

# 変位抑止対策にソイルバットレスを用いた掘削土留め工の遠心模型実験と設計法

牛田 貴士\* 中島 卓哉\*\* 松丸 貴樹\*  
 仲山 貴司\*\*\* 平岡 伸隆# 伊藤 和也##

## Centrifugal Model Test and Design Method for Temporary Retaining Wall Using Soil Buttress as Displacement Suppressing

Takashi USHIDA Takuya NAKASHIMA Takaki MATSUMARU  
 Takashi NAKAYAMA Nobutaka HIRAOKA Kazuya ITOH

It is important to suppress displacement of the temporary retaining wall when excavating in the urban area nearby existing structures. Soil buttresses have economic advantages compared to struts, such as in large-scale excavation works. On the other hand, an issue in designing such temporary retaining walls is that displacement suppressing mechanisms need to be considered by FEM and so on. In this paper, we clarified the displacement suppressing mechanism of soil buttresses by centrifuge model tests with excavation. Cutout shaped soil buttresses were proposed based on the test knowledge. Furthermore, we proposed the design method of temporary retaining wall using soil buttresses as displacement suppressing.

キーワード：仮土留め，ソイルバットレス，変位予測，弾塑性法，遠心模型実験

### 1. はじめに

都市部の掘削工事では周辺の地盤や構造物への影響抑制のため、仮土留めの変位抑止は重要な課題のひとつである。最も一般的に用いられる変位抑止工は切ばりで、相対する土留め壁に設置する鋼製部材である。切ばりは様々な条件下で採用実績が多い一方で、掘削幅が大きい場合には中間杭も含めて鋼材量が増加して経済性等の観点から効率が低下する傾向にある。

その他の変位抑止工としては、たとえば図1に示すソイルバットレスがある。これは、掘削底面以深の土留め壁近傍に離散配置された壁状の地盤改良体であり、局所的な対策で変位抑止効果を期待できる。そのため、掘削幅が大きい場合に経済性の面から切ばりに対して優位性が高くなることが期待される。

ここで、仮土留めの設計には、一般に図2に示す弾塑性法<sup>例えば1)2)</sup>が用いられる。弾塑性法において、切ばりは弾性支承としてモデル化され、断面形状や配置間隔等の仕様を考慮することができる。一方、ソイルバットレスは受働側地盤の剛性を割り増すことでモデル化され、

改良率と設置深度程度のみしか考慮することができないのが通常である。また、この手法では改良部と非改良部を分離できないため、受働側の非改良部の降伏以降は変

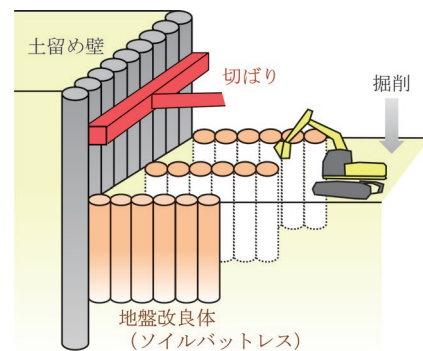


図1 仮土留めを用いた掘削工事の模式図

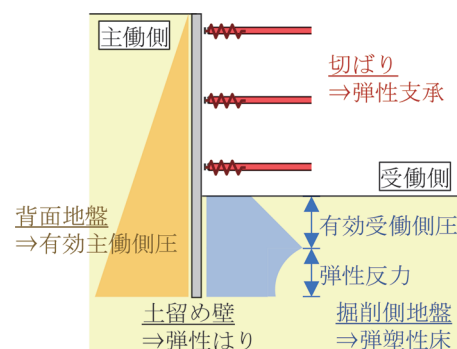


図2 弾塑性法の模式図

\* 構造物技術研究部 基礎・土構造研究室  
 \*\* 元 構造物技術研究部 基礎・土構造研究室  
 \*\*\* 構造物技術研究部 トンネル研究室  
 # 労働安全衛生総合研究所  
 ## 東京都市大学

位抑止効果が表れないことが課題であった。このように、既往のモデル化では考慮できる条件が少ないため、形状や抵抗メカニズムを考慮した設計を行うためには、3次元FEM等の高度な数値解析<sup>3)4)</sup>が必要となる。そこで本稿では、まずソイルバットレスの形状と変位抑止効果に着目した遠心模型実験により抵抗メカニズムを検証した。そして、弾塑性法における、ソイルバットレスを変位抑止対策として用いた掘削土留め工の設計法を考案し、遠心模型実験を対象に試算を行った結果を報告する。

## 2. 掘削過程を模擬した遠心模型実験

### 2.1 実験条件

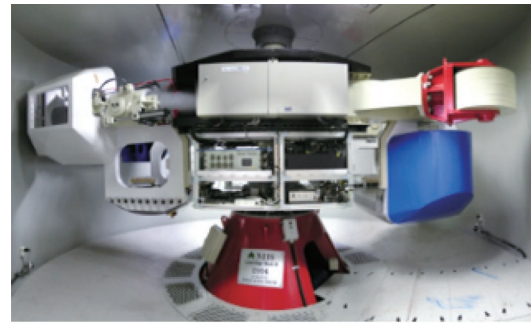
本研究では、(独)労働者健康安全機構労働安全衛生総合研究所が所有する遠心模型実験装置<sup>5)</sup>(図3)を使用した。プラットフォームは平面寸法1.3m×1.1mであり、回転半径は2.38m、最大遠心加速度は100Gである。

当該装置は図4に示す掘削装置<sup>6)</sup>を具備しており、遠心载荷中に模型地盤を掘削する機能を有する。掘削装置は、掘削ブレードと、それを高さ方向と平面方向の直交3軸で移動・制御する装置および架台で構成される。また、3次元座標値およびリアルタイム映像を確認しながら遠隔操作する仕様となっている。

模型概要を図5に示す。模型地盤は下部背面土および床付け土は6層、上部背面土および掘削土は8層に分割して投入量と高さを管理しながら構築した。本実験では、受働抵抗が小さく、土留め変位が生じやすい条件を想定して、最終掘削底面以深は粘性土(AXカオリン:MCクレ-=1:1で混合したカオリン粘土、単位体積重量18kN/m<sup>3</sup>、含水比120%、 $E_{50}$ =7000kN/m<sup>2</sup>相当)、以浅は砂質土(豊浦砂、単位体積重量15kN/m<sup>3</sup>、 $D_r$ =60%、含水比2%、 $E_{50}$ =60000kN/m<sup>2</sup>相当)とした。なお、変形係数 $E_{50}$ は、実寸法の応力場に相当する拘束圧の三軸圧縮試験からの想定値を示した。また、掘削土は、掘削を容易に行うため45°の勾配を設け、水位は最終掘削底面付近に設定した。また、模型地盤の最下部には、東北珪砂4号を締め固めた排水層を設け、カオリン粘土の圧密によって生じる間隙水を排水した。

後述の通り本実験は50G場で実施したため、模型の最終掘削深さは実寸換算で9.0mとなる。一般には自立式土留めが採用されにくい条件であるが、本実験はバットレスの変位抑止効果に着目するため、土留め模型の変位が生じやすい模型仕様とした。

模型地盤の製作手順について、粘性土層は、まず1G場でベロフラムシリンダーを用いて100kPaまで、次に50G場で遠心予備圧密を行った。なお、遠心予備圧密時は、実験時の模型地盤と同様の応力状態とするため、粘性土層の上に、実験用の砂質土層と同様に8層に分割



プラットフォーム平面寸法	1.3m×1.1m
回転半径	2.38m
最大遠心加速度	100 G

※静的载荷側プラットフォームの仕様

図3 遠心模型実験装置<sup>5)</sup>に加筆修正

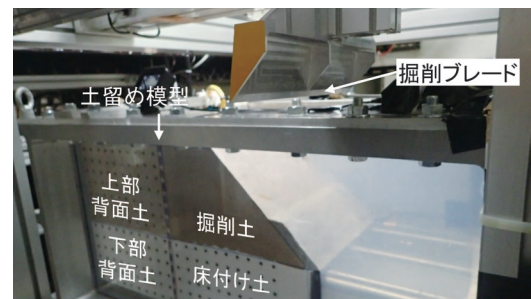


図4 掘削装置

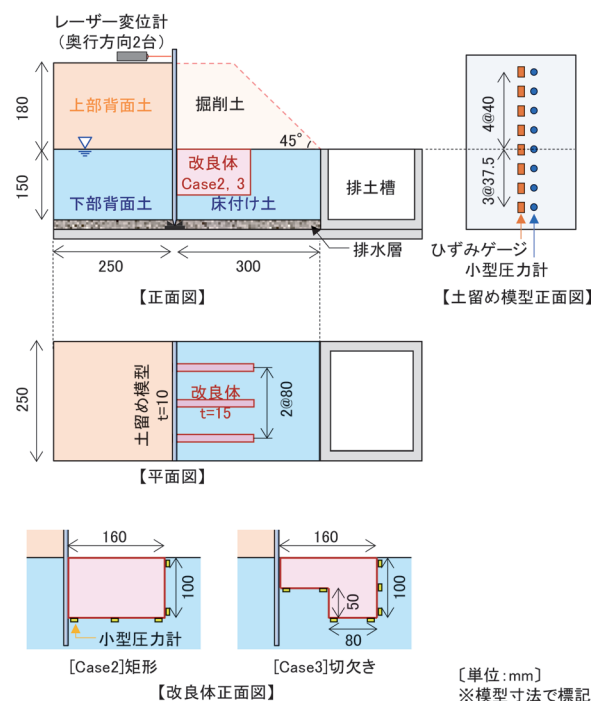


図5 模型概要

	改良体形状	寸法
Case1	なし	なし
Case2	矩形	縦 100mm×横 160mm
Case3	切欠き	縦 100mm×横 160mm (切欠き部: 縦 50mm×横 80mm)

して投入量と高さを管理しながら遠心圧密用の砂質土層を構築した。その後、その砂質土層を撤去のうえ、実験用の砂質土層（上部背面土、掘削土）を構築した。

土留め模型はアクリル板（厚さ10mm）とした。これは柱列式地下連続壁（芯材：H588×300×12×20@600mm）を想定して、50G場における曲げ剛性（25000kN m<sup>2</sup>）が一致するように模型厚さを設定した仕様である。また、土留め模型の下端に回転拘束が生じないように、楔状に加工してV字型の受け具に設置した。

改良体模型はセメントと発泡ビーズを混合して（水：セメント：発泡ビーズ=1:5:0.4）、遠心場において密度差による沈下または浮き上がりが生じないように、床付け土と単位体積重量を合わせて製作した。また、粘性土層の遠心予備圧密後に設置位置を掘削して設置した。なお、実構造物では地盤との境界面にせん断抵抗が生じると考えられるため、改良体模型の表面にはテフロン等は貼付せずに打設面のままとした。

実験中は、土留め模型天端の水平変位を2台のレーザー変位計で計測した。また、土留め模型に発生する表面ひずみをひずみゲージで、作用する側圧を小型圧力計で計測した。ひずみゲージおよび小型圧力計は鉛直方向に40mm程度の間隔で、土留め模型の両面同位置に設置した。

本研究では、改良体の形状に着目して全3ケースを実施した。Case1は無対策、Case2は高さD 100mm×幅B 160mm×厚さt 15mmであり、B/Dを指標として実施工事で事例が多い形状寸法とした。これに対して、Case3はCase2の計測結果から変位抑止効果が小さいと想定された土留め壁側の下方領域を削減した形状である。

遠心载荷は50Gで行った。なお、最終掘削底面で50Gが作用するように有効回転半径は2.14mとし、角加速度は0.02rad/sec<sup>2</sup>とした。段階的に50Gまで上昇後、掘削ブレードを用いて10mm毎（実寸法で0.5m毎）に、全18ステップで掘削を行った。

掘削は各ステップ20minの等時間間隔を基本とし、背面地盤の地表面変位や土留め天端変位、間隙水圧の安定を確認しながら進めた。Case2を例に遠心加速度の時刻歴を図6に示す。

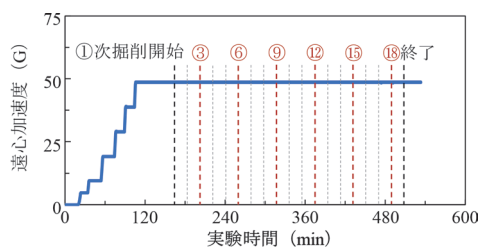


図6 遠心加速度の時刻歴 (Case2)

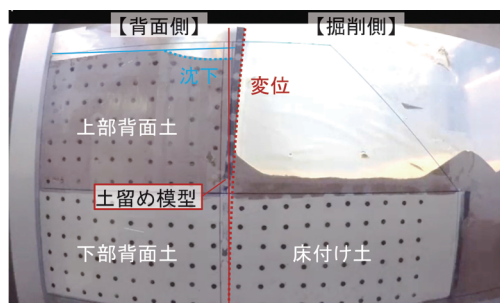
## 2.2 実験結果

### 2.2.1 土留め模型の変位および曲げモーメント分布

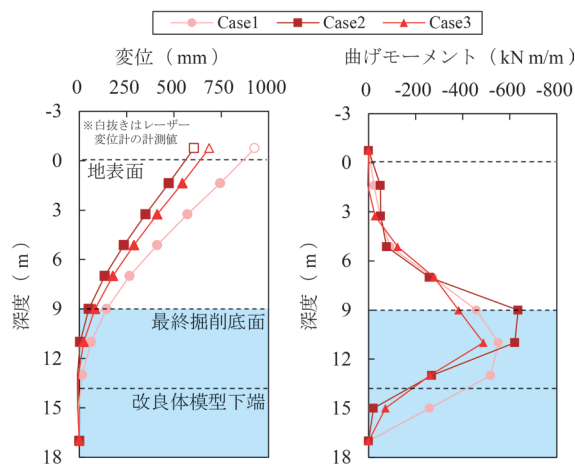
最終掘削後の土留め模型の変位分布および曲げモーメント分布を図7に示す。なお、以降では計測結果を実寸換算した値を示す。図7(a)に示す実験後の土留め模型は掘削側に一次モードで変位しており、一般的な自立式土留めと同様の挙動が確認された。

図7(b)に示す変位分布は、①土留め模型の表面ひずみから平面保持を仮定して曲率を算出し、②土留め模型の頂部変位がレーザー変位計の計測値、下端部の変位ゼロを境界条件としてフィッティングして算出したものである。なお、表面ひずみは掘削前を初期値とした。模型下端から変位が漸増する1次モードの変形が算出されており、図7(a)と整合する結果を得た。

また、図8に最終掘削後の土留め天端、最終掘削底面における土留め変位を示す。Case2では、改良体なしのCase1と比較して、土留め変位が天端位置で35%、最終掘削底面で65%抑制された。Case2は一般的な矩形の改良体を想定したケースであり、本実験により改良体の変位抑止効果を検討できることが確認された。また、Case3は後述する分析により、底面反力が先端側の7割程度であった土留め側は変位抑止効果が小さいと想定して、Case2から削減して経済化を図ったケースである。



(a) 模型状況 (Case1)



(b) 変位分布

(c) 曲げモーメント分布

図7 土留め模型の変位分布・曲げモーメント分布

Case3では、土留め変位が天端位置で約26%、最終掘削底面で42%低減されており、矩形を下回るものの変位抑止効果が認められた。以上から、要求される変位抑止効果に合わせて、改良体の形状を選定することによる経済化の可能性が示唆された。

図7(c)に示す曲げモーメント分布は、①土留め模型の表面ひずみから平面保持を仮定して曲げひずみを算出し、②土留め模型の上下端の曲げひずみゼロを境界条件としたうえで、土留め模型の曲げ剛性を乗じて算出したものである。最終掘削底面付近で大きな負の曲げモーメントが生じており、一次モードで変形した自立式土留めの分布形状の傾向を捉えた結果を得た。

Case1では土留め模型下端付近でも大きな曲げモーメントが発生した。一方、改良体を設置したCase2およびCase3では最終掘削底面付近で大きな曲げモーメントが発生し、改良体の設置深度において受働抵抗が大きくなる傾向が認められた。

### 2.2.2 改良体模型の反力分布と抵抗メカニズム

Case2およびCase3の改良体模型の反力の推移を図9に示す。なお、掘削前を初期値として整理しており、底面反力は掘削に伴う上載荷重（掘削土の重量）の減少分を補正している。反力が大きい箇所では地盤との相互作用が強く、変位抑止効果が大きいことを示唆している。

両ケースともに、掘削前半は掘削前よりも底面反力が増加しており、改良体底面の変位抑止効果への寄与度が高いことが示唆された。また、矩形のCase2では、土留め側の反力は先端側の7割程度であり、変位抑止効果が相対的に小さいことが示唆された。掘削後半は、底面反力が掘削前よりも減少するとともに先端反力が増加しており、改良体先端の変位抑止効果への寄与が高いことが示唆された。これより、変位抑止効果への寄与は改良体の部位毎に異なること、掘削の進行に伴って変化することが示唆された。

反力分布から推定される改良体模型の抵抗メカニズムの概念を図10に示す。Case2, Case3ともに、掘削に伴って改良体模型の変位モードには、回転モードに水平モードが加わると推定された。これにより、底面抵抗に加えて先端抵抗が機能して抵抗力が増加したものと想定され、土留め模型の掘削側の側圧が掘削に伴って減少したことから合わせて、改良体模型が有効に抵抗力を発揮した状況が示唆された。

### 2.3 実験のまとめ

本実験では、改良体模型の設置深度が同じで、その形状が異なるケースの比較を行った。その結果、形状によって変位抑止効果が異なる結果を得た。これは改良体の形状を仕様規定して、設置深度を複合地盤としてモデル化する既往のモデル化手法では表現できない現象である。

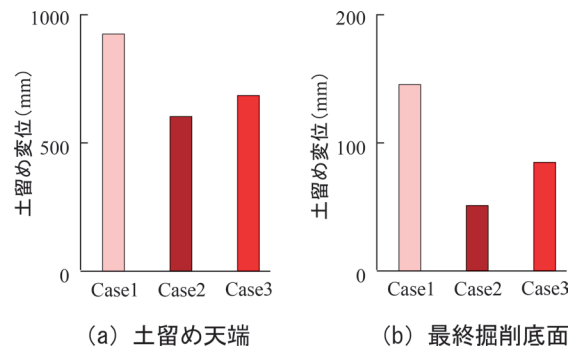


図8 土留め天端、最終掘削底面における土留め変位

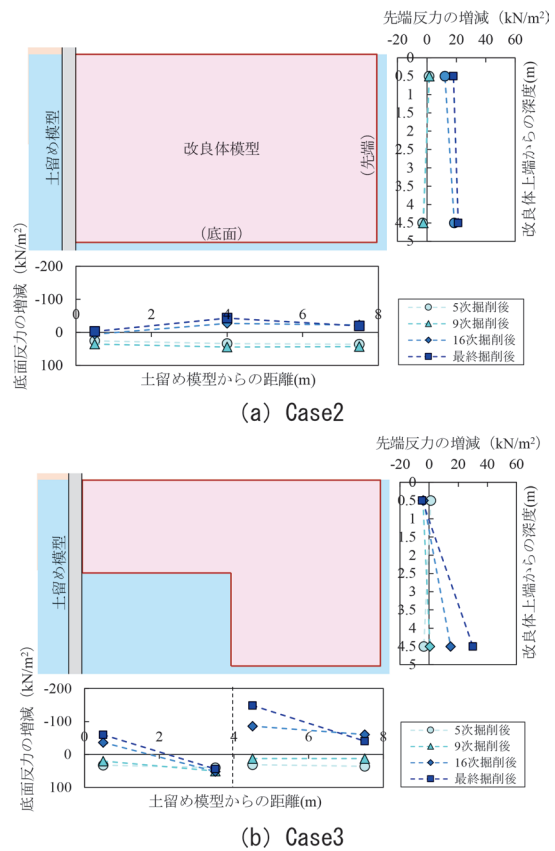


図9 改良体模型の反力分布

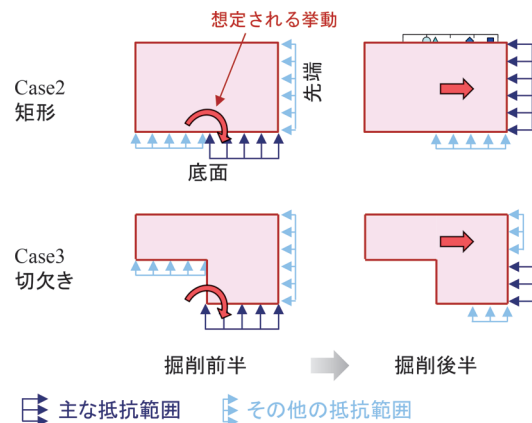


図10 推定される改良体模型の抵抗機構の概念

これは改良体の形状や抵抗メカニズムを考慮可能なモデル化手法が、経済的に寄与することを示唆する結果と考えられる。

また、本実験の結果から改良体のモデル化につながる知見として、①改良体の底面および先端が地盤から反力を受けることで抵抗力を発揮すること、②底面および先端の全部を有効として抵抗力を算出すると抵抗力を過大評価する可能性があることが示唆された。

なお、改良体側面の摩擦抵抗も抵抗力に寄与する可能性が考えられるが、本実験の手順では計測困難であったため、その評価は今後の課題と考えている。

### 3. ソイルバットレスを用いた掘削土留め工の設計法

#### 3.1 ソイルバットレスの地盤抵抗特性の算出

本章では、遠心模型実験の知見を踏まえて、弾塑性法において、改良体の形状に応じた地盤抵抗特性の算出手法を提案する。提案法の概念を図11に示す。支保工として最も一般的に用いられる切ばりは弾性支承でモデル化されるため、改良体を弾性床としてモデル化する。弾性床は分担幅を考慮することで弾性支承と同様に線形の節点ばねに換算できるため、取扱いが比較的容易である。

提案する地盤抵抗特性の算出手法の概念図を図12に示す。弾塑性法は水平方向の釣合いを解く手法である。そのため、改良体底面の鉛直方向の反力（以下、底面抵抗）を改良体先端の水平方向の反力（以下、先端抵抗）に換算する必要がある。

そこで、改良体の形状、鉛直方向と水平方向の地盤反力係数の比率を考慮して、弾性床の剛性算出に用いる地盤反力係数  $k_h'$  を算出する次式を提案した。

$$k_h' = aB'/Dk_h = (B'/D)k_v \quad (1)$$

ここで、 $B'$  は有効幅、 $D$  は高さ、 $k_h$  は水平地盤反力係数、 $a$  は水平地盤反力係数  $k_h$  と鉛直地盤反力係数  $k_v$  との比率 ( $=k_v/k_h$ )

有効幅  $B'$  は既往研究<sup>7)</sup> を参考に改良体重心を通る垂線と底面との交点を回転中心と仮定する。

提案法では、先端抵抗は掘削側地盤の抵抗に含まれるとして、底面抵抗を弾性床の剛性に考慮することとした。また、改良体側面と地盤との摩擦による抵抗力も生じると考えられるが、本研究では考慮しないことで安全側の変位予測とした。なお、本手法は改良体の剛体挙動を前提としたモデル化手法であり、改良体が破壊しないことを前提としている。

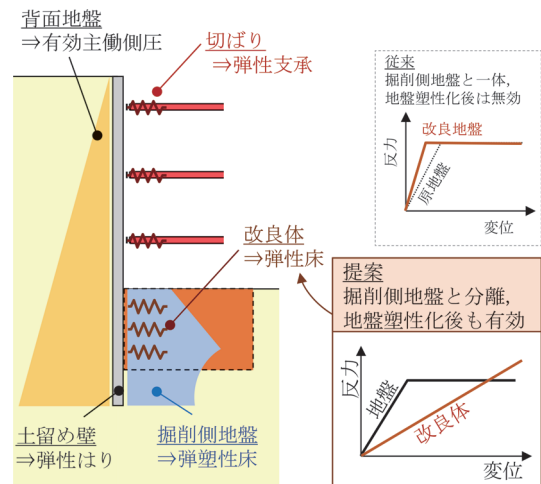


図11 提案法の概念

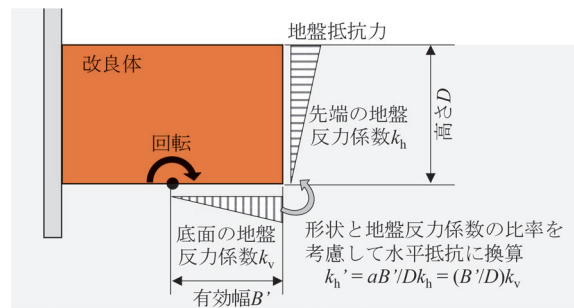


図12 改良体の地盤抵抗特性の算出手法の概念図

#### 3.2 改良体の回転中心位置に関する試算

改良体は地盤との相互作用の大きさや地盤反力分布に応じた挙動を示すため、地盤条件によって回転中心位置が変わることが、すなわち有効幅  $B'$  が変わることが考えられる。本研究では、簡単のため、改良体重心を通る垂線と底面との交点を回転中心と仮定したが、実際と仮定の回転中心に差異が生じることが考えられる。そこで本節では、その差異が土留め変位の予測結果に及ぼす影響把握を目的として、有効幅  $B'$  に着目したパラメトリックスタディを実施した。

本検討は、矩形の改良体模型を対象とし、重心から回転中心を設定すると  $B'/B=0.5$  となる。改良体模型の回転中心と土留め変位の低減率の関係を図13に示す。 $B'/B$  が大きくなるほど有効幅  $B'$  の設定誤差が変位抑止効果の算定誤差に及ぼす影響が小さい傾向が示された。また、 $B'/B=0.5$  と仮定した場合、有効幅  $B'$  の設定に  $\pm 0.1$  の誤差が生じたときの変位の算定誤差は10%程度という結果を得た。

以上より、改良体模型の回転中心が重心付近であれば、土留め変位の予測結果に及ぼす影響は大きくないと判断した。なお、回転中心が改良体の先端側による場合には、変位抑止効果の差異が大きくなることに注意を要することが分かった。

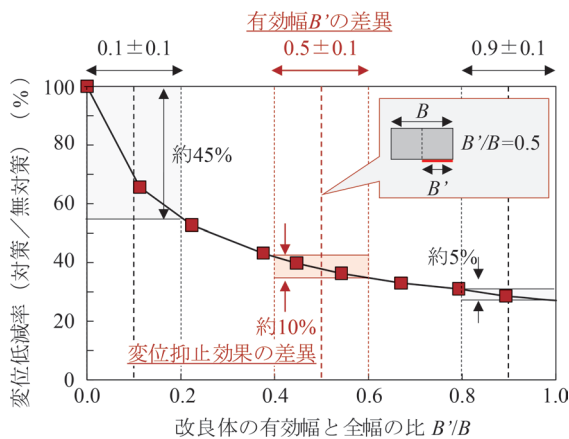


図 13 改良体模型の回転中心と土留め変位の低減率

### 3.3 遠心模型実験を想定した試算

提案法の検証のため、2章の遠心模型実験を想定した試算を実施した。本解析の目的は改良体の効果検証であるため、まず、実スケール換算のCase1（無対策）のモデルで、実験の土留め変位と同程度になるように地盤物性を調整した。次に、図14に示す方法で改良体模型をモデル化して試算を実施した。Case2（矩形）では有効幅 $B'=0.5B=80\text{mm}$ 、高さ $D=100\text{mm}$ であり、 $B'/D=0.80$ となる。Case3（切欠き）では切欠きにより重心が先端側に移動するため $B'/D=0.67$ となる。なお、土留め側の高さが $D/2$ であるため、土留め側では単位面積当たりの反力が2倍になると仮定して、ばね剛性を2倍に補正した。

最終掘削底面における土留め変位に着目して、提案法による算出結果と実験結果を図15に示す。実験結果は、横軸を図14の方法で算出した $B'/D$ の位置に、縦軸を実験結果の最終掘削底面における土留め変位の位置にプロットした。提案法による予測結果は、実験結果に対して安全側であり、 $B'/D$ の増加に伴って土留め変位が抑制される傾向を捉えている。また、予測線との差異がケースにより異なる要因として、側面摩擦の影響が考えられる。本実験では、あらかじめ製作した改良体模型を、床付け土を掘削して設置した。そのため、複雑な切欠き形状は、矩形と比較して地盤との密着性の確保が難しかった可能性が考えられる。なお、本研究は施工実績から改良体の幅と高さの比 $B'/D$ は1.5程度を想定したものである。

## 4. まとめ

本稿では、遠心模型実験によりソイルバットレスの形状と変位抑止効果を検証するとともに、提案法により算出した地盤抵抗特性を用いた弾塑性法による試算を実施して、その予測結果は、実験の土留め変位に対して安全側であり、 $B'/D$ の増加に伴って土留め変位が抑制さ

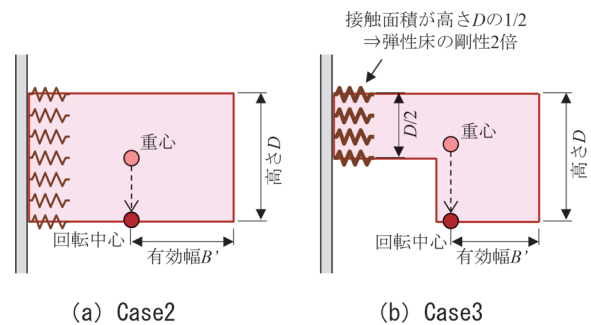


図 14 遠心模型実験の改良体模型のモデル化

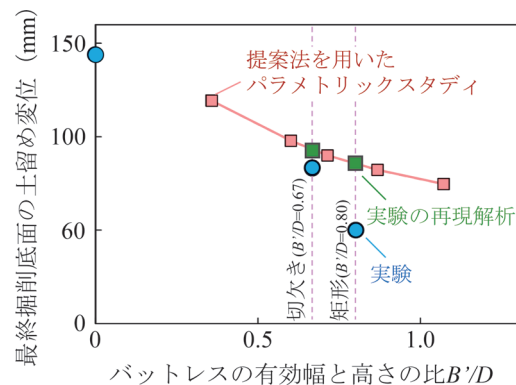


図 15 提案法による試算結果

れる傾向を捉えていることを確認した。本検討が、都市部掘削工事における掘削土留め工の合理化の一助となれば幸いである。

## 文献

- 1) 国土交通省鉄道局監修鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説トンネル・開削編，丸善出版，2021
- 2) 土木学会トンネル工学委員会編：2016年制定 トンネル標準示方書 [共通編]・同解説 / [開削工法編]・同解説，土木学会，2016
- 3) 高田直明，岡二三生，木元小百合，肥後陽介：ソイルバットレス工法による土留壁変形効果および周辺地盤の変形挙動に関する検討，土木学会年次学術講演会公演概要集，Vol.65，pp.669-670，2010
- 4) 高田直明，下野一行，岡二三生，木元小百合，肥後陽介：弾粘塑性有限要素法による土留め開削工事における大阪粘土地盤の変形解析，土木学会年次学術講演会公演概要集，Vol.66，pp.503-504，2011
- 5) 伊藤和也，玉手聡，豊澤康男，堀井宣幸：新遠心模型実験装置 (NIIS-Mark II Centrifuge) の開発，Research Reports of the National Institute of Industrial Safety，NIIS-RR-05，2006
- 6) 伊藤和也，林豪人，吉川直孝，平岡伸隆，小浪岳治：遠心

場掘削シミュレーターを用いた簡易な地山補強の斜面安定効果に関する遠心模型実験, 土木学会論文集 C, Vol.75, No.1, pp.103-114, 2019

7) 佐藤英二, 青木雅路, 丸岡正夫: バットレス型地盤改良工法による山留壁変位抑止効果の評価に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, No.611, pp.79-86, 2007