

港湾技研資料

TECHNICAL NOTE OF
THE PORT AND HARBOUR RESEARCH INSTITUTE
MINISTRY OF TRANSPORT, JAPAN

No. 352 Sept. 1980

川崎港海底トンネルでの施工時から
完成時までの函体ひずみの長期測定

清 宮 理
藤 沢 孝 夫

運輸省港湾技術研究所



目 次

要 旨	3
1. まえがき	3
2. 川崎港海底トンネルの概要	4
3. 函体のひずみ測定について	7
3.1 測定方法	7
3.2 測定時のトンネル函体の状況	9
3.3 測定結果	25
4. 設計法による計算値と測定値との比較	34
5. 結 論	40
あとがき	40
謝 辞	40
参考文献	40

**Strain Measurement during Long Period
from Under Construction to Completion at Kawasaki Submerged Tunnel**

Osamu KIYOMIYA*
Takao FUJISAWA**

Synopsis

Kawasaki Submerged Tunnel was completed in October 1979. Various field observations have been carried out during construction and since completion to know the behavior of this submerged tunnel. This paper describes mainly strain measurement due to 24 bar strain transducers installed in the submerged tunnel. The data by this measurement was obtained from September 1976, the beginning of the fabrication of elements, to March 1980. The following are made clear by analyses of results of the measurement.

- 1) The maximum strain value obtained by bar strain transducers was about 350×10^{-6} through measurement period. The maximum variable value of strain of axial direction of the submerged tunnel was about 150×10^{-6} and this value was obtained at casting of concrete in the steel frame. On the other hand, the maximum variable strain of sectional direction was about $130 \sim 160 \times 10^{-6}$, and it was obtained during the sinking operation and the casting of concrete.
- 2) The variable strains were small during towing work of elements, connection operation by hydraulic pressure, etc.
- 3) The value of strains obtained by the measurement were smaller than the value calculated by the method used in design.

* Senior Research Engineer, Structures Division.

** Member of the Subaqueous Tunnels and Pipelines Laboratory, Structures Division.

川崎港海底トンネルでの施工時から

完成時までの函体ひずみの長期測定

清 宮 理*
藤 沢 孝 夫**

要 旨

昭和54年10月に沈埋工法でもって完成した川崎港海底トンネルでは、施行中及び完成後の沈埋トンネルの安全性の確認のため、各種の動態観測が実施されてきた。

これらのうち沈埋函（エレメント）内に設置された24個の鉄筋計を用いて行ったひずみ測定の結果及び考察をここで報告する。ひずみ測定の記録は昭和51年9月のエレメント製作時より昭和55年3月までの期間中に得られたものである。

測定結果の整理及び解析を通じて以下に示すことが判明した。

- 1) 沈埋トンネルの施行中及び完成後とも沈埋函に設置されている鉄筋計に生じたひずみ量は、最大でも 350×10^{-6} 程度であった。また沈埋函の側壁の軸方向のひずみの最大変動量は鋼殻内でのコンクリート打設時に生じ、その値は 150×10^{-6} 程度であった。下床版及び上床版の軸直角方向のひずみの最大変動量は、コンクリート打設時及び沈設作業中に生じ、その値は、 $130 \sim 160 \times 10^{-6}$ 程度であった。
- 2) 沈埋函の曳航、沈埋函の圧接作業及び基礎造成などの作業中に生じたひずみの変動量は極くわずかであった。
- 3) 実測されたひずみは、本トンネルで用いた設計手法で算定された計算値よりもかなり小さい値であった。

1. まえがき

我国での沈埋トンネルの建設例は1980年現在、既に十数個にも及び「沈埋トンネル」と言う言葉も大分なじみ深いものとなってきた。沈埋トンネルは、施工の迅速性、安全性、また工費の廉価性などいくつかの長所により、河川や運河の横断あるいは湾内の埋立地相互の連絡などによく用いられる。建設予定地点の近傍に空港が存在するときには、吊橋のような高い主塔を有する構造物の建設は制約を受ける。またシールドトンネルではアプローチが長く埋立地のような環境では建設が難しい。このような状況ではアクセスとして沈埋工法によるトンネルが最も有力な交通手段の一つとなる。

沈埋工法の歴史は、19世紀半ばまで遡るが、本格的な沈埋工法の採用は1906年から1910年にかけてミシガン・

セントラル鉄道が施工したデトロイト河底トンネルだとされている。その後、アメリカやヨーロッパで数多くの沈埋工法によるトンネルの建設が行われてきた。一方沈埋工法が日本で最初に採用されたのは、1944年に完成した安治川トンネルである。その後数多くの沈埋トンネルが日本でも建設されたが、沈埋工法を日本で採用する場合、直面する大きな問題は、軟弱地盤における建設工法と耐震性の評価方法である。日本での沈埋トンネルの建設の技術的課題は、この2点であると言っても過言ではない。多くの技術者、研究者達が、これらの課題に取り組む、これらを適正に評価して沈埋トンネルの設計法、施工法などを開発したので、日本でも、大規模な沈埋トンネルの建設が可能となってきたと言える。沈埋トンネルは比較的新しい構造形式であるが、今まで施工期間中も完成後においても大きな事故が発生したり、また地震や台風などの自然現象により大きな被害を受けたりするこ

* 構造部 主任研究官
** 構造部 沈埋構造研究室

ともなく、その工法としての安全性が確認されてきており、関係者の間での沈埋トンネルへの信頼性も一段と高くなっている。

京浜運河を横切って川崎市千鳥町と扇島とを連絡する全長1,150 mの川崎港海底トンネルもこのような技術的背景の中で設計・施工され、1979年10月に無事竣工の運びとなった。川崎港海底トンネルでは、鋼殻方式の採用、換気所とトンネル本体との分離、トンネル軸方向の主鉄筋としてD51の採用、モルタル注入による沈埋函基礎の造成など各種の技術的工夫がなされ、前述の課題に対処している。

ところで、工法として一応完成したとはいえ、構造物の実際の挙動、つまり、施工期間中や完成後の各種の外力により沈埋トンネルに生ずる変形やひずみなどの性質について、実際の所正確に把握されているわけではない。ある仮定や条件の下での理論解析や模型実験などによってその性質を推定しているのが実情である。そこで実物の沈埋トンネルを対象とした種々の現場測定によって、沈埋トンネルの施工中及び完成後の安全性の確認、設計手法の妥当性の検証などを行うことが建設技術を更に進めてゆくために必要で、この観点から川崎港海底トンネルでは、施工期間中及び完成後において各種の現場測定が実施されてきた。本資料では、これらの現場測定のなかで、沈埋トンネルの沈埋函に生じるひずみ測定を中心に述べる。ひずみ測定は、沈埋トンネルの外殻である鋼殻を製作しその中に鉄筋を組込む作業時から、沈埋トンネルの竣工を経て1980年3月までの期間中に実施されているが、本資料ではとくに鋼殻内でのコンクリート打設作業中、沈埋函の沈設作業中及び沈埋トンネルの完成以後に取得されたひずみ記録について述べる。

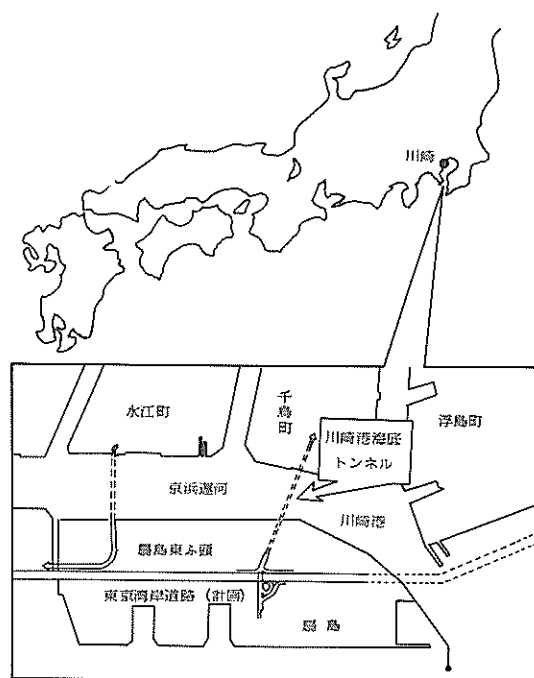
またひずみ記録を測定しているこれらの期間毎の作業の内容を概略説明するとともに、ひずみ測定の結果を考察するうえで重要と思われる沈埋函の変形形状や沈下量などの測定結果についても述べる。ただし、ひずみの値に影響を及ぼすと考えられる、温度変化、コンクリートの乾燥収縮などの要因については、今回深く検討を行っていない。さらに本沈埋トンネルの設計に用いた構造解析手法で、沈埋函に生ずるひずみ量を算定し、計算値と測定値との比較を行ったので、この結果についても併せて報告する。

2. 川崎港海底トンネルの概要

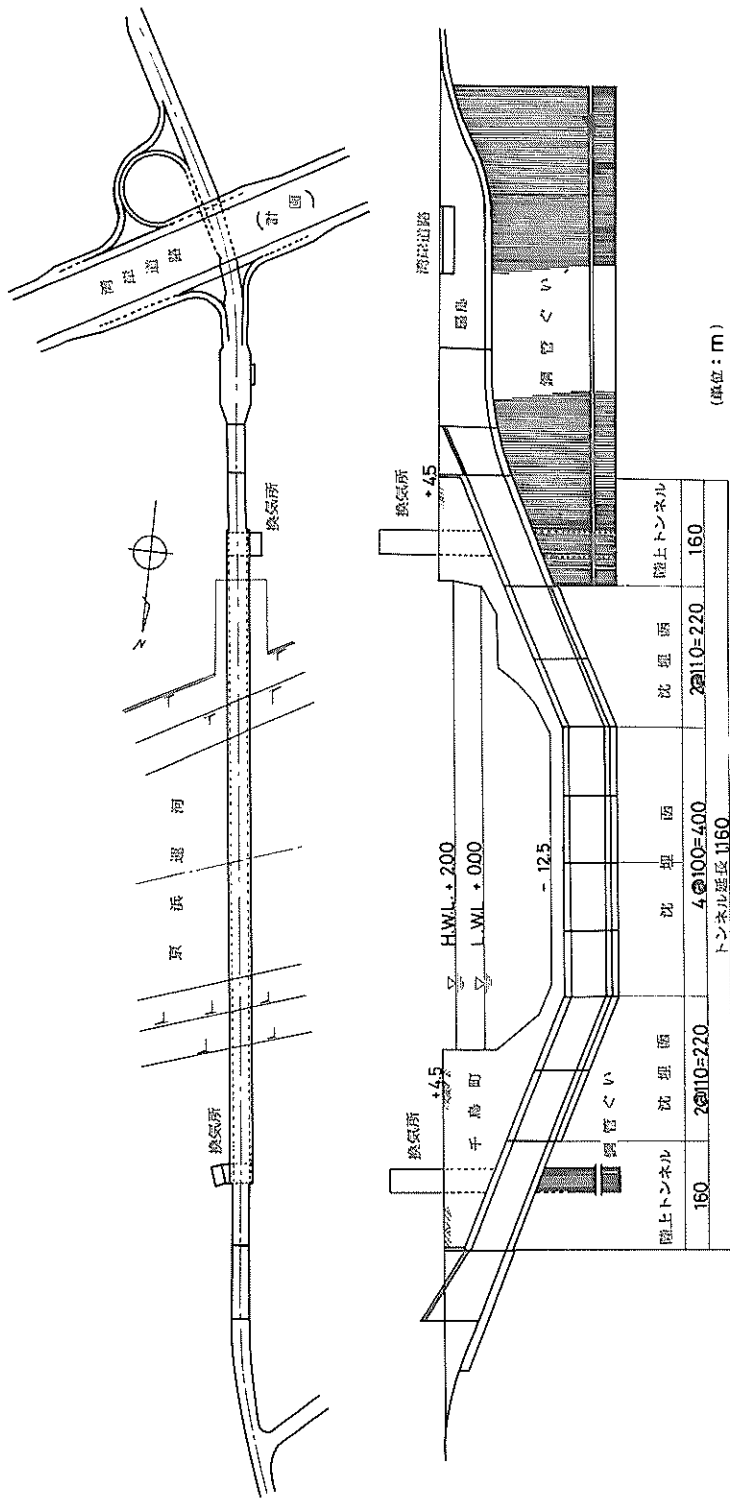
図一2.1に示すとおり川崎港海底トンネルは、京浜運河を横断して千鳥町と扇町とを連絡している4車線道路

用トンネルである。図一2.2にこのトンネルの縦断図、図一2.3に横断図を各々示す。トンネルの全長は1,160 mでこの内840 mが沈埋工法で建設された。沈埋区間は、沈埋函(エレメント)8函で構成されており、各々の沈埋函の大きさは、幅が31 m、高さが8.8 m、全長が水平函で100 m、斜函で110 mとなっている。また表一2.1にトンネルの主要な諸元を示す。

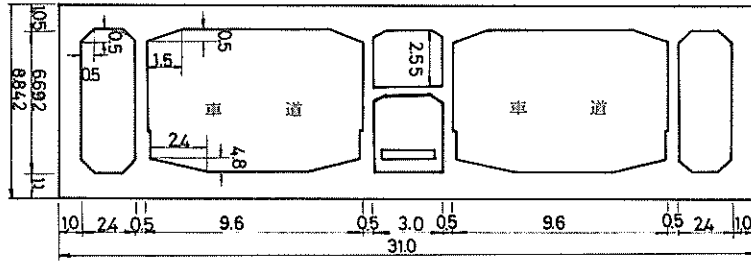
次に川崎港海底トンネルで採用した沈埋工法の概略を述べる。図一2.4にこの沈埋工法の手順を示す。まず沈埋函の外殻となる鋼殻の製作及び配筋作業をドライドック内で行い、これを海上に引き出し、艀装棧橋に係留しながらコンクリート打設を行い沈埋函が完成される。沈埋函の製作と同時に、建設予定地点の京浜運河では、あらかじめトンネル法線に沿って掘削によりトレンチの造成を行う。完成された沈埋函は仮置場で沈設や施工管理に必要な各種の艀装が行われ建設予定地点へと曳航が行われる。所定の水域に到着した沈埋函をポンツーンで支持しながら水荷重で沈降させ、前もって設置しておいた仮支承台の上に静置させる。そこで静水圧を利用して既設の沈埋函と沈設した沈埋函とを接合



図一2.1 川崎港海底トンネル位置図



図一2.2 川崎港海底トンネル縦断面図

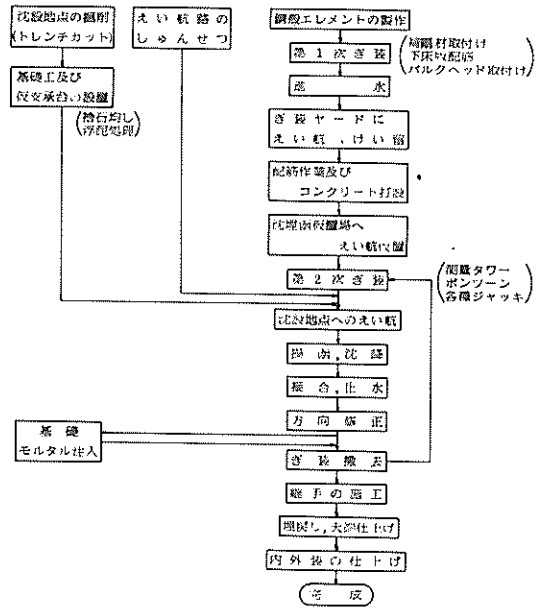


(単位：m)

図一 2.3 沈埋函横断面図

表一 2.1 トンネルの諸元

概略	
工期	: 昭和47年度～昭和54年度
事業費	: 430億円
道路の規模	: 3種1級 幅員3.5m往復分離4車線
設計速度	: 80km/h
計画交通量	: 4,457台/h
トンネル	
トンネル型式	: 鋼殻式沈埋トンネル
トンネル延長	: 1,160m
陸上トンネル区間	: 320m
沈埋トンネル区間	: 840m
傾斜函	: 4函
水平函	: 4函
縦断こう配	: 4‰
沈埋函	
沈埋函の外殻寸法:	
長さ 傾斜函	110m
長さ 水平函	100m
幅	31m
高さ	8.842m
車道断面:	
車道幅員	7m (2車線)
総幅員	9.6m
建築限界の高さ	4.7m
横こう配	1.5‰
換気所	
千鳥町側	幅17.5m X 長さ33m X 高さ30m (6階建)
扇島側	幅17.5m X 長さ33m X 高さ20m (4階建)
排気塔の高さは両側とも約43m	
その他の設計値	
航路水深	: -12.5m
最少土被り厚	: 1.5m
設計震度	: 震度法… $K_h = 0.25, K_v = 0.125$
換気方式	: 局所排気付送気型半横流式



図一 2.4 沈埋工法のフローチャート (川崎港海底トンネルの場合)

する。トレンチ内にこの手順でもって連結した沈埋函の周辺を土砂で埋戻して沈埋区間の建設を終了する。また地上では、換気所や陸上トンネルの工事が並行して行われ、陸上トンネルと沈埋トンネルとが最終的に連結してトンネル本体の工事が完了する。

次に川崎港沈埋トンネルの構造を決定する上で重要な要因となるトンネル周辺の土質状態を簡単に述べる。¹⁾

川崎港は、多摩川の河口から流出する土砂により、沖積層が厚く堆積している。この土質の状態を図一 2.5 に示す。各土層の主な特徴として、-10m位までが、全般

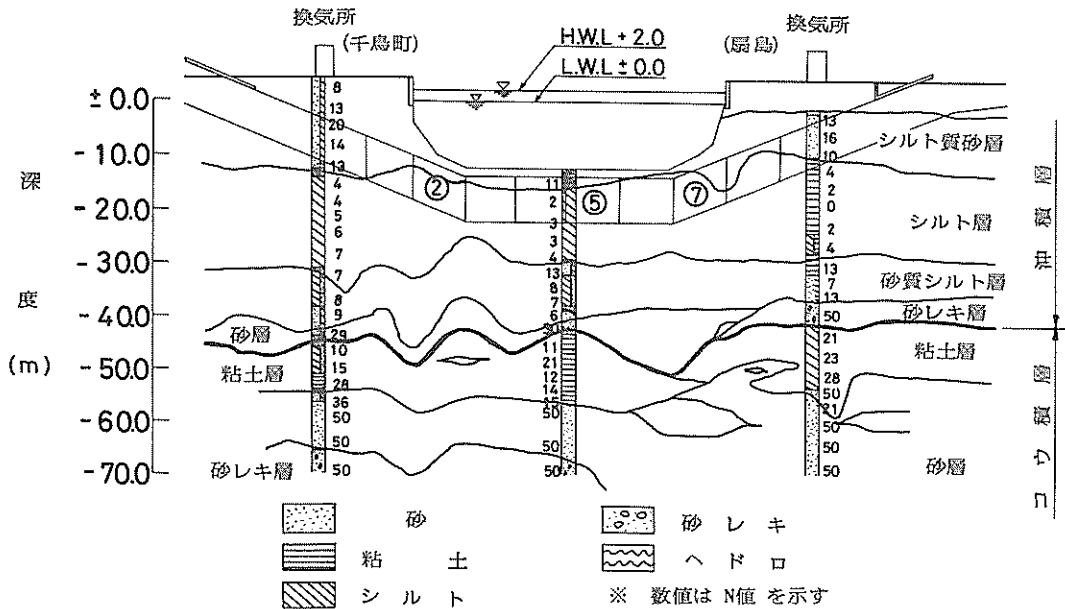


図-2.5 地盤条件

的に均一でN値が10~20程度の砂層であり、所々にシルトを含んでいる。-10~-30m付近までは、N値が1~4程度の比較的均一なシルト層である。このようにトンネルの周辺の地盤は、比較的軟弱な状態である。このシルト層の-15mでの物理試験結果を表-2.2に示す。このシルト層の下、-30~-40m付近はN値5~15程度の砂質シルト層である。この層の下にかなり締った層厚の薄い砂れき層が存在し、-45~-53mは、N値10~20程度の粘性土層である。-53m以深はN値50以上の非常に締った砂層となっている。

以上で述べたことも含めて川崎港海底トンネルの構造及び設計上の特徴²⁾として、以下の事をあげることができる。

- (1) 沈埋函は外殻を鋼板で製作した後、内部でコンクリート打設を行ういわゆる鋼殻方式で製作された。また鋼殻は、配筋作業やコンクリート打設作業などを考慮して上部が開放となっている。

表-2.2 深度-15mでの土質条件

調査項目	千島町側	航路部	扇島側
自然含水比(%)	50	50	60
単位体積重量(tf/m ³)	1.7	1.7	1.6
一軸圧縮強度(kgf/cm ²)	1.25	1.0	—

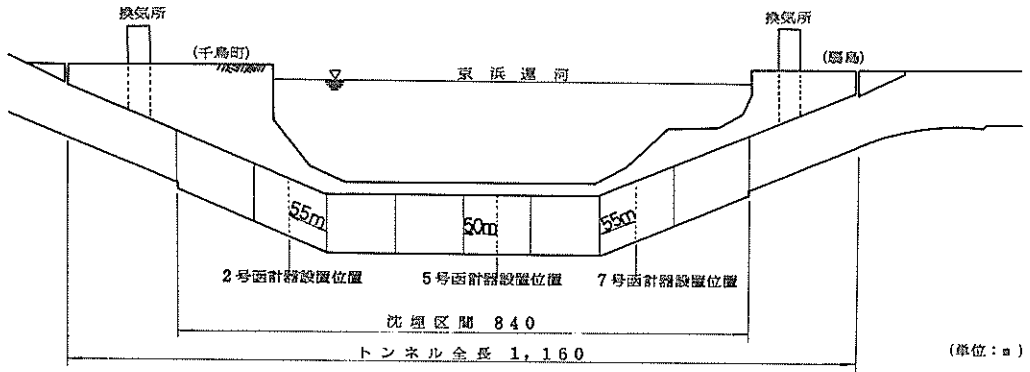
- (2) 各沈埋函は、剛結合で連結されている。すなわちトンネル軸に沿って軸及び曲げ剛性は変わらないと見なせる。
- (3) トンネルと換気所とは分離して建設され、両者の間はフレキシブルジョイントで結合されている。
- (4) トンネル周辺の地盤は軟弱な状態となっている。
- (5) 沈埋トンネルの耐震設計は静的及び動的解析を含めて本格的に検討され、その結果D51の太径鉄筋の採用となった。
- (6) 支持地盤と沈埋函下部との間の空隙をベントナイトモルタルで充填して基礎を造成する。また扇島側の陸上トンネル部は杭基礎となっている。

3. 函体のひずみ測定について

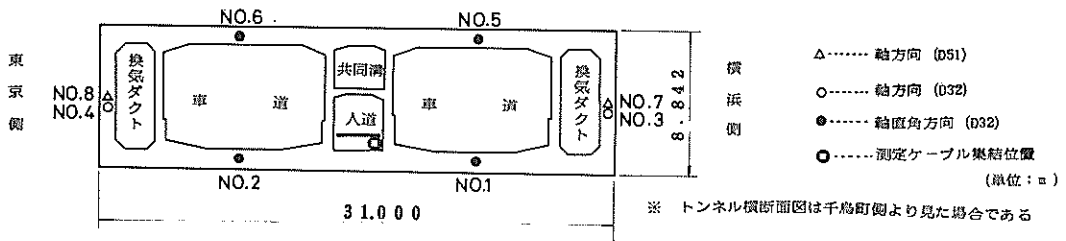
3.1 測定方法

沈埋函のひずみ測定は、図-3.1に示す2号函、5号函及び7号函の沈埋函の中央部に各々8個の鉄筋計を設置して実施した。

図-3.2に鉄筋計の配置図を示す。鉄筋計は沈埋函横断面の中心軸に対して左右対称に設置されている。測定成分は、トンネル軸方向及び軸直角方向である。すなわち車道部の上床版及び下床版の軸直角方向に配筋された主鉄筋間にBF-32B型の鉄筋計(鉄筋: D32)を取付けた。一方側壁の軸方向に配筋されたD51の鉄筋及び



図一3.1 鉄筋計の配置図 (1)



図一3.2 鉄筋計の配置図 (2)

この主鉄筋間にD32の鉄筋を挿入して鉄筋計を取付けた。すなわちD32については、軸直角方向と同様にBF-32B型の鉄筋計を設置し、D51については、直接鉄筋に4ゲージ法でストレインゲージ(KFW-5-C1-11L100)を貼付け、十分にコーティング処理を行った。鉄筋計の取付け状態を図-3.3に示す。

これらの鉄筋計の設置作業は、沈埋函製作の配筋作業時に行い、3函とも同一の鉄筋計の配置となっている。またいずれの鉄筋計でもコンクリートのかぶり厚さは約10cmである。

鉄筋計の設置状況を写真-3.1に示す。また計測用の延長ケーブルは、4芯のネオプレンコードを使用した。

ひずみ測定に用いた計器の種類は、静ひずみ測定器(SM-60D)及び多点デジタルひずみ測定器(SD-500A及びASB-50A)である。これらを用いて施工中の各段階毎のひずみ測定を行った。また沈埋トンネル完成後は自動打点記録装置を用い、毎日1回30分連続してひずみ測定を継続的に行っている。

3.2 測定時のトンネル函体の状況

ひずみの測定は、鋼殻内でのコンクリート打設作業中、沈埋函の沈設作業中、及び沈埋トンネルの完成後に主眼を置いて実施した。これらの期間中の沈埋函の変形状況や周辺的环境条件について以下に述べる。

(1) 艀装栈橋でのコンクリート打設

ドライドックで沈埋函の骨格をなす鋼殻が製作される。この鋼殻構造は、図-3.4に示すように外殻鋼板、横トラス、縦トラス、バルクヘッドなどで構成される。またこの鋼殻は、上部が広く開放されているのが特徴である。

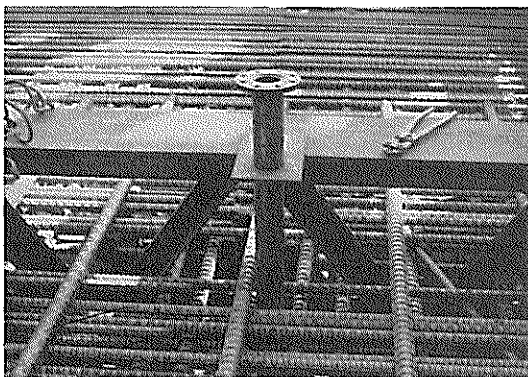


写真-3.2 ラチス構造と配筋状況
(中央の垂直管はモルタル注入管である)

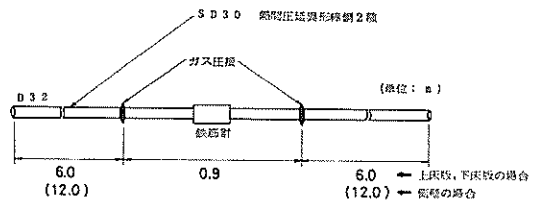


図-3.3 鉄筋計取付け状態

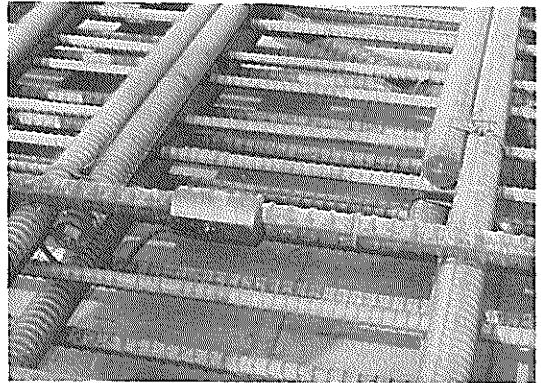


写真-3.1 鉄筋計の設置状況

外殻鋼板の板厚は、水平函(3,4,5及び6号函)で14mm、傾斜函(1,2,7及び8号函)で16mmである。横トラスはφ31.85cmとφ21.63cmの鋼管で組立てられており、その下弦材の構造は、写真-3.2に示すラチス構造となつて

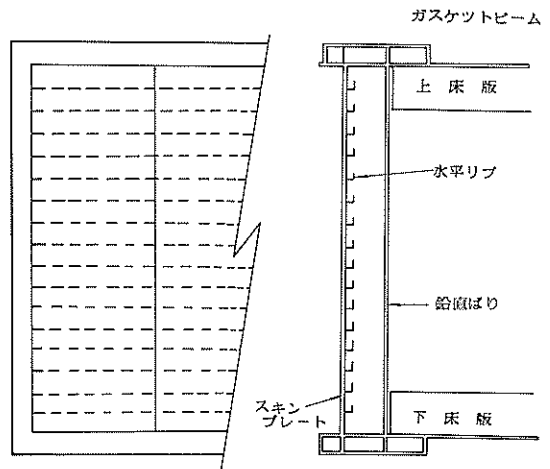
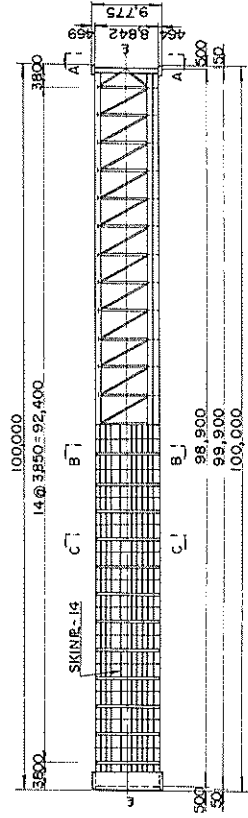
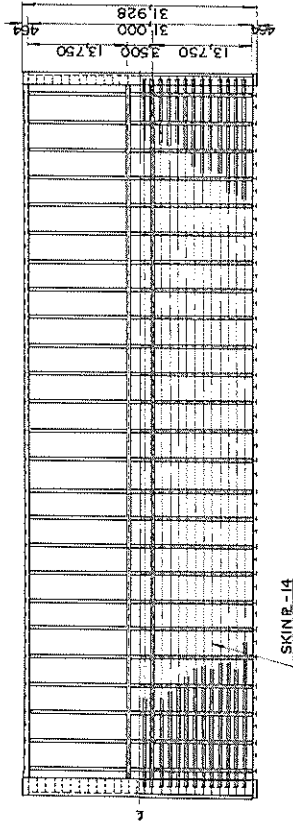


図-3.5 バルクヘッド部の構造

沈埋面鋼殻一般図(水平面)



上平面



(単位: mm)

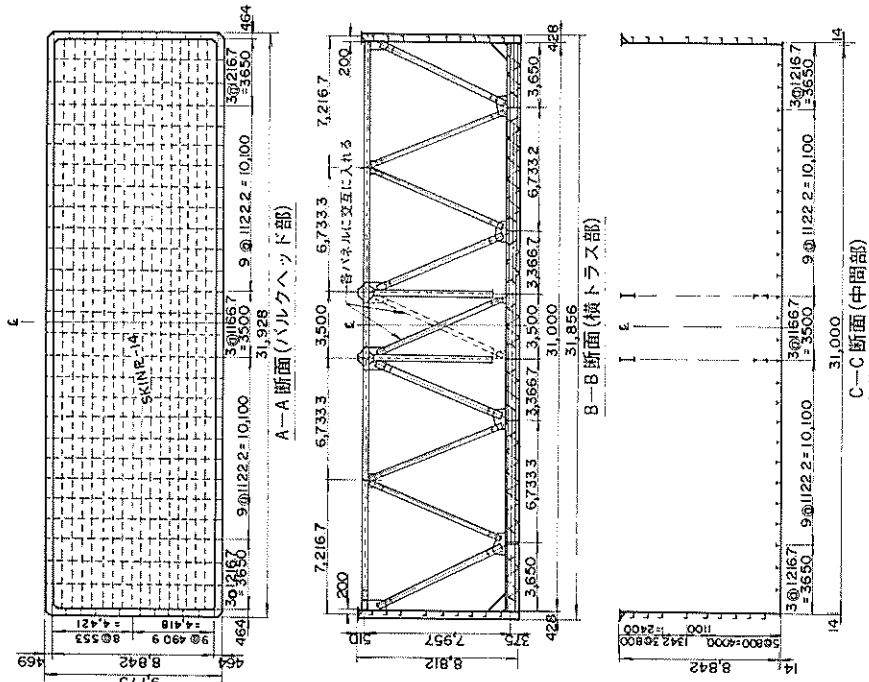
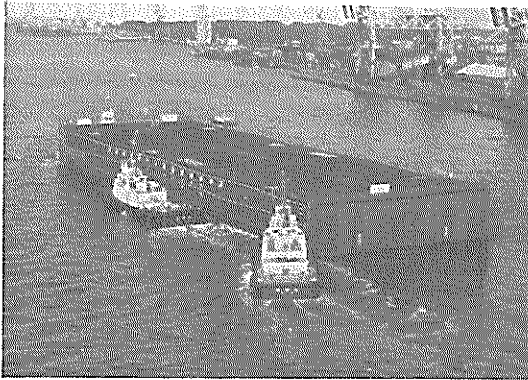


図-3.4 鋼殻の構造



写真—3.3 曳航中の沈埋函

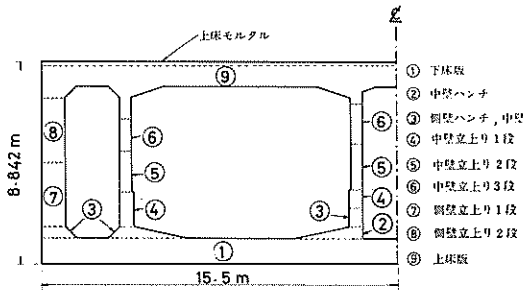


写真—3.4 艀装作業中

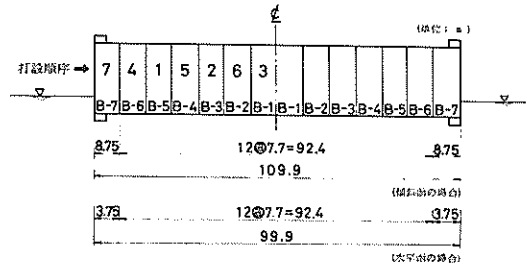
いる。この横トラスは、沈埋函軸線方向に、3.85m間隔で取付けられている。一方縦トラスは、H鋼(300×300×10×15)で組立てられている。この縦トラスは、沈埋函の中壁になる個所に2列に設置されている。横トラスの鋼管は、コンクリート打設後両端を切断して撤去されるが、縦トラス及び横トラスの上下弦部材は埋殺しとなる。

鋼殻全体の重量は、水平函で約1,892tf、傾斜函で、約2,110tfである。図—3.5に示す沈埋函の両端に取付けられているバルクヘッド部の重量は、合計して約180tfである。

図—3.6に水平函、図—3.7に傾斜函の横断方向の配筋及びひずみ測定位置を各々示す。水平函に用いた鉄筋の種類は、D29、D25、D19などである。一方傾斜函は、



図—3.8 コンクリートの打設順序 (横断面内)



図—3.9 コンクリートの打設順序 (函軸方向)

表—3.1 コンクリートの打設実績

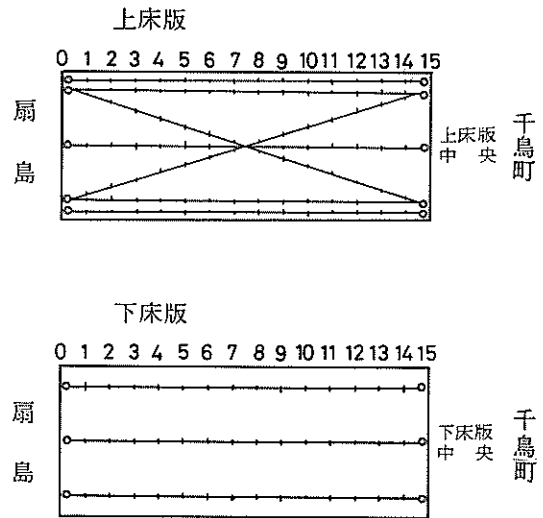
コンクリート 打設段階	① 下床版						② 中壁 ハンチ	③ 側壁 ハンチ 中壁	④ 中壁 立上り 1段	⑤ 中壁 立上り 2段	⑥ 中壁 立上り 3段	⑦ 側壁 立上り 1段	⑧ 側壁 立上り 2段	⑨ 上床版	合 計
	B 1 5	B 3	B 1 1	B 6	B 4	B 2 7									
5号函 (水平函)	投設日	52年 3月7日	3月8日	52年 5月20日	53年 5月30日	6月7日	6月16日	6月27日	6月28日	8月1日	8月6日	9069			
	打設量 (m)	1,532	1,707	164	423	276	352	355	524	541	3,195	m ³			
7号函 (傾斜函)	投設日	52年 12月22日	12月23日	53年 2月13日	2月21日	3月1日	3月9日	3月18日	3月24日	6月3日	6月11日	9856			
	打設量 (m)	1,483	1,983.5	185	453	301	409	391	588	579	3,482	m ³			

D39, D29などである。さらに下床版の下側の配筋は、水平側では一段であるが傾斜側では二段となっている。沈埋函軸方向には、両沈埋側ともに主鉄筋としてD51を使用している。

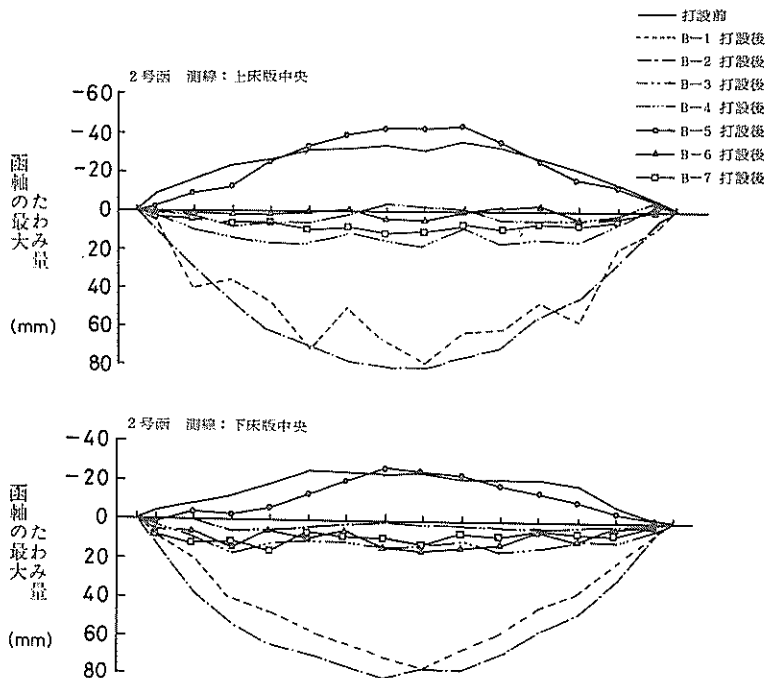
鋼殻はドライドックから写真—3.3のように曳航された後、写真—3.4に示すように、艀装棧橋前に浮いた状態で係留される。その場所で図—3.8に示す工程でコンクリートは、下床版、ハンチ部、中壁、側壁、上床版の順序で打設が行われる。下床版でのコンクリートの打設は、図—3.9に示すように下床版を14ブロックに分割して行う。鋼殻の変形が少なくなるように下床版でのコンクリートの打設順序が設定される。コンクリートの打設期間は、1函当たり3～6か月間であり、またコンクリートの打設量は、水平側で約9,000 m³である。表—3.1にコンクリートの打設実績の一例を示す。

鋼殻は、温度変化、コンクリートの重量、コンクリートの乾燥収縮などの要因によりコンクリート打設作業時に変形を起し、その結果、鉄筋にひずみを生じさせる。その影響を調べるために鋼殻の変形測定は、図—3.10に示す測定線で行っている。まず下床版のコンクリート打設時の鋼殻軸線の変形状態を図—3.11～図—3.13に示す。図—3.11に2号函、図—3.12に5号函及び図—3.13

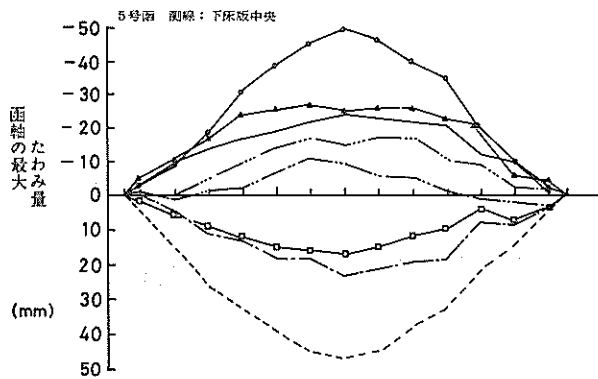
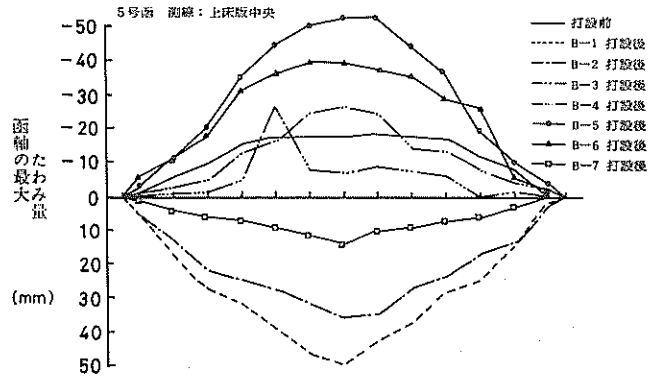
に7号函での変形状態を各々示す。図—3.9に下床版でのコンクリートの打設順序を示してある。コンクリート打設前には、鋼殻は、両端のバルクヘッドの重量によりその両端が鋼殻の中央より15～35mmほど沈下している。



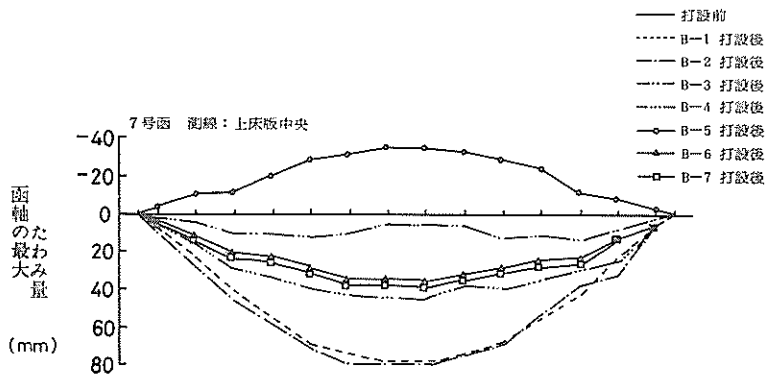
図—3.10 変形測定位置



図—3.11 鋼殻軸線の変形 (2号函)



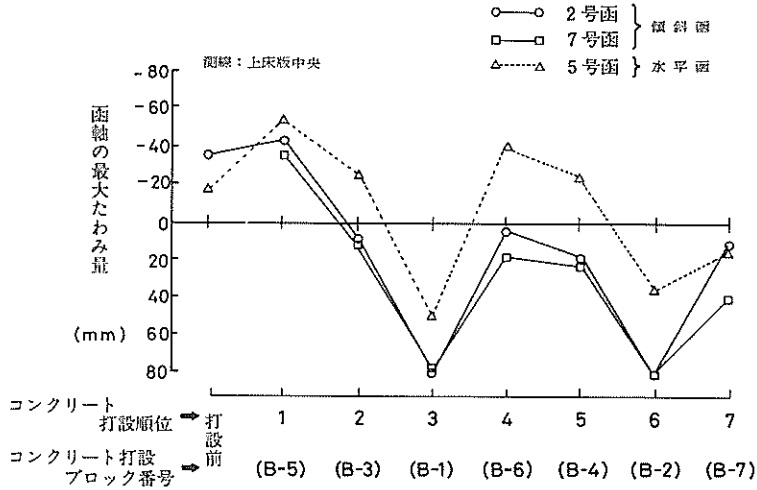
図一 3.12 鋼殻軸線の変形 (5号函)



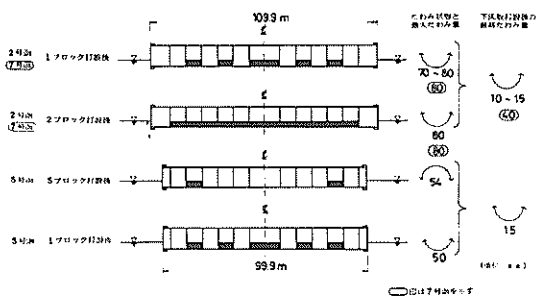
図一 3.13 鋼殻軸線の変形 (7号函)

コンクリート打設が進むにつれコンクリート重量により、その変形状態は様々に変化するが最終的には、鋼殻の中

央部に逆に沈下が生じる。下床版のコンクリート打設は2日間で実施されるので、コンクリートの硬化による鋼

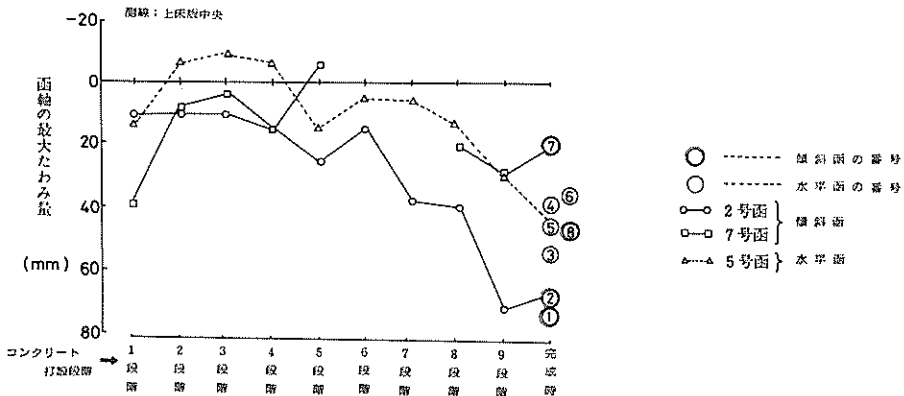


図一 3.14 函軸の下床版コンクリート打設毎の最大たわみ量

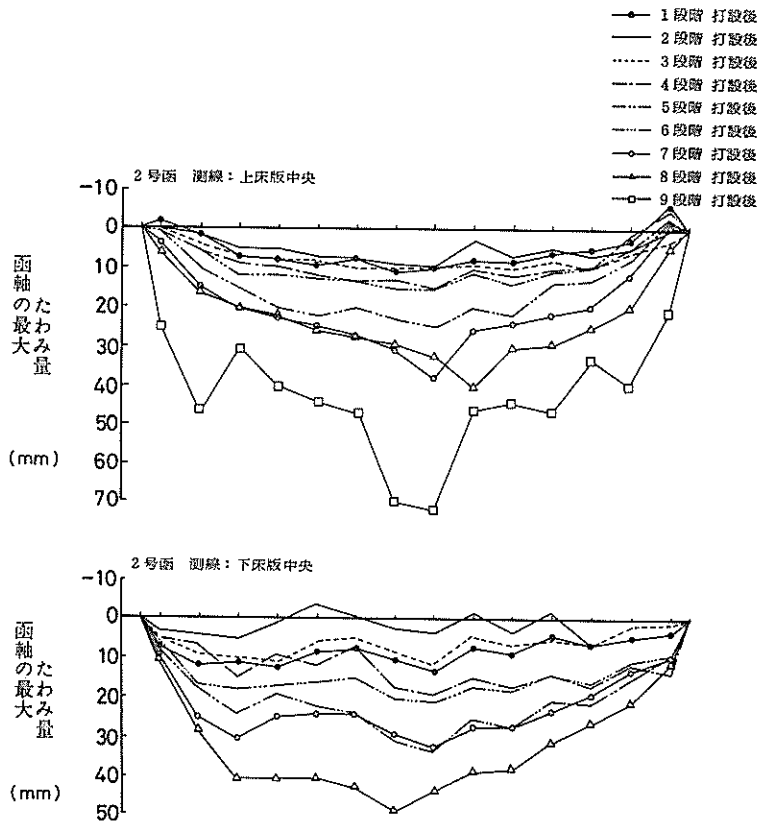


図一 3.15 コンクリート打設の状態と変形形状

殻全体の剛性の増加は小さいといえる。下床版のコンクリート打設中の鋼殻の最大たわみ量は2号函及び7号函で80mm、5号函で約50mmと比較的小きな値である。そのときの鋼殻の中央部が両端よりも沈下しているたわみ性状である。図一 3.14にコンクリート打設にともなう下床版での函軸最大たわみの変化を示すが、2号函及び7号函の場合は、図一 3.15に示す1ブロック及び2ブロックでのコンクリート打設中に比較的大きなたわみが生じている。下床版のコンクリート打設終了後の鋼殻のたわみ量は、2号函で15mm程度、5号函で15mm程度及び7号函で40mm程度であり、いずれの沈埋函でも中央部



図一 3.16 コンクリートの打設段階と函軸の最大たわみ量



図一 3.17 沈埋函軸の変形

が両端より沈下しており下に凸のたわみ性状を示している。また沈埋函に特に大きなねじれは生じていない。

下床版のコンクリート打設後、順次中壁、側壁、上床版とコンクリート打設が行われるが、その順序を図一 3.8に示す。図一 3.16～図一 3.19には、図一 3.8に示すように9段階に分けてコンクリート打設を行うときの沈埋函軸線方向のたわみの状態を示す。図一 3.17は、2号函、図一 3.18は5号函、図一 3.19は7号函の場合を各々示す。

いずれの沈埋函でも中壁及び側壁打設中に鋼殻に大きな変形は生じていない。完成後、2号函で約70mm、5号函で約40mm、7号函で約20mmの最大たわみ量が鋼殻に生じているが、これらの値は、いずれも比較的小さな値である。また最終的には、沈埋函の中央が、両端よりも沈下しているたわみ性状をいずれの鋼殻でも示している。

完成時の各沈埋函の総重量は、水平函で約27,800tf、傾斜函で約30,600tfである。また沈埋函の製作時の吃水と沈埋函重量との関係を5号函を例に図一 3.20に示す。

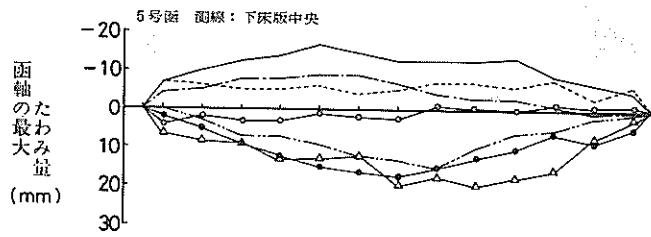
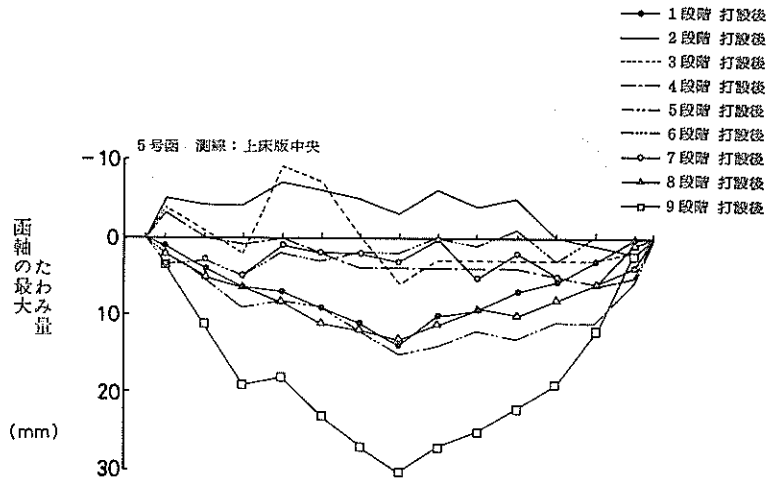
カウンターコンクリート打設後の最終の乾舷は約22cmである。

(2) 沈設作業

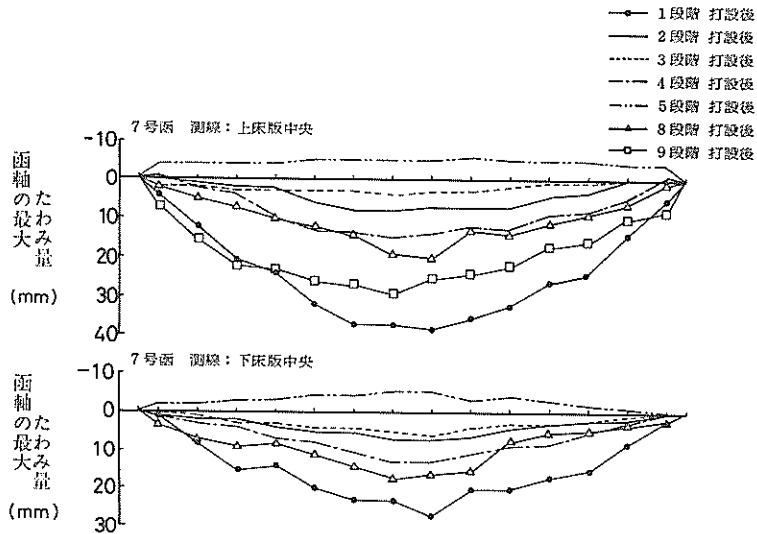
艦装ヤードでコンクリート打設が終了した沈埋函に、沈設作業に必要な、測量塔(司令塔)、ポンツーン、ウィンチなどが取付けられる。沈設作業の工程を図一 3.21に示す。沈設作業は、沈埋函の曳航、沈降、圧着作業などにより構成されており、約1日の工程である。

沈埋函を建設する地点では、あらかじめグラブ船によりトレンチが造成される。トレンチの斜面ののりこう配は1:3であり、また床掘り幅は約41mである。沈埋函を静置する床掘り面には、砂岩(20～80kgf)によって厚さ1mの基礎が造成される。

仮置場から建設地点までの沈埋函の曳航は4隻の曳船で実施し、所定の地点で方向転換、位置決めを行う。それから沈埋函は、図一 3.22に示すように2つのポンツーンのつりワイヤーによって海水中に吊下げられる。また図一 3.23に示すように前もって海底に設置されてあ



図一 3.18 沈埋函軸の変形（5号函）



図一 3.19 沈埋函軸の変形（7号函）

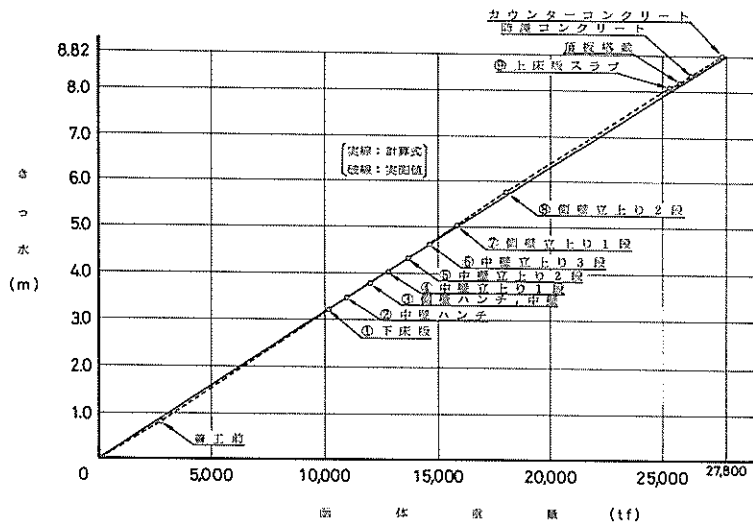


図-3.20 沈埋函の吃水と重量との関係

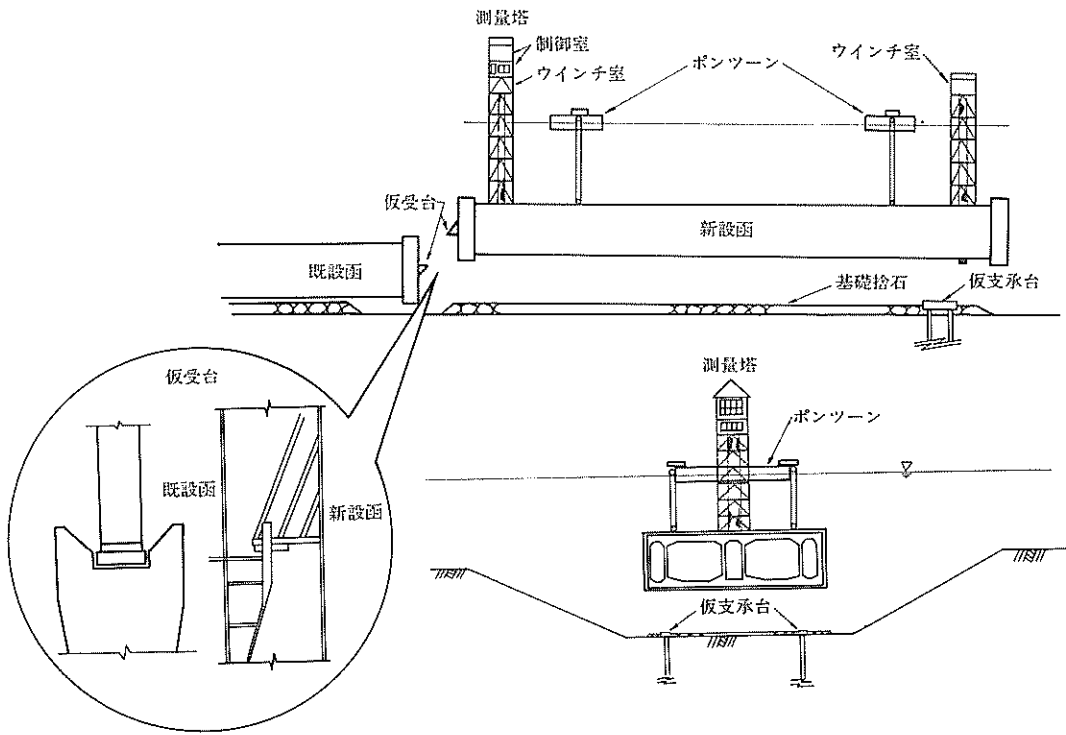
工種	時刻	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20 (h)	摘要
準備工	えい船配置																				4隻
えい航	係留ワイヤー撤去																				8本
	運河中央部引出し																				えい航速度 1.0~1.5 kt
えい航	えい航																				
	方向転換及び位置決め																				
換函ワイヤー取付																					横方向4本、縦方向4本 計8本
水荷重打設																					860 m ³
換函及び沈設着地																					
函引き寄せ	函引き寄せ準備																				
	連結ジャッキ操作																				
排水圧着	エアインテイクバルブ開放																				
	バルクヘッド間排水																				約270 m ³
バルクヘッドとびら開放																					
追加水荷重打設																					
函内閲量																					
函片付・その他																					

図-3.21 沈設作業の工程（5号函の場合）

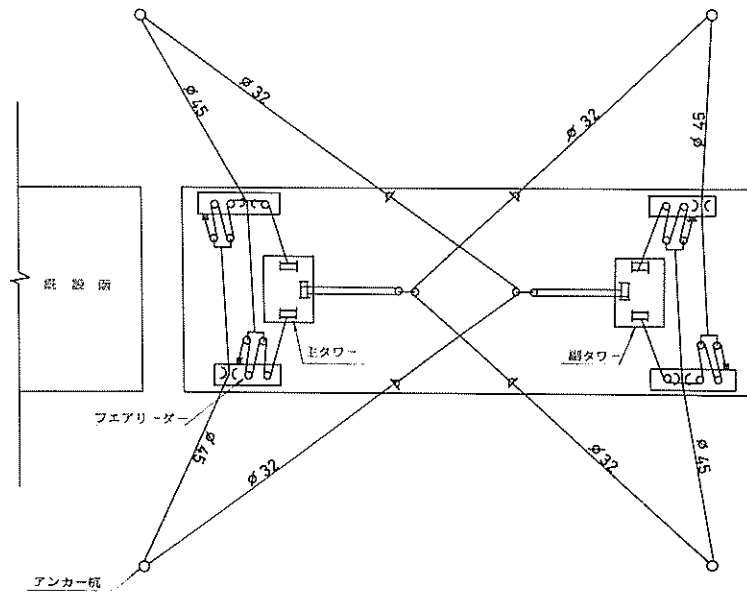
るアンカーと沈埋函とをワイヤーによって連結し、函の引き寄せ及び正確な方向修正を行う。なお沈埋函内には、約700~800 m³の海水を注水して、沈埋函の重量を増加させる。これにより前もって取付けてあるポンツーンからの4本の吊ワイヤーを繰り出すことによって、沈埋函は徐々に沈降を開始する。この際、潮流の速度及び方向、海水の比重、水温、風速風向などを観測しながら安全に

沈設作業が実施される。

沈設作業中には、海水比重、潮流の様子及び潮位を十分把握しておく必要がある。これらの自然条件の概略を説明する。図-3.24に沈設地点での海水比重を示す。夏場は海水比重は、1.020程度、冬場は1.025である。図-3.25に2号函の沈設作業日の潮位記録を示す。このときの干満差は約160~170 cmである。またこのときの潮



図—3.22 沈設作業



図—3.23 沈埋函の沈設時の操函

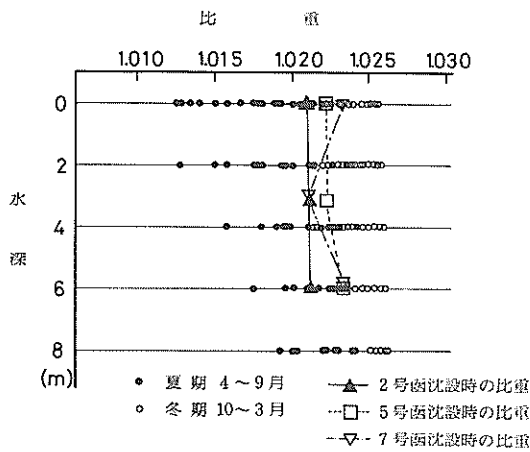


図 - 3.24 水深と海水比重との関係

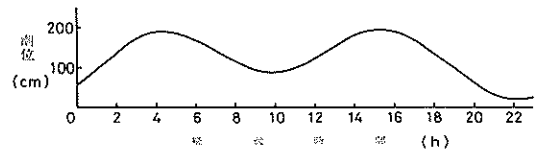


図 - 3.25 沈設時の潮位記録 (2号函の場合)

流の方向はかなり複雑であり、水深によっても時刻によっても異なる。また潮流の最大速度は、水深1mの所で約40cm/s、9mの所で約35cm/sである。

2号函及び7号函は水深約20mの所に設置されている仮支承台まで沈下させここに静置される。5号函も同様に水深約23mの所に設置されている仮支承台上に静置される。したがって各沈埋函は、平均して約22tf/m²の静水圧を周辺から受けることになる。沈埋函が海底面

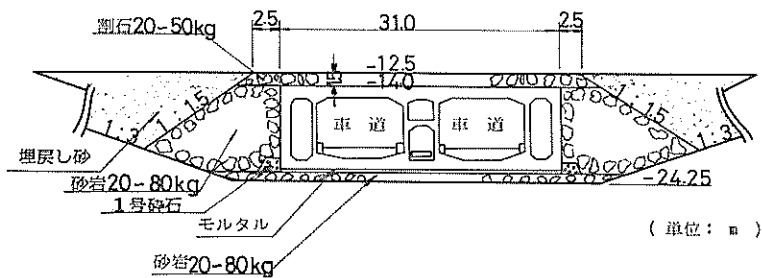


図 - 3.26 埋戻し断面 (a)

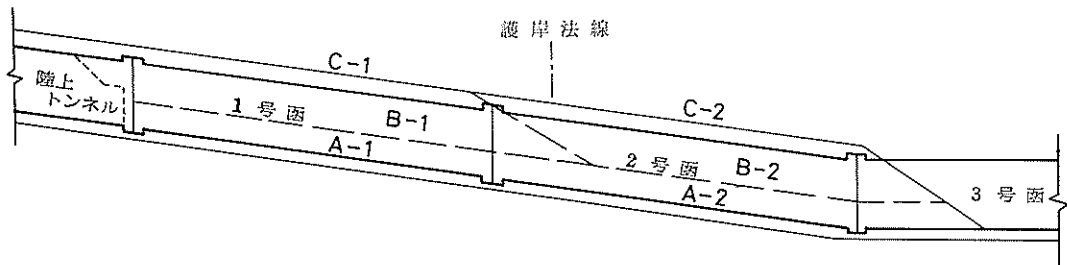


図 - 3.26 埋戻し断面 (b)

上に静置された後、既設沈埋函に備付けられている2基の連結ジャッキにより沈埋函は既設の沈埋函側に引き寄せられ、両函の接合部はゴムガスケットにより一次止水が行われる。この後、2つの沈埋函にはさまれたバルクヘッド内の海水を排水することにより、新設沈埋函が周辺の静水圧により既設沈埋函と圧着される。その後測量を行い、予定の法線とずれた分をジャッキによって修正を施す。また浮上り防止のため水荷重を追加する。沈埋函の沈設は昭和52年8月末より1, 2, 3, 4, 5, 6, 及び8号函の順に行われ、最終の7号函は、53年11月5日に行われた。また2号函は52年10月16日、5号函は53年5月7日に沈設されている。

(3) トンネル完成後

仮支承台に静置された後、沈埋函が基礎地盤に均一に支持されるよう、沈埋函と基礎捨石間の空げきにベントナイトモルタルを沈埋函内から圧入する。その後沈埋函の周辺を図-3.26に示すように埋戻す。沈埋函の沈設後半年から1年で埋戻し作業が終了する。

沈埋函が沈設された後、沈埋函の沈下測定が行われる。

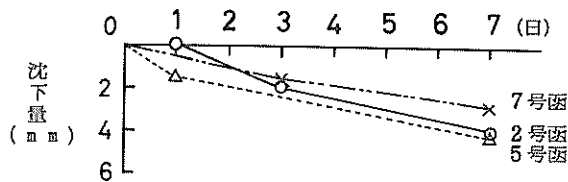


図 - 3.27 沈設直後の基礎の沈下

主に沈埋函の沈下により鉄筋にひずみが生じることになるので、沈埋函の沈下性状について少し詳しく述べる。図-3.27にベントナイトモルタル注入後の沈埋函の沈下量を示す。7日後の沈下量はいずれの沈埋函でも5mm程度と小さな値である。また7日後のベントナイトモルタルの強度は、4~9 tf/m²である。その後、長期間にわたる沈埋函の沈下測定の結果を図-3.28、図-3.29及び図-3.30に示す。沈下測定は、図-3.31に示す沈埋函の各点で行われる。2号函の場合、沈設函に取付けられている鉛直ジャッキのダウンや道床コンクリート打設によって、沈埋函はほとんど沈下しない。昭和53年6月頃より2号

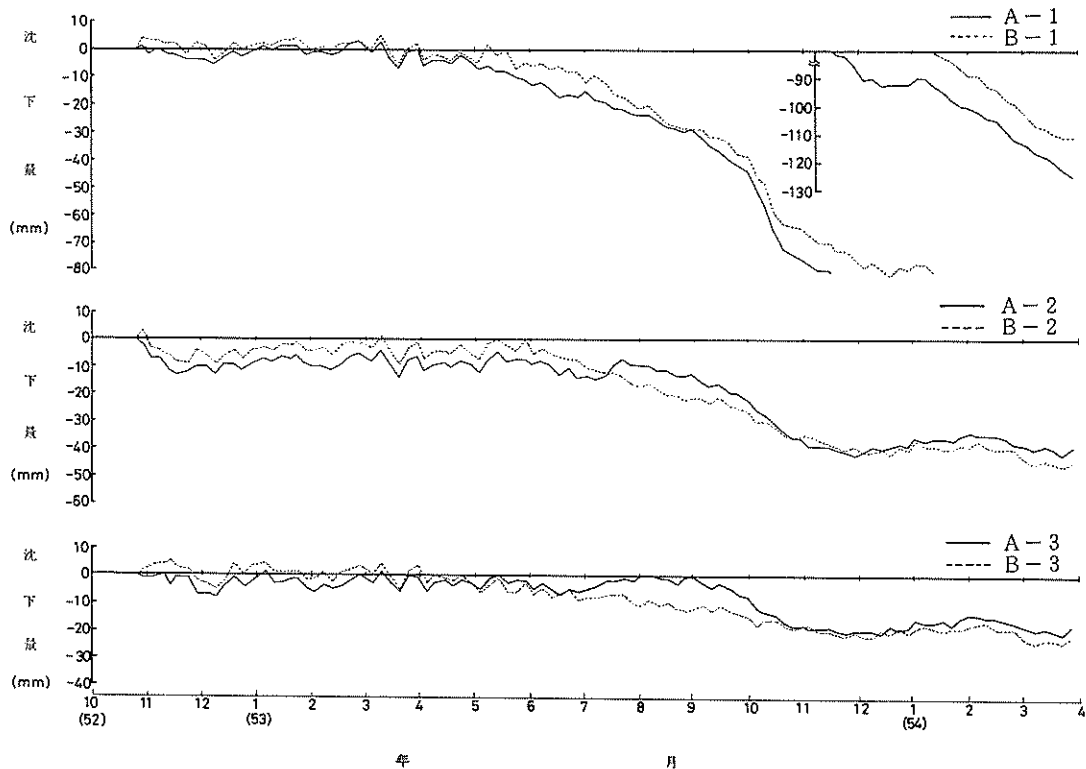


図 - 3.28 沈埋函の沈下 (2号函)

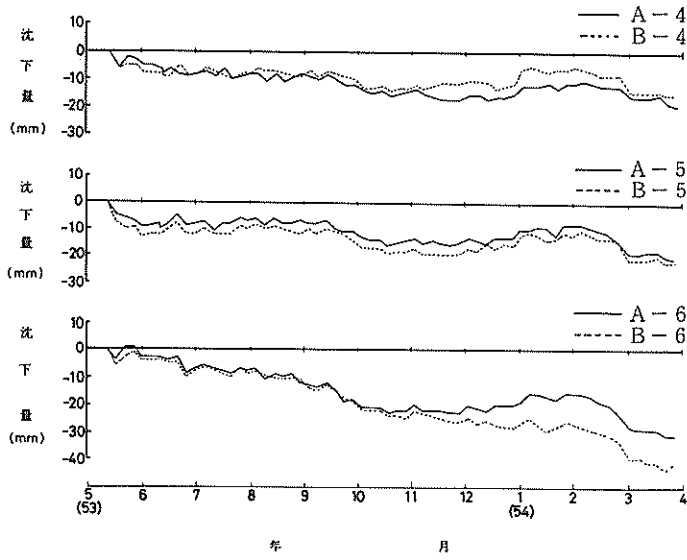


図 - 3.29 沈埋函の沈下 (5号函)

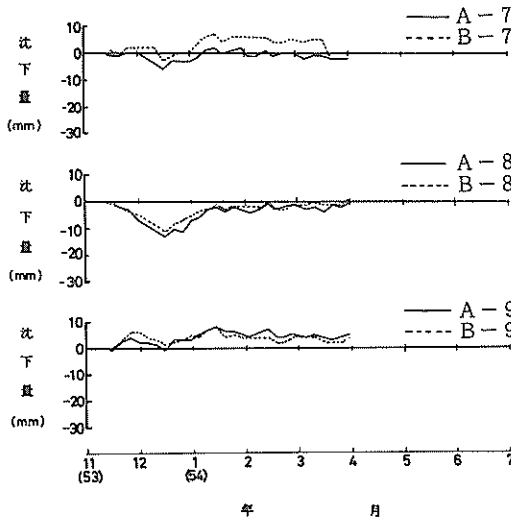


図 - 3.30 沈埋函の沈下 (7号函)

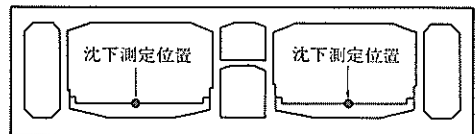
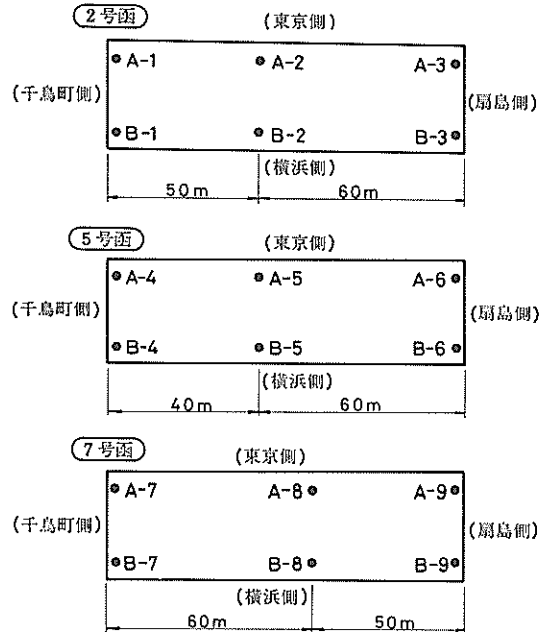


図 - 3.31 沈下測定位置

函の上で護岸の復旧工事が開始し、護岸や裏込め等の荷重が主原因で沈埋函は沈下をはじめた。これは、2号函の周辺の地盤はN値が5程度の軟弱なシルト質なので上載荷重によって沈下するからである。2号函の東京側の沈下量は54年4月の時点で110~120mm程度である。一方、護岸復旧にともなう埋戻し土量の影響の小さい2号函の扇島側の沈下量は20mm程度と小さな値である。

また東京側と横浜側での相対的な沈下量の差は10mm程度であり、沈埋函に特に大きなねじれが生じていること

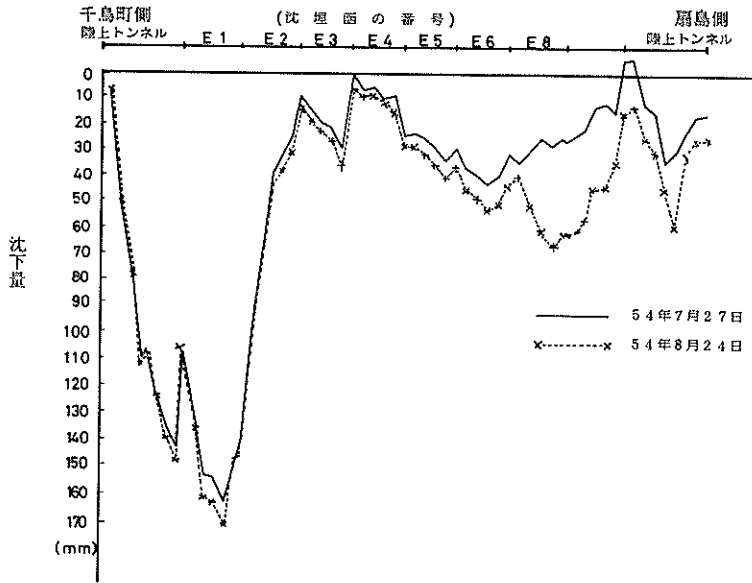


図-3.32 トンネル縦断沈下曲線

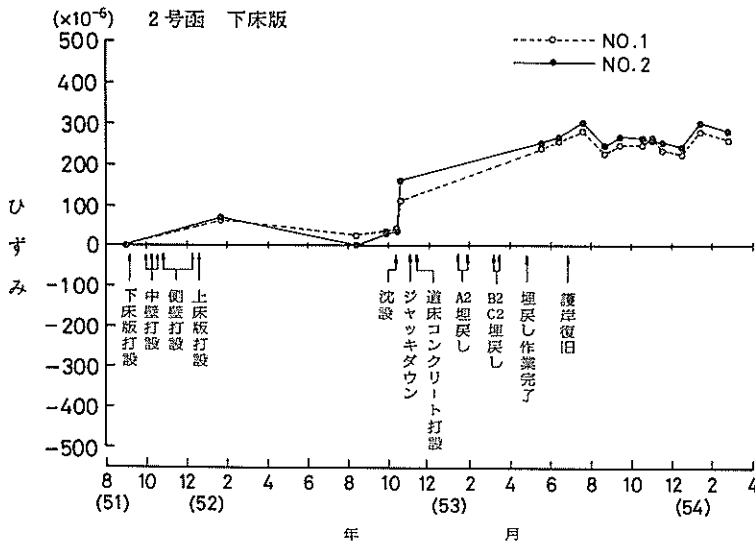


図-3.33 2号函のひずみ記録(下床版)

はない。

5号函の場合には、2号函ほど沈下はしていない。埋戻し作業後でも沈下はわずかで、54年4月の時点でも沈埋函全体で平均して20mmの沈下となっている。

7号函の場合も、沈下量は10mm程度と非常に小さな値となっている。逆に一部では沈埋函が浮き上がっている状態になっている所もある。7号函の上部は、船溜りでの

あるため、2号函のように大きな上載荷重がないので、沈埋函の沈下量も小さいと考えられる。

図-3.32に昭和54年7月27日と54年8月24日のトンネルの軸線方向の沈下性状を示す。この図によると千鳥町側の1号函、2号函付近に約180mm程度の沈下量が測定されている。その他の沈埋函部では、さほど大きな沈下量は示していない。これらの沈下量は、設計当初予想

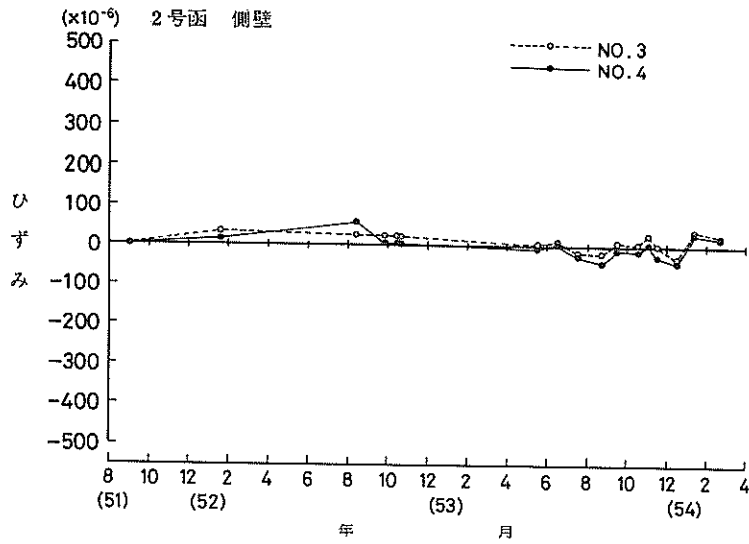


図-3.34 2号函のひずみ記録(側壁)

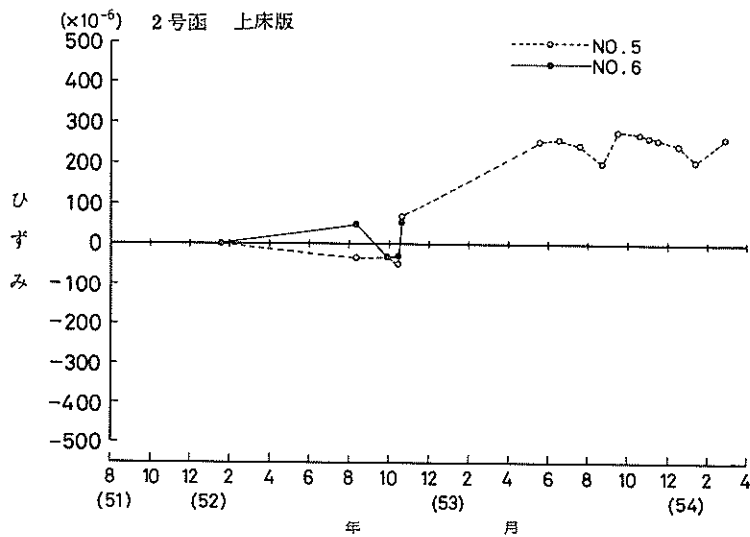


図-3.35 2号函のひずみ記録(上床版)

された沈下量より若干大きい値となっている。

3.3 測定結果

(1) 長期ひずみ測定記録

ひずみ測定は、図-3.1に示す2号函、5号函及び7号函に設置されている鉄筋計で行われる。取得されたひずみ記録は、沈埋函製作時から昭和54年4月までである。

なお7号函のNo.1からNo.6までの鉄筋計についてはその後も測定を継続して実施しており、そこで得られた結果の一部も併せて述べる。

a) 2号函でのひずみ記録

図-3.33～図-3.36、表-3.2に2号函でのひずみ測定の結果を示す。図-3.33は、下床版の函軸直角方向の鉄筋計でのひずみ記録である。鉄筋計取付けから沈埋函の艤装終

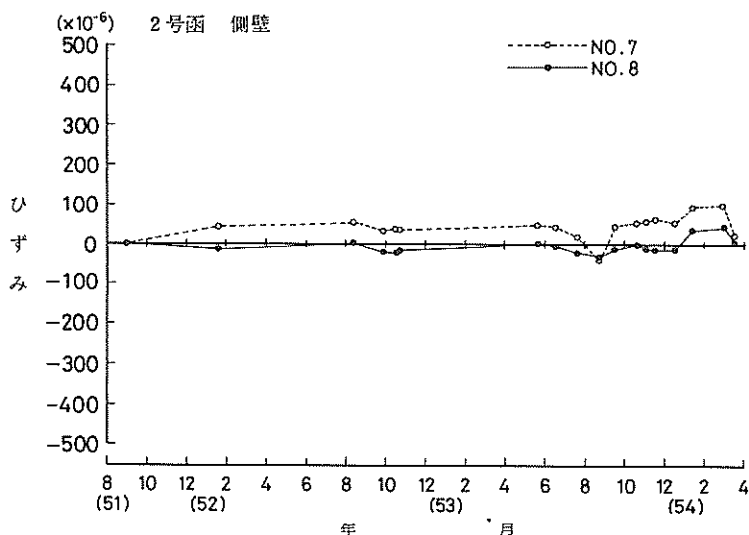


図-3.36 2号函のひずみ記録(側壁, D51)

表-3.2 2号函でのひずみ記録

(×10⁻⁶)

測定成分及び場所 ひずみの測定項目(時期)	軸直角方向		軸方向	
	下床版	上床版	側壁(D32)	側壁(D51)
鉄筋計取付 (51年9月) ~ 沈埋函き装完了	60 (60)	-30 ~ 50	20 ~ 40 (20 ~ 40)	10 ~ 45 (-10 ~ 45)
仮置時 沈埋函き装完了 ~ (52年10月)	40 (0 ~ 20)	(-30 ~ 50)	10 ~ 50 (10 ~ 30)	10 ~ 20 (-20 ~ 35)
沈設前 (52年10月15日) ~ 沈設後 (52年10月16日)	70 ~ 125 (110 ~ 170)	90 ~ 115 (55 ~ 70)	0 ~ 5 (5 ~ 30)	0 ~ 5 (-15 ~ 30)
沈設後 (52年10月16日) ~ 埋戻し完了後 (53年5月)	100 ~ 150 (250)	190 (250)	15 ~ 20 (5 ~ -10)	20 (0 ~ 50)
埋戻し完了後 (53年5月) ~ 護岸復旧直後 (53年7月)	50 (300)	5 (245)	5 ~ 20 (0 ~ -20)	15 ~ 20 (-15 ~ 30)
護岸復旧直後 (53年7月) ~ 54年3月	60 (220 ~ 300)	80 (200 ~ 280)	40 ~ 50 (30 ~ 40)	40 ~ 70 (45 ~ 100)

※ 上段は各項目での最大変動ひずみ量を示す
下段 内は鉄筋計取付時からのひずみ量を示す

了までの期間では、約 60×10^{-6} のひずみ量しか生じていない。鉄筋にひずみが生じる原因として、コンクリート打設による沈埋函の重量の不均一な増加による沈埋函の変形、これともなう沈埋函の吃水増加による静水圧の増加、コンクリートの乾燥収縮、

温度変化などによるものと考えられるが、これらによるひずみ量の増加が沈埋函製作時にさほど大きくないことがわかる。沈埋函の沈設前と沈設後のひずみ量の変動量は約 $70 \sim 125 \times 10^{-6}$ である。沈設後から埋戻し完了時までには約 $100 \sim 150 \times 10^{-6}$ の

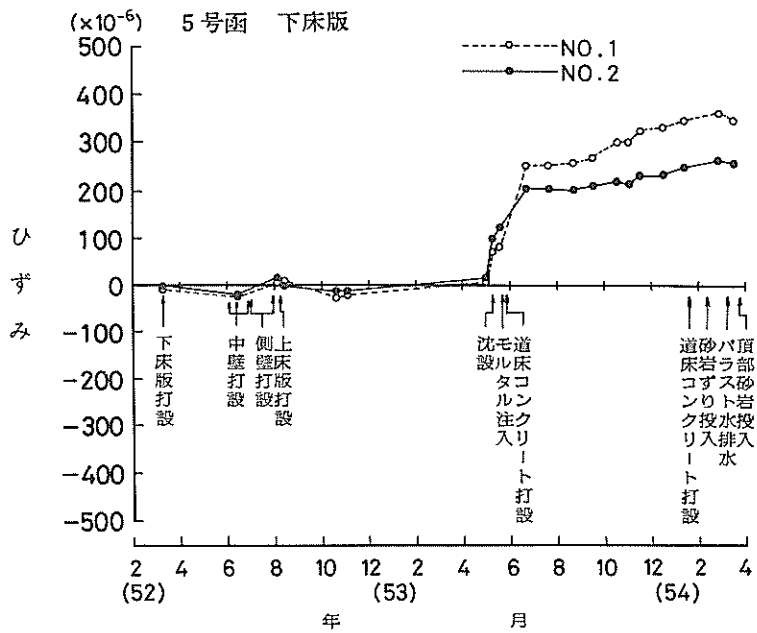


図-3.37 5号函のひずみ記録(下床版)

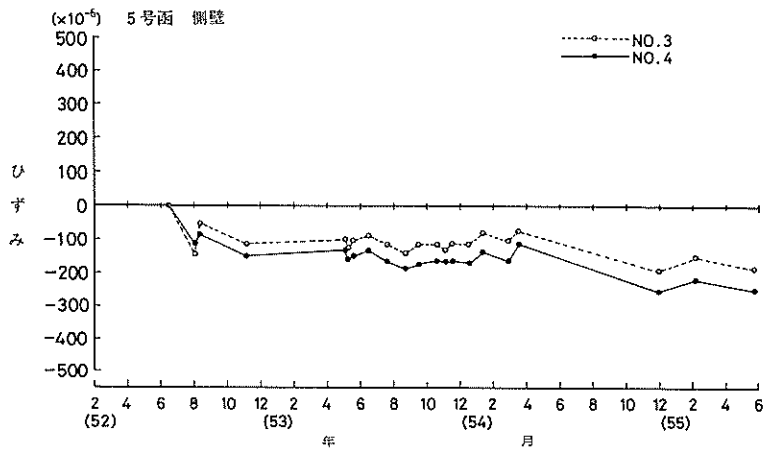


図-3.38 5号函のひずみ記録(側壁)

ひずみ量が増加している。2号函端の直上ではその後、護岸復旧工事が行われるが、護岸の重量によるひずみ量の増加は約 50×10^{-6} と小さい値である。最終的には、下床版の鉄筋計のひずみ量は、約 300×10^{-6} である。その後沈埋トンネルは、若干沈下を生じているが、これによると考えられるひずみ量の増加は、約 60×10^{-6} である。一方、上床版の沈埋函軸直角方向の鉄筋計のひずみ記録を図-3.35に示す。上床版でのひずみ記録の傾向としては、下床

版でのひずみ記録とほぼ似かよっている。

図-3.34及び図-3.36には側壁の沈埋函軸方向に設置されている鉄筋計のひずみ記録を示す。これらの鉄筋計は、沈埋函のほぼ中央に設置されているので沈埋函軸方向の曲げモーメントによるひずみ量は検出されず、実質的には函軸ひずみを測定していることになる。このひずみ量については、図に示すとおり小さな値となっている。

b) 5号函でのひずみ記録

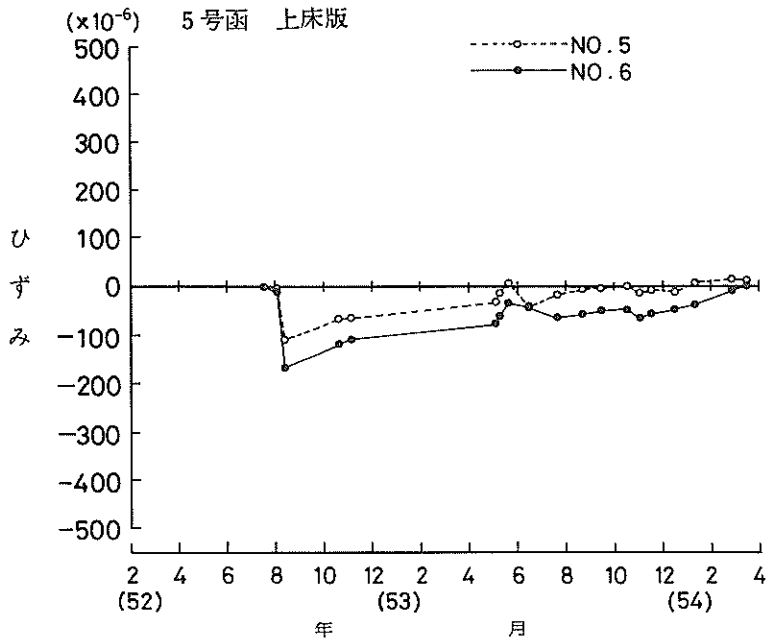


図 - 3.39 5号函のひずみ記録 (上床版)

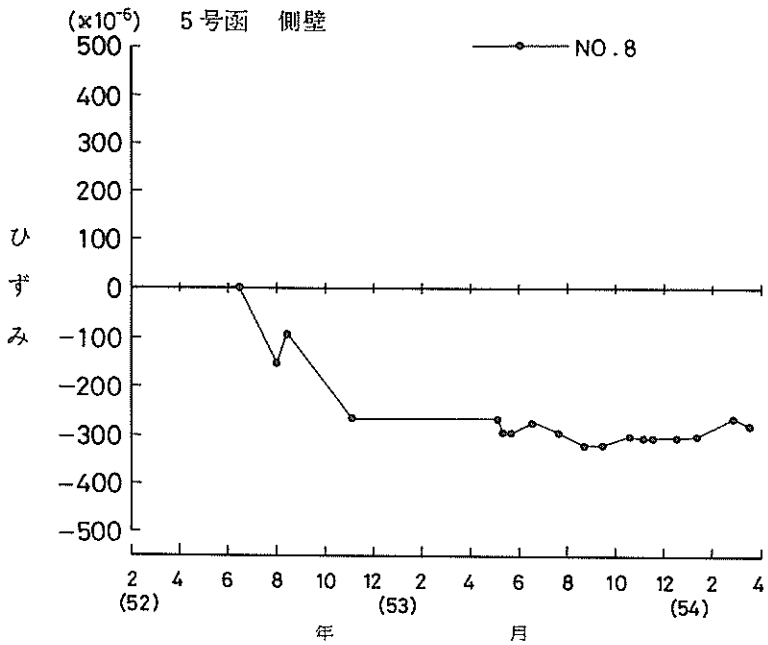


図 - 3.40 5号函のひずみ記録 (側壁, D 51)

図 - 3.37 ~ 図 - 3.40まで、及び表 - 3.3に5号函でのひずみ測定の結果を示す。下床版の函軸直角方向のひず

み量は、コンクリート打設時ではほとんど生じておらず、枕設後に $70 \sim 85 \times 10^{-6}$ ほど増加した。その後、道床

表-3.3 5号函でのひずみ記録

ひずみの測定項目	軸直角方向		軸方向	
	下床版	上床版	側壁(D32)	側壁(D51)
中壁コンクリート 打設中	20	—	—	—
側壁コンクリート 打設中	30~40	5~10	110~150	150
上床版コンクリート 打設中	10	100~160	30~90	55

※ 各測定項目での最大変動ひずみ量を示す

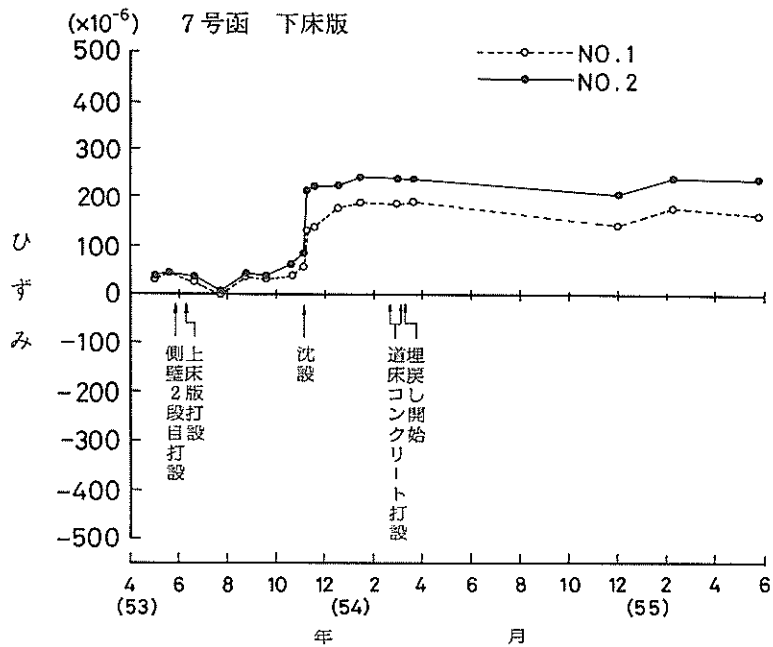


図-3.41 7号函のひずみ記録(下床版)

コンクリート打設, 周辺の土砂の埋戻しなどの作業による荷重増加により $100 \sim 150 \times 10^{-6}$ ほどのひずみ量が増加し, 昭和54年4月には最大で 350×10^{-6} のひずみ量が生じている。一方上床版の函軸直角方向の鉄筋計のひずみ量は, 2号函の場合と異なり比較的小さい。上床版打設時にひずみ量が 150×10^{-6} ほど増加しているが, 沈設作業後のひずみ量はほとんど増加していない。

函軸方向のひずみ量も側壁打設後に $110 \sim 150 \times 10^{-6}$ ほど増加しているが, その後のひずみ量の変動は少ない。

c) 7号函でのひずみ記録

図-3.41から図-3.44まで7号函でのひずみ測定の結果を示す。7号函では, ひずみの測定が, 沈埋函の側壁打設後から開始されている。また2号函及び5号函では54年3月まで測定を行ったが, 7号函ではその後も継続してひずみ測定を行っている。7号函だけ継続している理由は, 地震応答観測システムに7号函の鉄筋計のみが組み込まれているためである。本資料では, そのうち昭和55年6月までのひずみ記録について述べる。

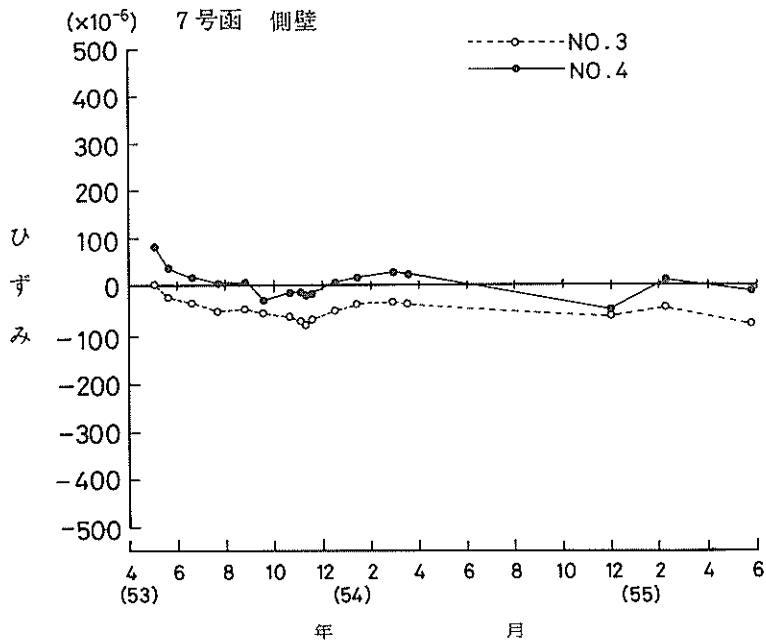


図 - 3.42 7号函のひずみ記録（側壁）

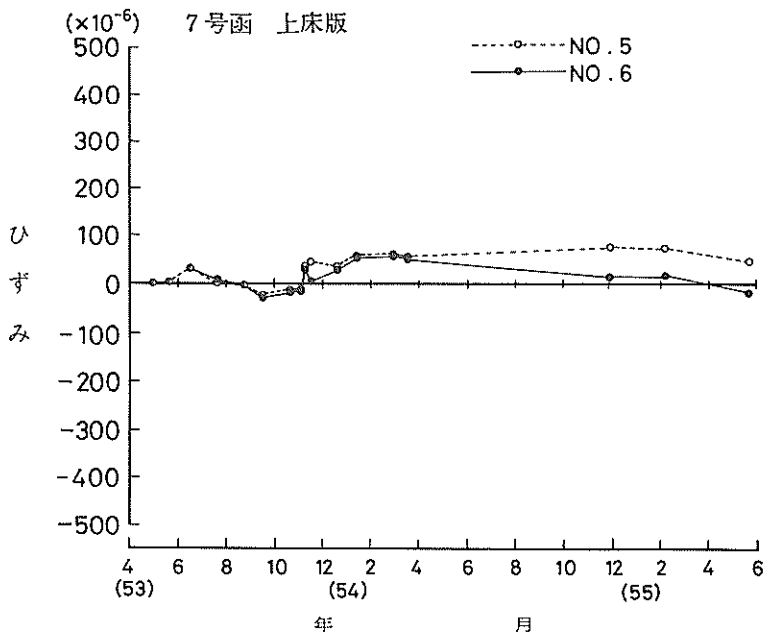


図 - 3.43 7号函のひずみ記録（上床版）

下床版の函軸直角方向の鉄筋計でのひずみ記録は、2号函及び5号函とはほぼ同様な傾向を示している。すなわちコンクリート打設時には、さほど大きなひずみ量は、

鉄筋計に生じておらず、主に沈設終了後にひずみ量が $75 \sim 130 \times 10^{-6}$ ほど増加している。沈設後から昭和55年6月までの間でひずみ量の変動はわずかである。その

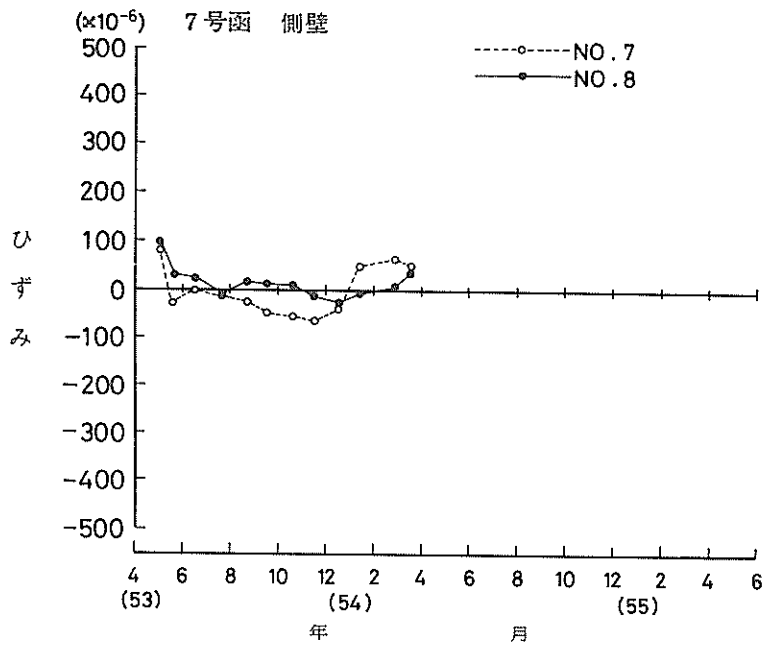


図-3.44 7号函のひずみ記録(側壁, D51)

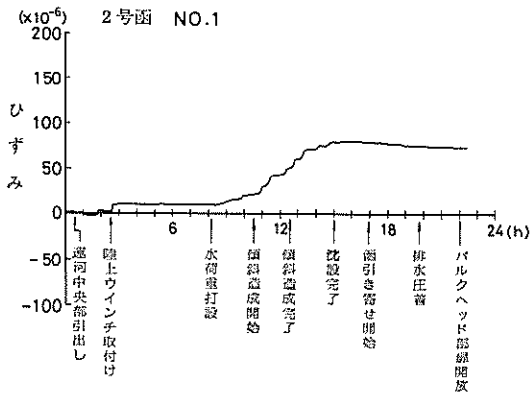


図-3.45 沈設作業工程とひずみ記録(No. 1)

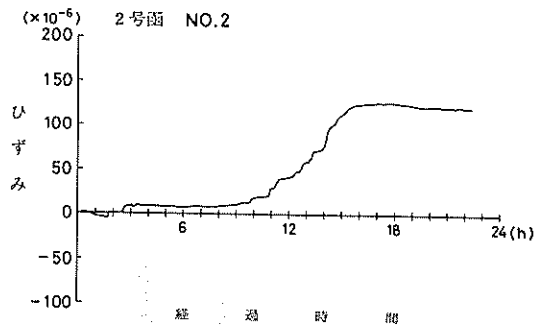


図-3.46 沈設時のひずみ記録(No. 2)

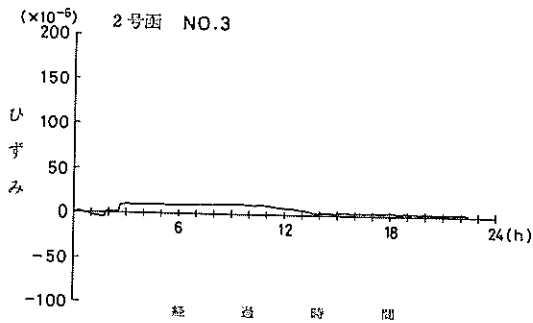


図-3.47 沈設時のひずみ記録(No. 3)

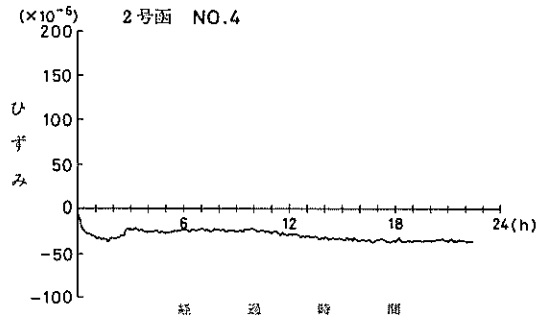


図-3.48 沈設時のひずみ記録(No. 4)

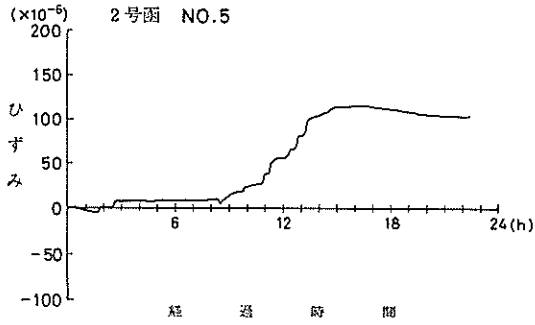


図-3.49 沈設時のひずみ記録 (No. 5)

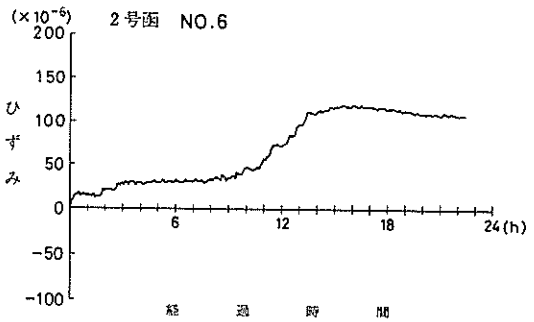


図-3.50 沈設時のひずみ記録 (No. 6)

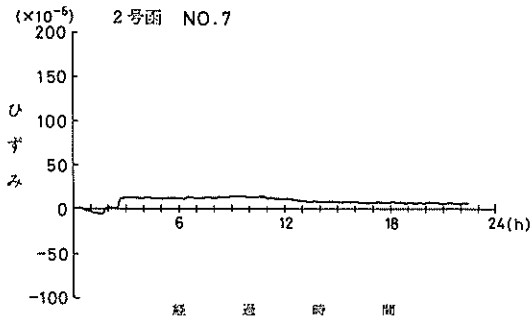


図-3.51 沈設時のひずみ記録 (No. 7)

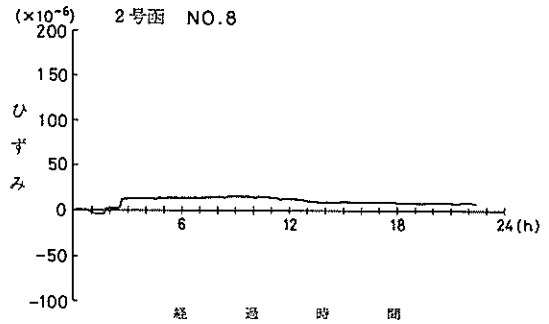


図-3.52 沈設時のひずみ記録 (No. 8)

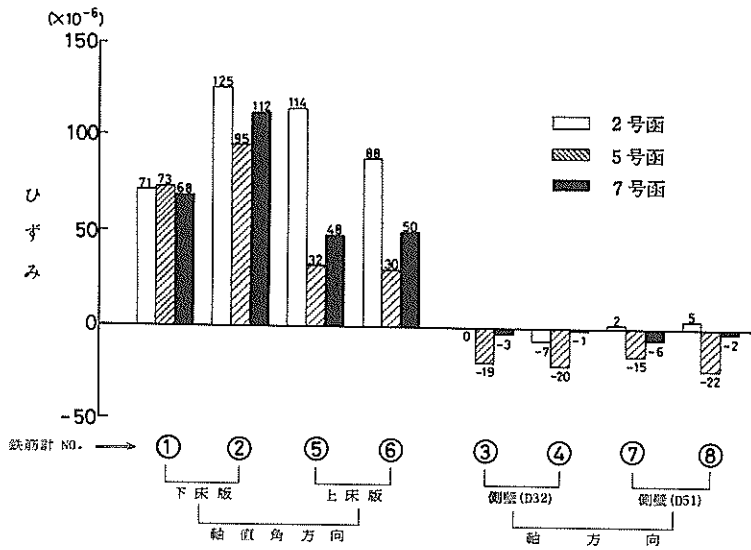


図-3.53 沈設後のひずみ量の変化

原因として、7号函の上部には、図-2.2にも示すとおり船溜りがあり、2号函のように護岸の建造に伴う荷重の増加はみられない。また図-3.32に示すとおり扇島側の沈

埋トンネルの沈下量は小さいので沈埋函に大きな変形を生じていないなどのことを挙げることができよう。また上床版については、ひずみ測定の間中さほど大きなひ

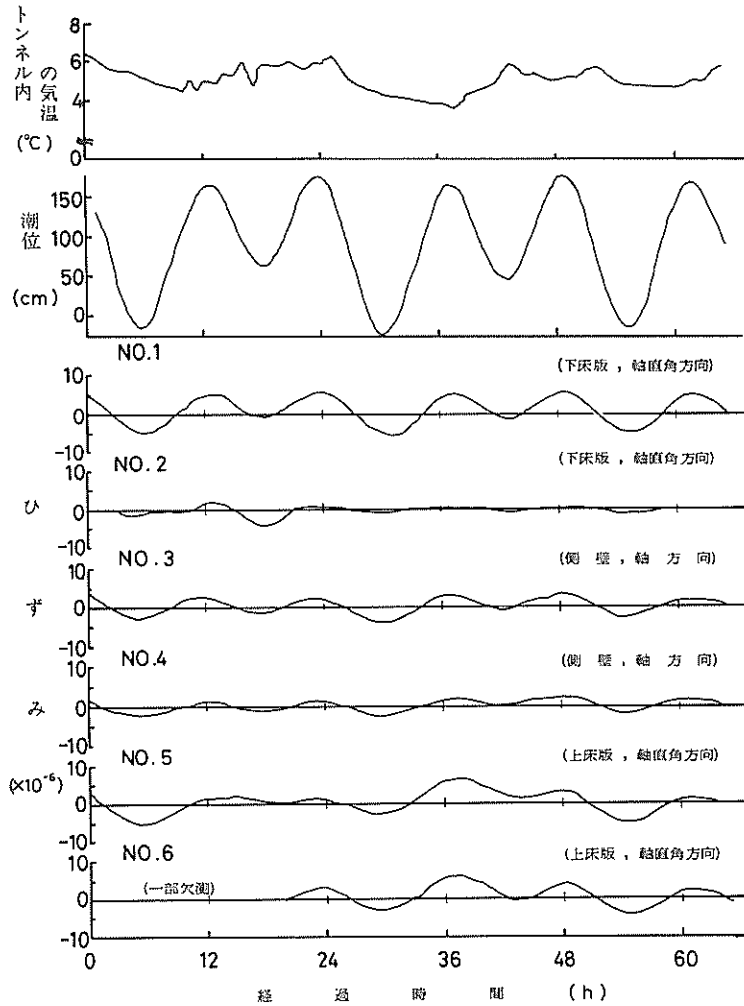


図 - 3.54 ひずみ、潮位、及び気温の日変化

ひずみ量は、生じておらず、最大でも 75×10^{-6} の値である。同様に函軸方向の鉄筋計のひずみ量も小さい値しか生じていないことがわかる。

(2) 沈設作業時のひずみ記録

(1)で述べたとおり沈埋函に大きなひずみ変動量を与えるのは、沈設作業のときである。そこで沈設作業時のひずみ量の変動について少し詳細に測定することにする。図-3.45から図-3.52まで2号函での沈設作業時に生じたひずみ記録を示す。測定は、沈埋函が仮置場所から引き出されるときから沈設作業完了時までに行った。

軸直角方向の鉄筋計に生ずるひずみ量の大きな変動は、水荷重打設後から沈埋函が仮支承台に着地するまでに発生する。これは沈埋函の沈降に伴う静水圧の増加による

ものである。曳航中、沈埋函をジャッキで引き寄せるなどの他の作業中には、ほとんどひずみ量は変化しない。一方函軸方向の鉄筋計については、沈設作業時のいずれの時期でもひずみ量の変動は小さい。

5号函及び7号函の場合にも2号函のときとはほぼ同様の傾向を示す。図-3.53に3号函での沈設作業開始1日前から沈設作業完了の1日後までのひずみ量の変動をとりまとめた結果を示す。潮位の影響、沈埋函部材の剛性の相違、測定精度などの要因により必ずしも測定結果が3号函で同一であるとは言難いが、発生するひずみ量の傾向については、ほぼ似かよっているとみなしてよいであろう。

(3) 函体ひずみの日変化

完成後の沈埋トンネルは、長期的にみると、周辺の地盤の変形、コンクリートの乾燥収縮などの要因により沈埋函にひずみを生ずる。一方、日々時間に変化する潮位、温度の要因によっても沈埋函にひずみを生じる。そこでこの潮位及び温度の日変化によるひずみの状態・程度を把握する目的で、昭和55年2月15日から18日にかけてひずみ測定を行った。ひずみ測定の対象とする沈埋函は7号函で、図-3.1に示す鉄筋計の内6台を使用する。潮位測定は、本トンネルの付近に設置されている自記潮位記録計を用いて行う。また自記温湿度計を7号函中央部の車道部に設置して沈埋トンネル内の気温の測定を行った。

図-3.54に取得された気温記録、潮位記録及びひずみ記録を示す。トンネル内の気温の日変化量は測定期間中さほど大きくない。最高気温と最低気温との差は、わずか 3°C ほどである。一方、潮位記録に関しては、測定期間中の潮位差は、約2mである。また測定期間中は、大潮時である。

図-3.54に示すとおりひずみ記録の変動値は、いずれの鉄筋計でも 10×10^{-6} 以下と小さな値となっている。このような小さなひずみ値の場合、測定の誤差の影響が、大きいと一般的に言われているが、今回の測定では比較的安定したひずみ記録が得られている。

また沈埋函軸方向の鉄筋計のひずみの変動値は、軸直角方向の1/3～2/3程度である。

気温、潮位及びひずみの記録の形状を見るとすべてのひずみ記録の変動性状は、潮位記録の変動性状と良

く類似していることがわかる。一方気温記録の変動性状は、ひずみのそれとはほとんど相関性がないことがわかる。気温の場合は、年間を通じての変動の方が重要である。ちなみに沈埋トンネルの建設現場の水深15mでの通年での温度は、8月頃に 25°C 程度の最大水温、2月頃に 8°C 程度の最小水温を示し、その変動幅は 17°C ほどある。温度の変動によるひずみの変動性状は、今後の計測結果の解析上の検討事項としたい。

4. 設計法による計算値と測定値との比較

当沈埋トンネルの構造設計は、横断面内では、2次元のボックスラーメン、沈埋トンネル軸方向では、弾性支承上の梁と各々仮定して行っている。本資料でもこの手法を用いて各種条件下で計算を行いこの計算結果と測定結果との比較を行う。ただし計算に用いる荷重条件、剛性などの入力値は、必ずしも設計条件と同一の値ではない。計算を行う項目は、3.2測定時のトンネルの状況で述べる項目と同一で、その順序に従って計算値と測定値との比較を以下に述べる。これらの比較では、ひずみ記録のみでなく、沈埋函の変形、沈下などの状況も対象として行う。

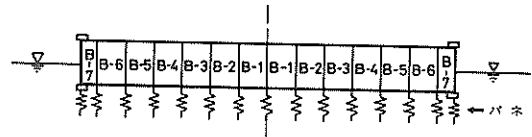


図-4.1 沈埋函の計算モデル(函軸)

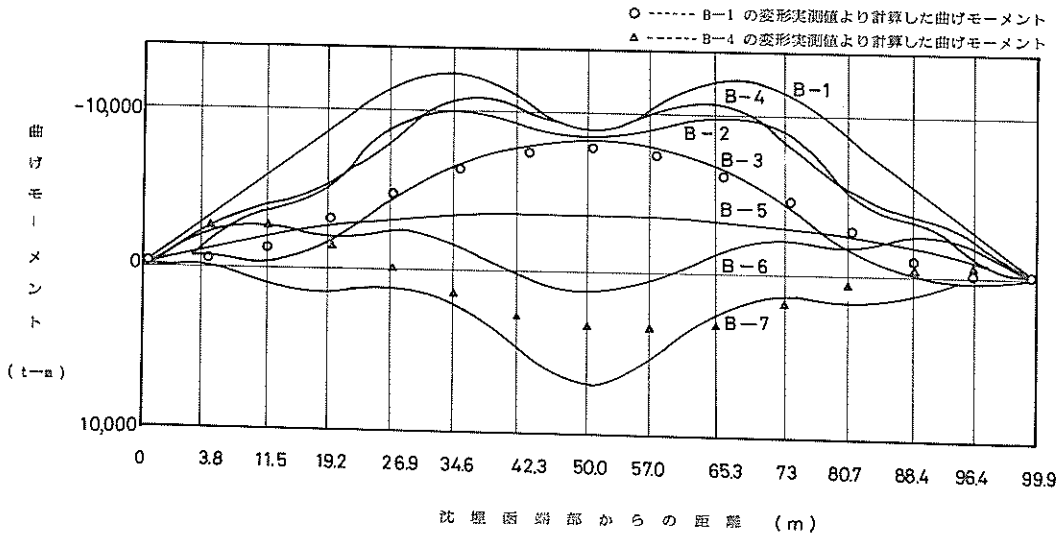


図-4.2 下床版打設時の沈埋函に生じる曲げモーメント

(1) コンクリート打設時

コンクリート打設時に沈埋函に生ずる軸方向のひずみは、図-4.1に示す計算モデルを用いて算定される。ここでは、沈埋函を一本の梁と仮定し、沈埋函の沈下に伴う浮力をバネに置換する。図-4.2に下床版でのコンクリート打設により沈埋函に算定される曲げモーメントを示す。

計算では、打設されるコンクリートは、単に荷重として取扱い、沈埋函の剛性は増加しないものとする。沈埋函に算定される曲げモーメントの最大値は、約12,000tf・mで、B-1ブロック打設時に得られる。またB-4ブロック打設時でも10,000tf・mを超える曲げモーメントが算定される。最大の曲げモーメントが算定される箇所は、沈埋函中央断面より少しずれるが、それでも鉄筋計が設置されている沈埋函中央でも約9,000tf・mの曲げモーメントが算定されている。しかしこの曲げモーメントの値による沈埋函縁の軸直角方向の曲げひずみ量は、 56×10^{-5} と小さな値である。

一方図-3.12に示す鋼殻の実測の変形によって生ずるひずみ量を算定してみる。具体的には沈埋函の変形を6次の多項式 ($y = a_0 + a_1 x + a_2 x^2 + \dots + a_7 x^6$) に最小二乗法を用いて近似を行い変形曲線を得る。この多項式をxに関して2階微分を施す操作によりひずみ量を得る。この手順によって得られる最大曲げモーメントは、

B-1ブロック打設時で6,500tf・mであり、設計値に比較して小さな値である。これらの検討を通じて3.4で述べたコンクリートの打設時に鉄筋計に生ずるひずみ量が小さいことを間接的に立証できる。

またコンクリート打設時の横断面内のひずみ量も同様に小さい値しか算定されない。

(2) 沈設時

沈設時に沈埋函に作用する外力は、沈設用の水荷重、静水圧、及び沈埋函の自重である。とくに静水圧が外力として支配的となる。沈埋函横断面の沈設時における計算モデルを図-4.3に示す。このモデルは52個の梁要素より構成される。今乾舷が約22cmで海面に浮いている5号函が、沈設荷重によって仮支承台まで沈降する時、沈埋函に作用する静水圧は、ほぼ一様に約14.4tf/m²増加する。図-4.4に計算モデルにかかるこの荷重状態を示す。この計算モデルでの計算結果の内、曲げモーメント

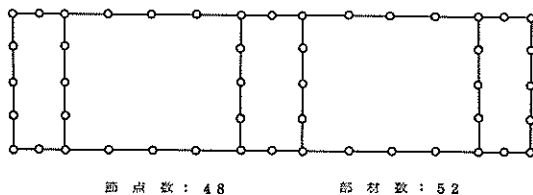


図-4.3 沈埋函の計算モデル(横断面)

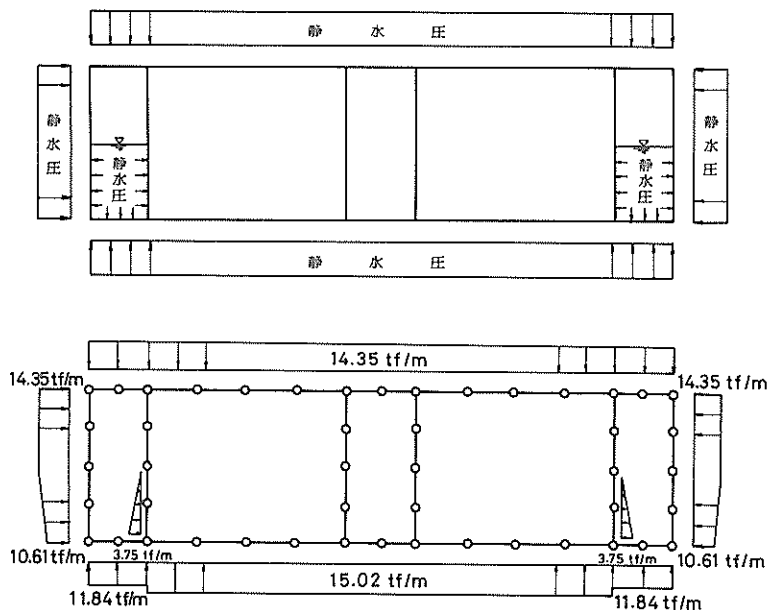


図-4.4 沈設時の荷重の増加

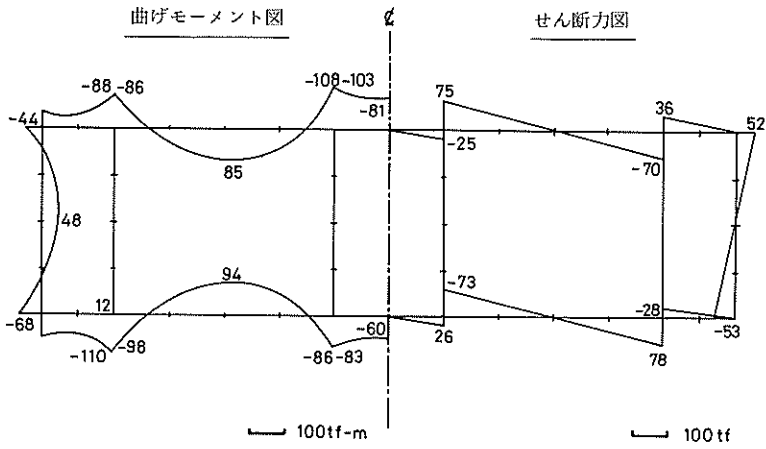


図 - 4.5 沈設時の曲げモーメントとせん断力 (その1)

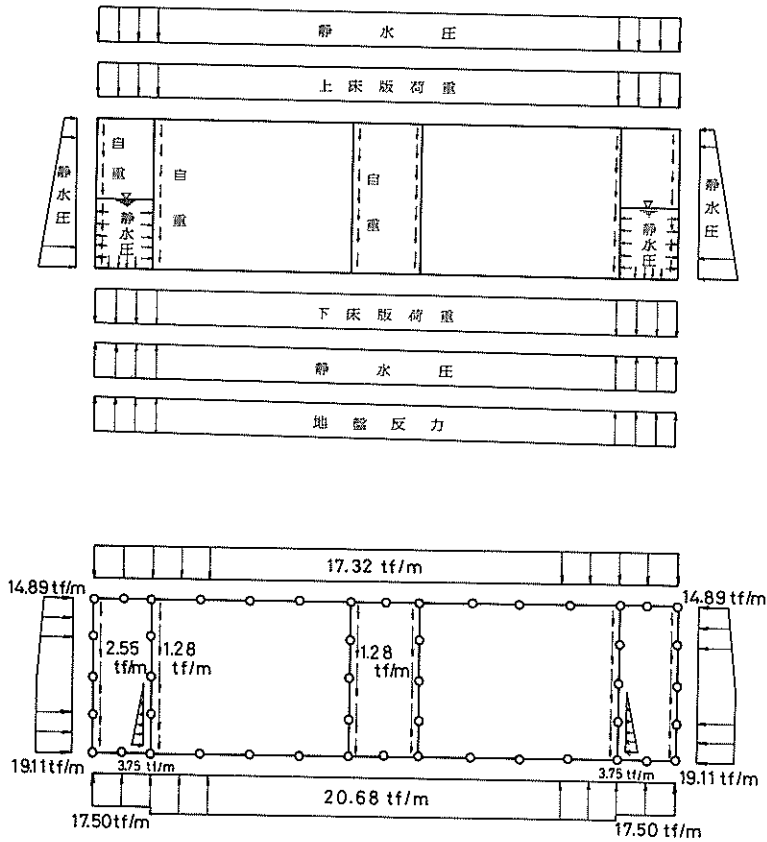


図 - 4.6 沈設後に作用する全荷重

ント図及びせん断力図を図 - 4.5に示す。この計算結果では、下床版の中央に $94\text{tf}\cdot\text{m}$ 、上床版の中央に $85\text{tf}\cdot\text{m}$ の最大曲げモーメントが算定される。同様に図 - 4.6に沈

設完了時に沈埋函にかかる全荷重を示す。この計算条件での結果を図 - 4.7に示す。この際、L. W. L.時に下床版に $137\text{tf}\cdot\text{m}$ 、上床版に $96\text{tf}\cdot\text{m}$ の最大曲げモーメン

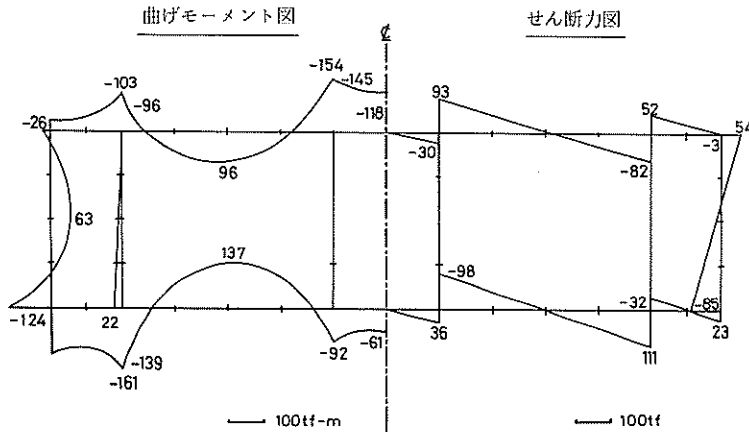


図-4.7 沈設後の曲げモーメントとせん断力(その2)

トが算定される。図-4.4に示す沈設荷重の増加のみにより算定される曲げモーメントにより生じる鉄筋計設置位置でのひずみ量は、版を複鉄筋長方形ばりと仮定すると式(4.1)⁶⁾を用いて下床版で 547×10^{-6} 、上床版で 490×10^{-6} となる。

$$\sigma_s = \frac{M}{b d^2 L_c} \quad (4.1)$$

- ここで σ_s : 鉄筋の応力度 (tf/m²)
 b : 部材幅 (m)
 d : 圧縮縁から引張鉄筋までの距離(m)
 M : 曲げモーメント (tf・m)
 L_c : 鉄筋比、中立軸比などで示される係数

これらのひずみの値は、3.3に示す実測による値とかなり異なる。すなわち実測値の方が1/5~1/10ほど小さい値となっている。同様に2号函及び7号函の場合でも実測値の方が計算値よりもかなり小さくなっている。

沈埋函の軸方向には、図-4.8に示す値と分布をもつ静水圧を受ける。沈設により増加するこの静水圧の合計は約4,500tfである。沈埋函の断面剛性は、 3.053×10^9 tfであるので、軸ひずみ量としては 15×10^{-6} 程度しか増加しない。沈設時の軸ひずみの増加量は小さいと言える。現に図-3.54に示すとおり軸方向の鉄筋計に生じたひずみの沈設前後の変動量は 20×10^{-6} 以下となっており、この値は上の計算値と良く一致している。

(3) 完成時⁷⁾

埋戻しが完了した完成時には、沈埋函周辺の土砂による土圧が沈埋函に作用する。図-4.9に5号函における完成時に沈埋函に作用する荷重を示す。この土圧を静止土圧と考え、静止土圧係数を0.5、周辺の土砂の単位体積

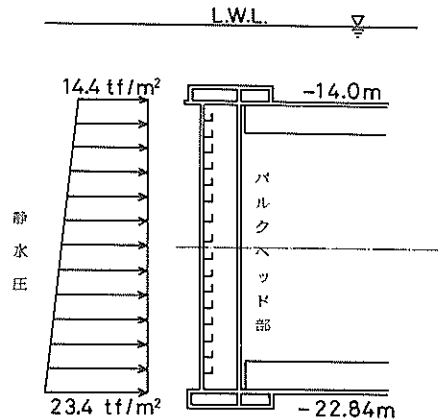


図-4.8 沈埋函端部に作用する静水圧

重量を 1.0 tf/m²と仮定する。この静止土圧により5号函の場合、沈埋函上端に 1.5 tf/m²、側壁の上縁に 1.0 tf/m²、下縁に 4.9 tf/m²の荷重が作用する。この土圧による荷重は、沈設による静水圧の増加と比較してかなり小さい。

また、この計算条件下での計算結果を図-4.10に示す。この計算では、H. W. L.時に下床版に 145 tf・m、上床版に 122 tf・mの最大曲げモーメントが算定される。下床版での完成後の実測のひずみ量は、約 250×10^{-6} である。一方計算では下床版に 844×10^{-6} のひずみ量が算定される。したがって約3倍強ほど計算値の方が実測値より大きい。

完成した沈埋トンネルの軸方向には、水圧や土圧などによって直接的にはひずみは生じない。しかし沈埋トンネルの周辺の地盤の沈下、温度変化、コンクリートの乾燥収縮などの要因により沈埋函の軸方向にひずみが生

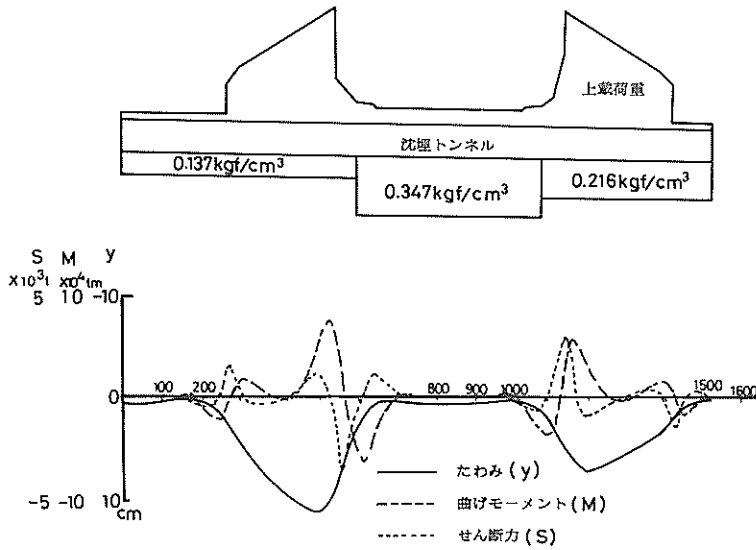


図-4.11 完成時の設計値

の多項式で近似を行い、これにより曲げモーメントを算定する。この計算結果によると1号函付近に約35,000tf・mの最大曲げモーメントが算定される。この曲げモーメントによる沈埋函縁のひずみ量は約 450×10^{-6} である。一方図-4.11に本沈埋トンネルの設計計算書での上載荷重、沈下形状、曲げモーメント及びせん断力を示す。このときの最大沈下量は約11cm、最大曲げモーメントは76,000tf・mである。沈下量は、実測値の方が若干計算値よりも大きいが、最大曲げモーメントについては、沈埋トンネルの軸方向の沈下測定の実測値より得た値は計算値の1/2程度となっている。

(4) 実測値と計算値との相違の要因

沈埋函の横断面内での水圧、土圧などの荷重によるひずみ量に関して、計算値の方が実測値よりかなり上まわった理由としては、数々の要因が挙げられる。測定上の精度、温度変化や潮位差による影響などによる要因も考えられるが、これらの要因では、両者のひずみ量の値が数倍異なることを、十分説明できない。著者としては、コンクリートに生じるひずみ量が小さい場合には、コンクリート部材が圧縮力のみならず引張力にも抵抗するからだと考える。コンクリートの引張応力(σ_t)を $\sigma_t = 1.8 \times (\text{圧縮強度})^{1/2}$ で算定できるものとする⁶⁾。いま圧縮強度を500kgf/cm²とすると σ_t は約40kgf/cm²となり約 120×10^{-6} の引張ひずみまではコンクリートも抵抗することになる。もしコンクリートに生ずるひずみ量がこの値以下であれば、コンクリート部材は全断面有効となり、その時コン

クリート部材で引張力を無視する場合と比較して数倍の抵抗モーメントをもつことになる。今この現象を簡単に説明する。

図-4.12に示す単鉄筋長方形梁を取上げる。コンクリートの引張力と圧縮力の両者を考慮した部材の全断面有効とした場合の抵抗モーメントを式(4.2)に示す。

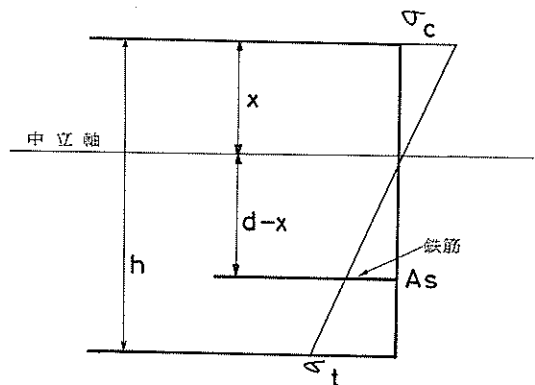


図-4.12 単鉄筋長方形梁での計算条件の設定

$$M_1 = \left[\frac{nbx^3}{3(d-x)} + (d-x)A_s + \frac{nb(h-x)^3}{3(d-x)} \right] \sigma_s \quad (4.2)$$

また引張力を無視した在来の手法による抵抗モーメントを式(4.3)に示す⁶⁾。

$$M_2 = A_s \left(d - \frac{x}{3} \right) \sigma_s \quad (4.3)$$

ここに d : 有効高 (m)
 x : 上縁から中立軸まで距離 (m)
 A_s : 引張鉄筋の断面積 (㎡)
 σ_s : 引張鉄筋に生ずる応力度 (tf/㎡)
 b : 部材幅 (m)
 h : 部材の高さ (m)
 n : コンクリートと鉄筋とのヤング係数比

5号函の下床版に上記の2式を適用する。このときの入力条件として、 $b = 1.0$ m, $h = 1.1$ m, $d = 0.874$ m, $A_s = 0.009805$ ㎡, $n = 1/7$ とする。

式(4.2)から $M_1 = 0.519 \sigma_s$ (tf・m), 式(4.3)から $M_2 = 0.073 \sigma_s$ (tf・m)となるので、 $M_1/M_2 = 7.08$ 倍の差があることがわかる。

5. 結 論

沈埋函製作開始時より竣工式を経て昭和55年3月までの約4か年の期間中に沈埋函に生じるひずみの長期測定を実施した。ひずみ測定は主に、コンクリート打設作業時、沈設作業時及び沈埋トンネル完成後を中心に行った。また測定期間中の、沈埋函の変形状況、自然条件及び外力条件を整理し、これらとひずみ記録との関連を調べた。また本沈埋トンネルに用いた設計手法を用いて沈埋函に生じるひずみを算定し、この計算結果と実測結果との比較を行い以下に示す結論を得た。

1) コンクリート打設時に鉄筋計に生じたひずみ量は 150×10^{-6} 以下と小さな値であった。一方コンクリート打設時、測量によって得られた鋼殻の変形量は、当初の設計の変形量よりやや下まわり、この変形により算定されるひずみ量は、ほぼ実測値と一致した。

2) 沈設作業前後の下床版及び上床版の軸直角方向の鉄筋計に生じたひずみの変動量は $30 \sim 130 \times 10^{-6}$ である。沈設時の静水圧の増加により沈埋函の部材に算定されるひずみ量は、この実測値よりもかなり大きな値となった。この原因として、設計ではコンクリートは引張に抵抗しないと仮定して抵抗モーメントを算定するが、コンクリート部材に生じるひずみ量が小さい場合には、コンクリート部材が全断面有効で外力に抵抗することなどが考えられる。

3) 沈埋函周辺の埋戻し完了後の最終的なひずみ量は最大でも 350×10^{-6} 以下であった。一方完了後沈埋トンネルは、若干不等沈下しているが、この変形曲線を基に

算定される沈埋トンネルに生じるひずみ量は、当初の設計値と比較して現在の所小さい。

4) 沈埋函の曳航、沈埋函の圧接作業、基礎の造成などの作業中には、鉄筋計に生じるひずみの変動量はごくわずかであった。

あとがき

新規に建設される大規模あるいは社会的に重要な土木構造物などでは、施工中や完成後に各種の土木計測を行い、構造物の安全性を確認することが今や常識となりつつある。また測定によって得られた実測値と用いた設計法から得られた計算値との比較を行うことにより、設計法の妥当性が検証でき、同種の構造物を将来建設する際の貴重な資料を得ることができる。このような背景から川崎港海底トンネルでも各種の現場測定が実施された。しかしながら、測定にかかる費用、労力、時間が種々の制約を受けることもまた事実であり、今回の測定においても、測定個所の数や測定回数など必ずしも十分でない面もあった。

本トンネルではひずみ測定について、今後とも継続して実施する予定であり、またひずみ測定に用いた鉄筋計に加えて新たに地震計、コンクリート表面ひずみ計などの測定計器をトンネル内や周辺の地盤に設置して総合的な地震応答観測を開始している。これらについては、記録が取得され解析が終了しだい、別途報告する予定である。最後に本資料及び今後の測定について読者の忌憚のない御意見を寄せていただければ、著者の幸いとする所である。また計算は当所所有の電子計算機(ACOS-800 II)を用いて実施した。

謝 辞

本資料取りまとめにあたって、終始助言と指導を下さった北島構造部長に感謝の意を表します。また測定計器の設置、記録の取得、関連資料の提供など数々の便宜を計って下さった、第二港湾建設局京浜港工事事務所と川崎市の関係各位及び門司剛司氏(第一港湾建設局)に深甚なる謝意を表します。また図面作成の作業には、沈埋構造研究室の藤原貴史君の手を煩わせました。ここに感謝致します。

参考文献

- 川崎港海底トンネルの調査及び試験、運輸省第二港湾建設局京浜港工事事務所、(内部資料)昭和52年3月、pp. 5~34
- 川崎港海底トンネル構造(そのI)及び(そのII)、

運輸省第二港湾建設局横浜調査設計事務所（内部資料），昭和50年3月，pp. 7～209

③ 東京港トンネル工事誌，土木学会及び首都高速道路公団，昭和52年3月，pp.199～221

④ 衣浦港トンネル工事誌，運輸省第五港湾建設局，昭和48年3月，pp.162～182

⑤ 江刺靖行，他，大口径取水管の水中埋設時の挙動，土と基礎，Vol. 27, No.3，1979年3月，pp. 63

～69

⑥ 近藤泰文，他，鉄筋コンクリートの設計，pp.37～60

⑦ Birger Schmidt, WalterC, Grantz, Settlements of Immersed Tunnels; GT 9, A S C E, Vol.105, September, 1979, pp. 1031～1047

⑧ 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，日本建築学会，1975年，pp. 69～70

港湾技研資料 No. 352

1980・9

編集兼発行人 運輸省港湾技術研究所

発行所 運輸省港湾技術研究所
横須賀市長瀬3丁目1番1号

印刷所 阿部写真印刷株式会社

Published by the Port and Harbour Research Institute
Nagase, Yokosuka, Japan.