

自立式土留め壁の剛性・根入れ長の影響に関する研究

中央大学 学生会員 ○松本 尚也 学生会員 大津 将嘉 正会員 西岡 英俊

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。この場合の設計では土留め壁と剛性と根入れ長とのバランスを合理的に決定することが求められるが、剛性と根入れ長の両方をパラメータとして崩壊に至るまでの挙動を実験的（あるいは現場で実証的）に体系化した検討事例は少ない。また、一部の設計基準では土留め壁の根入れ長は杭が半無限長とみなせる長さとするを原則^{例えぱり}としており、この原則に従えば土留め壁の剛性を高めるほど根入れ長を長くしなければならず、必ずしも合理的な設計とならない可能性がある。

そこで本研究では、地盤の破壊を簡易的に模擬できるアルミ棒積層体を用いて自立式土留め壁の剛性と根入れ長（壁長）を主たるパラメータとした模型実験を行い、これらが自立式土留め壁の崩壊に対する安全性や変形量に及ぼす影響について検討した。

2. 実験概要

2.1 模型地盤と実験装置

模型地盤材料に用いたアルミ棒積層体は、長さ50mm、直径1.6mmと3.0mmの2種類のアルミ棒を重量比3:2で混合したものを積み上げたものである。模型地盤は深さ50mmを一層としてまき出した後に水平方向に10mm間隔で鉛直に50mmの深さまで3回突き固め板を突き刺して締固めた²⁾。この方法で作成することで単位体積重量は21.0kN/m²となった。

模型地盤は、図-1に示すような幅500mm、深さ300mmの実験装置の中に作成した。また、模型地盤中のすべり面の発生の観察を容易にするため、アルミ棒端面に深さ20mmごとに水平線を描いた。

キーワード 自立式土留め工法、アルミ棒積層体

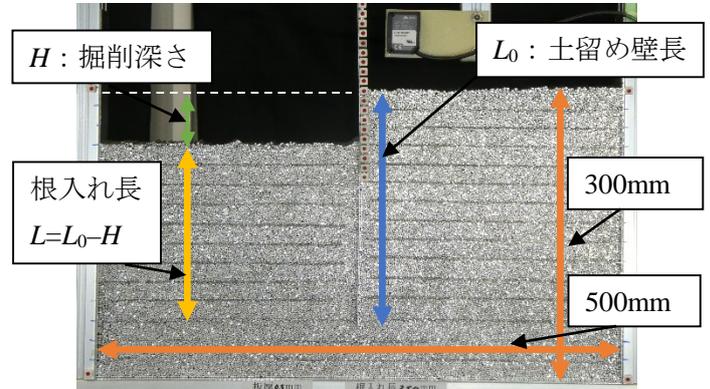


図-1 実験装置の外観

表-1 水平載荷試験で求めた杭の特性値 $1/\beta$ と βL_0

板厚	$t=0.5\text{mm}$	$t=1.0\text{mm}$	$t=2.0\text{mm}$
$1/\beta$	53mm	71mm	100mm
βL_0	3.8~5.7	2.8~4.2	2.0~3.0

2.2 模型土留め壁と実験ケース

模型土留め壁は、模型地盤を作成した後に、模型地盤中央に幅70mmのアルミ板を貫入して模擬した。実験ケースは、模型土留め壁（アルミ板）の板厚 t を3ケース ($t=0.5, 1.0, 2.0\text{mm}$)、および土留め壁長 L_0 （地上の突出部の長さは含まない掘削前の根入れ長）を3ケース ($L_0=200, 250, 300\text{mm}$) の全9ケースである。

なお、模型土留め壁のモデル化の妥当性は、掘削前に別途実施した模型土留め壁単独の水平載荷試験から式(1)に示すChang式を用いて杭の特性値 β を逆算して評価した。

$$y_0 = \frac{P}{3EI\beta^3} \{ (1 + h\beta)^3 + 1/2 \} \quad (1)$$

ここで y_0 : 杭頭変位, P : 水平荷重, h : 突出長, EI : 杭の曲げ剛性である。実測された杭の特性値 β の逆数および β と壁長 L_0 の積 (βL_0) の値は表-1に示す通りであった。この βL_0 の値の範囲 (2.0~5.7) は実際の自立式土留めとして一般的な範囲であり、本実験の模型土留め壁のモデル化は妥当と評価できる。

2.3 掘削

掘削は 10mm ずつアルミ棒を取り出すことで模擬し、掘削側の模型地盤表面を水平に均し終わった時点で、レーザー変位計による土留め壁の地表面の水平変位 δ_0 の計測および写真撮影を行った。なお、レーザー変位計での計測は地上突出部の2箇所で行い、突出部のたわみがないものとして δ_0 に変換した。

3. 実験結果

実験結果の一例として、土留め壁の長さと同じ ($L_0=200\text{mm}$) で板厚のみが異なるケース (0.5mm と 1.0mm) について、崩壊に至る1段階前 (いずれも掘削深さ 110mm) での模型地盤および模型土留め壁の変形状況を図-2 に示す。なお、図中に併記した βL の値は、いずれも一部の設計基準で原則とされている半無限長とみなせる条件 (一般に $\beta L \geq 2.5 \sim 3.0$ 程度) を満たしていない。板厚が小さいケース (図-2 a) では土留め壁のたわみの影響が大きいのに対し、板厚が大きいケース (図-2 b) では壁体が剛体的に挙動していることがわかる。また、図-3 に崩壊時の掘削深さ H_c と板厚 t の関係を示す。崩壊時の掘削深さ H_c は主に土留め壁長に依存し、剛性にはほとんど影響を受けないことがわかる。

次に全ケースの掘削深さ H と地表面の土留め壁の水平変位 δ_0 の関係を図-5 に、掘削深さ $H=50\text{mm}$ 時の水平変位 δ_0 の関係を図-4 に示す。変位抑制効果は根入れ長では確認できず、板厚 (壁体の曲げ剛性) に依存していることがわかった。

4. まとめ

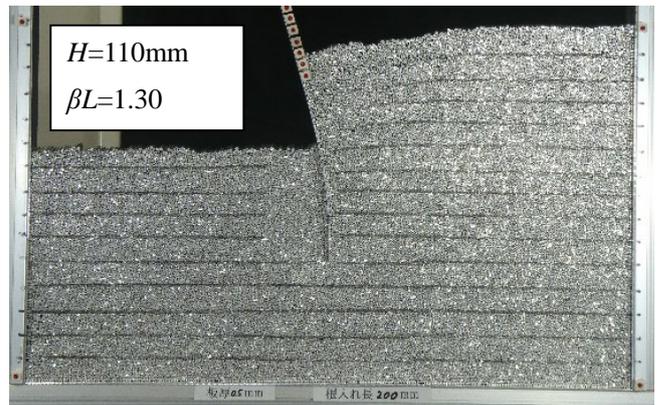
本研究から得られた成果は以下のとおりである。

- 掘削時の土留め壁の変位抑制効果は土留め壁の剛性の増加に影響し、根入れ長を増やすことの効果は明確にならなかった。
- 土留め壁の崩壊は土留め壁の剛性には依存せず、根入れ長にのみ影響する。

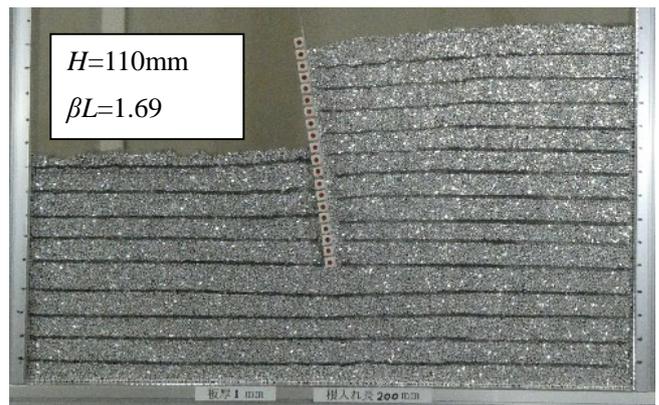
なお、設計基準の βL から逆算して決まる必要根入れ長を確保しようとする剛性が高い土留め壁ほど長くする必要があるが、実験では、根入れ長を長くしなくても崩壊時の掘削深さは低下しない結果となった。

参考文献

- 公益社団法人日本道路協会：道路土工 仮設構造物指針, pp.153-154, 1999.
- 杉本隆男, 玉野富雄：土留め工の力学理論とその実証, 技報堂出版, p.249-250, 2003.



a) $t=0.5\text{mm}$



b) $t=1.0\text{mm}$

図-2 崩壊1段階前の状態の比較 ($L_0=200\text{mm}$)

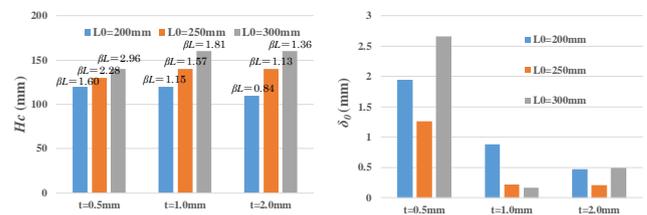


図-3 H_c と t の関係

図-4 $H=50\text{mm}$ 時の δ_0

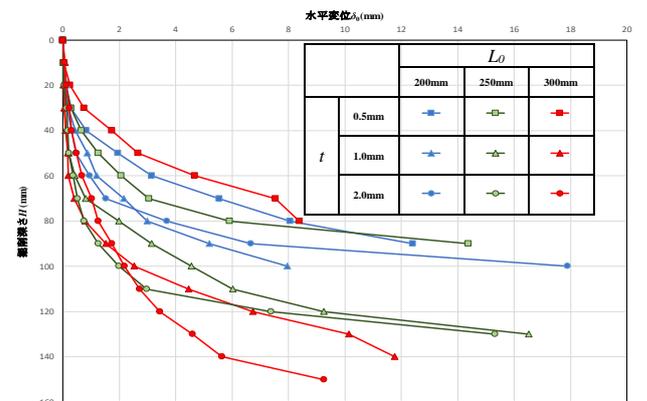


図-5 掘削深さ H と水平変位 δ_0 の関係