

地盤のばらつきが変形・崩壊挙動に及ぼす影響を考慮した 剛性の高い自立式土留め壁の合理的な設計法

A Rational Design Method of High Bending Rigidity Cantilever-type Earth Retaining Walls Considering the Effect of Ground Variations on its Deformation and Collapse Behavior

都市人間環境学専攻 松本 尚也
Naoya MATSUMOTO

Key Words : excavation test, Chang's equation, Aluminum rod model ground, safety factor

1. はじめに

近接施工で周辺地盤への影響が懸念される個所での掘削工事には、一般的には自立式土留め工法よりも変位量が小さくなる切梁式土留め工法を用いる方が経済的となる場合が多い。しかしながら、掘削内部の施工性を確保する必要がある場合などでは、土留め壁の剛性を高めて切梁を不要とした自立式土留め工法を採用する場合もある。また、土留め壁の水平変位抑制には剛性の効果が高いことから土留め壁の剛性を高めることはメリットが大きい。

現在の自立式土留めの設計法としては大きく以下の3項目を適切に組み合わせて検討されることが多い。一つは土留め壁の根入れ部が半無限長という仮定を満足するように、土留め壁の特性値 $\beta = \sqrt[4]{B \cdot k_H / 4EI}$ （ここに B ：抵抗幅， k_H ：水平地盤反力係数， EI ：土留め壁の曲げ剛性）と根入れ長 L の積 βL を一定の値（2.5～3.0程度例えば¹⁾）以上とする方法（以下， βL 制限）である。このほかは、壁体の変形を考慮して土留め壁天端等の変位量を予測してそれが一定の値（例えば、掘削深さの3%¹⁾）とする方法（以下，変形照査）と、土留め壁を剛体と仮定して側圧による抵抗モーメント M_p と転倒モーメント M_a の比から定まる安全率を一定値（例えば1.2²⁾）以上とする方法（以下，安定照査）である。しかし、近接施工の観点から変形を抑制するために壁体剛性 EI を増加させると特性値 β が減少するため、一つ目の βL 制限によって、必要な根入れ長が著しく増加することとなる。

著者らはこれまで、土留めの崩壊までを簡易的に模擬できるアルミ棒積層体を用い掘削実験を行い、同一の根入れ深さで壁体の曲げ剛性のみ増加させても（すなわち βL 制限を満足しなくても）必ずしも危険側とはならない可能性があることを確認している³⁾。一方で、 βL 制限は、設計上の安全余裕を確保するための経験的な手法の一つとして豊富な設計・施工実績を有しているものとも考えることもできる。そのため、実際の設計時に βL 制限を考慮するかどうかは地盤情報の不確実性などに対する応答の違いなどにも考慮して慎重に判断する必要があると考えられるが、それに対する検証事例が

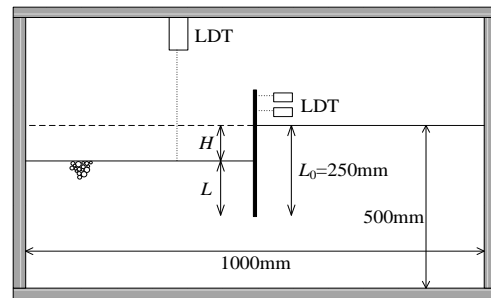


図-1 掘削実験の概要図

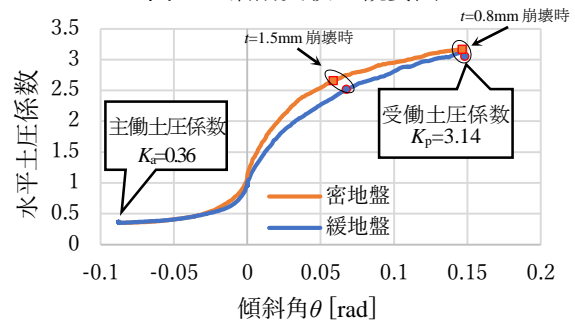


図-2 模型地盤の擁壁土圧実験結果

少なく、その判断が難しいのが現状である。

そこで本研究では、土留め壁長を一定として地盤の密度と土留め壁の剛性を变化させた模型掘削実験を体系的に実施して、その崩壊に至るまでの挙動の違いを評価することとした。また実験結果に対する変形照査・安定照査の精度検証を行い、これらの適用条件について考察する。その上で βL 制限は適用しないものの同程度の信頼性を確保できる合理的な設計法を提案する。

2. 掘削実験

(1) 掘削実験の概要

模型地盤は長さが150mmで、直径が3, 2, 1.5mmのアルミ棒を重量比1 : 1 : 1で混合したアルミ棒積層体を図-1に示す縦500mm，横1000mmに積み上げたものである。

地盤特性の変動を模擬するため、本実験ではアルミ棒の締め固め方法を変化させて、密度の異なる2種類の地盤を作成した。密地盤は、撒きだし厚さ50mm毎に突き固め板を深さ50mmまで挿入する作業を水平間隔10mm間隔で3回実施した後に小型バイブレータを1往復して十分に締め固めた。緩地盤は、撒きだし厚さ50mm毎に突き

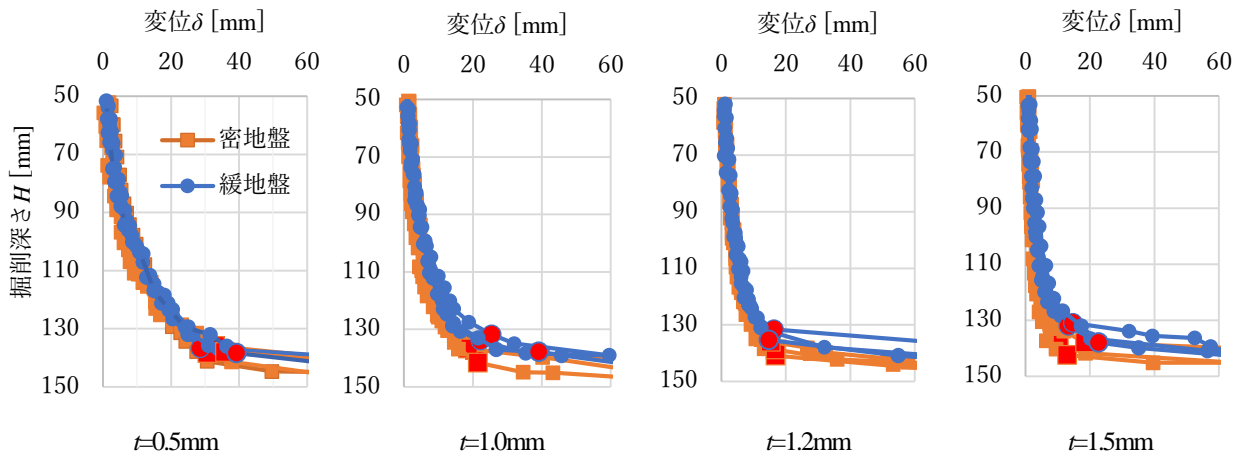


図-3 各板厚ごとの掘削深さと変位関係 (赤プロットは限界掘削深さ)

固め板を使用してアルミ棒の配置を整えただけとした。その結果、単位体積重量は密地盤では $\gamma=21.8\sim 22.3\text{kN/m}^3$ 、緩地盤では $\gamma=20.9\sim 21.5\text{kN/m}^3$ となった。

この模型地盤の密度の違いが土圧挙動に及ぼす影響を把握するため別途実施した擁壁土圧実験の結果を図-2に示す。受働側での途中段階での土圧の発現傾向に差があることがわかる。ただし、受働側で十分に変形が進んだ受働土圧状態および主働側の挙動には締固め程度による違いを模擬することはできなかった。

模型土留め壁はアルミ製とし、板厚 t を0.5, 1.0, 1.2, 1.5mmの4種類について、土留め壁長を $L_0=250\text{mm}$ で一定とした上で各地盤で3回ずつ実験した。

掘削は、アルミ棒積層体を概ね3mmずつ取り出すことで模擬し、掘削底面が平坦に掘削できなくなる状態まで掘削した。なお、本研究では、掘削深さ H と壁体天端の水平変位量 δ は画像解析で求めた値を用いて考察する。

(2) 実験結果

a) 掘削深さ-変位関係

本実験の掘削深さ-壁体天端水平変位(H - δ)関係を図-3に示す。壁体剛性が高くなるほど変位は減少傾向である。また、壁体剛性が最も小さい $t=0.8\text{mm}$ では地盤密度によって H - δ 関係はあまり変わらなかったが、それよりも壁体剛性が高いケースでは地盤密度によって H - δ 関係が異なる結果となった。

b) 限界掘削深さの判定

本研究における崩壊を定義するために、掘削深さの増分(ΔH)を変位の増分($\Delta \delta$)で除した値と掘削深さ H の関係を図-4に示す。本研究では土留め壁の崩壊をこの $\Delta H/\Delta \delta$ の値が急増し始める状態と定義し、それを判定する閾値として図-4から $\Delta H/\Delta \delta=2$ を用いることとした。具体的には $\Delta H/\Delta \delta=2$ を超過する(すなわち崩壊に至る)直前の掘削ステップを限界掘削深さ H_c とした。各ケースの限界掘削深さを図-3に赤色でプロットした。

c) 崩壊直前の土留め壁前面抵抗土圧の推定

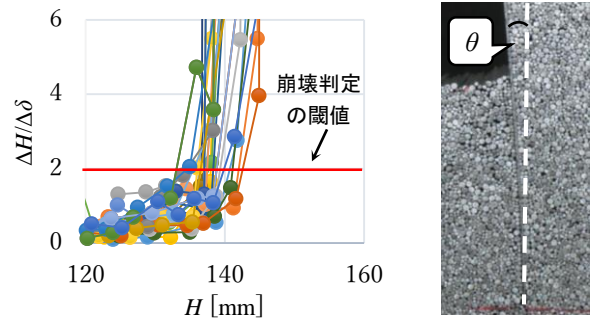


図-4 $\Delta H/\Delta \delta$ と掘削深さの関係 図-5 H_c 時の傾斜角 θ

図-2に示した通り、地盤密度によって受働側の挙動に違いが生じていることから、図-5のように掘削実験の限界掘削深さにおける根入れ部の壁体傾斜角 θ を画像解析で算出し、図-2からその時の土留め壁前面抵抗土圧を推定した。図-2中には、 $t=0.8\text{mm}$ と 1.5mm のケースでの推定値を赤くプロットした。壁体剛性が低いと崩壊時の前面抵抗土圧はほぼ上限に達しているが、壁体剛性が高いと崩壊直前でも根入れ部の壁体傾斜角 θ は比較的小さいため受働土圧状態までは至っていないことがわかる。すなわち、剛性が高い土留め壁では崩壊時に前面抵抗土圧が十分に発揮できていないことがわかった。

3. 再現解析

本章では、一般的な設計での適用が想定される簡易な変形解析法および安定解析法を用いて、実験の再現解析を行い、それらの再現精度について検証する。

(1) 変形解析法の概要

自立式土留め壁の根入れ部の水平変位 y は、弾性床土上の梁として式(1)の微分方程式としてモデル化される。

$$y = e^{-\beta x} C_1 \cos \beta x + e^{-\beta x} C_2 \sin \beta x + e^{\beta x} C_3 \cos \beta x + e^{\beta x} C_4 \sin \beta x \quad (1)$$

これに掘削底面深さ($x=0$)での境界条件として背面側からの主働土圧合力 P を載荷高さ $h=H/3$ に作用させた場合の断面力(曲げモーメントおよびせん断力)が与えられる。また、壁体天端変位 δ は掘削底面より上方を片持ち梁と仮定して算定される。

a) 半無限長変形解析

半無限長条件では地中深部では y がゼロになると考えて積分定数 C_3, C_4 を0とし、残り2つの積分定数 C_1, C_2 のみを考慮して式(1)を解く(いわゆるChangの式)。この方法は文献2)で慣用法として示されている方法である。以下、半無限長解析で求めた壁体天端変位を δ とする。

b) 有限長変形解析

有限長条件では、4つの積分定数を求めるため、土留め壁下端での境界条件も考慮する必要がある。本研究では一様な模型地盤であることから土留め壁先端でのせん断力と曲げモーメントが0という条件を与えた式(2)を解いて各積分定数を求めた。

$$\begin{bmatrix} 1 & 1 & -1 & 1 \\ 0 & 1 & 0 & -1 \\ e^{-\beta L}(A-B) & e^{-\beta L}(A+B) & -e^{\beta L}(A+B) & e^{\beta L}(A-B) \\ e^{-\beta L}B & -e^{-\beta L}A & -e^{\beta L}B & e^{\beta L}A \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} C_1 \\ C_2 \\ C_3 \\ C_4 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -Ph/(2EI\beta^3) \\ P/2EI\beta^2 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} \quad (2)$$

ここで、 $A=\cos\beta L$ 、 $B=\sin\beta L$ である。以下、有限長解析で求めた壁体天端変位を δ_f とする。

c) 再現解析の計算条件

変形解析法による再現解析では、単位体積重量は各地盤密度の平均値(密地盤： $\gamma=21.99\text{kN/m}^3$ 、緩地盤： $\gamma=21.15\text{kN/m}^3$)を用い、主動土圧係数は地盤密度によらず図-2の実測値($K_a=0.36$)を用いた。また、 β は掘削深さの1%変位時の地表面水平変位 δ を再現できるような有限長、半無限長ごとに逆算し別々に求めた。これは実務において、情報化施工を行って、掘削初期段階の変位計測結果から設計値を更新した状態に相当する。

(2) 安定解析法の概要

土留め壁を剛体と仮定し、かつ回転中心を土留め壁下端と仮定すれば、前面側の抵抗土圧によるモーメント M_p と背面側の主動土圧によるモーメント M_a の比として、式(3)で安全率 F_s を算定することができる。

$$F_s = M_p/M_a \quad (3)$$

安定解析による再現解析では、単位体積重量および主動土圧係数は変形解析時と同一とし、前面側の抵抗土圧は、各ケースの崩壊時の根入れ部の壁体傾斜角 θ から図-2より推定した土圧係数を用いて算定した。

(3) 変形解析の再現解析結果および精度検証

図-6に一例として緩地盤で剛性が最も高いケース($t=1.5\text{mm}$)の実測値と再現解析結果を示す。半無限長解析解 δ よりも有限長解析解 δ_f の方が深い掘削深さまで実測値と近い値を示していることがわかる。

ここで変形解析法の精度に及ぼす βL の影響を検証する。まず限界掘削深さ H_c での実測変位 $\delta_{\text{test-c}}$ を各再現解析での予測変位(δ_f および δ)で除した値を求め、次に1%変位時で逆算した β と限界掘削深さ H_c での根入れ長 $L_c=L_0-H_c$ との積 βL_c を求めた。これらの関係を図-7に示す。

本実験の崩壊時は全てのケースで βL_c が2.0を下回っており、 βL 制限を満足しない条件での実験となっていることが確認できる。また、全体的に有限長解析法の方が

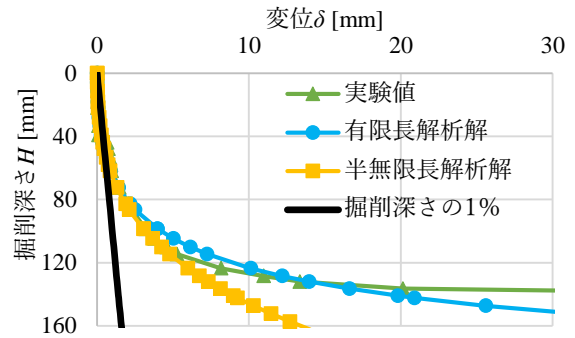


図-6 実測値と解析解の掘削深さと変位関係

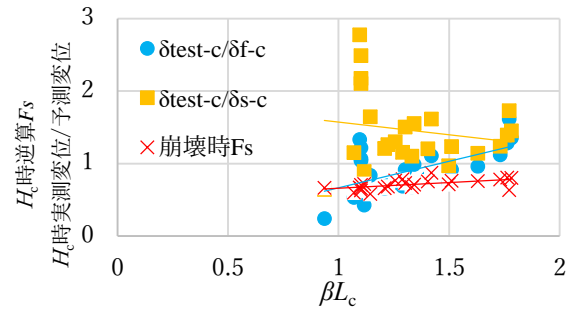


図-7 崩壊時の逆算 F_s および崩壊時の実測変位/予測変位に対応する βL_c

半無限長解析よりも図-7の縦軸が1.0に近く、予測精度が高いことがわかる。半無限長解析は、 βL_c が小さくなる(壁体剛性が高くなる)と急激に縦軸の値が大きくなり、崩壊時の予測変位が過小評価となる傾向が確認でき、 βL 制限を満足しない場合の変形解析手法としては十分な精度を確保することができないことがわかる。一方、有限長解析は βL_c が小さくなるほど崩壊時の予測変位を過大評価する傾向(すなわち安全側)となっており、 βL 制限を満足しない場合でも変形解析手法として十分に適用可能性があることが確認できた。

(4) 安定解析の再現解析結果および精度検証

安定解析による再現解析で逆算された限界掘削深さ H_c における安全率(崩壊時逆算 F_s)と βL_c の関係を図-7に示す。崩壊時逆算 F_s は、 βL_c の大きさに関わらず $F_s=0.5\sim 0.8$ 程度となっており、逆算 F_s が1.0となる深度は限界掘削深さ H_c よりも浅く予測される結果になったことにより、 βL 制限を満足しない場合でも、式(3)での安定解析手法は十分に適用可能性があることが確認できた。

4. 地盤のばらつきを考慮した設計法の提案

前章では、 βL 制限を満足しない場合でも、簡易な変形解析法(有限長解析)および安定解析法によって崩壊時まである程度の精度で再現することが可能であることが確認された。ただし、実際の設計では特に地盤物性のばらつき(空間的な変動の他に地盤調査精度やモデル化誤差に起因するものを含む)によって、設計結果が危険側とならないように配慮しておく必要がある。従来の βL 制限はこの点への配慮としての役割もあつたと

考えられる。

そこで本章では、本実験での地盤密度の減少を、地盤物性が設計時の想定よりも危険側に変動した状態を模擬したものと解釈し、 βL が小さい条件でも安全余裕が減少しないような設計法を提案する。具体的には変形照査および安定照査のそれぞれについて、密地盤の条件で限界状態を満足する最大の掘削深さの予測値を求め、密地盤および緩地盤の実測の掘削深さ変位関係から同じ限界状態に達する掘削深さの実測値をこの予測値で除した値を安全余裕とし、これと βL との関係を整理する。その上で βL が2.5を下回ることによって安全余裕が減少しないような設計法とする。

(1) 変形照査法

ここでは変形照査に関する限界状態を、文献1)に準じて変位が掘削深さの3%に至る状態（データ整理上は限界状態を超える直前の状態）とする。なお、予測値を算出する際の地盤反力係数は、最も剛性が低い $t=0.8\text{mm}$ の密地盤での再現解析で得られた β から逆算して求めた値の平均値を全ケース共通して用いた。単位体積重量、主働土圧係数は再現解析と同一とした。

図-8に変形照査の限界状態を満足する掘削深さの実測値を予測値で除した値と βL の関係を示す。なお、ここでの L は限界状態を超える直前の掘削深さの実測値に対応する根入れ深さである。いずれも近似直線は概ね水平または左上がりとなっており、 βL の減少に伴う安全余裕の減少は生じにくいことが確認できる。すなわち、掘削深さの3%に至る状態での変形照査であれば、 βL 制限を適用せずとも地盤のばらつきに対する配慮が可能であることがわかる。

(2) 安定照査法

ここでは、安定照査に関する限界状態として、文献2)に準じて回転中心を土留め壁下端と仮定した条件での安全率 F_s が1.2に達する状態（データ整理上は限界状態を超える直前の状態）を考える。なお、安全率 F_s を算出する際の前面側の抵抗土圧には、再現解析時の推定値ではなく、十分に抵抗が発揮された受働土圧状態として、図-2より求めた受働土圧係数($K_p=3.14$)を全ケース共通して用いた。また、単位体積重量は密地盤の平均値とし、主働土圧係数は再現解析と同一とした。

安定解析上は壁体を剛と仮定するので、全ケースでこの限界状態を満足する最大の掘削深さ H_d は120.5mm、その時の根入れ深さ L_d は129.5mmで共通となる。実測の限界掘削深さ H_c をこの H_d で除した安全余裕と βL_d の関係を図-9に示す。これは設計した掘削深さ H_d が有する実測限界掘削深さ H_c に対する安全余裕であると解釈できる。

図-9から密地盤では近似直線は水平となっているが、緩地盤では βL_d が減少すると安全余裕が減少する左下がりの傾向となっていることがわかる。この結果から壁体

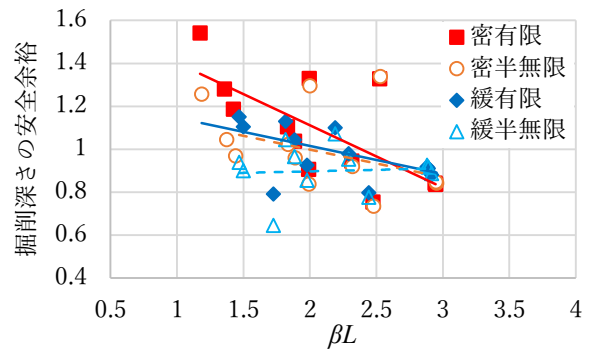


図-8 変形照査限界状態での安全余裕

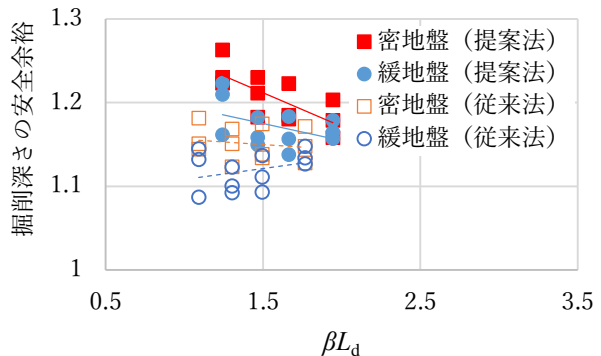


図-9 安定照査限界状態での安全余裕

剛性を増加した際には想定外に備えて安全率を割り増して設定するのが良いと考えられる。そこで本研究では壁体剛性を上げて βL_d が2.5を下回った場合に、 βL_d に応じて安全率を割り増す式(4)の方法を提案する。

$$F_s = 1.2 \times (2.5 / \beta L_d)^{0.1} \quad (\beta L_d < 2.5) \quad (4)$$

上式の提案法による結果を図-9に示した。提案法の近似直線はいずれも左上がりの傾向となっており、壁体剛性を増加しても、地盤の不確実性を考慮したうえで安全側に設計することができる。

5. おわりに

βL 制限を適用せずとも地盤の不確実性を考慮した限界状態の変形・安定照査を行えば安全側に設計できることがわかった。また、半無限長解析による変形照査で βL 制限を適用せずとも安全余裕が大きく減少しないことが確認されたが、有限長解析は崩壊に対する安全余裕も確保できることから有意な解析手法であると考えられる。なお、本研究はアルミ棒積層体という様な地盤での評価なので、実際のような複雑な層を有す地盤にはさらなる検討が必要である。

参考文献

- 1) 公益社団法人日本道路協会：道路土工 仮設構造物工指針。
- 2) 日本建築学会：山留め設計指針，pp.127-129，2017。
- 3) N. Matsumoto, H. Nishioka：A study on the effect an earth-retaining wall's rigidity and embedded depth on its behavior, Proceedings of the Second International Conference on Press-in Engineering, 2021。