

キャリパー検層を応用した地中内鋼矢板の直接変位測定法について

The new direct measurement way of underground steel sheet-pile displacement

鶴田 則夫*, 関谷 堅二**, 林 克恭***
Norio Turuta, Kennji Sekiya, Katuyasu Hayasi

This Paper introduces, as a case study, the new direct measurement way of underground steel sheet-pile displacement at TOPSHI-WAKASATO Fishery Harbor in Hokkaido.

This direct measurement way can conjugate measurement of underground steel sheet-pile displacement deformed by soft ground or earthquake.

Keywords : steel sheet-pile, new direct measurement way of underground displacement, soft ground, earthquake

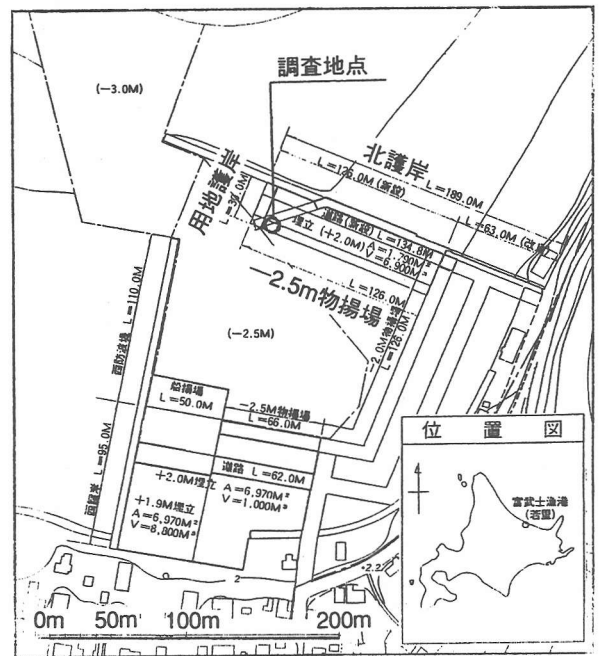
1. はじめに

我が国の港湾や漁港の岸壁では、鋼矢板を用いた構造形式が適用される場合が多い。これらの鋼矢板を用いた施設では、軟弱地盤の側方流動に伴う鋼矢板の変形や、地震に伴う鋼矢板の変形により、施設の建設後において対策の検討が必要となることがある。しかし、地中内での鋼矢板の変形について、これまで精度よく測定する方法がなかなか見当たらないのが現状である。このため、筆者の一人である関谷は、鋼矢板の地中内の変位を直接測定することができる測定機器を開発した。本報告は、関谷が開発した測定機器を用い、側方流動で変形を生じている北海道の富武士（若里）漁港—2.5m物揚場の鋼矢板地中内変位の測定について、測定方法、測定の手順、測定結果および結果を用いた評価を示し、同種の問題を抱えている現場に対し、有効な調査方法としての提案を目的として報告を行う。

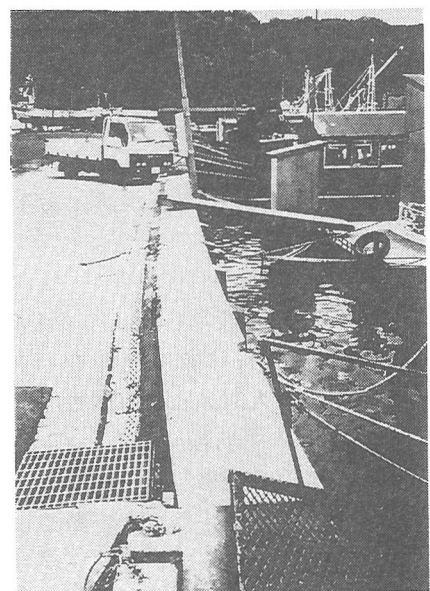
2. 調査地点の概要

2. 1 富武士（若里）漁港—2.5m物揚場の地質

昭和63年のボーリング調査結果において地層は、沖積層の第一粘性土層（Ac1）、レキ質土層（Ag）、第二粘性土層（Ac1）、洪積層の第一粘性土層（Dc1）、レキ質土層（Dg）、第二粘性土層（Dc2）からなる、また、洪積層の下層は基盤の湧別層群の頁岩となっている、これらの地層の中で特徴的なのは、軟弱粘性土層（Ac1, Ac2）であり、深度約20m以浅に分布する。これらの軟弱粘性土層の特徴は、①高含水比で低強度であり層厚が極めて厚い、②自然含水比と液性限界値は極めて接近しており、一部では「自然含水比>液性限界」なる関係を示し流動化しやすい「不安定な土」である、③平成元年に—2.5m物揚場背後の盛土が行われたが平成4年時点で当初地盤の土質構成と比較すると軟弱粘性土層の沈下が1.0m～1.5mで極めて多いことが挙げられる。（図—2 参照）



図—1 調査地点位置図



写真—1 —2.5m物揚場変形状況

*正会員 北海道 土木部 網走土木現業所

**正会員 基礎地盤コンサルタンツ株式会社 東京支社 技術部

****正会員 株式会社アルファ水工コンサルタンツ 技術部 (〒063 札幌市西区発寒9-14-516-336)

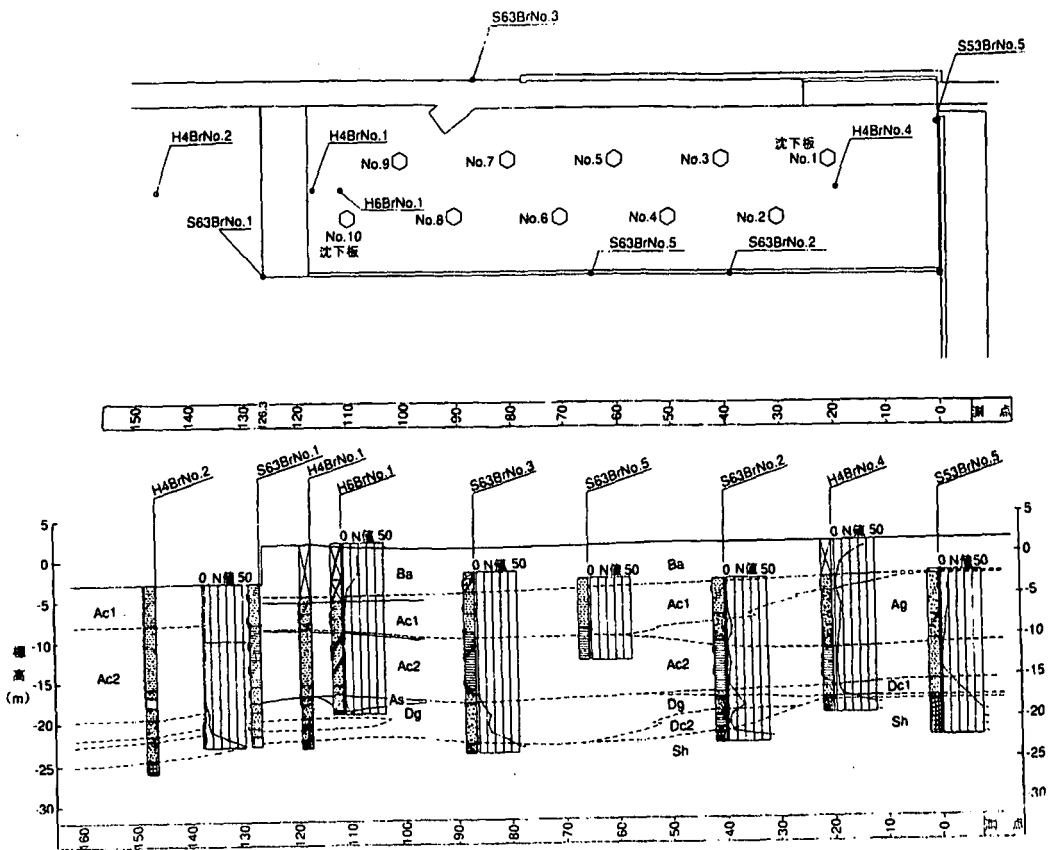


図-2 ボーリング位置図及び土質想定断面図

2. 2 -2.5m物揚場の建設経緯

-2.5m物揚場は、昭和63年に地質調査を行った後、昭和63年9月より建設工事を開始し、平成元年3月に用地の埋め立てを終え施工が終了した。基本的な構造形式は普通矢板式構造であるが、図-3に示すように、控えを既設の北護岸（二重矢板式構造）にとっている。

2. 3 -2.5m物揚場の変形の経過

1) 用地の沈下

沈下板を設置し平成元年3月11日～平成2年7月5日までの観測を行い、No.10で実測沈下量59.2cm（470日後）を確認した。沈下板No.10は昭和63年のボーリングNo.1に位置し、当初の地質調査における理論圧密沈下量では40%圧密で54cm（470日後）とほぼ一致している。平成2年7月5日以降沈下板が破損状態にありその後、沈下量の測定は行っていない。

2) 矢板の変位量

SP126～SP156（用地護岸L=30m）の観測は平成元年2月5日～平成2年4月17日まで測定を行い、用地護岸L=30mの中間部で最大31.8cmの海側にはらんだ状態の変位を測定した。この用地護岸については、平成2年5月1日～平成2年6月30日の補修工事で前面矢板と控え矢板を上部コンクリートを打設することで緊結し、二重矢板構造とすることで対策を行っている。

次に、SP0～SP126（-2.5m物揚場L=126m）では、平成元年10月2日～平成2年4月17日まで測定を行い、SP126付近で海側へ最大10cm、SP110付近で陸側へ最大13cmの変位が確認された。その後、この区間では平成8年10月にも測定が行われ、SP100付近で陸側へ最大39.5cmの変位となっていることが確認された。（図-4参照）

このように、-2.5m物揚場では鋼矢板の変形が継続しており、施設の安全性の確認と対策工の検討が必要となり、対策工を考える精度の地中内を含めた鋼矢板の変位を測定することとなった。

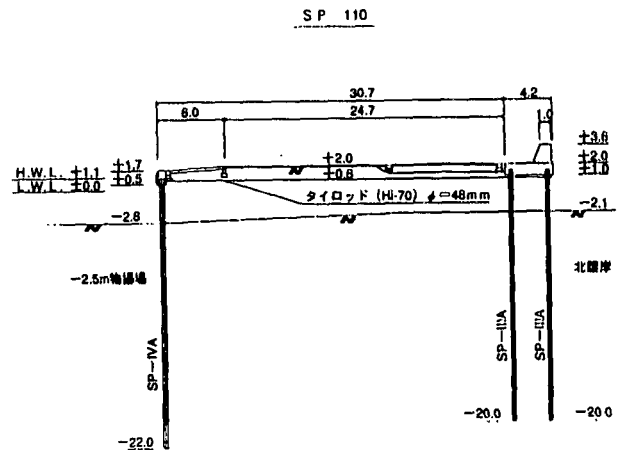


図-3 -2.5m物揚場の基本構造

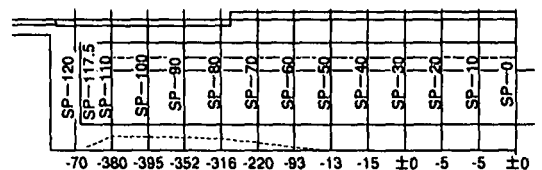


図-4 -2.5m物揚場上部工の水平変位
（平成8年10月測定）

3. 鋼矢板の地中内変位の測定手法及び作業手順

3. 1 鋼矢板の地中内変位の測定手法の比較

鋼矢板を用いた施設を建設する場合、事後の施設の変形を観測するために予め傾斜計の観測孔やひずみゲージ等の計測機器を設置しておくことが望ましい。しかし、一般的な施設については、このような配慮がなされている事例は少ない。一方、軟弱地盤の側方流動による鋼矢板の変形や、地震に伴う矢板の変形の場合、施設の安全性を評価し、さらに施設の利用の可否や既設構造を補強した形での対策を行う必要が生じる。ここで、変形した施設の安全性を評価する場合、鋼矢板に生じている応力度を定量的に評価する必要がある。このため高い精度で鋼矢板の変形量を測定する必要がある。地中内の鋼矢板の変位を間接的に測定する方法として、①磁気探査法、②ボアホール・レーダー法、③孔内弾性波反射法等が考えられる。しかし、これらの測定法の特徴は、表—1に示すとおり、いずれの方法についても鋼矢板の変形モードをある程度捉えることは可能であっても、定量的な変位量の測定までは至らないのが現状である。ここで、筆者の一人である関谷は、ボーリング孔を利用して、地中内の鋼矢板の変位を直接的に測定する方法を開発した。この測定方法によれば、地中内の鋼矢板の形状を精度良く捉えることが可能である。

表—1 地中内鋼矢板変位の間接測定法の概要

測定手法名	①磁気探査法	②ボアホール・レーダー法	③孔内弾性波反射法
測定方法の概要と原理	静止状態で測定できるフラックスゲート型磁気センサーにより磁気量を検出し鋼矢板と測定孔との距離を求める。	孔中より電磁波を発射し鋼矢板面にて反射した反射波の位相差より距離を求める。	孔中振源より発射した弾性波が鋼矢板面で反射される射波を別途の測定孔で受信し、この走時から距離を求める。
既往調査結果による観測精度	ほとんど変形モードも確認できない精度である。	地下水・海水がある場所では、電磁波の吸収が大きいため適用不可。	変形モードの確認程度は可能であるが、断面力の算定を行う精度の測定は不可。

3. 2 キャリパー検層を応用した鋼矢板の測定手法、測定装置及び鋼矢板水平変位置算出方法の概要

1) 測定手法の概要

測定手法は、まず鋼矢板に隣接してH鋼杭を打設し、鋼矢板とH鋼杭との間に測定空間を確保する。この空間の水平距離をキャリパー検層を応用した方法で検出する。また、キャリパーに傾斜計を付属し、この傾斜計によりH鋼杭の屈曲を別途検出し、これを基準に補正して鋼矢板の変位を得る。（図—5参照）

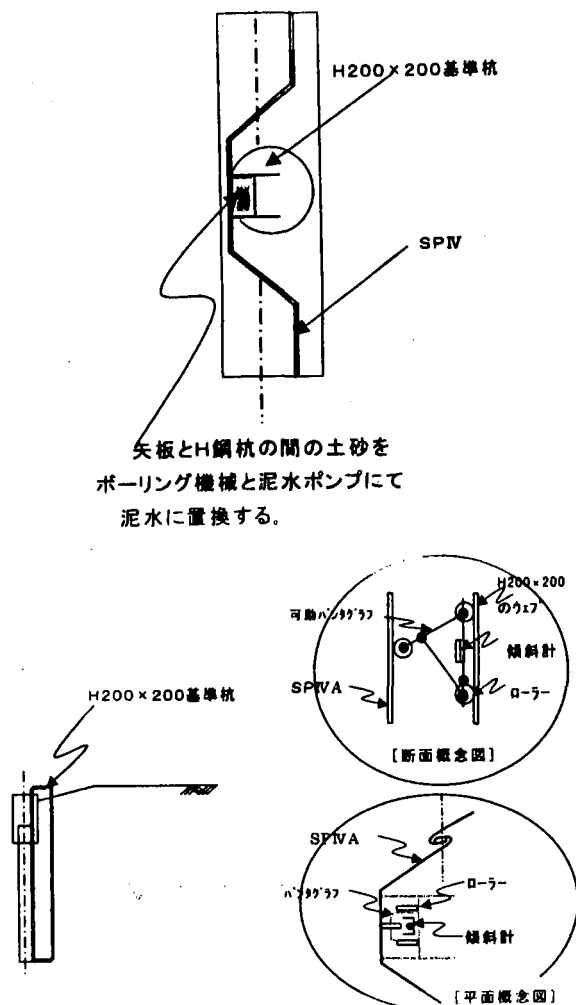
2) 測定装置の概要

図—6は、測定装置のブロックダイヤグラムと測定用ゾンデ（キャリパー部）の概要図を示したものである。ゾンデ（キャリパー部）は、空気圧式ピストンシリンダーに圧縮空気を地上から給圧することにより、パンタグラフ状のアームを押広げ、鋼矢板側に接触させる。鋼矢板に接触しているか否かは、タッチセンサーによって確認する。アームを押広げた時の長さ（鋼矢板とH鋼杭との離れ）の測定は、空気圧式ピストンシリンダーのピストンの伸縮量を電氣的に読み取ることによって得る。

ゾンデの台座は、H鋼杭のウェブの凹の中に上下2点のローラーアームを押広げることで密着し、タッチセンサーによって確認する。また、ゾンデの台座には、傾斜計が装備されており、H鋼杭の傾きを測定することによってH鋼杭の屈曲を検出する。

3) 鋼矢板水平変位置算出方法の概要

鋼矢板の変位量が大きな場合、パンタグラフアームの回転量が大きいいため、矢板と接触したアーム先端の深度と水平変位置の補正を行い水平変位置を算出する。今回使用した測定機器は、1mまでの水平変位に対応したものであり、この測定機器を用いた鋼矢板の水平変位置の算出方法は、図—7のとおりである。



図—5 測定手法の概要図



4. 鋼矢板の地中内変位の測定結果と評価

4. 1 鋼矢板の地中内変位の測定結果

図—8に測定結果を示す。鋼矢板の変形は、図—8に示すとおり鋼矢板の位置がタッチセンサにより確認された実測値（図中●印）によると海側にはらみ出し、上部コンクリート部では、背面側に後傾している。鋼矢板下端の根入れ部は、ほぼ計画位置にあつてほとんど変位していない形状となっている。最大変位は、上部コンクリート天端より—9.3mの位置で海側に50cmである。上部コンクリートは、測量の結果陸側に40cm後傾しているの相対的には90cmの水平変位量が生じている。なお、今回の調査は、—2.5m物揚場の利用の条件から調査可能な時期が限られており、深さ方向に実測できていない区間があるが、調査時間が許容できる現場については充分なスライム処理を行い、鋼矢板表面の洗い出しを行うことにより十分な精度の観測を行うことが可能である。

4. 2 鋼矢板の断面力及び曲げ応力の評価

鋼矢板の断面力の算定は、変形形状を2回微分することによって得られる。そこでまず、鋼矢板水平変位の分布曲線を多項式近似曲線によって求め、さらに断面力は得られた曲線の2回微分の多項式係数から解析的に求めた。次に断面力の算定方法を示す。

① 鋼矢板水平変位分布の多項式近似

信頼のある測定点（タッチセンサによって鋼矢板を確認した測定点）を用い、6次の多項式で近似させた。

$$Y = a_0 + \sum_{i=1}^6 a_i \cdot X^i \quad \text{式 1}$$

ここに、 Y_i ：水平変位量（cm）

X ：深度（m）

a_0, a_i ：係数

② 断面力（曲げモーメント）の算出

$$M_x = E \cdot I \cdot (d^2 y / dx^2) \quad \text{式 2}$$

ここに、 M_x ：曲げモーメント（kg・cm/m）

E ：ヤング係数（kgf/cm²）

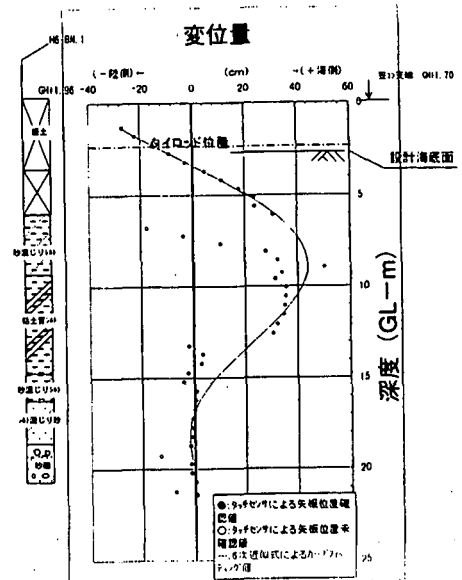
I ：断面二次モーメント（cm⁴/m）

③ 曲げ応力の算定

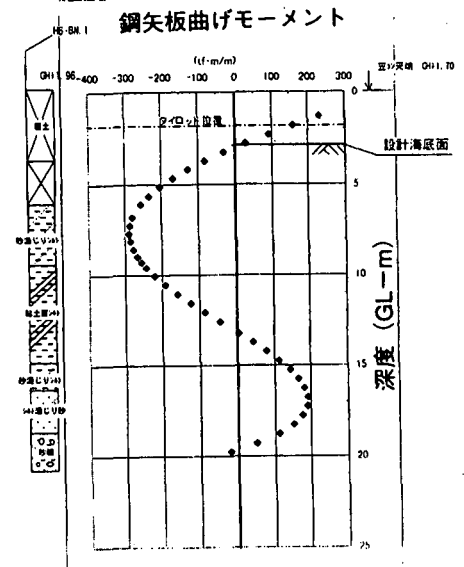
$$\sigma_M = (M_x / Z_x) \quad \text{式 3}$$

ここに、 σ_M ：曲げ応力（kgf/cm²）

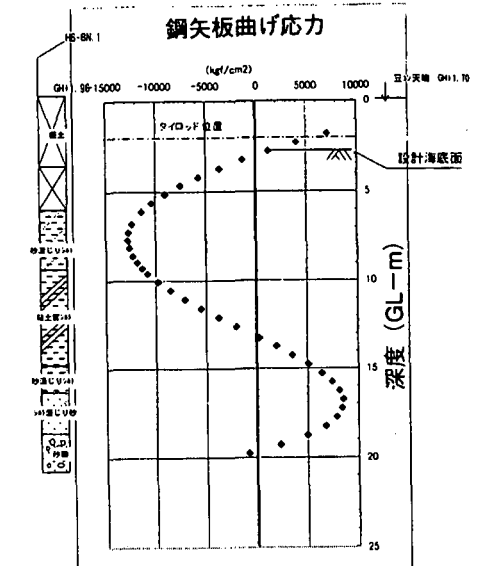
Z_x ：断面係数（cm³/m）



図—8 地中内鋼矢板の変位測定結果



図—9 鋼矢板曲げモーメント図



図—10 鋼矢板曲げ応力図

以上の諸式にもとづいた最大変形量は44cmであり、上部コンクリート天端との相対変位量は84cmである。この値は、前述の実測値（90cm）とほぼ一致する。次に、鋼矢板の曲げ応力は、上部コンクリート天端から補正深度8mで $\sigma_M = 12,800 \text{ kgf/cm}^2$ に達している。また、深度17mでも変曲点が表われ約 $8,500 \text{ kgf/cm}^2$ である。以上の結果により鋼矢板は、地中内で引張り強度 $5,000 \text{ kgf/cm}^2$ を超える応力を生じ非常に不安定な構造物となっていることが評価できる。

5. おわりに

本報告は、施工後に変形を起こした鋼矢板の地中内の変位を直接的に測定する方法について、実際の調査をもとに測定方法、測定の手順、測定結果およびその評価について示した。この調査方法は、軟弱地盤や地震等により変形を起こした鋼矢板の地中内変位の測定に広く利用できるものと考えられ、本報告と同様な問題を抱えている現場に対し参考となれば幸いである。

なお、今回の調査は北海道網走土木現業所の発注により行われたものであり、本報告をまとめるにあたり関係資料の提供をしていただいた関係者に対し深く謝意を表します。

主な参考資料

- 1) 昭和63年度 富武士漁港修築工事地質調査外1 報告書、北海道網走土木現業所
- 2) 平成4年度 富武士漁港修築工事（地質調査）報告書、北海道網走土木現業所
- 3) 平成9年度 富武士（若里）漁港修築工事（現況調査）報告書、北海道網走土木現業所