

U.D.C 691.328.4

山留め変位抑制のためのコンクリートの収縮低減対策

川崎健二郎* 中沢 楓太**
沼上 清* 大岡 督尚*

要約： 鉄道高架橋に近接する山留めを有する地下工事は鉄道の運行安全性を確保するために、山留め変位に対して厳しい管理が要求される。こうした工事では構築する地下躯体が平面的に大きくなると、耐圧版やスラブを構成するコンクリートの収縮によって地下躯体と直結した山留め壁の変位を躯体側へ増大させることがある。そこで、本報ではコンクリートの収縮による影響を低減し山留め変位を抑制した事例について報告する。実施した対策は、コンクリートの収縮低減を目的としたものと、収縮による影響の低減を目的としたものである。前者は粗骨材を石灰石とし、膨張材を混入または上部に塗布型収縮低減剤を使用する対策である。後者は施工目地を設ける対策である。上記対策を適用した結果、いずれも山留め変位の増大を抑制する効果認められ、特に石灰石および膨張材を使用した対策は顕著な効果を示した。

キーワード： 山留め変位、コンクリート、収縮、石灰石、膨張材、塗布型収縮低減剤

- 目次：**
- | | |
|--------------|--------------|
| 1. はじめに | 4. 計測結果および考察 |
| 2. 工事および計測概要 | 5. 結論 |
| 3. 対策概要 | |

1. はじめに

近年コンクリートのひび割れに対する社会的関心の高まりから、ひび割れの主要原因となるコンクリートの収縮に対して積極的な対策が行われてきている。コンクリートの収縮はひび割れ発生に対して大きな影響を及ぼすが¹⁾、通常の工事では山留め変位に対して問題となることはあまりない。ただし、鉄道高架橋などに近接する建築物の根切り工事の際には、山留め変位に対して厳しい管理が要求される。本報で対象とした山留めは鉄道の高架橋および駅構造体に近接しており、数ミリ単位での管理値が設定され、厳密な管理が必要とされる。

本報では大規模な地下躯体をもつ当工事のコンクリート打設後、1ヶ月強の収縮による山留め変位を精査し、当該工事で行った山留め変位抑制のためのコンクリートの収縮対策とその効果を検証する。

2. 工事および計測概要

計測対象とした工事は地上北側 8 階、南側 16 階・地下 2 階の店舗およびオフィスの複合施設建築工事（地上 S 造・地下 1 階 S・SRC 造・地下 2 階 RC 造・直接基礎）である。建築面積 11,058.76 m²、山留めとの最短距離は高架橋近接部で約 2.8m、駅構造体で約 1.5m である。山留め壁は大口径ソイルセメント柱列壁（芯材：H-701×312×25×50、L=17～18m、間隔 600mm）で支保工は除去式地盤アンカー（デンドン 12-φ 12.7、間隔 1800mm、5 段・6 段）を採用した。図 1 に対策適用箇所と山留め変位計測位置を示す。測定を行った場所は鉄道高架橋に最も近い No.1 と、駅構造体と近接した No.2 である。山留め壁の変形量は、1m 深度毎に設置したひずみゲージ型多段式傾斜計を用い、山留め下端を不動点と見なし各計測区間の水平変形量を累加して

求めた。山留め変位計測は 1 時間毎の自動計測としたが、本報では日射や外気温の影響が小さい午前 4 時の測定値を用いて検討した。

3. 対策概要

3.1 石灰石+膨張材の適用(B1 階：計測点 No. 1)

図 1 において、B1F 高架橋近接部の床スラブの実線で囲った部分(A 部)が対策箇所である。この対策は、粗骨材を全て石灰石とし、膨張材を混入したコンクリートを使用した。表 1(a)にコンクリート調合を示す。膨張材はエトリンガイト・石灰複合系膨張材とし、1m³当たり 20kg の外割置換とした。

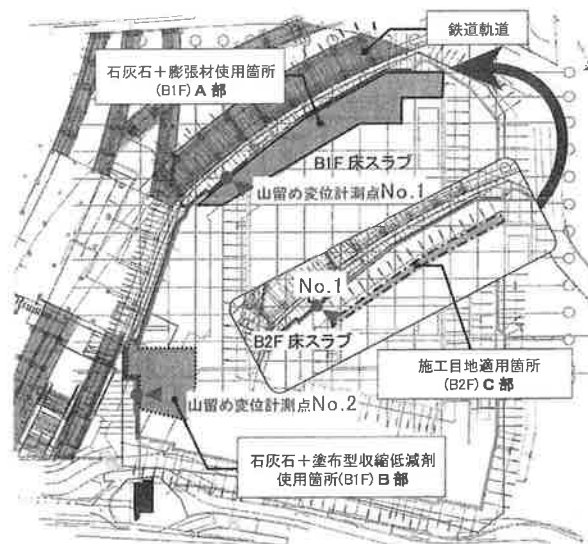


図 1 対策適用箇所および測定箇所

* 基盤技術開発部 ** 建築総本部 建築技術部

3.2 石灰石+塗布型収縮低減剤の適用(B1階：計測点 No. 2)

図1において、B1F 駅構造物近接部の床スラブの点線で囲った部分(B部)が対策箇所である。この部分は、粗骨材を全て石灰石としたコンクリートを使用し、塗布型収縮低減剤(低級アルコールアルキレンオキシド付加物)を塗布した。コンクリート調合は表1(b)に示す通りである。塗布型収縮低減剤は地下2階床スラブ打設翌日、床スラブ上面のみに約125g/m²量をローラで塗布した。

3.3 施工目地の適用(B2階：計測点 No. 1)

図1において、B2F 高架橋近接部の床スラブの一点鎖線で囲った部分(C部)が対策箇所である。これは3.1および3.2のような材料的な対策とは異なり、施工的な対策である。コンクリート打設時に、鉄道近接部において、近接部の床スラブをすべて打つのではなく、約1.5mの隙間を設け、当該箇所以外の床スラブの収縮(主に水和熱による昇温後の温度下降による収縮)の収束を待ち、その後、目地部にコンクリートを打設するものである。目地部のコンクリートと鉄道近接側スラブのコンクリートとの打設間隔は14日である。写真1に施工目地部を示す。

4. 計測結果および考察

4.1 山留め変位経時変化による検証

図2(a)~(d)に計測点毎に、地下2階および地下1階床スラブ打設後からの深度に対する山留め変位および気温の経日変化を示す。深度の凡例中、点線で囲った部分は打設を行った床スラブレベルに近接している深度である。期間は他の部分の地盤アンカーの解体および他の部分の打設の影響を考慮し40日後とした。符号の正は地下躯体側、負は山留め背面地盤側への変形を示している。

表1 コンクリート調合

(a) 石灰石+膨張材										
呼び強度	スラブ(cm)	空気量(%)	W/C(%)	s/a(%)	調合(kg/m ³)					
					C	W	E	S	G	SP
39	15	4.5	42.0	40.8	405	170	20	692	1033	3.848
C: 普通ポルトランドセメント, W: 地下水(上澄水) E: エトリンガイト・石灰複合系膨張材 S: 君津産陸砂70%, 北斗産陸砂30% G: 山口県美祢郡秋芳町産石灰石 SP: 高性能AE減水剤(標準形I種)										
(b) 石灰石+塗布型収縮低減剤										
呼び強度	スラブ(cm)	空気量(%)	W/C(%)	s/a(%)	調合(kg/m ³)					
					C	W	S	G	SP	
39	15	4.5	42.0	41.8	405	170	710	1033	3.848	
C: 普通ポルトランドセメント, W: 地下水(上澄水) S: 君津産陸砂70%, 北斗産陸砂30% G: 山口県美祢郡秋芳町産石灰石 SP: 高性能AE減水剤(標準形I種)										
(c) 対策無し										
呼び強度	スラブ(cm)	空気量(%)	W/C(%)	s/a(%)	調合(kg/m ³)					
					C	W	S	G	SP	
39	15	4.5	42.7	42.1	386	165	731	1029	3.67	
C: 普通ポルトランドセメント, W: 地下水 S: 奥多摩産石灰砕砂40%, 富津産陸砂60% G: 埼玉県上栗産石灰石40%, 青梅産硬質砂岩60% SP: 高性能AE減水剤(標準形I種)										

グラフ中、縦の実線は地下2階または地下1階の床スラブ打設を示し、縦の破線はそれぞれの地盤アンカー解体日を示している。

一般的な傾向として、打設床レベルで、水和熱による熱膨張に起因する山留め背面地盤側への変位が、打設後1~3日程度持続することがあり、その後、コンクリート温度の下降により温度収縮が起きる。打設直後の温度上昇による熱膨張時と比較して、数日後の温度下降による収縮時はコンクリート強度発現が進んでおり、ヤング係数の増大とクリープ係数の減少により、結果として膨張ひずみより収縮ひずみの方が大きくなると考えられる。また、地盤アンカー解体後は地下躯体側への山留め変位増大が確認される。しかし同時に、先述の打設に起因する収縮、乾燥収縮等による変位が発生しているものと考えられ、単純に分離することは困難である。

各ケースにおける特徴を整理する。対策を行っていない計測点No.2側、B2F床スラブ打設後(図2(a))の山留め変位は、打設した床スラブと同じGL-9.5を参照すると、打設後3日間ほど山留め背面地盤側へ増加した後、2/8の5段目の地盤アンカー解体を機に地下躯体側へ増大し、打設後19日目まで単調増加を続けた。石灰石+塗布型収縮低減剤による対策を行ったB1F床スラブ打設後(図3(b))は、打設した床スラブ(GL-5.0)に近いGL-5.5およびGL-4.5を参照すると、地盤アンカー解体による山留め変位増大は大きい。次の地盤アンカー解体の直前まで(4/11~5/13)の変位は0.34mm(GL-5.5), 0.49mm(GL-4.5)であり、B2F床スラブ打設後の同様な32日間(2/12~3/16)の変位1.74mmと比較すると、対策の効果によりコンクリート収縮による山留め変位は明らかに抑制されている。B1F床スラブとB2F床スラブを比較することについては是非は後述する。施工目地による対策を行ったB2F床

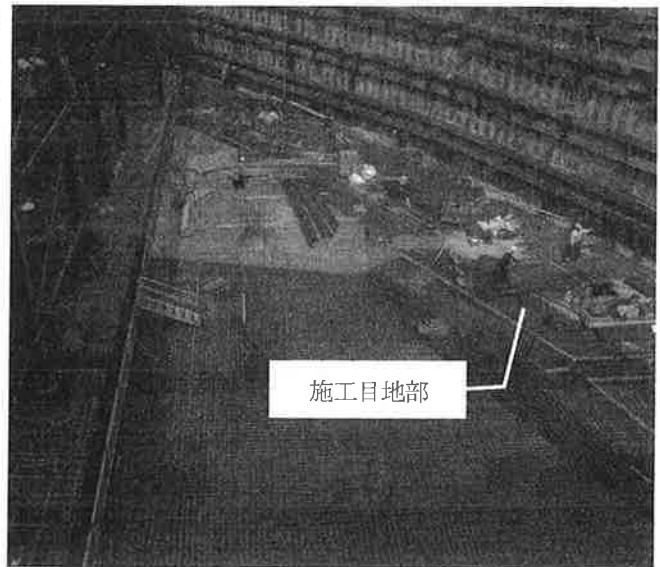


写真1 施工目地作製状況

スラブ打設後(図 2(c))は、打設した床スラブ(GL-10.6)に最も近い GL-10.5 を参照すると、打設から次の地盤アンカー解体まで 19 日の地盤アンカー解体も含む変位が 1.00mm と他の対策と比較しても非常に小さい値を示し、施工目地によって他の部分の収縮影響が緩和されていることが分かる。石灰石+膨張材による対策を行った B1F 床スラブ打設後(図 2(d))は、打設床スラブ(GL-5.2)に最も近い GL-5.5 を参照すると、打設後山留め側へ 1mm 程度の変位が 3 日間程度続いており膨張材の効果が顕著に表れている。その後も地盤アンカー解体によるものと思われる山留め変位増大以外は、大きな変位増大はなかった。

4.2 地盤アンカー解体による弾性変形の評価

実測された山留め変形には、コンクリートの収縮・膨張による変位および地盤アンカー解体による変位が含まれていることから、コンクリートの収縮による山留め変位の増大を評価するにあたっては、地盤アンカー解体による山留め変位を除外して考察する必要がある。ここでは、地盤アンカー解体による山留め変位を、山留め壁の設計で用いられる「梁・ばねモデル」を用いて評価した。耐圧版およびスラブは水平ばねとし算定長さを 20m とした。地

下外壁は梁要素とし、地下外壁の厚みおよび合成壁(or 合わせ壁)を考慮し曲げ剛性を適切に変えることによって評価した。合わせ壁とは、山留め躯体と地下外壁を一体化せずに打設を行ったものであり、合成壁とは山留め躯体と地下外壁をスタッド等により一体化することによって曲げ剛性を大きくしたものである。側圧と地盤定数は、根切り底まで掘削した段階(7 次根切り)における実測山留め変形に、解析による山留め変形をフィッティングさせ決定した。以上のモデル化を踏まえ、各地盤アンカーの緊張力を開放し得た変位増分を当該地盤アンカー解体に伴う弾性変位として評価した。

図 3(a)~(c)は、床付け時、5 段目の地盤アンカー解体時、および 2, 3 段目の地盤アンカー解体時の検討用モデル図である。同図(a)床付け時は地盤アンカー軸力をすべて導入し、このときの山留め変位と実測の山留め変位をフィッティングし地盤ばねを決定した。同図(b)5 段目の地盤アンカー解体時は、地下外壁の立ち上がりを合わせ壁として曲げ剛性を考慮し、耐圧版および地下 2 階床スラブばねを設定した。6 段目以外の地盤アンカーにすべて軸力を導入したときの変形に対する、5 段目の地盤アンカーのみ

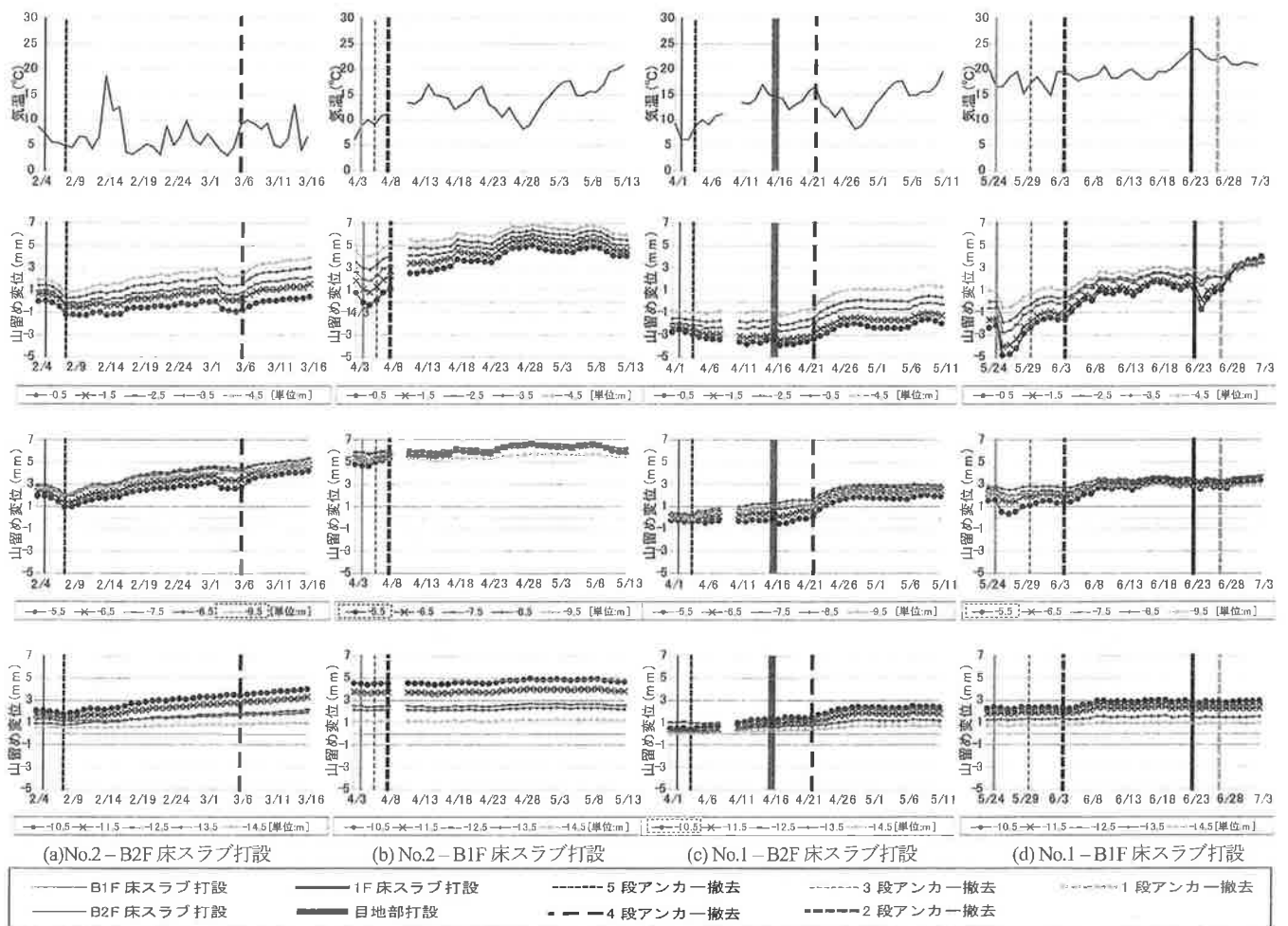


図 2 深度に対する山留め変位の経時変化および外気温変化

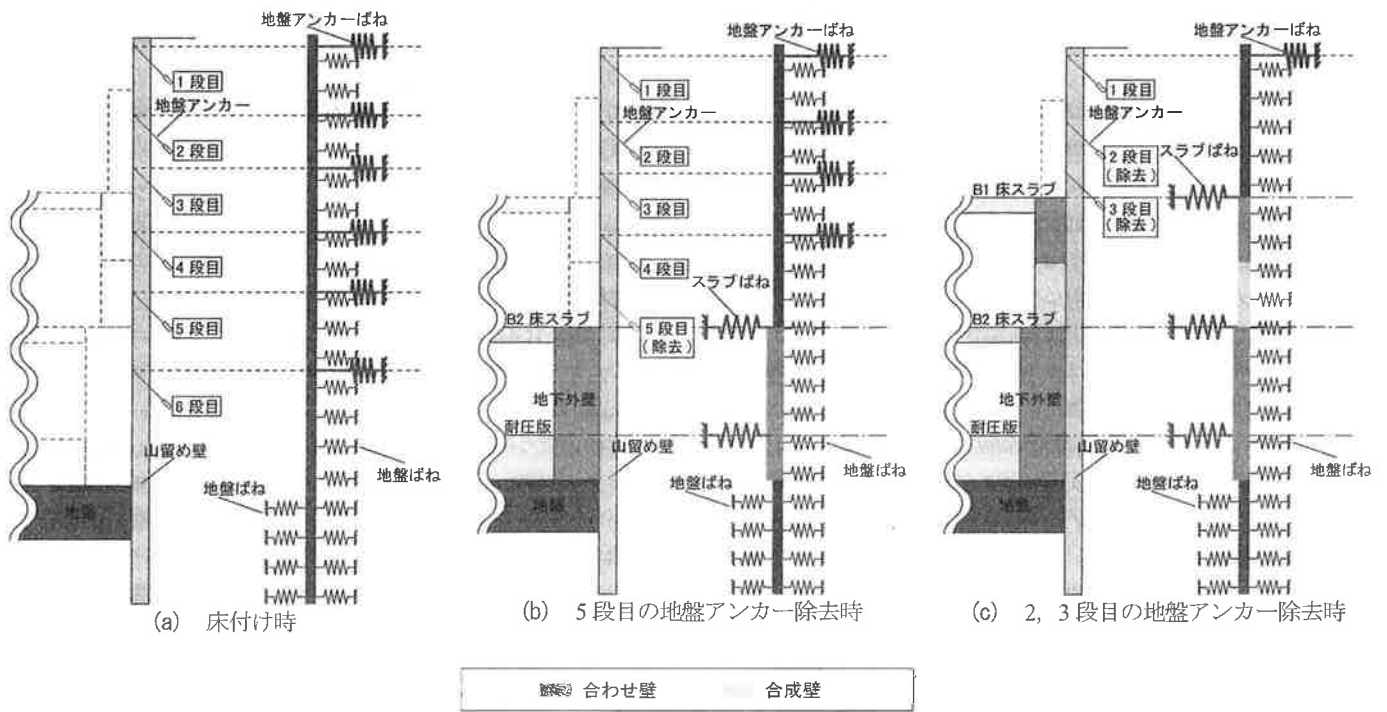


図3 地盤アンカー除去に伴う弾性変位計算概要図

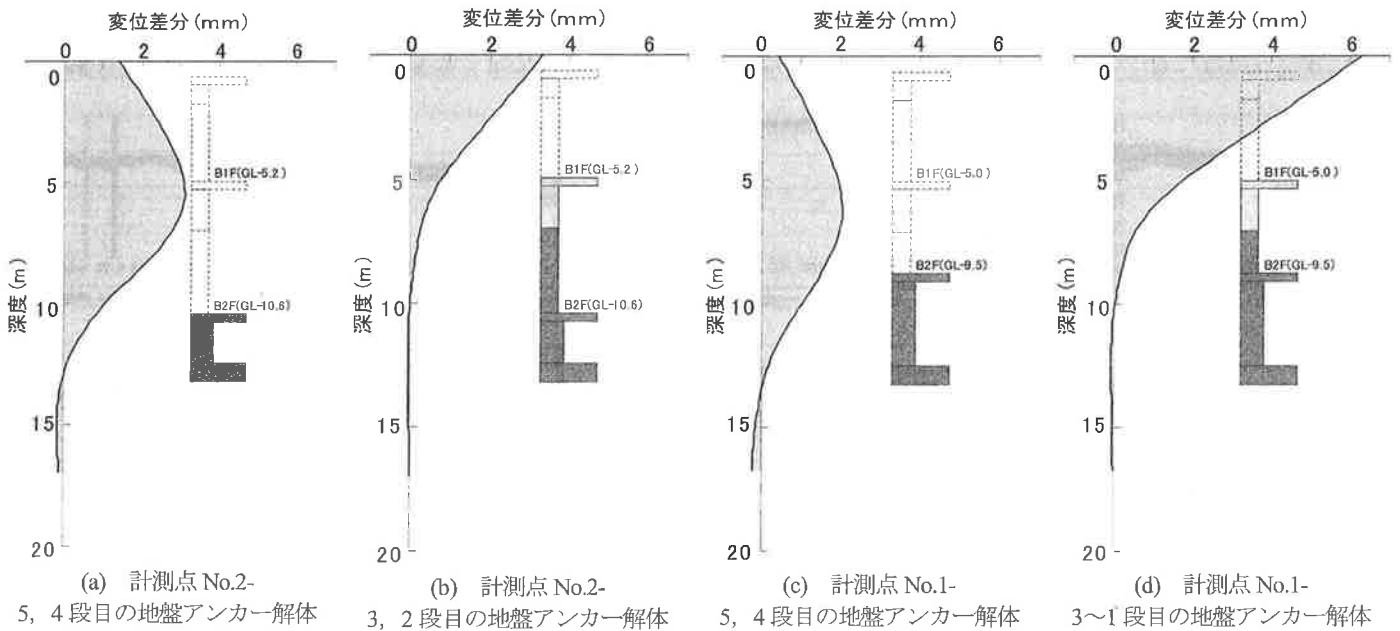


図4 数値計算による地盤アンカー解体による弾性変位

の軸力を解放したときの変形の差分を弾性変位として求める。同様に同図(c)2, 3 段目の地盤アンカー解体時は、耐圧版、地下 1,2 階床スラブばねを設定し、地下外壁の合成壁、合わせ壁による曲げ剛性評価を行い、1~3 段目の地盤アンカーに軸力を導入し、2,3 段目の地盤アンカー軸力を開放したときの弾性変位を計算する。図 4 に計算によって求められた地盤アンカー解体前と解体後の変位差分の図を示す。なお、同図(d)No.1 側は B1F スラブ打設 40 日後を考慮すると、1 段目の地盤アンカー解体も入ることから、3~1 段目の地盤アンカー解体による変位を計算している。

4.3 山留め変形図による検証

図 5 に測定点 No.1 および No.2 のそれぞれに対する地下 2 階および地下 1 階床スラブ打設時の山留め変形とそれらの 40 日後、4.2 で求めた地盤アンカー解体による弾性変位を除去した山留め変形を示す。この変形図は掘削前の山留めを 0mm としたときの各施工段階における変形図である。同図(a) に示す、対策無し(B2F の No.2 側床)と石灰石+ 塗布型収縮低減剤使用(B1F の No.2 側床)の山留め変形について、スラブ打設前と打設 40 日後の変位差は、B2F において 1.13mm(GL-9.5) であるのに対し、B1F は 0.85mm(GL-5.5)および 1.22(GL-4.5) を示し、測定点の間を線形と仮定すると、1.04mm となり収縮の低減による山留め変位の

減少が確認された。同図(b) に示す、施工目地適用(B2F の No.1 側床)と石灰石+ 膨張材使用(B1F の No.1 側床)の山留め変形について、先述の検討と同様に変位差は B2F が 1.06mm(GL-10.5) であるのに対し、B1F が 0.32mm(GL-5.5) を示し、施工目地の対策を行っている B2F よりも顕著な山留め抑制効果が確認された。地下 1 階と地下 2 階床レベルでの山留め変位を比較することは非であるが、図 4 のアンカー解体による変位増分からも明らかのように耐圧版により強く拘束される地下 2 階の方が山留め変位が小さくなるものと考えられ、石灰石+ 塗布型収縮低減剤の対策および石灰石+ 膨張材のいずれの対策においても地下 1 階の山留め変位が地下 2 階の山留め変位と比較して減少していることからこれらの対策には十分効果があったものと考えられる。

5. 結論

本工事の鉄道近接部において山留め変位を抑制することを目的とし、コンクリートの収縮対策を行った結果、石灰石 100% 使用+ 膨張材の使用、石灰石 100% 使用+ 塗布型収縮低減剤塗布および施工目地の適用といういずれの対策も山留め変位の増大を抑制し、特に石灰石+ 膨張材を使用した対策はより顕著に山留め変位を抑制できた。

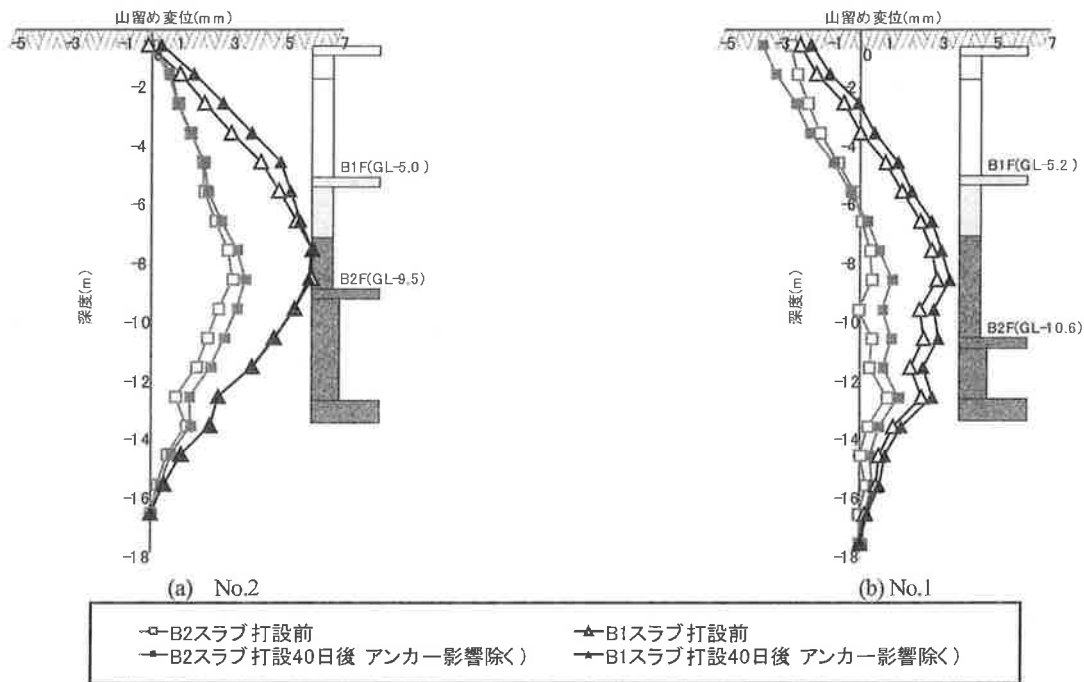


図 5 各階床スラブ打設前と、40 日後の山留め変形図

参考文献

- 1) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建築物の収縮ひび割れ制御設計・施工指針（案）・同解説，pp.121, 2006 年 2 月

COUNTERMEASURE OF SHRINKAGE OF CONCRETE FOR REDUCING DISPLACEMENT OF EARTH RETAINING WALL

K.Kawasaki, F.Nakazawa, K.Numakami and T.Oh-oka

An excavation close to railway viaduct needs controlling displacement of the earth retaining wall. In addition, if an underground structure is larger, the displacement of earth retaining wall increases due to the shrinkage of concrete slabs. In this paper, we report the case of decreased displacement of earth retaining wall by reducing shrinkage of concrete. Measures are using coarse aggregate of lime stone with using paint type of shrinkage-reducing agent or using expansive additive and applying the working joint. These measures confirmed effect of reducing displacement of earth retaining wall. Especially, the effect of replacing coarse aggregate with lime stone and using expansive additive was remarkable.