

# 不同沈下した擁壁の安定対策について

新垣 健二、屋良 隆司、與儀 喜章

株式会社 沖縄建設技研（〒901-2126 沖縄県浦添市宮城三丁目7番5-103号）

キーワード：不同沈下、釜場、高圧噴射攪拌工法

## 1. はじめに

沖縄本島那覇市の洪積台地を形成する緩やかな斜面を造成して、高さ約10m×幅7m、延長約23mのL型擁壁が施工されていた。平成14年5月下旬から6月中旬にかけての集中的な降雨の影響を受け、施工直後のL型擁壁に変形が生じた。変形は壁体の沈下、目地の変位として確認された。

ここでは、L型擁壁に発生した変形の原因究明および壁体の安定対策工法の検討結果について報告する。

## 2. 擁壁の設置状況

図-1は変形が発生したL型擁壁設置および街区割りの状況、図-2はL型擁壁の標準的な断面を示したものである。擁壁前面には街区2周辺における降雨時の表面水を集水し排水する目的で、擁壁施工直後に図-1に示すような「釜場」が設置されていた。

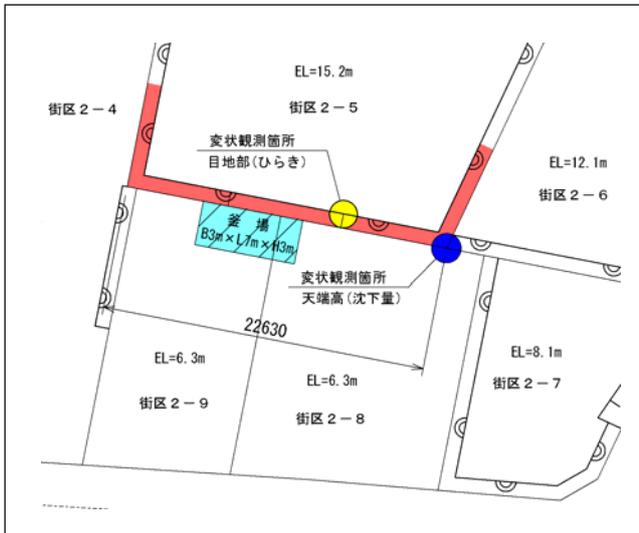


図-1. L型擁壁設置および街区割り状況

図-1に示す街区2-5と街区2-8,9の計画高さには約9mの高低差があるため、高さ約10mの街区割擁壁（L型擁壁）を設置する必要があった。L型擁壁施工時は、当該箇所におけるボーリング調査は行われず、周辺の既存調査結果を基に擁壁基礎

底面下2mまではN値10以下の地層、それ以降はN値20以上の地層が堆積するもの想定されていた。そのため、基礎底面以下2mまでを良質土で置き換える「置換工法」が採用されていた。実際の施工に際しては、擁壁基礎底面下（EL=4.9m）において平板載荷試験を行い、表-1に示すように基礎地盤の支持力に対する安定評価が行われている。その結果、「置換工法」は行われず、図-2に示すようにL型擁壁は直接、地盤上に設置されていた。

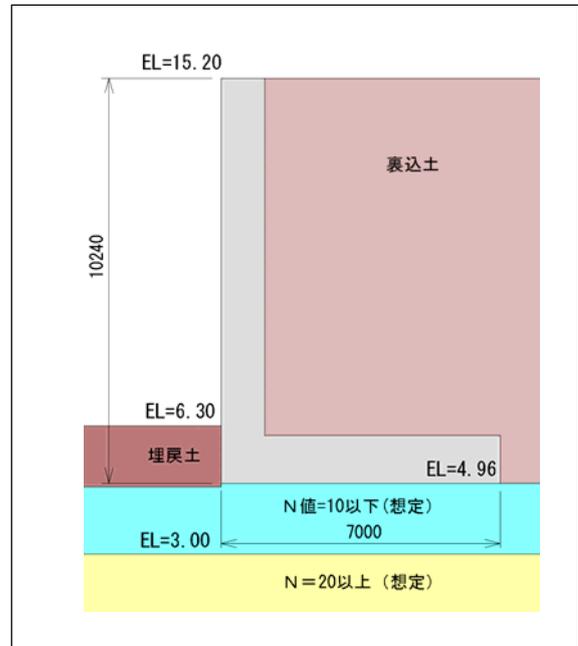


図-2. L型擁壁設置標準断面図

表-1. 施工時における平板載荷試験結果

|   |                    |
|---|--------------------|
| 極限支持力度 $q_d$ (kN/m <sup>2</sup> )       | 1600               |
| 許容支持力度 $Q_a=q_d/3$ (kN/m <sup>2</sup> ) | 1600/3=533         |
| 最大地盤反力度 $Q_{max}$ (kN/m <sup>2</sup> )  | 412 < $Q_a=533$ OK |

## 3. 変形の発生状況

図-3は施工記録より降雨量と変形量（目地の変位、沈下量）の関係を示したものである。観測された最大の変形量を表-2に示す。

表-2. 最大変形量(単位:mm)

|                  |    |
|------------------|----|
| 目地の変位(図-1の黄○印箇所) | 22 |
| 沈下量(図-1の赤○印箇所)   | 35 |

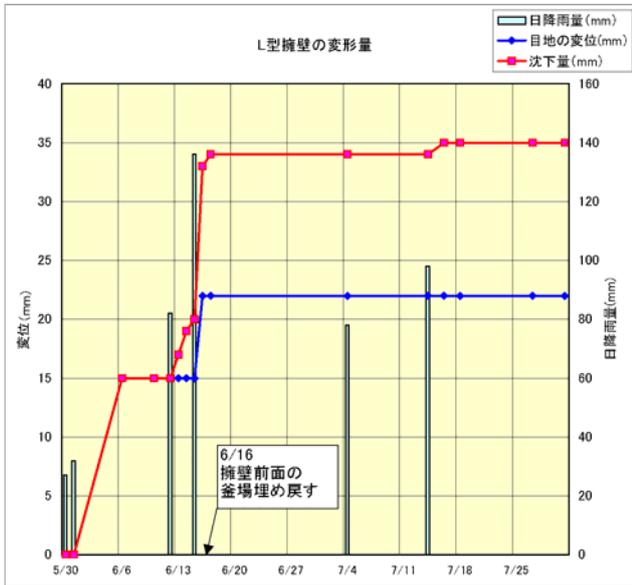


図-3. 降雨量と変形量の関係

図-3より、5月30日～6月15日の4日間の降雨によって変形が発生し、6月16日に擁壁前面の釜場を街区2-8、9の計画高まで埋め戻した後、7月4日～7月14日の2日間の降雨では大幅な変形量の増加は観測されていない。

#### 4. 変形の発生原因

図-4に示す街区2の背後の道路は、L型擁壁に変形が発生した時点においては施工途中段階であった。そのため、降雨時の表面水の排水径路は、同図に示すように街区2-5の背後から側面を流れ、擁壁前面の釜場へ導かれていた。

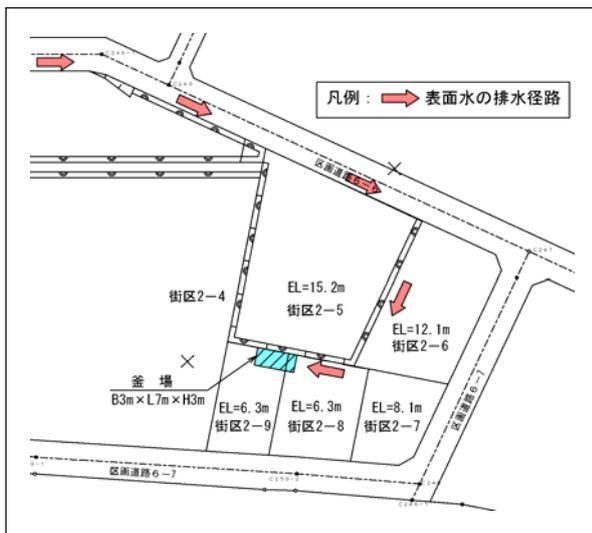


図-4. 表面水の排水径路

写真-1は6月15日の降雨(日降雨量136mm)による表面水の排水状況を示したものである。

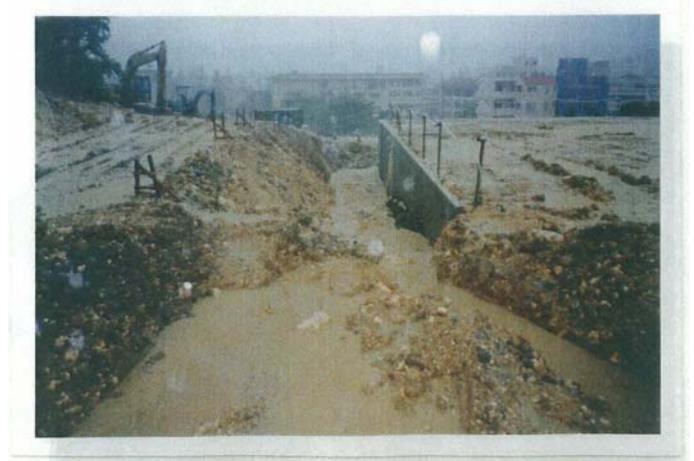


写真-1-1. 表面水の流れ(街区2-5背後の状況)



写真-1-2. 表面水の流れ(街区2-5側面の状況)



写真-1-3. 表面水の流れ(街区2-5前面[釜場]の状況)

当該擁壁箇所以外で行われた既存の土質調査結果から、本調査地一帯には第四紀洪積世の琉球層群未固結砂礫層

(細粒分まじり砂礫)が20~30mの層厚で堆積し、その下に第三紀鮮新世の島尻層群が分布していることが確認されている。

釜場へ導かれた表面水が地下へ浸透することにより、擁壁基礎底面下の「細粒分まじり砂礫」の細粒分が流出し、空隙が拡大したものと想定される。その結果、擁壁の鉛直荷重に対する支持力不足により変形が発生したものと考える。前述したように施工時には平板載荷試験を行い、擁壁基礎底面の支持力は確認されている。しかし、雨水の浸透により細粒分が流出しやすい地盤であること、民家が近接し変形の拡大を未然に防止する必要があること等により、軟弱層の分布の有無を確認する必要があった。そのため、図-5に示すようにボーリング調査(N=4箇所)を提案して行った。

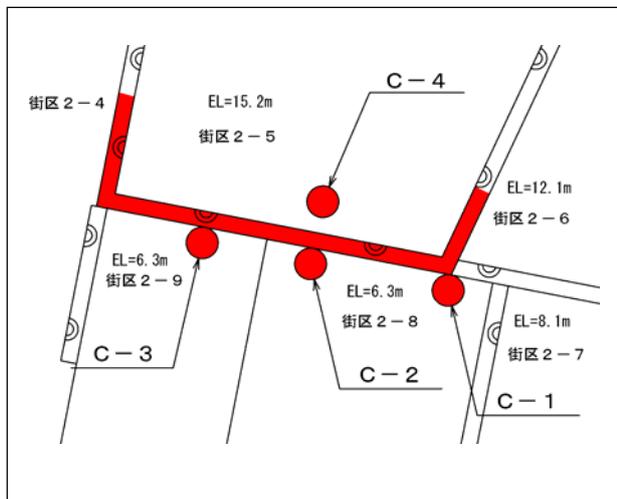


図-5. ボーリング調査位置図

### 5. 擁壁基礎底面下の地層構成

ボーリング調査結果より擁壁基礎底面下の地層構成は図-6の推定土層断面図に示したとおりで、いずれの地層も土質的には琉球層群砂礫層(シルト質砂礫)に区分される。

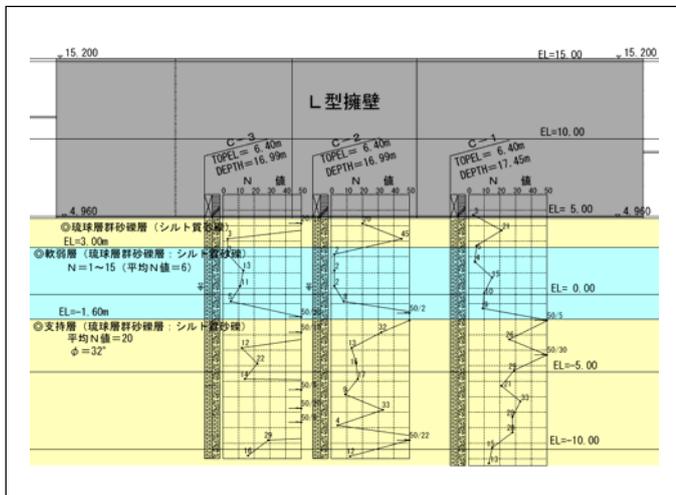


図-6. 推定土層断面図

地層構成は、擁壁基礎底面下からN値が3~50(平均N値=24.1)、層厚が約2mの上部層、N値が1~15(平均N値=5)、層厚が約5mの中間層(軟弱層)、N値が12~32(平均N値=20)の下部層(支持層)が確認されている。

図-6に示す中間層(軟弱層)は平均N値が5であり、砂としての相対密度は緩い状態にある。表-1に示す最大地盤反力度が擁壁基礎底面(有効効果載荷幅)に一樣分布するものとして、中間層(軟弱層)上面に伝播させた場合の支持力に対する安定評価の結果、支持力不足であることが判明した(表-3参照)。その結果、擁壁の長期的な安定を確保するため中間層(軟弱層)を改良する必要が生じた。

表-3. 中間層(軟弱層)における安定評価

|                                   |                     |
|-----------------------------------|---------------------|
| 許容支持力度 $Q_a$ (kN/m <sup>2</sup> ) | 81.3                |
| 地盤反力度 $Q_z$ (kN/m <sup>2</sup> )  | 247 > $Q_a=81.3$ NO |

### 6. 地盤改良工法の選定

地盤改良工法の選定に際しては、表-4の代表的な地盤改良の分類および以下に示す現地条件より最適な工法を選定する。

表-4. 代表的な地盤改良工法の分類

|          |          |         |
|----------|----------|---------|
| 地盤改良工法   | 置換工法     |         |
|          | 圧密排水工法   | 載荷重工法   |
|          |          | ドレーン工法  |
|          | 密度増大工法   | 振動締固め工法 |
|          |          | 締固め杭工法  |
|          | 深層混合処理工法 | 機械攪拌工法  |
| 高圧噴射攪拌工法 |          |         |
| 薬液注入工法   |          |         |

当該箇所における地盤改良工法の選定に際しての施工条件を以下に列挙する。

- 地盤強度の増強が要求されている
- 現在の擁壁は撤去しない
- 施工箇所が狭小のため大型機械による施工が困難
- 市街地のため騒音・振動の抑制が必要
- 擁壁底版の下部地盤を改良するため底版への影響を最小限に抑える必要がある
- 改良効果が大いこと

以上の施工条件を勘案して、表-4より「深層混合処理工法」を選定した。ただし、深層混合処理工法は機械攪拌工法と高圧噴射攪拌工法に大別される。

機械攪拌工法は大型機械による施工となるため、上記の施工条件に適合しない。したがって、施工条件に適合する高圧噴射攪拌工法を採用した。

高圧噴射攪拌工法の基本原則は地盤内の空隙や土粒子の一部を固化材と置き換えるものであるが、置換のメカニズムの違いに

より表-5に示す工法に分類される。

表-5. 高圧噴射攪拌工法の分類

|          |           |
|----------|-----------|
| 高圧噴射攪拌工法 | 単管高圧噴射工法  |
|          | 二重管高圧噴射工法 |
|          | 三重管高圧噴射工法 |

これらの工法について地盤および施工条件から検討した結果は、次のとおりである。

- ①単管高圧噴射攪拌工法における適応土質はN値10未満の砂質土であるが、改良対象地盤はN値10～15の範囲も含まれる。また、改良有効径はφ500～800mmであり、他工法に比べ改良本数が多くなることから、擁壁底版ブロックへの影響が懸念される。
- ②二重管高圧噴射攪拌工法の改良有効径はφ1000～2000mmであり、単管高圧噴射攪拌工法に比べ改良本数が少なく、擁壁底版ブロックへの影響を最小限に抑えることが可能である。
- ③三重管高圧噴射攪拌工法は二重管高圧噴射攪拌工法と同様に擁壁底版ブロックへの影響を最小限に抑えることが可能である。但し、1m当たり改良単価(10,000円)が他工法に比べ高く、経済性に劣る。

また、他の要素も入れた総合的比較検討結果は表-6に示すとおりであり、「二重管高圧噴射攪拌工法」を最適案として選定した。

表-6. 高圧噴射攪拌工法比較表

| 工法    | 適応土質 | 環境性 | 改良径 | 経済性 | 総合評価 |
|-------|------|-----|-----|-----|------|
| 単管噴射  | △    | ○   | △   | ○   | △    |
| 二重管噴射 | ○    | ○   | ○   | △   | ○    |
| 三重管噴射 | ○    | ○   | ○   | △   | △    |

## 7. 改良範囲および改良杭設置

改良範囲は、図-6に示す上部層および中間層を含めた範囲(EL=4.96～EL=-1.60m)とした。表-7には改良杭の改良仕様を示した。

表-7. 改良仕様(二重管高圧噴射攪拌工法)

|                                   |      |
|-----------------------------------|------|
| 改良幅(基礎幅)B (m)                     | 7.00 |
| 改良杭体の径D (m)                       | 1.80 |
| 改良長h (m)                          | 6.50 |
| 1列(1ブロック)当たり本数n (本)               | 5.00 |
| 改良杭体の中心間隔P (m)                    | 1.60 |
| 改良杭体の列間隔P' (m)                    | 2.60 |
| 設計基準強度 $F_c$ (kN/m <sup>2</sup> ) | 3000 |

改良杭の配置は、改良範囲の下部層(EL=-1.60m)におい

て支持力の検討を行い、図-7および図-8に示すように決定した。

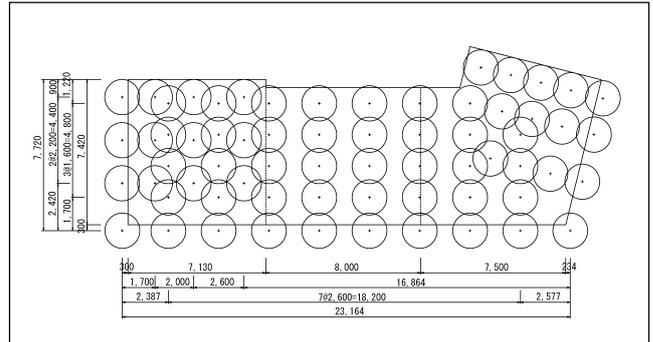


図-7. 地盤改良工配置図(二重管高圧噴射攪拌工法)

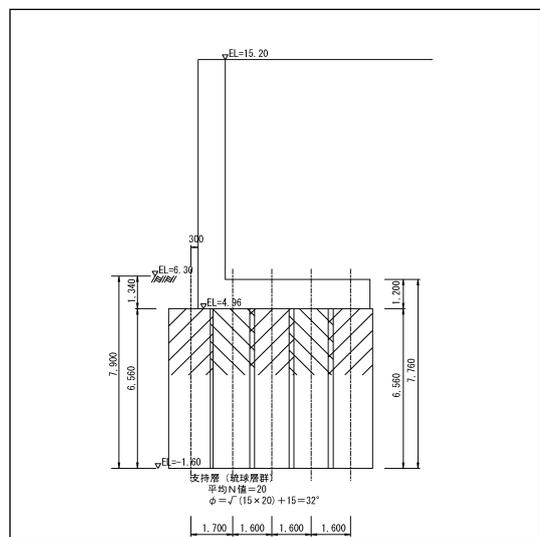


図-8. 地盤改良工標準断面図(二重管高圧噴射攪拌工法)

## 8. おわりに

地盤改良工(高圧噴射攪拌方法)の施工完了後、平成15年5月19日～平成15年7月12日までの約2ヶ月において変形観測が行われた。観測期間中、目地の変位は2mm確認されたが7月5日以降の変位量の増加は観測されていない。また、沈下量については観測期間中3mm確認されたが6月28日以降の増加は観測されていない。以上より擁壁の変形が収束していることが確認された。

改良工事においては擁壁背後の裏込め土を取除き、基礎底版上に改良マシンを直接設置し、コンクリート版を削孔して地盤改良を行った。現在、自在ボーリング技術により既設構造物に損傷を与えることなく、構造物直下に薬液注入が可能な技術が開発され実用化されている。今後、同様な事例に際しては比較対象として検討していきたい。

## 参考文献

- 1) 財団法人 日本建築センター：建築物のための改良地盤の設計及び品質管理指針(改訂版)，平成14年2月