動的遠心模型実験による斜面のすべり土塊衝突荷重評価

(公財)鉄道総合技術研究所　（正）○中島進、長尾洋太、成田浩明、阿部慶太
日本大学　（正）　中村晋

１．はじめに　斜面下部に原子力施設の様な重要施設が存在する場合、大規模地震時に生じる斜面崩壊が施設の供用に影響を及ぼさないように、防護工などを構築することが必要である。防護工には上部斜面から落下してきた土砂や土塊、岩塊等の衝突から施設を防護することが求められ、筆者らは斜面のすべり土塊の衝突荷重評価を目的とした研究を進めている [1)]。本報では、斜面の動的遠心模型実験で計測した衝突荷重と理論式との比較結果を報告する。

２．実験概要　50G の遠心場で実施した動的遠心模型実験 [1)]の概要を図-1 に、地盤試料の物理・強度特性を表-1 に示す。同図では、寸法値を実物大換算しており、以下では各種計測値として実物大換算した値を用いる。加振は 1Hz の正弦波 10 波に前後 3 波のテーパーを設けた波形で実施し、最大加速度を約 100gal ずつ増大させる形式で実施した。衝突荷重計測用の土圧計は、アルミニウム製治具内部に水平方向 9 個（EP-6～14）、鉛直方向 5 個(EP-1～5)を設置した。

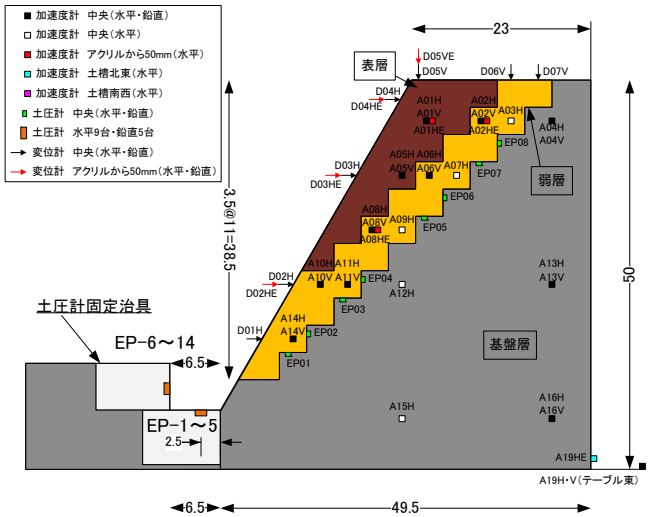

図-1 動的遠心模型実験の概要（単位は 50G における実物大換算値で m）

表-1　地盤試料の配合および物理・強度特性

	基盤層	弱層	表層
配合	粒調砕石M40：セメント：水＝100：6：7	硅砂6号：ベントナイト：消石灰：水＝100：5：60：20	磁砂鉄：ベントナイト：セメント：水＝100：10：8：19
単位体積重量 γkN/m³	18.6	16.2	26.3
粘着力 c(kPa)	280.5	71.8	914.5*
内部摩擦角 φ(度)	57.4	36.9	－

＊一軸圧縮試験結果からc=qu/2として算定

３．実験結果　実験では 300gal 加振の 1 回目で法尻部の弱層が局所的に崩落し、再度 300gal 加振を行った結果、表層および弱層の一部からなるすべり土塊が下部に崩落し、図-2 に示す様に、水平方向の土圧計を内蔵した反力壁と鉛直方向の土圧計を内蔵した基盤層部に衝突した。図-3 にすべり土塊衝突時における水平方向、鉛直方向の土圧計の時刻歴をすべり土塊の移動距離とともに示す。すべり土塊の移動距離は画像解析により求めた表層の標点の水平・鉛直変位から算定した。衝突時の土圧は、水平方向、鉛直方向ともに、極大値を示した後に一定の残留値に収束した [2)]。

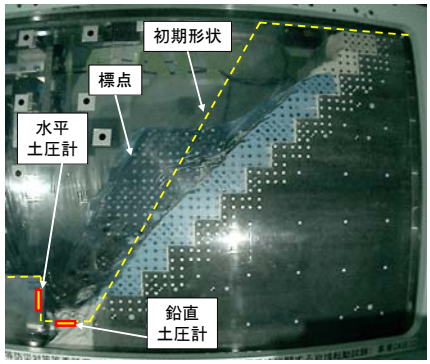

図-2　崩壊後の斜面模型

４．理論式との比較　理論式との対比にあたっては、弾性体と想定した二球体の衝突に関する理論式である Herts の式を用いた（式 1～3）。

$$P = n^{\frac{2}{5}}\left[\frac{5}{4}V_0^2 \cdot m_1\right]^{\frac{3}{5}} \quad \cdots式1$$

$$n = \frac{4}{3\pi}\cdot\frac{1}{k_1+k_2}\cdot R_1^{\frac{1}{2}} \quad \cdots式2$$

$$k_i = (1-\upsilon_i^2)/(\pi E_i)(i=1,2) \quad \cdots式3$$

ここに、ν_i：ポアソン比、E_i：弾性係数、R_i：曲率半径、m_i：質量であり、i=1,2 はそれぞれ土塊、土圧計を内蔵した治具（以下、反力壁と称する）を示す。　なお、式 1、式 2 は Herts の理論式に反力壁の曲率半径 R_2 および質量 m_2 として無限大を代入すると得られる。また、反力壁、すべり土塊の物理特性として、ν_1=0.2(繰り返し三軸圧縮試験結果より)、ν_2=0.33、E_1= 2190×10³ kPa（表層の繰り返し三軸圧縮試験結果の G_0=1825 MPa からポアソン比 ν_1＝0.2 として E_0=4380 MPa を求め、その 50%と設定)、アルミニウムの弾性係数として E_2= 70×10⁶ kPa とした。

キーワード：斜面、衝突荷重、動的遠心模型実験　連絡先：〒185-8540　東京都国分寺市光町 2-8-38
（公財）鉄道総合技術研究所、TEL：042-573-7261　FAX：042-573-7248

また、すべり土塊の曲率半径 R_1 は、便宜的にすべり土塊と同等の重量を持つ直径 R の球体を仮定し、当該球体の半径を曲率半径と設定した。すべり土塊の重量として支配的な表層の総重量 W_1 から R を求めると R=9.88m となり、曲率半径 R_1=R/2=4.94m となる。すべり土塊の速度は図-3 に示したすべり土塊の移動距離を算定する際に用いたすべり土塊内の標点変位の水平・鉛直方向変位の時刻歴を微分して得られるすべり土塊の水平・鉛直方向速度から評価し、水平方向 2.5 m/s、鉛直方向 2.75 m/s とした。

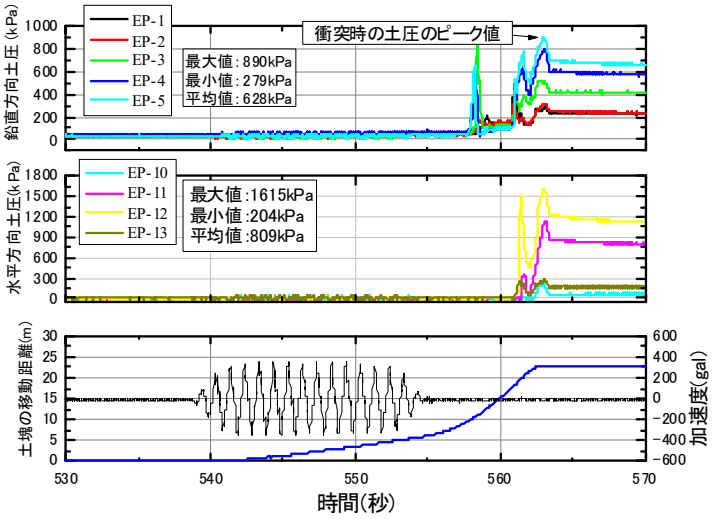

図-3　鉛直方向圧力とすべり土塊移動距離の時刻歴

これらの値を式 1 に代入して各ケースの衝突荷重を算定した上で、反力壁における等分布負担を仮定して計算値と実測値とを比較した結果を図-4 に示す。同図には、土塊の剛性を変化させた場合の計算値も合わせて示している。前述の通り、基本ケースとしては土塊の剛性 E_1 を表層の繰り返し三軸圧縮試験結果から G_0 から求めたヤング率 E_0 の半分と仮定して衝突荷重を評価した。実際には崩壊する過程で土塊が顕著に剛性低下するため、すべり土塊の剛性を指標とした感度解析を行い、実測値との比較を行った結果を図-4 に示している。剛性低下の程度としては、図-5 に示す表層の一軸圧縮試験結果から求めた接線剛性の低下率と軸ひずみの関係を参考に設定し、基本ケースの E_0/2 に対して、E_0/64 まで剛性低下させた。計算の結果、基本ケースでは計算値は実測値を水平方向で 5.7 倍、鉛直方向で 4.6 倍程度過大に評価していた。剛性低下として E_0/16～E_0/64 程度まで剛性低下すると、計算値は実測値に概ね整合するようになった。図-5 に示す通り、E_0/16～E_0/64 の剛性低下に対応する軸ひずみレベルは概ね 3%程度である。図-6 は崩壊直前の斜面模型の最大せん断ひずみ分布図である。すべり土塊内において局所的には 10%オーダーのひずみが生じており、ひずみ成分は異なるものの、崩壊するすべり土塊において、上記のレベルの剛性低下も現実的であると考えられる。Herts の式を実務的に用いる場合には、すべり土塊の剛性低下や速度、ポアソン比などを設定する事が重要となるが、解析的な評価が可能かを今後検討していきたい。

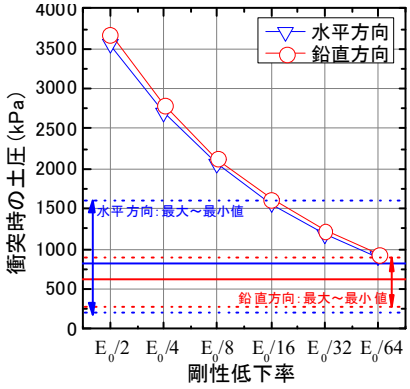

図-4　計算値と実測値の比較

5．まとめ　斜面のすべり土塊の衝突荷重評価に着目した遠心模型実験を実施し、計測した衝突荷重と Herts の理論式による計算値との比較を行った。基本ケースの計算値は実測値を 5 倍程度過大評価したものの、すべり土塊の剛性低下を考慮することで、両者のかい離は縮まる結果となった。なお、本実験は原子力規制庁の委託業務「平成 27 年度　原子力施設等防災対策等委託費（斜面の安定性に係るリスク評価に関する岩塊転動試験）事業」において実施したものである。

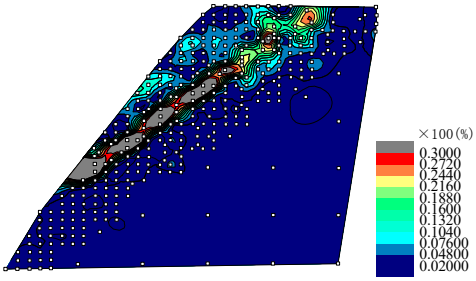

図-6　崩壊直前の斜面模型の最大せん断ひずみ分布図

参考文献　1)阿部ら:MPM を用いた土砂の挙動と衝突荷重の再現解析、土木学会第 70 回年次学術講演会、CD-R　2）中島ら：土塊の衝突荷重評価を目的とした斜面の動的遠心模型実験、第 51 回地盤工学会年次学術講演会（投稿中）