

鋼矢板土留壁の変形と土圧

くすもと ちかし
楠 本 千賀 志*

1. まえがき

最近の建設工事では、現場計測技術等の発展とあいまって、鋼製材料を使用した施工技術が急速に進歩している。材料の性質の明確な鋼材は土などに比べて計測が容易であり、施工管理としての計測は、その重要性が認められ、施工の安全性確認、設計法の確認、設計資料の収集などに広く応用され、各種の計測結果が多く報告されている。掘削における仮設土留工の施工管理として、切バリおよび鋼矢板の応力測定は各所において実施され、その効果をあげている。特に、軟弱地盤の深い掘削、重要構造物に隣接する掘削、地盤沈下、偏土圧の作用が問題となるような掘削では、計測は施工管理上重要な地位を占めている。ここでは、表層が約 2 m の埋立土層、その下に約 15 m の $c=1.0\sim 2.0\text{ t/m}^2$ の粘土層がある地盤を約 8 m 掘削する際、掘削地盤下の粘土層が軟弱で、 $4c-\gamma h < 0$ となり、抵抗土圧がとれないため、粘土層下の砂層に根入れをもたせた 4 段切バリの IV 型鋼矢板による仮設土留壁において、施工管理として一連の応力測定を実施したので、この結果について述べる。

2. 掘削工事と地盤の概要

本工事は、福山臨海工業地帯の火力発電所の冷却水設備である取水槽 15 m × 15 m、深さ 10 m の掘削工事である。

発電所建設用地は、瀬戸内海の海底のチュウ積粘土層上に、周辺の海底の粘土をしゅんせつして造られた非常に軟かな地盤であるため、建設に先だち、準備工事として埋立粘土層の一部を掘削し約 3 m マサ土を敷ならず敷地造成工事が行なわれている。したがって、表層の埋立マサ土層は敷地造成工事の際に粘土層の小さなスベリ破壊によって層厚が非常に複雑に変化し、また、粘土層も埋立工事の影響で複雑な層状をしている。掘削工事地区の土質調査結果は図一1のようで、 $q_u = 3.0\text{ t/m}^2$ 程度の軟かい粘土が 10 m 以上もあり、G.L. -20 m 付近に $N > 10$ の砂層が見られる。

粘土層は非常に軟かいので土留工の矢板断面が大きくなること、フリーアースサポート法での矢板根入れ長の計算では受働抵抗の計算方法が必ずしも確立されていないこと、

* 鹿島建設株式会社

粘土層が上部埋立土層の荷重による圧密が未完了である、などの理由で、サンドドレーンプレロード工法による地盤改良が行なわれた。しかし、顕著な改良効果はみられなかった。現在、一般の矢板土留壁の設計には、チェボタリオフ、テルツァーギ等が実測結果をもとに提案した設計方法が採用されており、矢板の根入れ長さは、最下段の切バリ点を中心とし、主働土圧、受働土圧による回転モーメントのつり合いによって決定されるが、当地点では、 $c \doteq 1.5\sim 2\text{ t/m}^2$ で、ランキン土圧、

$$P_A = K_A \gamma h - 2c \quad P_P = K_P \gamma h' + 2c$$

の差は、

$$P_P - P_A = 4c - (K_A \gamma h - K_P \gamma h') < 0$$

と掘削底面下の粘土層では抵抗モーメントは非常に小さく、根入れ長さの設計には明確な計算方法がないので、掘削試験工事の結果、経験的に矢板を粘土層下の砂層に 1 m 以上打込めば砂層によって受働土圧が期待できるという設計方法がとられた。また、矢板断面、切バリ断面の設計は、次のようにして計算されている。

1) 土圧は $K_A=1.0$, $K_P=1.0$ としたランキン土圧を採用

2) 各掘削段階において、切バリ点と粘土層中間を仮想交点とする単純バりに土圧が作用するものとして、切バリ荷重と矢板曲げモーメントを計算 (図-2 参照)

以上のような計算方法で設計された矢板土留壁は図-3 のようであるが、たとえ掘削試験工事の結果をもとにした設計方法でも、当地盤のように変化のはげしい場合は、掘削地盤の性状、掘削深さ、矢板根入れ部の土質などの相違により、過去の施工例でも、矢板がヒービングによると思われる大きな変形をしたり、切バリに設計値以上の荷重が作用して変形する問題が生じており、当工事でも施工上の問題点として次のようなものが考えられた。

- 1) 鋼矢板に生ずる曲げ応力は設計値以内であるか。
- 2) 切バリに作用する荷重は設計値以内であるか。
- 3) 粘土層が非常に軟かいので、ヒービング等によって矢板根入れ部分が滑動しはしないか。
- 4) 設計計算上で仮定されている矢板の仮想交点の位置はどこにあり、掘削と共にどのように変わるか。
- 5) 鋼矢板は掘削とともにどのような変形をするのか。

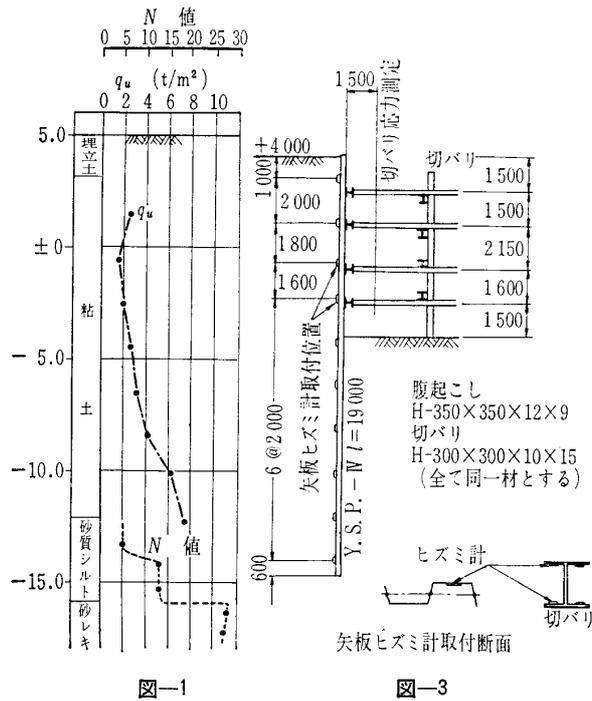


図-1

図-3

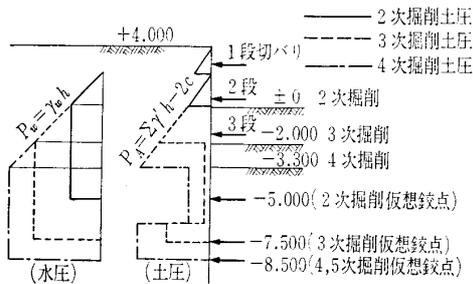


図-2

以上のような問題点を明らかにして施工管理するため、仮設鋼矢板土留壁の応力測定が計画された。

3. 測定事項と測定方法

前記のような問題点に対し、次のような測定を行なった。

- 1) 鋼矢板のストレインゲージによる曲げ応力の測定
- 2) 切バリH鋼のストレインゲージによる軸方向応力測定
- 3) 鋼矢板に傾斜計をスライドさせて、鋼矢板のタワミ形状の測定、特に根入れ部の移動量の測定
- 4) 鋼矢板壁背面の地盤の変位測量
- 5) 鋼矢板頭部の変位量測定

各測定計器類およびその配置は図-3のようである。

4. 測定結果

各測定値は掘削後の経過日数によっていく分か変化するが、各掘削状態における平均的な測定値をまとめると次のようなことが言える。

4.1 鋼矢板の曲げ応力分布

矢板の曲げヒズミより、 $\sigma = \epsilon \cdot E = 2.1 \times 10^6 \times \epsilon$ として曲げ応力分布を求め、各掘削段階にて図示したものが図-4

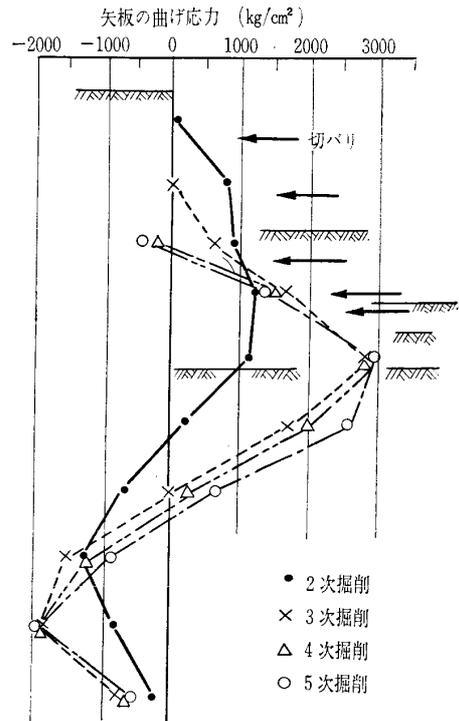


図-4

である。曲げ応力は掘削が進むにつれて順次増加するが、 $4c - \gamma h < 0$ となる3次掘削では急激な応力増加が生じ、最大値 $\sigma_{max} = 2,900 \text{ kg/cm}^2$ を記録、その後の変化は大きくない。鋼矢板の応力 $\sigma \approx 2,900 \text{ kg/cm}^2$ は材料降伏荷重にほぼ等しい値で、矢板は非常に変形しやすい状態にあると言える。矢板の曲げ応力分布から推定すると、切バリ荷重の影響で掘削部分の矢板の応力は複雑な分布をするようであるが、測点が少ないので明確な分布は求めることはできないが、問題となるような大きな応力は生じていない。これは後の変形からも、掘削部分の矢板のタワミ角の変化が少なく、応力が小さいことが推定される。

4.2 切バリ荷重の経日変化

切バリH鋼の上下フランジ4個所のヒズミ測定値より、切バリ軸力によるヒズミ $\bar{\epsilon}$ と、切バリ荷重 T を次式で求め、経日変化として図示したのが図-5である。

$$\bar{\epsilon} = \frac{1}{4} (\epsilon_1 + \epsilon_2 + \epsilon_3 + \epsilon_4) \quad T = \bar{\epsilon} \cdot E \cdot A$$

A: 切バリ材断面積

$\epsilon_1, \epsilon_2, \epsilon_3, \epsilon_4$: ヒズミ測定値

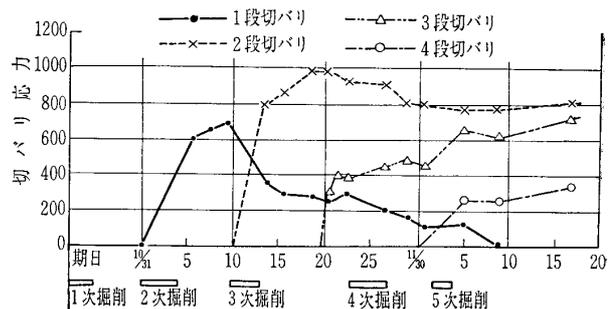


図-5

切バリ荷重は全般に掘削が進むに従って増加するが、 $\sigma \leq 1,000 \text{ kg/cm}^2$ 以下で応力的には問題なかった。一般に切バリ荷重は掘削に伴って再配分されることは少ないが、この測定結果では1段切バリの荷重が掘削の増加とともに減少し、2段目切バリの荷重に配分される傾向を示している。これは、矢板の変形が大きいため矢板頭が背面に曲って、1段切バリと矢板が離れるような変形を生じたためである。

4.3 鋼矢板の変形

各掘削段階での傾斜角測定値より、打込み時の傾斜角を除いて矢板のタワミ角分布を求め、これより矢板頭部の変位量を境界条件として図式的に積分し、矢板の変形状況を計算すると図-6である。鋼矢板は2次掘削以後の掘削で急激に変形が大きくなり、矢板傾斜角が掘削部分で10度以上、矢板の変形状況も掘削盤まではほぼ直線的に変化するよう観察されるため、矢板根入れ部分が滑動しているのではないかと多くの人の心配を集めたが、傾斜角測定の結果でみるように、矢板が非常に大きなタワミ変形をしていないのみで、根入れ部の滑動はなく、掘削工事を継続して行ないることが判明した。ただし、このときに前述したように鋼矢板材の応力が最大値 $\sigma = 2,900 \text{ kg/cm}^2$ と許容応力を越えており、これ以上の応力増加は矢板の破壊を導くので、補強切バリの設置と、傾斜角測定、掘削部の矢板の変形測定、矢板応力の測定、切バリ荷重の測定等を綿密に実施、施工管理を十分に行ないながら掘削を続けることとし、無事掘削した。

弾性バリの計算によると、

$$\theta \doteq \frac{dy}{dx} \quad S \doteq \frac{dM}{dx} \quad M \doteq -EI \frac{d\theta}{dx} \quad q \doteq \frac{ds}{dx}$$

θ : タワミ角 M : 曲げモーメント

S : セン断力 q : 土圧

であるから、タワミ角測定値を図式微分して曲げモーメント、土圧分布を求めると、図-7で、矢板の曲げ応力分布より求めた曲げモーメントを併記すると図のようで、切バリより下の部分では両測定方法による値はよく一致してい

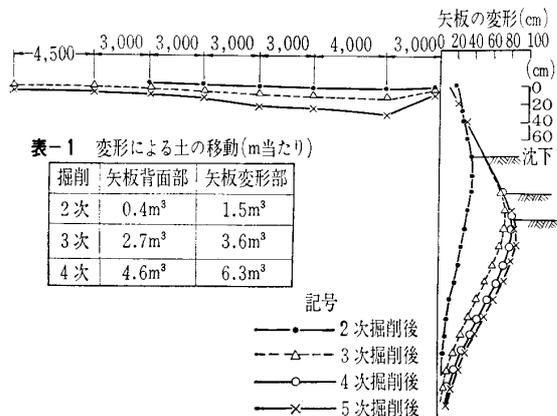


図-8

表-1 変形による土の移動(m当り)

掘削	矢板背面部	矢板変形部
2次	0.4m ³	1.5m ³
3次	2.7m ³	3.6m ³
4次	4.6m ³	6.3m ³

記号

- 2次掘削後
- △- 3次掘削後
- 4次掘削後
- ×— 5次掘削後

図-6

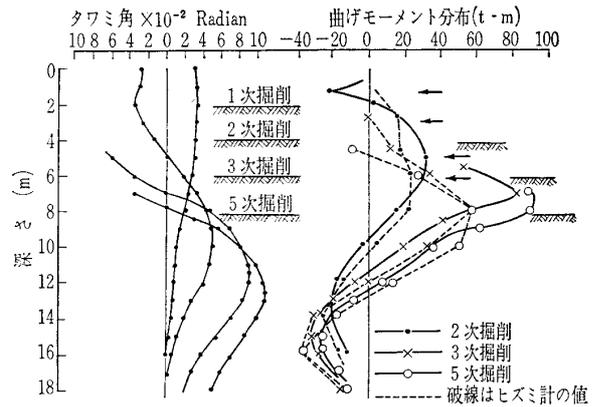


図-7

る。矢板根入れ部分の仮想交点の位置は、曲げモーメント図にみるように2次掘削で掘削盤より5.5mに下り、その後、掘削と共に少しずつ位置は低下したが、設計計算で仮定した位置以下に下らなかった。

4.4 周辺地盤の変位

矢板背面地盤の沈下、および水平移動を測定した結果を、各掘削段階にて図示すると図-8のようで、矢板の変形と背面土の移動量との関係を調べると表-1のようになる。これは背面地盤の測定が1次掘削完了まで、施工上の都合で不能で、1次掘削以後に測定を始めているので1次掘削による変形は含まれていない。このことを考慮すれば、背面土の移動量と矢板の変形とはかなりの相関性があったことを示しており、周辺地盤の沈下がヒービングによるものでなく、矢板の変形に伴う土の移動であることが説明できる。

4.5 矢板頭部の変位

鋼矢板は継手部のかみ合せ効果によってその断面性能が増し、これを期待して矢板断面の決定をすることが少なくない。しかし、載荷状態の矢板において継手部分がズレ移動すれば、かみ合せによる断面性能の増加はあまり期待できない。今回の測定では、過去の矢板土留工の大きな変形の際に、溶接された継手部分で溶接が切断される現象があり、この部分にかなりの力が作用してズレが生ずるので、継手部のズレと矢板壁の変形との関係を測定した。測定結果は表-2のとおりで、矢板が大きく変形した2次掘削、

表-2

測点	D-1	D-2
1次掘削完了時	1 mm	5 mm
2次 " "	10	11
3次 " "	17	25
4次 " "	18.5	29.5
5次 " "	18.5	32.5

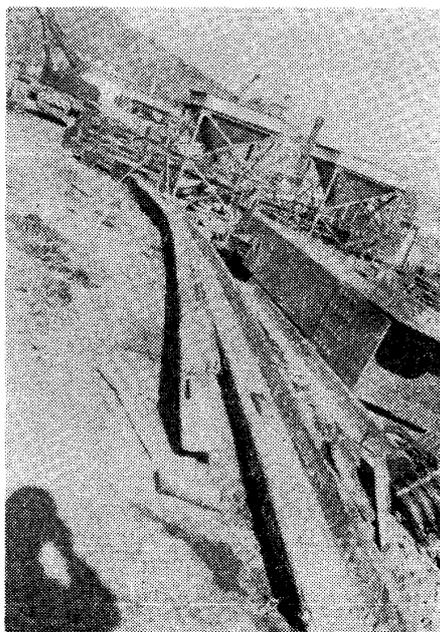


写真-1

3次掘削でのおおの1cmずつ移動しており、矢板継手部のかみ合せ効果による断面性能の増加は少なく、大きな変形の生ずる理由を説明している。

4.6 引抜き回収された鋼矢板

非常に大きな変形と、 $\sigma=2,900 \text{ kg/cm}^2$ という応力の生じた鋼矢板には残留ヒズミがあり、引抜き回収される矢板は変形していることが推定された。写真-1に、変形したまま引抜き回収された矢板を示す。

5. 測定結果の検討

5.1 U型鋼矢板の剛性について

一般にU型鋼矢板にて応力測定を行ない、設計値と比較する場合は、曲げモーメント分布形とその大きさによって行なわれ、曲げモーメントは、 $M=\varepsilon \cdot E \cdot Z$ で計算する。IV型矢板について、各応力測定点の断面係数 Z を求めると、1枚の矢板に中立軸があるとする場合、

$$I_x=3,690 \text{ cm}^4/\text{枚} \quad Z=\frac{3,690}{5.85-1.55} \cong 860 \text{ cm}^3/\text{枚}$$

矢板壁中心に中立軸があるとする場合

$$I_x=12,770 \text{ cm}^4/\text{枚} \quad Z=\frac{12,770}{15.5-1.55} \cong 910 \text{ cm}^3/\text{枚}$$

と両者の値は1割の差もなく、ほぼ等しい値となり、実測曲げモーメントの値が、矢板の剛性によって左右されず、等しく評価されることに問題がある。すなわち、応力測定の結果より曲げモーメントを求めると、設計値にほぼ等しくとも、矢板の中立軸がどこにあるかによって、実測された矢板の曲げ応力が必ずしも最大値となっていないからである。また、この曲げモーメント値より矢板の変形の計算を行なう場合、矢板壁の剛性を検討せず EI を大きくとると、矢板の変形が小さく評価され、実際には大きな変形があるなどの問題点が生ずる。鋼矢板の応力測定をヒズミ測

定と傾斜角測定とで行なうと次のようになる。ヒズミ測定値より矢板応力は、

$$\sigma=\varepsilon \cdot E$$

傾斜角測定より矢板応力は、

$$\sigma=-EI \frac{\Delta\theta}{\Delta x} \frac{h}{I}=-Eh \cdot \frac{\Delta\theta}{\Delta x}$$

したがって、

$$\sigma=\varepsilon E=-Eh \frac{\Delta\theta}{\Delta x} \quad h=-\varepsilon \frac{\Delta x}{\Delta\theta}$$

ここで、 h ：中立軸よりヒズミ測定点までの距離

h を計算すれば中立軸の位置が求められる。当測定結果についてこれを検討したものが表-3で、矢板継手部が掘削と共にズレた実測値を考慮すれば、矢板壁の中立軸が壁心にはなく、各1枚の矢板の中立軸に等しいことがわかる。現在、一般に行なわれている設計方法でU型矢板による土留壁を施工する場合は、矢板壁の中立軸の位置によって、計算で考えているよりも大きな変形を生じ、地盤沈下も思いのほか大きいものとなることが想定される。

5.2 矢板根入れ部の仮想交点の位置

仮想交点の位置は、砂質地盤ではローマイヤーによってその位置を土の内部摩擦角で表わされ、掘削地盤が砂層とか、強度の十分にある粘土層の場合、チェボタリオフは掘削盤とする設計方法を述べている。

最近では、地下鉄工事などの土留工設計要綱に、土質によって仮想交点の取る深さを示したものがあるが、いずれもかなりの強度のある粘土地盤に対するもので、当地盤のように非常に軟かい地盤ではこのような数値は適用しがたい。本掘削工事の場合は、仮想交点をどこにとるのが妥当か、また、その位置が掘削によって大きく移動すれば、矢板は受働抵抗が不足して前面に滑動するので、仮想交点の考え方は特に重要であった。仮想交点の位置は表-4のよ

表-3

測定位置	3次掘削		4次掘削	
	GL-5.00	GL-7.50	GL-5.00	GL-7.50
ヒズミ($\times 10^{-6}$)	340	550	120	715
$\frac{\Delta\theta}{\Delta x}$ ($\times 10^{-5}$)	5.65	9.8	2.59	12
h (cm)	6.0	5.6	4.6	6.0

1枚の矢板の中立軸は 5.85 cm

表-4

	2次掘削	3次掘削	4次掘削	5次掘削
掘削深さ, H	4.2	6.0	7.5	8.0
仮想交点の深さ	5.6	5.5	4.8	4.6
掘削深さとの比	$1.33H$	$0.92H$	$0.64H$	$0.58H$

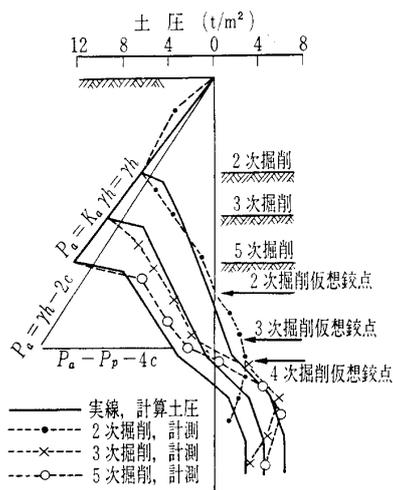


図-9

うに掘削深さの増加と共に深くなっていくが、掘削深さの関数とはならず、掘削深さの比率で表わせれば小さくなっている。 $4c - \gamma h < 0$ となる2次掘削では、仮想交点の位置が急に深い位置に移動することから、土圧の分布と仮想交点を関係づけて調べると、図-9のようである。各深度での粘土の強度を詳しくとって、ランキン土圧

$$P_p = K_p \gamma h' + 2c \quad P_A = K_A \gamma h - 2c$$

の差を矢板に作用する土圧として示し、 $P_A = P_p$ となる点と仮想交点の位置を比較すると、 $P_A = P_p$ 点の方が実測仮想交点よりいく分か深い位置となるが、両者はほぼ一致するとみられる。

5.3 矢板根入れ部分の土圧

矢板根入れ部分の土圧の考え方は、仮想交点が掘削盤より深い位置にある本土留壁の場合は、単純バリのスパンが長いので、矢板断面、および切バリ断面の決定に大きな問題となってくる。設計計算では、矢板背面の粘土層に土質調査結果に基づく地下水位による水圧と、 $K_A = 1.0, K_p = 1.0$ としたランキン土圧を考え、図-2のような土圧分布を用いたが、タワミ角分布より図式微分によって求められた圧力分布図と設計土圧を比較すると、計算土圧の方が大きくなっている。これは水圧を考えたためで、最近の土留壁で考えられている側圧としての考えで、 $K_A = 1.0, K_p = 1.0$ として、土の単位重量を湿潤重量としたランキン土圧で比較すると、実測値よりもいく分か大きい値となる。矢板根入れ部分での矢板の変形が大きいので、矢板の傾斜角 δ を考えて $\gamma h - 4.4c$ とし、矢板根入れ部の土圧を計算すると図-9のようで実測値にほぼ等しくなる。

5.4 切バリ荷重の変化と矢板背面土圧

各掘削段階における切バリ荷重を表にすると表-5のようで、掘削が進むにしたがって1段切バリ、2段切バリの荷重が減少するのがみられる。これは矢板の変形が大きいため矢板の頭部が背面に移動し、切バリがゆるんだ状態となるためで、現場状況では、矢板と腹起こしの間の木製

表-5

掘削 切バリ	2次	3次	4次	5次	設計値	計算値
1段	21.5	8.6	3.5	3.8	4.4	19
2段		31.3	25.6	25.0	20.4	24.5
3段			14.5	20.4	34.5	22.5
4段				8.0	34.8	19
荷重合計(t)	21.5	39.9	43.6	57.2	—	

ただし、矢板壁幅 1m 当りの荷重 (ton)

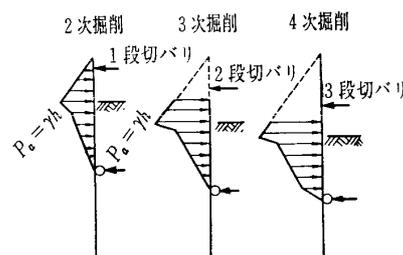


図-10

クサビが落ちる状態も見られた。したがって、当然のこととして、上段の切バリの荷重が下段の切バリで受け持たれることになる。また、切バリには負の曲げモーメントが生じ、支持グイで切バリの変形を押えるための補強が必要であった。切バリの設計計算値と実測値を比較すると表-5のようで、一般に報告されているように上部では計算値以上の大きな土圧が作用することを示している。矢板背面土圧を切バリ荷重から推定すると、設計に用いた土圧よりも大きく、 $P_A = K_A \gamma h$ で $K_A = 1.0$ とした値にほぼ等しくなっている。切バリ荷重を設計方法に従って、図-10の仮想交点と切バリ点を支点とする単純バりに土圧が作用するとし、土圧に図-9の計算土圧を用いて計算すると、表-5のようにはほぼ実測値に近い値が得られる。以上のように、当矢板壁のように変形の大きい土留壁では、一般に行なわれるように、矢板背面土圧の分割法で計算すると危険側の値を与えることになる。なお、本工事では、1段切バリには計算値以上の土圧が作用することを推定していたので、2, 3段切バリと同一断面の材料を使用し、十分安全となっていた。

5.5 矢板に生ずる曲げモーメント

現在、一般に行なわれているように、矢板の曲げモーメントを、図-10のように、切バリ点と仮想交点を支点とする単純バりに図-9の土圧が作用した場合の曲げモーメントとして計算すると、図-11のようで、実測値にほぼ等しい曲げモーメントが計算できる。また、切バリ点と仮想交点を支点とする単純バりに、図-9の土圧の各掘削段階にて生ずる土圧が作用するとして矢板の曲げモーメントを計算し、野尻氏の提案している計算方法のように、すでに計算

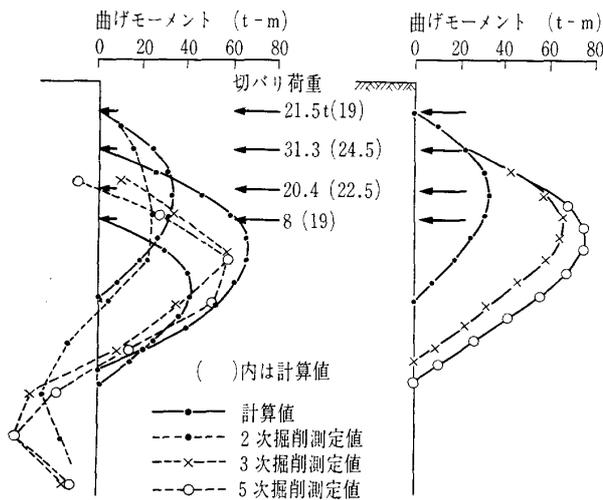


図-11

図-12

された各掘削段階の曲げモーメントに累加していくと、図-12のようで、実測曲げモーメントよりいく分か大きな値となる。

6. むすび

1) 軟かい地盤における仮設鋼矢板 (U型矢板) 土留壁で、矢板の変形が大きくなるのは剛性が不足するためである。粘性土地盤では、矢板壁の中立軸はおのおのの1枚の矢板の中立軸をとるのが安全である。特に、矢板壁の変形について検討する際は、中立軸の位置を検討する必要がある。

2) $4c-\gamma h < 0$ となるような軟弱地盤での鋼矢板土留壁においても、矢板背面の主働土圧は、 $K_A=1.0$ とした $P_A = K_A \gamma h$ の三角形分布土圧が作用する。また、矢板根入れ部分の土圧は、ほぼ $K_A=1.0$ としたランキン土圧が作用すると考えてよい。

3) 矢板根入れ部分の仮想交点の位置は各種の説があるようだが、当測定結果では主働土圧と受働土圧の大きさが等しくなる深さに等しくなった。

4) 矢板の変形が大きくなるような土留壁の切バリ荷重は、矢板の変形によって荷重が変化し、かつ、切バリに曲げモーメントを生ずるので、切バリ設計時に安全率を大きくとるなどの対策が必要である。

以上、軟かい粘土地盤での鋼矢板土留の大きな変形は、矢板の剛性の不足が原因することを、現場計測をもとにして述べたが、このような考えを砂質地盤にまで適用することは疑問で、砂質地盤でも計測によってこれらの点が明らかとされることを望むものである。

参考文献

- 網干・小刀・楠本：軟弱地盤における矢板岸壁の応力測定について
昭和39年度土木学会中国四国支部学術講演概要
松岡・楠本：軟弱地盤における鋼矢板土留の応力測定について、昭和44年度土木学会中国四国支部学術講演概要
網干・楠本：軟かい粘土層に打込まれたU型鋼矢板のかみ合せ効果について、昭和44年度土木学会年次学術講演概要
野尻：掘削工事における山止め架構の構造計算、第7回土質工学研究発表会概要

(原稿受理 1973.8.27)

*

*

*