

山留め壁打設方法と周辺地盤の変形挙動の関係についての解析的検討

名古屋工業大学 正会員 ○檜尾 正也 中井 照夫
 名古屋工業大学大学院 学生会員 佐藤 康晴
 技 研 製 作 所 正 会 員 長山 輝夫 安岡 博之
 住 友 金 属 工 業 正 会 員 池田 昌弘 中野 啓眞

はじめに

今日、山留め問題を扱う上で重要なことの一つとして、山留め壁や周辺地盤の変形をいかに小さく抑えるかということがある。特に、都市部では周辺地盤の変形の許容量が小さく、施工方法の選択が問題となることが多い。この工法選択では、現場実験による検討はもとより、施工過程や地盤の力学挙動を適切にシミュレートした数値解析による変形予測が有効である。本研究では、現場実験にあわせて、従来の矢板打設工法のように打設時にオーガーで矢板両面の地盤を乱す工法と、ゼロクラッシュパイラー工法のように受働側の片側地盤しか乱さない工法の弾塑性有限要素解析を行なった。そして、解析結果と現場実験結果の比較から、打設工法の違いによる周辺地盤の変形挙動の差を解析・実験の両面から検討した。

解析の概要

解析は現場実験に合わせたスケールで、平面ひずみ条件下で行っている。用いた有限要素メッシュを Fig.1 に示す。山留め壁は通常の矢板の剛性を参考に弾性体 ($EI=3.4 \times 10^3 \text{tf} \cdot \text{m}^2$) として扱っている。山留め壁と地盤の間には弾塑性ジョイント要素²⁾を用い、地盤と壁面のすべりを考慮している(摩擦角 $\delta=14^\circ$)。ここに、実際にゼロクラッシュパイラー工法で用いる J パイルの剛性は従来型の矢板の剛性の約 1.5 倍となっており、J パイルの剛性が高いが、今回は施工方法の違い(矢板の両側を乱す場合と片側だけを乱す場合)による影響を調べることを目的としているため、解析では矢板の剛性は同じ値を用いている。解析地盤は実地盤の N 値の大部分は 5 程度の緩い砂地盤であるが、その材料パラメーターが明確でないので、緩結めの豊浦砂を想定した。地盤材料の構成モデルとして、3 次元応力条件下の種々の弾塑性の性質をもとより、変形・強度におよぼす密度や拘束応力の影響を考慮できる弾塑性モデル(subloading t_{ij} model)¹⁾を用いた。地盤は初期間隙比 $e=1.00$ で単位体積重量 $\gamma=1.58 \text{tf/m}^3$ の砂を自重圧密させたのち、現場での初期条件にあわせて主働側に上載荷重として 2tf/m^2 の背面分布荷重を与えて初期地盤を作成した。作成後の地盤の間隙比分布は $0.91 \sim 0.97$ となっている。Fig.2 は解析地盤の深さ 5m での要素の応力～ひずみ関係であり、この図から解析地盤が緩い砂地盤としてシミュレートされていることがわかる。またすべての解析で Table.1 に示す豊浦砂の土質パラメーターを用いている。解析ではオーガー貫入時の揉み込みによる地盤の乱れを要素に強制的に一定の体積膨張量を与えることで表現し、矢板打設後の埋め戻し等による効果は要素に体積圧縮量を与えることで表現し、その後過剰間隙圧を解放させて打設時の地盤の乱れを表現している。このオーガーの揉み込み 矢板打設 放置を地表面から順番に行っている (Fig.3 に従来工法の施工過程を示す。ゼロクラッシュパイラー工法では片側だけ乱すこととなる)。ここで、地盤の乱れを要素の体積変化で表現しているが、実際地盤の乱れの程度が定量的にわからないため、解析では Table.2 に示すような 3

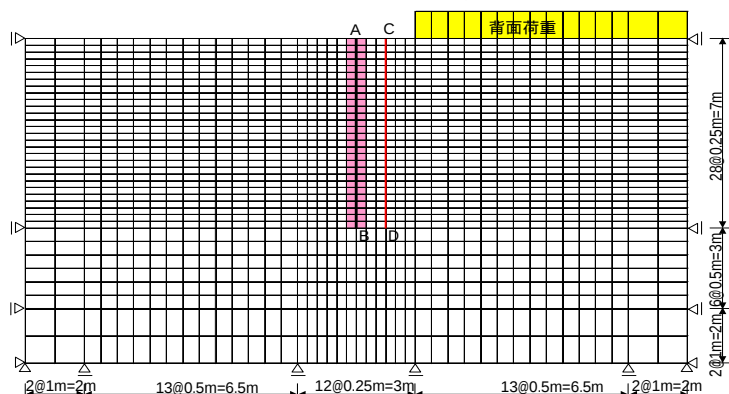


Fig.1 有限要素メッシュ

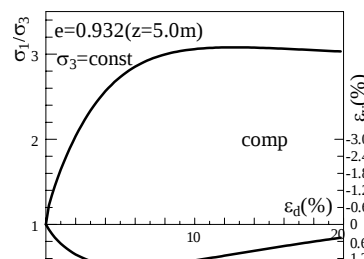
Fig.2 解析地盤中の要素の
応力～ひずみ関係

Table.1 土質パラメータ

λ	0.035
κ	0.0045
$N(e_{NC} \text{ at } p=98 \text{ kPa})$	1.024
$R_{CS}=(\sigma_1/\sigma_3)_{CS(comp.)}$	2.8
β	1.3
ν_e	0.2
a	50

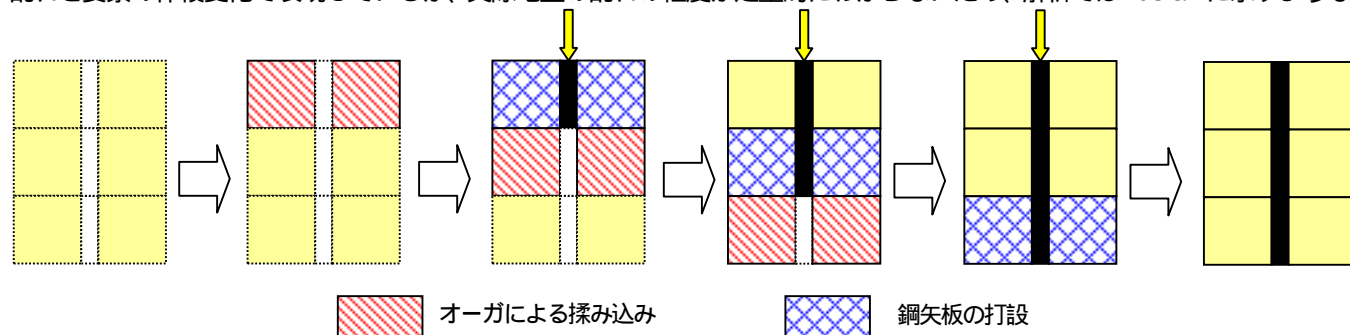


Fig.3 矢板打設の手順のシミュレーション

キーワード：山留め、打設方法、有限要素法

連絡先 名古屋工業大学 (住所：名古屋市昭和区御器所町、電話・FAX：052-735-7157)

パターンで体積ひずみを与えた。つまり、オーガーによる揉み込みとしてすべてのケースで同じ膨張体積ひずみ(-0.01)与えるが、その後の矢板打設の締め固め効果は体積圧縮量を3パターンに変えて解析を行った。case1 ではオーガーによって乱された地盤が元の密度まで戻った場合を想定し、case2 では乱された地盤が元の地盤より緩くなった場合を、case3 では緩んだ地盤が埋め戻され元地盤より密度が大きくなった場合を想定している。また、工法比較のため、ゼロクラッシュパイラー工法では片側のみ乱すので乱す領域は従来工法の半分となるが、その体積ひずみの変化量は従来工法の倍とした。したがって、地盤に与えた体積変化量の合計は両工法で同じとなる。なお、今回の目的は両工法の地盤変形量の差異の解析的検討であり、地盤の材料パラメーターも想定したものであるため、実験結果と解析結果の定量的な比較そのものは意味がない。

Table.2 矢板打設の解析パターン

	ゼロクラッシュパイラー工法			従来工法		
case1	$\varepsilon_v=0$	-0.01	0	$\varepsilon_v=0$	-0.005	0
case2	$\varepsilon_v=0$	-0.01	0.01	$\varepsilon_v=0$	-0.005	0.005
case3	$\varepsilon_v=0$	-0.01	-0.005	$\varepsilon_v=0$	-0.005	-0.0025

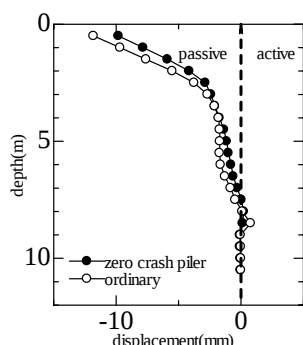


Fig.4 水平変位形状(実測値)

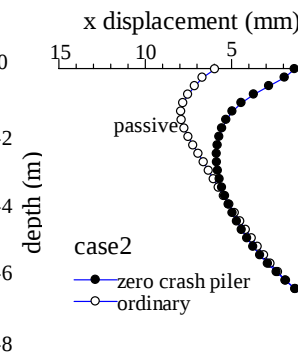
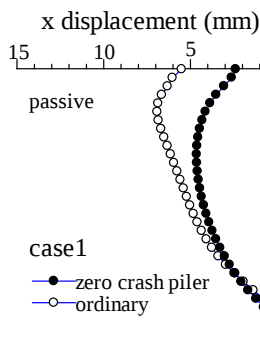
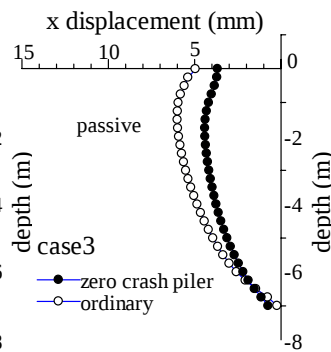


Fig.5 水平変位形状(解析値)



考察

Fig.4 に矢板打設終了後の水平変位の実測値を示す。この水平変位は矢板から構造物側(主働側)に 0.7m 離れた場所(Fig.1 の CD 断面に相当)に設置した傾斜計から求めた値である。同図からゼロクラッシュパイラー工法の方が主働側地盤の変位が小さく抑えられていることがわかる。同様に、Fig.5 に3つのケースでの解析結果を示す。これらすべてのケースにおいて、矢板の片側だけを乱したゼロクラッシュパイラー工法のほうが地盤の変形を抑制している結果が得られた。また、ケースによる比較を行った場合には、case3 が最も地盤の変形を抑制できている。これは埋め戻しによって矢板の周辺地盤が締め固められたためであると考えられる。また変形形状について、地表面の変形が少なく深さが2mのあたりで変形が最も大きくなっている。これは与えた体積ひずみ量が深さ方向にかかわらず同じであるため、相対的に地表面の方が過圧密になったため変形が抑制されたと考えられる。Fig.6 に矢板打設終了後の地表面沈下形状の実測値を示す。この図からも水平変位同様にゼロクラッシュパイラー工法の方が主働側地盤の変位が小さく抑えられていることがわかる。Fig.7 に示す解析結果においても実測結果と同様の傾向が得られている。また3つのケースを比較した場合、水平変位同様に case3 が最も地表面沈下を抑制できている。これらの解析結果で矢板が受働側に変形しているにもかかわらず、受働側の地表面が沈下しているのは非常に緩い砂地盤を解析地盤としているため、負のダイレイタンスが生じたためと考えられる。

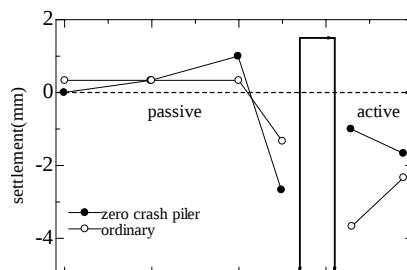


Fig.6 地表面沈下形状(実測値)

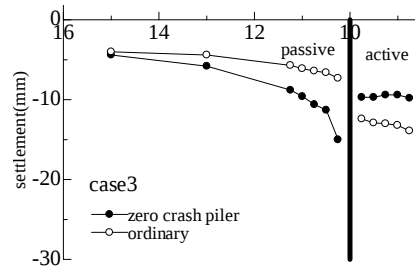
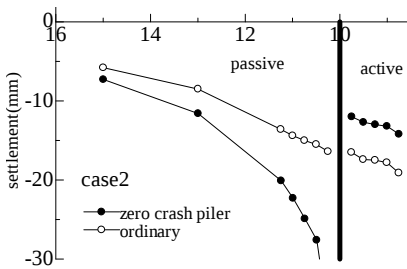
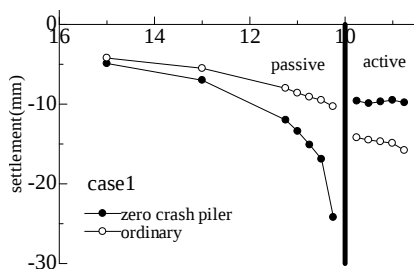


Fig.7 地表面沈下形状(解析値)

まとめ

壁体の両側と片側を乱す打設方法を解析した結果、地盤全体の乱す量が同じでも片側だけを乱すほうが背面の地盤変形は抑制されることがわかった。この解析では施工方法による差を検討するため、矢板の剛性や施工時の地盤の乱れを同じ大きさで与えたが、現場でのゼロクラッシュパイラー工法では矢板の剛性も大きく、オーガーによる揉み込みの合計領域も少ない。なお、結果は示していないが、山留め壁打設後の受働側の掘削では実験、解析とも周辺地盤の変形に工法の違いによる有意な差はなかった。

《参考文献》1)中井照夫・檜尾正也・城戸拓・西村智・宮田真由美(2002)：正規・過圧密土の等硬化モデル，第37回地盤工学研究発表会

2)T. Nakai(1985)：Finite element computations for active and passive earth pressure problems of retaining wall, Soils and Foundations, Vol. 25, No. 3, pp. 98-112.