
軟弱地盤における控え斜ぐいの曲げモーメントについて

Study of Bending Moment on Anchor Batter Piles Driven into Weak Ground

佐野 忠行(Tadayuki Sano) 近藤 伸治(Shinji Kondo)

要旨：

軟弱地盤中の斜ぐいには圧密沈下により曲げモーメントが発生するがその分配はまだ十分に解明されていない。特に組ぐい式鋼矢板工法のようにたわみ性壁体の直後に配置された控え斜ぐい曲げモーメントは、2次元的な圧密沈下に影響されさらに複雑となる。ここでは、まずぐいの分担土圧論理を基として以下の仮定で曲げモーメント計算法を提案した。(1) 斜ぐいを頭部と主働崩壊面下 $1.5/4\sqrt{\kappa s Bp/4EI}$ の位置と支点とする単純梁とみなす。(2) 荷重は平面崩壊角を考慮した主働土圧とする。つぎに 5 箇所の現場実測値を、この方法で求めた計算値と比較した。その結果、計算値は実測値の 95～124%できわめて良く近似した。

Synopsis：

It is well known that batter piles when driven into weak ground are subjected to bending moment by the settlement due to consolidation, but the distribution of the bending moment has not been clearly analyzed as yet. In the case of anchor better pile driven into just behind the flexible sheet pile wall in the coupled pile-anchored sheet piling bulkhead method, the problem becomes much more complicated because of its involvement with a two-dimensional settlement due to consolidation. The authors applied a formula about the partial active earth pressure to the load on batter piles, and proposed a calculation method of bending moment under the following two assumptions: (1) The batter pile is considered a simple beam supported both at the top and a point of $1.5/4\sqrt{\kappa s Bp/4EI}$ below an active failure surface. (2) The load on a batter pile is a partial active earth pressure due to a soil wedge in the angle of plane failure surface. Calculated moments under the above assumptions agreed well within the range of 95～124% with the values obtained by five field experiments.

(c)JFE Steel Corporation, 2003

本文は次のページから閲覧できます。

軟弱地盤における控え斜ぐいの曲げモーメントについて

Study of Bending Moment on Anchor Batter Piles Driven into Weak Ground

佐野 忠行*

Tadayuki Sano

近藤 伸治**

Shinji Kondo

Synopsis:

It is well known that batter piles when driven into weak ground are subjected to bending moment by the settlement due to consolidation, but the distribution of the bending moment has not been clearly analyzed as yet. In the case of anchor batter pile driven into just behind the flexible sheet pile wall in the coupled pile-anchored sheet piling bulkhead method, the problem becomes much more complicated because of its involvement with a two-dimensional settlement due to consolidation.

The authors applied a formula about the partial active earth pressure to the load on batter piles, and proposed a calculation method of bending moment under the following two assumptions:

- (1) The batter pile is considered a simple beam supported both at the top and a point of $1.5/\sqrt[3]{k_s B_p/4EI}$ below an active failure surface.
- (2) The load on a batter pile is a partial active earth pressure due to a soil wedge in the angle of plane failure surface.

Calculated moments under the above assumptions agreed well within the range of 95~124% with the values obtained by five field experiments.

1. まえがき

軟弱な粘性地盤に構造物を建設する場合、粘性土のせん断強度および圧密特性について十分な調査が必要である。せん断強度は鋼矢板壁等の土圧強度や斜面の安定等に関係があり、圧密特性は盛土の沈下や鉛直ぐいのネガティブフリクション等に関連がある。これらはいずれも基礎構造物の設計上重要な問題である。基礎構造物の一種として斜ぐいを含むぐい基礎がしばしば採用されるが地盤条件が粘性地盤の場合斜ぐいには圧密沈下による曲げモーメントが発生する。これは圧密沈下によってぐいの下部に存在する地盤の反力をほとんど

期待することができず、ぐい上部の土重量の大半がぐいに対して上載荷重として作用するためである。吉田¹⁾や佐藤²⁾はこの上載荷重によって発生する曲げモーメントについて、橋梁や道路基礎を対象として二、三の実験式を提案しているが、これらはいずれも圧密沈下を1次元的に考慮した場合の斜ぐいに発生する曲げモーメント計算法である。ところが組ぐい式鋼矢板工法^{3,4)}の控えぐいのようにたわみ性壁体の直後に配置され、水平力を支持する斜ぐいの場合、1次元的な圧密のほかに水平方向の土の移動による外力すなわち水平土圧が作用する。そのためすでに提案されている実験式をそのまま適用するには疑問が残る。

本文は以上で述べたような、たわみ性壁体の直

* エンジニアリング事業部大阪建設技術部部長
(昭和54年2月9日原稿受付)

** エンジニアリング事業部大阪建設技術部主査(掛長待遇)

後に存在する斜ぐいの曲げモーメントの計算方法について述べるものである。なお鋼矢板壁のような壁体構造物の背後には、原地盤が粘性土の場合でも通常砂質土が裏込めされる。したがって検討の対象は粘性地盤上に打設され、かつ裏込めには砂質土を採用した組ぐい式鋼矢板工法とした。

2. 計算モデル

鋼矢板壁のようなたわみ性壁体の背後に存在する土は地盤が軟弱か硬いかにかかわらず主働崩壊面に沿って移動する。ところが軟弱粘土層の場合は砂質土と異なりこの移動のほかに時間経過と共に圧密沈下が進行する。

一般に圧密沈下といえば地盤の鉛直方向の移動現象すなわち K. Terzaghi により解析された 1 次元圧密⁵⁾をいうが、実際には部分的な載荷盛土の場合で見られるように、地盤は水平方向へも相当量変位していることが数多くの現場実験⁶⁾から実証されている。いわゆる粘性土の側方流動あるいは 2 次元または 3 次元圧密（2 次元圧密とは異なる）といわれる現象である。たわみ性壁体背後の土粒子についてもこの側方流動に近い現象が発生していることは壁体自体の変形が比較的大きいだけに十分推定される。そこで組ぐい式鋼矢板工法のように壁体直後に位置する斜ぐいに発生する曲げモーメントはつぎのようにモデル化して考えることができる。すなわち Fig. 1 に示すようにまず鋼矢板壁の変位を考慮し主働崩壊面 BE を推定する。崩壊面の始点 B は鋼矢板壁の仮想固定点とする。つぎに崩壊面 BE と斜ぐいとが交差する点 C を求め、つづいて斜ぐいの変位を考慮して崩壊面より下に斜ぐいの仮想固定点 D を求める。斜ぐいの曲げモーメントはこの固定点 D と直ぐいとの交点 A を支点とする単純梁として算出する。ここで頭部の支点の支持条件をヒンジと考えることはかなり大胆な仮定であるが、上部工コンクリートは土圧により回転することが明白で、完全な固定条件とは異なり、いわゆる半固定の状態である。そこで計算式の簡略化のためヒンジと仮定した。

つぎに外力としての荷重分布は Fig. 1 に示すように AC 間で主働土圧とし、CD 間では地盤の反力を考慮し D 点の土圧を零として C 点の土圧の大

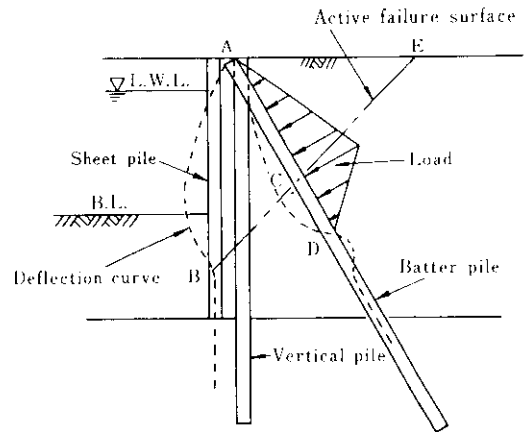


Fig. 1 Calculation model for bending moment on batter pile driven into just behind flexible sheet pile

さを頂点とする三角形分布と仮定した。

以上に示す計算モデルは特別に目新しいものではなく、すでに大島⁷⁾により類似のものが提案されている。さてこのモデルをもとに具体的な計算を行うにあたり、つぎの 2 点を定める必要がある。

- (1) 軟弱地盤における主働崩壊面 BE の位置および始点 B をどこに考え、仮想梁の支間 AD をどこにするか、
- (2) ある間隔で配列されている斜ぐいに作用する主働土圧強度はどの程度とするか

以下においてこれらを具体的に検討する。

3. 主働崩壊面と仮想梁

タイロッド式鋼矢板壁の主働崩壊面は硬い砂地盤では G. Tschebotarioff 等の実験結果⁸⁾をもとに、海底面に始点があると仮定して一般に計算されている。ところが軟弱地盤では実際の海底面より低い位置に仮想海底面を考える場合が多く、Y. L. Chang の計算式のようなくいの横抵抗に関する理論から導き出された不動点、あるいは主働土圧と受働土圧とのバランス点とする場合などがある。Y. L. Chang の理論では海底面から $1/\beta \sim \pi/2\beta$ だけ低いレベルが不動点となる。ここに β はくいの剛性 EI 、くい幅 B_p および地盤反力係数 k_s から決定される特性値 $\sqrt{k_s B_p / 4EI}$ である。

このように主働崩壊面の始点のとり方には種々

の考え方があるがここでは最も一般的に利用されている Y.L.Chang の計算式のうち埋込杭の不動点位置に相当する海底面より下 $\pi/2\beta = 1.5/\beta$ を鋼矢板壁の仮想海底面位置、すなわち主働崩壊面の始点として以後の計算を進める。 $1.5/\beta$ については 2 重鋼矢板壁の換算有効壁高を考える場合に採用された例⁹⁾がある。すなわち計算上の壁高は Fig. 2 に示すようにつぎのように仮定する。

$$\left. \begin{aligned} H' &= H + H_1 = H + \frac{1.5}{\beta_s} \\ \beta_s &= \sqrt[4]{\frac{k_s \times 100}{4EI_s}} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (1)$$

ここに H' : 計算上の壁高 (cm)
 H : 実際の壁高 (cm)
 β_s : 鋼矢板の特性値 (cm^{-1})
 EI_s : 鋼矢板壁 1.0m あたり
断面剛性 ($\text{kg}\cdot\text{cm}^2/\text{m}$)
 k_s : 地盤反力係数 (kg/cm^3)

つぎに斜ぐいの仮想固定点も Fig. 2 に示すように鋼矢板壁と同様、主働崩壊面以下 $1.5/\beta_b$ の位置とする。ただし β_b は斜ぐいの特性値である。

以上のように仮定すれば曲げモーメントを計算するための斜ぐいの支間距離 L_0 は次式で表される。

$$\left. \begin{aligned} L_0 &= L + L_1 = \eta H' + \frac{1.5}{\beta_b} \\ \beta_b &= \sqrt[4]{\frac{k_b B_p}{4EI_b}} \\ \eta &= \frac{\cos \xi}{\sin(\alpha + \xi)} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (2)$$

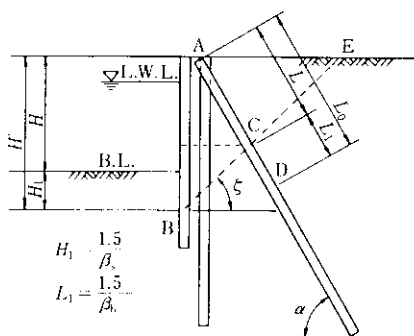


Fig. 2 Explanatory figure for determining an assumed fixed point D on batter pile

ここに EI_b : 斜ぐいの断面剛性 ($\text{kg}\cdot\text{cm}^2$)
 k_b : 地盤反力係数 (kg/cm^3)
 B_p : 斜ぐいの幅 (cm)
 ξ : 主働崩壊角
 α : 斜ぐいの傾斜角

4. 荷重強度

粘性土に打込まれた斜ぐいには圧密沈下によって土圧荷重が作用するが壁体背後の裏土には砂質土が採用される場合がきわめて多い。したがってここでは砂質土の重量を計算上の荷重とする。前述したように鋼矢板壁の背後に主働崩壊面が発生するがここでは斜ぐいの背後に Fig. 3 に示すような平面的な主働崩壊面を含む土けい ABFG が生

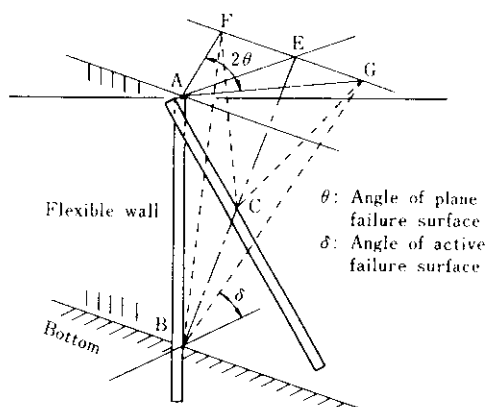


Fig. 3 Assumption of soil wedge

ずると仮定し荷重を計算してみる。この考え方は組ぐい式鋼矢板工法の上圧分担の計算における著者らの提案^{4, 10)}を応用したものである。

荷重としての土圧は Fig. 4 を参考につぎのようにして求められる。

微小幅 Δz の土けい A'C'E による A'C' 面上の土圧合力 ΔP_z は

$$\Delta P_z = \frac{1}{2} K_A \gamma h_z^2 \Delta z \dots\dots\dots (3)$$

ここに K_A : 斜面の主働土圧係数
 γ : 土の単位体積重量 (t/m^2)
 h_z : 土圧作用高 (m)

となる。ここで h_z は Fig. 4 よりつぎのようになる。

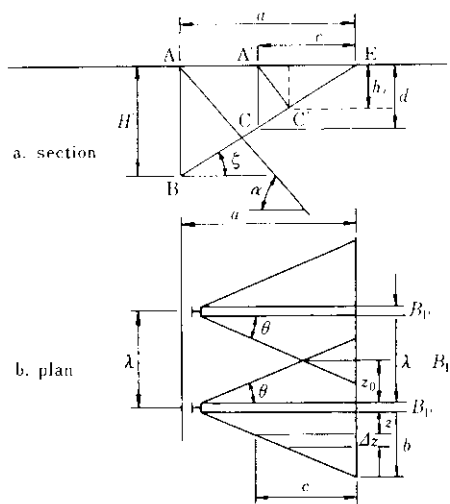


Fig. 4 Calculation symbols for earth pressure

$$\left. \begin{aligned} h_z &= \frac{\cos \xi}{\sin(\alpha + \xi)} \cdot d \sin \alpha \\ d &= (b - z) \cot \theta \cdot \tan \xi \\ &= (H' \cot \xi \cdot \tan \theta - z) \cot \theta \cdot \tan \xi \\ &= H' - z \cot \theta \cdot \tan \xi \end{aligned} \right\} \quad (4)$$

ただし、上式における θ は Fig. 3, Fig. 4 に示す平面崩壊角である。

よって (4) 式を (3) 式に代入すると

$$\Delta P_z = \frac{1}{2} K_A' \gamma \eta^2 \sin^2 \alpha \times (H' - z \cot \theta \cdot \tan \xi)^2 \Delta z \quad \cdots (5)$$

となり、これより Fig. 4 に示す $2z_0$ 区間の土圧合力 P_z が求められる。すなわち P_z は $A'C'$ 面の土圧 ΔP_z がせん断力として順次伝達されて最終的に AC 面すなわち斜ぐい上に集結すると仮定すればつぎのようになる。

$$\left. \begin{aligned} P_z &= 2 \int_0^{z_0} \Delta P_z = K_A' \gamma \eta^2 \sin^2 \alpha \\ &\times (H'^2 z_0 - H' z_0^2 \cot \theta \cdot \tan \xi \\ &+ \frac{1}{3} z_0^3 \cot^2 \theta \cdot \tan^2 \xi) \end{aligned} \right\} \quad \cdots (6)$$

この考え方はクーロン土圧のような上けい全体の力の釣合いより計算する方法と異なるが、実質的には大差ないと思われる。また幅 B_p の区間における土圧 P_z は $d - H'$ だから

$$\left. \begin{aligned} P_z' &= \frac{1}{2} K_A' \gamma h_p^2 B_p \\ &= \frac{1}{2} K_A' \gamma \eta^2 \sin^2 \alpha \cdot H'^2 B_p \end{aligned} \right\} \quad \cdots (7)$$

となるため以上より斜ぐいに作用する分担土圧合力 P_b はつぎの式で求められる。

$$\begin{aligned} P_b &= P_z + P_z' \\ &= K_A' \gamma \eta^2 \sin^2 \alpha (H'^2 z_0 \\ &\quad - H' z_0^2 \cot \theta \cdot \tan \xi + \frac{1}{3} z_0^3 \cot^2 \theta \cdot \tan^2 \xi \\ &\quad + \frac{1}{2} H'^2 B_p) \quad \cdots (8) \end{aligned}$$

ただし (8) 式の z_0 は Fig. 4 より明らかのように $(\lambda - B_p)/2$ の大きさすなわち斜ぐい間隔と b との大小関係により次式のような値となる。

$$\left. \begin{aligned} z_0 &= \frac{\lambda - B_p}{2} \quad \left(\lambda - B_p < b \text{ のとき} \right) \\ z_0 &= b - \frac{H' \cot \xi \cdot \tan \theta}{\kappa} \quad \left(\lambda - B_p \geq b \text{ のとき} \right) \end{aligned} \right\} \quad (9)$$

ただし $\kappa = \tan \xi \cdot \cot \theta$

したがって Fig. 2 に示した斜ぐい上の点 C における強度 q_1 は分担土圧強度としてつぎのようになる。

$$\begin{aligned} q_1 &= \frac{2P_b}{h} = \frac{2P_b}{\eta H' \sin \alpha} \\ &= K_A' \gamma \eta \sin \alpha \\ &\times \left(2H' z_0 - 2z_0^2 \kappa + \frac{2}{3H'} \cdot z_0^3 \kappa^2 + H' B_p \right) \quad \cdots (10) \end{aligned}$$

上式において斜ぐい間隔 λ が広く $(\lambda - B_p)/2 \geq b$ のときすなわち (9) 式の $z_0 = H'/\kappa$ のとき次式のように簡略化される。

$$q_1 = K_A' \gamma \eta \sin \alpha \cdot H' \left(\frac{2H'}{3\kappa} + B_p \right) \quad \cdots (11)$$

つぎに Fig. 4 で想定した平面崩壊角 θ については種々の資料¹¹⁻¹³⁾ および筆者らの実験解析¹⁰⁾ より $(\pi/2 - \xi)/2 \sim 4$ の範囲が妥当だと思われる。すなわち壁体と主働崩壊面がなす角度 $(\pi/2 - \xi)$ の $1/2 \sim 1/4$ である。ここで $\xi = \pi/4 + \phi/2$ とおけば

$$\theta = \frac{1}{2} \sim \frac{1}{4} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) \quad \cdots (12)$$

となる。ただし ξ は裏込砂の主働崩壊角、 ϕ は同じく内部摩擦角である。

以上の計算過程で求められた荷重強度 q_1 は Fig. 2 に示した斜ぐい上の点 C に作用するが、荷重分布としては前述したように頭部と仮想固定点上の荷重強度を零として、それらと C 点間は直線的に変化する 3 角形分布と仮定する。

なお圧密現象を定量的に表現する体積圧縮係数 m_v や圧密係数 c_v 等は以上で述べた荷重計算において直接取扱わなかった。それは構造物としての斜ぐいの安全性のチェックを第一の問題とし、圧密が100%完了した時点すなわち斜ぐいにとって最も危険側の状態を対象としたためである。いいかえれば m_v や c_v は圧密現象の進行過程を表すものであり、ここではぐい自体の安全性からみれば2義的なものとなる。

5. 計算例

以上で述べたような計算方法を Fig. 5 に示す構造例で実際に計算してみる。

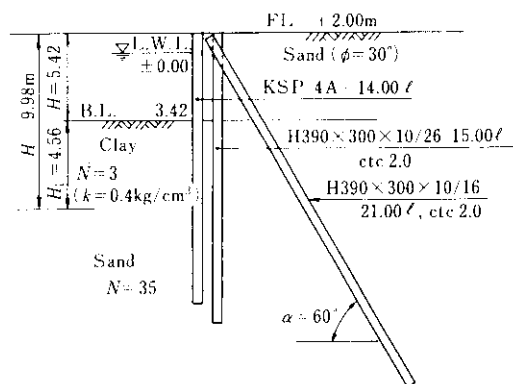


Fig. 5 An example of structure for actual calculation

5.1 仮想梁支間距離の計算

鋼矢板壁として KSP-4A を採用した。その断面剛性 EI_s は

$$EI_s = 2.1 \times 10^6 \times 40600 \text{ kg} \cdot \text{cm}^2/\text{m}$$

である。よって (1) 式より特性値 β_s と換算壁高 H' は

$$\beta_s = \sqrt[4]{\frac{0.4 \times 100}{4 \times 2.1 \times 10^6 \times 40600}} \text{ (cm}^{-1}\text{)}$$

$$= 0.329 \text{ m}^{-1}$$

$$H' = 5.42 + \frac{1.5}{0.329} = 9.98 \text{ m}$$

となる。

つぎに仮想固定点における主動崩壊角 θ を粘性

土のため $\pi/4$ とすれば η は (2) 式より

$$\eta = \frac{\cos 45^\circ}{\sin (60^\circ + 45^\circ)} = 0.732$$

となり、斜ぐいには H390×300×10×16 を使用しているため β_b も (2) 式より

$$\beta_b = \sqrt[4]{\frac{0.4 \times 30}{4 \times 2.1 \times 10^6 \times 38700}} = 0.246 \text{ (m}^{-1}\text{)}$$

となる。よって仮想梁の支間距離 L_0 は (2) 式より

$$L_0 = 0.732 \times 9.98 + \frac{1.5}{0.246} = 13.39 \text{ m}$$

となる。

5.2 荷重強度 q_1 の計算

荷重の計算は平面崩壊角 θ を $(\pi/4 - \phi/2)/2$ および $(\pi/4 - \phi/2)/4$ とした両ケースについて実施する。内部摩擦角 30° の場合 θ は 15° 、または 7.5° となる。

まず $\theta = 15^\circ$ のときつぎようになる。

$$\kappa = \tan 45^\circ \cdot \cot 15^\circ = 3.73$$

$$\therefore b = \frac{H'}{\kappa} = \frac{9.98}{3.73} = 2.68 \text{ m}$$

また組ぐい間隔 λ からぐい幅 B_p を差引いた純間隔 $\lambda - B_p$ は

$$\lambda - B_p = 2.0 - 0.3 = 1.7 \text{ m}$$

となり、ゆえに

$$\frac{\lambda - B_p}{2} < b$$

よって (9) 式より z_0 はつぎの値となる。

$$z_0 = \frac{\lambda - B_p}{2} = 0.85 \text{ m}$$

以上の数値を (10) 式に代入して C 点の荷重強度 q_1 を求める。

$$q_1 = 0.53 \times 1.0 \times 0.732 \times 0.866 \times (2 \times 9.98 \times 0.85 - 2 \times 0.85^2 \times 3.73 + \frac{2}{3 \times 9.98} \times 0.85^3 \times 3.73^2 + 9.98 \times 0.3) = 5.08 \text{ t/m}$$

また平面崩壊角 $\theta = 7.5^\circ$ のときは

$$\kappa = 7.60$$

となり荷重強度 q_1' は

$$q_1' = 3.80 \text{ t/m}$$

となる。

5.3 曲げモーメントの計算

Fig. 1 に示すような 3 角形分布の荷重 (最大荷

重強度 q) を受けたときの単純梁の最大曲げモーメント $M_{\max}$ は次式で表される。

$$\left. \begin{aligned} M_{\max} &= \frac{(L+2L_1)}{9} \times x_m \times q \\ x_m &= \sqrt{\frac{L(L+2L_1)}{3}} \quad (L \geq L_1) \end{aligned} \right\} \dots (13)$$

よって (13) 式に $L=7.29\text{m}$, $L_1=6.10\text{m}$ を代入する。

$$x_m = 6.88\text{m}$$

$$\begin{aligned} M_{\max} &= \frac{(7.29 + 2 \times 6.10)}{9} \times 6.88 \times q \\ &= 14.90 q \text{ m}^2 \end{aligned}$$

上式の q に $q_1=5.08\text{t/m}$, $q_1'=3.80\text{t/m}$ を代入すると $M_{\max}$ は

$$M_{\max 1} = 75.69\text{t} \cdot \text{m/本} (\theta = \frac{\phi}{2} = 15^\circ \text{ のとき})$$

$$M_{\max 1'} = 56.62\text{t} \cdot \text{m/本} (\theta = \frac{\phi}{4} = 7.5^\circ \text{ のとき})$$

となる。

6. 計算値と実測値との比較

粘性地盤に施工された、組ぐい式鋼矢板工法において斜ぐいの曲げモーメントを5箇所で実測した。Table 1 にこれら5箇所の測定結果^{14, 15)}を示す。なお、Table 1 の D, E 地区の曲げモーメントは測定はずみ ϵ が降伏はずみ ϵ_y を越えているため、 ϵ_y から算出したいわゆる降伏モーメントである。また、Table 2 には、実測値と計算値の比較を示す。Table 2 には、上述した提案式のほかに参考として佐藤²⁾の式により計算した結果も示した。

Table 1 Measured bending moment on batter piles

Structure					Earth conditions		Measured moments on batter piles				
Site	Cross sections	Interval of piles (m)	Steel sheet pile	Vertical pile	Batter pile	N value	k value (average) (kg/cm ²)	Moments at top (t·m)	Maximum moment (t·m)	Point of $m_{\max}$ (m)	Point of $M=0$ (m)
A (Chiba)		4.0	KSP-4 18.0m $I=34\,400\text{cm}^4$ $Z=2\,150\text{cm}^3$	H390×300 ×10/16 32.0m $I=67\,600\text{cm}^4$ $Z=2\,220\text{cm}^3$	609.6φ ×7.9t 35.0m $I=67\,600\text{cm}^4$ $Z=2\,220\text{cm}^3$	3.5 (m) N=6 -7.0 N=0 -15.0 N=30	1.0	40.0	32.0	-3.0	-5.2
B (Chita)		6.0	KSP-4A 25.0m $I=40\,600\text{cm}^4$ $Z=2\,250\text{cm}^3$	700φ×9.0t 41.0m $I=117\,000\text{cm}^4$ $Z=3\,330\text{cm}^3$	700φ ×9.0t 45.0m $I=117\,000\text{cm}^4$ $Z=3\,330\text{cm}^3$	-3.5 (m) N=6 -7.5 N=5 10.0 N=0 26.0 N=30	2.0	143	46.9	-1.5	-5.5
C (Mizushima)		4.8	KSP-3 18.0m $I=17\,400\text{cm}^4$ $Z=1\,340\text{cm}^3$	508.6φ ×7.1t 24.0m $I=153\,000\text{cm}^4$ $Z=4\,000\text{cm}^3$	762φ ×9.1t 27.0m $I=153\,000\text{cm}^4$ $Z=4\,000\text{cm}^3$	3.5 (m) N=0 -11.8 N=20	1.0	108	(a) 58.8 (H=5.5) (b) 101 (H=7.5)	1.5 -1.5	5.5 -5.5
D		2.0	KSP-4A 14.0m $I=40\,600\text{cm}^4$ $Z=2\,250\text{cm}^3$	H390×300 ×10/16 15.0m $I=38\,700\text{cm}^4$ $Z=1\,980\text{cm}^3$	H390×300 ×10/16 21.0m $I=38\,700\text{cm}^4$ $Z=1\,980\text{cm}^3$	3.42 (m) N=3 11.4 N=35 13.4 N=10	0.4	0	53.6	3.5	8.6
E		3.0	YSP-5 15.0m $I=55\,200\text{cm}^4$ $Z=3\,150\text{cm}^3$	H390×300 ×10/16 15.0m $I=38\,700\text{cm}^4$ $Z=1\,980\text{cm}^3$	H390×300 ×10/16 21.0m $I=38\,700\text{cm}^4$ $Z=1\,980\text{cm}^3$	-2.67 (m) N=3 -9.7 N=30 -12.7 N=10	0.4	0	53.6	-3.0	-8.0

• $M = \sigma_y \cdot Z$ (σ_y : Yield point)

Table 2 Comparison of calculated moment with measured moment

Calculation method	Site	Load (Calculated) (t/m)	Maximum moment			Point of M_{max}		Point of $M=0$	
			Calculated M_c (t·m)	Measured M_r (t·m)	M_r/M_c	Calculated (m)	Measured (m)	Calculated (m)	Measured (m)
Proposed $\theta=15^\circ$	A	8.31	103.2	32.0	0.31	-2.20	-3.0	-7.17	5.2
	B	7.03	69.3	46.9	0.67	-2.52	-1.5	-6.98	-5.5
	C	(a) 6.40 (9.04)	71.2 (126)	58.8 (101)	0.83 (0.80)	-3.11 (-1.92)	-1.5	-8.01 (-7.28)	-5.5
	D	5.08	75.7	53.6	0.71	-3.33	-3.5	-9.60	-8.6
	E	5.88	84.0	53.6	0.64	-3.79	-3.0	-9.34	-8.0
Proposed $\theta=7.5^\circ$	A	5.37	66.7		0.47				
	B	4.53	44.77		1.05				
	C	4.24 (5.85)	47.1 (82.6)	ditto	1.24 (1.23)	ditto	ditto	ditto	ditto
	D	3.80	56.6		0.947				
	E	3.66	52.3		1.03				
Sato's	A	6.06	75.3		0.42				
	B	6.01	59.26		0.79				
	C	6.02 (7.53)	66.9 (106)	ditto	0.87 (0.95)	ditto	ditto	ditto	ditto
	D	2.84	35.7		1.50				
	E	2.72	38.8		1.38				

佐藤の荷重強度の計算式は

$$q_2 = \gamma H' \alpha' B_p \sin \alpha \cdot U \cdots \cdots (14)$$

ここに γ : 土の単位体積重量 (t/m³)

H' : 壁高 (m)

α' : 荷重分布幅係数 (一般は $\alpha'=3$)

B_p : くい幅 (m)

α : 斜ぐいの傾斜角

U : 圧密度

(14)式の意味は斜ぐいの上部の土がくい幅の約3倍分だけ斜ぐいの上載荷重として作用するということである^{2, 12)}。また圧密度については一般には1.0すなわち100%の圧密が終了した時点を対象としている。

Table 2よりつぎのことがわかる。

- (1) 曲げモーメントの最大値は平面崩壊角 $\theta=7.5^\circ$ とした方法がA地区を除くと実測値との比 $M_r/M_c = 0.95 \sim 1.24$ で最も実測値に近似している。
- (2) くい幅の3倍分の上載土被り荷重を考慮した佐藤の荷重計算式の場合もA地区を除いては $M_r/M_c = 0.79 \sim 1.50$ で比較的良く一致している。
- (3) 最大曲げモーメントの発生点はC地区の(a)の

状態以外は1.0m以内の誤差でかなり平均的なバラツキとなったが、曲げモーメント第2ゼロ点の位置は全般的に計算値が実測値より1.0~2.0m深い地点となった。

これらのことから壁体背後の控え斜ぐいに発生する曲げモーメントについては上述した平面崩壊角を導入した考え方で計算することによりある程度推定できることがわかった。したがって組ぐい式鋼矢板工法における斜ぐいの断面設計は、この曲げモーメントと頭部より伝達される軸方向力を外力として検討すれば、ほぼ妥当な結果が得られるものと思われる。

7. まとめ

粘性土を含む地盤中へ打込まれた斜ぐいには圧密沈下による曲げモーメントが発生するがこの曲げモーメントの分布や大きさを求める計算方法はまだ十分に解明されていない。特に組ぐい式鋼矢板工法のように壁体背後に打込まれた控え斜ぐいの場合鋼矢板壁自体も前方へ変位するため、さら

に複雑な挙動を示す。ここでは壁体背後の控え斜ぐいに対して圧密沈下等により、どのような曲げモーメントが作用するかについてその計算方法を提案し検討した。その結果を整理すると以下のようになる。

- (1) 曲げモーメントを計算する場合の斜ぐいモデルとしては頭部結合部と主働崩壊面以下 $1.5/\beta_b$ のレベルを支点とする単純梁と仮定し計算したが、最大曲げモーメント発生点などモーメントの分布形状は実測値と比較的良く一致した。ただし主働崩壊面の鋼矢板上の始点すなわち仮想海底面は実際の海底面以下 $1.5/\beta_s$ とした。ここに β_b, β_s は斜ぐいまたは鋼矢板の断面剛性と地盤強度から定まる特性値である。
- (2) 荷重の大きさとしては平面崩壊角 θ を考慮した計算方法を提案し検討を試みた。平面崩壊角 θ を 7.5° 、すなわち壁体と主働崩壊面のなす角度 $(\pi/4 - \phi/2)$ の $1/4$ とした場合実測値と良く近似した。また参考として佐藤らが提案した橋梁基礎ぐいに関する斜ぐいの荷重計算式でも計算したがバラツキがやや大きいと比較的実測値に近い結果が得られた。ただしこの場合有効くい幅は 3 倍とし、圧

密度は 100% として計算した。平面崩壊角を考慮した方法がバラツキが少ないことは単純にくい幅の 3 倍分の土圧で計算する方法に比べて裏込土の土性を主体として考えたためと思われる。

これらの結果より圧密沈下によって組ぐい式鋼矢板工法の斜ぐいに発生する曲げモーメントをここで提案した計算式により、ある程度推定できることがわかった。しかしながら周知のように地盤状況は非常に多種類にわたって存在し、上述の提案式もすべての地盤に適用できるものではない。特に平面的崩壊角 θ については裏込土に粘性土が使用された場合は全く異なった考え方が必要であろう。また θ の大きさについても内部摩擦角との相関性を別途実験によって把握しなければならないであろう。さらに地震地における動的な問題等も今後の重要な課題である。

なお、本報の作成にあたり、元運輸省港湾技術研究所土質部土性研究室長、沢口正俊博士には懇切なるご指導をいただき深く感謝いたします。また当社内部からも水島製鉄所土建部および千葉製鉄所土建部などの協力を得ました。

参 考 文 献

- 1) 吉田巖, 桑原啓三, 亀甲勝信: 圧密沈下によって斜ぐいに働く曲げモーメントの推定に関する一実験, 第23回建設省技術研究会報告, (1969)
- 2) 佐藤昭, 赤井昭昭, 舟崎恒義: 負の周面摩擦力と斜ぐいに発生する曲げの計算法に関する研究, 日本道路公団試験所報告, (1970)
- 3) 浜田敬之介, 近藤伸治ほか: 組抗式鋼矢板工法に関する模型実験第1報, 川崎製鉄技報, 4 (1972) 2, 56
- 4) 浜田敬之介, 近藤伸治ほか: 組抗式鋼矢板工法に関する模型実験第2報, 川崎製鉄技報, 4 (1972) 2, 110
- 5) 最上武雄: 土質力学, (1969), 355, [技報堂]
- 6) たとえば赤井昭一, 柴田徹, 富永真生ほか: 載荷盛土による鉋石や下地盤の側方変位の解析, 第9回土質工学会研究発表会, (1974)
- 7) 大島実, 杉山道彦: 斜め控抗式鋼矢板壁の設計について, 土と基礎, 13 (1965) 3, 11
- 8) 日本港湾協会: 港湾構造物設計基準, (1968), 8 4 7
- 9) 運輸省第一港湾建設局新潟調査設計事務所: 二重壁構造物の模型実験について, 第2報 (1969)
- 10) 近藤伸治, 三好弘高, 沢口正俊: 組ぐい式鋼矢板工法について, 第27回土木学会年次学術講演会, (1972)
- 11) 横山幸満: くい構造物の設計法と計算例, (1977), 137, [山海堂]
- 12) 高橋道生: くいにかかる土圧に関する実験的研究, 日本道路公団試験所報告, (1972)
- 13) 田中晴久, 宇野広, 川口昌宏: くいの水平抵抗について, 日本大学理工学研究所い報, (1972), 41
- 14) 堤一高: 組ぐい式鋼矢板護岸工法, 第18回港湾工事報告会, (1972)
- 15) 脇黒和彦, 富永真生, 橋本正治: 鋼ぐい(斜ぐい)の側方変位について第2報, 第10回土質工学会研究発表会, (1975)