

大口徑鋼管の海底布設

—その力学的問題点および防食法—

川 畑 整 理*
富 樫 利 男**

要 旨 東海発電所復水器冷却用水路工事の概要については、すでに報告されている¹⁾。ここではそのうち長大な取水鋼管（直径 2.5 m, 長さ約 510 m, 溶接継手）を直接外海に面した砂質の海底に埋設する場合、陸上埋設工事などとはいちじるしく異なった条件のために生じた、おもなる力学的問題点と、鋼管の内外両面を対称として実施した防食法とについて概要を報告するものである。

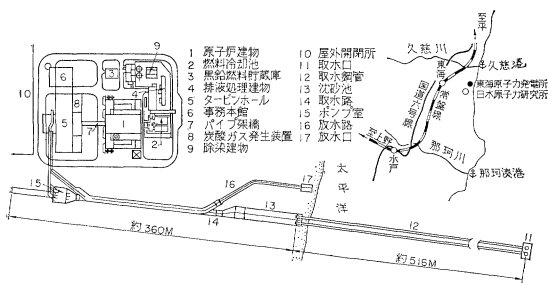
1. ま え が き

茨城県東海村において日本最初の実用原子力発電所（出力最大 166 000 kW）の復水器冷却用水（流量 16 m³/sec）をサイト前面の鹿島灘より直接取水することになり、直径 2.5 m, 延長約 500 m の鋼管を 2 条海底に埋設する方法がとられた。海底は約 1/150 程度の勾配の砂質であり、漂砂の影響が激しいため、荒天時においても取水が円滑に行なわれるよう、取水口の位置は汀線から約 500 m はなれた水深約 8 m の付近に設けることになった。

鋼管の厚さは 33~20 mm で、汀線より海側の大部分は 20 mm である。材質は継手が溶接によるため溶接性のよい SM 41 A とした。

鋼管の現場溶接は陸上の将来水路となる部分を乾きよ構造にし、その内部で行なわれた。乾きよの延長は約 360 m で鋼管総延長の約 2/3 程度であるため、鋼管の製

図—1 発電所位置および発電所施設配置の概要

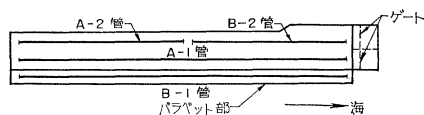


* 日本原子力発電 K K 東海建設所長
** 正員 同 上 東海建設所土木課

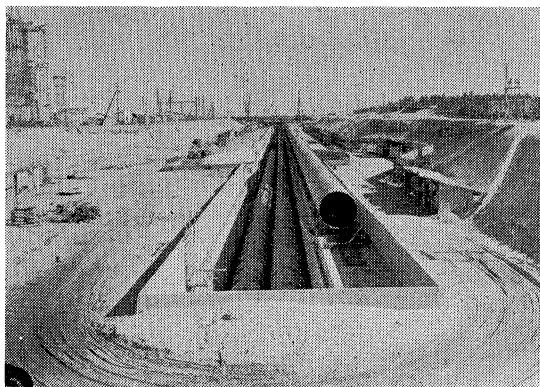
作は図—2 に示すとおり A, B 両方の管路とも二つ割りとし、それぞれの接合には、水中で行なう機械的な特殊な継手を必要とした。

鋼管の曳航沈設はまず A 管に鋼管ブイ（浮力約 30 t）25 個を乾きよ内に取り付け、海側のゲートより海水を注入して鋼管を懸吊の状態で浮上せしめる。ついで A-1 管をその端部が乾きよの中間ぐらいにくるまで海上にひ

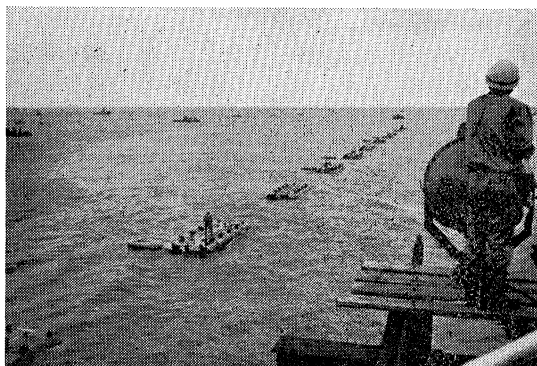
図—2 乾きよ内鋼管製作位置図



写真—1 乾きよ 全 景

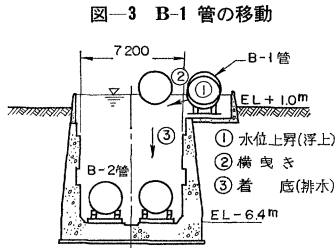


写真—2 鋼 管 曳 航



き出し、A-2 管と上記の機械的方法による水中継手作業を行なったのち、海底掘削の終了した所定の海上に曳航し、25 個のうち 6 個のブイに注水することによって沈設するもので、この作業の順序方法の詳細はすでに述べられているとおりである¹⁾。

B 管に関して、曳航に先だつて B-1 管の両端に盲蓋を取り付け、図-3 に示すようにさきに A-1 管のあった乾きよ底に下してブイを取り付ける必要がある以外は A 管の場合と同様である。



沈設直後の鋼管は一時的に浮力の残っているブイ (16 個) によって海底での回転を防止されるとともに、海底における自重が軽減されて、海底凹凸による応力を許容範囲内に保っている。よって沈設直後はただちにしゅんせつ船、サンドポンプなどによって鋼管が独自で一時的に安定を保つことができる程度まで埋めもどしを行ない、その後ブイを撤去した。

ブイ撤去後の鋼管の埋没は海底の自然現象にゆだねる。取水口および陸上部構造物との取り付け工事は鋼管曳航沈設後戻戻し工事と呼応して行なわれた。

2. おもな力学的問題点の概要

(1) 鋼管曳航中の応力

曳航中の主要な外力は潮流による横方向の力、および波による力である。これについては、計画当初日立造船 KK 研究所に依頼して模型実験を行なった結果、曳航沈設作業を行なう程度の平穏な日の波力の影響は微小であり、潮流に対しては鋼管の中間 2 カ所から対潮流用のワイヤをとるだけで十分安全であることが判明した。

(2) 自然沈下 (ブイなし) の場合の鋼管の応力およびたわみ

これは鋼管にブイをつけず、両端に盲蓋をつけて浮上せしめ、沈設は管体に設けたバルブを開いて自然沈下させる方法の検討である。この場合、沈下の過程において鋼管は S 字形にたわみ、応力は相当の値となる。この検討も (1) と同時に日立造船研究所で模型実験によって行なわれた。応力の最大値は波浪 (波長 56 m, 波高 2.6 m) の存在時に約 1400 kg/cm^2 となり、他の要素による応力を加味すると必ずしも許容の範囲に入るとは考えられないため、この方法は採用できず、その代わりに鋼管ブイを取り付け、このブイに注水することによって沈設することとした。結果的には鋼製ブイはこの見地からだけでなく、後述するように、海底の凹凸に対処して応力を軽

減する点で、沈設直後の鋼管の回転を防止する点および鋼管を正確に計画位置に沈設する場合に必須のものであったと思われる。

(3) 埋没完了後埋没土砂による応力

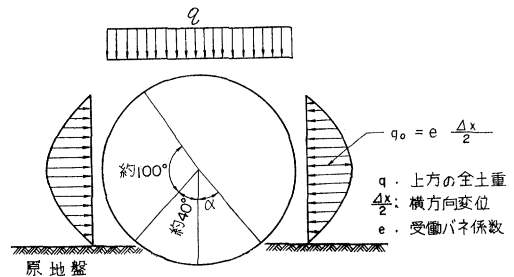
フレキシブルな埋設鋼管にかかる土圧の分布については Spangler の研究が知られている。この研究によれば、図-4(a) に示すとおり、土圧は上下方向に等分布し、側圧は中央を頂点とする放物線状の分布をしている。下端では原地盤と埋めもどし部分と支持力が違うことから限られた範囲 ($\alpha \approx 40^\circ$) に等分布するとしている。

われわれの工事の場合には、土圧分布の仮定は図-4(b) のとおりである。まず水中工事である関係から鋼管が良い原地盤に集まるとは必ずしも考えられないので上下とも全幅にわたって等分布するとの仮定を行なった。側圧は放物線として計算を進めることははん雑であるので計算の簡単のために直線分布とした。図中 q_0 は静止土圧によって定めた。Spangler の方法では $q_0 = e \cdot \frac{\Delta x}{2}$ とし、受働バネ常数 e を使用し変位に比例するとしているが、これによると管厚が小でたわみやすい鋼管ほど横方向力が増大することになり、大口徑の海底埋設管の場合には危険側の値がでるおそれがあると考えられる。

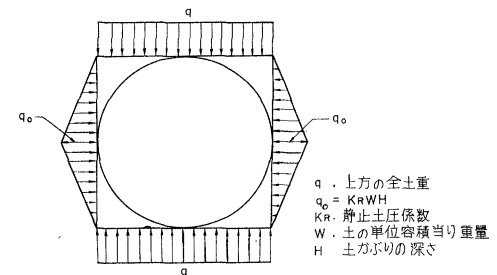
上記の計算仮定によって算定の結果、陸上部構造物と連結する付近の土かぶり約 8 m の部分で最大必要管圧は 33 mm, 汀線付近の土かぶり約 4 m の部分では管厚 20 mm と決定された。汀線より沖側は一般に土かぶり

図-4 埋設鋼管におよぼす外力の仮定

(a) Spangler による flexible な管の土圧分布



(b) 計算仮定による圧力分布

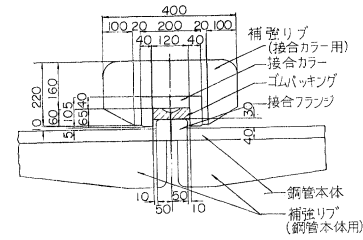


が次第に減少するが、曳航沈設工事の際に必要とされる強度を勘案して同様に管厚は 20 mm とした。

(4) 水中継手部の構造

この継手は鋼管曳航沈設当日乾きよ内で浮上している鋼管を水中で迅速確実に接合しよう特に考案された特殊な機械継手であり、その構造は図-5に示すとおりで、最終的には図-5(b)の上下に二分されたカラーがス

図-5 水中継手部の構造
(a) 接合カラー、接合フランジ、補強リブ



(b) 接合部正面図

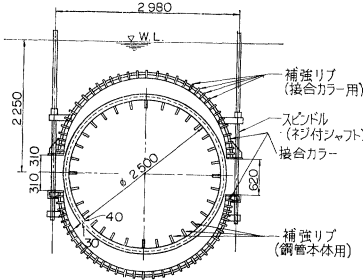


図-6 碎波帯内掘削状況

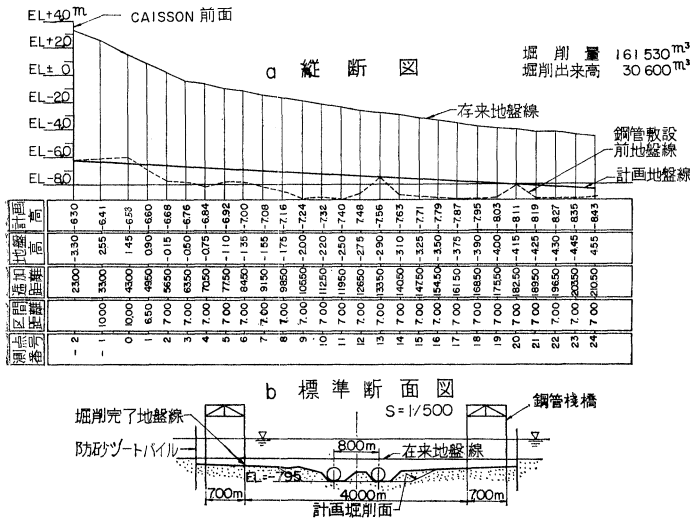
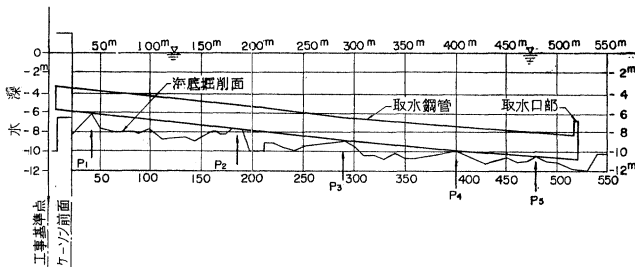


図-7 沈設時の海底の掘削と鋼管の着底状況 (北側鋼管中心)



ピンドル シャフトの回転 (水上でハンドルを回すことによる) によって閉そくして接合される。カラーの断面は図-5(a)のとおりである。

一般に接合部では強度が低下しやすいが、本継手では特に 100% の強度を維持するために、継目近傍の管厚を 40 mm に増大しているほか、カラーと継目付近の管胴内部に図のような補強リブを設けている。

(5) 鋼管の強度から要求される海底掘削面の凹凸の許容限界

この問題の究明は力学的検討事項の中で最も苦心を要したものである。鋼管を沈設する海底部分は、汀線より約 200 m より沖側はポンプ式しゅんせつ船 (1000 HP) によってしゅんせつし、それより陸側の砕波帯内の掘削は主としてドラグスクレーパー (バケット容量 2 m³, 2 基) によって沖側の海底土砂を陸側にかき寄せる方法をとった。砕波帯内は掘削した部分の埋没を少なくするために、延長約 210 m の鋼管棧橋を 2 条築造し (内側間隔 40 m)、棧橋の外側には鋼矢板 (Ⅲ型 11~12 m) を打ち込んで防砂突堤とし、沖側以外からの砂の流入の防止をはかった。

しかし実際の海底掘削では特に砕波帯内が予想以上に難航した。曳航沈設直前の防砂突堤内の最終掘削状況は図-6に示すように掘削断面は計画したような台形のきれいな掘削断面とはおおよそかけ離れたものであった。曳航沈設時の海底全域の縦断面は図-7のとおりで、これによると砕波帯内の部分では雄大な海底凹凸によって鋼管は最大スパン約 150 m の橋になっていることがわかる。

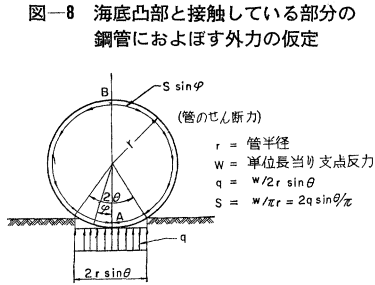
この問題解決のむずかしさは凹凸そのものが、海象の影響と、掘削機械の作業実績によってたえず変動して固定しないところにある。

しかしながら鋼管として最も応力の大きい部分は海底の凸部と直接接触する支承部分と、長いスパンの中間付近であることは明らかである。また支承部分は管断面の剛性が大きい場合は管軸方向の曲げモーメントによる応力が支配的であり、剛性が小さい場合は地盤反力による管断面内の曲げモーメントによる応力が支配的となる。

この鋼管は直径 2.5 m、管厚 20 mm の薄肉の円棒であるため剛性は小さい。つまり地盤との支承部がその反力によって管断面形内の座屈を起こさないような

配慮が必要である。海底を測深して掘削の縦断図を得れば、鋼管の水中重量にともなう支点反力が(例えば 図-7 の P_1, P_2, \dots) が計算によって求まるが、これが許容範囲に入るように掘削を仕上げる必要がある。

上記のような支承部分がある支承部分のどの程度の反力まで許容するかを知るために図-8 のように外力を仮定すると、曲げモーメントの最大は A 点で生じ、計算の結果は次式で表わされる。



$$M_{\max} = \frac{1}{\pi} q r^2 \left(\frac{\theta}{4} + \frac{1}{2} \sin \theta + \frac{3}{8} \sin 2\theta - \frac{\pi - \theta}{2} \sin^2 \theta + \frac{1}{3} \sin^3 \theta \right)$$

$$= \frac{1}{\pi} q r^2 B(\theta), \quad q = W/2r \sin \theta \text{ より}$$

$$M_{\max} = W \cdot r \cdot \frac{B(\theta)}{2\pi \sin \theta} = W \cdot r \cdot C(\theta)$$

上記の曲げモーメントに抵抗する管胴板の幅を直径の2倍すなわち 5m と仮定すれば、この部の抵抗モーメントは

$$M_R = \frac{2 D \cdot t^2}{6} \sigma_a = \frac{2 \times 250 \times 2^2 + 1600}{6} = 5.33 (\text{t} \cdot \text{m})$$

許容支承反力は

$$W_a = \frac{M_R}{r \cdot C(\theta)} = \omega \cdot l_a$$

ここに ω : 水中の鋼管の単位長さあたり重量

l_a : 等間隔の支承の場合の許容スパン

数値計算の結果 θ, C, W_a, l_a の関係は表-1 のとおりとなる。

表-1 θ, C, W_a, l_a の関係

2θ	C	$W_a(\text{ton})$	$l_a = \frac{W_a}{\omega} (\text{m})$
10°	0.2175	19.6	16.3
20	0.1977	21.6	18.0
30	0.1794	23.8	19.8
40	0.1626	26.2	21.8
50	0.1473	29.0	24.2
60	0.1337	31.9	26.6
90	0.1021	41.8	34.8
120	0.08283	51.5	42.9
150	0.07303	58.5	48.8
180	0.07013	60.8	50.7

ここに 2θ : 支持部の中心角

C : 係数

W_a : 許容荷重

l_a : 許容スパン (ただしブイに浮力を残さぬ場合)

この表より、例えば $2\theta = 90^\circ$ ならば、許容地盤反力は 41.8t、許容スパンは 34.8m となる。

この例をもつてもわかるとおり、海底の鋼管は水中の重量がそのままかかるとすれば、海底の凹凸はかなり小規模でないと上記の座屈を生ずるおそれが出てくる。

座屈を防ぐ手段は上記の検討からつぎのことがいえる。

(1) 鋼管の水中重量を減少する。これは海底での水流によって管路が不安定にならぬ程度に沈設後ブイの浮力を残留せしめることによって可能であり、実際には 25 個のうち 16 個のブイを残すことによって水中重量を約 1/5 程度に減少することができる。

(2) 凹凸のスパンを小にするとともに各凸部の高さをそろえる。これは海底の掘削方式と作業員の努力に関するものであるが、これには限度がある。

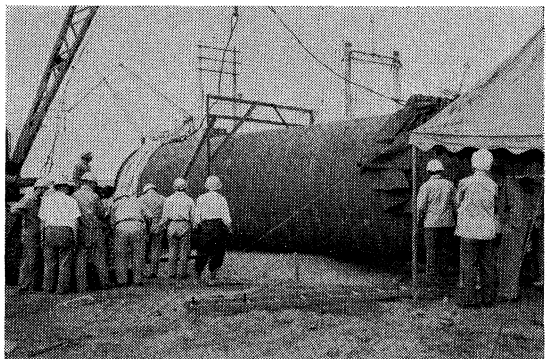
(3) 支承部の長さを大きくする。凸部の頂部を平滑にして接触長を大にすることであるが、(2) と同様に水中工事であるためこれにも限度がある。

(4) 支持角 (2θ) を大きくする。これは接触部分の土をやわらかくすることである。

以上は定性的にいえることであるが、定量的には問題がある。上記の計算にはかなりの仮定がふくまれており、ただ θ の値の変動によっていちじるしく許容反力が変動するが、実際の海底の θ がどのくらいか推定がつかないからである。

よって、このために载荷実験を行なった。この実験は日立造船神奈川工場で実物の鋼管を使用して行なわれた。方法は直径 2.5m、長さ 8m、管厚 20mm の鋼管の両端に盲蓋をつけ、これを東海村より運搬した土砂によって造成したマウンド(頂部形状 3m×3m)におき、管内に注水して载荷した場合、支持角 (2θ)、管のたわみ、応力を測定した。マウンドの土砂は鋼管吐出部ケーソンの掘削土を使用したもので、海底掘削面の土質に最も近いと思われるものを選んだ。またマウンドは硬軟二種をつくり、前者は撒水と人力によるタコ突きによっ

写真-3 鋼管载荷実験



て締固めたもの、後者はまったく締固めず、できるだけ軟かく積上げたものとした。測定結果では前者の場合の間げき比は 0.52、後者の場合は 0.84 程度であった。

載荷荷重と最大応力との実測値から上記計算値と比較のため、計算の仮定($\sigma_a=1600 \text{ kg/cm}^2$, 支承部長さ 5 m)に換算して、締固めた場合は $W_a=42 \text{ t}$, $2\theta=15^\circ$, ゆる積の場合は $W_a=96 \text{ t}$, $2\theta=60^\circ$ を得た。

この結果は計算値と比較して θ の小さい割りに W_a が大きいことを示し、計算方法は安全側すぎることがわかる。しかし、ここに注意を要することは θ が意外に小さいことであり、締固めた場合(硬質地盤で、新しい地山の掘削面に相当すると考えられる)には許容荷重は 42 t で、許容スパンはブイの浮力を残さない場合約 35 m 程度しかないことと、この荷重を保証するには計算仮定のとおり、鋼管の支承部に長さ 5 m の平坦部を要することである。

サイト前面の海底は表層は砂であるが、それより 2~3 m 下には礫、シルトが混入している部分があり、場所によってその混入度もまちまちである。このような部分の新たに掘削されて露呈した面は相当に堅硬である。

海底の凸部の頂面で鋼管に接する部分は上記の検討により必ずルーズ化する必要がある。この方法としてはレーキドーザー(大型の熊手状の器具)で海底をかきならすとともに、必要部分は水中発破を用いた。

海底掘削は予想以上の海象の猛威によって難航をきわめ、昼夜兼行の突貫作業によってようやく図-7 のとおり、鋼管の安全に支障のない範囲に掘削することができた。

海底掘削は海象の影響はさげがたいが、砕波帯内の掘削設備を改良すれば今回のような難航はさげられると思われる。沖側のポンプ船によるしゅんせつの予想以上に順調に進み、計画掘削量を完遂するとともに掘削仕上り面も満足すべきものであった。

(6) 取水口立上り部分の波力に対する安定

この部分は取水鋼管として海中に露出している唯一の

部分で、激しい海象の影響を受ける。構造は図-9 に示すように鋼管の曳航沈設時は図中のフランジ継手部分に盲蓋をつけておき、上部の呑口管は台風シーズンを終えたあとで取水口基礎部の砕石の捨込が終了したのちに盲蓋をはずし、HP ナットを用いて取り付け。呑口部の最頂部には表面渦の発生と魚類の進入を防止するためのベロシチーキャップが溶接構造によって取り付けられている。呑口管の取り付け後はその周囲を図のように 2 t テトラポッドによるマウンドを築く。

この部分の安定のための計算には最大波高を 6 m とし、横方向力は広井公式を用いた。ベロシチーキャップにおよぼす揚圧力は水理模型実験の結果約 1.3 t/m^2 とした。

この部分の荷重はくり返し荷重であることを考慮し、許容応力は規定の値の 1/2 をとった。また、この構造物は最頂部でも平水位より約 5 m の深さにあるため、広井公式を使用することは十分安全側である。

しかしながら、ここに注意を要することは上記のくり返しの波力による振動、特に共振の防止である。検討の結果ではこの部分の固有振動数はその下限値が 10~100 c/s と推定され、波の周波数よりいちじるしく高いので共振のおそれはない。また立上り部分の下部の曲げ応力は、マウンドの存在を無視した場合に約 340 kg/cm^2 であり、実際にはマウンドの存在のため振動の振幅は微小であり、十分安全であると考えられる。またテトラポッドの重量はこの部分の掃流に対して安全なもので、水理模型実験によって決められたものである。

呑口管取り付け用の HP ナットにはゆるみ止めのための考案がなされている。

(7) 地震力の影響

鋼管を埋設する地域およびその近傍には断層はなく、かつ、この構造物は地下埋設物であるため、地震力の影響は他の要素と比較して小さいと判断される。

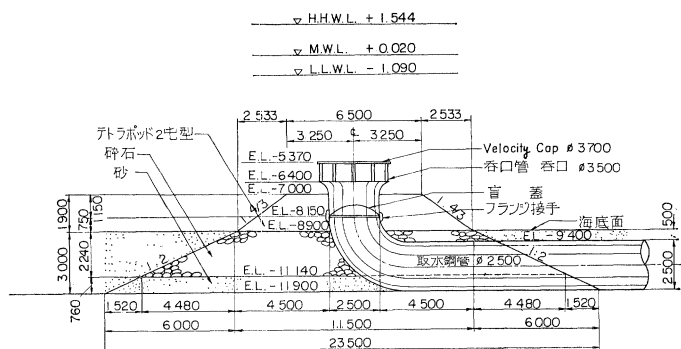
(8) 陸部構造物との接合形式

陸部構造物との接合部は不等沈下による応力集中をさけるために剛構造とはせず、ヒンジ構造とした。鋼管は他の構造物よりほとんど拘束されずに海底で自由に不等沈下ができるように考慮されている。

(9) 沈設時のブイの注水方法と鋼管のたわみ、応力との関係

鋼管の曳航沈設作業には A, B 両管ともそれぞれ 1 日を要する。両鋼管の沈設後の中心間隔は 8 m であり、延長と比較してきわめて小さいものであり、また海底の掘削は特に砕波帯内において図-6 のようにきわめて限られた幅しか行な

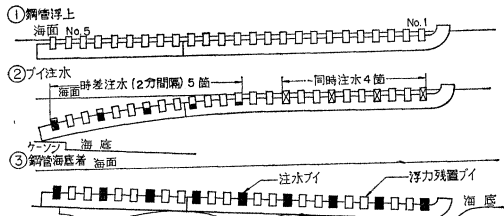
図-9 取水口の構造



われていない。このような条件に加え、潮流、波浪の存在において鋼管を沈設する場合、そのすえつけ方法に関してはきわめて高い精度が要求される。

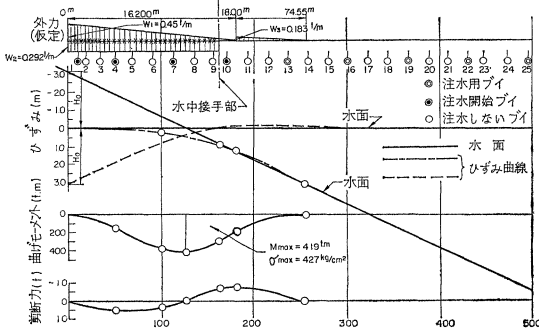
よって沈設方法としては、沈設進行中に人為的に位置の規制ができるように図-10に示すとおり、25個のブイの中注水する9個のブイについて、注水開始に時間差をつけ、陸側に近い端から着底せしめる方法をとった。ブイの注水はブイ上の作業員がバルブを開くことによって開始されるので、作業員の安全と、曲げによる鋼管の応力を検討するため、沈設進行中の管路のたわみ曲線を算定する必要がある。

図-10 鋼管沈設要領



この計算は境界条件のとり方がむずかしいうえに、試的方法によらざるを得ず、外力の仮定に苦心を要する。陸側の端部が海底に着底する瞬間の外力の仮定とこれによる管路のたわみおよび応力は図-11のとおりである。この外力の算定には各ブイの流入速度を考慮に入れているが、沈設直前の浮上の状態の外力は考慮していない。この計算の結果、最初の5個のブイの注水の時間差を2分とし、残りの4個のブイは5個目の注水を開始して3分後に同時に注水を行なうように決定した。

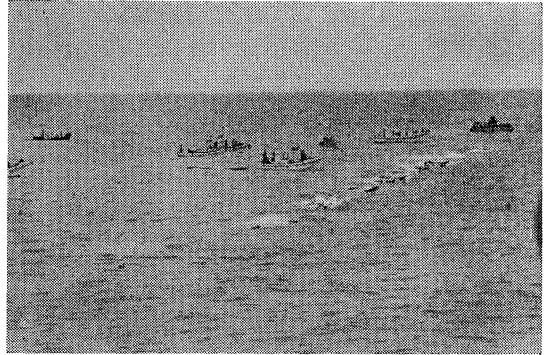
図-11 沈設時の鋼管の外力およびたわみ (陸側端の着底直前)



上記の計算による最大曲げ応力は約 430 kg/cm^2 であり、これは沈設過程を通じての最大曲げ応力ではないが、(2)の実験結果をも考慮に入れ、他の要素による応力を考慮しても許容の範囲内に入るものと判断した。

この方法による沈設の結果は、鋼管中心間隔で陸側で約 $+1\text{m}$ 、海側で約 -1m のすえつけ誤差を生じた。

写真-4 鋼管沈設 (沖側端部沈下直前)



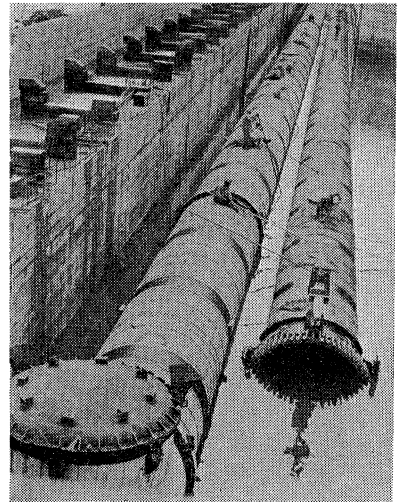
また管路のたわみは計算値とおおむねよく合致したと思われる。

(10) B-1 管移動の際の回転防止策

A管の曳航沈設終了にともない、図-3のようにB-1管を乾きょ底に下してブイを取り付ける必要がある。この方法はB-1管の両端に盲蓋をつけ、乾きょ底にポンプによって注水して海水面より高くして浮上せしめ、いったん横曳きのち内部の水を排除して底部に下すものであるが、鋼管には人孔、呑口部立上り管の一部が上方に取り付けてあり、重心が円心よりも若干上にあるために浮上した場合、回転を防止する対策が必要となる。

この具体的

写真-5 B-1 管浮上、乾きょ底下 (左側手前は取水口と盲蓋)



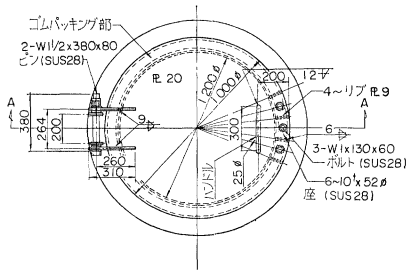
対策としては、管内に砂詰め万年土俵を一系列に敷きならべることによって重心の位置を円心より若干下げ

る方法がとられた。この方法はごくありふれたものであるが、失敗すれば重大な結果を招くため、この決定

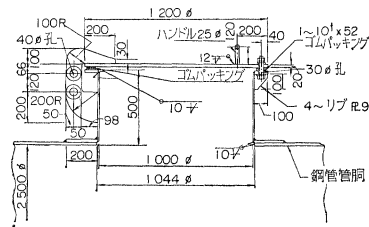
(11) 人孔蓋の設計

これは設計面における大きな失敗であった。この人孔は将来管内保守のために、潜水夫が海底から入る場合を

図-12 人孔の構造
(a) 平面図



(b) A~A 断面図



考慮して約 100 m 間隔に設けたものである。その構造は 図-12 のとおりであって蓋は 3 個のボルトを取りはずして蝶番によって上方に開かれるようになっている。通常は蓋は海底の土砂によって埋没されているため、設計は上部の土重(安全をみてかぶり 8 m と仮定した)による等分布荷重を受け、周辺が単純支持された円形板として応力を求め、板厚を 20 mm とした。この構造の欠陥は水密のためのゴムパッキングの取り付け方法にあった。入孔部は海底に埋没完了後は最大上記のような荷重を受けるが埋没前は人孔は海中に露出されていて、蓋は管内外面の圧力差のほかに波浪の影響を受ける。強度計算としては上記のもので十分であるが、ここに問題となったのは内外面の圧力差による蓋の間げきからの水の流入、流出であり、これによるゴムパッキングの移動であった。鋼管の内外面の圧力は波浪などによって等しくはない。ゴムパッキングの厚さは 10 mm であり、これが移動してはずれた部分はそのすきまから管内に砂が浸入し、場所によっては鋼管断面を閉そくするに近い程度の砂が入孔部の下にたまった。この処理は陸側の鋼管吐出部から潜水夫を入れ、エアーリフトポンプを用いて管内の通水に支障がない程度に平坦化するとともに、内側からは木製の栓を入孔にそう入し、外側からは蓋が海底に露出しているものに、補強金具を取り付けた。幸いにして管内潜水作業が可能であったために通水には支障のないように復旧し得たものの、本来の人孔の機能はこれのため全く停止された。

3. 防食法

鋼管の防食は良質な塗装を施すとともに電気防食法によった。海中における鋼構造物の腐食は電気化学的なもので、海水と鋼面との間で局部電池が形成され、鉄イオンとなって溶けだすことによる。良質な塗装によれば海水と鋼面との接触が絶たれて防食されるが、このような長大な海中構造物では、布設過程において塗装のある部分は damage を受けるおそれがあり、また塗装作業そのものにおいても部分的な欠陥がないとは断言できない。このような欠陥部は海中において激しい孔食を生ずるおそれがある。電気防食法を併用したのはこの理由による。良質な塗装の存在は防食電流を減少し、電気防食設備の容量を軽減させることに役だつた。

塗装は内外面とも コールタール プライマー 1 回塗りの上に コールタール エナメル (厚さ 3 mm) 塗装とし、外面はさらに グラス クロス 二重巻きとした。

電気防食は鋼管の外面对しては 外部電源式を採用し、電極は耐久性の高い磁性酸化鉄を用い、汀線付近で鋼管との距離約 50 m の位置に 1 ヶ所埋設した。

鋼管の内面の防食は、わが国でも珍しい例であって、これは流電陽極式を採用した。このため 1 個あたり約 15 kg の亜鉛ブロックを鋼管内に約 80 cm 間隔に取り付けた。従来流電陽極式は亜鉛の寿命からその防食有効期間が短かったが近年高純度の亜鉛の製造が可能になるにおよんでこの期間をいちじるしく増大できるようになった。この鋼管の内面の防食有効期間は 10 年以上となるように亜鉛ブロックの大きさが決定された。

4. むすび

取水鋼管は昭和 37 年 6 月曳航沈設の後、海底の自然現象による埋没が順調に進み台風時期の経過とともに管路の全域が完全に海底下に没し去った。昭和 38 年に入るやその埋没はほとんど完了し、昭和 38 年 5 月末日全冷却水路工事が竣工した。

力学的問題点の解決にあたっては、東京大学 最上教授、奥村教授、渡辺助教授より格別のご協力、ご教示を受けた。また電気防食の計画は東京大学 久松助教授、工業技術院 重野氏のご指導によるものである。また種々のご指導、ご鞭撻をいただいた関係者各位に誌上をかりて深甚な謝意を表する。

(1963.9.21・受付)

参考文献

- 1) 瀬山 明・清山信二：外洋よりの直接取水のための大口径鋼管の海底埋設—東海村 原子力発電所の取水口工事—土木学会誌第 47 巻第 1 号, pp. 42~47