

既設構造物近くでのグラウンドアンカー式山留め掘削の合理的な支保パターン

名古屋工業大学 学生会員 ○奥田 一彰
 名古屋工業大学 正会員 H.M.Shahin, 中井 照夫
 東海旅客鉄道 正会員 加藤 盛大
 フタバ産業 非会員 岡田 浩平

1. はじめに

アンカー式山留め掘削は地中に支保反力を得るため、切梁工法と比べ任意の断面や掘削面積が広い施工条件で、より効率的な掘削が可能である。しかし現行の設計法では、山留め壁に作用する土圧の設定と山留めの応力・変形作用を経験的手法で評価しており、必ずしも合理化されていない。そこで本研究では、既設構造物が周辺地盤に及ぼす影響を考慮した2次元模型実験を実施し、効果的な支保パターンの探索を試みた。また、地盤材料の弾塑性構成モデル subloading t_{ij} model¹⁾ に基づく有限要素解析を実施し、実験との比較により解析の妥当性を検証した。

2. 2次元模型実験の概要

Fig.1 に2次元模型実験の概略図を示す。模型は現場スケールの約1/100を想定しており、地盤材料には直径1.6mmと3.0mmのアルミ棒を重量比3:2で混合した積層体(単位体積重量 $\gamma=20.4\text{kN/m}^3$)を用いた。山留め壁(長さ300mm,奥行き60mm,厚さ0.5mm, $EI=0.88\text{N}\cdot\text{m}^2/\text{cm}$, $EA=4.22\cdot 10^2\text{kN/cm}$)とアンカー体(奥行き50mm, 横幅50mm, 厚さ5mm), 基礎(幅80mm, 高さ10mm, 奥行き50mm)もアルミ板でできている。アンカーの緊張力は頭部の蝶ナットにより制御可能である。アンカー引張部は、アンカー体と頭部をモデル地盤の両側面からピアノ線(0.3mm径, $EA=1.41\cdot 10^3\text{kN/cm}$)で接続してモデル化した。ピアノ線には2軸のひずみゲージを接着したアルミ薄板を挿入し、校正係数を乗じてアンカーの引張力を算出した。既設構造物の影響を考慮するため、基礎を壁体から120mmの位置に設置し、荷重装置により一定荷重をかける。荷重は支持力試験から得られた極限支持力の約1/3となる 3.14N/cm を構造物の死荷重として作用させた。掘削は地表面からアルミ棒を15mmずつ取り除くことで模擬し、地盤の崩壊により実験の続行が不可能となる掘削深度まで行った。アンカーは2段設置し、掘削深度が30mm, 90mmに到達した時に、1,2段目のアンカーをそれぞれ深さ15mm, 75mmの位置に設置した。等間隔で3段目のアンカーを入れるとするとその時の掘削深度は150mmとなるが、可能な場合は最終掘削深度を210mmとし、内部摩擦角を 30° と設定して主動すべり面を仮定し、外側にアンカー体を設置した。また、切梁による山留め掘削²⁾との比較を示すため、アンカーと同じ位置に切梁を設置したケースの実験(Case2-S)も実施した。実験ケースをTable1に示す。

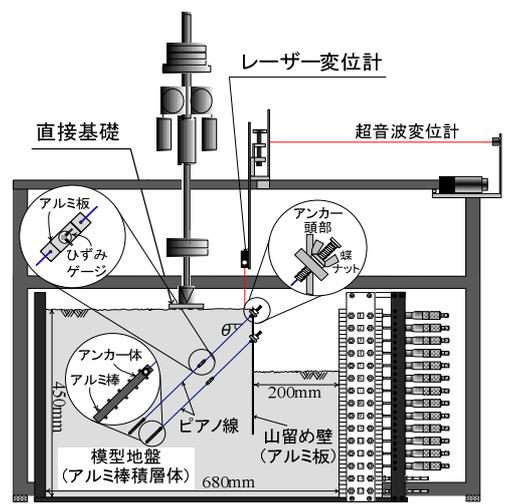


Fig.1 2次元模型実験の概略図

Table1 実験パターン

実験パターン	支保工(2段設置)	プレストレス	設置傾角	アンカー長さ
Case 2-S	切梁	なし	水平	なし
Case 2-A	アンカー	$T_1=0.3\text{IN}$ $T_2=0.57\text{N}$	水平から 30°	$L_1=150\text{mm}$ $L_2=125\text{mm}$
Case 2-A2				$L_1=150\text{mm}$ $L_2=250\text{mm}$

Table2 アルミ層積層体のパラメータ

λ	0.008	Same parameters as Cam clay model
κ	0.004	
e_{vc} at $p=98\text{ kPa}$ & $q=0\text{ kPa}$	0.3	
$R_{cs} = (\sigma_1/\sigma_3)_{c(scomp)}$	1.8	
v_e	0.2	Shape of yield surface (same as original Cam clay at $\beta=1$)
β	1.2	
α	1300	Influence of density and confining pressure

3. 数値解析の概要

模型実験と同スケール・同条件で、当研究室で開発した地盤のコード FEMtij-2D を用いて平面ひずみ・排水条件下で非線形有限要素解析を実施した。山留め壁とアンカー体は beam 要素, アンカーは truss 要素で表

キーワード 山留め掘削 グラウンドアンカー 模型実験 有限要素解析

連絡先 〒466-8555 名古屋市昭和区御器所町 名古屋工業大学 TEL/FAX 052-735-7157

現し、これらの剛性は模型実験と同様の値を用いる。地盤と山留め壁または地盤と基礎との間の摩擦を考慮するために弾塑性 joint 要素を用い、摩擦角をそれぞれ $\delta=14^\circ$, 15° (別途、摩擦試験により決定) とした。掘削は要素を除去することでモデル試験と同様に模擬した。境界条件は模型実験と同様に模擬した。地盤材料の応力-ひずみ関係は等方硬化型の弾塑性モデル subloading t_{ij} model¹⁾で記述した。Table2 にアルミ棒積層体のパラメータを示す。

4. 結果と考察

Fig.2 に壁体の変位分布を示す。まず Case2-S と Case2-A の実験結果について比較検討を行う。いずれも掘削深度 $d=120\text{mm}$ までは壁体の変位量に明確な違いは見られないが、その後は Case2-A は壁体変位が急激に増大するのに対し、Case2-S では変位が抑制されている。Fig.3 に偏差ひずみ分布を示す。いずれも、既設構造物の影響により、基礎直下から山留め壁下端に向かってすべり面が発達することがわかる。特に Case2-A ではアンカー体の外側に接する形ですべり面を形成し、浅い掘削深度で地盤が崩壊することがわかる。これは Case2-A において、基礎直下およびアンカー体周辺の応力集中領域の境界を繋ぐようにせん断帯を形成するためである。以上の結果を踏まえ、切梁設置時と同等の支保効果を得るためには、下段アンカーを長く設定し、想定されるすべり面の外側にアンカー体を設置することが有効と考えた。そこで、2 段目のアンカー長を長くした Case2-A2 を実施し、アンカー長の違いによる影響の検証を行った。Fig.2 について $d=150\text{mm}$ に着目すると、Case2-A では壁体変位が急激に増大するのに対し、Case2-A2 では変位が明確に抑制されていることがわかる。また Fig.3 から Case2-A2 ではアンカーがせん断帯をまたいで設置されており、偏差ひずみの発達も明確に抑制されていることがわかる。Fig.4 には各掘削深度における基礎中央部の沈下量を示す。 $d=150\text{mm}$ (破線部)に着目すると、Case2-A では基礎の沈下が急激に増大するが、Case2-A2 は Case2-S と同等の支保効果が得られており、下段アンカーを想定されるすべり面より長く設置することによって、切梁による山留めと同等の基礎の沈下抑制が可能となるといえる。Fig.2, 3 には対応する解析結果も示している。いずれも壁体の実測された変形モードや偏差ひずみ分布を適切に捉えており、本数値解析はアンカー長の影響を含め実測値をよく表現できることもわかる。

5. まとめ

模型実験の結果から、最下段アンカーを長く設置することが有効であることがわかった。また、数値解析は実験結果をよく捉えており、地盤材料の力学特性や施工過程を適切にモデル化した数値解析は山留め掘削、グラウンドアンカー及び周辺地盤の応答を総合的に予測する有用なツールになるといえる。

参考文献

- 1) Nakai, and Hinokio, (2004): A Simple Elastoplastic Model for normally and over consolidated soil with unified material parameters, *S&F*, 44(2)
- 2) Shahin H.M., Nakai T., Kikumoto M., Uetani Y. and Zhang, F. (2010): Interaction effect of retaining wall and existing foundations in braced excavation, *Proc. of GeoShanghai - Deep and Underground Excavations (GSP-ASCE, No. 206)*, 92-99.

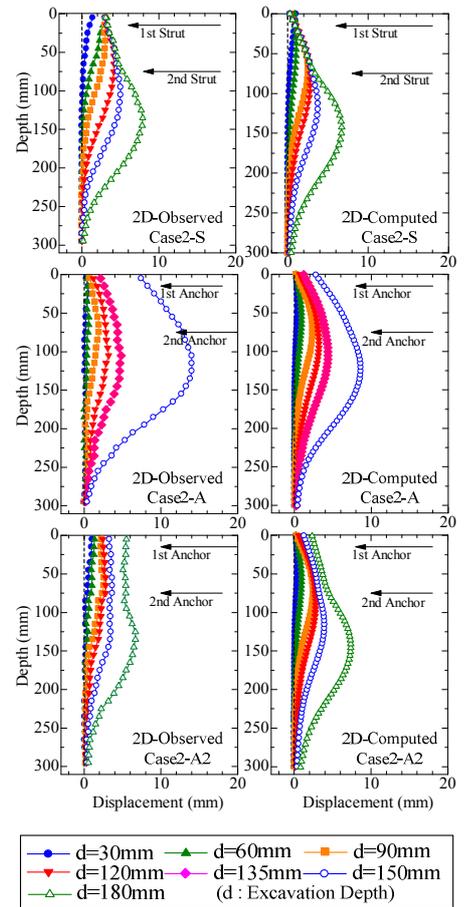


Fig.2 壁体変位分布 (左 実験, 右 解析)

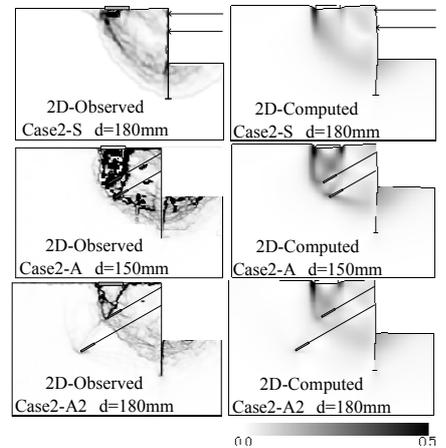


Fig.3 偏差ひずみ分布 (左 実験, 右 解析)

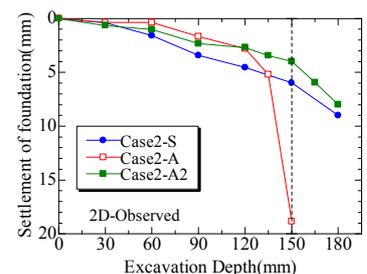


Fig.4 基礎の沈下量 (実験結果)