

### 軟弱地盤における長尺自立矢板式土留壁の動態観測結果について

中国地方整備局 広島港湾・空港整備事務所 正会員 ○北浦 直子  
中国地方整備局 広島港湾・空港整備事務所 非会員 安達 崇  
中国地方整備局 広島港湾空港技術調査事務所 非会員 末本 浩二  
港湾空港技術研究所 地盤研究領域 基礎工研究チーム 非会員 水谷 崇亮

#### 1. はじめに

広島港廿日市地区は、広島港の輸入貨物量の約5割を占めるLNGの一大輸送拠点である。輸送船舶の大型化に対応し、安定的かつ安価なエネルギー供給による各種製造業の競争力確保を図る目的で、水深12mの航路・泊地の整備を進めている。整備に伴い発生する浚渫土の投入箇所、汚濁拡散防止のため自立矢板式土留壁設けた。

自立矢板式土留壁は、軟弱な地盤条件(層厚15m, N値0)での大規模な施工で、浚渫土投入後も土留機能を25年有する必要がある。過去に同様の実績がない。既存の知見では矢板に作用する浚渫土の土圧を支持する抵抗土圧が期待できるか十分に判断できなかったことから、検討結果を検証するため動態観測を行った。

#### 2. 鋼矢板に求められる機能と設計の考え方

本事業では約200万m<sup>3</sup>の大量な土砂を短期間で効率的に浚渫する必要があることから、ポンプ浚渫を計画している。一方、工事場所の周辺で牡蠣養殖が行われており、牡蠣の生育に影響を及ぼさない施工が求められるため、ポンプ浚渫により生じる濁水の影響を低減する確実性の高い対策が必要であったことから、土砂投入箇所(貯木場内)に鋼矢板による中仕切壁を設けている。

中仕切壁は未改良の軟弱地盤での大規模な自立矢板式土留壁の施工で、浚渫土砂投入後土留機能を25年有する必要がある。

当初設計では、浚渫土による矢板に作用する水平土圧を原地盤(粘性土地盤)が有する横抵抗にて持たせる設計を行っていた。当初の断面モデルを図-1に示す。しかし、粘性土地盤は長期に渡り水平力を受け続けることから地盤のクリープ変形が進み、矢板の応力や変位が設計と異なってくることに懸念されたことと、粘性土地盤の長期的な挙動予測は、現在の知見では困難な状況であることから、完成後も長期的に浚渫土による水平土圧が作用する箇所は、原地盤上に基礎捨石を施工し、その横抵抗に期待する設計に見直した。見直し後の断面を図-2に、設計で考慮した土圧分布を図-3に示す。

なお、矢板の応力や変位等の計算は、当初設計ではチャンの方法を用いていたが、断面の見直しに際して実際の矢板の挙動に近い計算が可能な港研方式に変更した。施工は、鋼矢板を打設した後に、(矢板の前後均等に)基礎捨石を投入した。基礎捨石は多少の沈下が見られたので、所定の高さまで余盛を行った。

さらに、検討結果が妥当であることを検証するために動態観測を行うこととした。

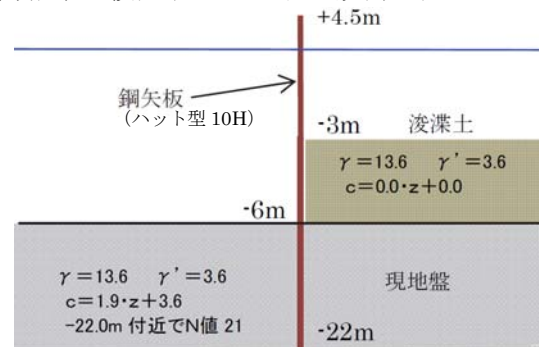


図-1 モデル図(当初設計)

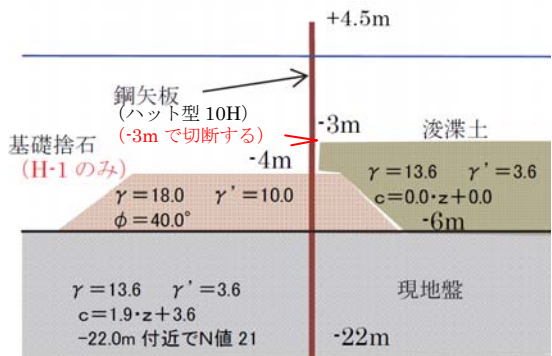


図-2 モデル図(見直し後)

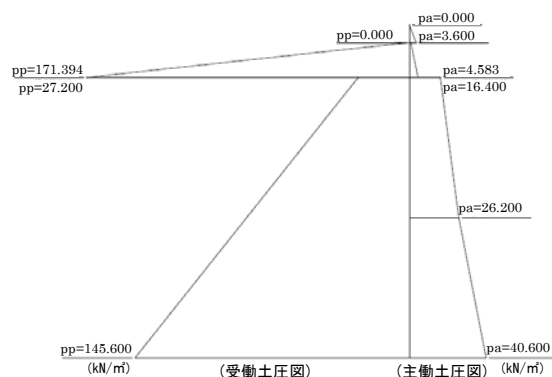


図-3 土圧分布

キーワード 自立式矢板壁, 土留, 粘性土地盤, 横抵抗, 動態観測

連絡先 〒734-0011 広島県広島市南区宇品海岸 3-10-28 中国地方整備局広島港湾・空港整備事務所 TEL 082-245-6413

### 3. 計測方法

浚渫土投入箇所（投入土厚 3m）において、土砂の投入前後の矢板の変形量を実測した（H-1）. 比較対象として、基礎捨石を施していない断面（当初設計断面，H-2，H-3）についても同様な計測を行った（図-4）.

矢板の変形量は、挿入式傾斜計にて傾斜角を測定し、その傾斜角より求めた. 観測孔として、鋼矢板の中央に予め角パイプφ50mm を取り付け、観測は大潮の満潮時に行った.

鋼矢板は剛性が低く、突出長も長いことから、絶えず波で揺れている状態であったため、傾斜角は数値の最大値最小値の平均値を記録した.

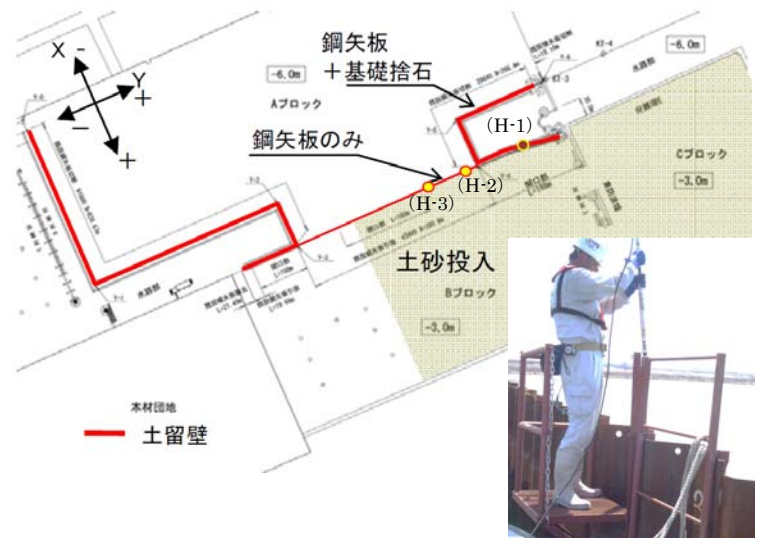


図-4 観測箇所と計測状況

### 4. 観測結果

浚渫土投入前から投入後 6 ヶ月迄の水平変位量の観測結果を図-5 に示す. 土砂投入前の変位量を 0 とし、土砂投入による変位量の増分を示した. H-1 は-8m 付近で矢板の変形が抑えられている様子がみられ、基礎捨石により変位が抑えられていると考えられる.

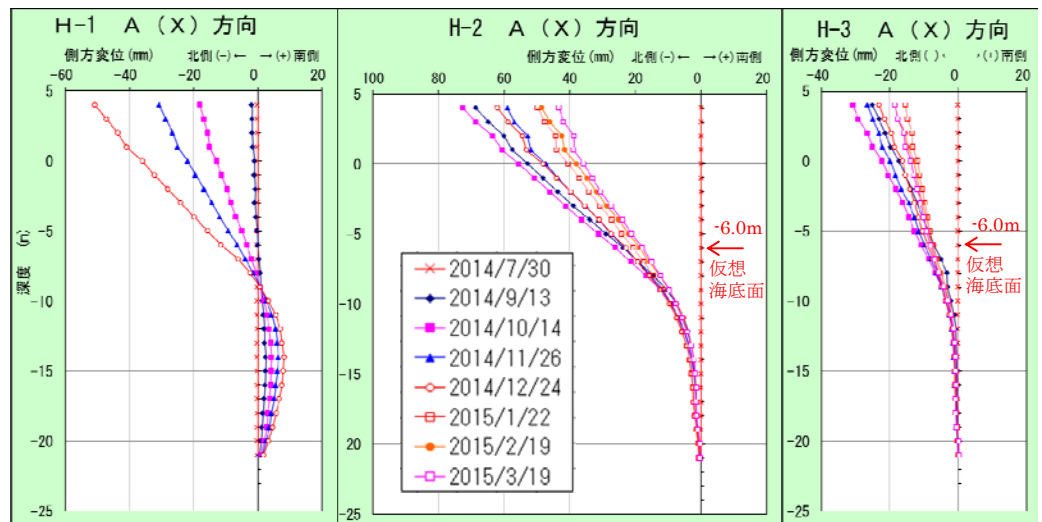


図-5 観測結果（浚渫土砂は南側に投入）

地中では反対方向へのたわみが生じており、これは、矢板頭部が変位し、矢板の下端が変位していることによるもの、もしくは捨石と浚渫土の重さの違いによる矢板前後の土圧差によるものと考えられる.

H-2, H-3 は地中深くから変形が始まっており、土砂投入後、変位量の増分は一時的に大きくなるものの、浚渫土砂の沈降に伴って小さくなる傾向が伺えた. 浚渫土砂の沈降の他、軟弱粘性土（現地盤）の圧密やクリープの進行により、矢板に作用する外力が変化することで、応力の再配分のような現象が起こった可能性も考えられる.

### 5. 設計値との比較

H-1 の基礎捨石天端（=仮想海底面）の変位量は設計 0mm に対し実測 20mm と大きくなった. 基礎捨石の横抵抗係数が設計で用いたものより小さかった可能性が考えられる. また、施工上の都合で（矢板の切断を行って）矢板頭部の自由長が長い影響も考えられる.

H-2, H-3 については、原地盤（=仮想海底面）での設計変位量が 44mm に対し実測は H-2 で 26mm, H-3 で 11mm となった（ただし、チャンの式）. 一方、H-1 の場合と同様に港研方式にて変位量を算出すると 10mm となり、実測値の方が大きな値となる. これは、設計地盤の横抵抗が想定より小さかったためと考えられる.

なお、いずれも貯木場内の水中土留めの矢板であり、杭頭での変位は問題なく、矢板に発生している応力は許容内であることを確認している.

### 参考文献

- ・港湾の施設の技術上の基準・同解説（社）日本港湾協会 2007