

## 軟弱地盤における鋼矢板工法の沈下低減効果

Reduction Effect of Settlement  
by Sheet Pile Walls on Soft Grounds

小 西 雄 二 \* (Yuji Konishi)  
長 原 昌 弘 \* (Masahiro Nagahara)  
向 井 雅 司 \* (Masashi Mukai)  
先 森 弘 樹 \* (Hiroki Sakimori)  
来 山 尚 義 \* (Naoyoshi Kitayama)

軟弱地盤上に盛土を施工すると盛土直下の地盤が沈下するだけでなく、周辺の地盤にも沈下や水平変位が発生し、近接した構造物に影響を及ぼすことが知られている。このため、沈下対策として鋼矢板を軟弱地盤に打設して周辺地盤の沈下を低減するケースがあり、現場データからもその有効性は確認されている。しかし、その設計法は確立されていないのが現状であり、当工法を周辺地盤の沈下対策に適用するには多くの課題が残されていた。

本報告では、埋立工事に伴って実施した鋼矢板による沈下対策工事および動態観測結果に基づいて、ジョイント要素を導入した有限要素解析を行い、鋼矢板打設地盤の挙動と沈下低減効果を明らかにするとともに、任意に解析条件を変えてシリーズ解析を実施し、沈下低減工法の設計法に関する考察を行った。その結果、埋立地側の沈下量と沈下低減効果の間に一定の関係があることを明らかにした。

キーワード：軟弱地盤、沈下、矢板壁、測定、有限要素法、設計 (IGC:E2/E12/H7)

## 1. まえがき

軟弱地盤上に盛土を施工すると盛土直下の地盤が沈下するだけでなく、周辺の地盤にも沈下や側方変位が発生し、盛土に近接した既設構造物に影響を及ぼすことが知られている。このような影響を防止する対策工としては、鋼矢板、連壁、深層混合処理工法などにより、盛土と既設構造物の間に壁体を造成して変形を阻止しようとする工法、あるいは、軽量の盛土材料を用いて盛土荷重を低減させる工法などが施工されており、陸上部では道路盛土工事を中心として数多くの施工例や対策事例が報告されている。

近年のウォーターフロント開発の進展に伴い、軟弱粘土が厚く堆積している沿岸部を埋め立てることが多く、このような場合にも陸上部の盛土工事と同様に既設の埋立地盤に沈下や水平変位が生じていると考えられる。しかし、既設の埋立土層が押さえ効果に寄与していることから、水平変位よりも沈下による影響が問題になることが多い。特に漁港の修築事業や改良事業として、漁港内の一部を埋め立てて漁港関連施設を建設する場合、新規の埋立荷重により周辺の地盤が沈下し、既設の臨海道路や家屋が機能障害を起こすことが多く、軟弱地盤の対策工が重要視され始めている。

このたび、愛媛県中島町睦月漁港内の埋立地において、周辺地盤への沈下対策として鋼矢板工法を採用し、埋立地に隣接した木造建築物の不同沈下を低減することとした。しかし、当工法を漁港改修事業における周辺地盤の沈下対策に適用した施工例は少なく、対策工の設計法も確立されていないのが現状である。このため、対策工の効果を確認するとともに、今後の設計資料を得ることを目的として地盤や鋼矢板の挙動を観測し、地盤の変形特性を解析することとした。

当報文は周辺地盤の沈下対策として鋼矢板工法を施工し、その効果を観測した結果を報告するとともに、観測データに基づいて有限要素法による解析を行い、簡便的な設計法を検討した結果について述べるものである。

\* 復建調査設計㈱

2. 施工概要および観測結果

2.1 施工概要および観測計画

当地区の地盤は海底面から上部砂層、上部粘土層、下部砂層および下部砂と下部粘土の互層が堆積しており、基盤層として風化花崗岩が分布している。このうち、沈下の対象層となる上部粘土層の土質特性は図-1に示すとおりシルト、粘土分が主体の一般的な瀬戸内粘土であるが、上層は火山灰を含有しているために比較的透水係数が大きく、下層の圧密係数が  $c_v=300\text{cm}^2/\text{day}$  であるのに対して、上層は  $c_v=1500\text{cm}^2/\text{day}$  である。

漁港改修事業は DL±0.0m~+4.0mを埋め立てた既設埋立地の前面を同様の地盤高まで土地造成し、棧橋、駐車場、荷卸用地などの施設を建設する計画であるが、木造建築物が既設護岸に隣接しているために新規の埋立荷重により地盤が圧密沈下し、木造建築物が不同沈下することが予想された。木造建築物の場合には、その変形角が10/1000~30/1000ラジアンになると重度の機能障害が生じる<sup>1)</sup>と言われており、周辺地盤の沈下対策工としては既設の埋立地盤がほとんど沈下しない工法が要求されることから、施工性、対策効果の実績、経済性を比較検討し、既設護岸の前面にII型の鋼矢板を打設する対策工を採用した。また、鋼矢板の打設深度については支持層まで打設すると沈下低減効果が向上する<sup>2)</sup>と報告されており、N値が25回程度の下部砂層まで鋼矢板を根入れした。

地盤挙動の観測計画は図-2に示すとおりであり、新規の埋立地盤や周辺地盤の挙動を観測するために地中側方変位計、沈下板、沈下鉤および変位鉤を設置し、また、鋼矢板に生じる応力を測定するためにひずみ計を設置した。計測は新規の埋立地盤の沈下がほぼ完了するまで約10ヶ月間実施した。

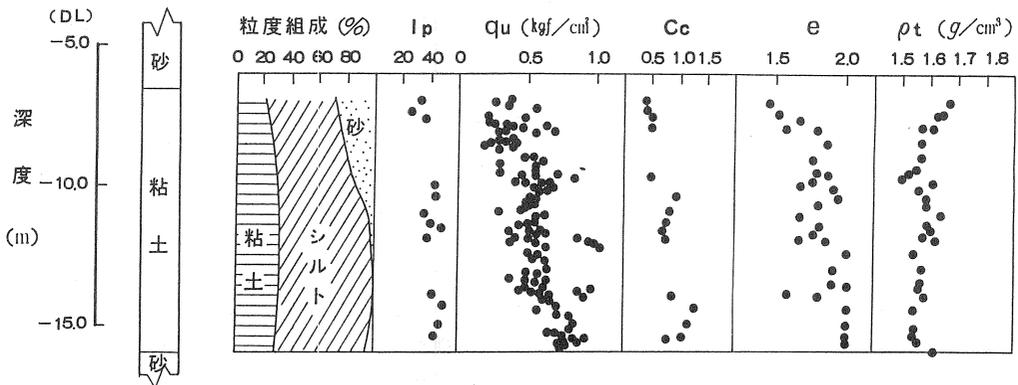


図-1 上部粘土層の土質定数

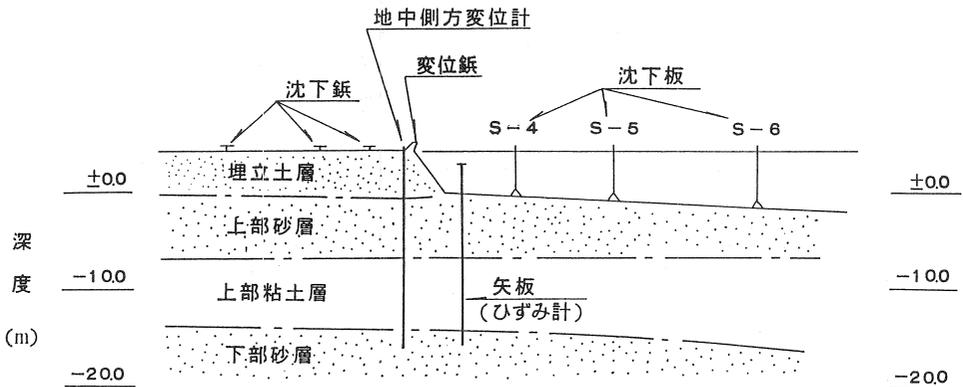


図-2 計測器設置断面図

2.2 観測結果

埋立開始前からの観測結果によれば、新規の埋立地盤では図-3に示すように S-6の沈下が80cm程度生じており、埋立が完了した後約10ヶ月で沈下が収束している。この沈下傾向については、実測沈下データに基づいた双曲線法による沈下解析結果からも圧密がほぼ終了していることを確認している。

また、代表断面における地盤の変形は図-4に示すとおりであり、鋼矢板の前面に設置された沈下板 S-4 の沈下量が30cmであるのに対して、鋼矢板の背後にも埋立が施工されたにもかかわらず護岸の沈下量が6cmと小さくなっている。さらに、実測沈下データと地中応力分散を考慮した準一次元圧密沈下解析結果を比較すると、鋼矢板の前後 15mの範囲については解析結果の沈下量が大きくなっている。この観測結果を考察すると、鋼矢板を支持層まで打設することにより埋立荷重による応力伝播を阻止し、地盤の沈下を低減する効果があったと推測できる。

一方、護岸に設置された側方変位計の測定結果によれば、地表面の側方変位は新規の埋立地側に 3cm程度生じているのに対して、上部粘土層の中央部では既設の埋立地側に 0.5cm変位している。このように水平変位量が小さい要因としては、鋼矢板の曲げ抵抗のほかに、既設の埋立土層下の粘土層の強度が埋立土層の荷重によって増加していることや既設の埋立土層および上部砂層が粘土層の変形を拘束していることが考えられる。

3. 有限要素法による現況解析

3.1 解析方法

鋼矢板工法の沈下低減効果を確認するとともに、設計資料を得る上でシリーズ計算用地盤モデルの妥当性を検証するために、観測データに基づいて有限要素法による現況解析を行った。

当解析に用いたモデル地盤の入力定数は表-1, 2に示すとおりであり、土の構成式としては粘土層に対しては修正Cam-Clayモデル、埋立土層および砂層に対しては線形弾性モデルを用い、図-5に示すような要素分割と境界条件を設定した。この時、鋼矢板と土では剛性が大きく異なるために境界面ではすべりや分離が生じると考えられることから、鋼矢板と土の間にすべりや分離を表現できるGoodman-Typeのジョイント要素を設け、これが地盤の変形特性に及ぼす影響を検討した<sup>3)</sup>。

Goodman-Typeのジョイント要素の応力は相対変位を用いて次式で表される。

$$\begin{matrix} \tau \\ \sigma_n \end{matrix} = \begin{matrix} k_s & 0 \\ 0 & k_n \end{matrix} \begin{matrix} u' \\ v' \end{matrix}$$

ここで、 $\tau$  : せん断応力、 $\sigma_n$  : 有効垂直応力、  
 $u'$  : 相対せん断変位、 $v'$  : 相対垂直変位  
 $k_s$  : せん断剛性、 $k_n$  : 引張あるいは圧縮剛性

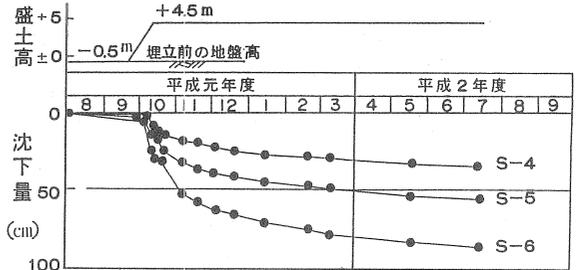


図-3 新規埋立地の実測沈下経時変化図

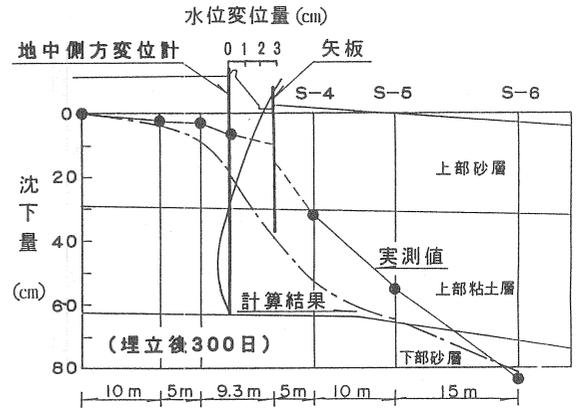


図-4 実測データによる地盤の変形

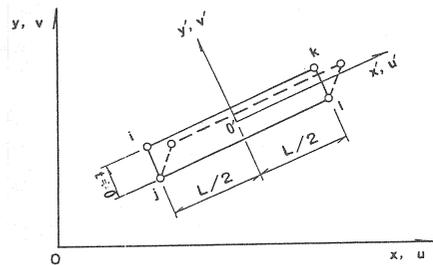


図-6 ジョイント要素の模式図

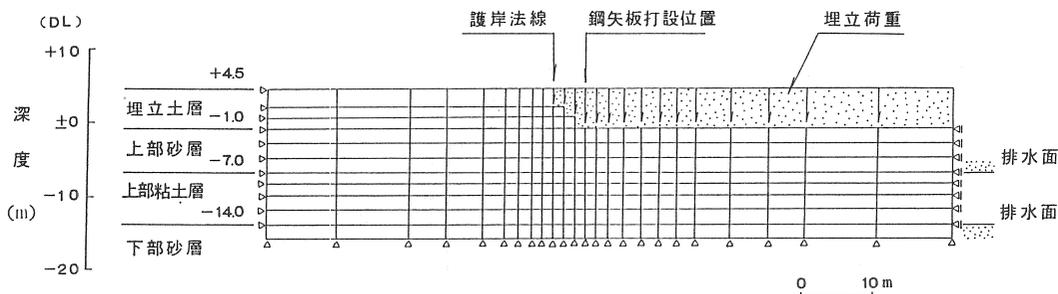


図-5 地盤の要素分割図

表-1 土質定数一覧表

|            | $\lambda$ | $\kappa$ | M    | $E$<br>(tf/m <sup>2</sup> ) | $\nu$ | $K_0$   | $\sigma_{v0}$<br>(tf/m <sup>2</sup> ) | $\gamma$<br>(tf/m <sup>3</sup> ) | $c_v$<br>(cm <sup>2</sup> /day) |
|------------|-----------|----------|------|-----------------------------|-------|---------|---------------------------------------|----------------------------------|---------------------------------|
| 埋立土層       | /         | /        | /    | 1000.0                      | 0.333 | (0.500) | $(\sigma_{v0} = \gamma Z)$            | 1.80, 1.00                       | /                               |
| 上部砂層       | /         | /        | /    | 1000.0                      | 0.333 | (0.500) | $(\sigma_{v0} = \gamma Z)$            | 1.00                             | /                               |
| 上部粘土層 (上層) | 0.174     | 0.017    | 1.40 | /                           | 0.374 | 0.597   | $\sigma_{v0} = \gamma Z$              | 0.60                             | 1500                            |
| 上部粘土層 (下層) | 0.326     | 0.033    | 1.40 | /                           | 0.374 | 0.597   | $\sigma_{v0} = \gamma Z$              | 0.60                             | 300                             |
| 下部砂層       | /         | /        | /    | 2000.0                      | 0.333 | (0.500) | $(\sigma_{v0} = \gamma Z)$            | 1.00                             | /                               |

$\lambda$  : 自然対数に対する圧縮指数  $\kappa$  : 自然対数に対する膨潤指数 M : 限界状態応力比 E : 弾性係数  
 $\nu$  : ポアソン比  $K_0$  : 静止土圧係数  $\sigma_{v0}$  : 初期有効鉛直応力  $\gamma$  : 単位体積重量  $c_v$  : 圧密係数

表-2 ジョイント要素一覧表

|          | $E_s$<br>(tf/m <sup>2</sup> ) | $E_n$<br>(tf/m <sup>2</sup> ) | $\tau_0$<br>(tf/m <sup>2</sup> ) | $\sigma_{n0}$<br>(tf/m <sup>2</sup> ) | $c$<br>(tf/m <sup>2</sup> ) | $\phi$<br>(°) |
|----------|-------------------------------|-------------------------------|----------------------------------|---------------------------------------|-----------------------------|---------------|
| 全ジョイント要素 | $1.0 \times 10^6$             | $1.0 \times 10^6$             | 0.0                              | $K_0 \cdot \sigma_{v0}$               | 0.0                         | 25            |

$E_s$  : せん断剛性  $E_n$  : 垂直剛性  $\tau_0$  : 初期せん断応力  $\sigma_{n0}$  : 初期有効垂直応力  
 $c$  : すべりが生じる時の付着力  $\phi$  : すべりが生じる時の摩擦角

### 3.2 現況解析結果

有限要素法の解析結果と実測沈下を比較したものを図-7に示した。同図によれば、鋼矢板を打設した対策地盤は、地盤無対策地盤に比較して鋼矢板背後の沈下がかなり低減されており、周辺地盤対策の効果が充分に発揮されていると判断される。また、ジョイント要素の有無については、ジョイント要素を導入した場合の解析値の方が実測沈下との対応が良いことから、実際の地盤でも鋼矢板と土の間ですべりや分離の現象が生じていると予想される。

特にすべり現象については、鋼矢板を打設した地盤の変形特性を解析していく上で重要な検討項目であるとともに、当工事のように既設護岸前面に被覆石などが施工されている場合、鋼矢板の打設位置が限定されて鋼矢板と既設護岸の間にも埋立荷重が作用する地盤の沈下を検討する上でも、重要な問題であると考えられる。これは図-7に示したようにすべり現象を考慮した場合に、対策工の対象である既設埋立地の沈下量が大きくなってい

る問題であり、木造建築物の不同沈下を検討する上で重要な解析条件であると考えられる。

有限要素法による解析結果と実測の水平変位は図-8に示すとおりであり、沈下と同様に水平変位は鋼矢板によってかなり低減されており、また、ジョイント要素を導入した解析結果の方が実測値と比較的良好な対応を示している。

以上の解析結果から、鋼矢板を打設した地盤の挙動を解析するには、ジョイント要素を導入して鋼矢板と土の間のすべりや分離を考慮する必要があると考えられる。このため、解析条件を変えたシリーズ計算ではジョイント要素を導入した解析を行うものとした。

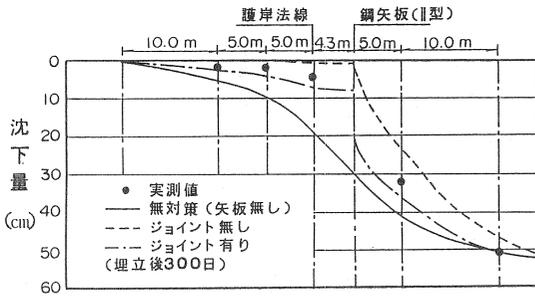


図-7 沈下の現況解析結果

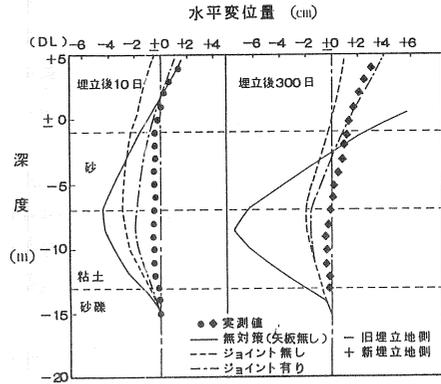


図-8 水平変位の現況解析結果

4. 沈下低減効果のシリーズ解析

4.1 鋼矢板の剛性が沈下低減効果に及ぼす影響

ここでは鋼矢板の剛性に着目して、現況地盤に鋼矢板のⅡ型(断面積 $A=1.38 \times 10^{-2} \text{ m}^2/\text{m}$ , 断面2次モーメント $I=1.06 \times 10^{-4} \text{ m}^4/\text{m}$ )とⅣ型(断面積 $A=2.35 \times 10^{-2} \text{ m}^2/\text{m}$ , 断面2次モーメント $I=4.16 \times 10^{-4} \text{ m}^4/\text{m}$ )を打設した2ケースについて地盤の挙動を解析し、周辺地盤の沈下低減効果に及ぼす影響を比較した。

圧密沈下が終了したと考えられる埋立後300日時点の解析結果を図-9に示した。同図によれば、Ⅱ型を打設した地盤では、既設埋立地の沈下量が無対策地盤の0.4倍程度に低減されているのに対して、Ⅳ型を打設した地盤では、その割合が0.2倍程度になり、沈下低減効果が増大する傾向になった。

また、水平変位分布状態の比較は図-10に示すとおりであり、既設埋立地の地表面付近では、Ⅳ型を打設した地盤の水平変位量がⅡ型の場合と比較して、1/3程度に低減する解析結果になっているが、変位量の差は小さいものと言える。このように、鋼矢板の有無については鋼矢板を打設した場合に水平変位の低減効果が比較的大きいのに対して、鋼矢板の剛性の相違が水平変位の低減効果に及ぼす影響は顕著でないと考えられる。

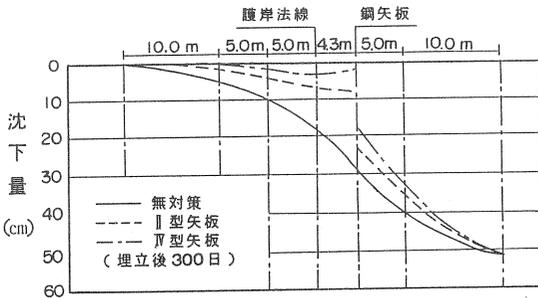


図-9 鋼矢板の剛性が沈下に及ぼす影響

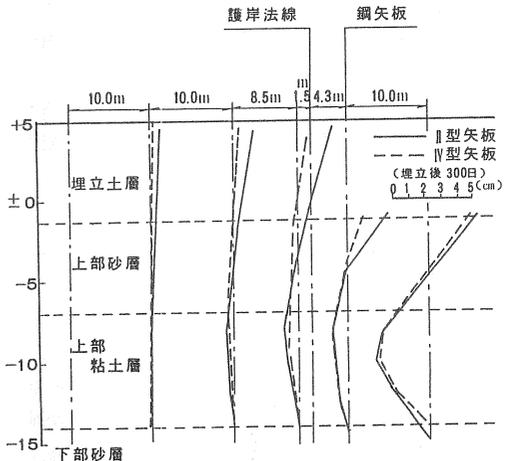


図-10 鋼矢板の剛性が水平変位に及ぼす影響

#### 4.2 荷重重量が沈下低減効果に及ぼす影響

現況解析の埋立荷重は $\Delta P = 7.5 \text{ tf/m}^2$ 程度であり、新規埋立地の沈下量は最大値で80cmと比較的小さい沈下量であると言える。しかし、鋼矢板を用いた周辺地盤の沈下対策を考える場合、埋立荷重あるいは新規埋立地の沈下量の相違により、沈下低減効果が変動することが予想される。このため、これが沈下低減効果に及ぼす影響を解析することは肝要である。

ここでは、埋立荷重を現況解析の0.5倍( $\Delta P = 3.75 \text{ tf/m}^2$ )と2.0倍( $\Delta P = 15.00 \text{ tf/m}^2$ )の2ケースについて追加解析し、沈下低減効果の状況を把握した。なお、鋼矢板の剛性の違いも考慮し、II型とIV型の2ケースを想定した。

解析結果の沈下量分布は図-11に示すとおりである。同図によれば、既設埋立地に生じる沈下量は剛性が小さいII型の場合で、埋立荷重が $\Delta P = 15.00 \text{ tf/m}^2$ と大きいケースでは比較的大きくなっているが、それ以外のケースでは沈下量は5cm程度以下と小さい。また、無対策地盤の沈下量に対する割合は、II型の場合に0.3~0.5倍、IV型の場合に0.1~0.2倍であり、荷重重量が小さいほどその割合も小さくなっている。

#### 4.3 成層の違いが沈下低減効果に及ぼす影響

鋼矢板の剛性や載荷重量のほか、成層状態の違いによって沈下低減効果が異なることが考えられる。当地区のように最上層に砂層が比較の厚く堆積している場合、軟弱な粘土層よりも砂層の剛性が大きいことや砂層の荷重によって粘土層の強度が増加していることなどに起因して、表層から軟弱な粘土層が堆積している地盤に比べて沈下低減効果が大きいものと予想される。解析条件として、現況地盤における上部砂層6mの下部4mを上部粘土層上部の土性に仮想的に変更し、地盤の挙動を解析した。

解析結果の沈下量分布は図-12に示すとおりである。地盤条件が現況地盤のモデルに比べ、沈下対象層厚が厚くなったことによって既設埋立地の沈下量が増加しており、また、無対策地盤の沈下量に対する割合も増加する傾向にある。

一方、新規埋立地の沈下特性については、鋼矢板近傍の沈下量が無対策地盤の沈下量より大きくなっている。この挙動に関しては、無対策地盤においては既設埋立地側の地盤が新規埋立地側の地盤変位を阻止していたのに対して、鋼矢板を打設することにより初期強度が小さい粘土と鋼矢板間の縁切り効果が大きく作用した結果であると予想される。

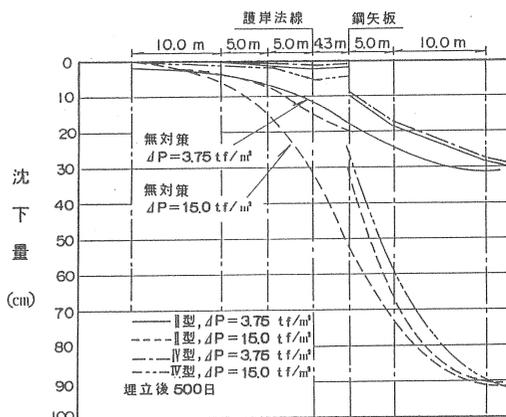


図-11 荷重重量の違いが沈下に及ぼす影響

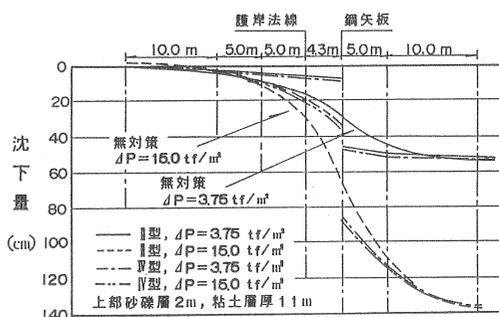


図-12 成層の違いが沈下に及ぼす影響

### 5. 沈下低減に関する設計法の考察

#### 5.1 沈下低減率 $\alpha$

今回のように有限要素法などの数値解析を行わず、鋼矢板工法による沈下低減効果を簡便的に検討できることは有意義なことである。ここでは、シリーズ解析の結果に基づいて沈下低減効果の設計法を検討した。

道路盛土のように水平地盤に荷重が作用する形態と異なり、当地区のように既設埋立地の前面を新たに埋め立てる場合には、準一次元圧密沈下解析結果のみが事前の検討資料になると考えられる。また、既設埋立地の沈下は新たに生じる地盤の沈下特性に影響されると考えられることから、無対策地盤における新規埋立地の沈下量に着目し、鋼矢板工法の沈下低減効果を概略検討する方法を考察した。

無対策地盤における新規埋立地の沈下量を  $s_n$ 、鋼矢板打設地盤における既設埋立地の沈下量を  $s_k$  とし、沈下低減率  $\alpha$  を  $\alpha = s_k / s_n$  と定義して、 $s_n \sim \alpha$  の関係を整理した。なお、 $s_n$  については、埋立荷重の応力分散や鋼矢板との相互作用などの影響を受けず、半無限状態であると判断される地点の沈下量、すなわち、鋼矢板から 15m 離れた地点の沈下量を考えた。

$s_n \sim \alpha$  の関係図は図-13 に示すとおりであり、鋼矢板の剛性や成層状態の相違などにかかわらず、 $s_n$  と  $\alpha$  の間に一定の関係があることが判る。沈下量  $s_n$  が增大するのに伴って沈下低減率  $\alpha$  も大きくなり、沈下低減効果が減少する傾向にあり、この関係図から既設埋立地の沈下低減効果を概略検討することが可能であると考えられる。ただし、荷重量や沈下対象層厚が小さく、鋼矢板の剛性が大きい場合には  $\alpha = 0.2$  とほぼ一定値であるが、その適応性には課題が残る。

### 5.2 鋼矢板に発生する応力

鋼矢板による沈下低減工法を設計する上で、沈下低減率とともに重要な検討項目として鋼矢板の健全度、すなわち、鋼矢板に発生する応力が挙げられる。これは水平変位に伴う曲げ応力と摩擦力によって生じる軸力に大別されると考えられ、沈下低減効果を十分に発揮するためには鋼矢板に発生する応力を検討する必要がある。

沈下低減率と同様に、沈下量  $s_n$  に着目して鋼矢板に発生する応力を解析した。その結果は図-14 に示すとおりであり、上部砂層厚が厚いと変形抑制効果が大きく、鋼矢板の応力が小さくなっている。また、 $s_n$  が 1m 以上になると II 型および IV 型ともに降伏応力  $3000 \text{ kgf/cm}^2$  に近づくことが判る。しかし、本工法の目的が沈下低減であり、構造物の安定性や支持力を確保するための工法ではないこと考えると、座屈などの破壊に至らなければその効果は実用上、問題はないと思われる。このため、降伏応力を許容値とすれば、上部砂層厚が 6m の場合には  $s_n = 0.9 \text{ m}$  程度、上部砂層厚が 2m の場合には  $s_n = 1.3 \text{ m}$  程度が鋼矢板に生じる応力を許容値以下にする沈下量の目安になる。

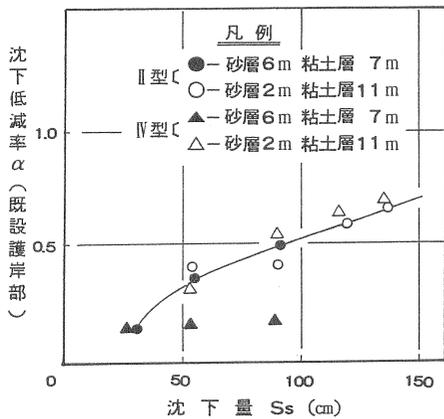


図-13 沈下量  $s_n \sim$  沈下低減率  $\alpha$  の関係図

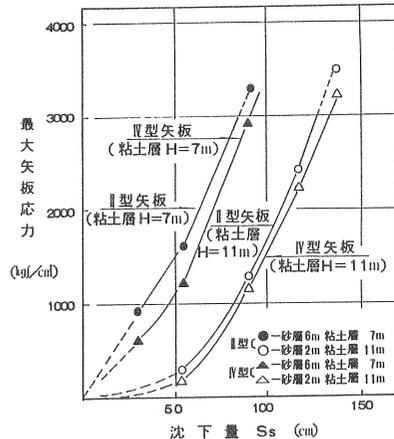


図-14 沈下量  $s_n \sim$  鋼矢板応力の関係図

### 6. まとめ

愛媛県中島町睦月漁港において実施した鋼矢板工法による沈下低減の施工事例と、実測データに基づいた有限要素法解析について報告したが、その結果と今後の課題をまとめると次のとおりである。

- (1) 実測データに基づいて有限要素法による現況解析を行った結果、圧密沈下に伴う周辺地盤の沈下対策工法として鋼矢板工法が有効であり、また、沈下と同様に水平変位もかなり低減されることが確認された。
- (2) 鋼矢板打設地盤の解析モデルとしては、鋼矢板と土の間に Goodman-type のジョイント要素を導入した修正カムクレイモデルを採用することにより、現場の地盤挙動を比較的良く再現でき、また、鋼矢板工法による沈下低減効果は、鋼矢板と土の間にすべりが生じて沈下が縁切りされることであると確認された。

- (3) 鋼矢板の剛性を大きくすると沈下低減効果が増大する傾向にあるが、剛性の相違が水平変位の低減効果に及ぼす影響は顕著でないと考えられる。
- (4) 荷重量や沈下対象層厚が小さく、鋼矢板の剛性が大きい場合を除いて、新規埋立地盤の沈下量  $s_0$  と沈下低減率  $\alpha$  の間には一定に関係があり、沈下量  $s_0$  が増大するのに伴って沈下低減率  $\alpha$  も大きくなり、沈下低減効果が減少する傾向にあることが確認された。
- (5) 本工法の目的は沈下低減であり、座屈などの破壊に至らなければその効果は実用上、問題はないと思われる。このため、降伏応力を鋼矢板とすれば、上部砂層厚が6mの場合には  $s_0 = 0.9\text{m}$  程度、上部砂層厚が2mの場合には  $s_0 = 1.3\text{m}$  程度が鋼矢板に生じる応力を許容値以下にする沈下量の目安になる。

本解析結果の適用性については課題が残されており、当工事のように既設埋立地の前面を新たに埋め立て、また、鋼矢板と既設護岸の間にも埋立荷重が作用する場合に限定されると考えられる。今後さらに、類似工事の施工実績を収集・解析し、鋼矢板打設地盤の挙動特性を解明する必要がある。

#### 謝辞

本報告の現場データは、愛媛県中島町建設課の御好意によって提供して頂いたものであり、関係各位の方々へ謝意を表します。

#### 参考文献

- 1) 日本建築学会編(1988):「小規模建築物基礎設計の手引き」, 日本建築学会
- 2) 森脇武夫・熊本直樹・坂田直文・山本実・吉国洋(1986):矢板による盛土周辺地盤の沈下と側方流動の防止策, 「地盤の側方流動に関するシンポジウム発表論文集」, pp.99-110.
- 3) 森脇武夫・吉国洋(1984):ジョイント要素を用いた盛土地盤の有限要素解析, 「第19回土質工学発表会」, pp.853-854.