形やアンカーの損傷などを許容範囲内に抑えることで効率的な補強が可能となる。しかしながら、大規模地震時において、グラウンドアンカーで補強された斜面が不安定化から破壊に至る過程は未解明であった。

2. 既往の研究および斜面の耐震性評価手法

(1) 既往の研究

筆者らは、グラウンドアンカーにより補強された斜面の地震時挙動に着目した振動実験を実施してきた。例えば中島ら⁴⁾は、1G 場で高さ 2.6m 程度のグラウンドアンカー補強斜面模型を用いた大型振動台実験と解析的検討を行い、グラウンドアンカーが段階的に抵抗力を発現・喪失するため、逐次変化するアンカー抵抗力の評価が重要であると述べている。

また、中村ら⁵⁾はグラウンドアンカー補強斜面を対象に MPM 解析の適用性を報告している。高さ 0.9m 程度の小型斜面模型、高さ 2.5m 程度の中型斜面模型を対象として MPM 解析を実施し、グラウンドアンカー補強斜面の耐震性評価にあたり、アンカーの締め付け効果の喪失挙動を考慮することが重要と分析している。一方で、港湾構造物については実験、解析的な検討が実施されており、例えば吉田ら⁶⁾はアンカーの補強効果に関して、土槽に定着されたアンカーによる補強ケーソン式岸壁の模型振動台実験を実施し、土圧と慣性力によるケーソンの変位と同位相でアンカー張力が増大する傾向にあることを明らかにしている。アンカーによる斜面の補強効果に着目した実験として、例えば太田・竹家⁷⁾は地下水の有無が地震時におけるアンカーの補強効果に

及ぼす影響について動的遠心模型実験により検討しており、地下水があり斜面が不安定化しやすい条件の方がアンカーの張力が大きく発揮されることを報告している。しかし、これまでの研究ではアンカーを土槽底面に固定している例も多く、アンカーの抵抗力が喪失する過程も含めて構造物や斜面の安定性を評価する手法は未整備なのが実態である。

(2) 鉄道沿線斜面の耐震性評価手法

盛土・切土等の鉄道土構造物の設計^{8),9)}では、レベル 1 地震時や常時における安定性を円弧すべり安定解析により評価し、レベル 2 地震時は Newmark 法¹⁰⁾により残留変位量を指標として構造物が所要の耐震性を具備するかを評価している。

自然斜面においては、安全率を指標とした円弧すべり安定解析が広く用いられており、想定する作用に対して斜面が所要の性能を保持できない場合には必要に応じて補強工が検討される。自然斜面に対してレベル 2 地震を対象とした検討を行うことは一般的ではないが、鉄道土構造物のレベル 2 地震時の照査のように、 $F_s > 1.0$ を満足できないような瞬間的な不安定化を許容しつつ、残留変位量を照査指標とすることで効率的な設計を行える場合もある。

3. 研究の目的

以上を背景として、本研究では大規模地震時におけるアンカー抵抗力の発現・喪失特性を分析するため、グラウンドアンカー補強斜面の遠心模型実験を実施してその傾向を分析した^{4),11),12)}。また、レベル 2 地震のような大規模地震を対象としたグラウンドアンカーによる斜面の補強をより経済的に実現するため、グラウンドアンカーの特性を考慮した地震時残留変位量評価手法を提案し、遠心模型実験を対象とした解析により、その妥当性を確認した。最後に、同手法を実斜面へ適用し、その有効性を確認したのでそれらの結果を報告する。

4. 遠心模型実験

グラウンドアンカーの抵抗・破壊メカニズムを評価するため、大林組技術研究所所有の大型遠心力載荷試験装置¹³⁾を用いて斜面の動的遠心模型実験を実施した^{11),12)}。斜面模型は、高さ 1.0m × 幅 1.0m × 奥行き 0.45m であり、岩盤斜面の中に局所的な弱層が存在する斜面を想定し^{例えば¹⁴⁾}、基盤層、弱層、表

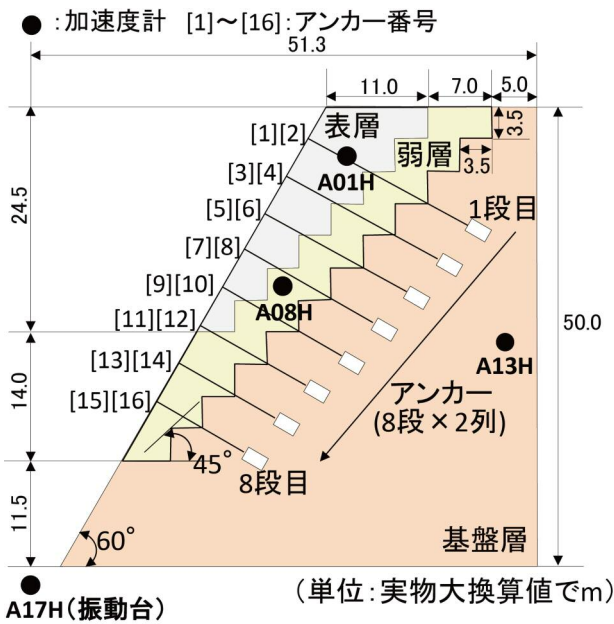


図-2 斜面模型概要図

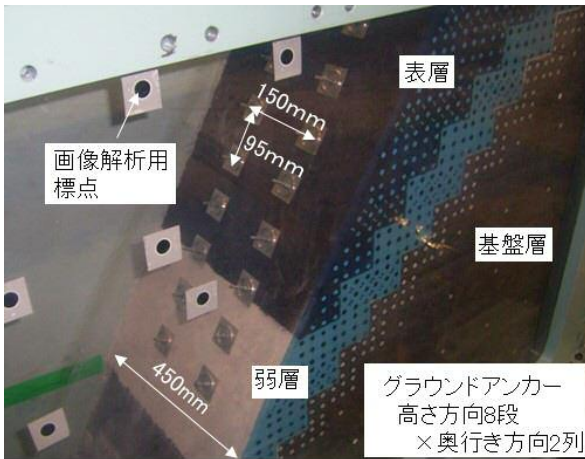


図-3 アンカーの設置状況

層の三層で構成した。

本研究では遠心载荷試験装置により最大で50Gの遠心力のもとで水平加振を実施しており、50G 载荷時で高さ50mの斜面の応力状態を模擬した模型となる。50G場の模型実験における相似率については、文献15)を参照した。斜面模型の概要図を図-2に示す。なお、同図に示す寸法は50G場における実物大換算値である。

斜面模型は、表-1に示すように地盤材料を配合し、各層ともに突き固めにより作製した。なお、表-1中の内部摩擦角、粘着力の値は、排気排水条件で、拘束圧を50kPa, 200kPa, 400kPaと設定した三軸圧縮試験により求めた値であり、後記する図-14は拘束圧を200kPaとした場合の応力ひずみ関係の結果を示している。また、ひずみレベルは残留強度で軸ひずみ15%時点での値である。表層内には、弱層部崩壊前に表層部が崩壊することを防止するため、ジオグ

表-1 模型地盤の配合および物理・強度特性

	弱層	表層	基盤層
配合(質量比)	硅砂6号:100 ベントナイト:6 消石灰:60 水:20	磁砂鉄:100 ベントナイト:10 水:15	粒調碎石:100 セメント:6 水:7
単位体積重量 γ (kN/m ³)	17.0	30.0	18.0
内部摩擦角 ϕ (deg)	ピーク時:29.8 残留時:34.3	0	57.4
粘着力 c (kPa)	ピーク時:90.2 残留時:14.9	107.4	280.5

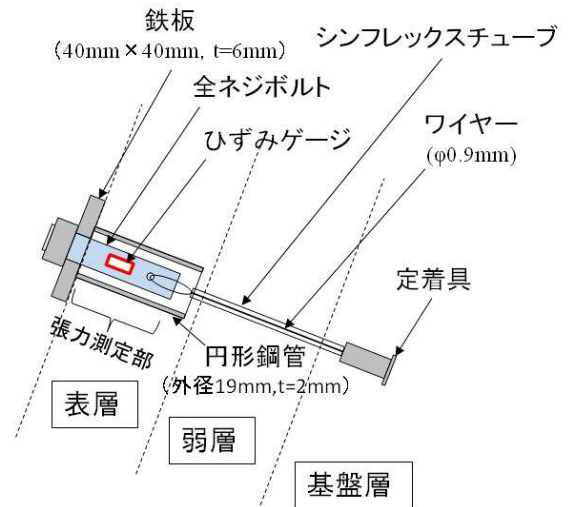


図-4 アンカー模型概要図

リッドを高さ70mm(50G場で3.5mに相当)ごとに水平に配置している。また、斜面模型と土槽内壁およびアクリル面との間には、厚さ0.1mmのテフロン製の樹脂シートを貼り付け、摩擦の低減を図った。

アンカー模型は、鉛直方向8列×水平方向2列の合計16本設置し、全数で張力計測を行った。アンカー模型の設置状況を図-3に、概要を図-4に示す。アンカー模型はワイヤー定着具で固定することで、引張力800N(実物大換算で2000kNに相当)程度で定着具からのワイヤーの引き抜けが生じるように加工するとともに、ワイヤーはシンフレックスチューブで被覆し斜面模型との摩擦を除去した。斜面模型の構築後にアンカーの初期緊張を行い、支圧板を表層部に設置する1段目から6段目は、初期緊張力を破断強度の25%程度を目標に約200N(実物大換算で500kNに相当)の緊張力を与えた。また、支圧板を弱層部に設置する7段目から8段目は、表層部と同じ初期緊張力を与えると弱層地盤に有意な変形が生じる恐れがあったため、与える初期緊張力は破断強度の12.5%程度とし、約100N(実物大換算で250kNに相当)に設定した。なお、以降で述べる加

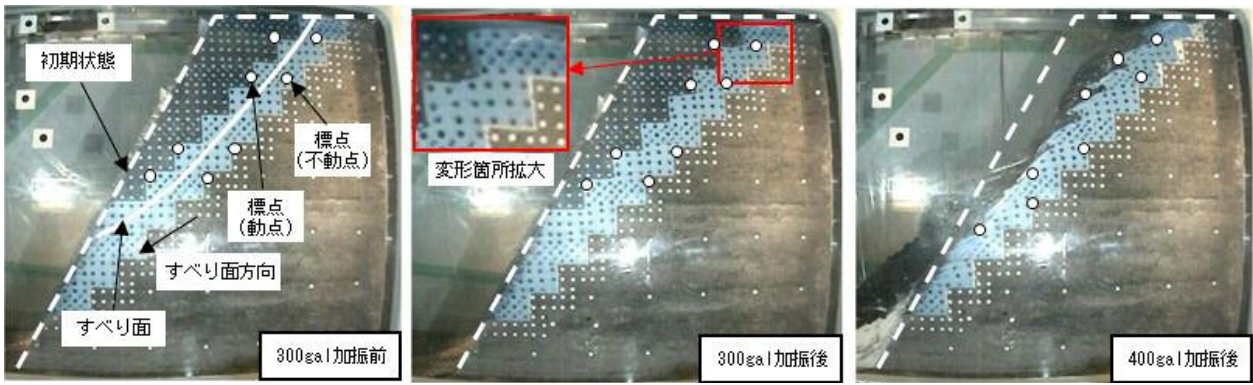


図-5 斜面の崩壊過程

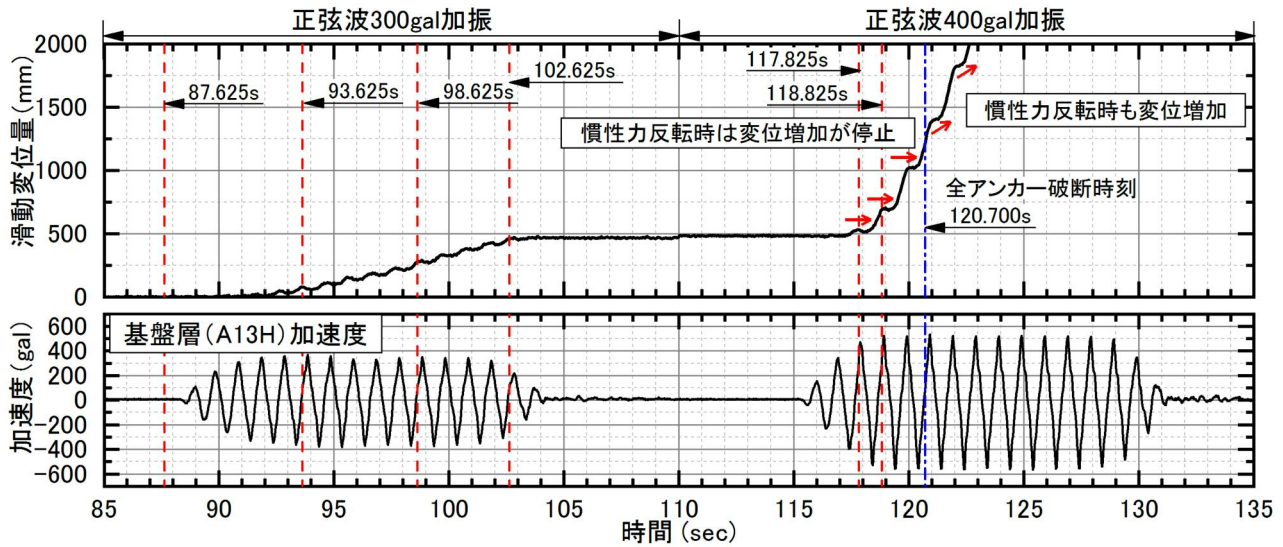


図-6 斜面崩壊過程における基盤層の加速度と変位の時刻歴

表-2 実験ケース一覧

試番	遠心加速度	加振条件	試番	遠心加速度	加振条件
1	25G	5Hz 100gal	9	25G	5Hz 500gal
2	25G	5Hz 200gal	10	50G	2.5Hz 100gal
3	25G	2Hz 50gal	11	50G	2.5Hz 200gal
4	25G	2Hz 100gal	12	50G	2.5Hz 300gal
5	25G	2Hz 150gal	13	50G	2.5Hz 400gal
6	25G	2Hz 200gal	14	50G	2.5Hz 500gal
7	25G	5Hz 300gal	15	50G	1Hz 300gal
8	25G	5Hz 400gal	16	50G	1Hz 400gal

速度, 時間, 変位, 荷重等の値については, 実物大に換算したものを示す。

実験ケースの一覧を表-2に示す。本実験では, まず遠心力 25G において振動実験を実施し, 一度遠心力を除荷してアンカー張力の再調整を行った後に遠心力 50G において振動実験を実施した。加振は水平一方向の加振とし, 16 波 (本加振 10 波の前後にテーパー波を各 3 波加えた) の正弦波を試番ごとに周波数を変化させ, 最大加速度を 100gal から約 100gal の増分で漸増させる形式で行った。本稿では, 斜面模型に有意な変形やアンカー張力の変化が見られた遠心力 50G における 1Hz300gal, 400gal 加振 (試番 15, 16) の結果を報告する。なお, 過去に筆者らが実施

した斜面の地震時挙動に関する模型実験については, 参考文献 16) ~19) に詳しい。

5. 実験結果・考察

図-5に試番 15 (300gal), 試番 16 (400gal) 加振前後の斜面模型の状況を示す。300gal 加振時には, 表層と弱層の境界付近で変形が生じていることが確認できる。なお, 300gal 加振後半においては, [13] ~ [16] のアンカーの支圧板付近において局所的な弱層の剥落が生じていた。その後の 400gal の加振においては, 表層と弱層の境界付近で変形が進行し, 加振中に全てのアンカーが破断し表層がすべり落ち, 崩壊に至った。

図-6に 300gal および 400gal 加振時における表層土塊の滑動変位量および加速度の時刻歴を示す。滑動変位量は, 図-5に示す加振終了まで画像解析により追跡が可能であったすべり面を挟んだ標点 4 組を抽出し, 2 点間のすべり面方向の相対変位量の平均値として算出している。加速度は図-2に示す基盤層

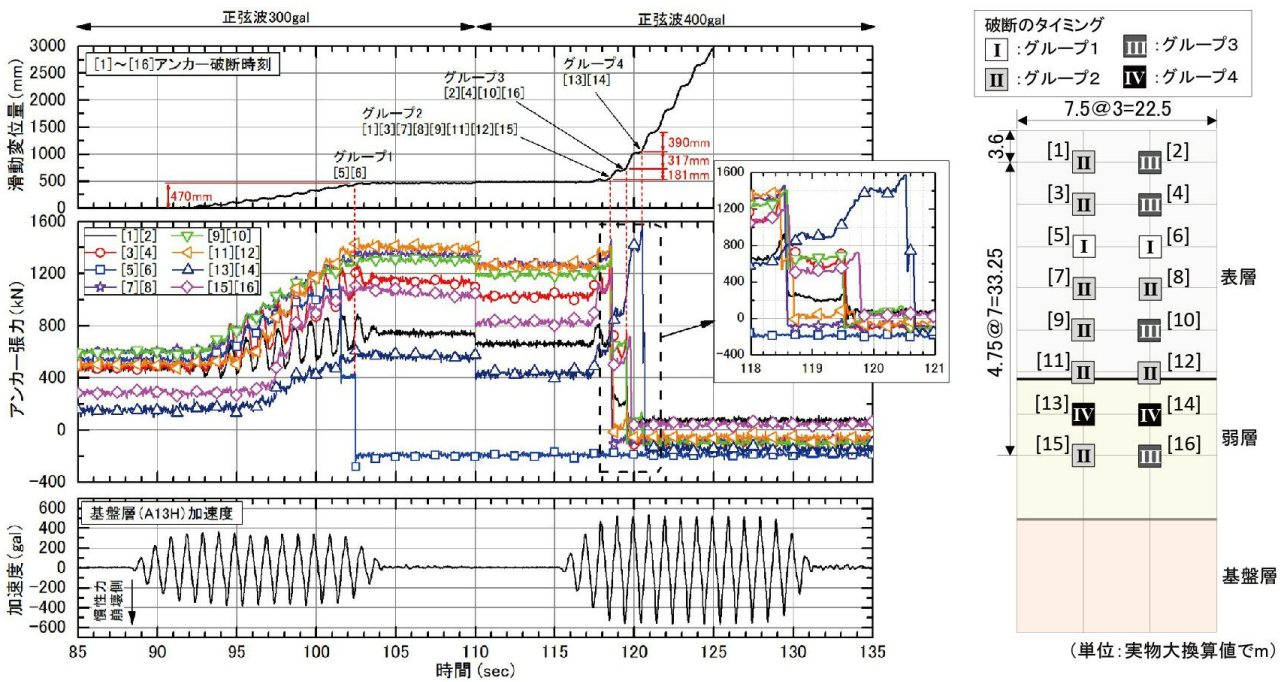


図-7 斜面崩壊過程におけるグラウンドアンカーの挙動

中央高さに設置した加速度計 A13H の加速度を示している。本研究においては、加速度の負側が斜面前面方向に慣性力が作用する方向である。変位が増加するタイミングと加速度の関係に着目すると、300gal 加振と 400gal 加振のいずれも慣性力が斜面全面方向に増大する時（加速度が負側）に変位が増加する傾向にあり、慣性力の作用方向が反転すると変位の増加が停止する傾向が見られる。しかし、図-6 に示すように 400gal 加振時に全てのアンカーが破断した後は慣性力が反転しても（加速度が正側）変位が増加している。このことから、アンカーが残存している間は進行的な変形で留まっているが、アンカーが破断することで自重によって崩壊する滑落的な崩壊挙動に遷移していることが確認できる。

図-7 に 300gal 加振および 400gal 加振時における表層すべり土塊の滑動変位量とアンカー破断時刻、アンカー張力および加速度の時刻歴を示す。ここで、滑動変位量および加速度の時刻歴は図-6 と同一である。滑動変位量の図中に示す [1] ~ [16] の番号は各アンカーの破断時刻を示し、アンカー破断のタイミングは 4 つのグループに分類できる。各アンカーの位置は、図-7 右に示すアンカー配置正面図と対応しており、同図にはアンカー破断の順序を図-7 左で示したグループ毎に図示した。また、図-7 に示すアンカー張力は、アンカー破断直前まで計測したアンカー張力の各段の平均値を表示している。なお、300gal 加振終了から 400gal 加振開始までの間（図-7 中 110 秒）においてアンカー張力が減少している。過去に筆者らが実施した模型実験^{16)~19)}では、斜面

の変状が進行する段階において、加振中にアンカー張力が増加するのに対して、静止状態においては張力が減少する傾向が確認されている。これらは重力場で本研究と同様に漸増加振を実施した模型実験であるが、図-7 の試番間と同様に張力が減少する傾向が確認された。詳細は不明であるが、筆者らはこれを、加振時に瞬間的に伸張したアンカーにゆるみが生じ、時間とともに地盤とアンカーで応力の再配分が生じた結果と解釈している。

図-7 より 300gal 加振終了後の残留変位は 470mm である。変位の増加と共にアンカー張力は増大し、102 秒付近において [5][6] の 2 本のアンカーが破断した。400gal 加振時には 117 秒付近から変位が増加し、118 秒付近で [1][3][7][8][9][11][12][15] の 8 本が破断した。その後 119 秒付近で [2][4][10][16] の 4 本が破断し、120.700 秒には全アンカーが破断し、その後斜面が崩壊に至った。また、斜面の中腹部である [5][6] のアンカーが最初に破断している。これは表層の材料の単位体積重量が 30kN/m^3 と弱層と比較して大きく、[5][6] は表層の中央高さに位置しており、荷重が集中しやすい条件であったためだと考えられる。弱層に設置したアンカーについて分析すると、300gal 加振の 97 秒付近までは、[13] から [16] のアンカーがほぼ同一の挙動を示すが、以降は下部の [15][16] のアンカーの張力増加が [13][14] より顕著である。成田ら¹¹⁾は弱層内のせん断ひずみ分布から 300gal 前半では、弱層上部からすべり面が発達するが、300gal 後半から 400gal 加振では、下部からもすべり面の進展が確認されたことを述べてい

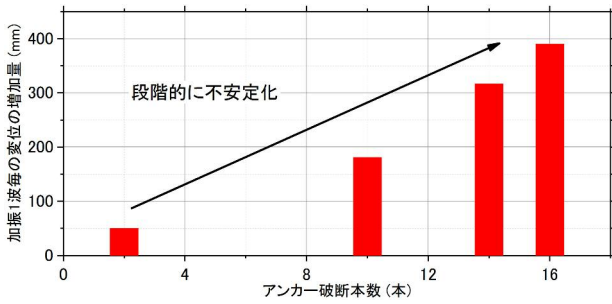


図-8 アンカー破断本数と変位増分の関係

る。この結果は、300gal 加振後半から下段の[15][16]のアンカーにおいて、[13][14]のアンカーよりも張力の増加が顕著で、400gal 加振には[13][14]よりも先に下段の[15][16]のアンカーが破断に至った現象と定性的に整合している。

アンカー張力の増加過程に着目すると、各段のアンカーで張力が増加し始める時刻、張力の増加量は異なり、アンカーの抵抗力は均一に発揮されないことが確認できる。従来の極限釣合いによる評価では、アンカーの極限抵抗力が同時に発揮される状況を想定しているが、これとは異なる挙動である。

図-8にアンカーの破断本数と加振1波ごとの変位の増加量を示す。変位の増加量は、アンカー破断直後の正弦波1波におけるすべり土塊の滑動変位量の増分値である。同図より、アンカーが2本破断した後は50mm程度、10本破断した後は180mm程度変位が増加しており、アンカーの破断に伴い斜面の抵抗力が低下し、作用加速度が一定であっても変位の増加量が増す傾向が明らかである。以上から、大規模地震時を対象として、アンカー補強斜面の安定性を評価する際には、アンカー抵抗力の発現が均一でないことと、アンカー抵抗力の喪失を考慮することが重要であると結論付けられる。

6. 模型実験の検証解析

(1) 円弧すべり法による検証解析

5.において遠心模型実験を行った斜面模型に対して、アンカー対策の有無および弱層の強度特性値をピーク強度、残留強度と変えて、式(1)～(5)に示す修正フェレニウス法による円弧すべり安定解析を行い常時・地震時の安全率を求めた。本解析では、グラウンドアンカー抵抗力 T_d を用いてグラウンドアンカーの引き留め効果($M_{R(GA)R}$)、締め付け効果($M_{R(GA)C}$)を評価し、斜面の滑動モーメント M_D から $M_{R(GA)R}$ を減じ、斜面の抵抗モーメント M_R に $M_{R(GA)C}$ を加算することで、アンカーの補強効果を

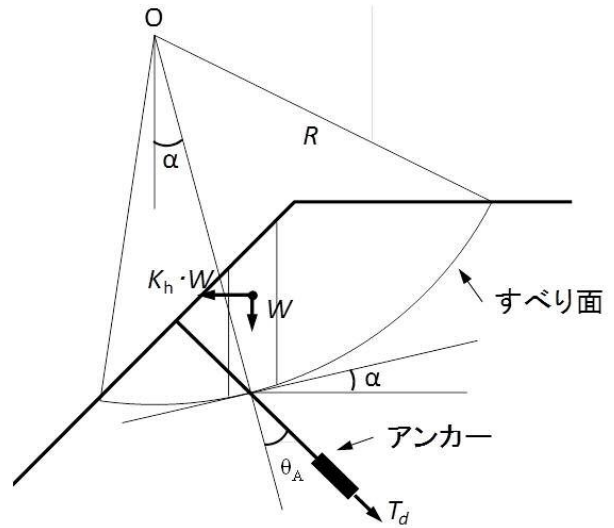


図-9 円弧すべり法概念図

考慮することとした。グラウンドアンカーを用いた際の円弧すべり法の概念図を図-9に、また、安全率算定式を以下に示す。

$$F_s = \frac{\sum (M_D - M_{R(GA)R})}{\sum (M_R + M_{R(GA)C})} \quad (1)$$

$$M_D = R \left\{ W \sin \alpha + \left(\frac{y}{R} \right) K_h W \right\} \quad (2)$$

$$M_R = R \left[\{ (W - bu) \cos \alpha - K_h W \sin \alpha \} \tan \alpha + cL \right] \quad (3)$$

$$M_{R(GA)R} = R \cdot T_d \cdot \sin \theta_A \quad (4)$$

$$M_{R(GA)C} = R \cdot T_d \cdot \cos \theta_A \cdot \tan \phi \quad (5)$$

ここに、 M_D :滑動モーメント ($\text{kN} \cdot \text{m}/\text{m}$)、 M_R :抵抗モーメント ($\text{kN} \cdot \text{m}/\text{m}$)、 W :分割片の全重量 (kN/m)、 K_h :水平震度、 R :円弧半径 (m)、 y :スライス重心と円弧中心間の鉛直距離 (m)、 c :粘着力 (kN/m^2)、 L :分割片で切り取られた円弧長さ (m)、 ϕ :内部摩擦角 (度)、 u :間隙水圧 (本研究では考慮しない)、 b :分割片の幅 (m)、 a :分割片で切り取られた面の中点と円弧中心を結ぶ線と鉛直線のなす角 (度)、 $M_{R(GA)R}$:引留め効果による滑動モーメント減分 ($\text{kN} \cdot \text{m}/\text{m}$)、 $M_{R(GA)C}$:締め付け効果による抵抗モーメント増分 ($\text{kN} \cdot \text{m}/\text{m}$)、 T_d :グラウンドアンカーの抵抗力 (kN/m)、 θ_A :すべり面直行方向からアンカー配置方向の角度 (度) である。

一般にグラウンドアンカーの設計においては、設計アンカー抵抗力 T_d は[1]グラウトと地盤の周面摩擦抵抗から求まる設計アンカー力 T_{d1} 、[2]グラウトとテンドンの付着強度から求まる設計アンカー抵抗

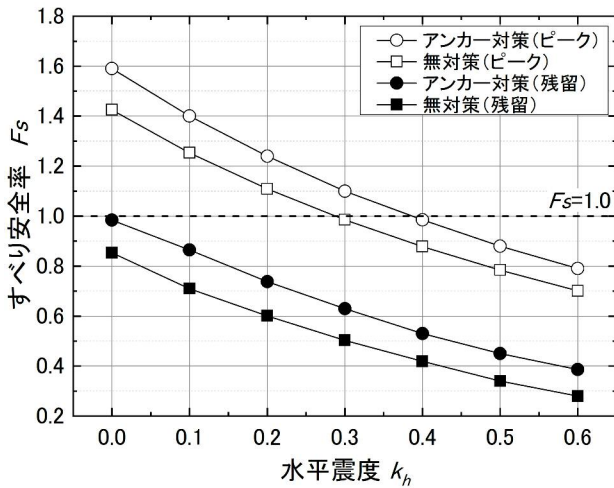


図-10 円弧すべり安定解析による計算結果

力 T_{d2} , [3] テンダンの破断強度から求まる許容アンカー力 T_a のうち最も小さい値を採用することとしているが, 本検討では設計アンカー抵抗力 T_d は実験時のアンカーが抵抗力を喪失する直前の張力に設定した。

図-10 に, 円弧すべり安定解析の結果を示す. 模型斜面は無対策を想定した場合, ピーク強度では常時の安全率が 1.45 程度で, 降伏震度は 0.30 程度であった. 一方, アンカー補強斜面の場合, 常時の F_s は 1.60 程度, 降伏震度は 0.40 程度となる. また, 残留強度ではアンカー対策時の常時の F_s が 1.00 程度, 無対策時の常時の F_s が 0.85 程度となり, 残留強度では無対策時に自重崩壊する結果となった. 実験においては, 400gal 加振時における斜面模型中腹(図-2 中 A13H) の応答加速度 500gal ($k_h = 0.510$) 付近において急激に滑動変位量が増大しており, 図-10 中のアンカー対策(ピーク)の降伏震度が 0.40 (加速度 392gal 相当) 程度であることから, 円弧すべり安定解析の降伏震度は実験において, 変位が顕著に増大する震度よりも小さい結果となった。

(2) Newmark 法による検証解析

a) 解析手法

前項の円弧すべり安定解析は, 算出した安全率 F_s を指標として斜面の安定性を評価する手法であるが, 同手法では, レベル 2 地震動のような極めて大きな地震作用を想定した場合でも, 常に $F_s > 1.0$ を確保することが求められる. その一方で, 鉄道土構造物では, レベル 2 地震の様な大きな地震動を想定した場合, Newmark 法を用いて評価した変位量を指標とした耐震性の評価を行っている^{8),9)}. 斜面の耐震性評価においても, Newmark 法などにより評価した変位量を指標とすることで瞬間的な不安定化 (F_s

=1.0 以下) を許容し, 合理的に補強仕様を設定することが可能となる. 本研究では, 模型実験の結果を踏まえ, グラウンドアンカーによって補強された斜面に対する Newmark 法の適用性を検証した. Newmark 法によるすべり土塊の滑動変位量の算定手順を以下に示す. まず式 (1) により, $F_s=1.0$ となる水平震度である降伏震度 k_y を求め, その時の抵抗モーメントを限界抵抗モーメント M_{Ry} , グラウンドアンカーによる抵抗・滑動モーメントの増減を $M_{Ry(GA)R}$, $M_{Ry(GA)C}$ とする. 次に式 (6), (7) により, M_D と M_{Ry} の差分より求まる相対角加速度を二階積分することで, すべり面に沿った滑動変位量を算定する.

$$\theta = \iint \frac{(M_D - M_{Ry(GA)R}) - (M_{Ry} + M_{Ry(GA)C})}{J} dt^2 \quad (6)$$

$$\delta = R \cdot \theta \quad (7)$$

ここに, J : すべり土塊の慣性モーメント ($\text{kN} \cdot \text{m}^2 / \text{m}$), θ : 回転角 (rad), δ : 滑動変位量 (m) である.

b) 解析結果

図-11 に 300gal 加振時と 400gal 加振時における Newmark 法による滑動変位量の解析結果と, 実測値および加速度の時刻歴を示す. 変位の実測値は, 300gal 加振前の変位量を初期値とした. なお, 滑動変位量の実測値の 130 秒程度以降の値は一定値を示すが, これは解析対象の標点を含むすべり土塊が土槽底面に衝突し静止したためである. 解析の入力加速度は, 基盤層中央高さにおける A13H で計測した加速度を用いた. また, 弱層の強度特性値として, ピーク強度, 残留強度およびピーク強度から残留強度への強度低下を考慮した場合の 3 ケースについて解析を行った. なお, 強度低下の方法としては, 降伏震度到達後, ピーク強度から残留強度に瞬時に強度低下する条件としており, M_{Ry} の値を更新している.

表-3 は各ケースの降伏震度および降伏モーメントを示しており, 400gal 加振時の降伏震度は, 300gal 加振時にアンカーが 1 段破断したことによる抵抗力の低下を考慮している.

300gal 加振における基盤層 (A13H) の最大加速度は 369gal (震度換算で $k_h = 0.376$) であり, ピーク強度およびピーク→残留強度の解析ケースでは降伏震度が最大加速度を上回り, 解析上の滑動変位量は 0mm となった. 一方, 残留強度を用いた場合, 解析で滑動変位量が増加し始める時刻と実験で滑動変位量が増加し始める時刻が概ね一致したものの, 降伏

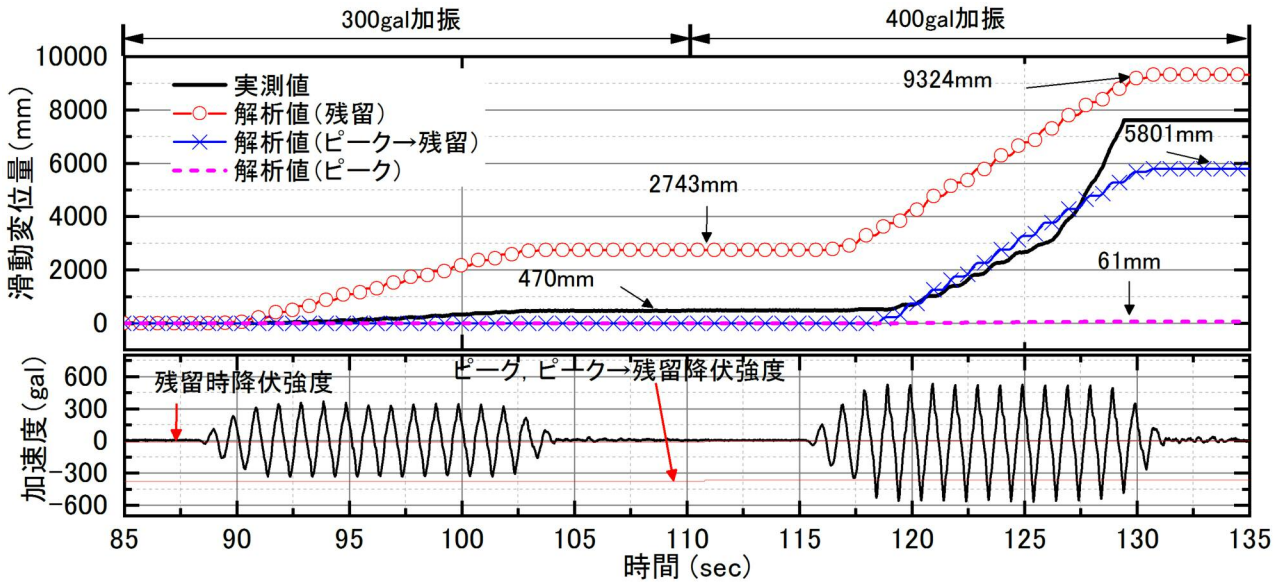


図-11 Newmark 法による解析結果

表-3 降伏震度 (k_y)・降伏モーメント (M_{Ry}) 一覧

試番	ピーク強度	ピーク→残留強度	残留強度
300gal 加振時	$k_y=0.386$ $M_{Ry}=764,902(\text{kN}\cdot\text{m})$	$k_y=0.386\rightarrow 0.010$ $M_{Ry}=764,902$ $\rightarrow 559,835(\text{kN}\cdot\text{m})$	$k_y=0.010$ $M_{Ry}=559,835(\text{kN}\cdot\text{m})$
400gal 加振時	$k_y=0.373$ $M_{Ry}=753,846(\text{kN}\cdot\text{m})$	$0.373\rightarrow 0.001$ 以下 $M_{Ry}=753,846$ $\rightarrow 543,297(\text{kN}\cdot\text{m})$	$k_y=0.001$ 以下 $M_{Ry}=543,297(\text{kN}\cdot\text{m})$

震度が 0.001 以下と非常に小さいため、解析上の滑動変位量は 2743mm となり、実験での実測値 470mm を大幅に上回る結果となった。

400gal 加振時の基盤層 (A13H) の最大加速度は 567gal (震度換算で $k_h=0.579$) であり、ピーク強度を用いた解析ケースでも降伏震度を超え滑動変位が生じている。しかし、解析上の滑動変位量は 61mm と微小であり、斜面が崩壊した実験結果と大きく乖離が生じた。また、ピーク→残留強度の解析ケースでは 125 秒時点での解析上の滑動変位量が 3270mm となり、この時点では実測値に近い値となっているが、400gal 加振後の変位量は 5801mm にとどまり実験模型の大変形の再現には至らなかった。残留強度を用いた場合は、300gal 加振時の残留変位量が大きいことに加え、降伏震度も低いことから 400gal 加振時にも大きな変位を生じた。

(3) 検証解析の考察

本章では、模型実験に対して円弧すべり安定解析を用いて検証解析を実施した。その結果、円弧すべり安定解析は、比較的良好な精度で実験を再現することが分かった。しかしながら円弧すべり安定解析は、安全率を照査指標としており、大規模な地震作用に対して常に $F_s > 1.0$ を確保するためには補強

量が過大となる場合がある。

一方で、変位量を指標とする設計手法として Newmark 法があるが、同法は模型実験によって計測された変位量を過小に評価することが分かった。その原因として、アンカーの抵抗・破壊メカニズムにとって重要なアンカー抵抗力の段階的な発現・喪失特性を考慮できていないことが考えられる。

7. グラウンドアンカー補強斜面の地震時残留変位量評価手法の提案

(1) 提案手法の概要

Newmark 法は、アンカーの抵抗・破壊メカニズムとして重要なアンカー抵抗力の段階的な発現・喪失特性は考慮できないため、変位量を過小に評価することが 6. (2) の検証解析により明らかとなった。

原子力発電所周辺の斜面の安定性評価においては、FEM 解析が活用されている。具体的には、等価線形 FEM を実施し、計算結果から得られるすべり面上の要素の応力を抽出する。そして、抽出した応力を用いて円弧すべり安定解析を行い、所要の安全率を有しているかを照査している。その一方で、FEM は連続体力学に基づくため、FEM 単独では斜面崩壊のようなすべり面を挟む両面で変形が極めて不連続になるような現象の評価は困難である。このほか、大変形解析に適用性のある個別要素法 (DEM) (例えば20) や粒子法 (SPH (例えば21), MPM (例えば22)) 等により斜面の安定性を評価する試みもあるが、鉄道沿線の斜面に対して、全線に渡り上記のような精緻な解析を行うことは困難である。

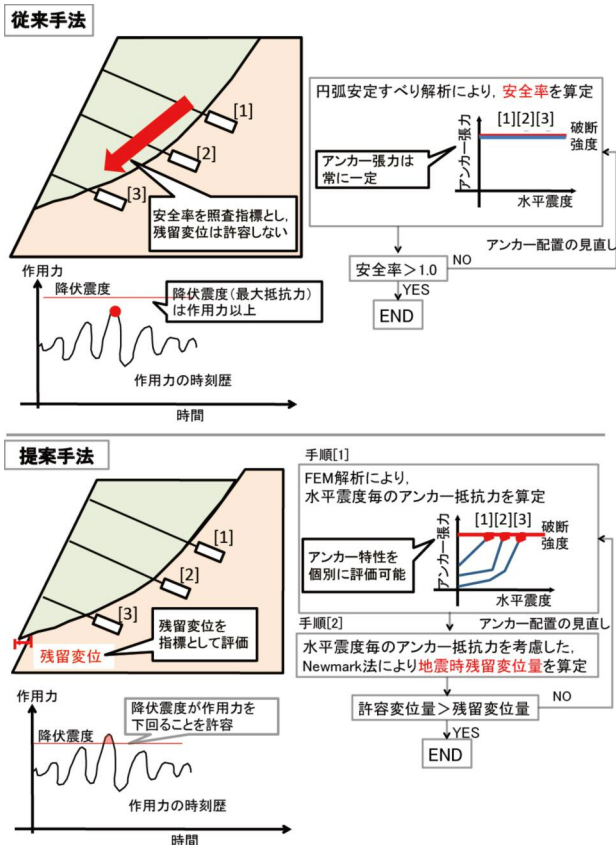


図-12 提案手法と円弧すべり安定解析との比較

表-4 モデル物性入力値

	表層	弱層	支持層	アンカー	支圧板
	弾性	弾塑性	弾性	弾性	弾性
ポアソン比	0.333	0.333	0.333	0.300	0.340
ヤング率 (kN/m ²)	150,000	46,300	2,500,000	205,000,000	68,300,000
せん断剛性 (kN/m ²)	56,391	17,406	1,250,000	79,000,000	25,500,000
単位体積重量(kN/m ³)	30.0	17.0	18.0	77.0	54.0
粘着力 (kN/m ²)	-	90.2	-	-	-
内部摩擦角 (deg)	-	29.8	-	-	-
ダイレイタンス角 (deg)	-	0	-	-	-

これらを踏まえつつ、筆者らはグラウンドアンカーの抵抗・破壊メカニズムを考慮し、静的FEMとNewmark法を組み合わせた評価法を提案した(以下、提案手法)。提案手法の概要を、円弧すべり安定解析との比較とともに図-12に示す。提案手法は、まず非線形FEMにより0galから1000gal($k_h=1.020$ 相当)まで1ステップ5gal($k_h=0.005$ 相当)の増分でプッシュオーバー解析を行い、グラウンドアンカーの抵抗力発現、喪失特性を評価する(図-12下段中手順[1])。FEMを採用することで、斜面の形状や変形強度特性に応じてアンカーの抵抗力発現・喪失特性を考慮することが可能である。提案手法において、FEMはアンカー抵抗力の発現特性の評価を目的とし

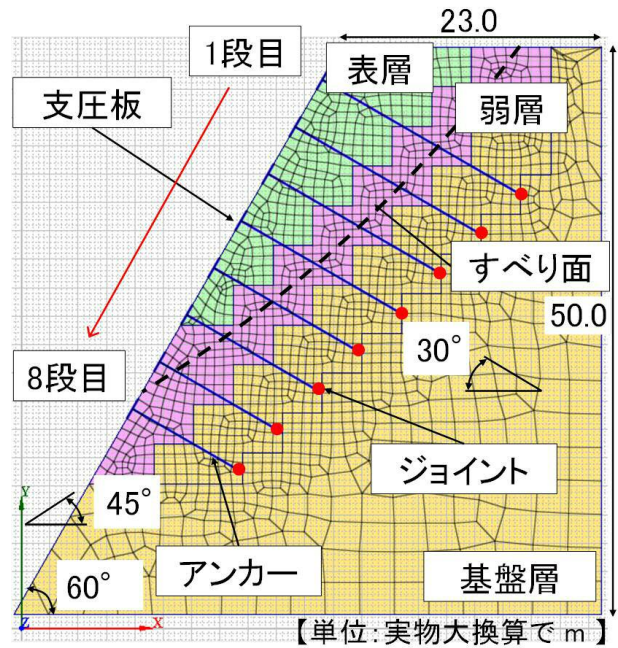


図-13 FEM解析モデル概要

ており、FEMで直接的に変位を評価する場合と比較して、前述したFEMの問題点の影響が限定的となる。斜面の変形量はNewmark法を用いて評価するが、その際にFEMにより評価したアンカーの抵抗力発現・喪失特性を式(1)~(5)に反映させ、降伏震度を段階的に変化させる(図-12下段中手順[2])。これにより、FEMとNewmark法の長所を重ね合わせ、アンカーの抵抗力発現・喪失特性を考慮することが可能である。以下では、動的遠心模型実験を例とした、提案手法の検証解析結果を報告する。

(2) 解析概要

動的遠心実験に用いた斜面模型のFEM解析モデルを図-13に、地盤およびグラウンドアンカーの tendon、支圧板部のモデル概要を表-4に示す。地盤については、本検討では表層、基盤層は弾性体としてモデル化し、変形が顕著な弱層のみモール・クーロンの破壊基準、ドラッグラッガーの塑性ポテンシャルによる(以下、MCDPモデルと称す。)弾塑性体としてモデル化した。なお、実験では表層部において若干の変形が確認されたが、弱層内で生じた滑動が崩壊の主要因であったことと、表層にはジオグリッドを敷設したことにより、延性的な挙動を示すことから、表層を弾性体としてモデル化している。各層のヤング率、ポアソン比は三軸圧縮試験、繰り返し三軸圧縮試験により評価した。

図-14にMCDPモデルによる応力ひずみ関係を三軸圧縮試験結果と比較する。MCDPモデルの採用にあたり、ひずみ軟化を考慮し、ピーク強度発現後に

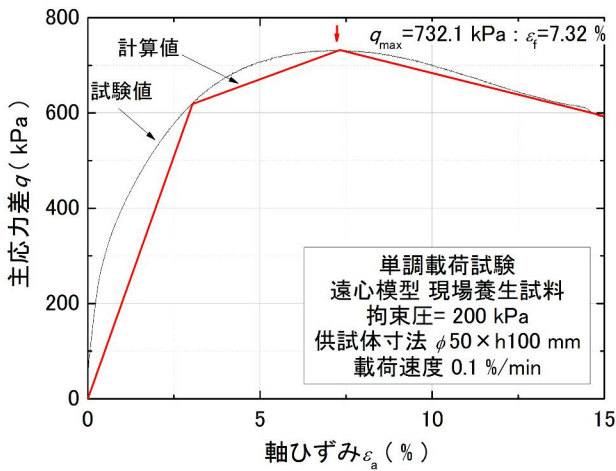


図-14 MCDP モデルの応力ひずみ関係

残留強度相当まで徐々に強度低下するモデルとした。具体的には、第二勾配変化点は三軸圧縮試験結果の主応力差のピーク ($q = 732.1 \text{ kPa}$) とし、第一勾配変化点は、その 1/2 (366 kPa) とした。また、第二勾配変化点以降の勾配は、軸ひずみ 15% 時の主応力差に合わせ、 $q=600 \text{ kPa}$ とした。なお、これらの設定方法は参考文献 23) を参照している。また、引張応力が作用した際は破壊し、周辺要素に応力を再配分する様に設定している。

アンカーのテンドン部は曲げを負担しないロッド要素、支圧板はバー要素を用いて、いずれも弾性体としてモデル化した。アンカーの配置は奥行き方向に不連続であるため、アンカーテンドン部、支圧板の重量が模型実験の条件と等価になる様に、単位奥行き当たりに換算した値として設定している。

アンカーの抵抗力発現・喪失特性は基盤層への定着部分に節点ジョイントを設定することで考慮した。図-15 に設定したジョイントの特性を示す。今回の実験条件では、極限值に達すると抵抗力が喪失するようにアンカー模型を製作したため、解析上も極限值に達するとアンカー抵抗力が瞬時に喪失するようなモデルとした。図-15 に示す様に、ジョイント特性として抵抗力の極限值と、極限值を発揮する際の変位量を設定する必要がある。ここで、本検討では、提案手法の妥当性を検証する意図から、アンカーの抵抗特性については、実験結果を参考にして設定した。まず、極限值については、模型実験において確認されたアンカー破断時の張力 (図-7 中段より、例えば [11][12] の張力は 1600 kN) を単位奥行き当たりに換算した値とした。極限值を発揮する際の変位量については、アンカー模型は変位が模型寸法 1~2mm に達すると抵抗力が喪失する機構となっていたことから、この範囲でパラメータスタディを実施し、1 本目のアンカー破断が模型実験と同等の水

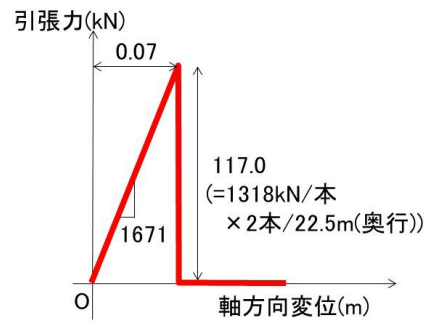


図-15 ジョイント特性の設定

平震度で生じる条件として、1.4mm (実物大寸法で 7cm) に設定した。

アンカーの初期張力の設定は、実験では設定アンカー力 2000 kN に対して導入した初期張力が $500 \sim 250 \text{ kN}$ と設計アンカー力に対しての割合が些少であったため、解析上は考慮しないこととした。なお、基盤層側面および底面は水平・鉛直方向固定とした。

20 ステップの分割とした自重解析後、アンカーの破断震度を算定するために、1 ステップ当たり $k_h = 0.05$ に相当する慣性力を 200 ステップに分けてモデル全体に作用させた。なお、アンカー抵抗力は、慣性力により主に弱層部に変形が生じ、それを引き留める形で支圧板を介して、テンドン部に軸力が伝わり、基盤層定着部のジョイント要素に張力が発生することで発揮される。

なお、本検討では全層均一に慣性力を作用させたが、応答の増幅が問題となる斜面の場合、例えば等価線形解析を先行して行い、入力に対する応答の増幅を考慮して高さ方向に慣性力を分布させることも可能と考えられる。

(3) 解析結果および考察

a) アンカー破断震度の評価

図-16 に水平震度とアンカー張力の関係を示す。アンカー張力が均一に発現しないこと、段階的に喪失していく現象が再現できている。本検討条件では、アンカーの破断は、 $k_h = 0.395 \sim 0.410$ の間で生じた。図-16 より、 $k_h = 0.390$ において 4, 5 段目のアンカーが破断すると、それまで相対的に張力を発揮していなかった他のアンカーの負担が増加し、アンカー張力の増加が急激となる傾向が確認できる。解析上はアンカーの破断は 4, 5 段目 ($k_h = 0.395$) → 1, 2, 3, 6 段目 ($k_h = 0.400$) → 7 段目 ($k_h = 0.405$) → 8 段目 ($k_h = 0.410$) の順で生じた。図-7 に示した通り模型実験におけるグラウンドアンカーの破断も概ね 4 グループに分類することが可能であり、各段のア

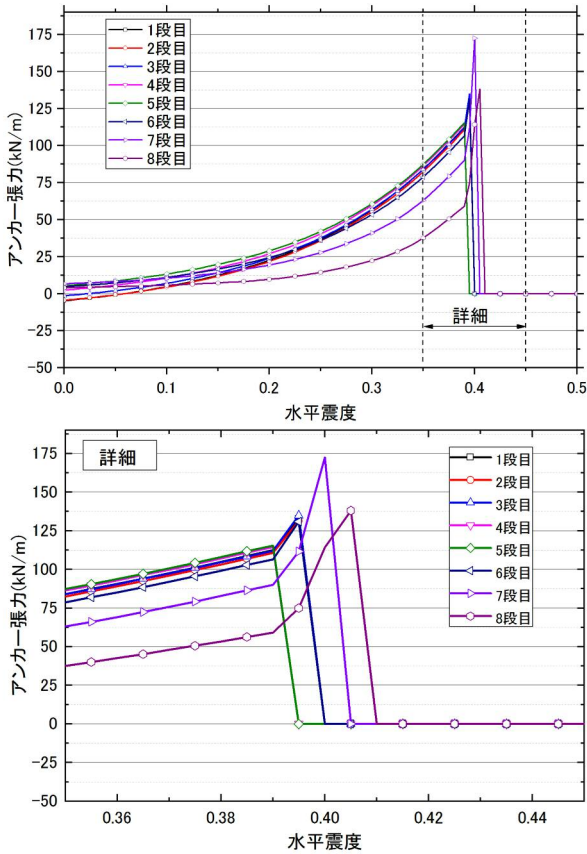


図-16 水平震度とアンカー張力の関係

アンカーが全数破断に至った順序としては3段目→4、6段目→1、2、5、8段目→7段目であった。模型実験におけるアンカーの破断震度を、基盤層中央部の加速度計の値で評価すると、3段目のアンカー破断時の水平震度は0.383、それ以降のアンカー破断時の水平震度は0.403であり、これも実験と解析で概ね整合している。FEM解析の結果は、図-7の模型実験におけるアンカーの正確な破断順序とは異なるものの、最初に破断したエリアは斜面の中腹付近であり、この点は実験結果と一致している。また、破断順序は完全には一致しなかったものの、アンカーの破断が連続的に生じる傾向も実験と解析で概ね同様となっており、巨視的には円弧すべり安定解析において重要となる抵抗モーメントの値がアンカー抵抗力の喪失を契機として減少する挙動も再現できていると考えられる。

また、FEM解析により算出した、 $k_h = 0.400$ 時の斜面の変形図を図-17に示す。同図は、各要素中心における水平・鉛直変位を合算した移動距離の分布図である。同図より、最も変形の大きいり肩においても変位量は0.2~0.3m程度であり、要素に極端なねじれなどもないことから、前述したFEM解析の問題によるアンカー抵抗力の発現特性への影響はな

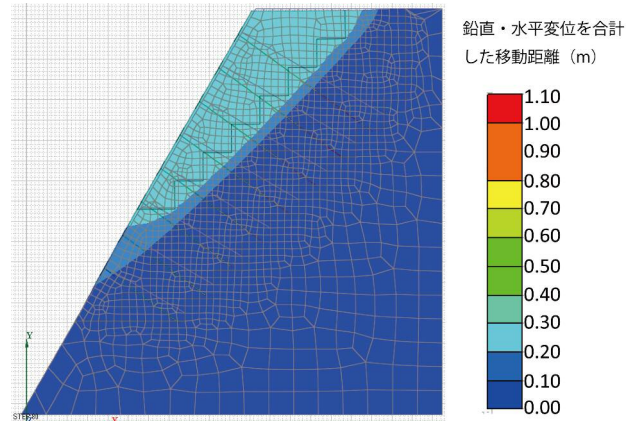


図-17 $k_h=0.400$ 時の斜面の変形図

いと考えられる。以上のFEM解析により把握した水平震度とアンカー抵抗力の関係を用いることで、アンカーの抵抗・破壊メカニズムを反映してNewmark法により残留変位量を算定することが可能となる。

b) 変形量の評価

図-18に提案手法による解析を行った結果を、Newmark法単独で計算した結果(従来手法)と実測値との比較とともに示す。なお、図-18中の従来手法と実測値の値は、図-11の値を再掲している。すべり面は円弧滑り安定解析で求めた降伏震度におけるすべり面である。その位置は図-13に示すとおりであり、8段目のアンカーはすべり面が通過しないため、補強として寄与しない。そのため、8段目のアンカー張力は、常に0kNとなっている。また、提案手法のNewmark法計算時の弱層の強度については、降伏震度に達すると同時に瞬時にピーク強度から残留強度へ低下する条件としている。入力加速度は基盤層中央高さのA13Hの時刻歴を用いた(図-2参照)。

前述の通り、図-18には全グラウンドアンカー抵抗力の極限值が加振中を通じて同時に発揮されると仮定したNewmark法の結果も併せて示している。この方法では、降伏震度がアンカーの抵抗特性に依存せず一定であり、実測値に対して変位量を過小に評価する傾向が強い。

これに対して提案手法では、FEM解析で評価したアンカーの抵抗・破壊特性を考慮してNewmark法による変位量の算定を行った。具体的には、入力加速度の時刻歴から既往最大加速度を抽出し、その値から、図-16に示すFEM解析結果を参照して当該時刻におけるアンカー張力(以下、 $T_{i(t)}$)を評価した。

Newmark法による解析では、式(4)、式(5)における $M_{R(GA)R}$ 、 $M_{R(GA)C}$ は各段のある時刻における発生張力 $T_{i(t)}$ を基にして算出され、最大震度-ア

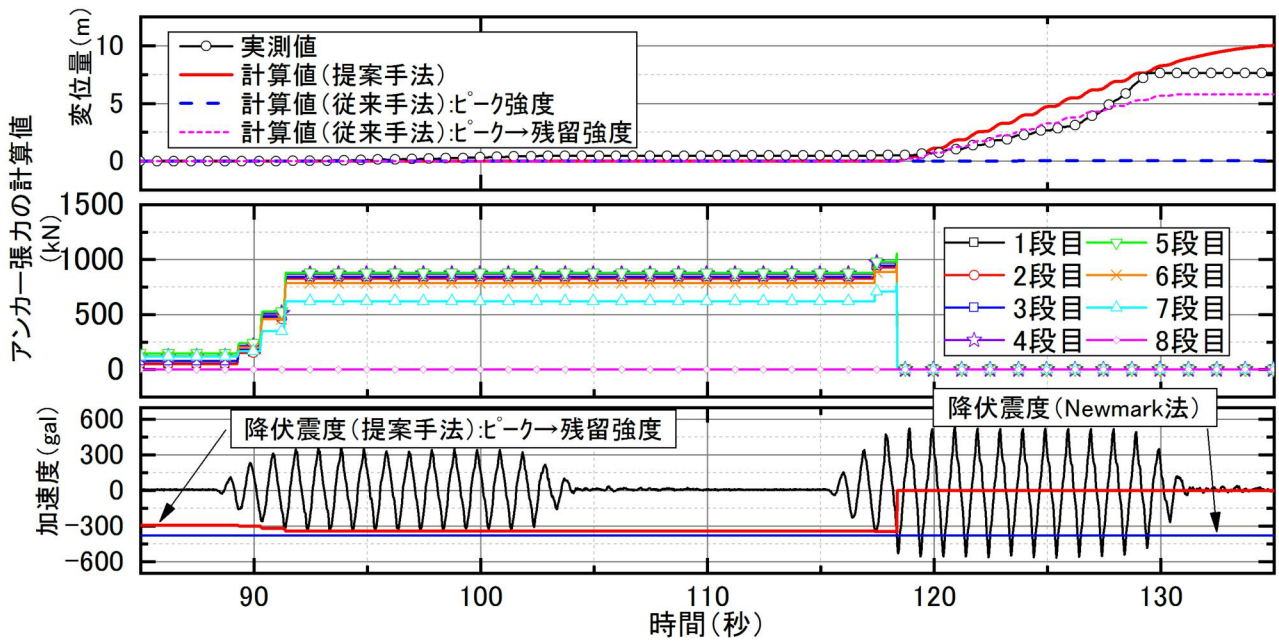


図-18 提案手法と Newmark 法による解析結果と実測値の比較

ンカー抵抗力関係に応じて変化する。そして、式(1)の分母において $M_{R(GA)_c}$ はアンカーの締め付け効果としてすべり面上のせん断強度の増加により抵抗モーメント M_R の増大に寄与し、式(1)の分子において $M_{R(GA)_R}$ は引留め効果として作用モーメント M_D の低減に寄与する。これにより、アンカー抵抗力が加速度の増大に伴い段階的に発現する傾向と、極限に達した後に抵抗力が喪失する挙動を考慮可能である(図-18中段)。変位量については、117秒程度のアンカー破断(抵抗力の喪失)を契機として、変位量が急増する傾向が比較的良好な精度で評価できている(図-18上段)。また、実験においてアンカーの破断が生じ始めた時刻である118.5秒程度に着目すると、提案手法では同時刻にアンカーが全段破断することで一波あたり0.43m変位が増加し、以降は一波毎に0.7mずつ変位量が増加する。それに対して実験においては、118.5秒程度にアンカーが8本破断することで0.18m、以降は4本が破断し0.31m、全段破断し0.39mと、アンカーの破断本数が増える毎に変位の増加量も増える傾向にあり(図-7)、提案手法と実験を比較するとアンカーの破断するタイミング、変位の増加量は正確に整合していない。提案手法では、アンカー全段が同じ極限值と仮定して解析を実施したが、アンカーモデルの機構上、実際は図-7のように破断時のアンカー張力は各アンカーによって異なる。この実験結果の値を提案手法に取り入れることで、更に精度が向上する可能性がある。

以上の結果から、FEM解析によりアンカー抵抗力の発現・喪失特性を評価し、その特性をNewmark法へ反映させる提案手法により、アンカー補強斜面の

変位量を比較的良好に評価可能なことを確認した。なお、本検討では、FEMでアンカーの抵抗特性を評価し、Newmark法に反映する提案手法の妥当性を評価するという観点と、アンカーモデルの機構上抵抗特性に一定のばらつきがあることから、実験結果を反映してジョイントの抵抗特性を設定し、水平震度—アンカー抵抗力関係を把握したが、実務的にはアンカーの引抜き試験や文献(24)のような簡易推定法を用いて設定することが可能である。

8. アンカーの破壊形態および配置に関する感度分析

7.において提案した評価手法はFEM解析を用いて斜面の応力状態の評価を行うため、従来の単純な極限釣合いに基づく手法では評価が困難であった斜面の形状や地盤の変形・強度特性に応じた斜面の評価が可能である。本稿においてはこれらの特性を活用し、アンカーの配置や破壊形態が補強効果に及ぼす影響について感度分析を行った。

(1) 締め付け効果の喪失による影響

グラウンドアンカーには、アンカー張力のすべり面直交成分がすべり面のせん断強度を増大させる締め付け効果と、アンカー張力のすべり面接線方向成分による、すべり土塊の引留め効果が期待される。これらの補強効果については中村らがMPMによる検討⁵⁾を行っており、崩壊過程で斜面の変形が進行し、地盤内で局所的に体積圧縮・膨張の差異が大きく

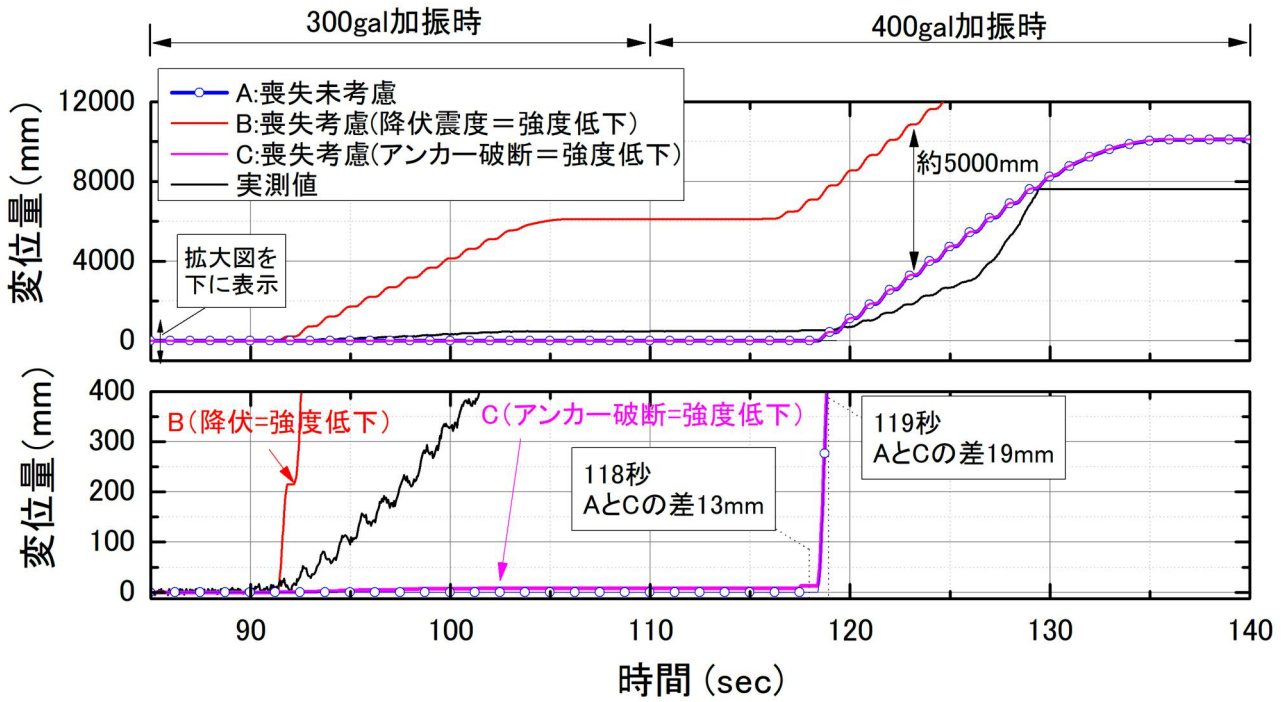


図-20 締め付け効果の喪失特性を考慮した解析結果

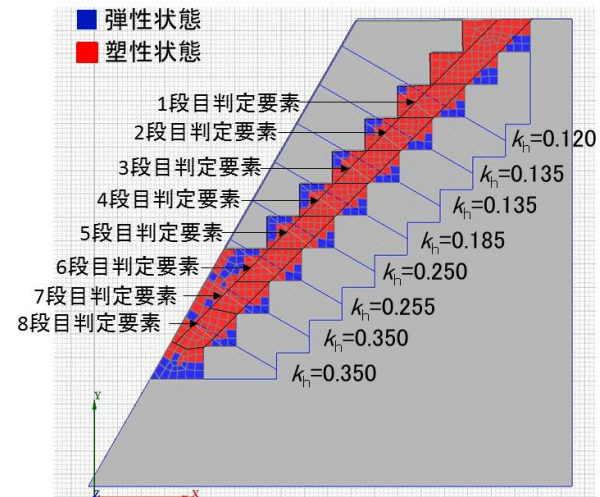


図-19 アンカーの締め付け効果喪失震度および $k_h = 0.350$ 時の弾塑性状態コンター図

なった結果、地盤が緩んだ状態になるとグラウンドアンカーの締め付け効果が喪失し、以降は引留め効果のみが発揮されると分析している。

本稿では、中村らの検討を踏まえ、FEM 解析により得られた斜面の応力状態から締め付け効果が喪失する震度を設定し、当該震度以降は引き留め効果のみを考慮して残留変位量を算出することで、締め付け効果の喪失が残留変位に与える影響の評価を行った。

なお、FEM 解析には、7. においてアンカー張力の評価を行ったものと同様のモデルを使用している(図-13)。締め付け効果の喪失震度は、中村らのMPM 解析⁵⁾で得られた崩壊過程で地盤に緩みが生じ

ると締め付け効果が喪失するという知見を踏まえ、図-14 に示した応力ひずみ関係において、 q_{max} 発揮時に設定することとした。本検討で実施した FEM 解析では、これ以降を地盤の塑性化と判定するため、図-19 に示す各段のアンカー付近の弱層要素が全て塑性化した段階を締め付け効果の喪失震度に設定している。なお、本研究で用いた弱層材料の三軸圧縮試験においては、概ね q_{max} 発揮時に体積ひずみが圧縮から膨張へと転じる。この状態になると、地盤内で変形が不均一となることが想定されるため、同設定は中村らによる考察と概ね対応していると考えられる。締め付け効果の損失を判定した以降は、式(1)中の $M_R (GA)_c$ を 0 として計算を行った。

締め付け効果の喪失を考慮して残留変位量を算出した結果(解析ケース B, C)を、締め付け効果を喪失を考慮しない場合(解析ケース A)の計算結果とともに図-20 に示す。なお、締め付け効果の喪失を考慮した解析ケースとして、降伏震度到達時に瞬時にピーク強度から残留強度に強度低下させるケース(ケース B)と、全アンカーの抵抗力喪失時にピーク強度から残留強度に瞬時に強度低下するケース(ケース C)の 2 ケースで解析を行った。解析ケース A と B, C の結果を比較すると、変位が生じ始めるタイミングに違いがみられた。締め付け効果の喪失を考慮した場合(解析ケース B, C)にはアンカーの破断が生じ始める 91.350sec 程度(300gal 加振時)から変位が増加し始めたが、締め付け効果の喪失を考慮しない場合(解析ケース A)には 118.375sec 程度

表-5 解析条件および解析結果

ケース	重点補強部	アンカー張力の極限值【一般部】(kN/m)	アンカー張力の極限值【重点補強部】(kN/m)	残存アンカー本数(本)	残留変位量(m)
Case0	-	-	-	0	12.036
Case1	1段目	310	620	6	0.332
Case2	2段目			6	0.307
Case3	3段目			7	0.225
Case4	4段目			4	0.559
Case5	5段目			4	0.568
Case6	6段目			3	1.121
Case7	7段目			2	12.035
Case8	-	310(極限維持)	-	3	0.258

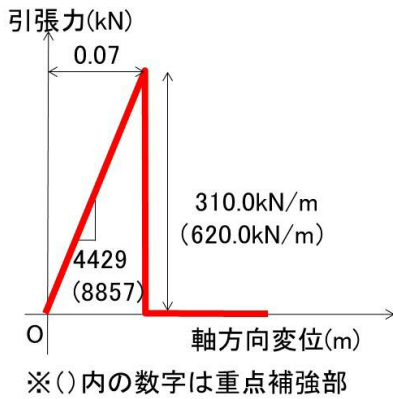


図-21 ジョイント特性の設定(アンカー配置の影響検討)

(400gal 加振時) から変位が生じ始めた。実験では 300gal 加振時から変位が生じ始めており、7. ではその傾向を再現出来ていなかったが、締め付け効果の喪失挙動を考慮することで 300gal 加振時での変位増加傾向が再現された。

アンカーの破断と同時に強度低下させたケース C は、締め付け効果の喪失を考慮しないケース A と比較した際の残留変位量の差異は、図-20 に示す様に 118 秒時で 13mm, 119 秒時で 19mm とその差はさほど有意ではなかった。その一方で、作用震度が降伏震度に達したと同時に強度低下させた解析ケース B では、300gal 加振時から変位量が急激に増加し始め、締め付け効果の喪失を考慮しない場合(ケース A)と比較して残留変位量が 5000mm 程度大きくなる結果となり、実測値と比較しても変位量を過大に評価する結果となった。以上から、締め付け効果が喪失する影響以上に、材料の強度低下の影響が残留変位に及ぼす影響が大きい結果となった。

中村らの研究⁵⁾では斜面の変形特性を評価するうえで締め付け効果の喪失の影響は大きいと考察されていたが、本研究ではその影響は小さかった。これは、中村らの研究⁵⁾では材料の応力-ひずみ関係を、下負荷面カムクレイモデルに浅岡らにより提案された上負荷面モデル²⁵⁾を付加した構成則を用いて精緻に評価し、徐々に強度低下するような条件としていた。これに対して本研究では、アンカーの破断震度を評価する静的 FEM では進行的な強度低下を考慮したものの、Newmark 法においては、アンカーの抵抗力が増加傾向にある場合でも、残留変位が生じ始めた瞬間に地盤の強度が低下する安全側のモデルとしている。さらに、本研究の斜面モデルは、残留強度時には常時で崩壊するような条件であったため、4. と 5. で示した遠心模型実験ではアンカーの締め付け効果が喪失する影響よりも、材料の強度低下が及

ぼす影響が支配的になったと考えられる。

なお、アンカーの強度発現・喪失特性に加えて、大変形時の地盤の強度低下を土質試験により評価し、Newmark 法に反映することも可能であり²⁶⁾、提案手法にも更なる改良の余地があると考えられる。

(2) アンカー配置の影響

斜面の形状や地盤の変形・強度特性に応じて斜面の応力分布は異なるため、斜面毎にグラウンドアンカーの効果的な配置方法は異なると考えられるが、アンカーの補強箇所が補強効果に及ぼす検討例は少ない。本稿では提案手法の特性を活用し、補強箇所と補強効果の関係に関する検討を行った。

解析ケースは、アンカー抵抗力の極限値を 310kN/m に設定して均等に補強したケースを基本ケースとした (Case0)。Case1~7 では、すべり面が通過する 1~7 段のアンカーを重点補強部に設定して解析を行った。本論文ではアンカー抵抗力を単位奥行あたりの抵抗力に換算して解析を行っており、単位奥行あたりにアンカー打設間隔を 1/2 とすることは、アンカー抵抗力を 2 倍とすることと等価である。そのため、重点補強部では単位奥行きあたりのアンカー抵抗力の極限値を、一般部のアンカー抵抗力の 2 倍である 620kN/m と設定した。

一般部と重点補強部のジョイント特性を図-21 に示す。Newmark 法においては、締め付け、引留めの両効果を考慮すると共に、ピーク強度から残留強度への強度低下を考慮し、降伏震度を作用加速度が上回った時点で瞬時に強度低下させた。解析条件および解析結果の一覧を表-5 に示す。なお、本検討では、入力加速度波形として、鉄道土構造物において L2 地震時の設計に用いられる土構造物照査波^{6),7)}のうち G0 地盤の波形(最大震度 $k_h = 0.554$)を用いた。

Case0~Case7 の検討の結果、アンカーを均等に配置した Case0 では全てのアンカーが破断し、残留変

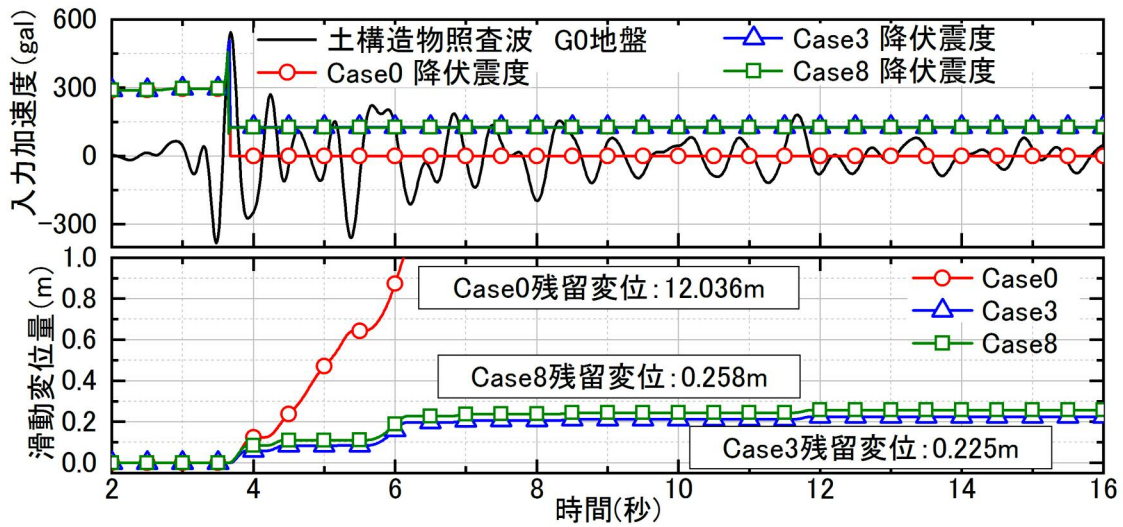


図-22 残留変位量の時刻歴 (アンカー配置の検討)

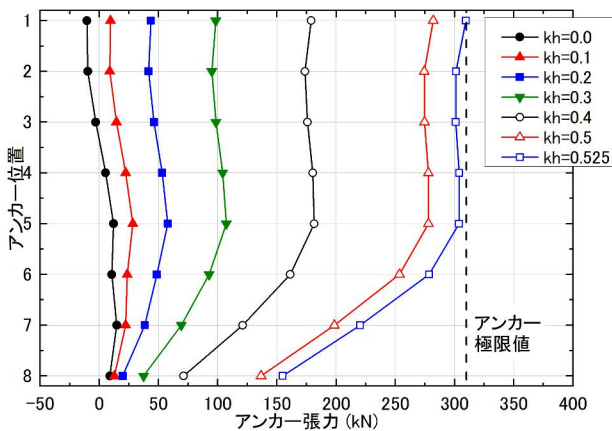


図-23 震度毎のアンカー張力の分布 (Case0)

位量は、12.036m と大きな値となった。また、7 段目を重点補強した Case7 も Case0 と同程度の残留変位量となった。その一方で、1 段目～6 段目を重点補強した Case1～Case6 では残留変位量が 1.0m 程度以内に収まる結果となった。その中でも変位の抑制に最も効果的であったのは 3 段目を重点補強した Case3 であり、残留変位量は 0.225m であった。図-22 に Case0, Case3 についての入力加速度と降伏震度および滑動変位量の時刻歴を示す。図-22 より、Case0 では加速度の増加によって全てのアンカーが破断するとともに、弱層地盤の強度低下により変位が急増している。その一方で、Case3 では弱層地盤の強度低下の影響で降伏震度は低下するものの、アンカーの破断本数は 1 本に留まったため、降伏震度の低下は限定的であった。アンカーの破断本数が少ないケースほど残留変位量が少ないことは表-5 からも明らかであり、アンカー張力が大きい箇所を重点的に補強することで、アンカーの破断を効率的に抑制することが可能と考えられる。

図-23 に Case0 における張力分布を示す。ここで、

$k_h=0.530$ 時点の張力分布は、アンカー破断直前の分布を示している。水平震度が小さい領域においては自重の影響が支配的であり、下部のアンカー張力が大きい傾向にあるが、今回の解析条件では、水平震度が増加し慣性力の影響が相対的に増加すると、上部のアンカーの負担が大きく増加する結果となった。また、アンカーが破断する直前の $k_h=0.525$ 時には 1～5 段目のアンカー張力は同程度であると同時にいずれも極限值付近まで到達しており、アンカーの破断を抑制するためにはこの部位のアンカー補強が重要であったことが分かる。

この結果を反映するように、本検討において最も補強効果が顕著であったのは Case3 であるが、これはアンカー張力の大きい 1～5 段目アンカーの内、中央に位置する 3 段目のアンカーが大きな抵抗を発揮することで、隣接するアンカーの張力の増加も抑制し、全体としてアンカー抵抗力の喪失を最低限に留めたためと考えられる。

(3) 破壊形態が抵抗特性に及ぼす影響

前述した遠心模型実験では、アンカー抵抗力が瞬時に抵抗力を喪失するよう加工していたため、これまでの検討ではアンカー抵抗力が極限值に達した際、瞬時に抵抗力を喪失するモデルを基本ケースに設定していた。ここで、アンカーの破壊形態は図-24 に示すように、[1] テンドンの破断、[2] 定着層の地盤の破壊、[3] アンカー体の定着層からの引き抜け、[4] テンドンのアンカー体からの引き抜け、[5] 支圧部の地盤の破壊の 5 通りに分類できる。例えば、アンカー抵抗力が[3] で決定する場合などは、摩擦が主たる抵抗要因のため、極限值に達した後も張力を維持もしくは徐々に低下するような挙動を示すと考

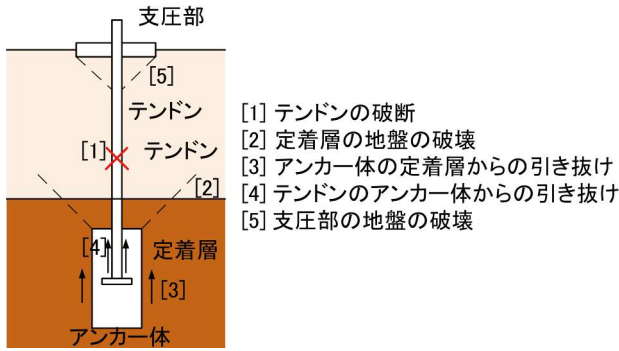


図-24 アンカーの破壊形態と抵抗特性

表-6 モデル物性入力値

	基盤層	表層	アンカー	支圧板
	弾性	弾塑性	弾性	弾性
ポアソン比	0.4	0.4	0.300	0.340
ヤング率(kN/m ²)	37,500	750,000	205,000,000	68,300,000
せん断剛性(kN/m ²)	13,400	268,000	79,000,000	25,500,000
単位体積重量(kN/m ³)	21.0	21.0	77.0	54.0
粘着力(kN/m ²)	-	1250	-	-
内部摩擦角(deg)	-	40	-	-
ダイラタンシー角(deg)	-	0	-	-

えられる(図-24)。そこで、[3]のような靱性的な破壊形態を想定し、Case0におけるジョイント特性を変更して、アンカー抵抗力が極限值に達した後も極限值を維持するモデルで解析を行った(Case8)。

Case8の解析条件と解析結果は表-5に示しているが、Newmark法の入力加速度と降伏震度および滑動変位の時刻歴を図-22に示す。Case8では残留変位量が0.258mとなり、Case0と同じアンカー配置でも重点補強をしたCase3と同程度の変位量となった。これは、大規模地震時に斜面やアンカーが不安定化する条件では、特にアンカーの破壊形態をテンドンの破断のような脆性的な破壊形態ではなく、定着層からの引き抜けなど粘り強さに期待できる破壊形態へ誘導することが重要なことを示唆する結果である。

9. 提案手法の実斜面への適用

(1) 提案手法の実斜面への適用

提案手法を実斜面に対して適用し、従来手法との比較を行った。降雨により変状が生じた鉄道近傍斜面の形状を参考にして作成したモデル斜面の概要を図-25に示す。斜面の高さは46m程度であり、斜面表面から深さ15m程度まで風化が進んだ砂質土地山である。

表-6に地盤およびグラウンドアンカーのテンドン、支圧板部のモデル概要を示す。解析モデルを単

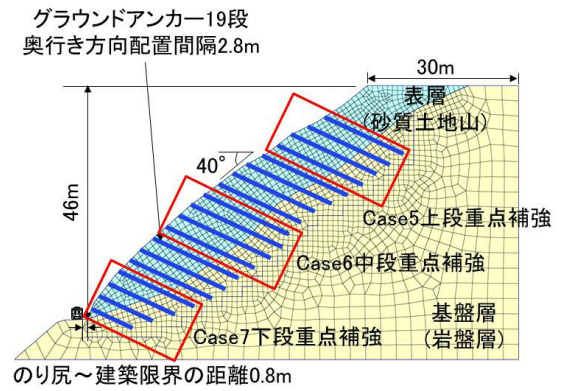


図-25 モデル斜面の概要

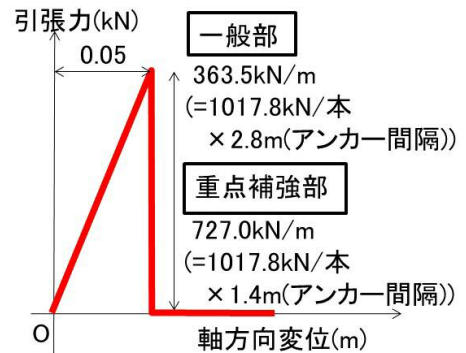


図-26 ジョイント特性の設定(実斜面への適用)

純化するため、表層と深部の基盤層の二層系モデルとし、表層部は三軸圧縮試験の結果から設定した弾塑性体として、深部の基盤層は弾性体としてモデル化した。各層の物理・強度特性値は標準貫入試験等の地盤調査結果より設定した。なお、表層、基盤層のヤング率は鉄道構造物等設計標準同解説・基礎構造物²⁷⁾を参考にし、標準貫入試験の結果から算定した。これは、ひずみレベル1%相当の剛性に概ね相当する。

設計アンカー力 T_d は、アンカーの極限引き抜き力 T_{ug} (アンカー体と基盤層との付着強度)、テンドンの極限拘束力 T_{ub} (アンカー体とテンドンとの付着強度)、テンドンの極限引張り力 T_{us} (テンドンの破断強度)の中の最小値とし、本稿では $T_d = T_{ug} = 1017.8\text{kN/本}$ とした。本検討モデルのアンカー定着部のジョイント特性は、遠心模型実験を対象にして解析を行ったモデルを参考にして図-26のように設定しているが、前述の通り、実務的には参考文献24)のようにRPD打撃試験の試験施工、現地試験を行い設定することも可能である。

本稿では設計条件を変化させ、全4ケースの検討を行った。Case1は提案手法による検討であり、鉄道土構造物のL2地震時の設計に用いられる土構造物照査波^{6),7)}のうちG1地盤の波形(最大震度 k_h

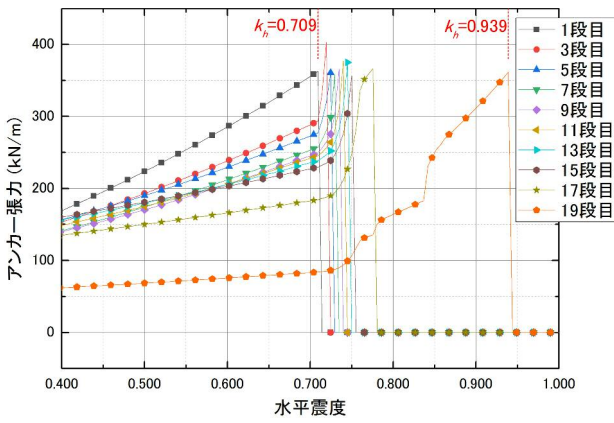


図-27 水平震度とアンカー張力の関係(実斜面への適用)

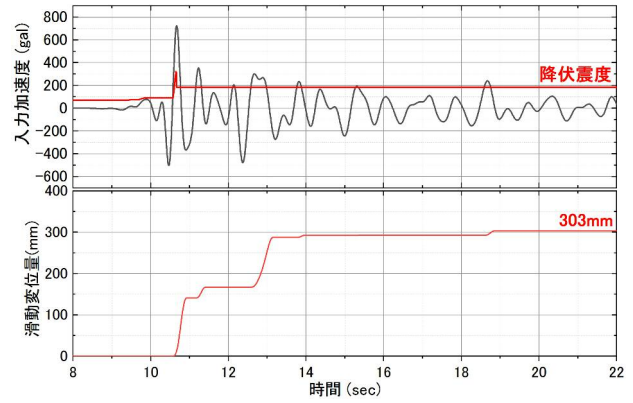


図-28 提案手法による計算結果 (Case1)

表-7 解析条件と結果の概要

	アンカー 水平間隔	地震動	許容 安全率・変位	残留 変位
Case1	2.8m	L2スペクトルⅡ G1地盤 ^{6), 7)}	0.8m	0.303m
Case2	2.0m	$k_h=0.740$	$F_s=1.0$	-
Case3	2.7m	$k_h=0.200$	$F_s=1.1$	-
Case4	4.5m	-(常時)	$F_s=1.2$	-

=0.740) に対して、図-25に示すようにのり尻と建築限界との距離を指標として0.8mを許容変位と設定した場合の検討例である。Case2~4は極限釣合い法^{6), 7)}による検討であり、Case2は上記地震動の最大震度に対して不足する抵抗モーメントをグラウンドアンカーで補填した場合の検討例、Case3はL1地震動($k_h=0.2$)の作用に対して、Case4は常時の作用に対して検討を行った。Case2~4のすべり安定解析では、鉄道構造物等設計標準同解説・土構造物⁸⁾を参考にすべり安全率としてCase2は $F_s > 1.0$ 、Case3は $F_s > 1.1$ 、Case4は $F_s > 1.2$ をそれぞれ確保するよう検討を行った。

図-27にCase1(提案手法)の水平震度とアンカー張力の関係を示す。アンカーの破断は $k_h=0.709$ から始まり、 $k_h=0.939$ において全アンカーの抵抗力が喪失する結果となった。なお、入力地震動の最大震度は $k_h=0.740$ であるため、8本のアンカーが破断せずに残存する結果となった。得られたアンカーの抵抗力発現・喪失特性から、提案手法を用いて残留変位量を算出した結果を図-28に示す。残留変位量は303mmであり、許容変位量800mmよりも小さかった。

表-7に各ケースの概要と検討結果を示す。提案手法を用いたCase1では、抵抗力が喪失するアンカーがあるものの、残留変位量は許容変位量以下に収まっている。これに対してCase2(従来手法)では、

表-8 最適配置の検討における解析条件と結果の概要

	重点補強部 アンカー 間隔	一般部 アンカー 間隔	初期 アンカー 破断震度	アンカー 残存本数 ※()内は 破断本数	残留 変位
Case1	-	2.8m	$k_h=0.700$	8(11)本	0.303m
Case5	1.4m		$k_h=0.915$	19(0)本	0.083m
Case6			$k_h=0.705$	13(6)本	0.093m
Case7			$k_h=0.700$	8(11)本	0.181m

許容安全率を満足するためのアンカー水平方向配置間隔が2.0mと密になり、同一レベルの作用を考慮した場合でも提案手法を採用することで、アンカーの打設本数を3割程度低減可能であった。また、今回の検討条件においては、従来手法によりL1地震動を考慮したCase3と提案手法によりL2地震動を考慮したCase1はほぼ同等の諸元であった。

(2) 実斜面における最適配置に関する感度分析

グラウンドアンカーの最適配置に関する感度分析を、8.(2)アンカーの配置に関する検討においては45°の比較的急勾配な模型斜面に対して行ったが、本稿ではやや緩勾配である40°の実斜面に対して行った。解析モデルは、9.(1)において使用したものと同様のモデルであり、図-25に示すように重点補強箇所を変化させた3ケースにおいて検討を行った。Case5からCase7では、表-8中Case1を基本条件として、上段、中段、下段について、重点補強箇所を設定し検討を行った。なお、重点補強箇所はアンカーの抵抗力を2倍とすることとした。これを満たすためには、テンドンやアンカー体径などの諸元変更により一本当たりの抵抗力を2倍とする方法と、配置間隔を1/2とする場合の二通りが考えられる。アンカーの諸元変更は、ジョイント特性や支圧板の仕様変更などを伴うため、本研究では、アンカーの配置間隔が1/2相当になった条件を想定して重点補強を再現した。結果として配置間隔は1.4m程度となり、一般的な最小アンカーの打設間隔である

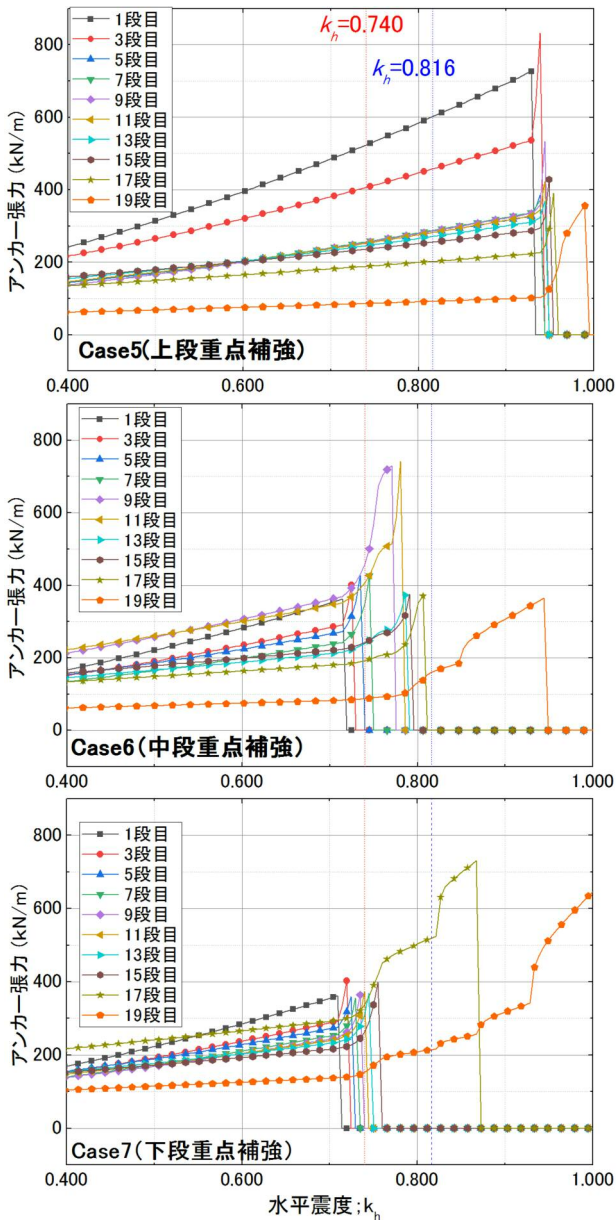


図-29 水平震度とアンカー張力の関係 (実斜面における最適配置の検討)

1.5mと比較して小さくなったが、前述の趣旨より、本検討では群効果による補正などは行っていない。これらを踏まえジョイント特性は、図-26のように設定した。

各ケースの水平震度とアンカー張力の関係を図-29に、解析概要および解析結果を表-8に示す。なお、表-8中のアンカー破断本数、残留変位量の値は、 $k_h=0.740$ 時の値を示している。同表に示すように今回の検討条件では、Case5(上段補強)はCase6(中段補強)と比較して残留変位量が10mm小さい結果となった。Case5(図-29上段)Case6(図-29中段)より、設定したG1地盤の地震動の最大震度 $k_h=0.740$ 時においては、Case5はアンカーが破断に至らなかったことに対して、Case6は6本のアンカーが破断した。その結果、 $k_h=0.740$ 時の $M_{R(GA)}$ は、

Case5では314583kN・m、Case6では274083kN・mとなり、Case5の方が残留変位が小さくなった。また、 $k_h=0.740$ 時のCase5とCase6は、アンカーの破断本数の差が6本と大きいにも関わらず、両者の残留変位量の差は10mmと小さかった。これは $k_h=0.740$ 時では、Case5は1,3段目以外のアンカー張力が200kN/m以下と、極限值(363.5kN/m)に対して余裕があったことに対して、Case6は破断直前のアンカーが多く、アンカー張力が総じて大きかった。このため両者の $M_{R(GA)}$ の差も小さくなり、結果として残留変位量の差も小さくなった。例えば $k_h=0.816$ 時においては、Case5はアンカーが破断に至らないことに対して、Case6は18本のアンカーが破断する。そのため、 $k_h=0.816$ 時の $M_{R(GA)}$ は、Case5が354233kN・mであるのに対してCase6は41776kN・mとなる。その結果、両者の残留変位量の差は、今回の解析に用いた地震動波形よりも最大震度が大きくなると、より著在化すると想定される。下段を重点補強したCase7は、Case5,Case6と比較すると残留変位量が大きく、補強効果が限定的であった。Case7は、 $k_h=0.740$ 時においてアンカーが11本破断し、他のケースに比べてアンカー抵抗力が小さくなることに加え、重点補強箇所である下段のアンカーが、 $k_h=0.740$ 以降の震度が大きい領域でないとアンカー抵抗力が発揮されないため、補強効果が限定的になったと推定される。

計算結果より、本節においては斜面の上段部を重点補強したCase5が、アンカー破断本数、残留変位量ともに計算したケースの中で最も小さい結果となった。提案手法では、図-29より、斜面の変位に応じてアンカー張力が增大するが、斜面全体に均一の水平震度を作用させる解析法の特性と、斜面のある高さで生じる水平変位は、それよりも下部で生じた変位の合算値となることから、上部ほど水平変位が大きくなる傾向にある。本節においては単一の強度特性を持つ比較的緩勾配の斜面を対象とした。このため、初期のアンカー張力に大きな差異がなく、地震時に変位が増加しやすい斜面の上段になる程アンカー張力が大きくなる傾向があり、上部を重点的に補強したCase5の補強効果が高くなったと想定される。今後、本手法によるアンカーの最適配置設定の検討として、被害事例¹⁾や模型実験結果等^{例えば16)~19)}と比較検証を行っていきたい。

10. まとめ

本稿では、グラウンドアンカーで補強された斜面について、アンカー抵抗力の発現・喪失特性に着目して分析を行うとともに、動的遠心模型実験で把握したアンカーの抵抗・破壊メカニズムを考慮して、非線形 FEM と Newmark 法の併用による斜面の耐震性評価手法を提案した。得られた知見を以下に示す。

- ・地震時のアンカー抵抗力は斜面模型の変位増加とともに漸増する挙動を示し、増加量および増加のタイミングは均一ではないこと、変位の増加量はアンカーが破断する度に増加することを確認した。斜面の崩壊挙動は、アンカーが破断するまでは進行的な崩壊挙動を示し、アンカー破断後は滑落的な崩壊挙動に遷移した。
- ・グラウンドアンカー補強斜面に対して Newmark 法による変形解析を行った結果、アンカー抵抗力の発現、喪失特性を考慮しない場合には、滑動変位量を過小に評価することが確認された。
- ・模型実験で確認されたグラウンドアンカーの抵抗・破壊メカニズムを考慮して、比較的簡易な静的非線形 FEM と Newmark 法の併用による斜面の残留変位量評価手法を提案した。
- ・遠心模型実験の検証解析の結果、提案手法により模型実験で確認されたアンカー抵抗力の発現・喪失特性が非線形 FEM で評価可能であり、同特性を考慮した Newmark 法が模型実験結果を良好に再現可能であることを確認した。
- ・提案手法は、FEM 解析により斜面の形状や変形・強度特性に応じてグラウンドアンカーの抵抗力を個別に評価することが可能であり、グラウンドアンカーの最適配置の設計にも活用可能なことを確認した。
- ・提案手法を実斜面に適用した場合、従来手法と比較してグラウンドアンカー打設量の低減が可能であり、本稿の範囲内では 3 割程度低減可能であることを確認した。

謝辞：なお、本実験は旧原子力安全基盤機構（旧：JNES）の委託事業として実施したものである。

参考文献

- 1) 国土交通省九州地方整備局：阿蘇大橋地区復旧技術検討会（第一回）復旧技術検討会資料（概要版），http://www.qsr.mlit.go.jp/bousai_joho/tecforce/sabo/data/asoohasikentou/01/shiryou3.pdf, 2016.
- 2) 地盤工学会：グラウンドアンカー設計・施工基準，同

解説，2012.

- 3) 日本地すべり学会：新版地すべり鋼管杭設計要領，2003.
- 4) 中島進，長尾洋太，成田浩明，渡辺健治，佐名川太亮，阿部慶太，篠田昌弘，中村晋：グラウンドアンカーの補強効果に着目した急勾配斜面の大型振動台実験と Newmark 法による検証解析，土木学会論文集 C(地圏工学), Vol. 74, No. 1, pp. 1-19, 2018.
- 5) 中村晋，中島進，阿部慶太，渡辺健治，篠田昌弘：アンカー工により補強された斜面模型の振動実験による補強効果の検証，土木学会論文集 C(地圏工学), Vol. 73, No. 1, 76-92, 2017.
- 6) 吉田誠，田代聡一，合田和哉，清宮理：グラウンドアンカーの耐震補強効果に関するケーソン式岸壁の模型振動実験，土木学会論文集 A1(構造・地震工学), Vol. 66, No. 1, pp. 233-241, 2010.
- 7) 太田敬一，竹家宏治：遠心力模型を用いたアンカー工の地震時の挙動に関する検討，基礎工，Vol. 38, No. 9, pp. 90-93, 2010.
- 8) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説 土構造物，2007.
- 9) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計，2012.
- 10) Newmark, N. M.: Effects of earthquake on dams and embankments, *Geotechnique*, Vol. 15, No. 2, pp. 139-159, 1965.
- 11) 成田浩明，浅野翔也，中島進，篠田昌弘，中村晋：グラウンドアンカーで補強された斜面の遠心模型実験および検証解析，第 60 回地盤工学シンポジウム，2016. 12.
- 12) 浅野翔也，中島進，成田浩明，中村晋，篠田昌弘：グラウンドアンカーで補強された斜面の動的遠心模型実験および Newmark 法による検証，第 13 回地盤工学会関東支部発表会，2016. 10.
- 13) Matsuda, T. and Higuchi, S.: Development of the large geotechnical centrifuge and shaking table of Obayashi, *International Conference of Physical Modeling in Geotechnics*, pp. 63-67, 2002.
- 14) 亀谷裕志，金井哲夫，Jianliang DENG，堤千花，古関潤一：地震時の自然斜面崩壊に関する調査と解析—中越地震の 2 つの斜面崩壊を例として—，*応用地質*, Vol. 51, No. 1, pp. 19-30, 2010.
- 15) 香川崇章：土構造物の模型振動実験における相似側，土木学会論文集，第 275 号，pp. 69-77, 1978.
- 16) Abe, K., Nakamura, S., Nakamura, H. and Shiomi, K.: Numerical study on dynamic behavior of slope models including weak layers from deformation to failure using material point method, *Soils and Foundations*, Vol. 57, No.

- 2, pp. 155-175, 2017.
- 17) Shinoda, M., Watanabe, K., Sanagawa, T., Abe, K., Nakamura, H., Kawai, T. and Nakamura, S. : Dynamic behavior of slope models with various slope inclinations, *Soils and Foundations*, Vol. 55, No. 1, pp. 127-142, 2015.
- 18) 中島進, 篠田昌弘, 渡辺健治, 佐名川太亮, 阿部慶太, 河井正, 中村晋 : 動的応答特性と崩壊挙動に着目した斜面の大型振動台実験, 土木学会論文集 C(地圏工学), Vol. 73, No. 1, pp. 45-61, 2017.
- 19) Nakajima, S., Watanabe, K., Shinoda, M. and Nakamura H. : Consideration on evaluation of seismic slope stability based on shaking table model test, *Proc. of the 15th Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Vol. 2, No. 26, pp. 957-962, 2016.
- 20) 吉田郁政, 内藤直人, 中瀬仁 : 斜面崩壊による岩塊や落石の衝突ハザードの評価法, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), Vol. 71, No. 4, pp. 136-144, 2015.
- 21) 小野祐輔 : SPH 法による斜面の地震応答と崩壊挙動の解析, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), Vol. 69, No. 4, pp. 650-660, 2013.
- 22) Abe, K. and Konagai, K. : Numerical simulation for runout process of debris flow using depth-averaged material point method, Special Issue on the International Symposium on Geomechanics from Micro to Macro IS-Cambridge 2014, *Soils and Foundations*, Vol. 56, No. 5, pp. 869-888, 2016.
- 23) 地盤工学会 : 弾塑性有限要素法がわかる, 2003.
- 24) 中野義仁, 本間則之, 山本宏幸, 近藤史祥 : グラウンドアンカー定着地盤の最大周面摩擦抵抗の簡易推定法と連続打撃貫入抵抗との関係, 土木学会第 72 回年次学術講演会, CD-ROM, 2017. 9.
- 25) Asaoka, A., Nakano, M. and Noda, T. : Super loading yield surface concept for highly structured soil behavior, *Soils and Foundations*, Vol. 40, No. 2, pp. 99-110, 2000.
- 26) 中村宏, 三平伸吾, 羽矢宏, 山内真也, 古関潤一 : 粘性土高切土の地震時崩壊事例を対象とした修正 Newmark 法による再現解析, 土木学会論文集 C (地圏工学), Vol. 72, No. 2, pp. 155-163, 2016.
- 27) 鉄道総合技術研究所 : 鉄道構造物等設計標準・同解説基礎構造物, 2012.

(2018. 3. 30 受付)

PROPOSAL OF A PROCEDURE TO EVALUATE EARTHQUAKE INDUCED RESIDUAL DISPLACEMENT OF SLOPE CONSIDERING RESISTANCE AND FRACTURE MECHANISM OF GROUND ANCHOR

Shoya ASANO, Hiroaki NARITA, Susumu NAKAJIMA, Masahiro SHINODA and Susumu NAKAMURA

A procedure to evaluate earthquake induced residual displacement of the slope reinforced with ground anchors is proposed based on the results from relevant dynamic centrifuge model test. It was found from the analysis on the model test that seismic behavior of the slope reinforced with ground anchors is strongly affected by stepwise increase and loss of the mobilized tensile force of ground anchors. The authors proposed a procedure to evaluate residual displacement of the slope using Newmark method with considering change of the tensile force of the anchors, which are evaluated by nonlinear FEM analysis. The evaluated residual displacement of the slope showed reasonable agreement with the measured one in the model test because the change of the yield acceleration of the slope due to the change of the tensile force of the ground anchors can be considered in proposed analysis. As a result of the calculation on prototype scale slope using the proposed method, it is also confirmed that it is possible to reduce the amount of anchor reinforcement compared to the ones calculated from the conventional method based on the pseudo static limit equilibrium approach.