

深い掘削での高被圧下における盤膨れ防止対策

飛島建設株式会社 正会員 ○ 鶴田 稔
同 上 野口 真一
株式会社 アイコ 定岡 直樹
同 上 中村 吉男

1. はじめに

被圧を有する地盤において大規模掘削を行う場合、盤膨れに対する安全性を確保することが設計・施工上重要となる。一般に、盤膨れに対する安定性は揚圧力と土塊重量のバランスにより評価されるが、設計と施工条件によっては土塊重量に加え、土留め壁との摩擦抵抗や地盤のせん断抵抗を考慮することも少なくない^{1), 2), 3)}。

本文は、排水機場構築に伴う大規模掘削工事において、土塊重量以外の盤膨れに対する抵抗要素（壁面摩擦、土のせん断抵抗および基礎杭の引抜き抵抗）の有効性について計測結果に基づき報告するものである。

2. 工事概要

本工事は、排水機場構築に伴う幅 45m、深さ 15m、掘削面積 6,039m² の大規模掘削工事である。掘削域の平面形状は図-1 に示すとおりであり、掘削域周辺には民家や送水管等の既設構造物が近接し、土留めは柱列式地中連続壁（SMW）をアンカー工で支保する方法が採用された。当該現場は木曽川左岸の後背湿地に位置し、地下水位が高い。加えて、掘削底面付近には不透水層が分布し、その下位には被圧帯水層が存在するため、盤膨れが懸念された。

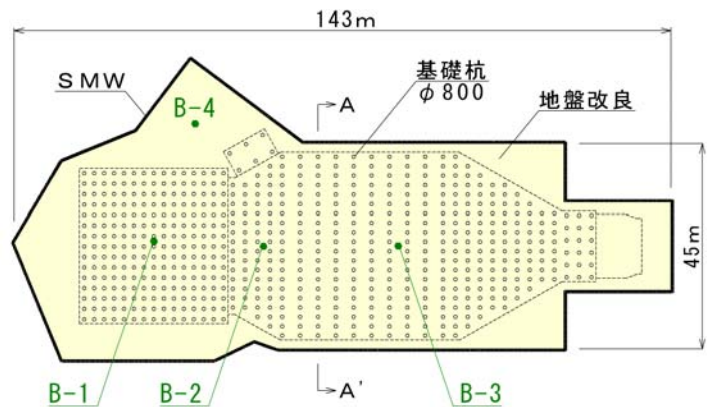


図-1 掘削域平面図

原設計における盤膨れの照査では、先行地中梁である底盤改良と土留め壁との摩擦抵抗および土留め壁先端で深の粘土層のせん断抵抗を、盤膨れの抵抗要素として考慮すると所定の安全率を満足する結果となった。しかし、地下水位観測の結果、観測水位は当初設計水位より高くなることが判明し、観測された最高水位 T.P. +1.92m で再照査すると安全率を下回った。被圧水頭の年間変動は図-2 に示すとおり T.P. +1.92m ~ T.P. -1.22m の 3.14m であり、過去に観測された水位よりも地下水位を低下させることは、圧密沈下や周辺域の地下水の利用等から困難な状況にあり、土塊重量以外の抵抗力を加味する必要があった。更に、掘削底部には、構造物の支持および地震時慣性力に対しての抵抗を目的とした鋼管杭（φ800×631 本）が配置される計画であったので、杭の引抜き抵抗も考慮することとした。なお、地盤改良は全面改良（改良率 100%）の必要があることと壁面や基礎杭との密着性を考慮して、高圧噴射攪拌工法を採用した。

Heaving prevention measures under high artesian head condition in large scale excavation.

Minoru TOKITA, Shinichi NOGUCHI (Tobishima Construction Co., Ltd.), Naoki SADAOKA, Yoshio NAKAMURA (AICO Co., Ltd.)

盤膨れの検討方法や各抵抗要素の取り扱いについては数々議論したが、最終的に土塊重量以外の抵抗力は土木学会トンネル標準示方書に基づき算定した。

表-1は照査結果を示したものであるが、揚圧力を最高被圧水頭で見積もった場合、改良厚さは4.2~5.1m必要となる。一方、被圧水頭の年間変動の下限値であるT.P.-1.22mまでの水位低下を許容すれば改良厚さ3.0mでR>Uとなることが試算された。

各抵抗要素に対する安全率の設定や被圧水頭の変動は不確定要素を含むものであるが、実施工においては、計測管理を併用することで安全性を確認することを前提に、改良厚さを3.0mとした。

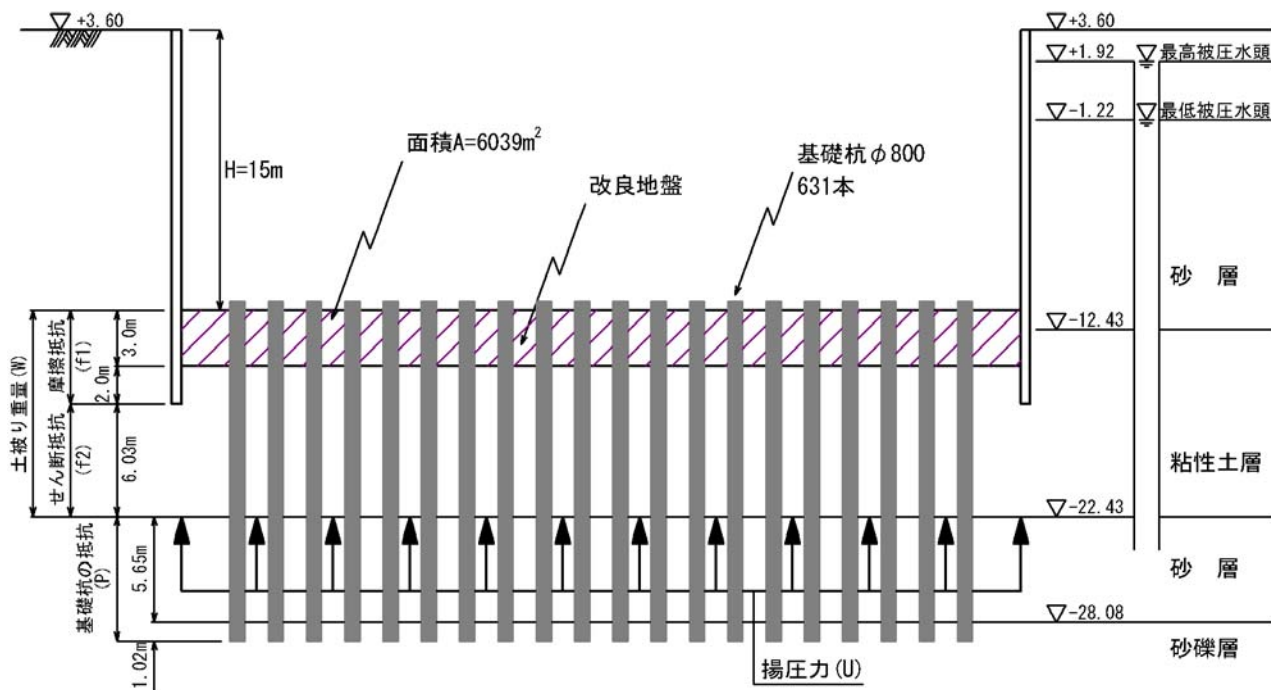


図-2 掘削底部断面構造および各抵抗力 (A-A' 断面)

表-1 最終的な盤膨れ照査結果

ケース	荷 重					抵抗力 R (MN) $W/Fs1 + f1/Fs2 + f2/Fs3 + P$	改良厚 (m)	判 定 $U \leq R$	対 策 水位低下量 (m)
	揚圧力 U (MN)	土被り重量 W (MN)	壁面の摩擦抵抗 f1 (MN)	土留め壁先端以深のせん断抵抗 f2 (MN)	基礎杭の抵抗 P (MN)				
1	1,471	1,139	—	—	—	1,035	—	OUT	7.21
2	1,471	1,139	1,410	181	—	1,331	3.0	OUT	2.32
3	1,471	1,139	1,410	181	61	1,392	3.0	OUT	1.31
4	1,471	1,139	2,322	151	—	1,473	5.1	OK	—
5	1,471	1,139	1,914	181	61	1,476	4.2	OK	—

揚圧力は最高被圧水頭 TP. +1.92m で計算

Fs1: 土被り重量に対する安全率 (=1.1)

Fs2: 壁面摩擦抵抗に対する安全率 (=6.0)

Fs3: 土留壁先端以深の粘性土のせん断抵抗に対する安全率 (=3.0)

3. 挙動観測結果

挙動観測は、図-1 に示した 4 箇所を選定した。B-1～B-3 は平面形状の短辺の中央部に位置し、B-4 は土留め壁に近いが基礎杭が配置されていない箇所である。各測点には図-3 の(1)～(4)に示す位置に間隙水圧計と層別沈下計を設置した。

図-4～7 はそれぞれ B-1～B-4 の観測結果を示したものである。掘削はアンカー施工に合わせ段階的に行った。なお、B-4 付近は構築の支障とならないことと、掘削に伴う周辺への影響を軽減するために、4 次掘削を最終として壁近傍には高さ 3.7m の土塊を残置させた。

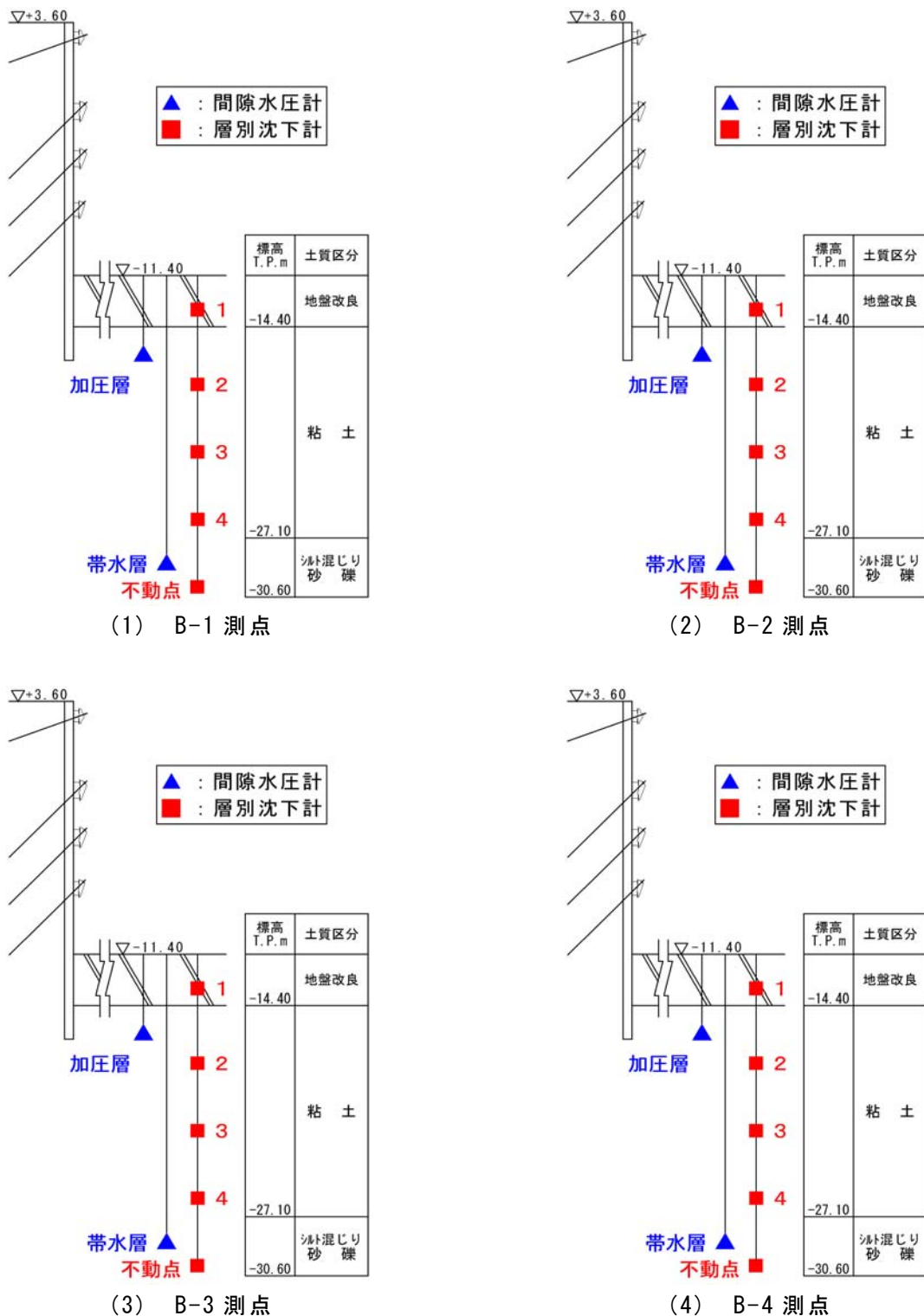


図-3 計器配置断面図

B-1～B-3 の加圧層および被圧帯水層の間隙水圧の計測結果は B-4 と類似した変動傾向を呈し、測定値もほぼ一致した値が得られている。

一方、掘削底面からの漏水がほとんど認められなかったことを考慮すると、揚圧力は掘削域全体の加圧面にほぼ均一に作用しているものと推測される。特に、2002/11～2003/5 における被圧水頭は平均的に T. P. +1.9m と、設計水位に近い値となっており、この期間においては、設計時に想定した値とほぼ等しい揚圧力が作用していたものと考えられる。

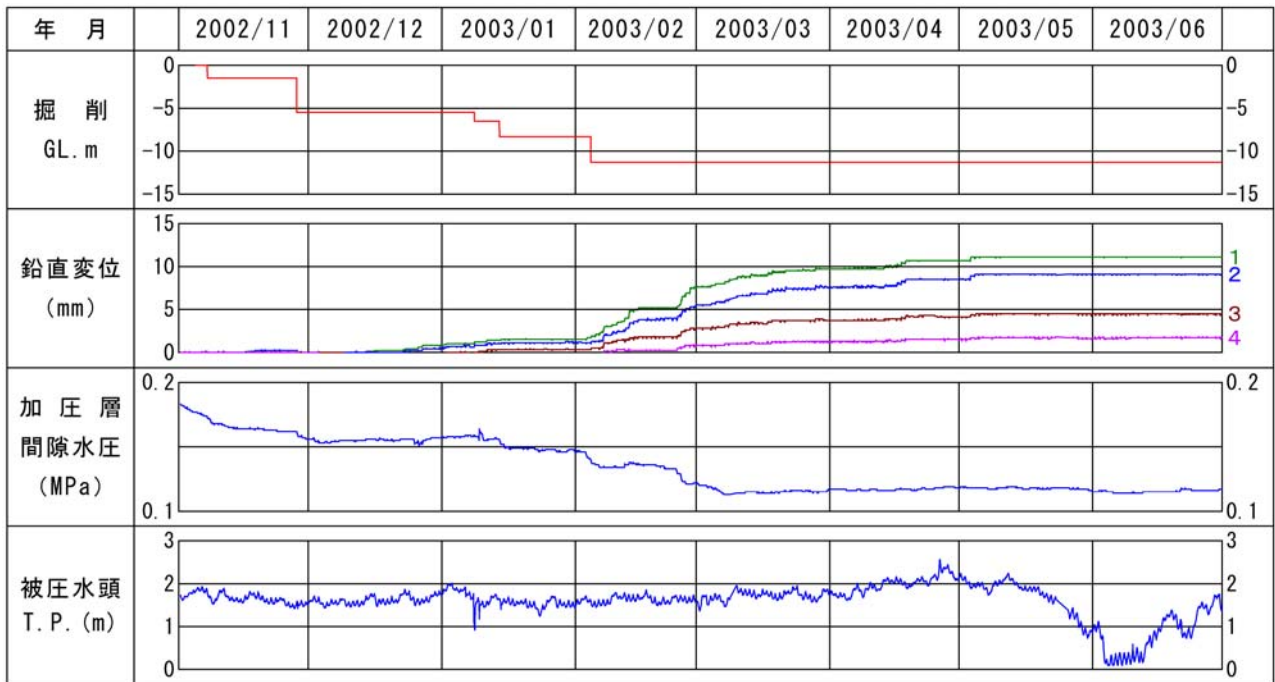


図-4 B-1 測点の挙動観測結果

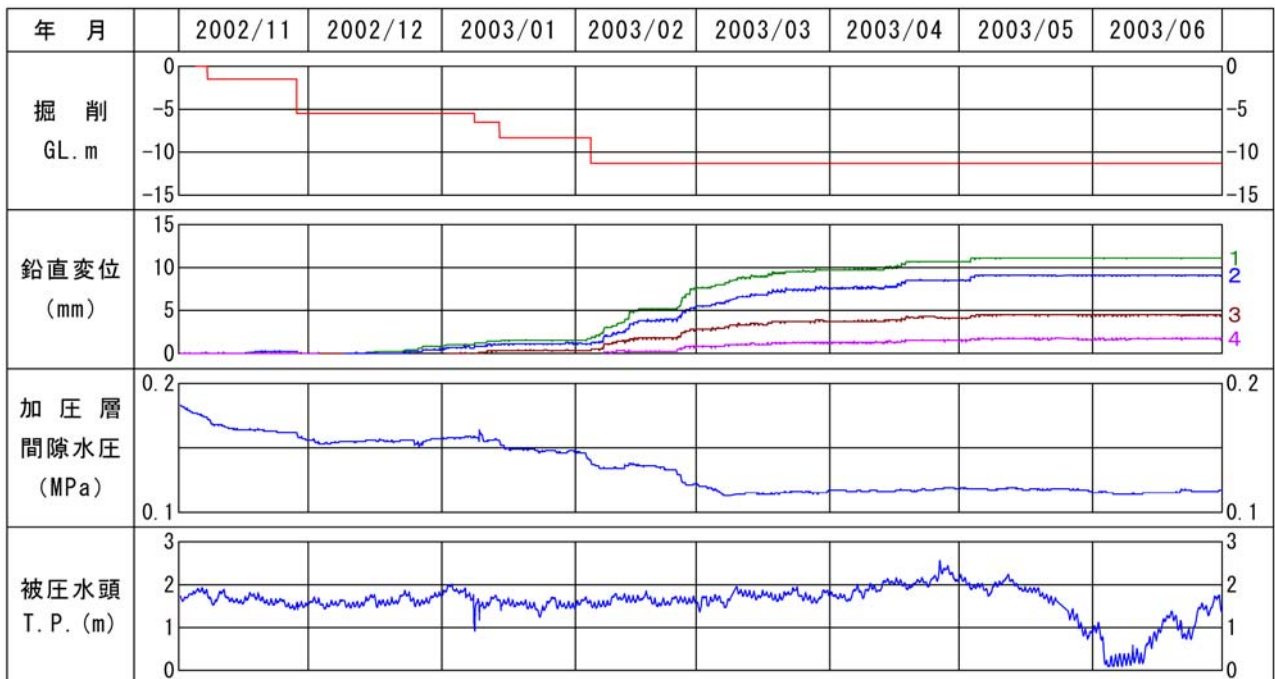


図-5 B-2 測点の挙動観測結果

また、B-4 で見受けられる 2003/2 以降における加圧層の間隙水圧低下と鉛直変位増加は、全測点において同様の傾向が認められ、これより掘削底面の隆起は掘削に伴うリバウンドが支配的であるものと評価される。加圧層の間隙水圧の減少傾向が収束した段階（2003/3 初旬）における改良体の鉛直変位量を基礎杭の有無で比較すると、B-1～B-3 は約 2 mm であるのに対し B-4 は約 8 mm である。更に、2003/6 末において B-1～B-3 は変化が無いのに対し B-4 は約 11mm に増加した。この差は基礎杭に盤膨れ防止を含めて、変形抑止効果があることを示唆しているものと判断される。

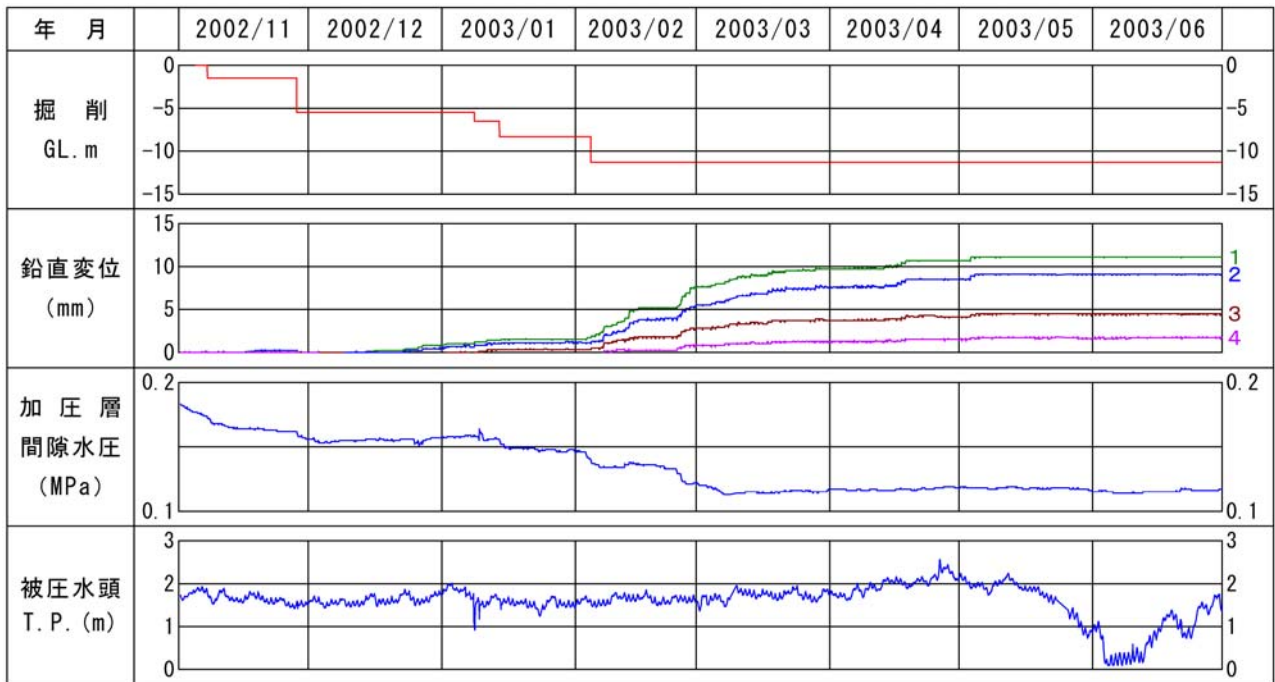


図-6 B-3 測点の挙動観測結果

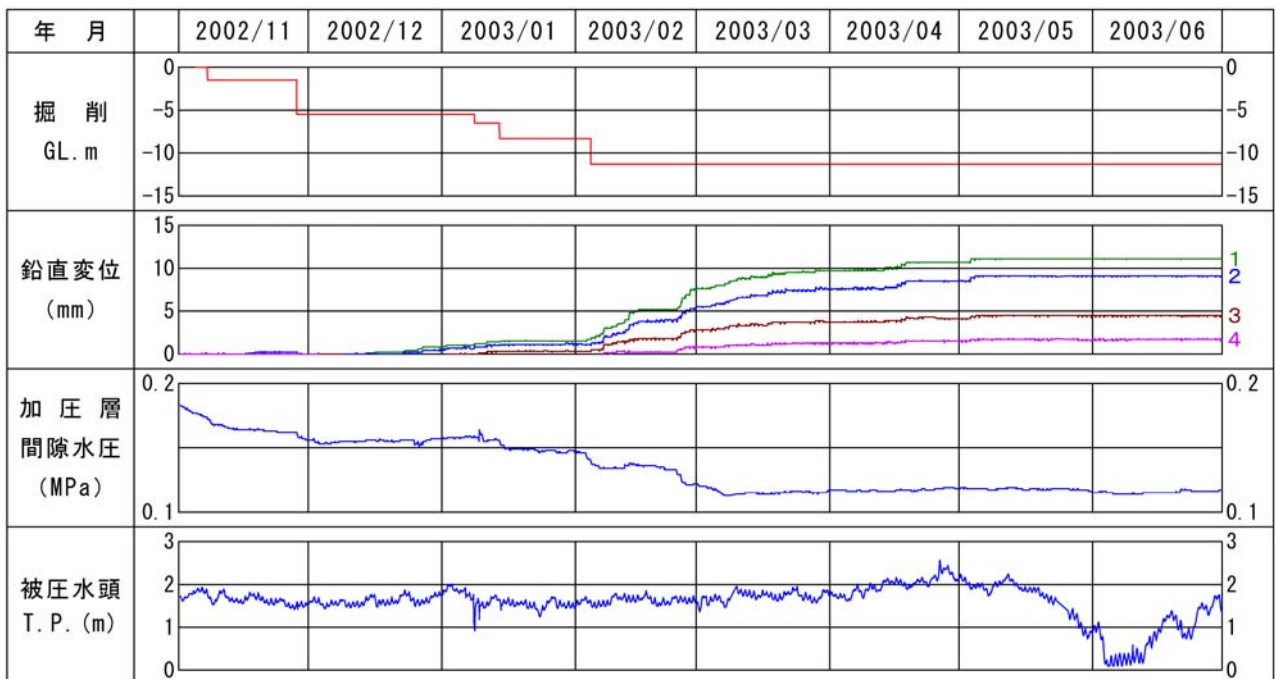


図-7 B-4 測点の挙動観測結果

4. まとめ

以上、計測結果より推定される主な知見を整理すると次の事項が挙げられる。

- 1) 掘削底部地盤の自重を上回る揚圧力が掘削底面にほぼ均一に作用しながら、盤膨れの兆候が生じていないことを考慮すると、自重以外の抵抗力が作用していることは明白である。
- 2) 加圧層の間隙水圧と鉛直変位の挙動は対応しており、掘削底面の隆起はリバウンドが卓越しているものと思われる。
- 3) 基礎杭が配置されておらず、壁面に近く、荷重バランスの面では盤膨れに対し優位な箇所が、これと逆の条件にあった箇所より鉛直変位が相対的に大きいことから、盤膨れに対して基礎杭引抜き抵抗の寄与する度合いが大きいことが示唆される。

<参考文献>

- 1) 日本道路協会：道路土工指針，1999
- 2) 日本鉄道技術協会：深い掘削土留工設計法，1993
- 3) 土木学会：トンネル標準示方書開削工法編・同解説，1996