

ある土留め掘削における GPS の活用

岩崎 好規¹⁾ 技術士, Ph.D., 工学博士 増成 友宏²⁾ 工学博士
 <yoshi-iw@geor.or.jp> <masunari@moriyara.jp>

概要

傾斜構造を有する洪積層の粘性土の掘削土留めの現場計測に、通常連続傾斜計と共に、GPS を併用して、施工管理を実施した。軟弱地盤掘削における連続傾斜計計測では、不動点として洪積層まで達して地下最深部を仮定することが多い。洪積層自体を掘削することになる当該掘削においては、不動点として GPS を採用することにより、不動点問題を回避しようとした。しかしながら、工事現場内に設置した基準 GPS が移動していることが判明し、近接している国土地理院の衛星基準点と比較することで解決した。

1.序

ある建築現場から、隣接地への影響を防ぐための方策の要請があった。当該現場の地質は洪積層の硬質粘土地盤と砂礫層を主とするもので、敷地内の東側境界にH鋼を打設し、横矢板による土留め掘削を行ったところ、2m 掘削時に、後背隣接地の通の路肩部の約 1m の部分が 30cm 沈下し、鋼矢板(350x175 x11mm @1.2m)は、

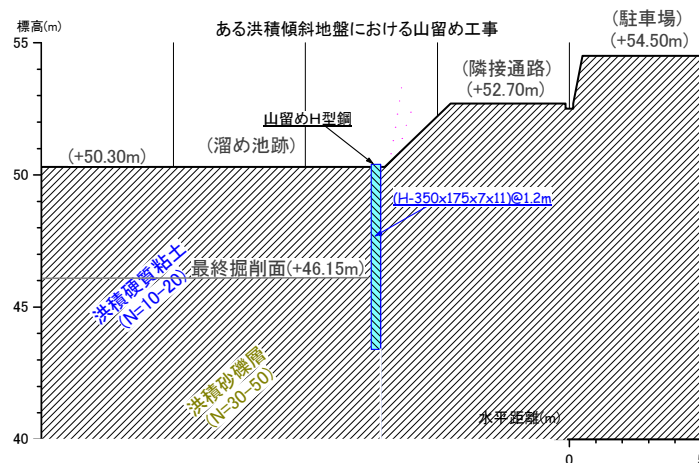


図-1

敷地東部の掘削

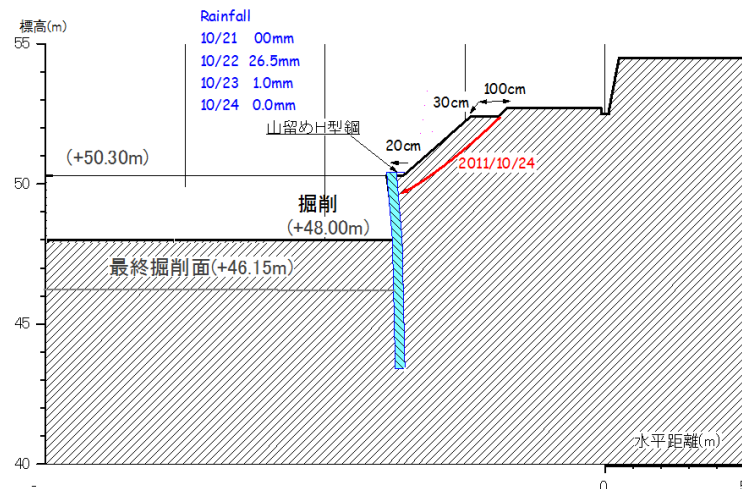


図-2

2m 掘削時に後背斜面
崩壊発生

1)一般財団法人 地域地盤環境研究所 専務理事, 2)森原システムエンジニアリング 技師長

掘削側に約 20 cm程度変位したという。

現状の地表面は $GL=+50.3m$ で、予定最終掘削底面は、 $+46.15m$ なので、掘削深さは、4m 弱である。2011/10/24 に背面斜面の崩落が発生したが、10/22 に約 30 mm/day および 10/23 に 1mm/day の降雨があった。

2 地盤構成

掘削予定の地盤付近の敷地外の掘削背面地山の地盤調査の結果、本件地盤は、洪積層の硬質粘土および砂礫地層であるが、図-3 に示したように傾斜構造にあることが判明した。建築工事の実施される工事域内の他のボーリング結果からみると、同様な西傾斜構造が南北に連続していることが判明した。

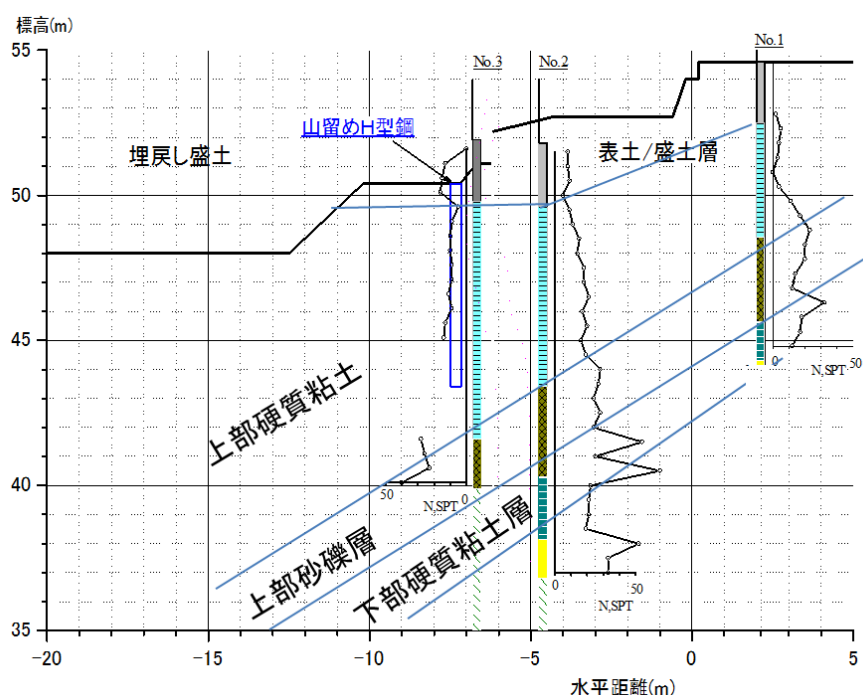


図-3
地盤構造

掘削地は旧地形図によれば、浅い溜め池で、掘削背面は、溜め池の斜面に相当していることが判明した。

表土は砂混じり粘土で、標準貫入試験による N 値は、 $N=0-5$ 、上部洪積粘土層は、N 値= $10-20$ で、室内 1 軸圧縮試験によれば、強度および変形係数は、 $q_u=300-400kPa$ 、 $E=35000kPa$ と求められた。上部砂礫層は細砂～微細砂で含水は少なく N 値は $N=10-30$ 程度であった。敷地内で実施されていた

3 掘削施工と現場観測工法

掘削背面の崩落は、数日前の雨により、旧溜め池斜面の盛土部分が動いたものであると思われたが、隣接地の変位を抑制するためには、土留め壁を片持ち梁形式から、斜梁および控え杭による補強を実施することになった。

計測項目としては、

連続傾斜計、GPS、斜梁軸力、地下水位として図-3 の平面図に示したような位置に設置した。連続傾斜計については、山留 H 型鋼、掘削背面部のボーリング No.2 孔に設置した。GPS は、山留 H 型鋼天端および隣接地の石積擁壁のフェンスに設置した。建設現場の周囲が既存マンションなどがあり、GPS のための十分な視界

を得ることができなかつたので、約5mの高さの単管を立ててその上端に設置した。

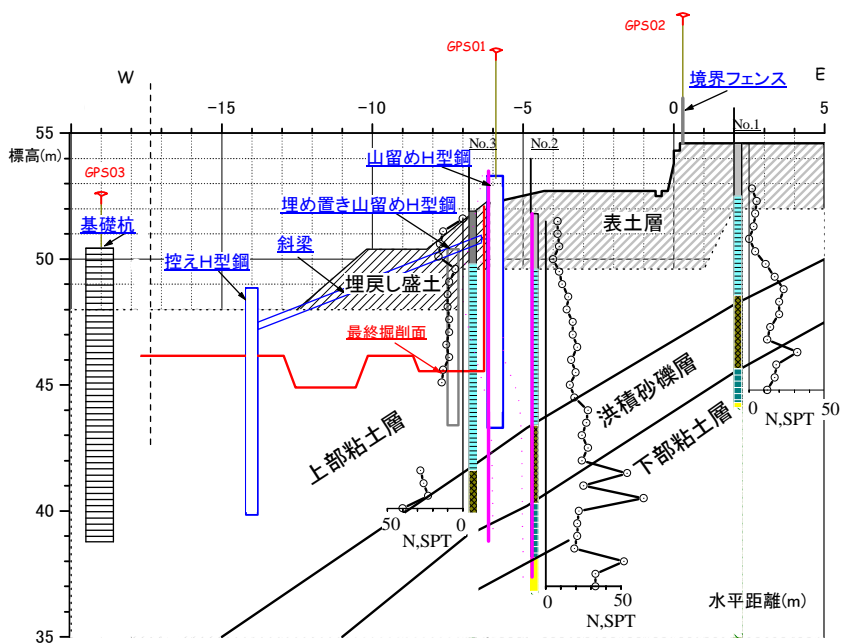


図-4
掘削工断面図



写真-1 GPS01

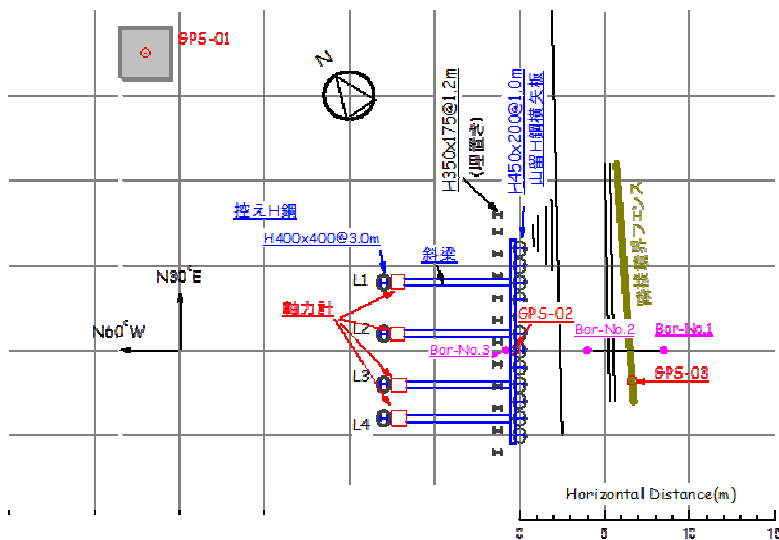


図-5
掘削工平面図



写真-2 GPS-02



写真-3 GPS-03

3.1 事前解析

施工の段階としては、3つの段階、すなわち①斜梁を設置するまでの掘削と、②斜梁が設置されたのち、および③斜梁の撤去時とに分かれる。

表-1 解析に使用した主な地盤定数

地盤	密度 (kN/m^3)	SPT:N	E_s (kN/m^2)	ポアソン比	粘着力 (kN/m^2)	内部摩擦角 度
表土	18	3-4	3,000	0.3		20
上部粘土層	18	4-15	35,000	0.4	400	0
砂層	19	20	56,000	0.3		30
下部粘土層	18	15	50,000	0.4	400	0
砂層(下部)	19	30	84,000	0.3		30

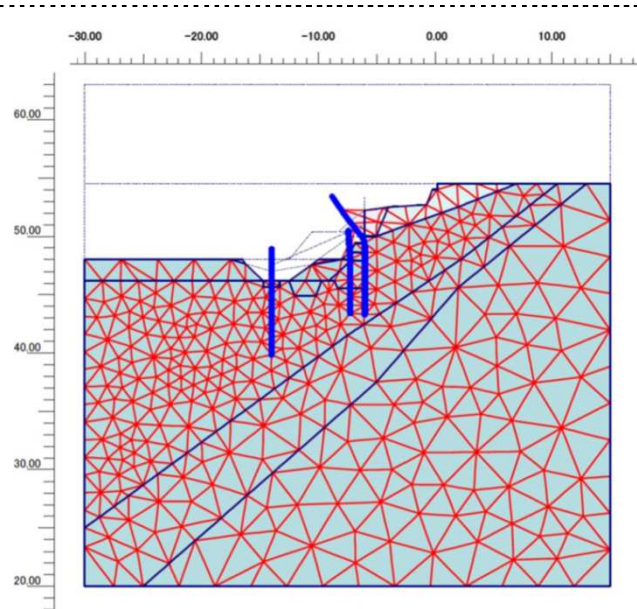


図-6 斜梁設置前の第1掘削レベル

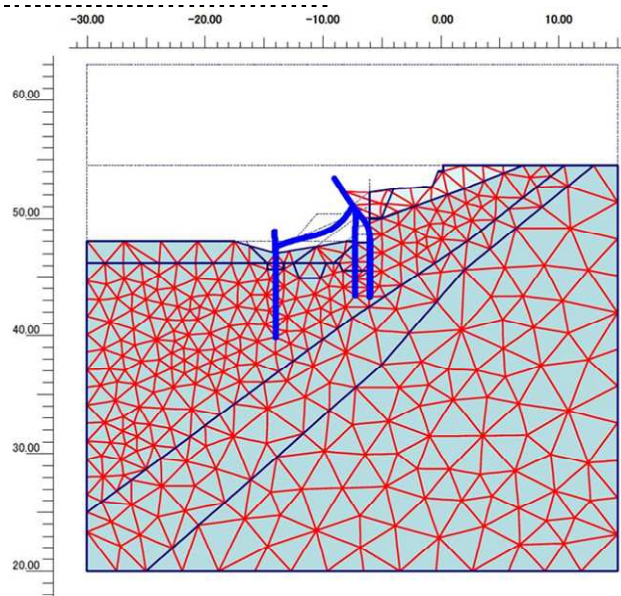
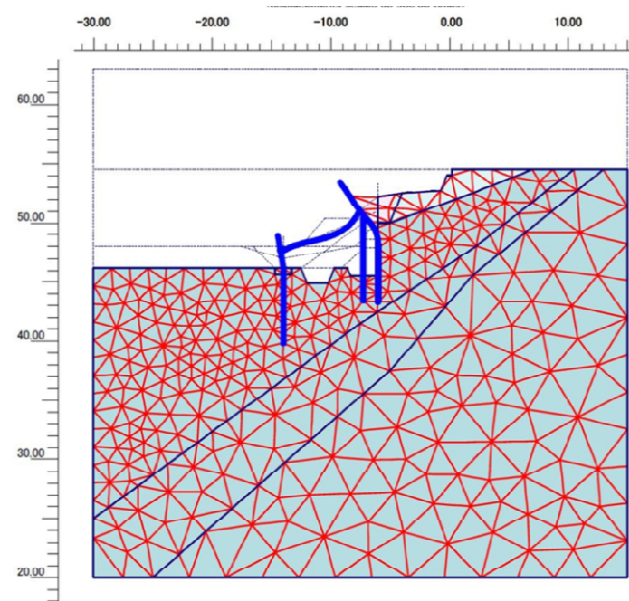
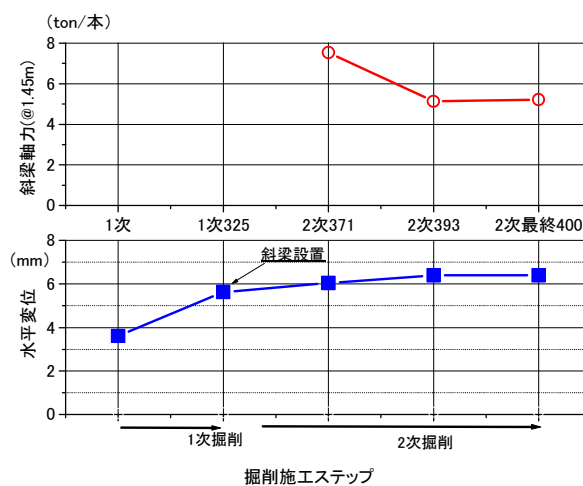


図-7 斜梁設置後



Deformed Mesh
Extreme total displacement 6.41×10^{-3} m
(displacements scaled up 500.00 times)



掘削施工ステップ

図-8 最終掘削レベル

図-9 掘削に伴う変位と斜梁軸力の変化

3.2 現場挙動計測

斜梁設置直前の連続傾斜の結果は、図-10 に示したように、土留めH鋼の天端位置で 6 mmの変位が計測されている。これは、シミュレーションと同レベルのものである。

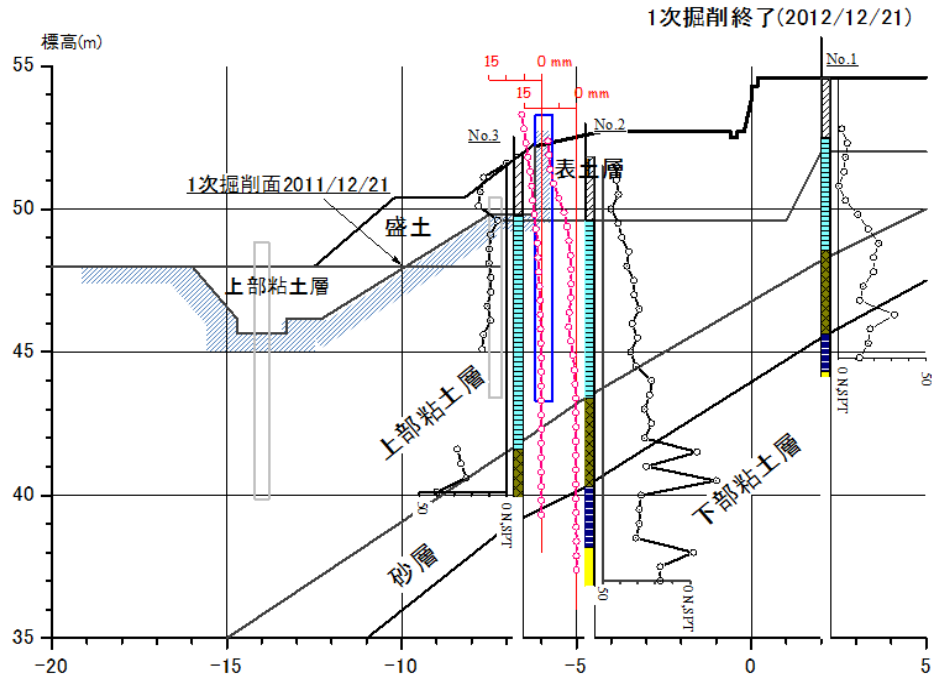


図-10 1次掘削終了時連続計測結果

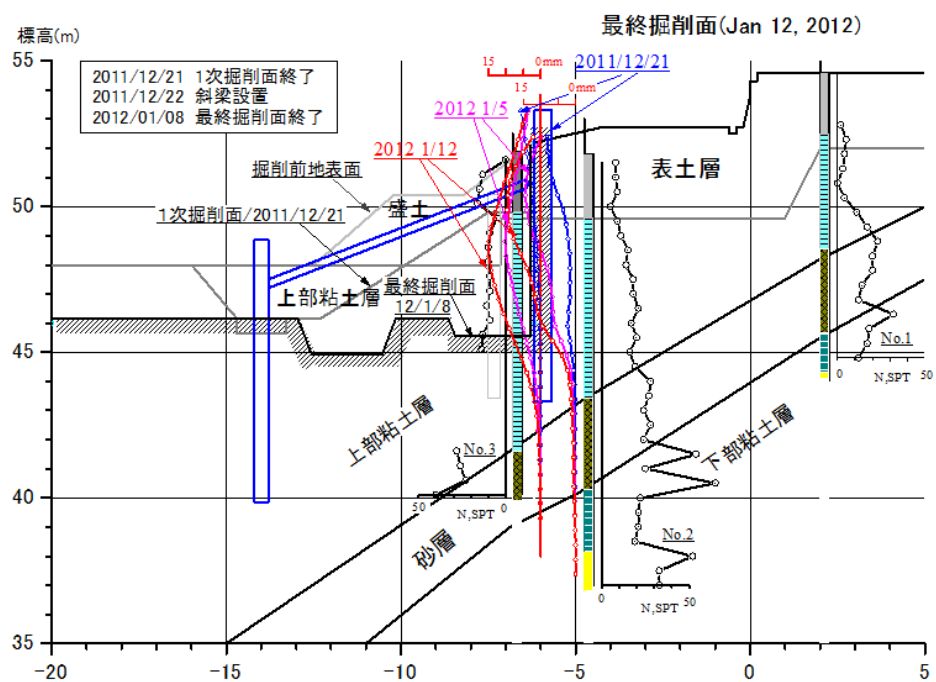


図-11 最終掘削面

12月22-23日に斜梁の設置を実施し、最終掘削レベルには2012/1/5に到達した。

図-12に掘削背面地盤およびH鋼天端位置における水平変位を示している。

最終掘削レベルに到達した以降も、約2月初めまではクリープ的な変位が続いている。

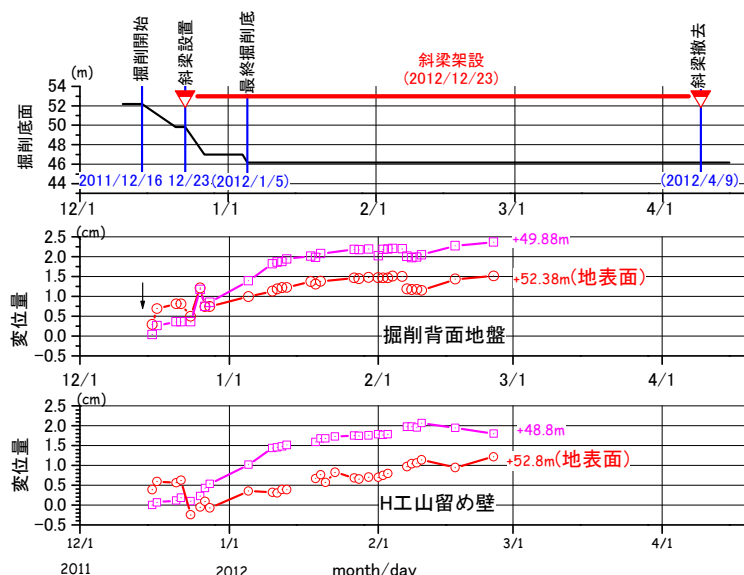


図-12 掘削背面地盤およびH鋼天端
の水平変位の経時変化

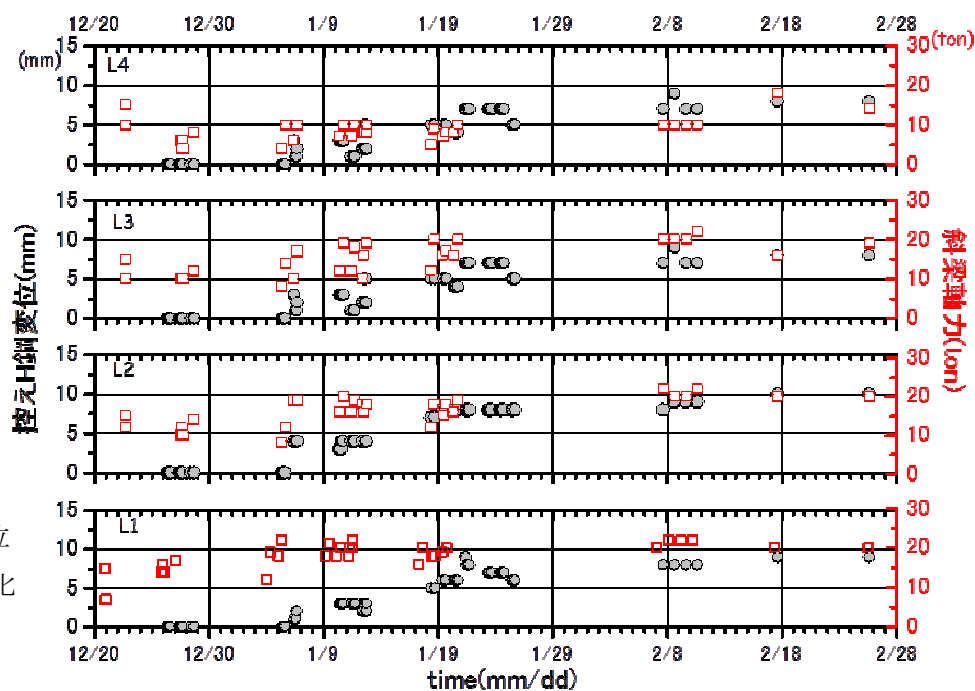


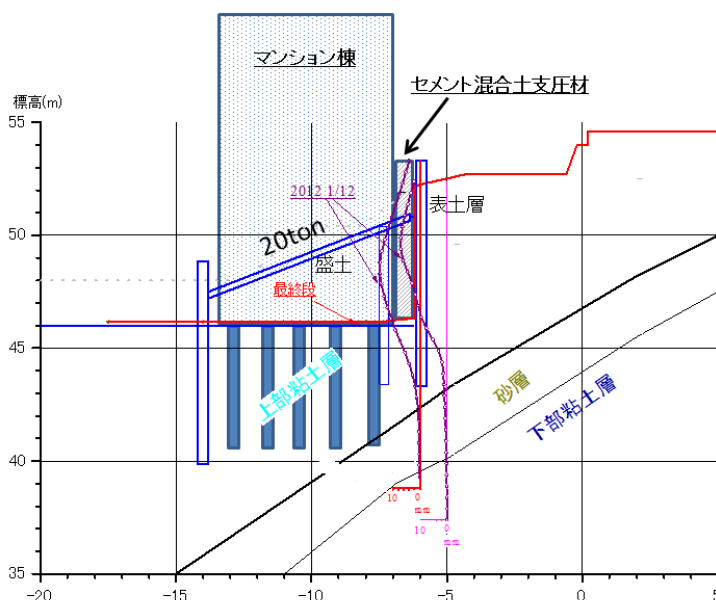
図-13 控H鋼の水平変位
および斜梁の軸力変化

図-13に控えH型杭および斜梁の軸力の計測値の経時変化を示した。これらの計測は、トータルステーションおよび油圧ゲージの読み取り値である。斜梁の設置時には、初期軸力(15ton/本)が導入されたが、掘削の進行と共にやや減少したが、1月5日の最終掘削レベルに到達したのち、控えH型鋼の水平変位は増加し、荷重は増加して20ton、変位も5mm程度増加しているが、山留のH鋼の天端変位量と同程度のものである。

3.3 現場挙動に対応した措置の実施

1月5日の最終掘削レベルのあと、経過観察を実施していたが、図-13に見るように軸力は減少せず、応力緩和は期待できない状態であった。斜梁を撤去するまえに、マンション棟の側壁を立ち上げ、図-14に示したように土留め壁と側壁の間にモルタル混合土を支圧材として締固めて充填したあと、4月9日に斜梁の撤去を実施した。実施の前後にH鋼矢板の変位を計測したが、水平変位は観測されなかった。

図-14
斜梁撤去まえの
セメント支圧材の充填処理



3.4 GPS による計測

GPS の計測は、隣接地のフェンスの移動を確認するために設置したものであるが、土留めH型鋼の天端位置にも設置した。ここでは、フェンスに設置した GPS の観測結果について述べる。GPS は、エポック 30sec と

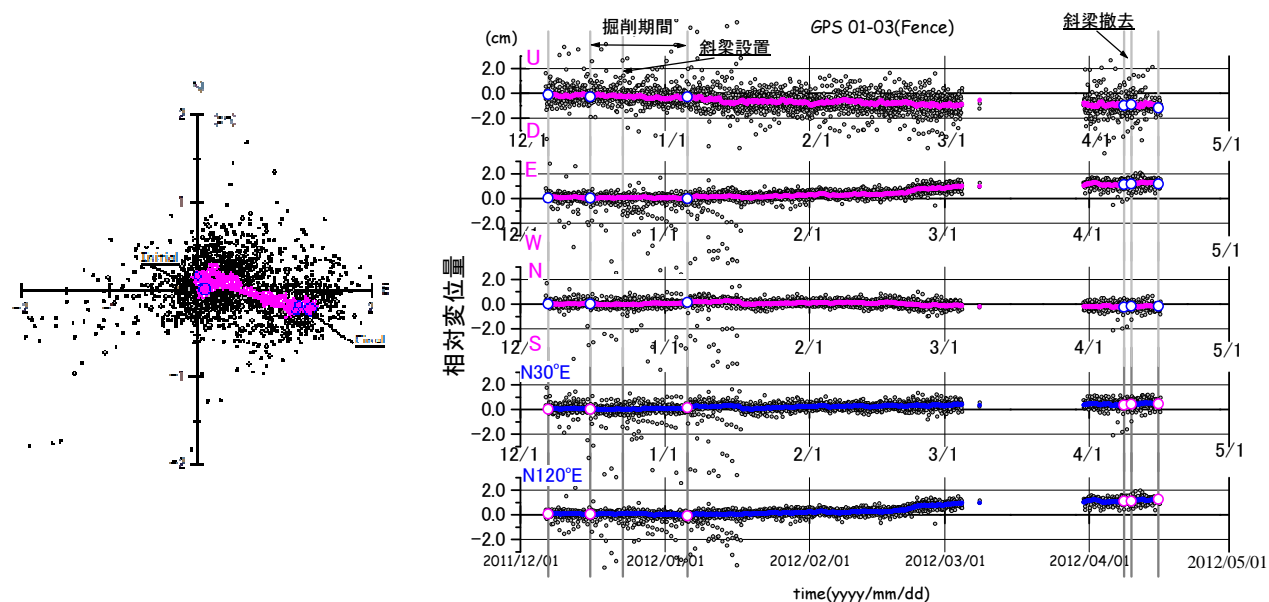


図-15 現場内基準点を固定点とした隣接マンションの擁壁フェンスの変位

として、スタティック処理をして、1時間ごとの変位を求めて図-15に示した。測量による変位は、沈下が1cm程度見られたが、水平変位は認められなかった。GPSにおいては、3月から約1月間の欠測があるが、場内の

基準点と比較して、図-15 に示したように、沈下は 1 cm、水平変位は東に約 1 cm、南に数mmの変位の動きが見られた。

この結果を、図-15 に変位軌跡として示したが、N120°E の方向に約 1 cm 移動したことになる。

国土地理院の GEONET® (GNSS 連続観測システム) で得られている電子基準点観測データの提供を受けて、検討を行った。

図-16

現場付近の電子基準点

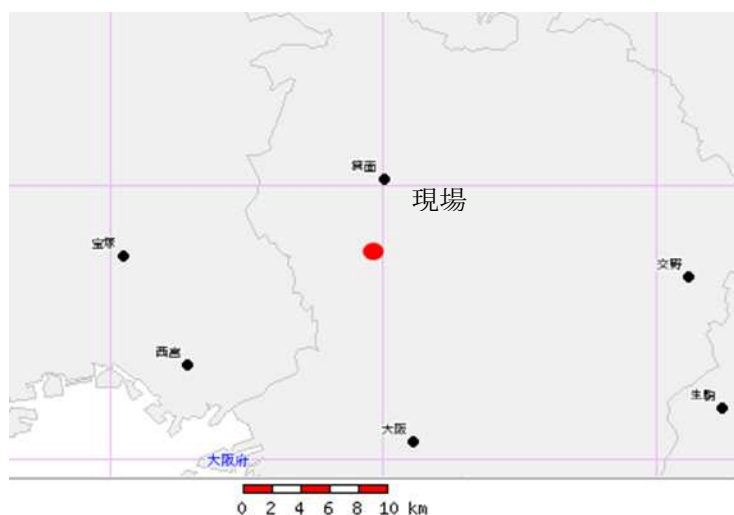


図-16 に示したように、箕面 MINOO(0067)観測点が、最短距離にあり、5.7km の基準長となっている。この箕面観測点を基準として、当現場の基準点 01 とフェンス観測点 03 との変位を見てみよう。

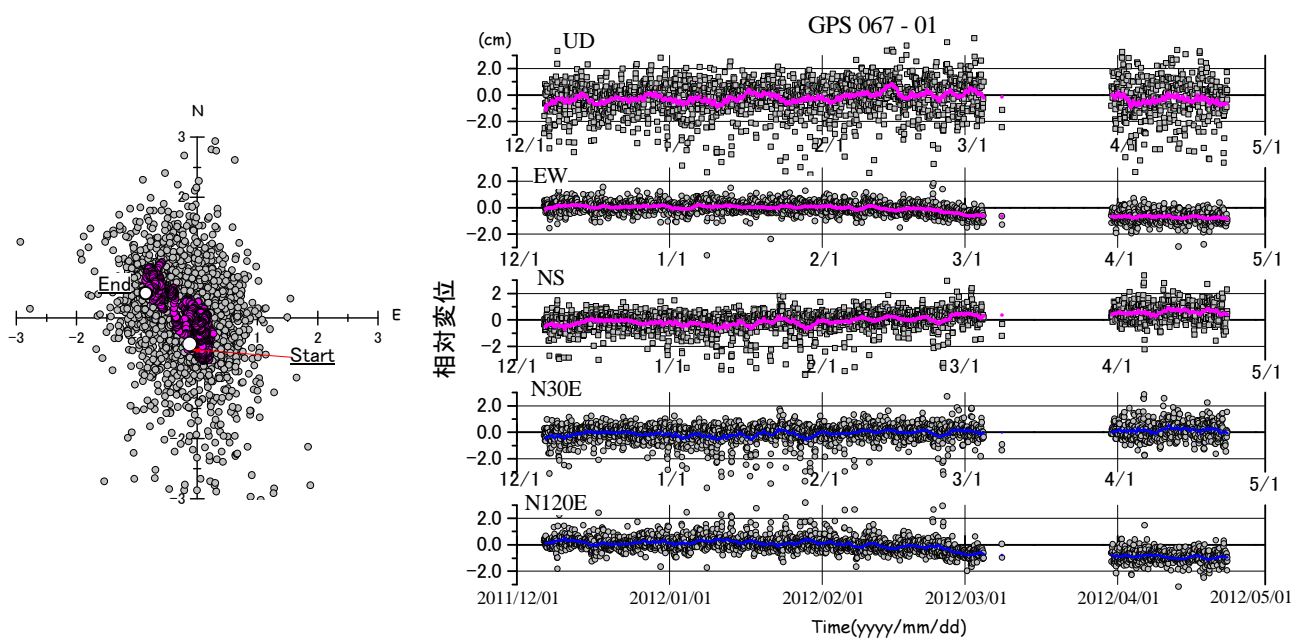


図-17 箕面電子基準点を基準点とした 01 基準点の変位

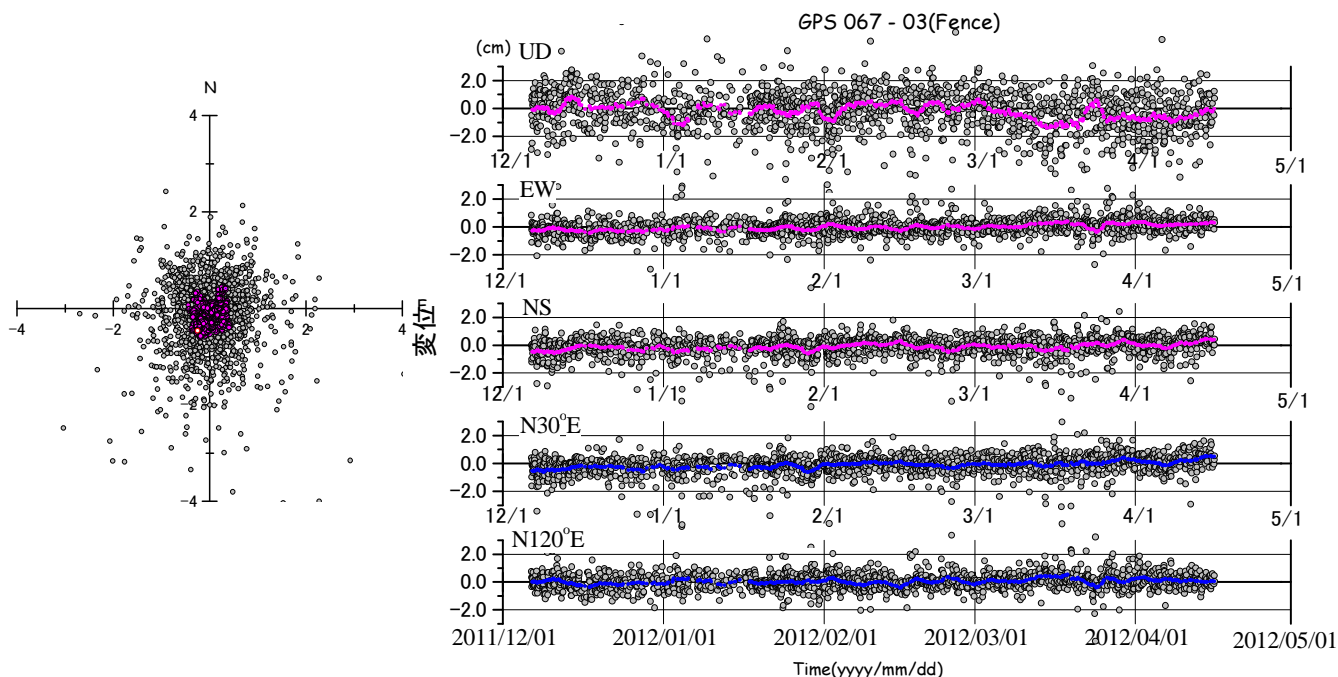


図-17 箕面電子基準点を基準点とした 03 観測点（フェンス）の変位

図-16 および図-17 に、箕面電子基準点(067)を基準点として、現場内観測点(01)およびフェンス(03)の変位を示した。場内基準点は、箕面基準点に対して N120°E の反対方位に向かった変位が認められる。東西・南北平面の軌跡で見ると、N45°W の方向となり、図-15 で示した方位とは若干異なるが、ほぼ、反対方向で、変位量はほぼ 1cm 程度で等しい。図-17 では、フェンスの箕面基準点からみた変位を示したが、有意な変位は認められない。

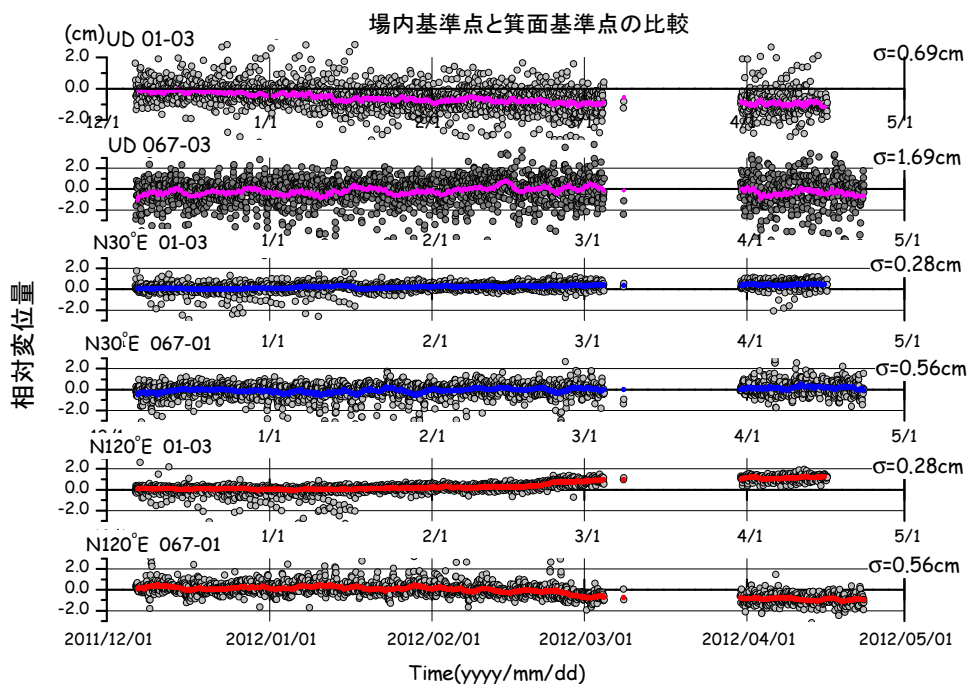


図-18 場内基準点と箕面基準点による変位比較

さらに、図-18に、場内基準点01の箕面基準点からの変位(067-01)、場内観測点からフェンスの場内基準点からの変位(01-03)を示した。N30°E方向では変位は双方とも認められないが、N120°Eの方位では同量の変位はあるが、逆方向に動いている。フェンスの高さ方向変位については、場内基準点(01-03)からは、約1cmであるが箕面基準点(067-03)からは明瞭ではない。

これらの変位量を図-19に軌跡で示した。同図においては、表-1に示した標準偏差の値でその変動の幅をしめしたが、N120°Eの方向成分は、極めて明瞭に場内基準点からのフェンスと箕面基準点からのフェンスの動きは45度線状にプロットされており、フェンスの水平面での動きは、実は場内基準点の変動であると結論づけられた。

表-1 各観測点における変位観測量の標準偏差(cm)

観測点	基線長	南北	東西	高さ	N30°E	N120°E
01to03	32m	0.22	0.27	0.69	0.39	0.28
67to01	5.6km	0.74	0.47	1.17	0.64	0.56
67to03	5.6km	0.74	0.60	1.69	0.82	0.62

stdev(cm)

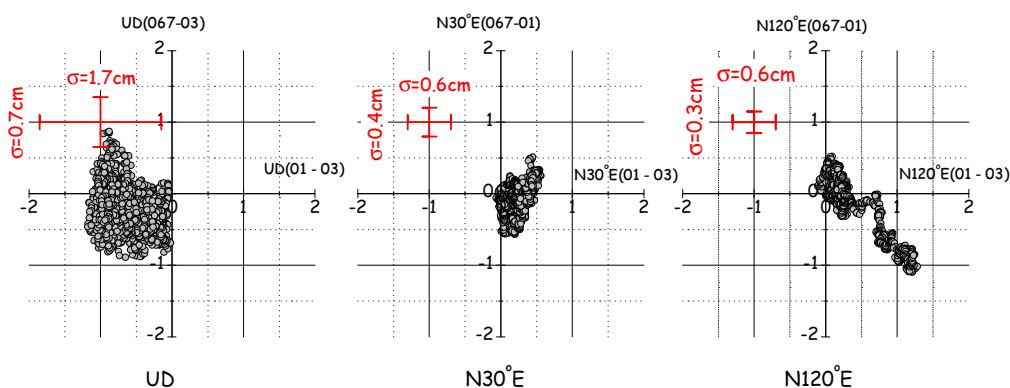


図-19 場内基準点および箕面観測点からのフェンス位置の各成分変位比較

4 結論

本現場は硬質粘土を掘削した際に、過圧密状態が応力解放により水平変位が現れた特殊なケースであった。そのため、場内で設定した基準点は、建築基礎の基礎用に設置されていた現場埋め込み杭であったが、掘削作業の進行に伴って、杭を含む地盤が観測途上で約1cm程度の変位を起こしたものであろうと思われる。

当現場においては、別途、マニュアル測量によって、変位計測が実施されていた。マニュアル測量の基準点は、別の位置にあって、このような影響は見られなかった。バラツキはあるにしても、GPSによる変位はその圧倒的な計測量が持前であるが、マニュアル測量の結果を整合している必要がある。国土地理院の基準観測点の結果を利用することで、原因の解明に繋ぐことができた。

GPS測量において、箕面を基準としてみると不動と予想していた場内基準点が動いている、場外のフェンスは動いていない、その境が分からない。これからの測量についてGPSを活用するに当たり、場内基準点をGPSで計測し、マニュアル測量との整合性を見直す必要がある。