

# 仮締切り兼用鋼管矢板井筒壁への外水圧による影響について

|          |         |         |           |
|----------|---------|---------|-----------|
| とみ<br>富  | なが<br>永 | まさ<br>真 | なり<br>生*  |
| さかさ<br>榊 |         | とよ<br>豊 | かず<br>和** |
| もり<br>森  | た<br>田  | てつ<br>哲 | じ<br>士*** |

## 1. まえがき

仮締切り兼用鋼管矢板井筒工法が河川での橋脚基礎工法として各地で採用されている。本工法は鋼管矢板井筒という新しい基礎構造体に、仮締切りという施工法が加味された点に大きな特長がみられる。従来その構造特性については幾多の報告がみられるのであるが、仮設構造体として論述された報告があまりみられない。

岡山県道路公社水島大橋下部工においては19基のピアに本工法が採用されている<sup>1)</sup>。本橋は岡山県の3大河川の一つ高梁川の河口約1kmに計画されたものであるが、このうち1ピアについて仮締切り鋼管矢板構造の特性を調査する意味から、施工段階に応じた外水圧とその支保工および鋼管矢板に発生する応力について測定を行なった。特に近年、本構造体に比べて仮設物への設計的配慮が不十分であったがために、事故を招いたりする例をみるので、水中工事における仮締切り計画の一般的な現状を述べつつ、その一資料として設計の考え方と測定結果の検討を以下に行なうものである。

## 2. 仮締切り工について

仮締切りとは橋脚基礎のように河川内でドライな状態で基礎を構築するための仮設構造物である。

最近、仮締切り工あるいは山留め工に対する設計的配慮が非常に高まりつつある。永久構造体に対するさまざまな設計手法が展開され、安全性の面からその指針および規準が制定されている中で、仮設構造物への設計指針はいまだ十分とはいえなかった。それは短期間の仮設であるだけに経済性と安全率とが裏腹の状態であり、さらには十分な過去の施工データが、新たな仮設設計に生かされていないのが実状であったからであろう。

この仮設構造物に対するいくつかの示唆を最近の文献から紹介してみよう。

「建設工事のなかでも仮締切り工は非常にむずかしいも

\* 川崎製鉄㈱エンジニアリングセンター建設開発部掛長

\*\* 川崎製鉄㈱エンジニアリングセンター建設開発部

\*\*\* 清水建設㈱土木技術部

のの一つであることは疑う余地がない……。いろいろな制約条件の下で行なわなければならないので設計施工に当っては経験が非常に重要となる。自ら行なった工事から得られる経験以外に他工事の実例を参考にし、経験の不足を補うことはきわめて重要である。」<sup>2)</sup>(福岡正巳)

「仮締切りの安定は、水圧に抵抗する土と材料の強度と変形によって決定される。経済性を追求するあまりに安全率を切りつめることによって大きな事故を誘発する危険があることに注意しなければならない。」<sup>3)</sup>(藤田圭一、他)

さて従来、河川等ではどのような仮締切り方法が行なわれたか、たとえばアメリカの金門橋(1930年)の基礎には、**図-1**のような仮締切りの施工性を十分に考えた基礎工法が採用されている<sup>4)</sup>。これは本構造体と一体に設計したものであるため、仮締切りにも思いきった安全性の高い方法がとれたわけであろう。しかし狭い河川での現状は構造物(たとえば橋脚)に対する大きさの制限、また洪水時を避けた短期工程などの諸条件に対する仮締切り工の必要性が非常に大きい。仮締切りとはいわゆる山留め工と異なり、対象が水であるところから締切り壁の構造特性に止水性が伴った施工でなければならない。

たとえば、**図-2**は外水圧に対しシートパイルの一重壁体を切バリで支持し、一重壁は止水の役目をも兼ねるものである。**図-3**は二重壁そのものが自立性をもちかつ止水壁としての役目をもたせた状態である。**図-4**は本報告の

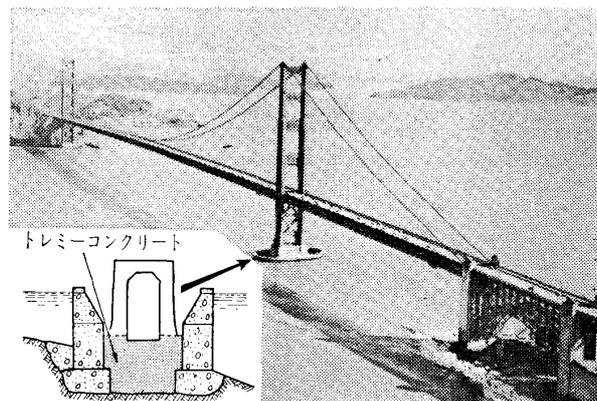


図-1 金門橋とその基礎工法

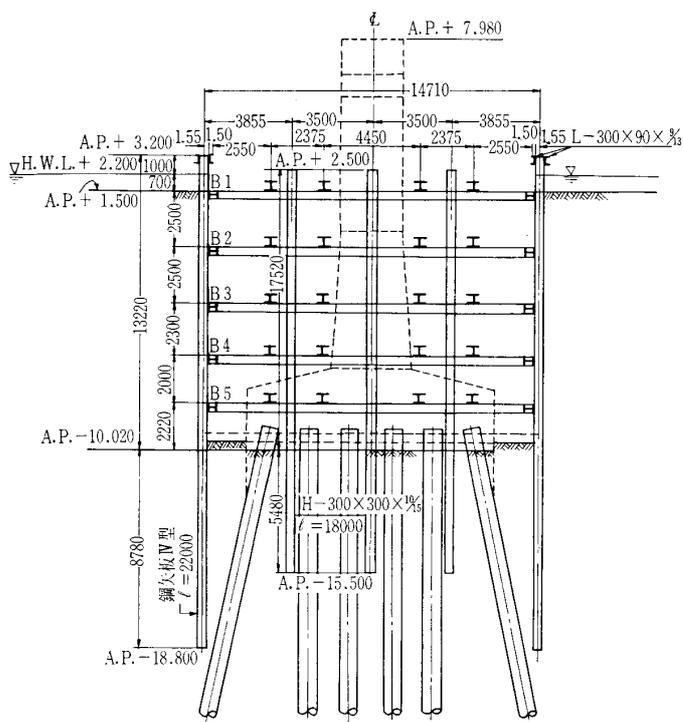


図-2 一重仮締切り工 (例)<sup>2)</sup>

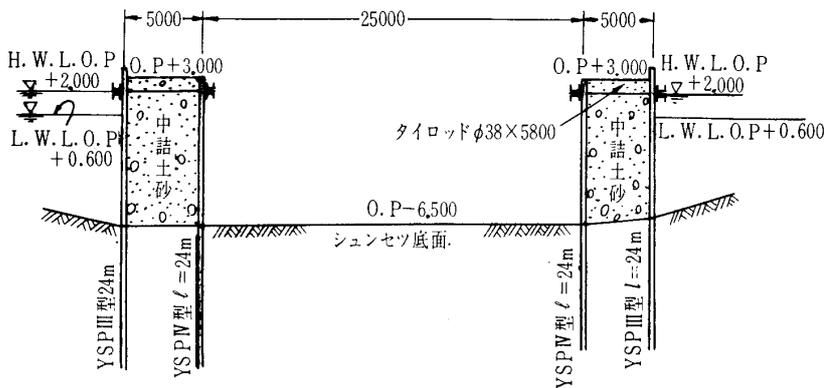


図-3 二重締切り工 (例)<sup>2)</sup>

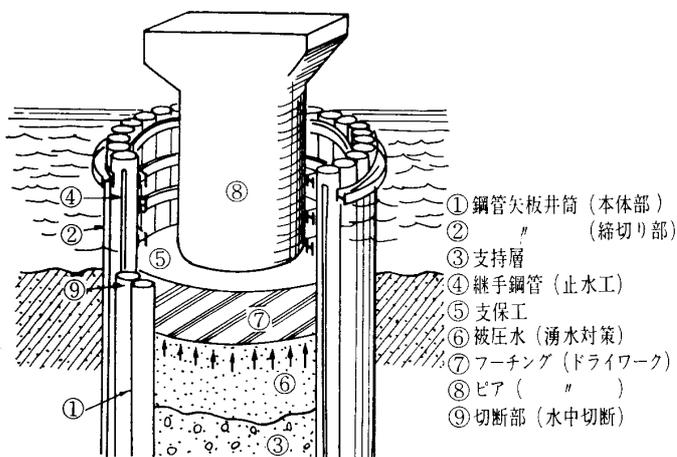


図-4 仮締切り兼用鋼管矢板井筒工法

仮締切り兼用工法であり、鋼管矢板の剛性とその特殊継手による止水効果を巧みに利用したものである。その他仮締切りの設計例としては文献<sup>2)3)</sup>を参考にされたい。

一般的に基礎工事の施工計画を考える段階ではすでに基礎体の設計は完了されており、仮締切りの設計については施工業者が中心になってその施工環境に合わせた計画設計を行なっているが、従来本構造体に対する設計上の指針に比較して仮設物へのそれは十分でないことは前述したが、特に時々刻々と変わる現場の状況によっては仮締切り工は局部的な破壊から進行して全体破壊につながることもあるため、諸条件を想定し検討することが必要である。

河川の橋脚基礎などにおいて現状の仮締切り工計画上の一般的な検討事項を整理するとつぎのとおりである。

- (1) 荷重：水圧、土圧を考慮するのであるが支保工あるいは切バリへの荷重分担を施工段階、壁体の剛性によって区別して考える必要がある。その他河川の流水圧、潮流などをも考慮する。
- (2) 地盤：壁体の根入れ長、仮想支持点の位置と大きさ、ボーリング、ヒーピングの検討、被圧水による底盤の膨張と湧水などに対して土質性状を的確に判断しておくなければならない。
- (3) 構造：仮締切り構造はその周囲の条件、工期、工事規模などに応じて比較選定する。たとえば二重と一重締切りとの使いわけ、また二重締切りの構造寸法そして仮締切り兼用工法の長所を生かした計画など。  
なお深い水中の仮締切り工には一重締切り工法は採用しないように通達されていることを補足する。
- (4) 止水：止水機構は壁体の継手部のすき間からの漏水、継手のはずれからの漏水、壁体先端からの内側土とのすき間を上昇する漏水などに対する処置を考える。シートパイルの継手部すき間による漏水に

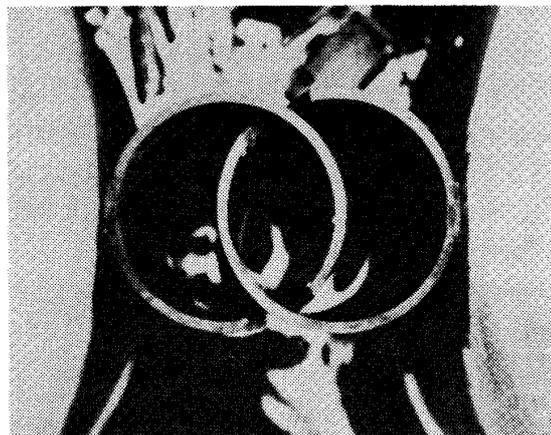


写真-1 パイプ型継手

は粘質材を塗布すると有効である。鋼管矢板におけるパイプ型継手部の場合は止水処理に最適な継手である。写真-1のような三つの空間に止水材を注入することにより止水性が発揮できる。

仮締切り工，山留め工の設計施工上の問題点についての調査報告が文献<sup>5)</sup>に掲載されている。

### 3. 仮締切り兼用鋼管矢板井筒工法

仮締切り兼用工法について水島大橋下部工の設計例<sup>6)</sup>を中心に述べる。図-5はその標準断面図である。

前述した止水構造のうち，パイプ型継手(写真-1)の止水特性を生かして図-4に示す鋼管矢板井筒工法が開発された。これは支持層に持ち込まれた鋼管矢板を井筒状に水面上まで立ち上げ，継手部に止水材を充てんして仮締切り壁とし，支保工を設置することにより井筒内部をドライワークでフーチングおよびピアを構築したのち，井筒内部に水を張りフーチング天端から上部の仮締切り部鋼管矢板を水中切断して完成させるものである。施工上の大きな長所は仮設に必要な面積が縮小された点であろう。

#### 3.1 止水材

従来の仮締切り壁と基本的に異なる点は，鋼管矢板井筒構造がそのまま構造特性(剛性や合成効果など)を生かして仮締切り部分に利用されている点にある。本来鋼管矢板井筒構造が成立するのは，そのパイプ型継手部にモルタル中詰をすることにより井筒の一体性が増加すること起因

しているが，それがさらに止水効果を高めることにも大きな施工上の特性でもあり，仮締切り部井筒体は止水効果だけの目的の意味から，中詰材はあまり強度を必要としない。さらにピア完成後撤去することを考えれば中詰材排除が容易でなければならない。

そこで止水材の適性を調査するため，いくつかの材料について試験を行なった。条件としては①施工時間，②維持方法，③止水効果，④撤去，⑤継手内清掃，⑥経済性などについて総合的に評価した結果，最も実用性のあるものとして粘土モルタルを選定した。

#### 3.2 水圧，土圧，流水圧

一般に河川などで施工される場合には図-6のような水圧と土圧が作用する。仮締切り兼用工法の場合従来のシートパイルによる形式と異なり，根入れ長不足によるヒービング，倒壊などの不安はない。たとえば-11.2 mまでドライアップしたとき，その水圧と土圧は図-6に示すような値である。特に仮締切りの安定に関してはこの水圧が支配的である。水圧は理論上正直な外力となって働くためにその設計上の仮定に誤りがあるとその影響は大きい。また流速がある場合にはその流水圧も考慮しなければならず，さらに洗掘によって外的条件が一変することもありうる。本工事中，流速約3~4 m/secの大洪水(昭和47年7月)があったが，周辺の地盤状況は-3.5 mまで工事に用いションセツされていたものが上流側は洗掘され下流側でタイ積した。このとき仮締切りの受ける流水圧は，流れに対し円

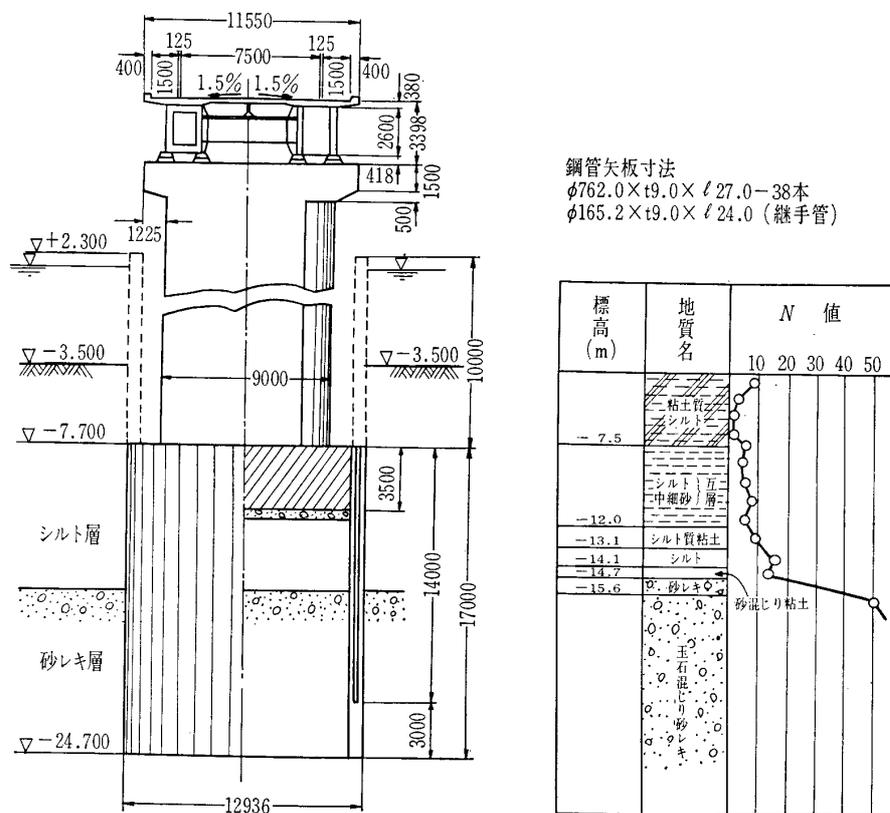


図-5 水島大橋下部工標準断面図

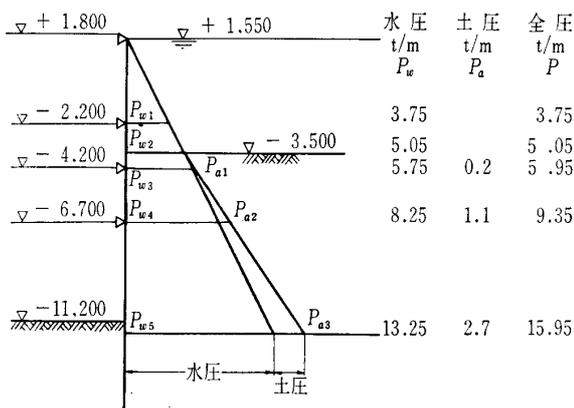


図-6 水圧と土圧分布 (水島大橋の例)

柱体が主にその形状によって抵抗したとした場合、約25t程度受けていたものと考えられるが、これによって井筒壁に発生した応力としては微々たるものであった。

3.3 支保工と壁体の設計

一般的に土圧については、その設計土圧と切バリ反力の計算の際、簡単には各切バリ支点のところで壁体を切って、各区間を単純バリとみなしたときの反力をとっている (図

-7のa)。

土圧分布図(たとえばテルツァーギーベックの台形分布)が、多くの切バリ反力の実測結果から土圧分布を推定したことを考えれば、切バリの支配面積から反力を算出するのは理にかなっている。特に土圧の場合はその値と分布の推定が困難である現状では、比較的事実状に則した方法であると思われる。しかし水圧が支配的な壁体にはあてはまらない。図-6は水圧と土圧分布を示すものであるが、このとき各支保工にかかる反力は支保工の組立てに応じ、段階的に変化する反力を受けもつ。図-7は、各支保工に作用する反力をa) 床付完了時、b) 組立時に分け、各支保工間を単純バリとしてそれぞれの分担荷重を受けた場合の計算による値である。つぎに支保工設置を段階的に考えたとき、その荷重は井筒内水位の変化に応じて増加する。その方法をc)として図-8に示す。第1段階では2段目支保工設置のため井筒内を-3.5mまでドライアップするので、そのときの荷重は斜線部のように想定した支持点までの台形分布をなす。第2段階以降はあらかじめ井筒内部を水中掘削して-11.20mのレベルにプレバックドコンクリート

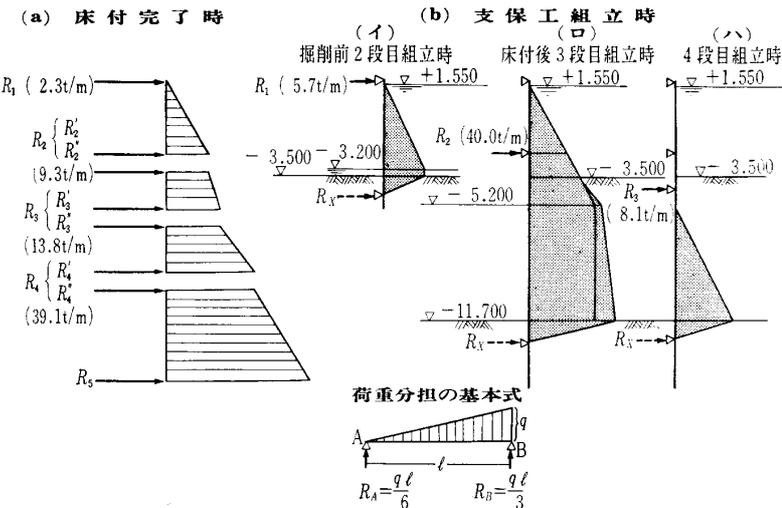


図-7 支保工反力の計算

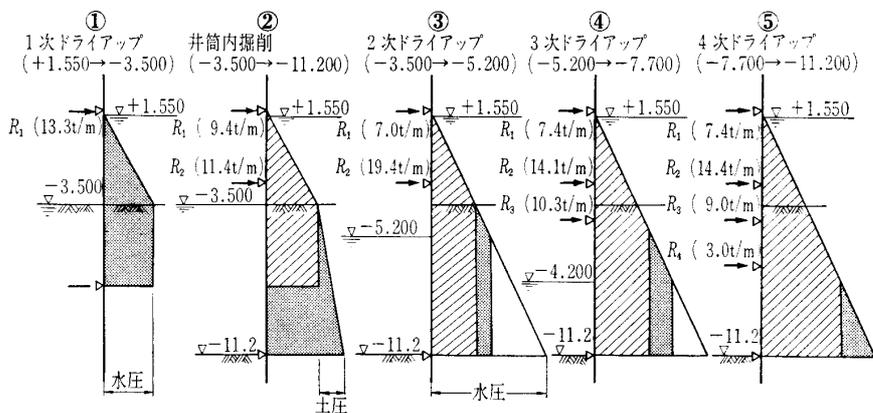


図-8 支保工反力の計算  
C) 連続バリとしての段階計算

(厚さ50cm)を打設してあるので、これを支持点として計算を進めた。これは各段階荷重について底盤部と上部支保工を両端とし、各支保工を支点とした連続バリの計算である。支点反力と鋼管矢板応力は各段階ごとに求められた値を累加する。今回計画した仮締切り部のチェックはこのような計算過程に基づいたものである。支保工反力、鋼管矢板応力とも計算上の最大値で部材設計を行なっている。なおこの仮締切り部鋼管矢板は後の撤去および転用、そして本体部鋼管矢板への残留応力を考慮すると、できるだけ発生応力は低減させておきたい。本設計では鋼管寸法φ762×9.0tを使用しているが、本来これらの点から判断すると断面係数の大きな鋼管矢板を使用することが好ましいであろう。当初施工計画段階において、-7.7mまで先行シュンセツする予定であった。このときの支保工位置は2.5mピッチに5段、やはりc)の計算方法によって行なったが、実際の施工は鋼管矢板井筒壁の周囲に-3.5mの高さまで土砂を残したので、このことを考慮すると初期に大きな土圧が加わり鋼管矢板応力も2,100kg/cm<sup>2</sup>を越える大きな値となることがわかった。そこで第2段目支保工をできるだけ下げ、さらに井筒内地盤面を-3.5mのままにして2

段目の支保工を設置することにより、鋼管矢板の変形が小さいときに支保工を設置する効果がでて、最終応力を低減することになった。

以上計画時の考え方と計算法について述べたが、これらの妥当性をチェックする意味と、刻々と変化する外的条件と挙動を数値で確認しつつ施工する、いわゆる情報化施工のための測定を行なったので、その結果についてつぎに報告する。

## 4. 測定計画

### 4.1 測定計器の設置

円形支保工反力の測定には、図-9に示すようにA～Dの4個所に差動トランス型ヒズミ計（長期測定には比較的適応性がよい）を取りつけた。支保工への荷重はアーチ効果により軸力として伝達されるものと考え、軸方向主にH形鋼のウェブ部分のヒズミ測定を行なった。これは井筒内の水位低下に従ってH形鋼を取り付け、鋼管との空間をモルタルでふさぎ、硬化後ただちに0点設定を行ない測定にかかった。支保工4段のうち第2段目下段には、A～Dの4個所、その他はA、Cの2個所について測定した。

つぎに鋼管矢板壁のヒズミ測定はφ762の管内掘削を-18.2mの砂レキ層まで行ない、図-9のように止水用中詰コンクリートを打設した後、鋼管2個所、深さ方向4点に差動トランス型ヒズミ計を設置した。③および④は傾斜計を取り付けている。取付時期は井筒内ドライアップ開始直前に行なった。他には内水位と外水位を記録するため差動トランス型間ゲキ水圧計を利用した。

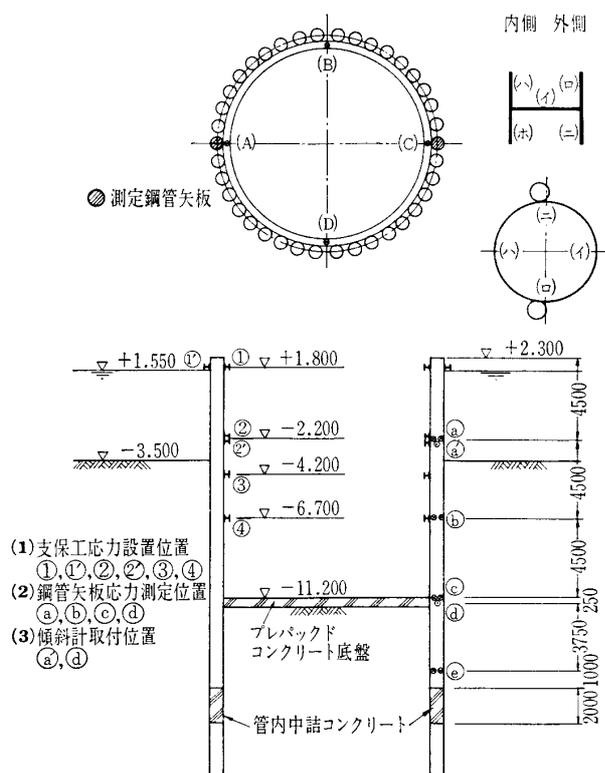


図-9 計器の配置

### 4.2 計測装置

井筒にかかる荷重は施工の進捗とともに変化し、従来の手動式によるスイッチボックスの切替えによる多点測定では、その作業量は膨大となるので今回は完全自動計測システム<sup>7)</sup>を採用した。測定時間は任意にセットできるが、最小約3時間ピッチにAD変換された計測値がタイプアウトされる。仮設工事における安全施工が数値によって管理され、それもリアルタイムに総合的な判断を下すことができる点は、いわゆる情報化施工に欠くことのできなくなったシステムといえるであろう。

## 5. 測定結果について

測定値の経日的変化をまとめて図-10に示す。

### 5.1 支保工

井筒内の施工段階に応じてその支持機構と外圧条件が変化する。支持機構は支保工の設置位置とその時期、そして外圧条件は洪水などを除けば干満の影響と内水位低下による水圧、土圧が主たるものである。図-11は外水圧が荷重として支配的な場合、段階的に支保工を設置した場合の支保工への反力の経日的な見方での概念図である。

一般的にシートパイルなどの変形しやすく、根入れの十分でない場合は下段支保工ほどその受け持つ反力は大きい、鋼管矢板のように比較的剛性のある場合は、下部の仮想支点が固定化されるので鋼管矢板の変形は初期にみられ、支保工反力も上段においてその負担が大きいことになる。特に3段目設置時において第2段支保工に最大反力が生じ、上段支保工には引張力が発生することになり、頭部支保工を内外二重に設置していることの意味は大きい。これは外水圧が鋼管矢板井筒を中すぼみのつづみ型に変形させようとし、このとき頭部外側支保工は井筒上部を開かせないように抵抗することを意味している。図-11の点線が頭部に引張りが生じている状態である。図-12は支保工の設置状況に応じ七段階を抽出した場合、その実測値と連続バリとして段階的に計算した場合の支保工応力の計算値の変化図である。1段目支保工は引張りの状態が続いている。この点は計算値とよく一致しており頭部支保工の設計留意点である。2段目ではH形鋼をダブルに設置しているのに計算値が一点支持であるため、構造的に不合理な点もあるが応力変化の傾向は同じとみてよい。最大反力は2段目において初期に700 kg/cm<sup>2</sup>程度、そしてドライ完了時の満潮時において約1,000 kg/cm<sup>2</sup>の応力が発生している。なお3.で述べた荷重分担法の取付時を考慮した場合(図-12---線)における値は、設計値として差はないと判断できるが、1段目に生じる引張り力は説明することができない点に注意しなければならない。

### 5.2 鋼管矢板応力

鋼管矢板の応力は井筒内ドライアップ開始から-11.7mの床付完了までが応力増加期間であり、以後も外水位変化

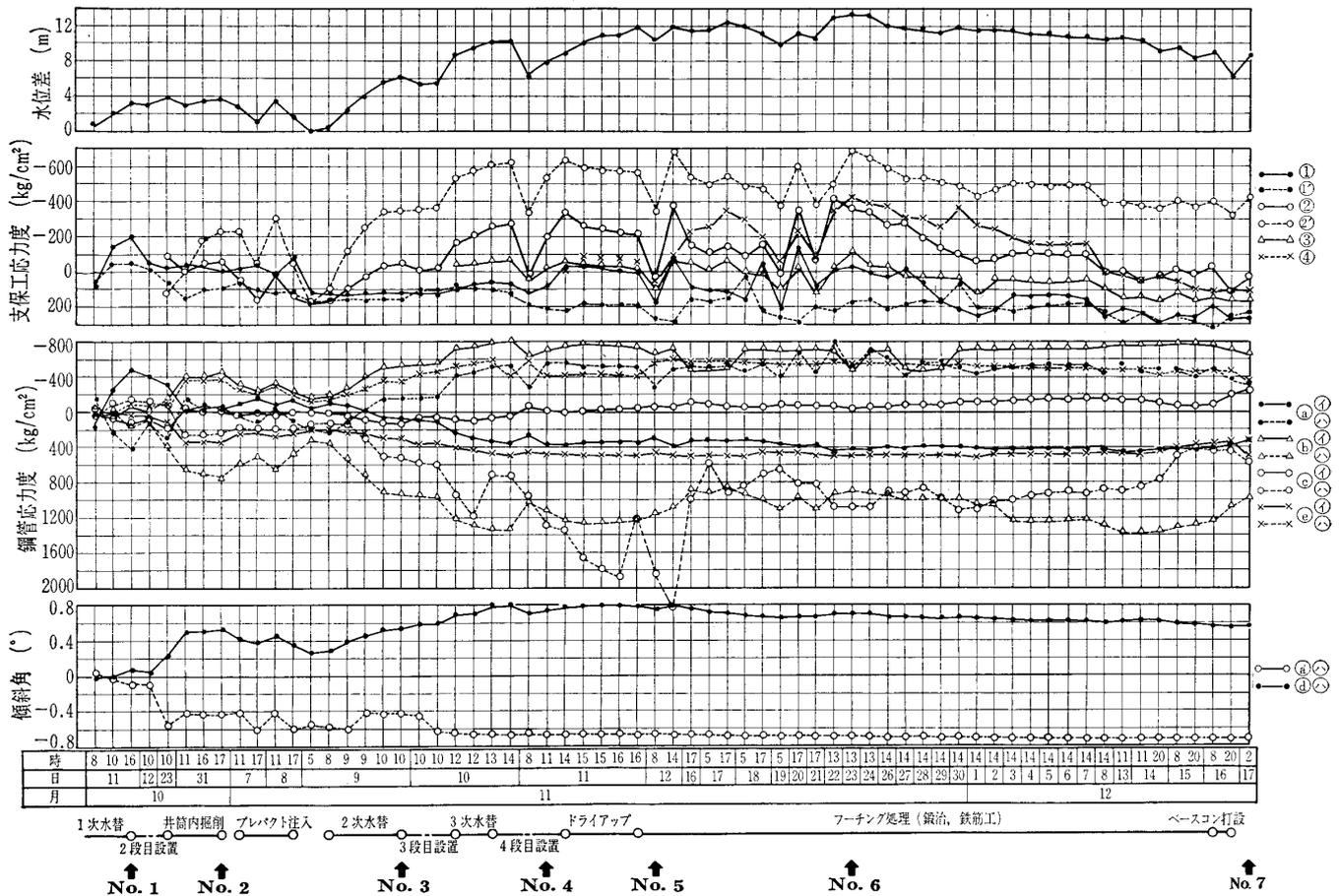


図-10 支保工と鋼管矢板の応力変化

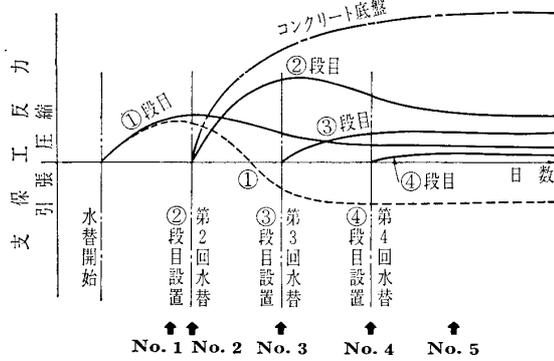


図-11 支保工反力の変化概念図

によって影響が現われる。図-13にその実測値を掲げた。第1段階 (No. 1) では井筒内掘削を行わずに内水位を -3.5 m まで低下した状態である。このときの荷重状態は水位差による三角形水圧分布し、それ以下のく形分布が堅固な地盤まで載荷するものと想定できる。このとき鋼管の変形は地盤内においては横方向の抵抗を考慮した弾性支持変形を示している。以下井筒内掘削、支保工設置に伴ってそのモーメントは前段状態に累加していくことになる。ただ干満の差については常に上下の変化があるため外水位が前段の状態に対し、低下している場合は荷重の補正を逆向きにする必要がある。

井筒内掘削前の状態 (No. 1) と No. 3 状態ではその鋼

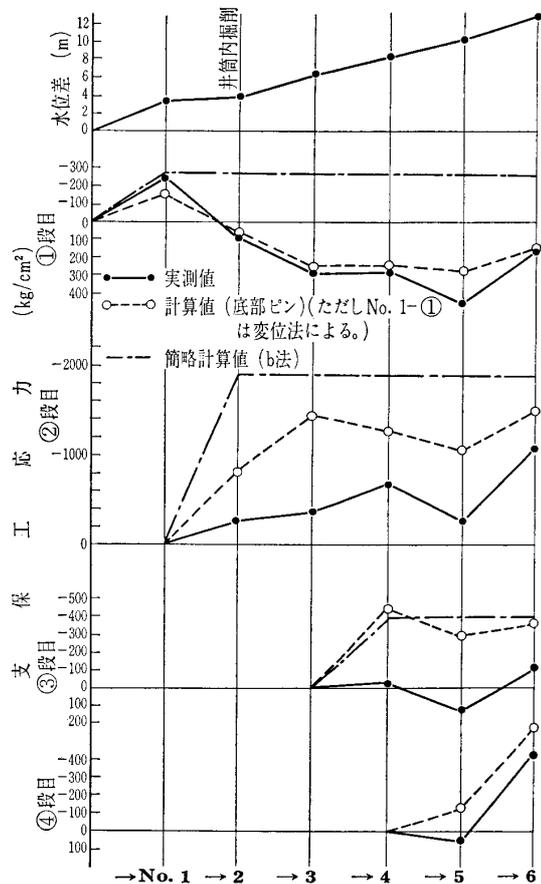


図-12 各施工段階の支保工応力度

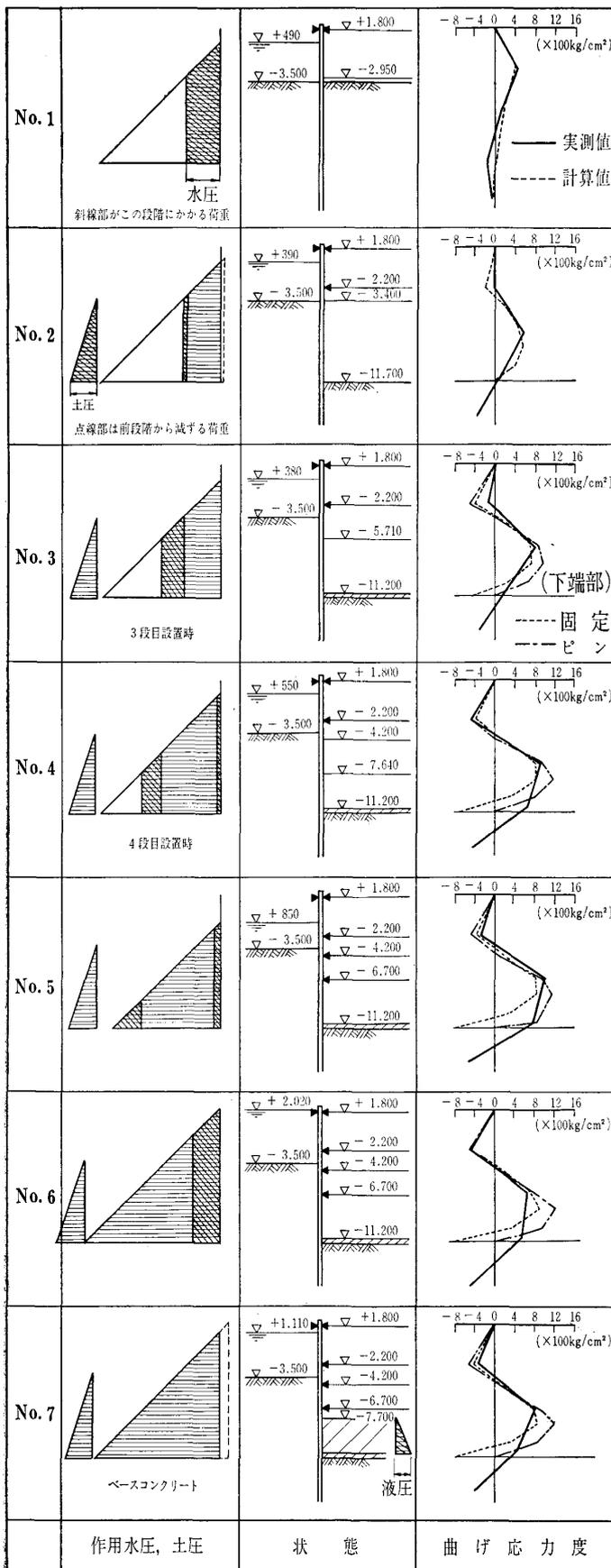


図-13 荷重状態と応力分布 (実測値と計算値)

管矢板壁の支持機構が異なることは明らかである。そこで実測に対する計算値として、No. 1 状態は図-14 に示す地盤反力係数  $K_H$  の分布を想定して変位法を利用し、そのモ

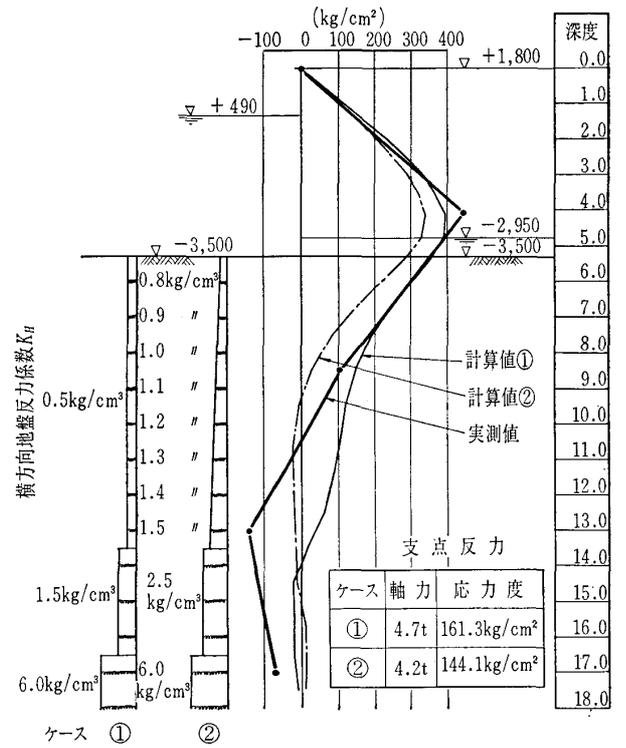


図-14 掘削前の応力分布

メントを算出してみると比較の実測値に近くなる。そこでこの応力に No. 2 状態以降を累加した。No. 2 状態以降は連続バリーで計算し、下方の支持点 (プレパックドコンクリート底盤を支点とする) を想定し下端部ピンの場合と固定の場合について試算した。

これら実測値と計算値とを比較すると応力分布は連続バリーとしての解析が妥当であることがわかる。底盤部をピンと固定とに想定してみたのは底盤部の固定状態の両極端をとったものである。実測では変形が進むにつれ鋼管の引張り側の応力が増加している。鋼管に曲げモーメントが作用したとき、ヒズミ分布は井筒の内側と外側とで対称的に発生するはずであるが、図-15 に示すように荷重の増加に従って引張り側に偏向している。鋼管矢板井筒の場合、曲げモーメントが増加するに従い深さ方向に対し、鋼管応力は引張り側のヒズミが増加している現象が多々みられる。この原因は

- i) 曲げに対して外側の土が圧縮側として抵抗し圧縮側の剛性が高まること。
- ii) 井筒全体の浮力による局所的な引張力が働くこと。
- iii) ヒズミ計自体の特性によるもの。

などが考えられるのであるが、図-13 で示した値は圧縮側および引張り側のヒズミの差の 1/2 をとり、いわゆる曲げ応力度をもって表わした。

水中掘削後の床付時に鋼管矢板の変形はその地盤状態に応じて変形が進行する。すなわち軟弱地盤であれば、その変形は大きく、いわゆる仮想支持点が低下していくため発生応力は増大する。本工事位置は図-5 に示すように比較的堅い粘土があり、図-13 の No. 2 の -11.7 m において

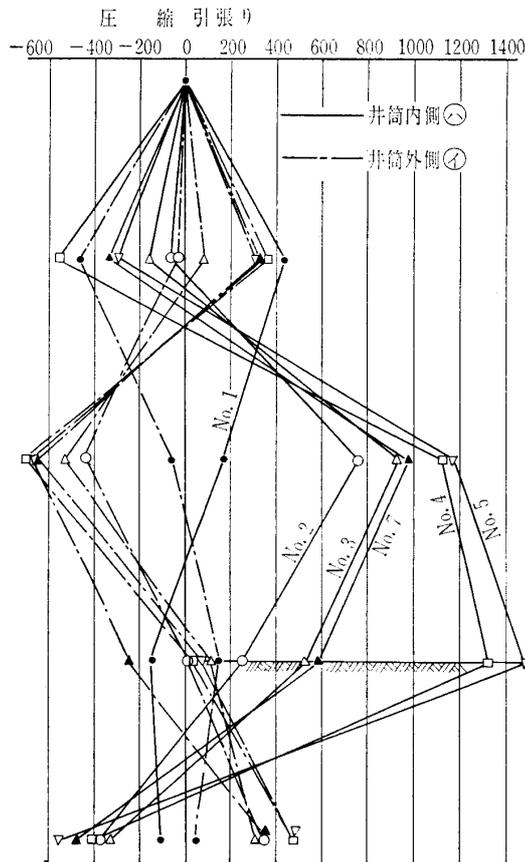


図-15 鋼管矢板の応力分布 (実測値)

発生応力は  $250 \text{ kg/cm}^2$  程度である。その後水中プレパックドコンクリート底盤を打設したあと、上述した引張側への応力偏向がみられ、特にドライアップが近づくとつれ◎部の井筒内側について応力増加とその変動が激しくなったが、この原因は

- i) 鋼管とコンクリート底盤との荷重伝達において、鋼管の形状変形をヒズミ計がとらえているものと思われること。
- ii) プレパックドコンクリート底盤の固定効果が少なく、荷重増加に伴って受働側地盤として塑性状態にあること。

などである。図-10によれば i) による原因が大きいと思われる。それは変動の大きいのが内側ケージのみで井筒外側のヒズミの変動が少ないことにもよる。

図-15によれば底盤以下の変曲点はそれほど大きな変化はないこと、また◎点において内側、外側ヒズミのバランスが正常化していることは比較的底盤付近に支点効果があると考えてよい。

しかし実際は底盤部管内はコンクリート中詰されており、この部分の発生応力は減少していると考えられる。

したがって残留応力の問題とコンクリート底盤の支点効果、また側方土の拘束現象などについて今回の測定値だけですべてを判断するのは早計であると思われる。

## 6. まとめ

以上の測定結果と実際の施工状況をみながら、いくつかの検討事項を列記しておく。

- (1) 水圧が荷重として支配的な場合、最終荷重は三角形分布でありその過程では台形分布として計算するのがよい。
- (2) 支保工の荷重分担には簡易計算法(b)を用いる場合でも、支保工設置時期による荷重と支持機構との兼ね合いを十分考えて試算しなければならない。連続バリとしての試算(c)をしておくことが最良である。また土圧分担法をそのまま水圧にあてはめるのは危険である。
- (3) 頭部支保工には引張り応力が発生することを考慮しておかなければならない。計算値としてでるのは(c)による場合だけである。
- (4) あらかじめ仮想支点としてプレパックドコンクリート底盤を打設するような場合は、以後ハリとしてのスパンが一定となり初期に変形が大きく発生する。そこで上部の支保工にかかる負担は大きく、下部は小さくなる。
- (5) 仮締切り部鋼管矢板応力は本体への残留応力を考えて、できるだけ小さくする(基本計画の段階で設計に織り込むこと)。本測定では撤去時の残留応力について定量的に述べてない。今後の測定データを含めて解決すべき問題であろう。フーチング部(底盤を含む)の鋼管矢板にはあらかじめ管内中詰コンクリートによる補強が必要である。
- (6) 支保工形状は円形効果すなわち継手間のせりもち効果があるものと思われるが、設計にとり入れるほどの値ではないであろう。
- (7) 鋼管矢板と支保工との間ゲキには荷重伝達を均等にするためモルタルでふさがなければならない。これはH形鋼とシートパイルとの面接触と異なり、鋼管とは点接触となるためである。
- (8) 施工的に最も重要なことは、仮設工事といえども精度の高い施工を行なうこと。
- (9) プレパックドコンクリート底盤の施工精度による支点効果として、その影響は定量的にはつかめないが、設計上のポイントであり今後の問題である。
- (10) 仮締切りではその気象条件が思わぬ災害をもたらす。本工事中経験した例では、洪水による土砂タイ積のほか、当初潮位をたかだか  $+2.0 \text{ m}$  と考えていたのが異常潮位  $+2.3 \text{ m}$  のため井筒内に浸水したことがあった。
- (11) その他、一般的な設計時の留意事項として、鋼管矢板寸法を決定する際、本体井筒部の構造計算結果に仮締切り部の構造チェックを、いままで述べてきた施工段階に基づいて計算して、最適な肉厚を決めればよい。

(12) 円形支保工としての構造的限界 (H形鋼のサイズと井筒径との関係) があると思われる。現状では外径約 20 m 以内は円形支保工として施工しているが、それ以上の井筒径になると十字状の切バリや火打ちなどが必要となるであろう。

## 7. あとがき

2. で金門橋の基礎工法を紹介した。40年前まだ鉄が基礎工法に使用されていないころである。地盤条件のよいことはともかく、なんと簡明な基礎であるかと思うので載せた。

本構造物と仮設構造物が一体化された計画設計をすることは、土木技術者として大きな魅力の一つではなかろうか。仮締切りも時代の要求に応えつつ大型化する方向であり、ますますその意義が大きいはずである。

仮締切り兼用法について、特に仮設時の問題点を整理したつもりである。もちろん問題提起のままで終わった部分もあるが、仮締切りの一つのデータとして報告させてい

ただいた。

当初、本試験計画の意義を岡山県道路公社、富田実氏をはじめ関係各位に理解していただき、実現のはこびとなった。ここにあらためて感謝の意を表する次第である。

## 参考文献

- 1) 富田 実・黒瀬 和英：東備西播水島玉島道路橋の調査設計，橋梁，Vol. 8, No. 1, 1972
- 2) 福岡正巳・神谷 洋：現場技術者のための仮締切工の設計計算法と施工法，近代図書，1972
- 3) 藤田圭一・下村嘉平衛他：仮締切，施工技術，Vol. 3, No. 6, 1970
- 4) John A. Harers, Frank W. Stubbs JR: Handbook of Heavy Construction, Cofferdams and Caissons p. 28-25
- 5) 浅間達雄・塩井幸武：仮締切工の設計施工上の問題点，土木技術資料，13-10, 1971
- 6) 富田 実・富永真生・榊 豊和：仮締切り兼用鋼管矢板井筒工法による橋梁基礎の設計例，橋梁と基礎，Vol. 7, No. 7, 1973
- 7) 富永真生・長野昌雄・中田茂之助：鋼管矢板ウエル式岸壁の応力，変位測定について，第8回土質工学研究発表会，pp. 729~732, 1973

(原稿受理 1973.6.16)

ニュース

## 西之島海底火山の爆発

さ とう まご しち  
佐 藤 孫 七\*

1973年(昭和48年)7月1日、東海大学実習船東海大学丸Ⅱ世が、海洋学部水産学科4年生の小笠原海域での漁労実習の帰途、西之島南端付近で海底火山の活動を発見した。それは、西之島の南端より方位 $87^\circ$ 方向の約600mの距離の位置に、これまで海図上にない二つの島(岩礁)となって現われた。その島の大きさは高さが約1.5m、直径約5m、二つの間隔は50~60mであった。その二つの小島付近から、東北風に乗って強いイオウ臭が本船まで達し、小島付近に変色水帯と灰白色の噴煙がみられた(図-1, 2)。当時の海流は、流向 $46^\circ$ (北東)、流速1.3ノット(約40m/分)であった。二つの島は、噴火口が海面上まで上昇したものであろう。海流によって噴出したイオウ分は、噴火口より北東方向に扇形に約3kmの黄色の変色帯を形成し、噴煙は逆の方向にたなびいていた。しかし、爆発音、震動、水柱、魚の死体などは見られず、爆発性の噴火ではなかったので、特に危険は感じなかった。変色水帯には軽石も浮いてはいなかった。

西之島は東経 $140^\circ53'0$ 、北緯 $27^\circ14'6$ の位置にあり、東京から南方に約1,000km、小笠原諸島の父島から西に約130km、文字どおりの絶海の孤島(無人島)である。大き

\* 東海大学助教授 東海大学丸Ⅱ世船長

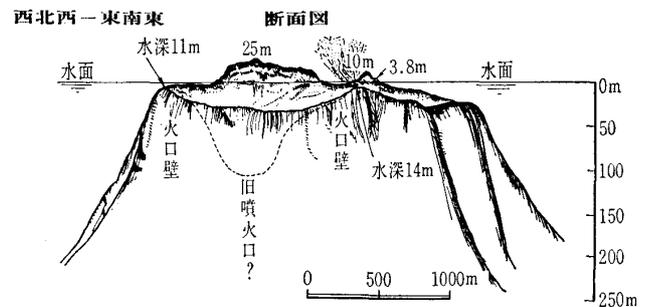


図-1

く見れば、小笠原諸島に属し、この島のはるか南方に硫黄島の各島が点々と連なっている。もちろん日本領土である。島は北北東-南南西に細長く伸び、長さはわずか650m、幅は約200mで、断がいに囲まれている。島の囲りは約3.1km、高さは最高25mである(図-2参照)。島は水深約4,000mの深海底から突出した急斜面の火山の西側火口壁が海上に現われたもので、島から約4km離れると水深は3,000m内外に達する(図-1参照)。水深20~30m以浅が火山の頂部であり、その直径は約2kmの円形をなし、頂部がほぼ平坦な安山岩からなる切頭火山型である。頂部から水深500m内外までの火山の傾斜は $40^\circ$ 前後で、富