

ホイールローダによる実環境を想定した 混合土砂掘り取り時の反力解析

Reaction force analysis during the scooping of various sized rocks by a wheel loader considering actual mine site

精密工学専攻 16号 奥村幸平
Kohei Okumura

1. 諸言

筆者らはこれまで、ホイールローダの自動化のため、ホイールローダによる土砂の自律的な動作の生成に取り組んでいる。先行研究^{(1),(2),(3)}では掘り取り時の反力のモデル化やエネルギーを最少とする掘り取り軌道の提案を行った。

しかし、先行研究では比較的小さい粒径の土砂を用いた均一粒径土砂で解析を行っていたため、粒径の大きい土砂では貫入抵抗が不規則になる現象や、様々な粒径の土砂が混在している混合土砂における土砂反力を表現できないなどの課題があった。そこで、本研究では貫入抵抗における粒径と板厚の関係の検証、2種類の土砂から構成された反力モデルの考案、また3種類の土砂で実環境を再現し、実験を行うことで実環境を模擬した反力モデルの考案を行った。

2. 土砂特性、及び反力モデル

2.1 安息角

土砂を円錐状に積み上げたときに取りうる最大傾斜角度を指す。土砂内部の摩擦や噛み合いに影響される。

2.2 内部摩擦角

土に応力が作用したとき、土砂内部にはすべり破壊を起こそうとするせん断応力と土が破壊しないように働くせん断抵抗が発生する。このときの最大のせん断抵抗をせん断強さという。せん断強さと垂直応力は比例となり、垂直応力を横軸、せん断強さを縦軸とした時の線形の角度を内部摩擦角という。土砂内部の摩擦や噛み合いの大きさを示す。乾いた土砂では安息角と近い値をとるため、均一粒径土砂においては安息角の値で代用している。

2.3 貫入抵抗

土砂にバケットを貫入させた際にバケット先端に生じる抵抗力を貫入抵抗といい式(1)のように示せる。

$$F = K\gamma S d \tan\theta \quad (1)$$

Kは土砂ごとに異なる貫入抵抗係数であり、 γ が土砂密度、Sが板先端の断面積、dが板の貫入距離、 θ が土砂角度である。

2.4 受働土圧

擁壁が土砂を押しのように移動すると、土砂内でせん断破壊が生じる。この時、破壊境界面をすべり線、土砂から擁壁にかかる力を受働土圧と呼ぶ。

2.5 クーロンの土圧理論

クーロンの土圧理論とは壁が土砂を押し込み受働土圧がかかる際、すべり線を直線に近似し、壁と直線近似されたすべり線で囲まれたくさび状の土砂において力のつり合い式

の計算を行い、壁が土砂から受けている受働土圧を求める理論である。

2.6 すべり線多角形近似理論

クーロンの土圧理論ではすべり線を直線に近似したが、実際にはすべり線は曲線で発生することが一般的に知られている。そのためすべり線を Fig.1 のように多角形近似し、実際に発生するすべり線に近似直線をより近づける手法が提案されている⁽³⁾。クーロンの土圧理論では一つの三角形に対して力のつり合い式を立てたが、多角形近似モデルではそれぞれの三角形ごとに力のつり合い式を立て、自然現象はエネルギーが小さくなるように働くので最終的に壁面での反力Pが最小となる多角形形状を探索し、受働土圧を算出する手法である。均一粒径土砂において有効性を確認してある。

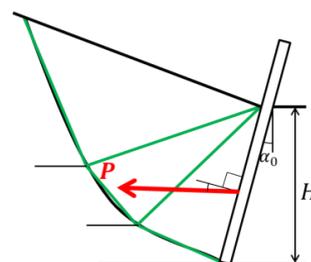


Fig.1 Real form and Approximate form of slip line

2.7 反力モデル

先行研究より Fig.2 のような反力モデルが考案されている。(a)は掘り取り作業前期であり、バケット奥が到達した後期は(b)のようになる。F1は土砂重量、F2は底面抵抗、F3は貫入抵抗、F4は摩擦抵抗、F5は受働土圧である。受働土圧は右図にあるようにバケット奥と土砂斜面の交点とバケット先端を結んだ線において仮想擁壁があると仮定し、算出する。特に影響が大きいのが貫入抵抗と受働土圧であるため、本研究ではこの2つの反力を中心に解析していく。先行研究では均一粒径土砂においてこのモデルの有効性を確認している。

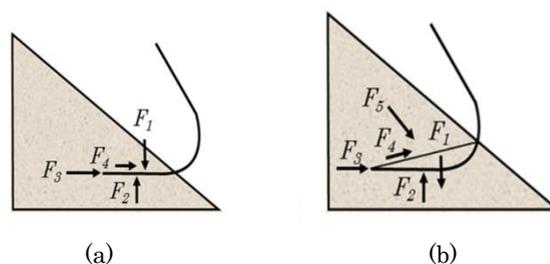


Fig.2 Reaction force model

3. 実験環境の概要

3.1 実験装置

本研究で用いる実験機を Fig.3 に示す。本実験機は実機の 1/10 スケールであり、全長が約 400 mm である。実機のタイヤに相当する箇所はボールねじ機構を用いている。また、6 軸力覚センサよりバケットにかかる力を計測することができる。



Fig.3 Experimental system(Yamazumi3.5)

3.2 実験対象土砂

本論文で使用する土砂は珪砂（粒径 0.15~0.3 mm, 安息角 32 deg）と花崗岩（粒径 2~4.75 mm, 安息角 38 deg, 碎石（小）（粒径 4.75~9.5 mm, 安息角 40 deg）である。また、これらの土砂を混合させた混合土砂を用いる。

4. 貫入抵抗における板厚と土砂粒径の関係

先行研究における貫入抵抗検証実験では粒径の小さい土砂は理論通り一次直線的に反力が増加したが、粒径の大きい土砂、例えば碎石においては反力のブレが大きく、不安定な反力増加を示した。この原因は貫入する板の板厚よりも土砂粒径の方が大きくなったためではないかと考え、検証実験を行った。

4.1 実験方法

Fig.4 のように花崗岩に対し粒径よりも厚い $d=9$ mm, 18 mm, 薄い $d=2$ mm, 1.2 mm の板をそれぞれ 50 mm（珪砂は 45 mm）貫入させ反力を測定し比較する。また、珪砂に対しても 2 mm, 1.2 mm の板を貫入させ花崗岩との実験結果と比較する。板の奥行は 250 mm, 土砂斜面角度は花崗岩 33 deg, 珪砂は 31 deg である。

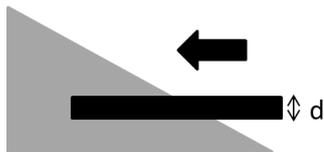


Fig.4 Penetration resistance experiment

4.2 花崗岩の実験結果

花崗岩の結果を Fig.5 に示す。まず 9 mm と 18 mm は板厚の貫入によって反力の増加率が異なるが、2 mm と 1.2 mm では違いが確認できないことがわかる。ただし、グラフの貫入距離は板前面の下部が接触している点を零点としているため、9 mm と 18 mm のように厚い板では土砂斜面が板の上部まで達し、完全に貫入し始める前後で分ける必要がある。その

境目の情報を Table 1 に示す。Table 1 より貫入後期の傾きはほぼ板厚に比例していることがわかる。ここで 2 mm と 1.2 mm の貫入時の傾きはどちらも 270 N/m であること、また増加率は板厚に比例することから、270 N/m という増加率は 9 mm 時の増加率より逆算すると約 4.8 mm の板厚が貫入した時の増加率に等しいことがわかった。この値は花崗岩の最大粒径の値と近く、板の前面が貫入とともに板厚よりも大きい粒子が他粒子を押ししているため、結果として粒子の最大粒径に近い値になったと考えられる。

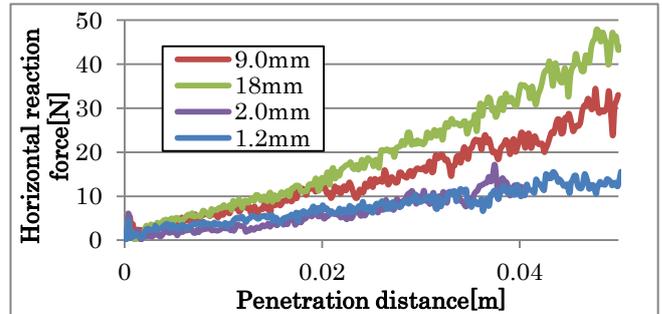


Fig.5 Experiment result of granite

Table 1 Parameters in the late period of penetration

	9[mm]	18[mm]
Late penetration start distance [m]	0.14	0.28
Slope of graph in the latter half [N/m]	537	999

4.3 珪砂の実験結果

珪砂の実験結果を Fig.6 に示す。花崗岩とは異なり、2 mm と 1.2 mm の板厚を貫入させたときは増加率に差が生じている。板厚が 2 mm のときのグラフの傾きは 99 N/m, 1.2 mm は 53 N/m であり理論通り傾きが板厚に比例していることがわかる。

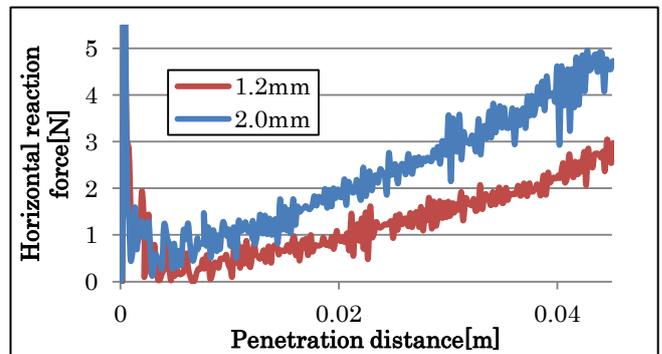


Fig.6 Experimental results of silica sand

4.4 結果まとめ

従来の理論においては、貫入抵抗時の反力の増加率は板厚に比例していた。しかし、実際には粒径と板厚の大小関係によって分ける必要があり、貫入する板厚が土砂粒径よりも大きい場合の反力は板厚に比例するが、薄い場合は最大土砂粒径に依存することがわかった。碎石など粒径が大きい土砂で反力が不規則になった原因として、板厚よりも粒径の方が大きく、粒子が他粒子を押し現象が起きたが、粒径が不定形であるためであると考えられる。

5. 2種類の土砂より構成された混合土砂

先行研究においては珪砂のみ、または花崗岩のみといった土砂が一種類のみといった均一粒径土砂において土砂反力モデルを解析してきた。しかし、実際の現場では様々な粒径の土砂が混合している環境が一般的である。そこで本研究では混合土砂での土砂反力モデルを考察するため、まずは2種類の土砂から構成された混合土砂の反力モデルを考察する。

5.1 使用する混合土砂

使用する混合土砂は混合土砂A（花崗岩 50 % : 珪砂 50 % , 安息角 36 deg）, 混合土砂 B（花崗岩 33 % : 珪砂 67 % , 安息角 34 deg）, 混合土砂 C（花崗岩 25 % : 珪砂 75 % , 安息角 33 deg）, 混合土砂 D（花崗岩 20 % : 珪砂 80 % , 安息角 32 deg）である。珪砂の割合が増えるにつれて安息角が減少、つまり土砂内の摩擦や噛み合いの強さが減少していることがわかる。また、混合割合は体積比である。

5.2 実験方法

土砂に対して Fig.4 のように 50 mm板を貫入し貫入抵抗を計測する。また、Fig.7 のようにバケットに蓋をし、垂直な壁を作り土砂に対して 60 mm ほど進行させることで受働土圧を発生させ、受働土圧を計測する。

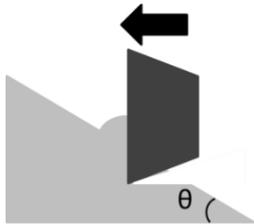


Fig.7 Passive earth pressure experiment

5.3 貫入抵抗実験結果

貫入抵抗の実験結果を Fig.8 に示す。花崗岩、混合土砂 A と混合土砂 B はほぼ同じ反力の増加率を、また混合土砂 C、混合土砂 D と珪砂が近い反力増加率を示すことが確認できた。これは花崗岩の充填率に影響されたと考えられる。貫入抵抗は板先端にどの粒子がどの程度存在するかが重要となる。今回の結果から言えば、混合土砂 B と混合土砂 C の間の花崗岩の充填率、即ち約 30 % 前後で貫入抵抗の反力増加率は大きく変化した。よって 2 種類の土砂から構成された混合土砂の貫入抵抗は反力の大きい土砂の充填率によっていずれかの土砂の反力に近似できると考えられる。

5.4 受働土圧実験結果

受働土圧の実験結果を Fig.9 に示す。貫入抵抗時と異なり珪砂の割合が増すごとに段階的に反力が減少していることが確認できる。これは内部摩擦角が減少していることが原因であると考えられる。しかし、従来の均一粒径土砂における反力モデルでは内部摩擦角の値は安息角の値を代用しているため、安息角が変化すれば反力も変化すると考えていた。しかし、花崗岩よりも混合土砂 A の安息角は小さいにも関わらず反力がほぼ同じといった相違点がある。この点については混合土砂が圧縮されることで初期では接触していなかった花崗岩が接触し、内部摩擦角が上昇したためであると考えられる。つまり、混合土砂 A の場合ならば安息角の 36 deg

を内部摩擦角とするのではなく、花崗岩単体の安息角である 38 deg を内部摩擦角とすることで従来の多角形近似理論を用いた理論値の算出が可能になると考えられる。他の混合土砂においても内部摩擦角を安息角にプラス 2~3 deg することで理論値と実測値に近い値を取ることが確認できた。

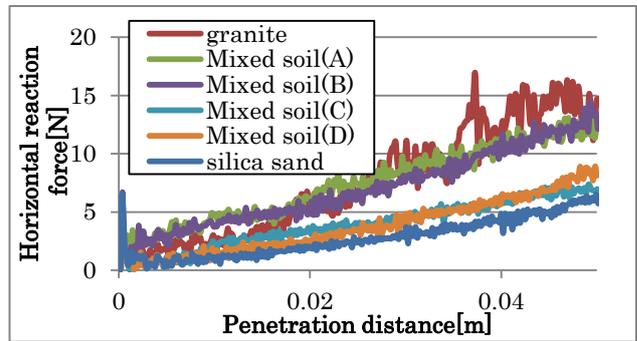


Fig.8 Penetration resistance test results

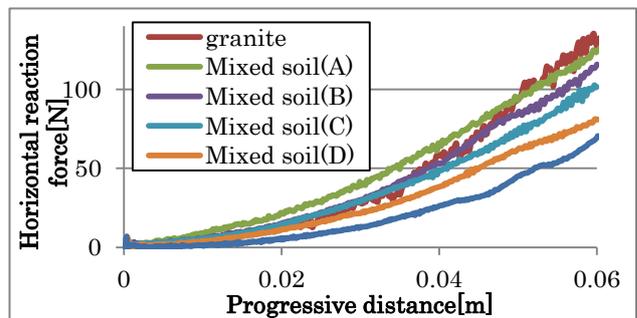


Fig.9 Results of passive earth pressure experiment

6. 実環境における土砂反力モデル

本章ではさらに実環境を想定した混合土砂を作成し、前節の実験と同様に貫入抵抗計測実験、及び受働土圧計測実験を行い反力モデルの考案を行う。

6.1 実環境の土砂粒度分布

まず実環境における粒度分布について説明する。本研究では福井らの研究⁽⁴⁾によって導出された Fig.10 を参考に実環境を再現する。このグラフでは 4 種類の切削方法が様々な場所で行われており、切削条件によって粒度の大小は変化しても、土砂粒径の中央値を基準とした粒度分布はほぼ同じであることを示している。グラフをより詳しく説明すると縦軸が CDF（累積分布関数）であり、横軸が粒径を粒径の中央値である D50（CDF50 %）で除法したものであり、グラフの傾きが大きい箇所は土砂粒径が多く存在していることになる。この D50 の値は発破においては火薬の距離などで推定できる。ホイールローダが作業する採石場においても発破で土砂が掘削されるため、このグラフが適用できると考えられる。

6.2 使用する混合土砂

6.1 節で説明した実環境における発破の土砂粒度分布を本研究の環境である 1/10 スケールで再現する。具体的には本研究で用いられている珪砂、花崗岩、碎石（小）の 3 種類で再現する。そのためには D50 の値を定める必要がある。そこで、本研究においては 1/10 スケールであることや、使用する

る土砂粒径などを考慮し、実環境に近くなるであろうと考えられる値として「D50=1.8 mm」とした。この値より使用する混合土砂の割合は珪砂 45 %、花崗岩 30 %、砕石(小)25 %となり、この混合土砂を以下混合土砂 x と称する。大まかに珪砂が D30、花崗岩が D50、砕石(小)が D80 の層となっている。また、混合土砂 x の安息角は 37 deg である

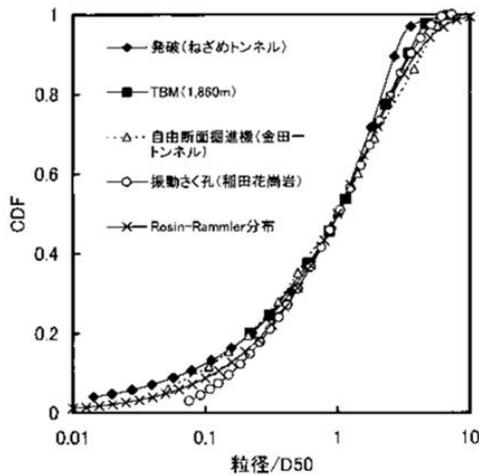


Fig.10 Particle size distribution in actual environment⁽⁴⁾

6.3 実験方法

珪砂、花崗岩、砕石(小)、混合土砂 x に対して 50 mm 板を貫入し貫入抵抗を計測。またバケツに蓋をし、垂直な壁を作り土砂に対して 60 mm (砕石(小)においては 50 mm) 進行させることで受働土圧を計測する。なお、貫入抵抗計測時に発生する摩擦力は減算してある。

6.4 貫入抵抗実験結果

貫入抵抗の実験結果を Fig.11 に示す。砕石(小)の反力が大きく、不規則であることが確認できる。これは 4.4 節に述べたように粒子が板厚よりも大きく、粒子の不定形さが影響していると考えられる。次に反力の増加率は大きく減少し、混合土砂 x が花崗岩に近い反力を示していることがわかる。5.3 節において 2 種類の土砂から構成された混合土砂は構成している土砂のいずれかの反力に近い値を取ると述べたが、この 3 種類の土砂から構成された混合土砂 x においても同様の結果が得られたと言える。

6.5 受働土圧実験結果

受働土圧の実験結果を Fig.12 に示す。受働土圧の場合、貫入抵抗時の反力と異なり、混合土砂 x の反力は砕石(小)と近いことがわかる。安息角は砕石(小)よりも混合土砂 x が小さいにも関わらずこのような結果になるのは 5.4 節同様、圧縮が原因で砕石(小)の接触が強まったためであると考えられる。

6.6 実環境における土砂反力モデル

以上の結果より実環境における土砂反力モデルを考察する。まず貫入抵抗においては 6.4 節の結果より花崗岩の層、すなわち D50 の層の影響が大きいことが確認できた。これは D50 層の土砂の充填率が多いためであると考えられる。安息角を見ても、花崗岩と混合土砂 x は比較的近く、D50 層が実

環境において大きい影響を持つことを示している。受働土圧においては 6.5 節より砕石(小)の層、すなわち D80 あたりの影響が大きいことが確認できた。これは圧縮によって通常時には影響の小さかった粒径の大きい層の影響が大きくなるためであると考えられる。

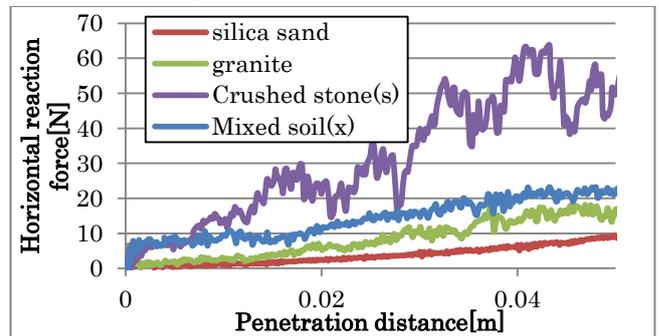


Fig.11 Penetration resistance test results

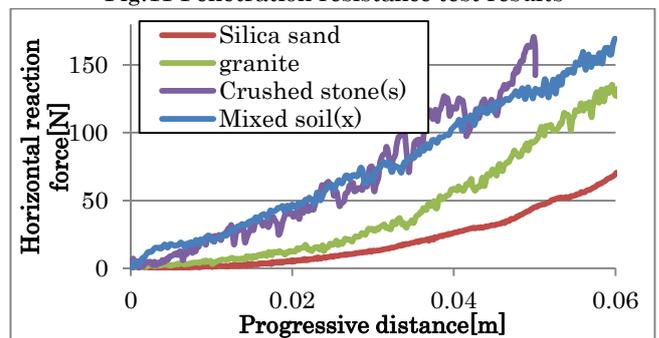


Fig.12 Results of passive earth pressure experiment

7. 結論

本研究ではホイールローダによる掘り取り作業の自律化のため、貫入抵抗における板厚と土砂粒径の関係性、また、2 種類の土砂より構成された混合土砂の反力を計測し、貫入抵抗は構成されている土砂のいずれかの反力に近い値をとり、受働土圧は内部摩擦角を安息角より多くとすることでモデル化できることを確認した。また、より実環境に近い混合土砂を作製し、土砂反力を計測することで貫入抵抗は実環境の土砂粒度分布グラフにおける D50 層の影響が、受働土圧においては D80 層の影響が大きいことを確認した。

参考文献

- (1) 林 義一, 大隅 久, 皿田 滋, 岩瀬 裕史: “ホイールローダによる土砂掘り取りにおける土砂反力解析”, 計測自動制御学会 2014 論文集, pp.1244-1245, 2014.
- (2) 上原智也, 大隅久, 皿田滋: “ホイールローダの土砂掘り取り作業における土砂反力推定”, 第 12 回建設ロボットシンポジウム論文集, pp.21-28, 2010.
- (3) 奥村幸平, 岩瀬裕史, 大隅久, 皿田滋: “ホイールローダによる斜面土砂掘り取り時の反力推定”, 第 16 回建設ロボットシンポジウム論文集, P2-12, 20160.
- (4) 福井勝則, 陳文莉, 大久保誠介, 皿田滋: “トンネル掘削におけるずりの粒度分布”, 資源と素材, 119 巻 (2003) 10, 11 号 pp.640-6460.