

最近建設された灯標について

海上保安庁三管工務課長 長 崎 作 治

要 旨 外海の標識としては、従来から 灯船や灯浮標が用いられていたが、最近の海岸工学の飛躍的な発展は、確実性、経済性において優れている 基礎工法を用いた灯標の建設を可能にした。それらのうち、最近建設された代表的なものをここに紹介したい。

1. 千葉灯標

港湾の入口に設置する港湾認知灯標は陸上の大型灯台と同様な光達距離を要求されるため、灯塔も大きく、灯高も高い大灯標となる。ここに将来、出入港信号施設、パイロット ステーション、税関、検疫、港、などの機関を併置することにより、一層船舶出入港事務の促進に寄与することができるものと思われる。

千葉灯標は、伊勢湾灯標同様、港湾認知標識として建設されたものであり、水深 -14 m、総重量 2700 t、四脚柱（鋼管）棧橋構造である。

1.1 規 模

(1) 標識施設

a) 光波標識

灯高 平均水面上 25 m
灯器 90 cm LB 型灯器 (1000 W) 800 000 cd
光達距離 15 カイリ

b) 音波標識 (将来計画)

ダイヤ フラム ホーン 4 連方式

c) 信号業務 (将来計画)

信号探照灯 20 cm 500 W
点滅信号灯 100 W
航行制限信号灯 赤色 2 灯 緑色 2 灯各 100 W
スピーカー 可聴距離 1 カイリ以上 50 W
旗設備 2 組

(2) 電源施設

常時は、商用電力（海底ケーブル 4100 m）、停電時には予備電源（光源用に 10 HP、5 kVA 発動発電機 2 台・霧信号用に 22 HP 発動機 1 台）により電源を確保する。なお無人標識のため、無線警報装置により機器の作動を自動的に、約 24 km はなれた航路標識事務所に通報する。

(3) 付帯設備

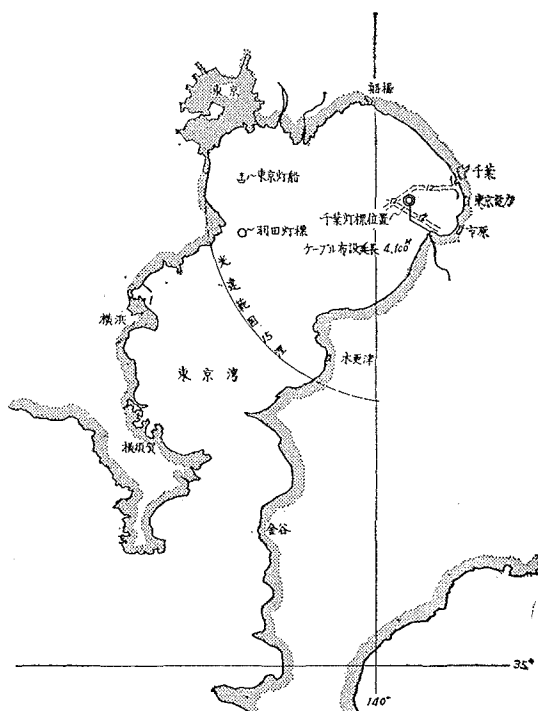
驗潮・波浪観測 (将来計画) 風向風速測定 (将来計画) の各設備を具備する。

1.2 構 造

(1) 下 部

脚柱は 4 本、中心間隔 11 m、高 23.7 m、外径 2.3 m の鋼管棧橋構造（板厚 11~14 m/m）で、内部にコンクリートを充填する。下端には直径 6.5 m のフーチングを設け基礎杭に荷重を伝達する。なお、各脚柱の下端は 4 本の基礎ばりで、上端は 6 本の主ばりと 8 本の小ばり

図-1 建設位置ならびにケーブル路線



で連結する。基礎杭は外径 650 mm の鋼管杭（打込後内部にコンクリート充填）とし、各脚柱下に 5 本ずつ（うち 1 本は脚柱内に固定）計 20 本打設する。現場水深はおおむね -11.9 m でここを -14.7 m まで掘削後、敷砂を厚さ 30 cm 盛り上げた上に脚柱をすえつけた。

(2) 上 部

屋間標識としての機能、風雨に対する構造的な制約、脚柱と一体構造とした外力に対する安定などを考慮し、上部構造の姿を決定した。なお、脚柱の上部面積に制限があるので、2 階建とした。1 階下には貯水槽、油タンクを設置した。

1.3 地 質

予定地 2 カ所のボーリングを行ない、建設地点を決定する一方 図-4 の地層図を得た。

1.4 気象および海象

灯標工事は普通の海岸工事と異なり点であるため、気象、海象による施工上の制約を大いにうけるので、主として工事施工上必要な資料の収集に重点をおいた。

1.5 構造計算

(1) 外力と反力

計算上水平方向の外力として考えられるのは波力・風

図-2 灯標姿図

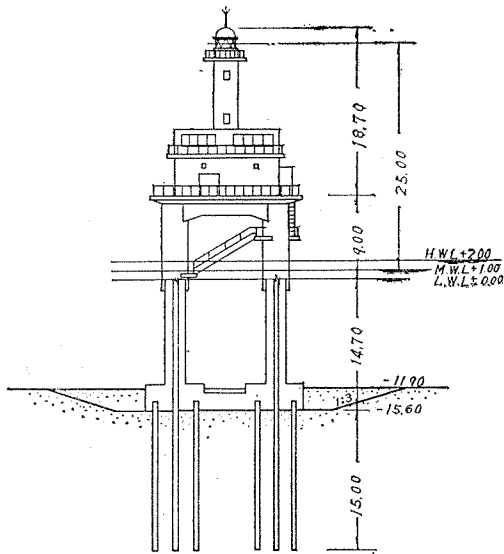


図-3 上部構造配置図

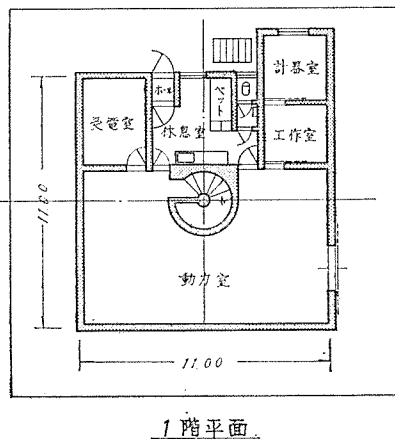
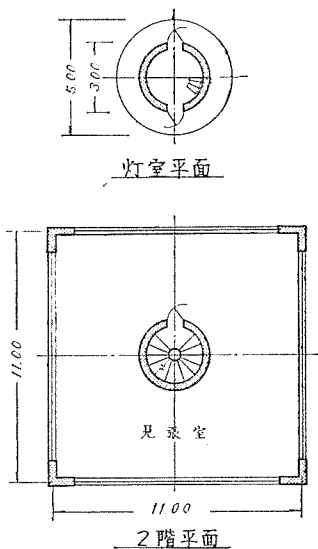
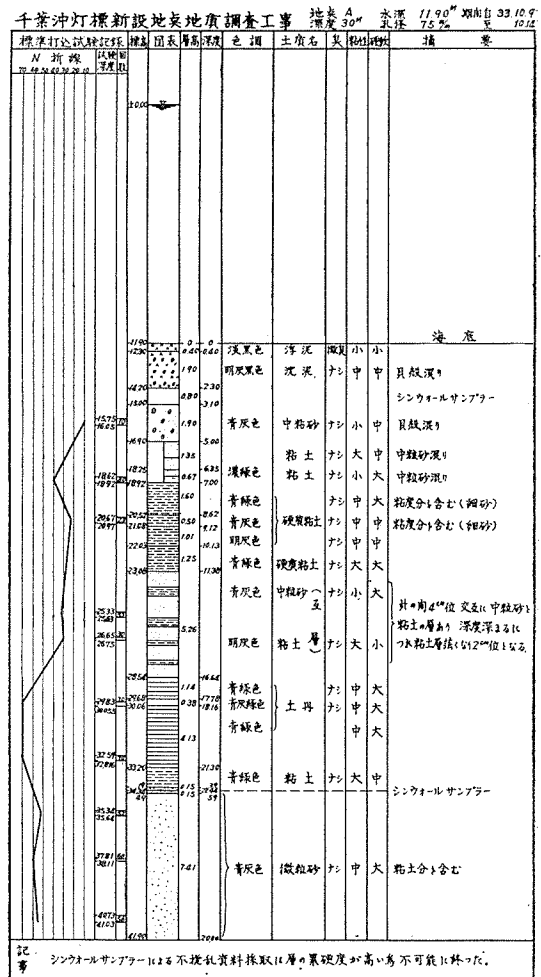


図-4



圧力・地震力・船舶接舷時の衝撃などであるが、震度を0.25にとれば他の外力の影響は小さいので、地震力に対してのみ検討した。

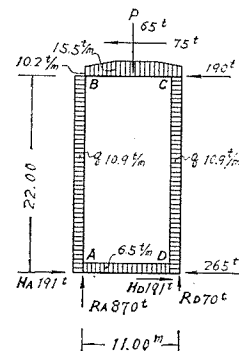
(2) せん断力

脚柱 AB $S_A=102.6t$ $S_B=42.8t$

上部主はり BC $S_{BC}=130.5t$

下部主はり AD $S_{AD}=160.5t$

図-5 荷重図ならびに反力図



(3) 断面の決定

地震時+常時の曲げモーメントおよび軸力に対して断面を検討した。

脚柱 曲げモーメント 942.1 t-m

軸力 1165 t (自重+反力)

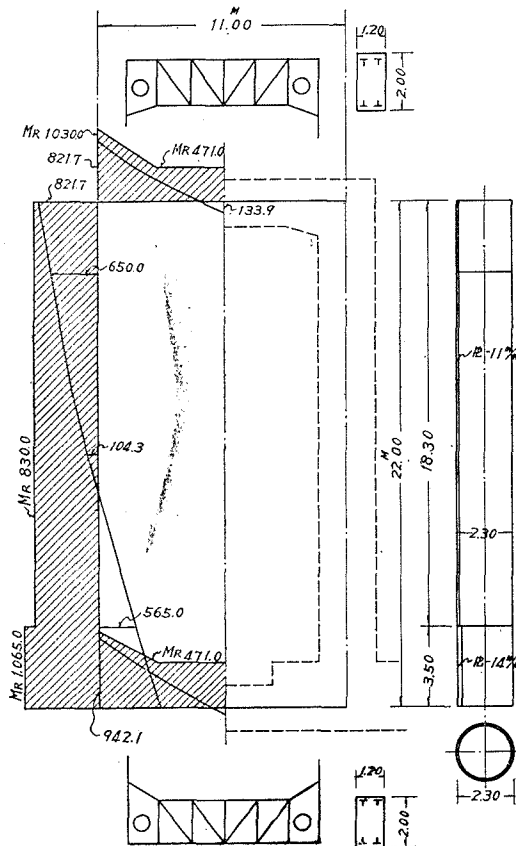
主はり 上下につき各断面モーメントを検討し

はり高 1.8 m の部分 $M_{max} = +454.9 \text{ t-m}$

2.5 m の部分 $M_{max} = -720.3 \text{ t-m}$

として断面を決定した。管柱の曲げモーメント・せん断力に対する座屈については、検討の結果地震時においても、安全率 1.5 以上あり十分安全である。なお、脚柱管体には 3.0 m 間隔に竹の節のようにリング補剛材を入れ、さらに安全となるよう考慮した。

図-6 モーメント図

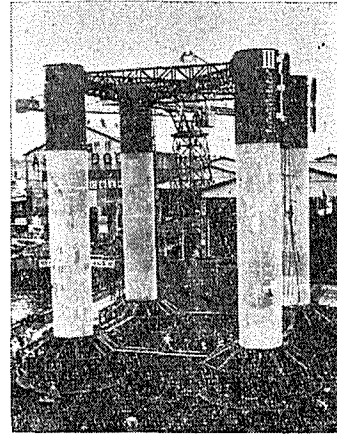


1.6 脚柱製作

脚柱本体は総重量が 168 t となるため、下部 (高さ 18.2 m, 重量約 116 t) および上部 (5.4 m, 重量約 52 t) の 2 部分に分割し、それぞれ工場製作の上、組立てることとした。下部脚柱の上端に仮つなぎばりを、底部に完全防水の仮ふたをとりつけ、120 t 起重機船にて海上に吊りおろし、ここで浮上させる設計とした。なお、現地に曳航すえつけられた下部脚柱は、杭打ちコンクリート打設後、あらかじめ工場製作組立てられた上部脚柱を現地に運搬、70 t 起重機船にて吊りながら、下部脚柱の上

に現場溶接された。

写真-1 でき上がった脚柱下部本体



下部構造は全溶接のため製作に入る前に使用鋼材 SS 41 の溶接性の諸試験 (材料分析・硬度試験・衝撃試験・突合せ溶接接手・引張り・曲げ・試験ならびに X 線撮影) を行なった。

写真-2 X 線撮影



1.8 曳航・すえつけ

1961 年 5 月 6 日、浅野ドック内において組立完成した脚柱下部本体を 120 t 起重機船で懸吊しながら、浅野ドック A 号ブイ付近まで引き出した。起重機より懸吊索をはずし浮上させ、ついで曳航索装備、その他各装備を行ない、ついで、巡視船 4 隻で前後左右を警戒し、他船の航行制限を行ないながら、曳船 3 隻により約 2 時間半

写真-3 吊り上げられた脚柱下部構

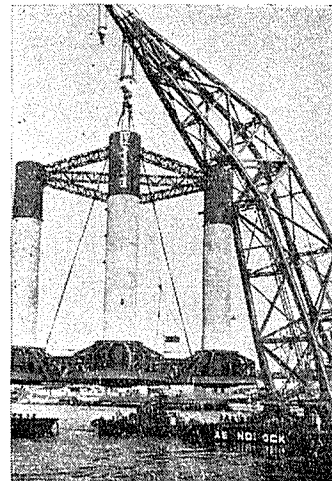


写真-4 曳航中

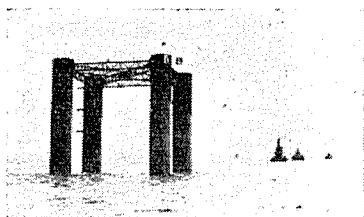
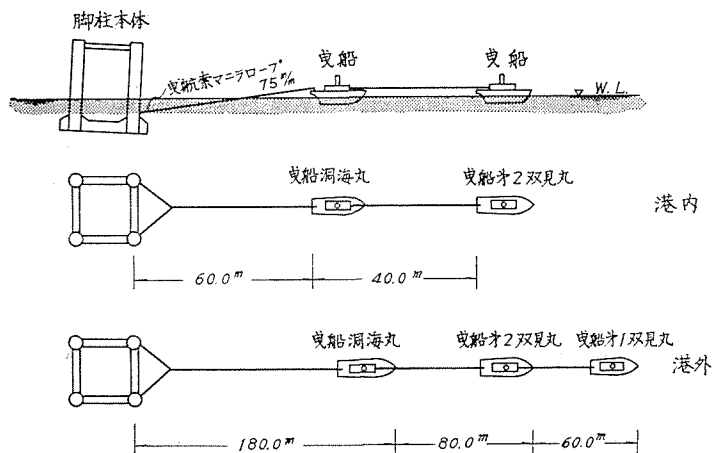


図-7 曳航要領図



かかって港外に出た。これより設置現場まで 39 km を時速約 2 kt で夜間曳航した。途中、羽田沖通過後、相当ひどい時化にあったが本体はびくともしなかった。

(1) 曳航中の安定計算

脚柱下部本体 (高さ 18.7 m) は浮上して曳航するので、その際の安定を検討した。

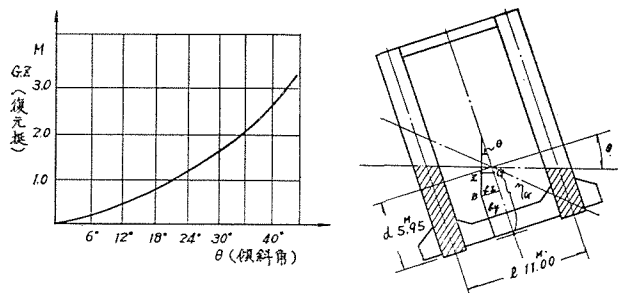
重心位置 $\eta_G = 5.75$ m

吃水位置 $d = 5.95$ m

傾斜角 θ に対応する復元挺長 (G.Z) を求めると 図-8

8 のとおりである。

図-8



すなわち復元力は常に正であり、曳航中、本体の片側の脚柱が完全に水上に出ないよう留意すれば (傾斜角 40° ~ 45°) 十分である。

(2) 曳航中の実際の吃水

○I ○II 脚柱 II, III には防舷材をとりつけてあ 6.0 m 7.2 m るので、その重量だけ傾いた状態で終始曳航された。曳航された脚柱本体は、

○IV ○III 定位置で 70 t 起重機船で吊りながら、5.5 m 6.9 m 吃水下 30 cm の位置に設けられた 3 in バルブを各脚柱ごとに開閉することによって傾斜直しを行ないながら、除々に沈下して行った。定置後対角線方向に捨アンカーをし、波浪による移動を考慮した。

1.9 杭打ち工事

鋼管杭は 4 本の脚柱それぞれの中心に 1 本ずつと、脚柱のまわりに 4 本ずつ、計 20 本を杭打船を利用し、三菱ディゼルハンマー M22 型により GL より 16 m 打ち込んだ。中杭は長さ 32 m で杭頭より 16 m まで 9 m/m, 16 m から 25 m まで 12 m/m, それから 32 m まで 9 m/m, 外杭は長さ 16 m で杭頭より 9 m まで 16 m/m, それから 16 m まで 9 m/m, 補強板は頭部に巾 40 cm 施した。

杭長については、地質調査の結果より海底下 17.78 m に存在する土丹層まで

打ち込む計画とした。よって、外杭の杭打ちは 32 m のもので打ち込み、GL 下 16 m に到達した時、途中から水中切断する工法を採用した。しかし中杭については、柱の中で打たねばならぬという特殊性と脚柱自体の断面補強を考慮して 32 m とした。

(2) 杭荷重

	杭 1 本 当 り 荷 重	
	垂 直	水 平
常 時	94 t	0 t
地震時	174 t	38 t

(3) 杭の支持力

$$Q_d = Q_{pr} + 2\pi r f_s \cdot D_f$$

$$\text{ただし } Q_{pr} = \pi r^2 q$$

類似支持層の試験例より土丹の極限支持力 (q) を 800 t/m², 周辺付着力 (f_s) を 2.5 t/m² と推定した。よって、 $Q_d = 337$ t, 常時安全率 3, 地震時安全率 2 を得た。

(4) 水平荷重に対する検討

「鋼杭工法」杭の横抵抗の計算より $\phi 650$ m/m の鋼管杭 ($t = 6$ m/m, 9 m/m, 13 m/m, 16 m/m) の各種水中砂地盤 ($n_h = 0.13, 0.2, 0.45, 0.7,$

1.06) に対し、最大モーメントを生ずる点 (x_m) のたわみが 0 となる点 l を求めると 図-10 のごとくなる。

$\phi 65$ cm, $t = 13$ m/m の鋼板を使用し、砂地盤反力係数

図-9 杭配置図

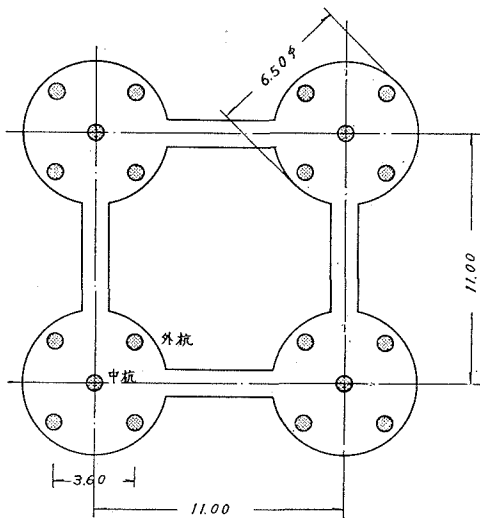
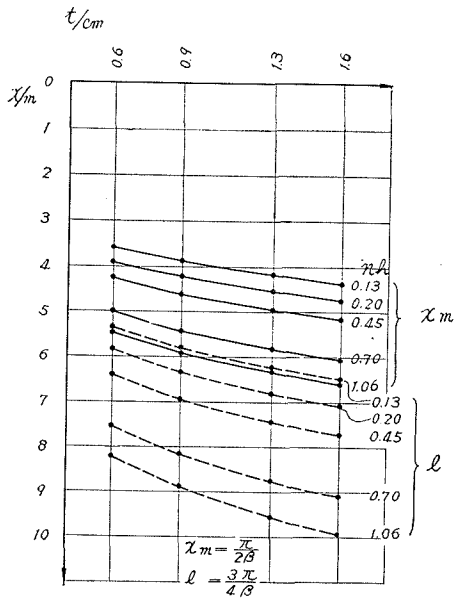


図-10

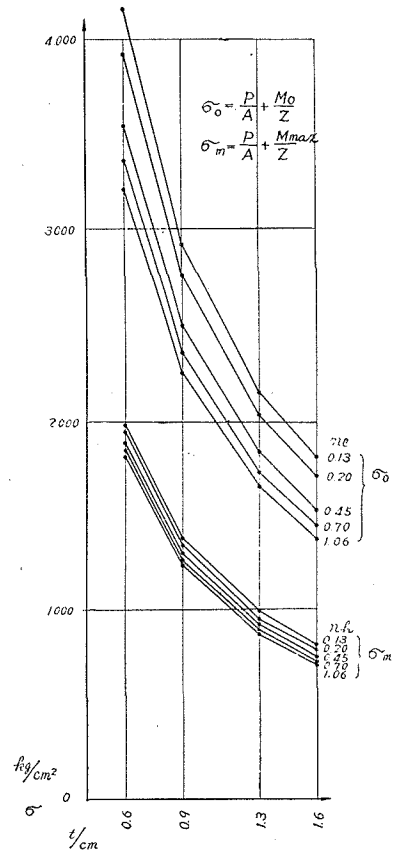


$n_h=0.13, 0.2, 0.45, 0.7, 1.06$ について杭頭応力を求めたところ、0.13 という、きわめてゆるい地盤を除き $\sigma_a=2.100 \text{ kg/cm}^2$ 以下となり十分安全であることがわかった。なお、最大モーメントの位置は、 $t=13 \text{ m/m}$ の場合、地盤の構成する密度に応じ、 $x_m=4.18 \sim 6.34 \text{ m}$ の間に変動する。よって腐食代 3 m/m を見込み、厚さを決定した。

2. 声間埼灯標

北海道稚内港外声間埼沖合 1600 m 、水深 -3 m のところに、障害標識を 1960 年に設置した。この灯標は海水による影響を冬季間受けるので、波圧より形状をきめるとともに、流氷による衝撃も一応検討した。

図-11



2.1 波圧に対する考察

風圧は 0.3 t/m^2 、波圧は砕波帯における円形柱体波圧論を適用し、まず各点における水分子水平速度 (u) を求め

$$P=1/2 \cdot g \cdot \rho \cdot C_D \cdot d \cdot u^2$$

$$\rho=1.03 \text{ t/m}^3, C_D=1.0, g=9.8 \text{ m/sec}^2, d=\text{径 (m)}$$

より各点における波圧を求めた。

図-12 外力および作用位置図

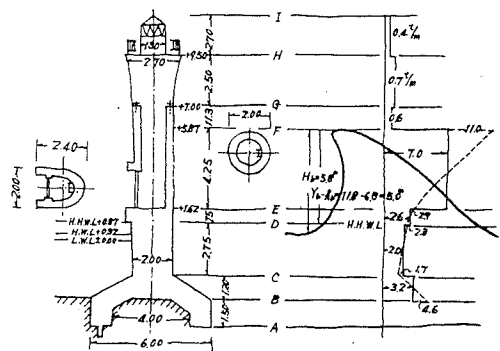


図-12 のA点における外力のモーメント 337 t-m と浮力を差引いた自重によるモーメント 303 t-m と比較すると、外力によるモーメントの方が大となり、おいたま

まの状態では不安定である。よって引張側の周辺付着力と埋込み鉄筋力とにより、安定をはかることとした。なお、基盤はプレバクト コンクリートにより 付着力を十分とり、さらに安全となるように施工上の配慮も行った。

2.2 流水の衝撃

稚内港における流水と結氷の状況(1943~1956年)ならびに、宗谷湾内に流入する流水の大いさを検討した結果 $5 \times 5 \text{ m} \times 0.5 \text{ m}$ 程度の大きさのものが、潮流(0.5kt)と風(10 m/sec)に乗って(氷の流速 1.2 kt) 灯標に衝突した際の検討を行えば十分と思われる。

$$\text{流水の運動エネルギー} = \eta \frac{mv^2}{2g} = M_k$$

$$m = \text{氷の質量, 氷の比重} = 0.97 \text{ t/m}^3$$

$$v = 1.7 \text{ kt} = 0.9 \text{ m/sec} \quad \eta = 1.0$$

$$M_k = \eta \frac{mv^2}{2g} = 0.054 \text{ t-m}$$

$$\text{灯標の吸収エネルギー} = M_a = \frac{1}{2} \delta P$$

$$\delta = \text{ひずみ量} = \frac{Pl^3}{3EI}$$

$$l = \text{灯標に作用する流水の海底からの距離}$$

$$E = \text{コンクリートの弾性係数} = 1.4 \times 10^6 \text{ t/m}^2$$

$$I = \text{慣性モーメント} = \frac{\pi D^4}{64} = 2.6 \text{ m}^4$$

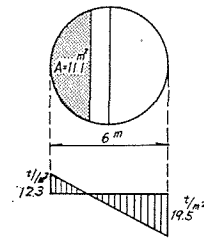
$$M_a = \frac{1}{2} \delta P = \frac{1}{2} \frac{Pl^3}{3EI} \cdot P$$

$$M_a = M_k \quad P = \sqrt{\frac{6 E I M_k}{l^3}} = 154 \text{ t}$$

$$\text{モーメント} \quad M = 154 \text{ t} \times 3.7 \text{ m} = 570 \text{ t-m}$$

これより引張り、圧縮側の応力を求めると 図-13 のご

図-13



とくなる。

よって引張側における引張力(85.5 t)は、周辺の付着力 f_1 (290 t)と埋込み鉄筋力 f_2 (13 t)との和の 1/3 にして十分安全である。

また、安全率=1.0とした場合の流水の質量および衝突速度の限界を求めると 図-14 のとおりである。

図-14 質量 m および衝突速度 v の限界

