Newmark 法と FEM 解析の併用によるグラウン ドアンカー補強斜面の地震時残留変位量評価法 の提案

浅野 翔也1中島 進2成田 浩明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: nakajima.susumu.99@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: narita.hiroaki.69@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@nihon-u.ac.jp

グラウンドアンカーは、斜面の安定化に用いられる補強工法であるが、その地震時抵抗・破壊メカニズム は十分に解明されておらず、特に破壊過程については未解明な部分が多い、そこで、本研究では、遠心力載 荷装置により最大で 50G の遠心力のもと、高さ 1.0m(実物大換算 50m 程度)のグラウンドアンカー補強 斜面模型の振動台実験を行い、地震力作用時のアンカーと、斜面模型の応答特性を分析した、その結果、グ ラウンドアンカーの抵抗力は斜面の変位により段階的に発揮され、極限に達した個所から抵抗力が喪失し、 グラウンドアンカーが抵抗力を喪失するに従って、斜面の安定性が徐々に低下することを確認した、また、 Newmark 法によるグラウンドアンカー補強斜面の変形解析の結果、変位量が増大し始めるタイミングにつ いては、実験と解析で概ね整合したものの、アンカー抵抗力の発現特性や抵抗力の減少・喪失特性などを考 慮していないため、実験結果と解析結果に大きな差異が確認された、そこで、アンカー抵抗力の発現・喪失 特性を FEM 解析で評価し、その結果を Newmark 法と組合せることで、グラウンドアンカーで補強された 斜面の残留変位量評価手法を提案した、遠心実験の検証解析の結果、斜面の変形量を比較的良好な精度で 評価が可能なことを確認した。

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

1. はじめに

本稿は、実験結果から解明したグラウンドアン カー補強斜面の抵抗・破壊メカニズムに関する分析 結果、レベル2地震動を対象としたグラウンドアン カー補強斜面の地震時残留変位評価法について述べ る.

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,)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地震時の様な大規模地震時に おいては、円弧すべり安定解析で F,=1を常に上回る ことが困難であり、斜面が不安定化した後の挙動を 評価することが重要である.

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,





	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	粒調砕石:100 セメント:6 水:7	
単位体積重量 γ(kN/m ³)	17	30	18	
内部摩擦角 Φ(度)	peak:29.8 res:34.3	0	57.4	
粘着 カ C(kPa)	粘着力 peak:90.2 C(kPa) res:14.9		280.5	

瞬間的に不安定化した場合で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 に示す様な大規模な斜面崩壊¹⁾が生じる場合がある. しかし,円弧すべり安定解析では,これらを十分に 考慮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な課題である.

一方で大規模地震時に, 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、グラウンドアンカーの仕様・ 配置が決定される。

しかし、レベル2地震動のような極めて大きな地 震荷重に対して、瞬間的にでも F=1 を下回らないよ うに斜面を補強するのは困難であり、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が、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る。そこで、筆者らは 特に大規模地震時における斜面の安定性および補強 工の評価法に関する実験的・解析的検討を行ってお り、本稿では特にグラウンドアンカーの抵抗・破壊 メカニズムに着目した実験的な検討内容とともに、 レベル2地震のような大規模地震を対象としたグラ ウンドアンカー補強斜面の評価手法を提案し、妥当 性の検証結果を報告する。

2. 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 ける斜面の安全性評価およびグラウンドアンカーに よる補強効果評価法の提案のため、グラウンドアン カー補強斜面の遠心模型実験を実施し、その破壊過 程を分析した.

また,大規模地震時におけるアンカーの張力発現・ 喪失特性を分析し,その挙動を取り入れたグラウン ドアンカー補強斜面の新たな評価法を提案したの で,その適用性を検証した.

3. 実験方法

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を用いて斜面の動的遠心模型実験を実施した。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⁴⁾,基盤層,弱層,表層の三層で構成した。

本研究では遠心載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 載荷

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 500ga
7	25G	5Hz 300gal	15	50G	1Hz 300gal
8	25G	5Hz 400gal	16	50G	1Hz 400gal



図-3 アンカーの設置状況



時で高さ 50mの斜面の応力状態を模擬した模型となる。斜面模型の概要図を図-2に示す。なお、同図に示す寸法は実物大換算値である。

斜面模型は, 表 【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.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.

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. アンカー模型は引張力 800N(実物大換算で 2000kN に相当)程度で破断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は アンカーの初期緊張を行っており、支圧板を表層部 に設置する 1 段目から 6 段目については、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 段目では、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,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,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.



図-5 斜面の崩壊過程

...



4. 実験結果・考察

4.1 斜面模型の崩壊過程

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, 斜 面上部において表層および弱層の表面が崩落し, 加 振終了後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. その後の 400gal の加振にお いては, 表層と弱層の境界付近の変形が進行し, 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 に示すようにすべり面を挟んだ標 点の2 点間のすべり面方向の相対変位量として算出 した.加速度は図-2に示す基盤層中央高さに設置した加速度計 A13Hの加速度を示している.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崩壊側に作用する時(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.しかしながら,図-6に示すように400gal 加振時において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)変位が増加しており,アンカー破断に伴い,進行的な変形から,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①~⑥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 ングを4つのグループに分類した.各アンカーの位 置は,図-8 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 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,各設の平均値を表示している.なお,300gal 加振終了から 400gal 加振開始までの間におけるアン カー張力の減少は,地盤のクリープ挙動によるもの と推測される.

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, 101秒において⑤⑥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①③⑦⑧⑨⑪⑫⑮の8本が破断した.その後119秒付近で②④⑩⑯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、アンカー張力の増加過程に着目すると、各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.

図-8にアンカーの破断本数と加振 ▮波ごとの変位 の増加量を示す.同図の縦軸は、アンカー破断直後 の正弦波 ▮波におけるすべり土塊の滑動変位量の増 分を示している.なお、3段目のアンカー2本につ いては、300gal 加振において、以降のアンカーは 400gal 加振において破断したため、縦軸には加速度 振幅で正規化した正規化変位を示している.同図か ら、アンカーの破断に伴い斜面の抵抗力が低下し、 入力加速度が一定で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 カー張力の発現が均一でないこと、アンカーの抵抗 力喪失を考慮することが重要であることを確認し た.

5. 円弧すべり法による検証解析

模型実験の結果を踏まえつつ,斜面の安定解析に おいて広く使われている,円弧安定すべり解析^{5),6)} の適用性を検証した.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)~(3)に示す修正フェレニウス法による円弧 すべり安定解析により常時の安全率と地震時の安全 率を求めた.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に示す.

$$\gamma_{\rm i} \frac{\sum M_{\rm D}}{f_{\rm rs} \cdot \sum \left(M_{\rm R} + \triangle M_{\rm R(GA)}\right)} \le 1.0 \tag{1}$$

$$M_{\rm D} = R\{ W \sin \alpha + (y/R)K_{\rm h}W) \}$$
(2)

$$M_{\rm R} = R[\{(W - bu)\cos\alpha - K_{\rm h}W\sin\alpha\}\tan\varphi + CL\}$$
(3)

ここに、 γ !:構造物係数(一般に 1.0), M_{D} :滑動 モーメント($kN \cdot m/m$), M_{R} :抵抗モーメント($kN \cdot$ m/m), W:分割片の全重量(kN/m), K_{A} :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



	ピーク強度	ピーク→残留強 度	残留強度	
300gal加振 時	0.386	0.386→0.010	0.010	
400gal加振 時	0.373	0.373→ 0.001以下	0.001以下	

(**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)

本解析においては、上記に加えグラウンドアン カー抵抗力 Taを考慮し、斜面の抵抗モーメント MR にグラウンドアンカーによる抵抗モーメントの増分 である⊿ M_{R (GA)} を加算する.一般にグラウンドア ンカーの設計においては,設計アンカー耐力 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力 Ta, ③テンドンの破断強度 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、本解析においては①、②において破壊が 生じたことを想定して 2000kN でアンカーが破壊す るように加工を行っているが,設計アンカー耐力 <mark>Ta</mark> は実験時のアンカーが破壊する直前の張力に設定し た. なお⊿ M_{R (GA)} は、以下の式 (4) により算出す る. ここで, 右辺第一項は引き止め機能, 右辺第二 項は締めつけ機能を示している.

ここに、 \square $M_{R^{-}(GA)}$: グラウンドアンカーによる抵抗モーメント増分 (kN・m/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)

図-10 に、円弧すべり安定解析の結果を示す. 模型斜面は無対策時のピーク強度では常時の安全率が

1.4 程度で,降伏震度は0.3 程度となった.一方,模型斜面と同条件でアンカー対策された場合の常時の 安全率は1.7 程度,降伏震度は0.45 程度となる.また,残留強度ではアンカー対策時の常時の安全率が 1.0 程度,無対策時の常時の安全率が0.8 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.実験では,400gal加振時おいて急激に滑動 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0.45 程度であることから, 実験と円弧安定すべり解析の降伏震度は概ね一致し ている.

6. Newmark 法による検証解析

6.1 解析手法

前項の円弧すべり安定解析は,降伏震度を計算し, Eを算出する手法であるが、レベル2地震動のよう な極めて大きな地震荷重が作用した際は、常に F。が 1を下回らないように斜面を補強するのは困難であ る. その一方で, 鉄道土構造物のレベル 2 地震の照 査^{5), 6)}に用いられている Newmark 法は, 斜面の滑動 変位量を算出する計算手法であり、滑動変位量を照 査値とすることで瞬間的な不安定化(F_{*}=1以下)を 許容可能な計算手法である.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 された斜面に対しての 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)~(4)により, 滑動モーメント Mpと抵抗モーメント MRが 1.0 とな る水平震度である降伏震度 K,を求め、その時の抵抗 モーメントを限界抵抗モーメント MRvとする.次に 式 (5) ~ (8) により, M_Dと M_{Rv}の差分より求まる 相対角加速度を二回積分することで、すべり面に 沿った滑動変位量を算定する.

$$\theta = \frac{M_{\rm D} - M_{\rm Ry}}{J} \tag{5}$$

$$\dot{\theta} = \int \frac{M_{\rm D} - M_{\rm Ry}}{J} dt \tag{6}$$

$$\theta = \iint \frac{M_{\rm D} - M_{\rm Ry}}{J} dt^2 \tag{7}$$

$$\delta = R \cdot \theta \tag{8}$$

ここに、J: すべり土塊の慣性モーメント (kN・m²/m)、 θ :角加速度 (rad/sec²)、 θ :角速度 (rad/sec)、 θ :回転角 (rad)、 δ :滑動変位量 (m)



図-12 提案手法と従来手法の比較



図-13 FEM 解析モデル概要

	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)	41,600	41,600	2,500,000	205,000,000	68,300,000
せん断剛性 (kN/m ²)	32,200	32,200	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)	100	90.2	280.5	-	_
内部摩擦角 (度)	0	29.8	57.4	-	-

表-4 地盤モデル物性入力値

6.2 解析結果

図 -11 に 300gal 加振時と 400gal 加振時の 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.ここで変位の実測値 は,300gal 加振前の変位量を0mm とした.解析での 入力加速度については,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た.

表-3 は各ケースの降伏震度を示しており,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 381gal (震度換算で Kh=0.389)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 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 加振における実測値は,125 秒の時点で斜 面の変形によって滑動変位量算出の基準点とした標 点が消失したため,125 秒時点での変位量 2959mm までを図示する.400gal 加振時の基盤層(A13H)の



図-14 MDCP モデルの応力ひずみ関係



最大加速度は 567gal (震度換算で Kh=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 と大きくかい離が生じた.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.

7. 評価手法の提案

7.1提案手法概要

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 特性は考慮できておらず, その影響で変位量を過少 に評価することが 6.2 の検証解析により明らかと なっている.

一方で,原子力発電所周辺の斜面の安定性評価に おいては,FEMが活用されており,等価線形化法を 用いた動的解析結果から得られるすべり面上の平均 的なせん断応力とせん断強度を比較して,所要の安 全率を確保可能かが照査されている.しかし,FEM は連続体力学に基づくため,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現象の 評価への適用は困難である.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7)}や粒子法 (SPH^{例えば8)},MPM^{例えば9)})により斜面の安定性を評 価する試みもあるが,鉄道土構造物は線状の構造物 であり,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.

本稿では、各解析手法の特性と、グラウンドアン カーの抵抗・破壊メカニズムを踏まえ、静的 FEM と Newmark 法を組み合わせた評価法を提案した(以下, 提案手法と称す.).提案手法の概要を従来手法との



図-16 水平震度とアンカー張力の関係



図-17 提案手法による解析結果と実測値の比較



テンドンの破断
 定着層の地盤の破壊
 アンカー体の定着層からの引き抜け
 テンドンのアンカー体からの引き抜け
 支圧部の地盤の破壊

図-18 アンカーの破壊形態

比較とともに図-12に示す.提案手法では,まず非 線形 FEM によりプッシュオーバー解析の要領で段 階的に水平震度を増大させ,グラウンドアンカーの 抵抗力が喪失する震度を評価する.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.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・喪失特性を反映し,降伏震度を段階的に 変化させる.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 模型実験を例として,提案手法の妥当性を検証した ので,その概要を報告する.

7.2 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, 表-4 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.地 盤については,表層,基盤層は弾性体としてモデル 化し,変形が生じる弱層のみモールクーロンの破壊 基準,ドラッガープ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.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 残留強度相当まで徐々に強度低下するモデルとし た.

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 重量を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,極限値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,7cm (模型寸法 1.4mm)でアンカー抵抗力が喪失するようなモ

デルとした.極限値については,模型実験において 確認されたアンカー破断時の張力の平均値を単位奥 行当たりに換算した値とした.極限値までの剛性に ついては,図-15より,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, ステップ当たり kh=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 可能である.

7.3 解析結果および考察

7.3.1アンカー破断震度の評価

図-16 に解析結果のうち、水平加速度とアンカー 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、段階的に破断していく現象が再現できてい る.本検討条件では、アンカーの破断過程は、 kh=0.395~0.410の間で生じた. 一部のアンカーが 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(Kh=0.395)→1,2,3,6段目 (Kh=0.400) → 7 段 目 (Kh=0.405) → 8 段 目 (Kh=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加速度を,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 解析により算出した水平加速 度とアンカー張力の関係を用いることにより、アン カーの抵抗・破壊メカニズムを反映した Newmark 法 による残留変位量の算定が可能である.

7.3.2 変形量の評価

図-17に提案手法を用いて解析を行った結果を実 測値との比較とともに示す.ここで,入力加速度と しては基盤層中央高さのA13Hの時刻歴を用いた (図-2参照).また,図-17には全グラウンドアン カー張力の極限値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、実測値に対して変位量を過小評 価することが明らかである.

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,既往最大 加速度の値から,当該時刻におけるアンカー張力を FEM 解析の結果(図-16)を参照して評価した.これ により,アンカー張力が,加速度の増大に伴い段階 的に発現する傾向と,極限に達し抵抗力が喪失する 挙動を良好に再現できている(図-17 中段).変位量 については,117 秒程度のアンカー破断(張力の喪失) 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-17 上段).

以上,FEM 解析を行うことでアンカー抵抗力の発現・喪失特性が再現可能であり,その特性を Newmark 法へ反映させることで変位量評価を精度よ く行え,提案手法の妥当性が立証された.提案手法 により設計を行うことで,現行の設計よりも効率的 にグラウンドアンカーの補強を行うことが可能とな る.しかし,本稿の範囲においては,図-18中①のよ うなテンドン部での破壊を対象にしたアンカー特性 とし,アンカーの引留め機能と締め付け機能が常に 発揮する条件で検証を行っているため,それらにつ いて検討を行っていく必要がある.

8. まとめ

本稿では、グラウンドアンカーによって補強され た斜面の、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、動的遠心模型実験におい て確認されたアンカーの抵抗力・破壊メカニズムを 考慮して、比較的簡易な非線形 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.

- ・地震時のアンカー張力は斜面模型の変位増加とともに徐々に増加する挙動を示し、その増加量および増加のタイミングは均一ではないことを確認した。また、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。斜面の崩壊挙動については、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。
- ・地盤の強度に関する特性値をパラメータとした

Newmark 法による滑動変位量の検証解析の結果,アンカーで補強された斜面のすべり土塊の 変位が進展する過程の再現性は低いことを確認 した.

- ・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 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.
- ・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グラウンドアンカーの抵抗力の発現・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なことを確認した.

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

- 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/asooha sikentou/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.
- 日本地すべり学会:新版 地すべり鋼管杭設計要領, 2003.
- 4) 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ー中越
 地震の2つの斜面崩壊を例としてー,応用地質, Vol.
 51, No. 1, pp. 19-30, 2010.
- 5) 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.

- 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.
- 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.
- 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.
- 9) 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.
- 10) 地盤工学会阪神大震災調査委員会:阪神・淡路大震災 調査報告書(解説編), Vol. 2, 1996
- 11) 香川崇章:土構造物の模型振動実験における掃除側, 土木学会論文集,第 275 号, pp. 69-77, 1978.
- 12) 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.
- 13) 浅野翔也,中島進,成田浩明:グラウンドアンカー補 強斜面の FEM と Newmark 法を組合せた新たな評価
 手法の提案,土木学会第 20 回年次学術講演会, CD-ROM, 2017.9
- 14) 成田浩明,中島進,浅野翔也:グラウンドアンカーの 配置および破壊形態に関する解析的検討,土木学会第
 72回年次学術講演会,CD-ROM, 2017.9

PROPOSAL OF A PROCEDURE TO EVALUATE EARTHQUAKE INDUCED RESIDUAL DISPLACEMENT OF ANCHOR REINFORCED SLOPE USING NEWMARK METHOD COMBINED WITH FEM ANALYSIS

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

A procedure to evaluate earthquake induced displacement of the slope reinforced with ground anchors is proposed based on the results of the relevant dynamic centrifuge model. It was found from the analysis on the model test that the seismic behavior of the slope reinforced with ground anchors is strongly affected by the stepwise increase and loss of the mobilized tensile force of the ground anchors. The authors proposed a procedure to evaluate residual displacement of the slope using the Newmark method with considering the change of the tensile force of the anchors, which are evaluated by nonlinear FEM analysis. The evaluated residual displacement of the slope due to the change of the tensile force of the ground anchors are evaluated and an analysis.