

現場計測に基づくアースアンカーを用いた 鋼矢板土留めの事例研究

A CASE STUDY OF A SHEET-PILE WALL MULTITIED WITH GROUND ANCHORS FOR EXCAVATION WITH FIELD MEASUREMENTS

玉 野 富 雄*
By Tomio TAMANO

1. 緒 言

土留め壁や切ばり等の土留め構成体については、それらの設計や施工のために、まだ確立した手法のない部分が多く残されている。それゆえ、設計、施工の流れの中で他の同種の現場調査との比較検討が必要とされている。こうした現場調査の蓄積は、解析手法の開発、施工時の安全管理手法の開発とともに、土留め問題の大きな課題であり、これらの問題は、また、相互に結び付いたものである。

近年の有限要素法等にみられる計算技術の開発は、土留め壁や周辺地盤の変形までを予測し得る解析手法を可能にしてきている。また、こうした解析手法と計器による計測技術の開発により、施工時に得られる計測値を結び付けることで情報化施工とよばれる安全管理システムも開発されてきている¹⁾。しかし、なおかつ、事前設計での予測精度には限界があり、今後の諸方面からの研究によらねばならないところである。その一つとして、土留め構成体、とりわけ、アースアンカー工法のような新しい工法による土留め設計のため、詳細で工学的に適切な現場調査に基づく研究が特に必要とされよう。

土留めの力学機構としてみた場合、地盤内に定着し土留めを支持するアースアンカー工法は、切ばり工法と比較して、①アースアンカーのばね係数は切ばりのばね係数に比べて小さい、②アースアンカーの設置時にプレストレスを導入するといった特徴があり、その結果、より複雑な土留めの力学特性を示すことになる²⁾。アースアンカーを用いた土留めの力学挙動については、Charls³⁾、McRostie⁴⁾、Littlejohn⁵⁾、および Sills⁶⁾などの事例研究、また、有限要素法などによるパラメトリックな解析^{7)~9)}がなされてきているが、詳細に調査した例で参考になる資料は矢板岸壁や切ばりを用いた土留

め工事に比べて少ない。加えて、アースアンカーそのものの引き抜き抵抗力の発生機構が十分明確にされていない現状では安全管理の面からも詳細な調査が必要となる。また、アースアンカー工法のようにプレストレスを導入する土留めの計算手法の開発をするために利用できる調査例の研究が望まれている。

ところで、アースアンカーを用いた土留め工事の安全管理のうえで、掘削中あるいは躯体施工中に、すでに打設してあるアースアンカーに何らかの理由により破壊が生じ、その荷重が周辺のアースアンカーに順次伝達し、破壊するといった現象が、アースアンカーを用いた土留めの最も危険な状況として想定される。アースアンカーの破壊による荷重分配挙動を確かめることにより、安全率の範囲で処理できる程度であるのか、あるいは設計時にその分だけ設計荷重に見込んでおく必要があるのか等の議論がなされよう。こういったアースアンカーの破壊により生ずる近接アースアンカー荷重の変化の研究については Stille¹⁰⁾により報告されているのみであり、より安全なアースアンカーのピッチや段数を決めるために、さらに詳細な調査例の蓄積が必要とされよう。

本報告では、上述のような観点より、比較的 N 値の小さい砂層と洪積粘土層を定着層とする 4 段のアースアンカーによる軟弱粘土地盤での鋼矢板土留めを用いた 10.4 m の掘削工事の際の、掘削過程（アースアンカー設置、掘削の繰返し）から埋戻し過程（アースアンカー除去、埋戻しの繰返し）までの種々の力学挙動と埋戻し過程でのアースアンカー除去時を利用して行ったアースアンカー破壊時の近接アースアンカーへの荷重分配挙動のシミュレート結果の詳細について述べる。

2. 施工および地盤の概要

施工現場は、大阪市の東南部の平野区に位置する平野下水処理場の水処理施設（最初沈殿池、ばっ気槽、最終

* 正会員 工修 日本下水道事業団大阪支社設計第一課副参事

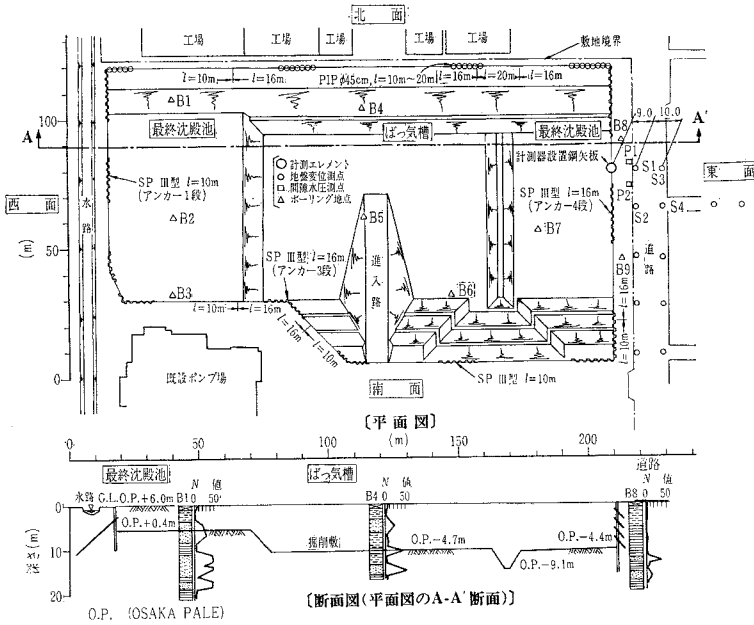


図-1 施工概要

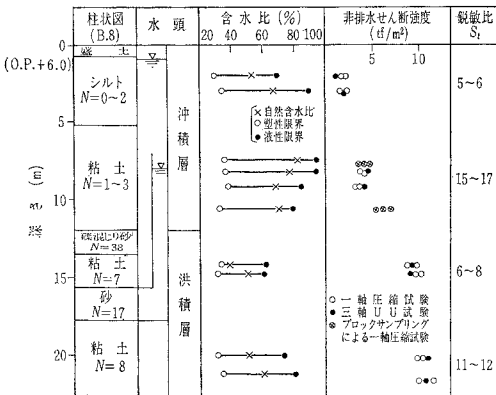


図-2 東面付近の土質データ (B8 および最終沈殿池部掘削時のブロックサンプリングによる)

沈殿池)の築造工事である。施工概要の平面図、断面図を図-1に示す。大きい平面積と深い掘削深(幅100m,長さ200m,深さ6.4~15.1m)を有する工事であるため、アースアンカー工法を用いた土留め工を採用した。

本報告で述べるのは、4段のアースアンカーを用いた掘削深さ10.4mの東面における力学挙動についてである。

図-1の断面図には土層構成の概略を、図-2には東面付近の土質データを示す。現場付近の土層構成は非常に複雑であり、沖積粘土層の厚さも東側になるほど厚くなっている。土留めの力学挙動に最も影響を与えると考えられる G.L. -5.5~-12m の沖積粘土層は、塑性限

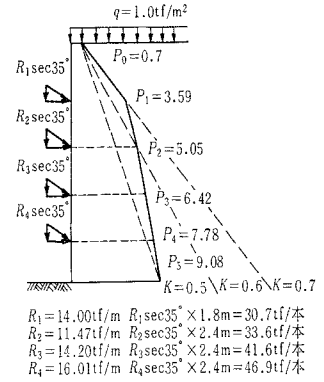


図-3 アースアンカー荷重設計の説明図

界(PL)30~40%、液性限界(LL)80~90%、自然含水比(W_n)70~80%である。また、非排水せん断強度(S_u)は3~7tf/m²{29.4~68.6kPa}、鋭敏比(S_t)は15~17程度である。

沖積粘土層は、圧密試験やボーリング孔内横方向載荷試験の結果から、正規圧密がほぼ終了した状態であると判断された。鋼矢板先端部(G.L. -16m)の砂層の被圧水頭は G.L. -8m 程度である。

図-3 にアースアンカー荷重設計の説明図、図-4 に東面土留め断面と土質柱状図を示す。一般にアースアンカーの定着地盤として N 値 50 以上の砂礫層や土丹層が用いられるのに対し、本調査のような N 値 20~30 の砂層および洪積粘土層を使用するアースアンカーによる軟弱粘土地盤での大規模な掘削工事の実施例の報告は、アースアンカーを用いた土留め工事の適用範囲を広げることになるといえる。アースアンカー荷重の設計のための側圧分布(土圧と水圧を合わせた土留め壁に作用する圧を意味する)は、建築基準構造基準¹⁾で示されている側圧分布による方法を援用して、1次掘削時で側圧係数0.7、2次掘削時で0.6、4次掘削時で0.5と

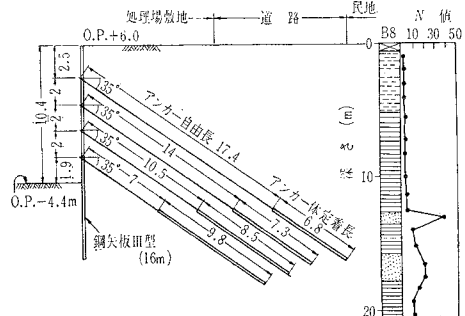


図-4 東面土留め断面と土質柱状図

し、最大包絡線で決定した。また、アースアンカー荷重は、側圧分布に対して粘土地盤では、比較的良好とされている下方分担法¹¹⁾により便宜的に決定している。

使用したアースアンカーの施工方法の概略は次のようである。まず、φ135 mm 径のケーシングによるロータリー式削孔機で水による削孔を行い、孔内水をセメントミルクに置換した後、定着部と自由長部を区分するために自由長部である沖積粘土層の最下部の深さに位置するパッカーを装着した PC 鋼線を挿入する。次に、ケーシングを引き抜き、パッカー内にセメントミルクを加圧注入してパッカーを膨らませ孔壁地盤に接着させる。最後に、定着部に 5 kgf/cm²{490 kPa} の圧力でセメントミルクを再注入している。定着部に被圧水がある場合は、こういったアースアンカーの施工は困難となるが、本工事においては定着部の被圧水頭が最終の 4 段アースアンカーの施工地盤面とほぼ等しい程度であり、4 段アースアンカー施工時に多少の出水があったものの施工可能な状態であった。ただし、土留め掘削内で施工するアースアンカーの引き抜き抵抗力は、掘削前の地盤面から施工するアースアンカーの引き抜き試験より得る引き抜き抵抗力に比べて、主として被圧水の影響による削孔時の孔壁周辺地盤の乱れにより減少することが予測できる。そのため、掘削前の地盤面での引き抜き試験とともに土留め掘削内で施工したアースアンカーの引き抜き試験を行うことにより、実際の使用状態での引き抜き抵抗力の確認を行っている¹²⁾。

3. 掘削過程における土留めの力学挙動

図-1 には計測器を設置した鋼矢板の平面位置を示し、図-5 にひずみ測点、側圧、水圧測点の断面図、図-6 に計測器設置の平面図を示す。以下、各施工段階における土留めの力学挙動について述べる。

(1) 鋼矢板の変形

使用した鋼矢板の断面係数は 1 m 幅当たり 1310 cm³ である。図-7 に各掘削段階でのアースアンカー設置前後の变形形状を示す。アースアンカーの設置の作業段階において 1 段～4 段のアースアンカー設置部での掘削側の掘削側への変形、アースアンカー設置時の地山側への変形が認められた。鋼矢板の最大変形は、4 段アースアンカー付近

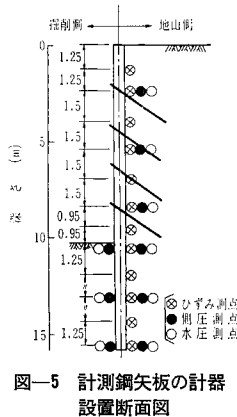


図-5 計測鋼矢板の計器設置断面図

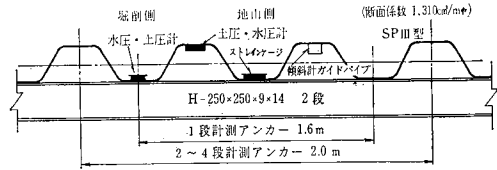


図-6 計測鋼矢板の計器設置平面図

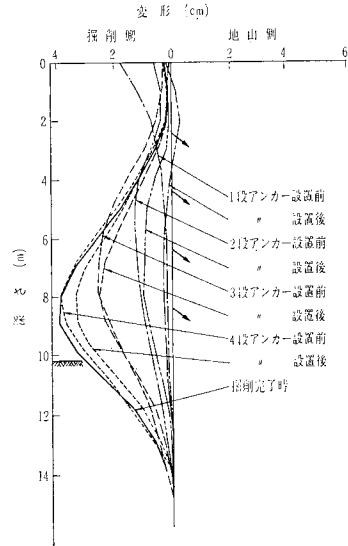


図-7 施工段階における鋼矢板の変形

で約 4 cm 生じている。本施工における鋭敏比の大きい軟弱粘土地盤での 10 m 近い掘削で、剛性の小さい鋼矢板による工事としては、4 cm の変形は、切ばり工法における他の施工例¹³⁾と比較して小さくアースアンカー工法の特徴を示している。

また、背面地盤の沈下は、図-1 に示す平面位置で、土留め背面 9 m の S₁, S₂, 19 m の S₃, S₄ で測定した。各測点の測定値は、ほとんど測定誤差程度の値であり、9 m, 19 m 測点とも沈下は生じなかった。

(2) アースアンカー荷重

図-8 にアースアンカー荷重の変化を示す。アースアンカーは、設計荷重の 1.2 倍の荷重まで引っ張り、アースアンカー荷重と変位の関係が正常であることを確認したうえで、多少の鋼矢板の変形を許容し、側圧の低減を計ることを目的として設計荷重の約 85% で定着することにした。図-8 では実測値 (L-1～L-8) と各段での平均値を示している。各段でのアースアンカーの定着荷重に大小があるのは、定着作業時のばらつきによるものである。なお、アースアンカーのクリープによる変位は、40 tf {392 kPa} の荷重でのクリープ試験より 1 年当たり 2 mm 程度であると判断できた。

1 段のアースアンカー荷重は、掘削の進行に伴い増大

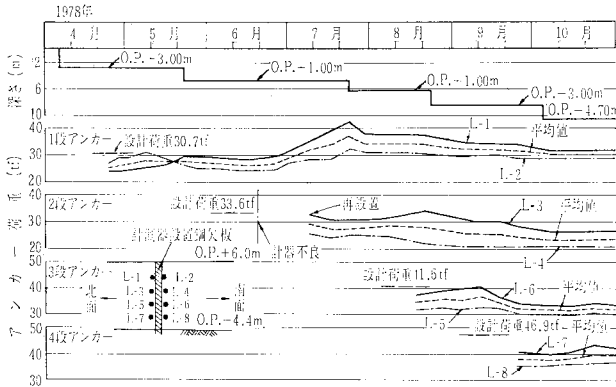


図-8 アースアンカー荷重の変化

の傾向にあり、特に、2 段アースアンカーの設置後顕著である。しかし、その後、3 段アースアンカー設置後では減少の傾向にあり、掘削完了時には 30 tf{294 kPa} 程度になった。2 段アースアンカーは、3 段アースアンカー設置後、減少の傾向を示し、掘削完了時では 23 tf{225.4 kPa} と初期値に比べ 5 tf{49 kPa} 程度減少している。3 段アースアンカーは、多少減少の傾向がみられる。全体的にみて、1 段アースアンカー部の増大とそれより下段のアースアンカー部の減少が認められる。これらのアースアンカー荷重の変化は、土留め壁の変形とそれに対応する後述する土圧の再配分からも説明できよう。

(3) 鋼矢板の応力

図-9 に鋼矢板の応力分布を示す。圧縮応力で最大になったのは、3 段アースアンカー設置前で約 430 kgf/cm² {42 140 kPa}、引張り応力で最大になったのは、同じく

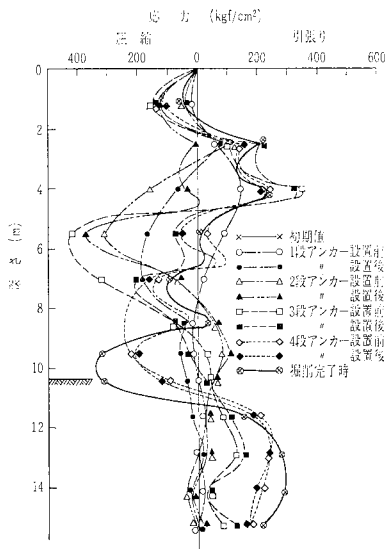


図-9 鋼矢板の応力分布

3 段アースアンカー設置前で約 350 kgf/cm² {34 300 kPa} である。切ばり工法の場合と異なり、応力は掘削段階ごとに増加することはなく、アースアンカー設置時に大きく減少して連続ばりの状態に近くなっている。また、最大応力の生じる位置は、各段のアースアンカー設置後の掘削時の鋼矢板の変形に対応して下方に順次移動している。

(4) 側圧、水圧

図-10 に側圧分布、図-11 に水圧分布を示す。また、側圧、水圧の初期値と掘削完了時の比較を 図-12 に、アースアンカー設置時のプレ

ストレスの影響を調べるために、図-13 に各段のアースアンカー設置前後の側圧、水圧の変化を示す。

まず、水圧分布について考察する。水圧分布の初期値は、G.L. -1m からの静水圧と鋼矢板先端部の砂層の被圧水頭 (G.L. -8m) を考慮した水圧線とよく一致しているといえよう。1 段アースアンカー設置前では、アースアンカー用に設けた鋼矢板の開口部からの出水により水圧は減少しているが、設置後では 1.8 tf/m² {17.64 kPa} 程度に増大している。アースアンカー設置時に鋼矢板は地山側に変形しており、それが原因で水圧の減少を上回る過剰間隙水圧が生じたと考えられる。2 段アースアンカー設置後でも過剰間隙水圧による水圧の増大がみられる。こういったアースアンカー設置時のプレストレスの影響による過剰間隙水圧の発生は、切ばり工法による場合と特に異なった挙動を示すものであるといえよ

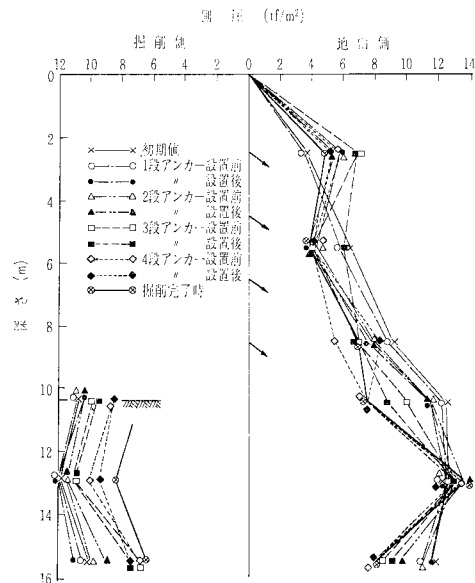


図-10 側圧分布

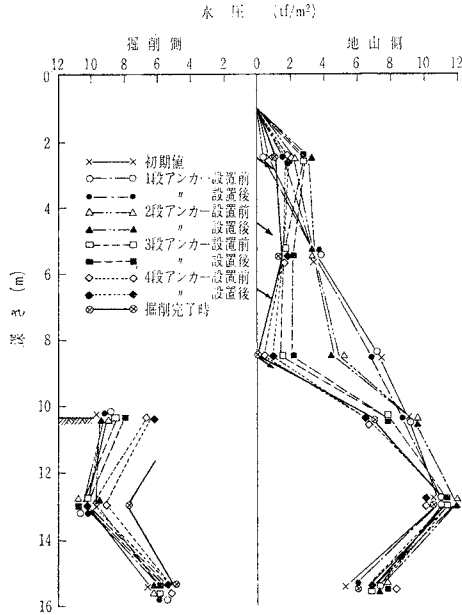


図-11 水圧分布

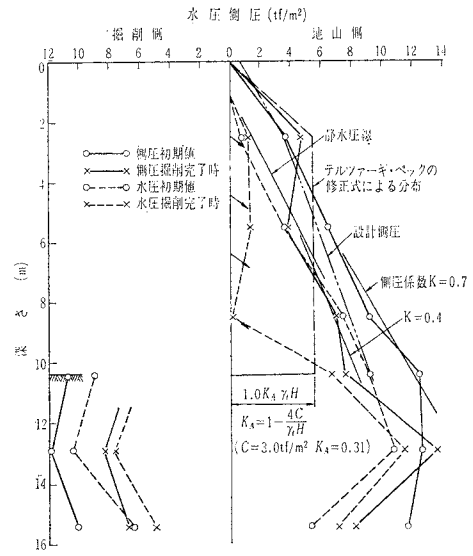


図-12 側圧、水圧の初期値と掘削完了時の比較

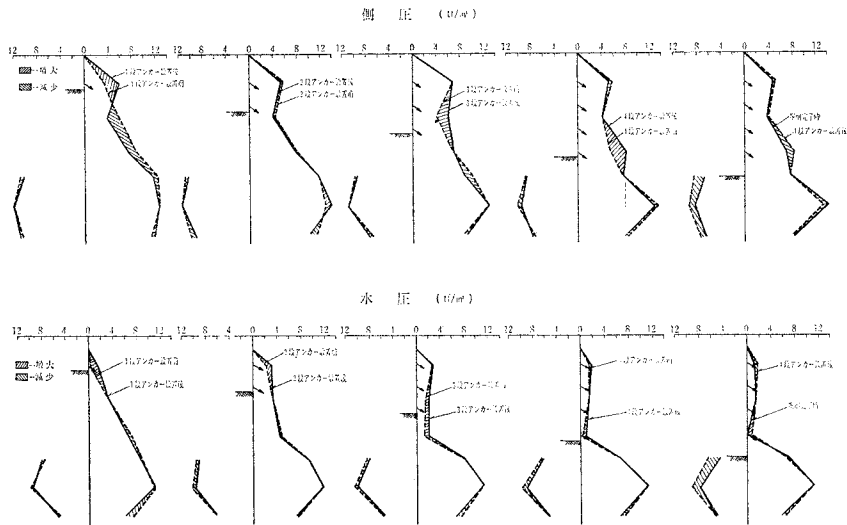


図-13 各段アースアンカー設置前後での側圧、水圧の変化

う。

3段アースアンカー設置前後で、土留め東面全体で毎分 20~30 l の出水（水をピットに集め、ポンプアップしたのでそのときの水量より推定）があり、それが原因と考えられるかなりの水圧の減少が、2段、3段、4段アースアンカー部で生じている。さらに、4段アースアンカー設置前後でも毎分 30~40 l の出水があり、4段アースアンカー部では、水圧はほとんどゼロに近づいている。掘削完了時での4段アースアンカー部より上部の水圧は、ほとんど過剰間隙水圧によるものであると考えられる。

土留め背面 9 m の位置に設置した G.L. -4~-7 m

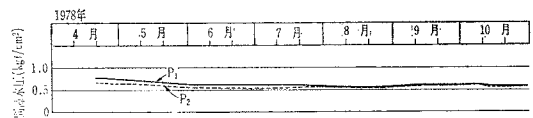


図-14 間隙水圧の経時変化

にストレーナーを切った水位観測井の水頭は、施工期間中を通じて G.L. -1~-2 m とほとんど変化がなかった。また、図-1 に示す土留め背面 7 m の位置で深さ 8.5 m に埋設した間隙水圧計の間隙水圧の変化を図-14 に示す。P-1、P-2 の計器とも初期値は静水圧に近い値を示し、掘削とともに減少の傾向がみられ、3段アースアンカー設置時で 0.55 kgf/cm² {53.9 kPa} 程度となり、

その後はほとんど変化がない。アースアンカー設置時のプレストレスの影響は、この位置までは及んでいないと考えられる。土留め背面 9m の位置にある水位観測井の水位にはほとんど変化がなかったことをあわせて考えると、土留め背面 9m, G.L. -1~-2m のところから、土留め 4 段アースアンカー部に放物線に近い形状で水位曲線があると推測される。

図-10 と 図-11 の関係（土圧＝側圧－水圧）より、土留め背面の掘削底より上部についての土圧分布を 図-15 に示す。また、各段アースアンカー設置前の側圧の初期側圧からの変化量を同様に 図-16 に示す。初期値と掘削完了時での値を比較すれば、側圧の変化で、上部での増大と下部での減少が顕著である。また、水圧、および土圧の変化をあわせて考えると、水圧の変化分を除いても、1 段アースアンカー部で増大し、

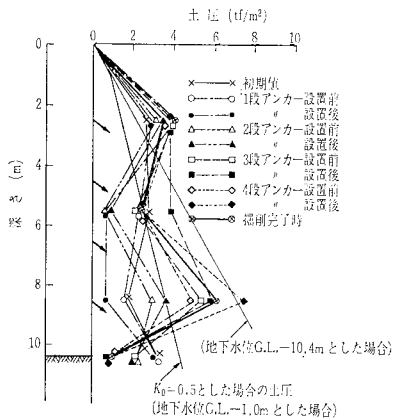


図-15 土圧分布

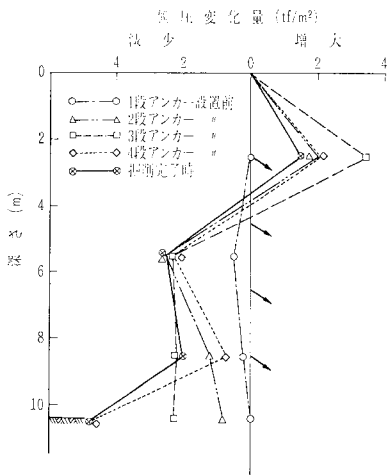


図-16 初期側圧からの変化

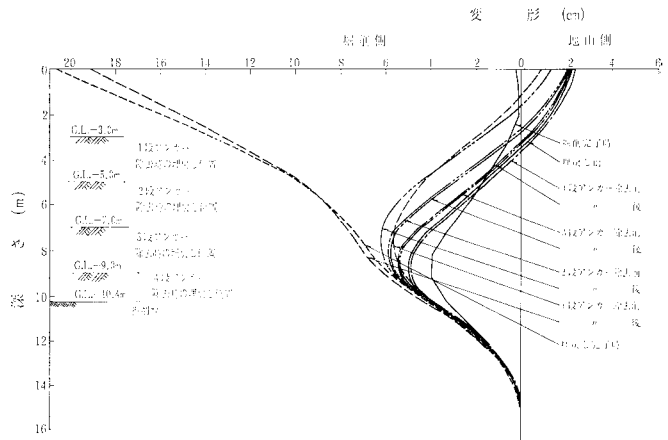


図-17 アースアンカー除去、埋戻し時の鋼矢板の変形

2 段, 3 段, 4 段アースアンカー部での減少の傾向が読み取れる。これらの挙動は、土留めの変形に対応する背面地盤のアーチングあるいは掘削底境界部でのせん断抵抗により土圧の伝達が生じたことによると考えられよう。本施工のように掘削深さに対して 0.4% (10.4m に対して 4cm) 程度の変形でも土圧の再配分が顕著に生じていることは興味深い現象である。

4. 埋戻し過程における土留めの力学挙動

掘削完了後、躯体施工を行い、16 か月して埋戻しを行った。埋戻しは次の手順で行っている。まず、掘削底で完成した躯体底盤と鋼矢板の間に木製の捨てばりを設置し、その後、4 段アースアンカー設置位置より 50cm 下まで土砂の転圧埋戻しをする。そうした状態でアースアンカーの PC 鋼線を除去している。4 段のアースアンカーの PC 鋼線の除去後、土砂の転圧埋戻し、3 段のアースアンカーの PC 鋼線の除去をしていく。その後、順次、同じ手順を繰り返して埋戻し作業を行っている。以下に、その際の土留めの力学挙動について述べる。

図-17 に鋼矢板の変形を示す。各段のアースアンカー除去に対応して変形が少しずつ大きくなっている。最終の 1 段のアースアンカー除去時では、上段でのアースアンカーによる拘束がなかったことから、変形が片持ばりのように大きく進み、また、その際、土留め壁から 9m 離れた背面地盤に幅 2cm 程度でかなりの深さのクラックが確かめられ、土塊すべりが生じたかと推測できた。

図-18 にアースアンカー荷重の変化を示す。掘削完了時からみると、1 段, 2 段アースアンカー荷重の減少と 3 段, 4 段アースアンカー荷重の漸増の傾向がみられる。また、下段のアースアンカーの除去に対応して、上段アースアンカー荷重は増大している。この点の詳しい

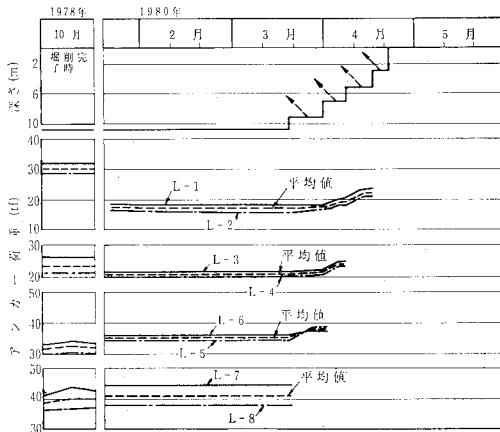


図-18 アースアンカー荷重の変化(掘削完了時から埋戻し完了時まで)

数値については 5. で後述する。

図-19に側圧分布, 図-20に水圧分布を示す. また, 図-21にはアースアンカー除去の各段階での側圧の増減を示す. 4段, 3段アースアンカー除去時では, 除去したアースアンカー近傍の鋼矢板の変形に伴う地山のアーチングが原因と考えられる側圧の減少, 2段, 1段アースアンカー除去時では, 除去したアースアンカー近傍の減少と背面地盤の破壊による過剰間隙水圧が原因である水圧による側圧の増大が生じていると考えられ, 特に, 1段アースアンカー除去時が顕著である. なお, 粘着力 $C=2.0 \text{ tf/m}^2 \{19.6 \text{ kPa}\}$ と仮定した場合の Rankine 主動土圧は, 1段アースアンカー除去時での側圧と近い値となっており, 主動破壊を裏付けていると考えられる.

5. アースアンカー除去時の荷重分担の変化

緒言で述べているように, アースアンカー1本が何らかの理由(たとえば, 施工不良)で破壊することによる近接アースアンカーへの荷重分配の挙動を調査しておくことは, アースアンカーを用いた土留めの安全管理を考えると, 重要な問題として認識される. アースアンカー工法の場合, 切ばり工法と異なり, 現場での安全管理でチェックが困難であること, 補強が困難であること, また, アースアンカー荷重の管理を打設したすべてのアースアンカーについて行うことは費用がかさみ不経済であること等の理由で管理上からも限界がある. このような調査は安全管理だけでなく, アースアンカーのピッチの決め方等の設計上の問題にも役立つと考えられる. 本章では, 前章と同様, アースアンカーの除去時に行った試験であり, 4段のアースアンカーを用いた鋼矢板土留めについて, アースアンカー除去時の

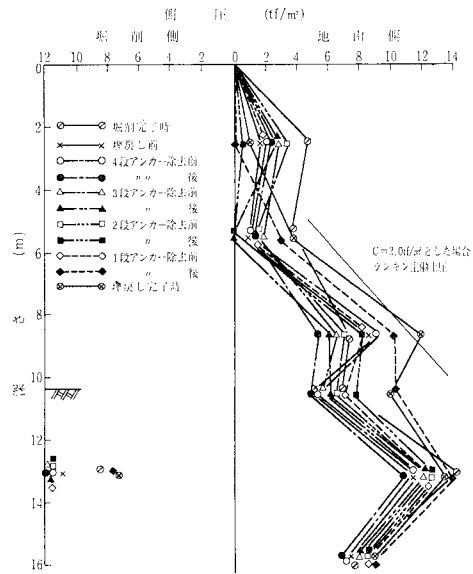


図-19 アースアンカー除去, 埋戻し時の側圧分布

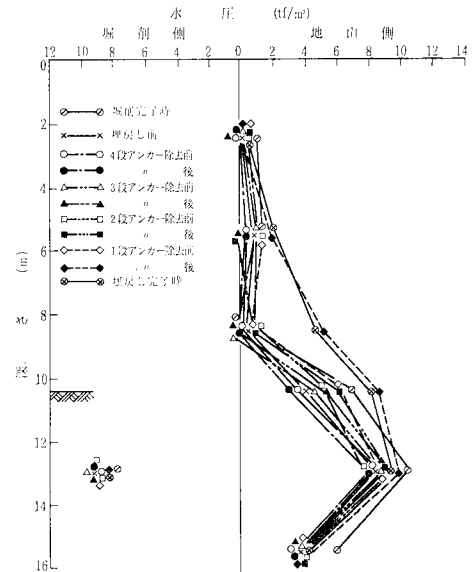


図-20 アースアンカー除去, 埋戻し時の水圧分布

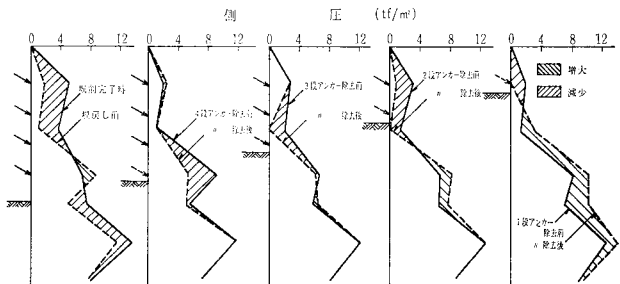


図-21 各段アースアンカー除去時での側圧の増減

近接アースアンカーへの荷重分配等の力学挙動について述べる。

(1) 試験方法

まず、4 段アースアンカー除去時の手順について説明する。アースアンカー除去順序は、後述する 図-24 中に示すように、①の計測アースアンカーを除去し、そのときの他の計測アースアンカー荷重および側圧、水圧

の変化を測定する。次に、②～⑧のアースアンカーを除去し、同様に測定を行い、最後に⑨の計測アースアンカーを除去する。3 段、2 段、1 段アースアンカー除去時も同様の手順である。

(2) 計測結果と考察

図-22 に各段の①のアースアンカー除去時の荷重分配の状況を示す。ただし、4 段アースアンカー直上の 3 段、2 段アースアンカーの荷重変化は計測上のミスで計測されていない。4 段～2 段の①のアースアンカーを除去した場合、他のアースアンカーへの荷重分配は 0～1.57% とごく小さい。左右対象で最も近接したアースアンカーのみに分配したと仮定すれば、大部分の 96.9～97.4% は下部地盤へ荷重の分配が生じている。参考までに、Stille ら¹⁰⁾により報告されている(ただし、Stille らの報告はアースアンカー荷重についてのみ行っている)粘土地盤で 1m 幅当たりの断面係数が 1110 cm³ の鋼矢板土留め(本報告での鋼矢板の断面係数は 1m 幅当たり 1350 cm³ である)で非排水せん断強度 2.5 tf/m² {24.5 kPa} 程度の地盤での測定結果を図-23 に例示する。荷重分配は 4～11% と本報告での場合と比べてかなり大きい。ただ、本報告での 1 段アースアンカーの①を除去した場合は、図-23 での Stille らの場合と同程度に大きいことに注意する必要があり、そのときの値の 9.13% は図中の 10% と同程度である。また、Stille らの報告中では、粘土地盤での 1

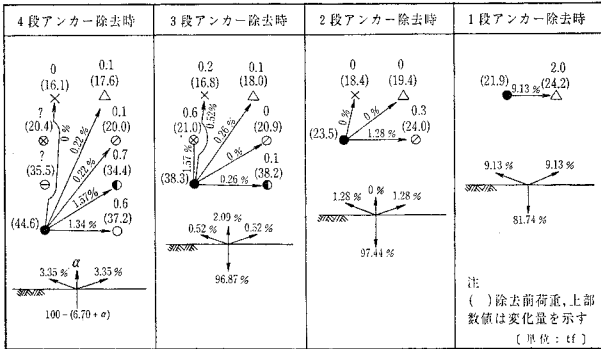


図-22 アースアンカー除去時の荷重分配の状況

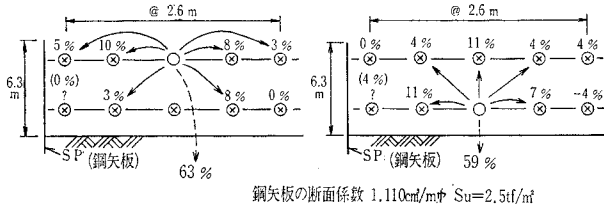
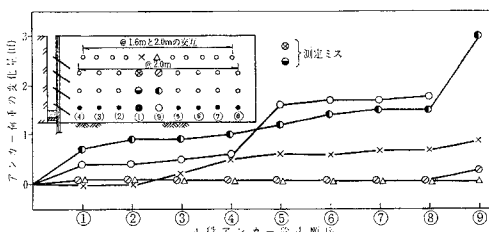
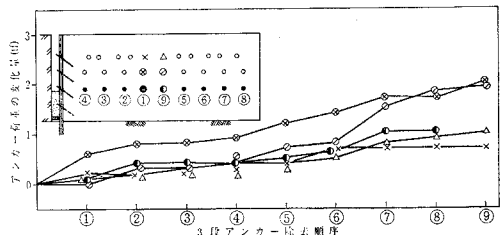


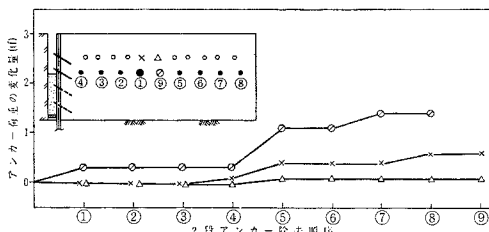
図-23 Stille ら¹⁰⁾によるアースアンカー除去時の荷重分配例



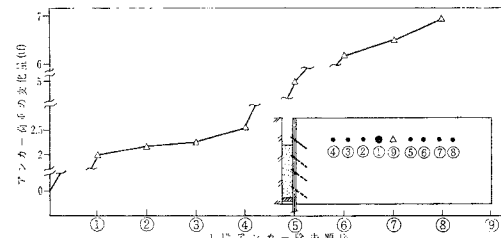
(a) 4 段アースアンカー除去時



(b) 3 段アースアンカー除去時



(c) 2 段アースアンカー除去時



(d) 1 段アースアンカー除去時

図-24 計測アースアンカー荷重の変化

段アースアンカーを用いた鋼矢板土留めで 20% という値も示されている。粘土地盤における 1 本のアースアンカー破壊時の荷重分配の最大値は、地盤あるいは土留め条件によっても異なるが、本報告での場合と Stille らによる場合とあわせて考えると 10~20% 程度と考えられよう。また、4 段、3 段、2 段の 1 本のアースアンカー除去時で荷重分配の大部分が下部地盤中に分配されているのに対し、1 段の 1 本のアースアンカー除去時の場合の荷重分配が大きいことは、1 段アースアンカーを用いた土留めの危険性を示しており、下部地盤での拘束しなれないことが主要因であると判断できよう。

次に、荷重分配の影響範囲を調べる目的で、各段の ①~⑨ の順にアースアンカーを除去したときのアースアンカー荷重の変化を図-24 (a)~(d) に示す。計測アースアンカーから離れていくほど、荷重分配が小さくなっており、傾向的にみて、除去アースアンカーから 10 m 程度で 4 か所のアースアンカーを介せば、ほとんど影響を及ぼさないとはいえよう。また、1 段アースアンカーの場合が他の段の場合と比べてかなり大きく、1 段アースアンカー土留めの危険性を示している。

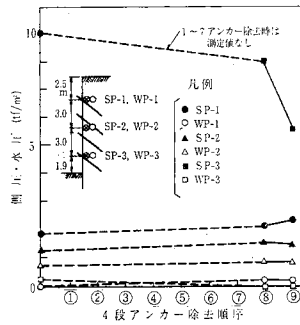
また、表-1 は各段のすべてのアースアンカー除去時の上部アースアンカーへの荷重分配の割合を示している。4 段アースアンカー除去時で 11.2%、3 段アースアンカー除去時で同様に 11.2%、および 2 段アースアンカー除去時で 1 段アースアンカーに 17.4% 荷重分配している。この荷重分配は、上段のアースアンカーによる拘束の程度とともに埋戻し条件等により相違に異なると考えられる。

各段の ①~⑨ のアースアンカー除去時で、掘削敷より上部についての側圧 (SP-1~3)、および水圧 (WP-1~3) の変化を図-25 (a)~(d) に示す。ただし、4 段の ①~⑦ のアースアンカーの除去までについては計測ミスでデータが得られていない。4 段アースアンカー除去時の側圧 SP-3、3 段アースアンカー除去時の側圧 SP-2、および 2 段アースアンカー除去時の側圧 SP-1 の変化は、除去アースアンカー近傍での局所的な現象を示している。その原因として、局所的なアーチング現象、あ

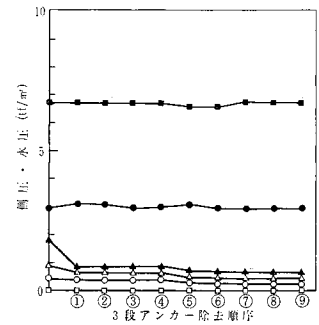
表-1 アースアンカー除去時での荷重変化

	4 段アンカー	3 段アンカー	2 段アンカー	1 段アンカー
1 段	$\frac{16.1+17.6}{2}=16.85$	$\frac{16.8+18.0}{2}=17.40$ (+0.55)	$\frac{18.4+19.4}{2}=18.90$ (+1.50)	$\frac{21.9+24.2}{2}=23.05$ (+4.15)
2 段	$\frac{20.4+20.0}{2}=20.20$	$\frac{21.0+20.9}{2}=20.95$ (+0.75)	$\frac{23.5+24.0}{2}=23.75$ (+2.80)	$\frac{4.15}{23.75}=0.174$ (17.4%)
3 段	$\frac{35.5+34.4}{2}=34.95$	$\frac{38.3+38.2}{2}=38.25$ (+3.30)	$\frac{1.5+2.8}{38.25}=0.112$ (11.2%)	
4 段	$\frac{44.6+37.2}{2}=40.90$	$\frac{0.55+0.75+3.3}{40.9}=0.112$ (11.2%)		

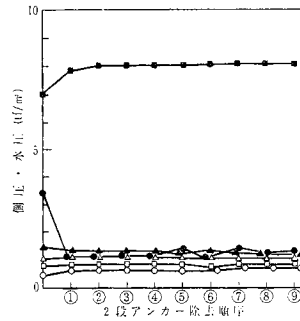
[単位: tf]



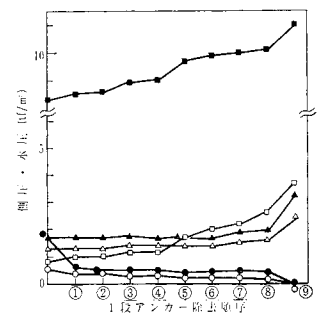
(a) 4 段



(b) 3 段



(c) 2 段



(d) 1 段

図-25 アースアンカー除去時の側圧・水圧変化

るいは粘土のせん断抵抗の発生する割合の増大が考えられよう。それに対し、1 段アースアンカー除去時の場合、側圧 SP-1 の減少、および側圧 SP-2、3 の増大が顕著である。1 段アースアンカー除去時の場合、4. で述べているように、背面地盤の破壊により粘土層に過剰間隙水圧が生じたことによる水圧 WP-2、3 の増大が主要因になっている。

以上、アースアンカー除去時の種々の力学挙動について述べたが、地盤およびアースアンカーのピッチや段数等の土留め条件の違いを考慮に入れて、本報告での調査例を今後のアースアンカー工事計画の参考とすることができよう。

6. 結 語

4段のアースアンカーによる鋼矢板土留めを用いた軟弱粘土地盤における10.4mの掘削工事の際の掘削過程、および埋戻し過程での種々の土留めの力学挙動について述べた。本報告での土質構成は代表的な軟弱粘土地盤であり、計測した諸数値は、アースアンカーを用いた典型的な軟弱粘土地盤での土留めの力学挙動を示していると考えられる。一般に、アースアンカーを用いた土留め工事は良質地盤で用いられるのに対し、このような軟弱粘土地盤でのアースアンカー工法の実施例は、この土留め工法の適用範囲を広げ得たということで有益な実施例となったと考えられる。

本報告の要点をまとめると、アースアンカー設置、掘削過程については次のとおりである。

(1) 比較的 N 値の小さい砂層と洪積粘土層を定着層に用いた場合でも、軟弱粘土地盤での深い掘削を安全に行うことができる。

(2) 鋼矢板の最大変形は、4cm程度であり、切ばり工法における他の測定値と比較して小さく、アースアンカー工法は、変形を小さく押える目的で有効である。また、アースアンカー設置時の地山側への鋼矢板変形の戻りは顕著である。

(3) アースアンカー荷重は、1段アースアンカー部で増大、それより下段のアースアンカー部では減少の傾向を示している。

(4) 鋼矢板の応力は、切ばり工法と異なり、掘削段階ごとに増加することなく、アースアンカー設置時に減少し、連続ばり的となる。

(5) 側圧分布は、当初の三角形分布から、鋼矢板の変形に伴い、上部での増大と下部での減少により台形分布に移行している。

(6) 各段のアースアンカー設置時には、過剰間隙水圧が生じている。

また、アースアンカー除去、埋戻し過程については次のとおりである。

(7) アースアンカー除去時では、除去したアースアンカー近傍の鋼矢板の変形に伴う側圧の減少がみられる。また、1段アースアンカー除去時には、背面地盤の破壊現象が確かめられ、側圧の増大が顕著である。

(8) 4段～2段アースアンカーの1本のアースアンカーを除去しても大部分の荷重(96.7～97.4%)が下部地盤へ分配され、近接アースアンカーへの荷重分配はわずかである。これに対し、1段アースアンカーでは隣接アースアンカーに10%程度の荷重分配があり、1段アースアンカー土留めの危険性を示しており、下部地盤で

の拘束しないことが主要因であると考えられる。

(9) アースアンカー除去による荷重分配の影響は、除去アースアンカーから10m程度の範囲内で4か所のアースアンカーを介することにより、そのほかにはほとんど影響がなくなる。

(10) アースアンカー除去時では、除去したアースアンカー近傍での局所的な側圧の減少が生じている。

謝 辞：なお、この報告の発表については大阪市下水道局長谷和夫氏、同局建設部長松永一成氏、同部処理場課長村上仁氏の許可をいただいた。本工事を担当された大阪市下水道局の方々、(株)熊谷組の方々から感謝申し上げます。また、名古屋大学教授植下協博士には、本研究に際し、ご指導いただきましたことを記して感謝申し上げます。

参 考 文 献

- 1) 柴田 徹編：現場計測工法，日刊工業新聞社，1979年。
- 2) 東京第1工事局：土木関係「仮設構造物設計要領」(案)アースアンカー土留め工資料，1980年2月。
- 3) Mansur, C.I. and M. Alizadch : Tie-backs in clay to support sheeted excavation, Proc. ASCE, SM2, pp. 495~509, March, 1970.
- 4) McRostie, G.C., K.N. Burn and R.J. Mitchell : The performance of tie-back sheet piling in clay, Canadian Geotechnical Journal 9, pp. 206~218, 1972.
- 5) Littlejohn, G.S. and I.M. Macfarlane : A case history study of multi-tied diaphragm walls, Conf. on diaphragm walls and anchorages, London, pp. 113~121, 1974.
- 6) Sills, G.S., J.B. Burland and M.K. Ozechowski : Behaviour of anchored diaphragm wall in stiff clay, Proc. 9th ICSMFE, pp. 147~154, 1977.
- 7) Huder, J. : Deformation and Earth Pressure, Proc. 5th European Conf. on SMFE, pannel discussion, pp. 37~40, 1972.
- 8) Stroh, D. and H. Breth : Deformation of deep excavations, Numerical Method in Geomechanics, ASCE, pp. 686~700, 1976.
- 9) 藤代裕三ほか：アースアンカー土留めのプレロードを考えた設計法，第25回土質工学シンポジウム，アースアンカー工法，pp. 75~82, 1969年11月。
- 10) Stille, H. and B.B. Broms : Load redistribution caused by anchor failures in Sheet pile walls, Proc. 6th European Conf. on SMFE, pp. 197~200, 1976.
- 11) 日本建築学会：建築基礎構造設計基準・同解説，pp. 15~28, 1970年4月。
- 12) 玉野富雄ほか：打設状態がアースアンカーの引き抜き抵抗力に及ぼす影響，土と基礎，291号，pp. 13~18, 1981年4月。
- 13) たとえば，楠本千賀志：鋼矢板土留めの変形と土圧，土と基礎，189号，pp. 35~40, 1973年11月。
- 14) Peck, R.B. : Deep excavations and tunneling in soft ground, State of the art report, Proc. 7th ICSMFE, State of the art, Vol. 1, pp. 225~290, 1969.