

施工過程を考慮した山留壁の変形解析と従来法による解析

株式会社 日衡 正会員 岩田 尚之
 名古屋工業大学 正会員 中井 照夫
 名古屋工業大学 正会員 檜尾 正也
 名古屋工業大学大学院 学生会員 佐藤 康晴
 豊橋工業高等学校 正会員 星川 拓哉

1.はじめに

大深度掘削もしくは地盤条件が特殊である場合を除くと、弾塑性山留め解析による変形予測を管理値として山留め計測管理を行っているのが現状である。しかしながら一般的に得られる変形の実測値、特にプレロード荷重導入前と後の挙動が変形予測解析値と合わない場合が多い。

本研究は、工事事前段階における条件のみを用いて弾塑性有限要素解析を行い、山留め計測管理における山留めの定性的挙動の把握を目的とする。その確認手法として施工過程を考慮した弾塑性有限要素解析を行い、実測データ（壁体変位）と照合する事によって、山留め掘削における地盤材料の変形・強度特性の変化の様子を定性的に確認する。

2.実測データ概要

実測データは名古屋市中区の建築工事現場にて計測したものである。地表面から GL-2.5m までは盛土、GL-14.5m まではほぼ均質な相対密度中位の砂層、GL-22.5m まではシルトが混在する砂質層、山留め壁先端部は厚さ約 3m のシルト層に入り込む形になる。

山留め架構は SMW 壁に切梁 3 段でプレロード工法を採用している。土質柱状図及び山留め支保工の断面図を Fig.1 に示す。山留めの詳細は Table-1 に示す。

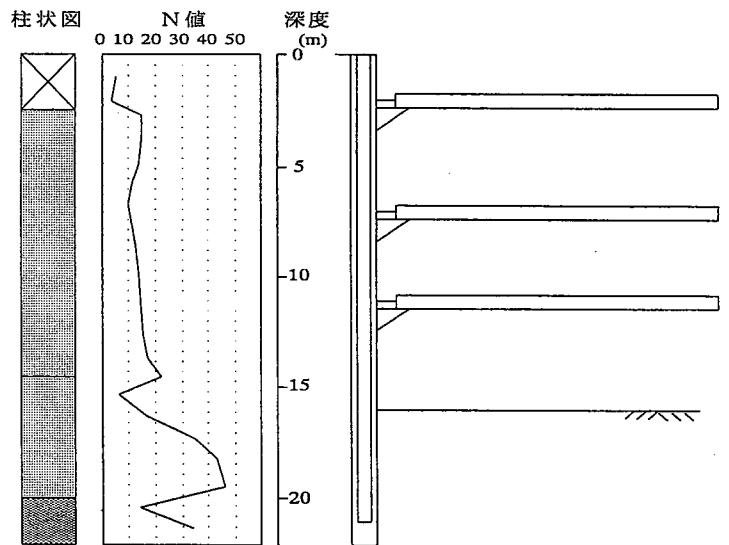


Fig.1 土質柱状図及び山留め支保工

3.解析概要

解析に用いたメッシュの概要を Fig.2 に示す。解析に用いた構成モデルは等方硬化型の subloading tij model²⁾で、山留め壁を beam 要素、山留め壁と地盤の摩擦を考慮するため joint 要素を使用した。通常の事前調査では有限要素解析に必要な材料パラメーターが得られないため、豊浦砂のパラメーターを用いて解析を行った。

その値を Table-2 に示す。今回の解析地盤の設定は中位の密度の砂層のみの均一堆積地盤とし、実際は GL-8m に地下水位及び GL-20m 付近にシルト層があるが今回は考慮しないで解析を行った。また、切梁プレロードをかけるときは切梁として弾性支承を設置する前に節点荷重を与える事でプレロードとしている。山留め壁の Beam 要素は SMW の芯材強度のみとし、ソイルセメントの強度は施工前には不明であるため、考慮しなかった。また、地盤と山留め壁の摩擦角は 5° とし計算した。

Table-1 山留めの詳細

SMW 壁	Φ650	@0.45m L=22.0m
芯材	H500×200×10×16	@0.45m L=21.0m
切梁 1 段目	H400×400×13×21	@6.4m
切梁 2 段目	H400×400×13×21	@6.4m
切梁 3 段目	H400×400×13×21	@6.4m

Deformation analysis and design of earth retaining wall by considering construction process

N.Iwata (Nikko co.,ltd) ,T. Nakai, M. Hinokio,and Y.Sato (Nagoya Institute of Technology),

T.Hoshikawa(Toyohashi technical high school)

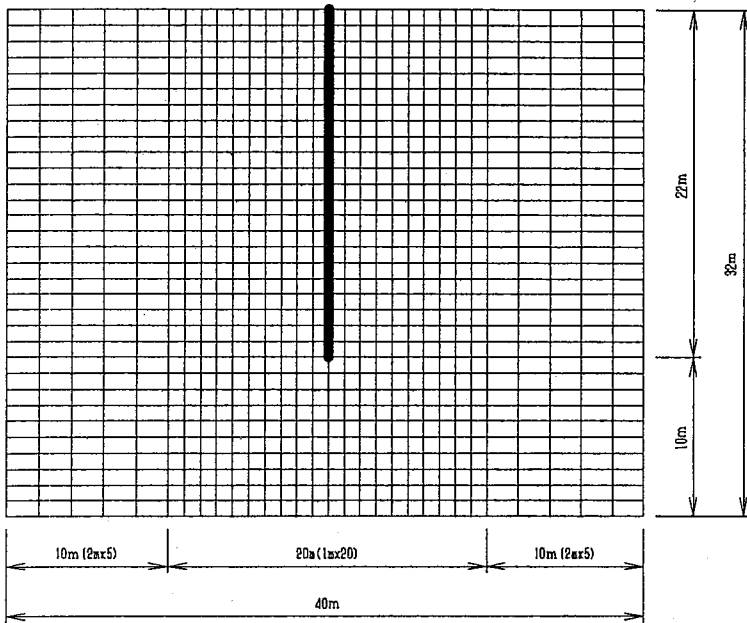


Table-2 材料パラメータ

λ	0.035
κ	0.0045
enc	1.024
Rcs	2.8
β	2
a	50

Fig.2 解析メッシュ図

4.結果の比較

Fig.3(a)-(g)は各施工段階における壁体変位の計測結果、解析値、設計値⁴⁾(弾塑性山留め解析による壁体挙動予測のことを示す。以下では設計値とする。)との比較を示したものである。Fig.3を見る限り、弾塑性有限要素解析の解析結果が実際の挙動をよく表現しているものと判断できる。GL-8m以深の変形にずれが認められるが、解析結果は地下水位を考慮してない事によるものと推測できる。

また、Fig.4には全工程を通しての解析結果と実測値を示す。全工程を通し解析結果は実測された壁体変位の変形をよく表現していることがわかる

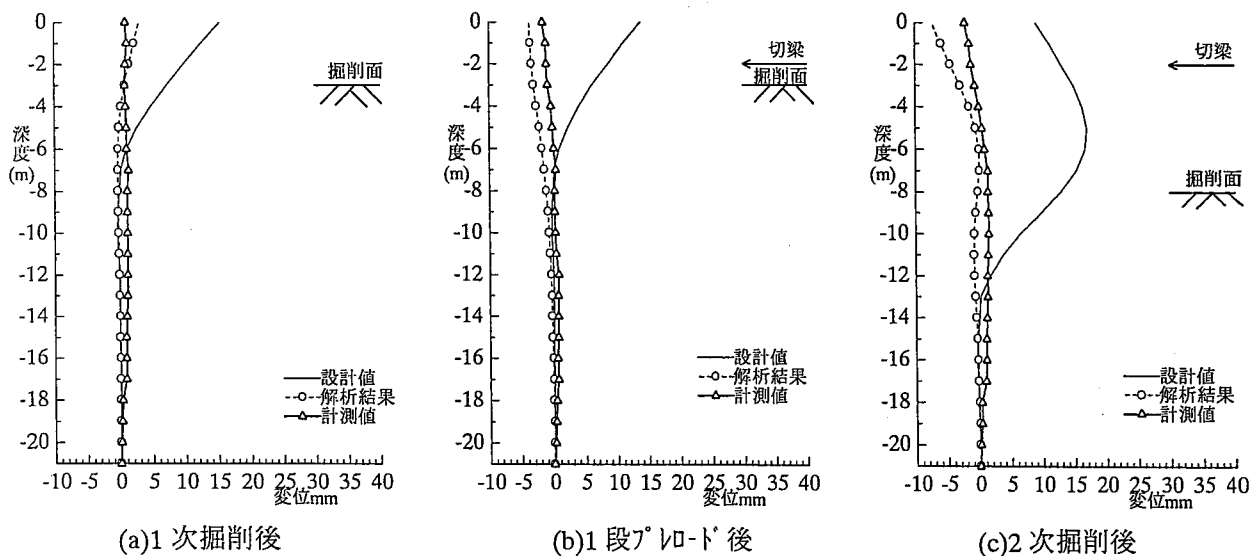


Fig.3 山留め壁体変位の比較

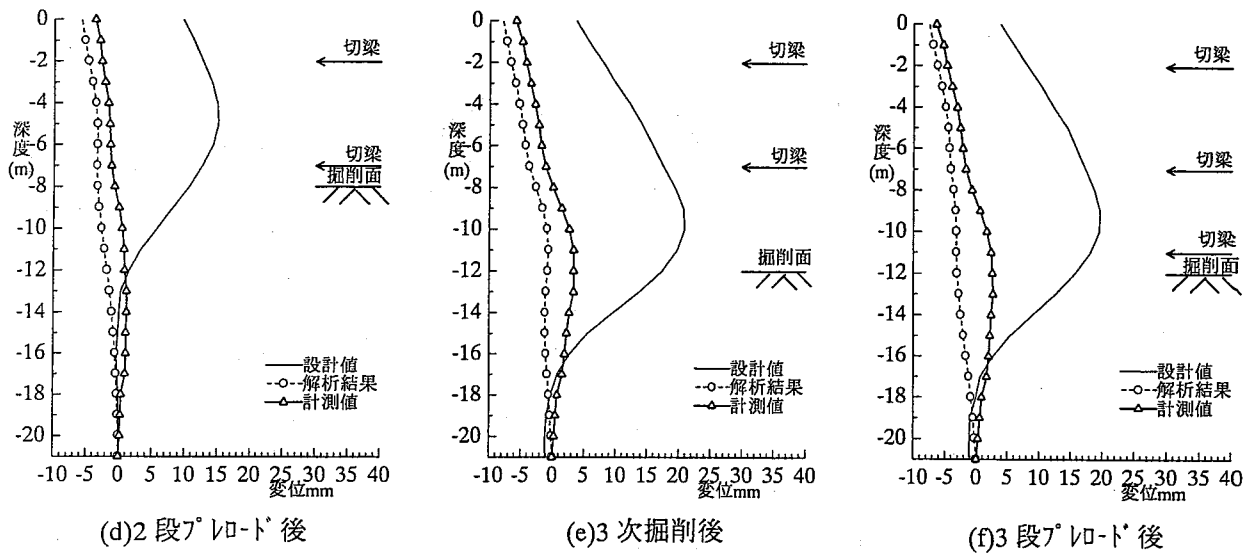


Fig.3 山留め壁体変位の比較

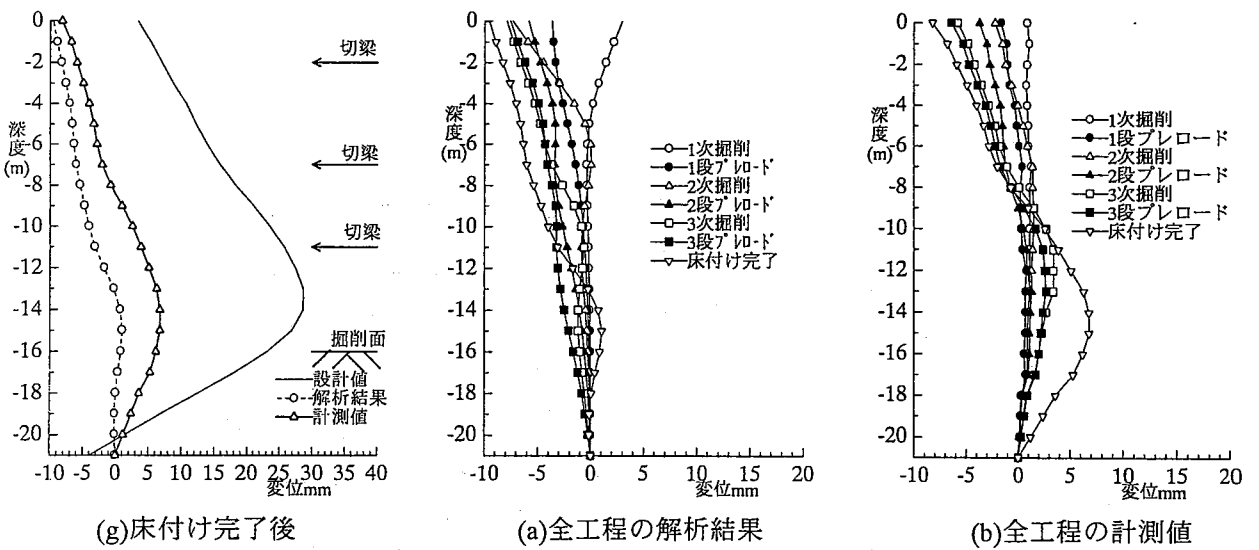


Fig.4 壁体の変位

次に、各施工段階の側圧分布の解析結果及び設計土圧を Fig.5 から Fig.11 に示す。ここに左図は壁体への水平作用側圧を、右図は地盤中の水平応力のコンター図を示す。

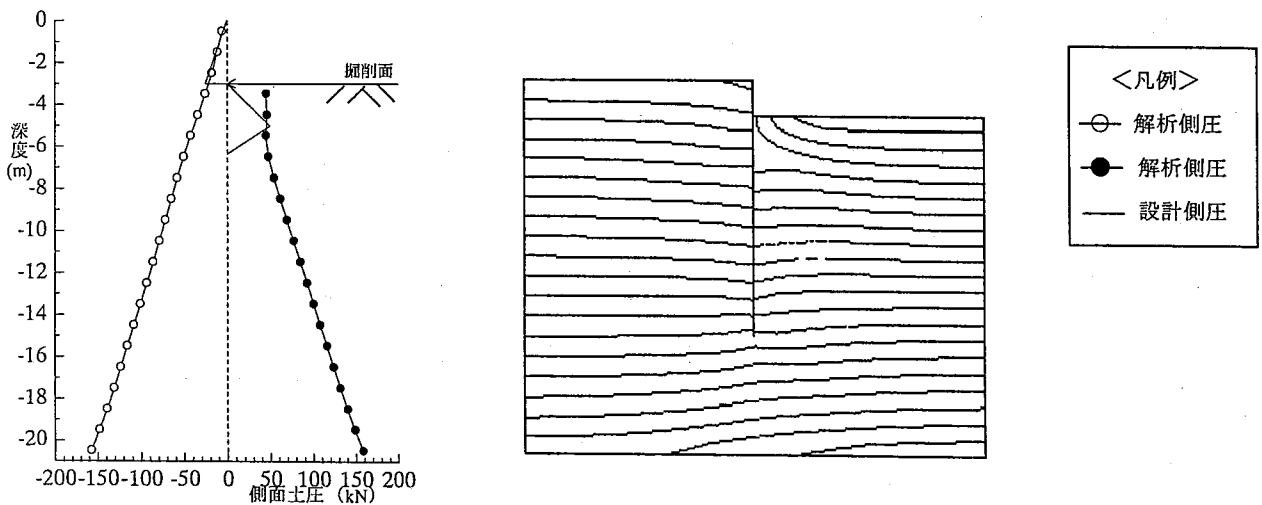


Fig.5 1次掘削時の山留め壁の側圧と地盤中の水平応力分布図

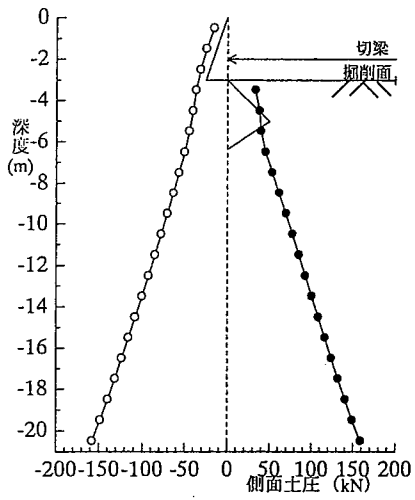


Fig.6 1段 π 掘削時の山留め壁の側圧と地盤中の水平応力分布図

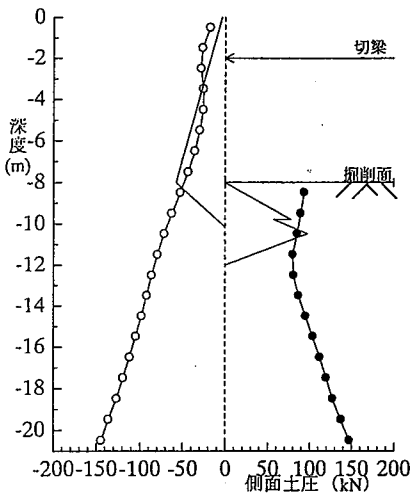
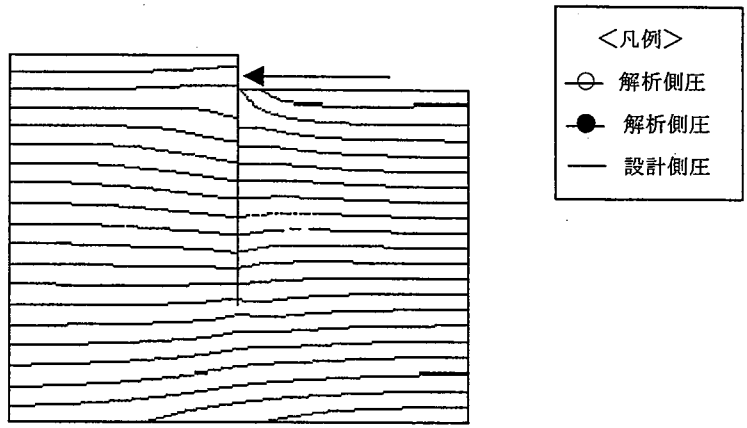


Fig.7 2次掘削時の山留め壁の側圧と地盤中の水平応力分布図

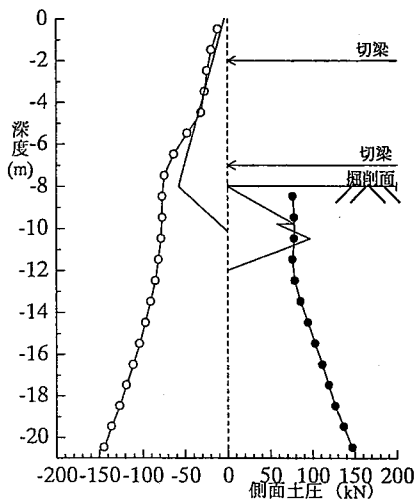
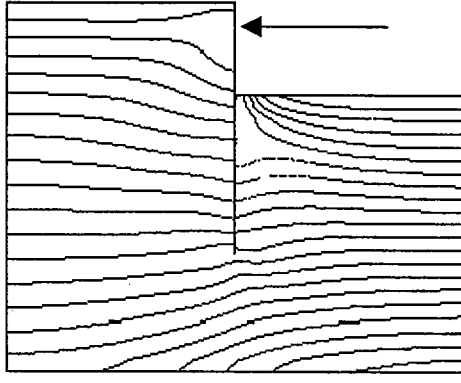
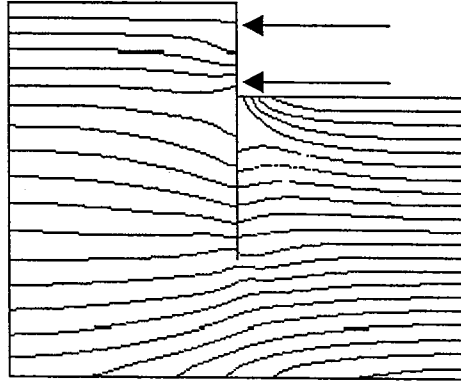


Fig.8 2段 π 掘削時の山留め壁の側圧と地盤中の水平応力分布図



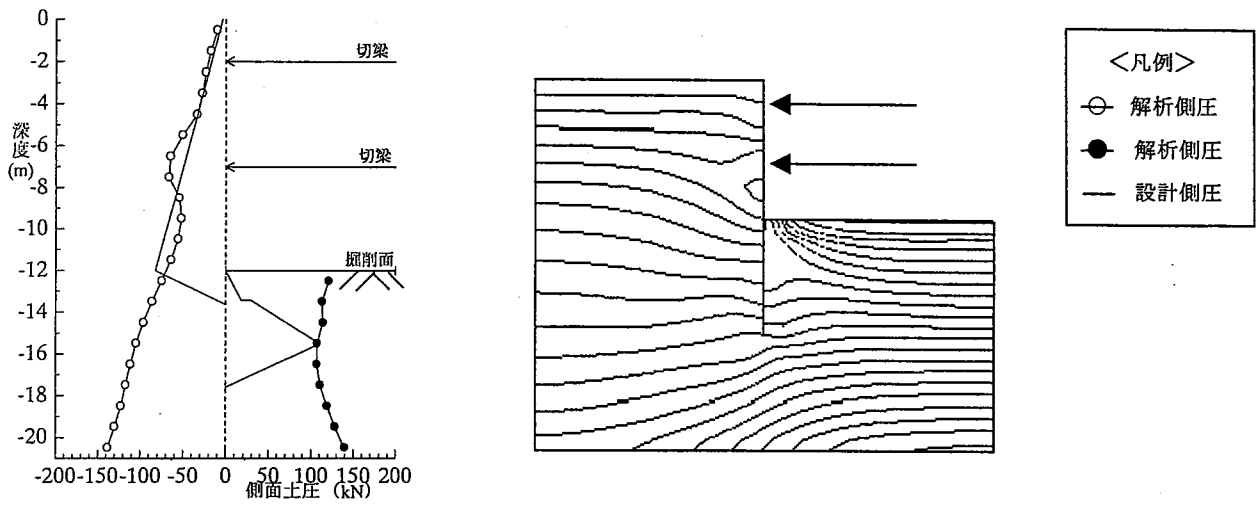


Fig.9 三次掘削後の山留め壁の側圧と地盤中の水平応力分布図

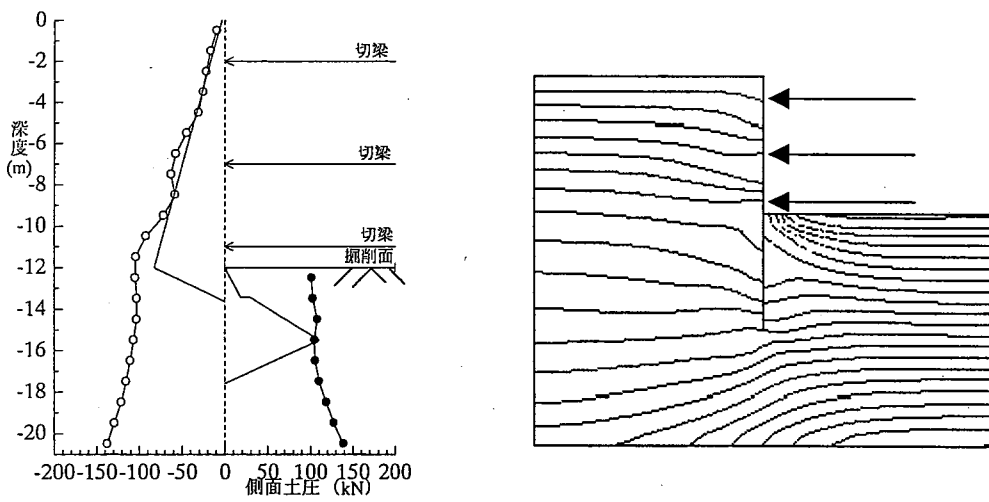


Fig.10 三段ロード後の山留め壁の側圧と地盤中の水平応力分布図

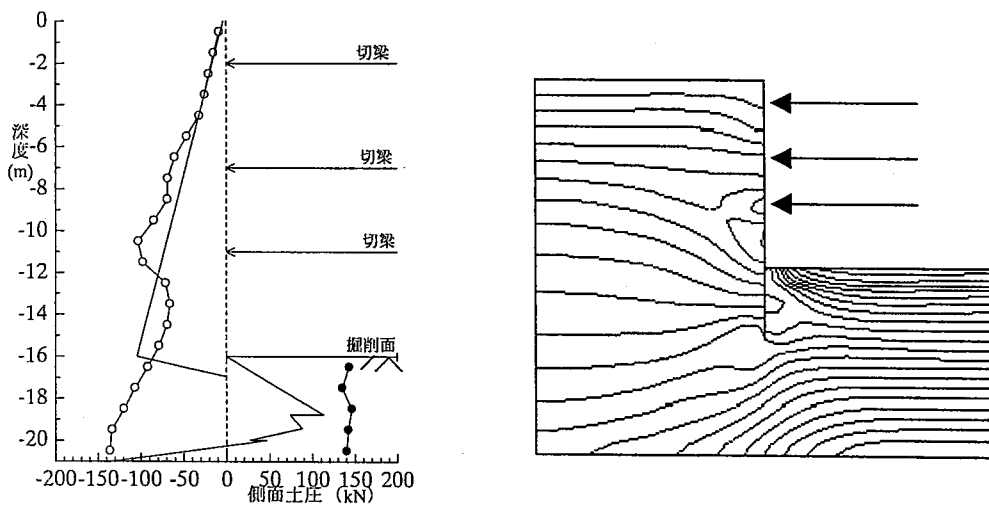


Fig.11 床付け完了時の山留め壁の側圧と地盤中の水平応力分布図

Fig.6、Fig.7 から、1 段プレロード載荷後には側圧の分布が深度方向に単調増加であったが、Fig.7 に見られるように、2 次掘削後には掘削面内に根切り底から山留め壁下端との間にアーチングが発生していることが確認できる。一方、設計値の場合は根切り底を最大側圧が作用すると取り扱うため、このようなアーチ効果を表現できない。その結果、従来の設計値と実測値に大きな‘ずれ’が生じていたと思われる。

Fig.8、Fig.9 では2 段プレロード載荷後に背面側圧が根切り底付近にやや集中するが、掘削面内には依然アーチングが生じており、3 次掘削完了時には2 段切梁から山留め下端にかけて、アーチングが形成される。その影響で2 段切梁下部から根切り底までの側圧分布深度方向に応じて大きくなり、2 段切梁上部と似た側圧が作用する。この為、設計で大きく壁に変形を生じさせていた掘削底面付近の背面土圧（深度方向に応じて増加する）とは異なり、アーチ効果を反映した土圧分布となり、山留め壁の変位が設計値と比べて小さくなり実測値と対応する。すなわち、掘削面内の根切り底から山留め壁下端に渡るアーチングが明確であるので、このアーチング効果が変位を押さえる役割に大きく貢献していると判断できる。

Fig.10、Fig.11 でも同様の傾向が見られ、根切り完了後には3 段切梁の以深の側圧が小さいことから、ここでも設計では山留めの変位を大きく生じさせる側圧が実際はアーチング効果により存在しなかったと推測される。

5.まとめ

切梁を使用した山留め、特にプレロード工法の場合には、掘削開始前の側圧分布が深度方向に単調に増加している地盤でも、その施工過程により側圧の分布は変化する。側圧変化の要因として切梁およびプレローディング載荷によりアーチング効果を生じ、従来の設計では考慮できないような山留めの変位を適切に表現できた。このような土圧分布では、壁体変位は小さくなり設計に対して安全側とはなるが、アーチング作用により切梁軸力は増加するものと思われる。その結果、施工管理中の実測値でも、1 段切梁の軸力は設計の8 割程度であったが、2 段切梁と3 段切梁の軸力は設計値を若干上まわる傾向も見られた

以上、構成式として subloading t_{ij} model を用いた有限要素解析は実地盤の挙動をよく説明した。また、解析を通して同一パラメーターでより合理的に山留めの挙動予測が可能である。

今後は山留めにおけるアーチング作用の発生条件の解明と土と水の連成解析を含めた粘土地盤での解析予測を行う予定である。

参考文献

- 1) 檜尾正也(2001):「単調および繰り返し載荷を受ける砂の変形特性と地盤の支持力問題への適応」名古屋工業大学博士論文
- 2) Nakai,Kawano,Bannno,Hashimoto(1999):S&F,Vol.39,No.3,PP.1-12
- 3) 西・中井・星川・佐藤(2000):「施工過程を考慮した山留め掘削有限要素解析」,第35回地盤工学会研究発表会,PP.357-358
- 4)「山留め設計・施工指針、同解説」日本建築学会