

軽量コンクリートを用いた PC 浮棧橋の設計と施工

阪 本 浩*
佐 久 間 実**
森 下 昭 吾***

1. ま え が き

浮棧橋は従来より内海、湾内においてヨットハーバ等のレジャー施設から、水産用および旅客・フェリー用までの中小規模船舶の係船施設に用いられている。

浮棧橋が中小規模船舶の係船施設として用いられている理由として、

- 1) 潮差が大なる地域においては、常に乾げん*¹が一定なので船舶の係留、乗降および荷役に便利である。
 - 2) 軟弱地盤においては、浮遊構造物なので海底地盤の良否による影響が少なく建造が容易である。
 - 3) 水深が大なる地域においても、浮遊構造物なので水深による影響が少なく、比較的工費が少ない。
 - 4) 浮遊構造物なので容易に移動、再設置ができる。
- したがって補修も容易となる。

などがあげられる。

浮棧橋に用いられるポンツーン*²の種類は、鉄筋コンクリート製、プレストレストコンクリート製、鋼製、F.R.P. 製、木製等に分類できる。

これらのうち鉄筋コンクリート製は、耐久性に優れていることと、吃水*³が深くなることに特徴がある。ポンツーンを鉄筋コンクリート製にする場合には、耐久性をより確実にするためにコンクリートを富配合かつ低水セメント比にして施工を入念に行っている。しかしながら鉄筋コンクリートでは、常にひび割れ発生の可能性を避けられない。一方、吃水の深い場合は動揺が少なく流れによる影響が少ない長所がある。反面吃水が深いと波力、潮流力等による係留力が大きくなり、係留施設が不経済となる。また設置位置の水深が浅い場合には吃水が大きいと不適当となる短所がある。

* 運輸省第二港湾建設局京浜港工事事務所所長

** オリエンタルコンクリート（株）東京支店工務部主幹（当時：技術課長）

*** オリエンタルコンクリート（株）本社技術部主任研究員

*¹ 浮体の水面から床版上端までの高さ。

*² 浮棧橋は浮体（箱船）を係留鎖でアンカーしたもので、この浮体をポンツーンという。

*³ 浮体の水面から底版下端までの深さ。

ここに紹介する運輸省第二港湾建設局、京浜港工事事務所で施工した浮棧橋は、直轄海洋環境整備事業として行われる東京湾の清掃事業に使用している油回収船および清掃船の係船施設である。

この浮棧橋は、設置条件が所要乾げん 1.5 m 以上、吃水 1.3 m 以下と鉄筋コンクリート製の条件としては非常に厳しいことより、軽量コンクリートを用いたプレストレストコンクリート製として設置条件を満足し、かつ最大応力の発生するポンツーンの長軸方向にプレストレスを導入することによりひび割れを制御して耐久性をより確実なものにした。

したがって軽量コンクリートを用いたプレストレストコンクリート製ポンツーンは運輸省でも初めてのものであり、施工にあたり予備試験を実施したので、その概要もあわせて報告するものとした。

2. 設 計

一般にポンツーン的设计は、局部応力に対する検討と全体応力に対する検討を行う。局部応力の検討とは、上載荷重および静水圧による部材の安全を確かめるもので、全体応力の検討とは、波浪荷重により生ずる縦曲げモーメントおよびせん断力に対してポンツーンを箱型梁と仮定した場合の部材応力と局部応力を合成して部材の安全を確かめるものである。そのほか係留方式によっては船舶接岸時の衝撃力に対する検討も必要となる。

特に浮遊構造物では波浪荷重による部材応力の検討が重要となる。浮体の長さが長くなれば局部応力に比して波浪荷重による部材応力が増大し、しかも床版または底版の部材応力は軸引張応力となるので、ひび割れが全断面にわたって発生することとなり、耐久性の面から好ましくないからである。

今回採用したポンツーンは耐久性および維持管理費の低減化を考慮してコンクリート製とし、構造重量軽減化およびポンツーン長軸方向のひび割れを制御するために軽量コンクリートを用いた PC 構造としたもので、設計上特に留意した点は次のとおりである。

- (1) 縦方向 PC 構造（ポンツーン長軸方向）

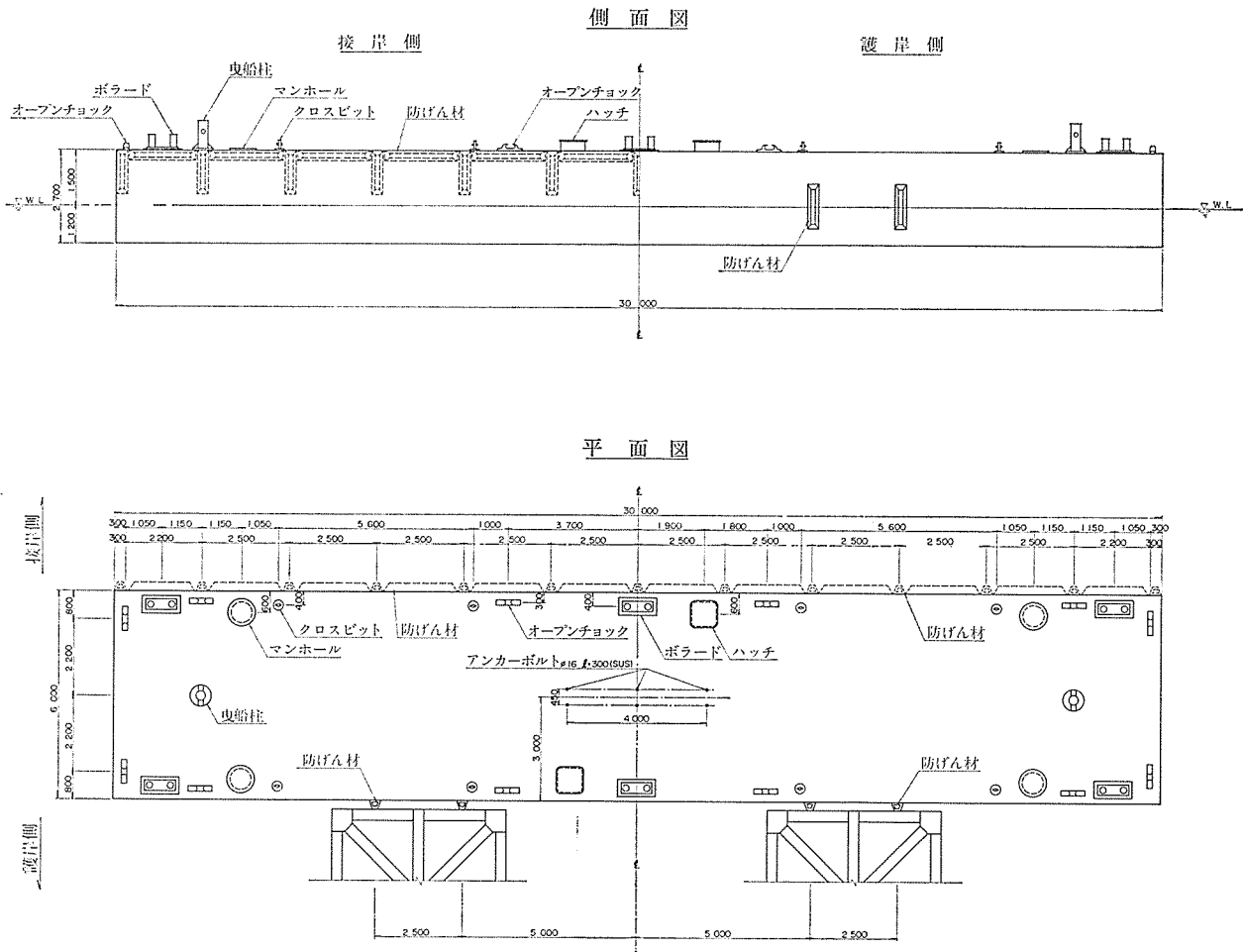


図-1 一般図

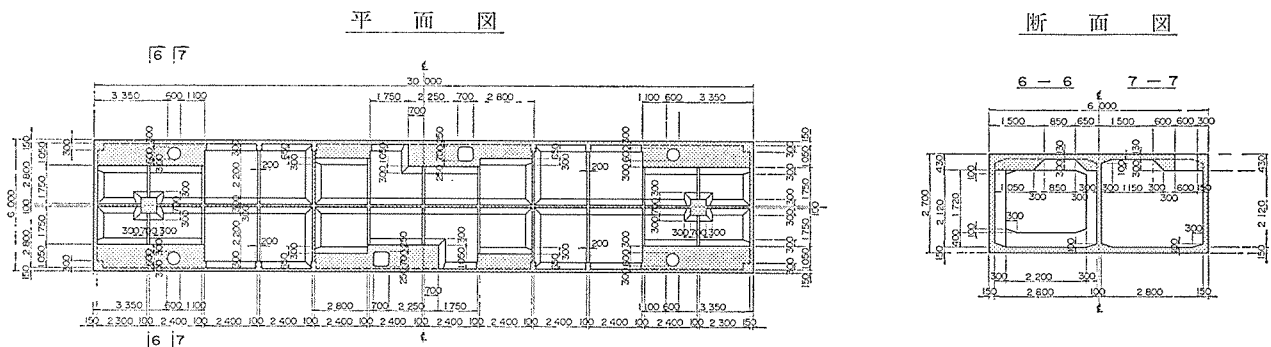


図-2 構造一般図

波浪縦曲げモーメントにより生ずる軸引張力に対してひび割れ発生が許されないので、この軸引張応力に対してフルプレストレスになるように本ポンツーンでは、縦方向を PC 構造とした。

(2) 横方向 RC 構造 (ポンツーン短軸方向)

本ポンツーンの全幅 (6.0 m) が全長 (30.0 m) に比して短いので、波浪曲げモーメント (横方向) による応力は局部応力に比して小さいので横方向を RC 構造とした。

(3) 軽量コンクリートの単位体積重量

本ポンツーンの設置条件として、乾げん 1.5 m 以上、吃水 1.3 m 以下を満足するために人工軽量骨材を用いた軽量コンクリートとした。粗骨材、細骨材とも軽量を用いて軽量コンクリートの単位体積重量を 1.75 t/m³ とし、鋼材の重量を考慮した設計用値としては 1.90 t/m³ を用いた。

(4) 鋼材のかぶりおよび鋼材配置

鉄筋コンクリート製ポンツーンの鋼材かぶりは、港湾

報 告

の施設の技術上の基準・同解説（運輸省港湾局監修）によれば海水に接する側を 30 mm、海水に直接触れない側を 20 mm 以上としている。しかしながら諸外国の基準のかぶり規定や既設構造物の実績を考慮すると、かぶりはできるだけ大きい方が好ましいといえる。

本ポンツーンでは外壁厚を 15 cm とし、かぶりの確保とコンクリート打設を確実にできるような配慮して鉄筋配置を格子状に一段配置とした。また、PC 鋼材はモノストランド 1 T21.8（シース径 35 mm）を用いて、外壁部だけに直線で配置した。したがって鋼材のかぶりは海水に接する側で 50 mm、海水に直接触れない側で 30 mm 以上確保できた（図-3 参照）。

（5）水密隔壁の配置

水密隔壁は、ポンツーン内部の一分室が浸水で充満したと仮定してもポンツーンが沈没しないように、また全

室一様に浸水（浸水高をポンツーン高の 1 割と仮定）した場合にも、ポンツーンの安定が保てるように考慮して図-2 に示すように配置した。

2.1 設計条件

- 1) 設置目的：油回収船（453 GT）の係留施設
- 2) ポンツーンの形状：長さ $L=30.0$ m
幅 $B=6.0$ m
高さ $H=2.7$ m
- 3) 設計水深：GL=-1.6 m（吃水 ≤ 1.3 m）
- 4) 設計波高： $H_D=1.0$ m
- 5) 上載荷重： $W=0.3$ t/m²
- 6) 所要乾げん： $F \geq 1.5$ m
- 7) 単位体積重量：軽量 PC $w_c=1.90$ t/m³
海水 $w_0=1.03$ t/m³
- 8) 材料強度および許容応力度

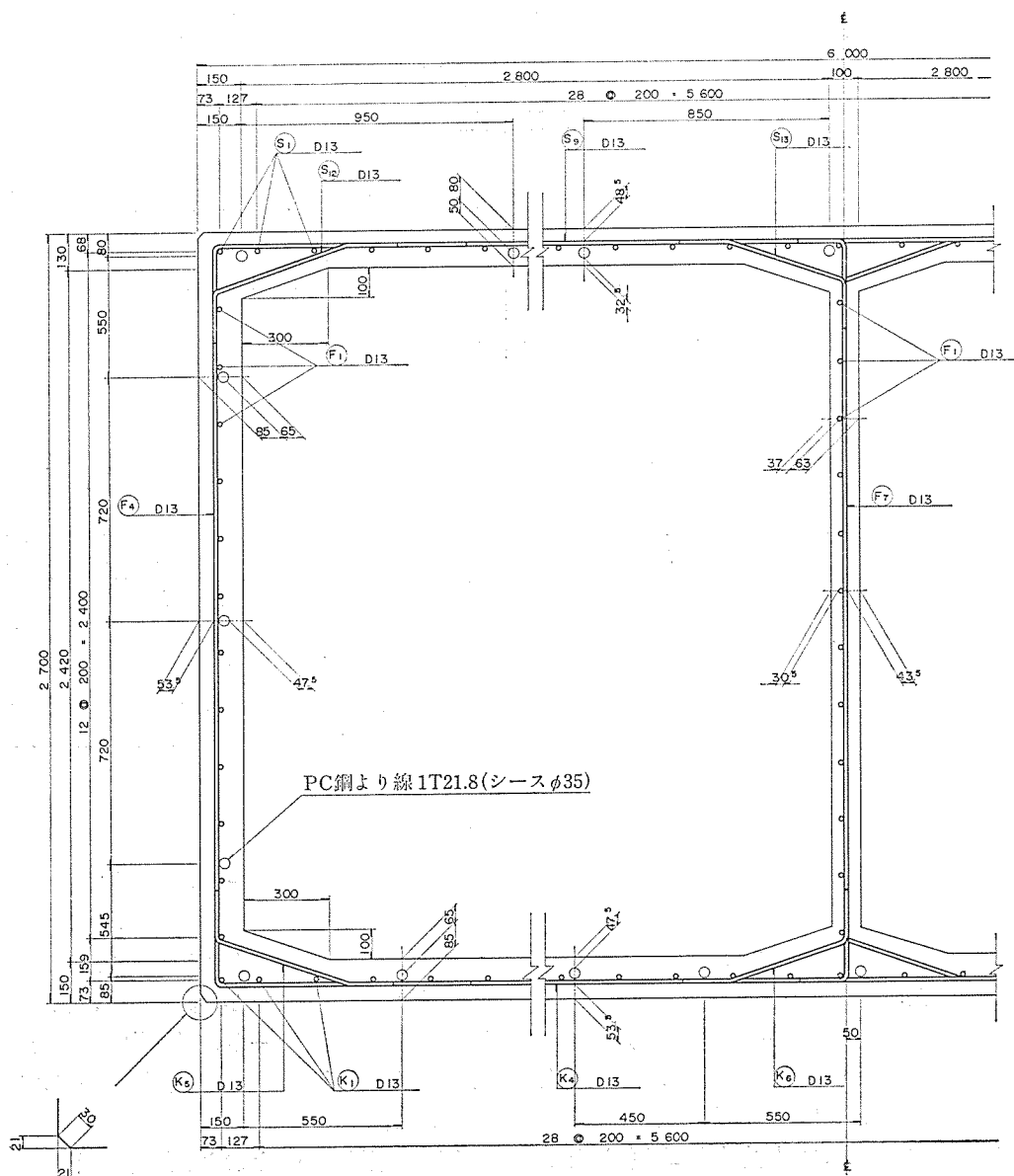


図-3 かぶり詳細図

- i. プレストレストコンクリート
 - 設計基準強度 $\sigma_{ck}=350 \text{ kg/cm}^2$
 - 許容曲げ圧縮応力度 導入直後 $\sigma_{cat}=170 \text{ kg/cm}^2$
 - 設計時 $\sigma_{ca}=135 \text{ kg/cm}^2$
 - 許容曲げ引張応力度 導入直後

$$\sigma_{cat}' = -6.3 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{設計時 } \sigma_{ca}' = -7.8 \text{ kg/cm}^2$$

- 許容斜め引張応力度 設計時 $\sigma_{1a} = -6.3 \text{ kg/cm}^2$
- プレストレス導入時圧縮強度 $\sigma_{ci} = 300 \text{ kg/cm}^2$

ii. 鉄筋コンクリート

- 設計基準強度 $\sigma_{ck}=350 \text{ kg/cm}^2$
- 許容曲げ圧縮応力度 $\sigma_{ca}=116.6 \text{ kg/cm}^2$
- 許容支圧応力度 $\sigma_{ca}=87.5 \text{ kg/cm}^2$
- 許容付着応力度 (異形鉄筋) $\tau_{oa}=13.5 \text{ kg/cm}^2$

iii. PC 鋼材 (1 T21.8)

- 引張強度 $\sigma_{pu}=185 \text{ kg/mm}^2$
- 降伏点強度 $\sigma_{py}=160 \text{ kg/mm}^2$
- 許容引張応力度 初引張時 $\sigma_{pai}=144.0 \text{ kg/mm}^2$
- 導入直後 $\sigma_{pat}=129.5 \text{ kg/mm}^2$
- 設計時 $\sigma_{pac}=111.0 \text{ kg/mm}^2$

iv. 鉄筋

- 降伏点強度 $\sigma_{sy}=3000 \text{ kg/cm}^2$
- 許容引張応力度 $\sigma_{sa}=1800 \text{ kg/cm}^2$

9) 設計計算用諸数値

i. ヤング係数

- PC 鋼材 (1 T21.8) $E_p=20 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$
- コンクリート ($\sigma_{ck}=350 \text{ kg/cm}^2$)
 $E_c=1.75 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$
 ($\sigma_{ci}=300 \text{ kg/cm}^2$)
 $E_{ci}=1.60 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$

ii. クリープ係数

$$\phi=1.6$$

iii. 乾燥収縮度

$$\epsilon=10 \times 10^{-5}$$

iv. 見かけのレラクセーション率

$$r=8.7\%$$

2.2 安定計算

(1) 床版上無載荷の場合

$$\text{全体重量 } W_1 = \text{ポンツーン重量} + \text{艀装品重量}$$

$$= 206.7 + 8.0 = 214.7 \text{ t}$$

$$\text{全体重心 (ポンツーン底部より) } G_1 = 1.46 \text{ m}$$

$$\text{排水容積 } V_1 = 208.4 \text{ m}^3$$

$$\text{吃水 } D_1 = 1.16 \text{ m} < 1.3 \text{ m}$$

$$\text{乾げん } F_1 = H - D_1 = 2.70 - 1.16 = 1.54 \text{ m} > 1.5 \text{ m}$$

吃水面の長軸に関する断面二次モーメント (I)

$$I_1 = LB^3/12 = 540.0 \text{ m}^4$$

重心から傾心までの高さ (\overline{GM}_1)

$$\overline{GM}_1 = (I_1/V_1) - (G_1 - D_1/2) = 1.71 \text{ m} > 0$$

したがって、常に正の復原力を有するので十分安定である。

(2) 床版上に上載荷重 $W=0.3 \text{ t/m}^2$ を満載した状態でポンツーンの一部に浸水 (浸水高=0.27 m) がある場合

$$\text{全体重量 } W_2 = W_1 + \text{上載荷重} + \text{浸水重量}$$

$$= 214.7 + 30.0 \times 6.0 \times 0.3 + 164.6 \times 0.27 \times 1.03$$

$$= 322.5 \text{ t}$$

$$\text{全体重心 } G_2 = 1.55 \text{ m}$$

$$\text{吃水 } D_2 = 1.74 \text{ m}$$

$$\text{乾げん } F_2 = 0.96 \text{ m}$$

断面二次モーメント ($I_1 - \sum i$)

$$\sum i = 9.8 \times 2.8^3 / 12 \times 6 = 107.6 \text{ m}^4$$

$$(I_1 - \sum i) = 540.0 - 107.6 = 432.4 \text{ m}^4$$

$$\text{重心から傾心までの高さ } \overline{GM}_2 = 0.70 \text{ m} > 0$$

したがって常に正の復原力を有するので十分安定である。

(3) 床版上の短軸方向片側半分に上載荷重 $W=0.3 \text{ t/m}^2$ を満載した場合

$$\text{全体重量 } W_3 = W_1 + \text{上載荷重 (P)}$$

$$= 214.7 + 30.0 \times 3.0 \times 0.3 = 241.7 \text{ t}$$

上載荷重が重心に作用した場合の吃水 (d)

$$d = 1.30 \text{ m}$$

上載荷重が作用していない場合の重心 (c)

$$c = 1.46 \text{ m}$$

上載荷重の中心よりの偏心量 (a)

$$a = 1.50 \text{ m}$$

偏載荷によるポンツーンの傾斜 ($\tan \alpha$)

$$\tan \alpha = \frac{P \cdot a}{W_3 \left\{ \frac{B^2}{12d} - \left(c - \frac{d}{2} \right) \right\} - P \cdot (H - c)}$$

$$= 0.123 \quad (\alpha = 7.0^\circ)$$

傾斜時の乾げん (f)

$$f = H - d - B \tan \alpha / 2 = 1.03 \text{ m} > 0$$

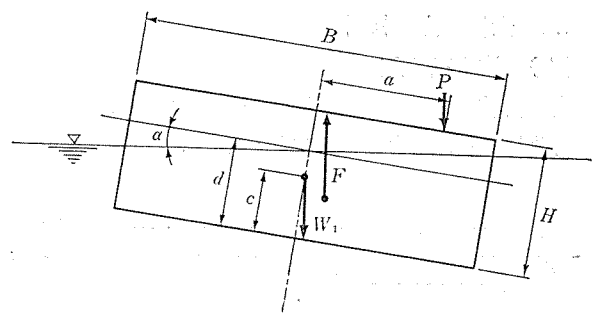


図-4 偏心荷重を受けるポンツーンの安定

2.3 局部応力の検討

(1) 荷 重

報 告

ポンツーン各部材の検討には次の荷重を考慮した。

- 床版：自重+上載荷重
- 外壁：ポンツーン上端が水中に 0.5 m 沈んだ場合の静水圧
- 底板：自重+ポンツーン上端が水中に 0.5 m 沈んだ場合の静水圧
- 隔壁：一分室に浸水が充満した場合の水圧

(2) 曲げモーメント

上記荷重に対して各部材とも四辺固定の二方向版として曲げモーメントを算定した。

(3) 曲げ応力度

床版、側壁、底板、長軸隔壁の長軸方向は PC 構造としてプレストレス量を算定した。その他は RC 構造として鉄筋量を算定した。

(4) 合成応力度

PC 部材の合成応力度を表-1 に示す。

表-1 合成応力度

部 材	曲げモーメント M(t・m)	版幅 b(cm)	版厚 t(cm)	断面	荷重の 応力度 σ _q (kg/cm ²)	プレ ス ト レ ス σ _{ce} (kg/cm ²)	合 成 応 力 σ(kg/cm ²)
床 版 (長軸方向)	支点 -0.310	100	13.0	外縁	-11.0	21.7	10.7
				内縁	11.0	22.5	33.5
	中央 0.138	"	13.0	外縁	4.9	21.7	26.6
				内縁	-4.9	22.5	17.6
底 版 (長軸方向)	支点 -1.250	"	15.0	外縁	-33.3	37.6	4.3
				内縁	33.3	36.7	70.0
	中央 0.555	"	15.0	外縁	14.8	37.6	52.4
				内縁	-14.8	36.7	21.9
側 壁 (長軸方向)	支点 -0.612	"	15.0	外縁	-16.3	29.9	13.6
				内縁	16.3	"	46.2
	中央 0.245	"	15.0	外縁	6.5	"	36.4
				内縁	-6.5	"	23.4
隔 壁 (長軸方向)	支点 -0.400	"	10.0	外縁	-24.0	"	5.9
				内縁	24.0	"	53.9
	中央 0.160	"	10.0	外縁	9.6	"	39.5
				内縁	-9.6	"	20.3

2.4 全体応力の検討

(1) 波浪荷重

波浪荷重として正面波 (Head-on-wave) による荷重分布曲線 $q(x)$ を次のように仮定した。

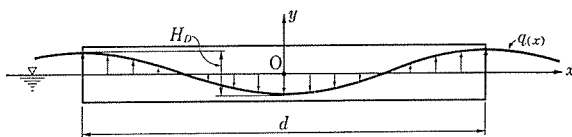


図-5 荷重分布曲線

$$q(x) = w_0 \cdot B \cdot \frac{H_D}{2} \cos\left(2\pi \frac{x}{d} + c\right)$$

H_D : 設計波高=1.0 m

d : 設計波長=30.0 m= L (ポンツーン長さ)

c : 位相

(2) 縦曲げモーメント

荷重曲線より最大縦曲げモーメントは $x=0$ (ポンツーンの中央) で発生する。

$$M_{\max} = \pm w_0 \cdot B \cdot H_D \cdot \left(\frac{L}{2\pi}\right)^2$$

$$= \pm 1.03 \times 6.0 \times 1.0 \times (30.0/2\pi)^2$$

$$= \pm 141.0 \text{ t}\cdot\text{m}$$

(3) せん断力

荷重曲線より最大せん断力は $x=-L/4, L/4$ の位置で発生する。

$$S_{\max} = w_0 \cdot B \cdot \frac{H_D}{2} \cdot \frac{L}{2\pi}$$

$$= 1.03 \times 6.0 \times 1.0 / 2 \times 30.0 / 2\pi = 14.8 \text{ t}$$

(4) 曲げ応力度の合成

1) 床版が引張側の場合 (Hogging-Moment 作用時)

床版外縁

$$\sigma_1 = \text{局部応力} + \text{プレストレス} + \text{波浪応力}$$

$$= -11.0 + 21.7 - 5.8 = 4.9 \text{ kg/cm}^2$$

$$> -7.8 \text{ kg/cm}^2$$

底板内縁

$$\sigma_2 = 33.3 + 36.7 + 4.8 = 74.8 \text{ kg/cm}^2$$

$$< 135 \text{ kg/cm}^2$$

2) 底板が引張側の場合 (Sagging-Moment 作用時)

床版内縁

$$\sigma_3 = \text{局部応力} + \text{プレストレス} + \text{波浪応力}$$

$$= 11.0 + 22.5 + 5.3 = 38.8 \text{ kg/cm}^2$$

$$< 135 \text{ kg/cm}^2$$

底板外縁

$$\sigma_4 = -33.3 + 37.6 - 5.4 = -1.1 \text{ kg/cm}^2$$

$$> -7.8 \text{ kg/cm}^2$$

2.5 横強度部材の検討

横強度部材として受梁および支柱の検討を RC 構造として行った。

(1) 局部応力の検討

局部応力の検討は、床版上に上載荷重が作用し、吃水がちょうどポンツーンの深さに等しくなった場合の水圧に対してボックスラーメンとして計算した (図-6 参照)。また、応力計算で受梁は T 形断面と考えた。

(2) 船舶接岸時の検討

本ポンツーンの係留方式 (図-1 参照) によると船舶接岸時に大きな衝撃力が作用する。この衝撃力に対して図-1 に示すように防げん材を床版部および横強度部材位置に取付けて抵抗させた。なお、防げん材反力による

部材の検討は床版部については十分安全なので省略し、横強度部材についてのみ行った。

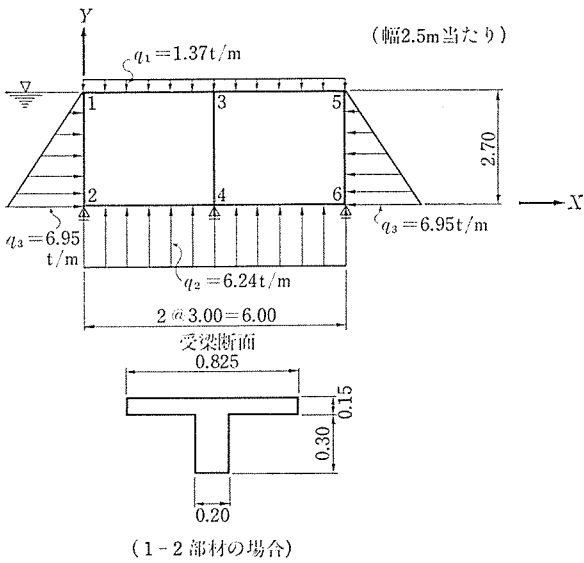


図-6 荷重作用図

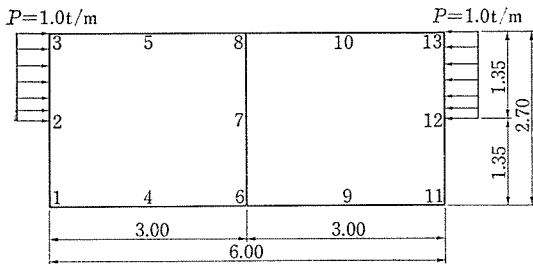


図-7 単位線荷重載荷図

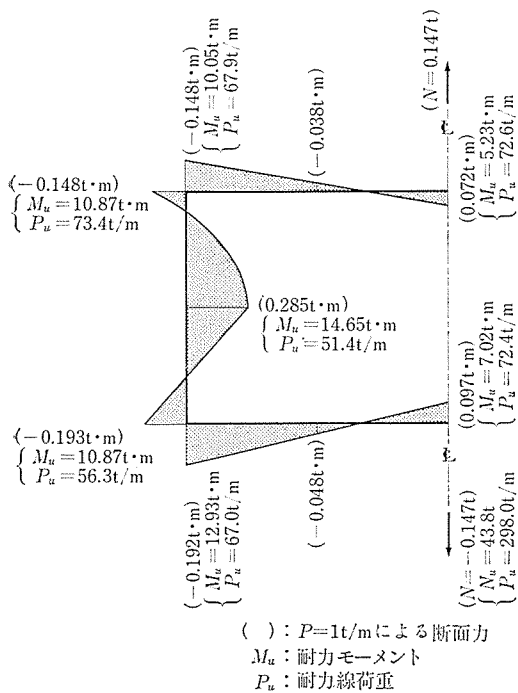


図-8 耐力図

側壁受梁部に線荷重を作用させた場合の横強度部材耐力を 図-7, 図-8 に示す。

3. 予備試験

PC ポンツーンおよび PC バージの施工実績は、我が国では数例にすぎず、その中でも軽量コンクリートに高性能減水剤を使用した例はわずか1例であり、本条件下で PC ポンツーンを製作するためには施工経験および施工知識は必ずしも十分とは言えない。したがってより信頼性のあるポンツーンを製作するために、実施工に先立ち施工に関する予備試験を行った。

3.1 試験概要

予備試験として、主に次の3項目について検討、確認を行った。

- 1) 冬期施工(1~3月)を条件として、所定のワーカビリティ、単位体積重量などが得られるように配合試験を行い示方配合を決定する。また高性能減水剤の効果とスランプダウンの経時変化を確認する(配合試験)。
- 2) ポンツーンの外壁の一部を切り出した形状(高さ2.7m, 幅4.5m, 壁厚0.15m)の試験体にコンクリートを打設して、骨材の分離状況、壁体コンクリートの流動化状況、およびコンクリートの充填状況などの施工性を確認する。また硬化後の壁体コンクリートからコア供試体採取して強度分布を確認する(打込み試験)。

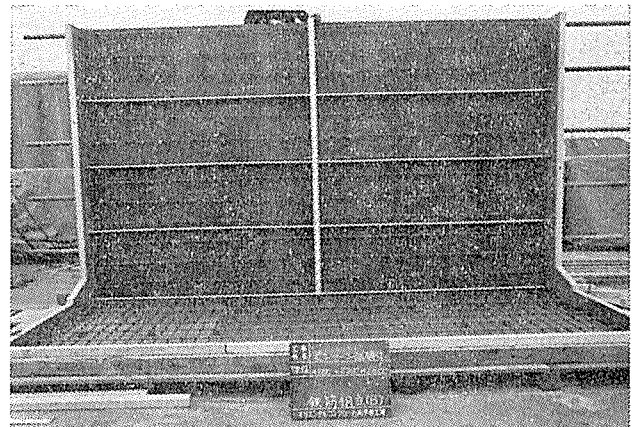


写真-1 打込み試験体鉄筋配置状況

- 3) ポンツーンの使用目的より耐海水性が要求されるので特に弱点となりうるコンクリートの打継目の処理方法を検討して打継目の透水性を確認する(透水試験)。

3.2 配合試験について

(1) 計画配合

計画配合では、軽量化のために骨材は、粗骨材、細骨

報 告

材とも人工軽量骨材を使用し、セメントは早強ポルトランドセメントとして、設計基準強度 350 kg/cm² 以上、単位体積重量 1.75 t/m³ を目標とするとともに耐海水性を重視した。

- 1) 単位セメント量 単位セメント量は耐久性に与える影響が大きいので、内外の基準関係および実績を考慮して400 kg/m³ 以上とした。
- 2) 水セメント比 水セメント比は強度と水密性に大きく影響を与えるので、内外の基準関係および実績を考慮して 40% 以下とした。したがって施工性より必要なワーカビリティを得るために高性能減水剤を流動化剤として用いるものとした。
- 3) 空気量 空気量は耐久性を考慮して 4~6% とした。
- 4) 人工軽量粗骨材の最大寸法 人工軽量骨材は大粒になるほど一般に強度、耐久性に劣る傾向があるといわれているので、実績および施工性を考慮して粗骨材の最大寸法を 15 mm とした。

(2) 示方配合

配合試験の結果示方配合を表-2のように決定した。

(3) 高性能減水剤の効果とスランプダウンの経時変化

高性能減水剤の添加については、大きく分けて前添加と後添加が考えられる。前添加の場合は生コン工場にて添加、攪拌されるので十分な管理ができる利点がある。しかしながら運搬時のスランプロス、生コン工場の受入れに問題を残す。一方、後添加の場合は、スランプロス対策、生コン工場と無関連に取扱えるなどの利点がある。また欠点としては品質管理上の問題、現場作業の増加、騒音発生などが考えられる。本試験においては、ポンツーン施工時の生コン工場との関連より、高性能減水剤の規定量の全部をコンクリート打設現場で後添加する流動化コンクリートの応用を検討した。

高性能減水剤として市販品「サンフローFB」を用いた。その効果はサンフロー社の仕様で示している目標スランプ低下幅を x cm とした場合のサンフロー FB 使用量 ($C \times \%$) = $0.05x + 0.15$ とほぼ同程度の使用で十分効果が得られることが確認できた。またこの時のアジテート時間はトラックアジテータ 1 台の積載量 2.0 m³ を 60 sec で十分攪拌できた。

なお、この高性能減水剤を添加したコンクリートの圧縮強度はベースコンクリートに比してわずかに増加した(図-9, 図-10 参照)。

スランプダウンの経時変化については 図-11 に示すように、添加後 60 分時においてほぼベースコンクリートのスランプとなった。したがって実施工時に 5 m³ 積

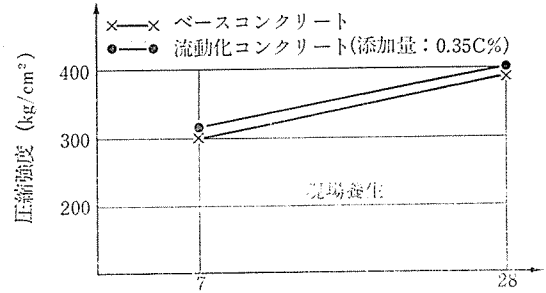
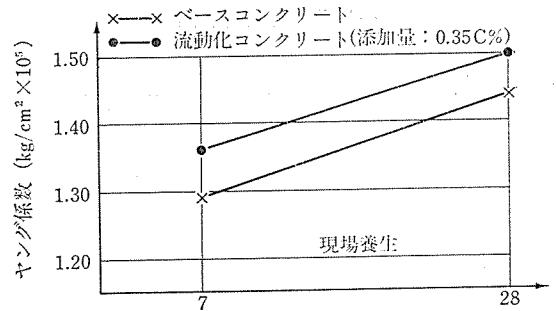


図-9 圧縮強度の比較



材令 (日)

図-10 ヤング係数の比較

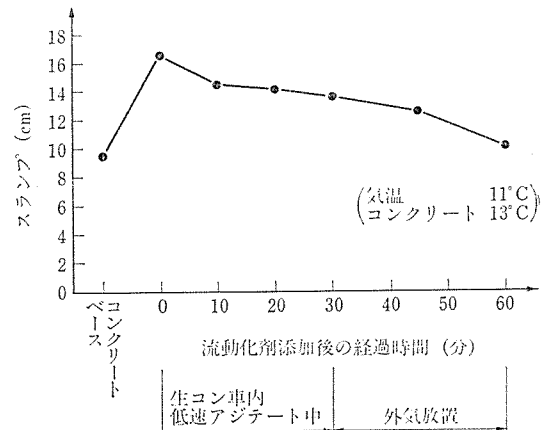


図-11 スランプの経時変化

表-2 示 方 配 合

種 類	目 標 値		W/C (%)	S/a (%)	単 位 容 積 重 量 (kg/m ³)				A E 剤 (C×%)	高性能減水剤 (C×%)
	スランプ (cm)	空気量 (%)			水	セメント	細骨材	粗骨材		
ベースコンクリート	8.0	5.0	37.7	41.0	160	425	498	643	0.35	—
流動化コンクリート	15.0								—	0.50

載車を 30 分前後で打設すると考えれば十分効果が得られることが確認できた。

3.3 打込み試験について

(1) コンクリートの打設

試験体へのコンクリートの打込みは 図-12 に示す順序で行った。1バケットのコンクリート量を 0.5 m³ と

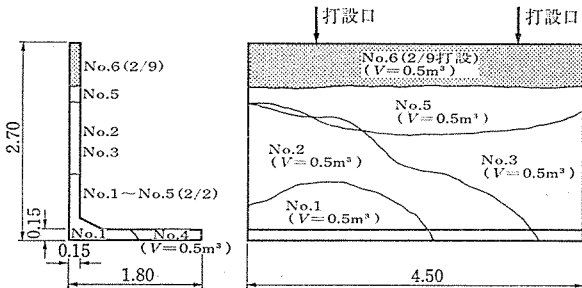


図-12 コンクリート打設順序および流動図

し 図-12 に示す打設口よりコンクリートを投入して締固めを径 45 mm の高周波バイブレータ 2 台で行った。

なお、打設コンクリートの品質を 表-3 に示す。

(2) 壁体中の流動性および充填性

コンクリートの流動性は 図-12 に示すような流動状態で非常に良好と判断できた。反面、流動性が敏感すぎて壁体コンクリート打設時 (No. 1~No. 3) には壁体コンクリートが振動により底版に流れ出し、また底版コンクリート打設時 (No. 4) には壁体ハンチ部のコンクリートが振動により底版に流れ出した。そのためバイブレータによる締固めが十分行えなかった。

充填性は、写真-2 に示すように壁体ハンチ部にコンクリートが十分充填されなかった。また壁体部には気泡

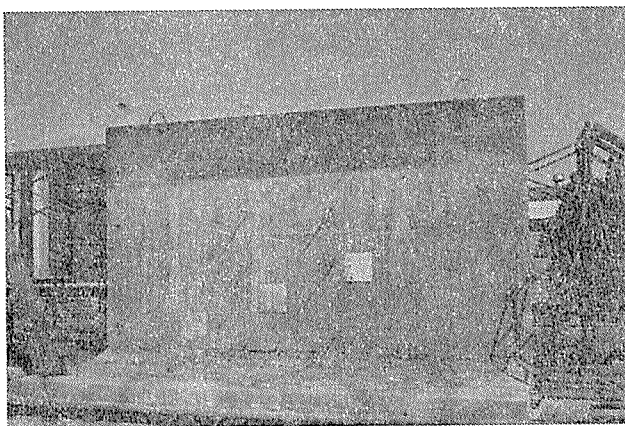


写真-2 試験体コンクリート硬化状況

跡が多くみられた。

これらの結果より、実施工においてはコンクリートの打設順序を底版コンクリート打設後、壁体コンクリートの打設を行うように変更して締固めを十分行えるよう配慮した。

(3) 壁体コンクリートの硬化後の強度分布

コア供試体による材令 28 日の壁体コンクリートの強度試験を行った。強度試験は圧縮強度、曲げ引張強度、鉄筋の引抜き強度、静弾性係数についてそれぞれ壁体の高さ方向上、中、下段よりコア採取を行い高さ方向の強度分布を確認した (写真-3 参照)。

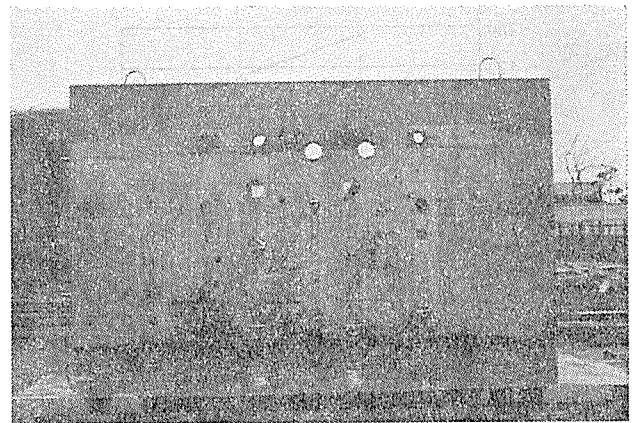


写真-3 コア採取状況

試験結果によると高さ方向の強度分布は、位置が低いほど強度が低下する傾向を示した (図-13, 図-14, 図-15, 図-16 参照)。このことは従来いわれているような位置が高いほど強度が低下する傾向に反する。したがってこの試験結果は打込み試験時に懸念された壁体下方の締固め不足が顕著に現われたものと考えた。

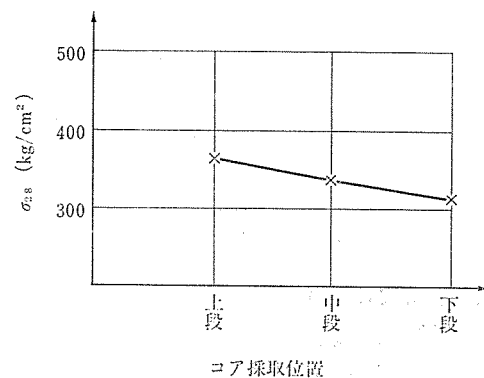


図-13 圧縮強度

表-3 打設コンクリート

種類	スランプ (cm)	空気量 (%)	コンクリート温度 (°C)	外気温 (°C)	流動化剤投入量 (C×%)	アジテート時間 (sec)	コンクリート体積 (m ³)
ベースコンクリート	9.5	6.2	11.0	8.0	—	—	3.0
流動化コンクリート	15.0	6.4	11.0	8.0	0.30	90	3.0

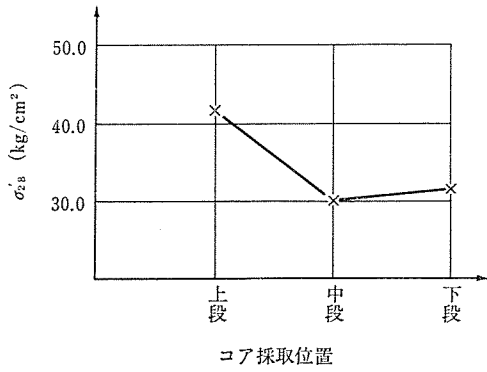


図-14 曲げ引張強度

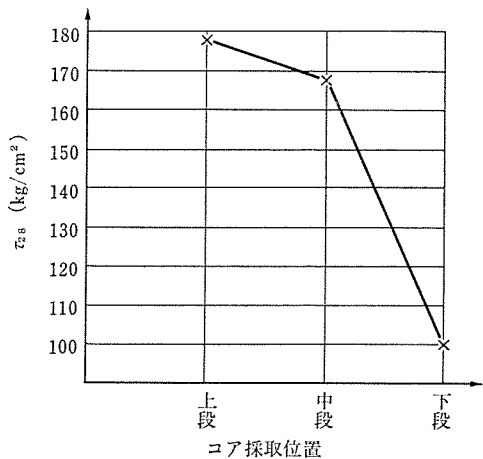


図-15 鉄筋引抜き強度

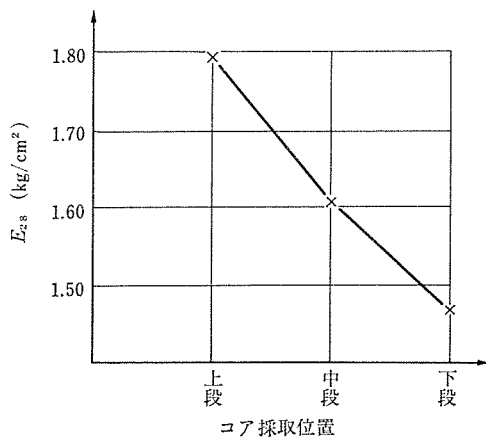


図-16 静弾性係数

3.4 透水試験について

(1) 打継目の処理

打継目の処理法としていくつかの方法が考えられるが本試験では、作業性を重視して打継目の旧コンクリート表面を適当な時間にジェット水で洗い出す方法について検討した。

洗い出し試験法としてはモールドにコンクリートを打設した後、硬化時間を関数にしてハイウォッシャー(200V, 60 kg/cm², 30 l/min)のノズルを全開にした状態で

表面を洗い出し、その結果を目視観察により判断する方法とした。なお試験は打設表面にリターダを散布した場合についても行った。

その結果、本方法による洗い出し適当時間としてリターダ散布をしない場合は打設後 4~6 時間後、またリターダ散布をした場合は打設後 4~10 時間後が適当と確認できた。したがって、リターダを使用した場合は、洗い出し適当時間が長くできる利点がある。本試験ではリターダの散布量は 50 g/m² (サンフロー WR 使用)であったが、散布量を増加することにより洗い出し適当時間をさらに長くすることも考えられる。

(2) 打継目の付着度合

前記処理方法を行って打継いだ供試体の打継目部の割裂強度係数を測定して、一体打ち供試体の割裂強度係数と比較することにより打継目部の付着度合を確認した。

試験結果は 図-17 に示すように、打継目部の割裂強度係数はリターダ使用の有無にかかわらず一体打ち供試体の割裂強度係数の 80% 以上となった。したがってリターダ散布による付着への悪影響は特に考えられないので、作業性を考慮してリターダを使用することは有効と考える。

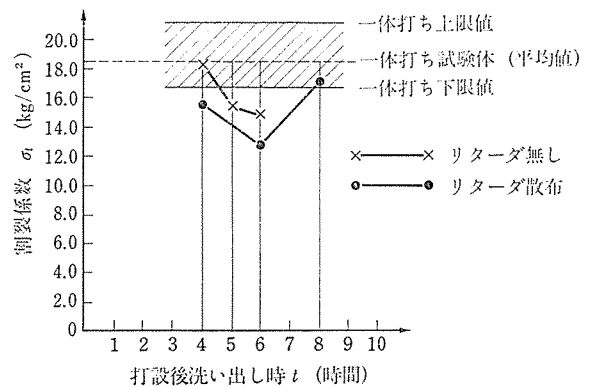


図-17 洗い出し時による割裂係数の変化

(3) 透水試験

打込み試験により造られた試験体の打継目からコアを

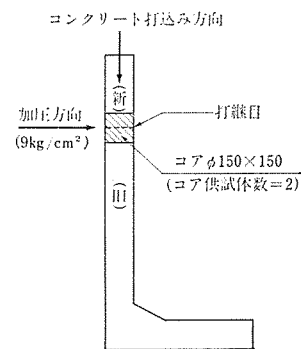


図-18 コア採取位置図

採取して透水試験を行い、その水密性について検討した(図-18 参照)。

1) 試験方法 試験水の浸透状態を明確に判定することができるようにコア 供試体を相対湿度 50%、温度 20°C の恒温室内で一週間乾燥した。所定の乾燥期間が終了した供試体は、側面からの試験水の浸透等の悪影響、供試体の過剰な乾燥を避けるため、供試体上面に粘着テープを貼付し、また、側面にはエポキシ樹脂を積層塗布して封緘した。上面の粘着テープを除去した供試体を透水試験装置に据え、供試体と装置との間隙にはエポキシ樹脂およびパラフィンワックスとロジンの加熱溶融物を、この部分からの漏水を防止するために注意深く注入・充填して供試体を装着した。

試験に使用した透水試験装置は 図-19 に示すような露出したコンクリート端面に試験水を灌水し、これに所定の圧力を有する圧搾空気によって加圧するイン

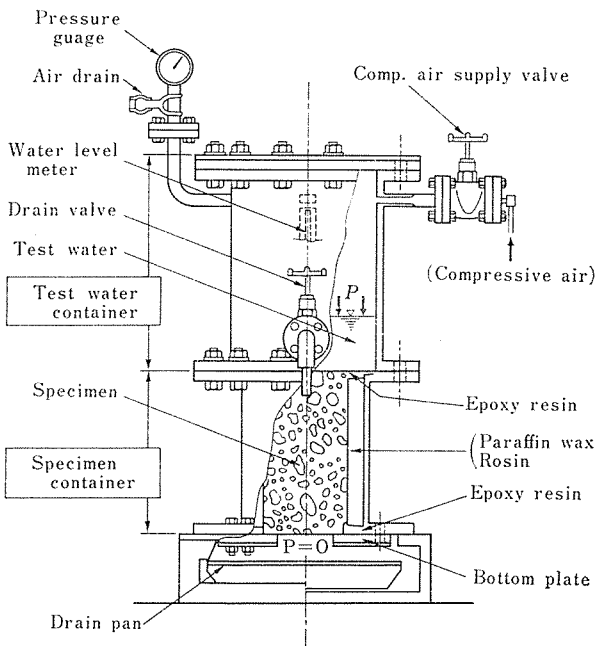


図-19 Permeation test apparatus

ット方式である。所定の試験期間を経過した供試体を装置より取り出し、ただちに割裂して、割裂面における試験水の浸透部分を目視によって判定・記録し、面積計を用いて測定した浸透面積から試験水の平均浸透深さ、および最大・最小深さを測定した。

試験に用いた試験水は水道水で、試験圧力および試験期間は、加圧方向を静水圧方向として、それぞれ 9 kg/cm²、および 8 日間の促進試験とした。

2) 試験結果 浸透深さの測定結果を表-4 に示す。また浸透深さの実測図の一部を 図-20 に示す。

結果によると浸透深さはいずれも 1~2 cm で、最

表-4 浸透深さの測定結果

供試体	浸 透 深 さ (mm)					
	打継目付近最大 (A)	その他の部分最小 (B)	平均			
No. 1	21	19.5	8	9.0	14.0	13.8
	18		10		13.5	
No. 2	22	22.0	7	6.5	13.9	13.2
	22		6		12.5	

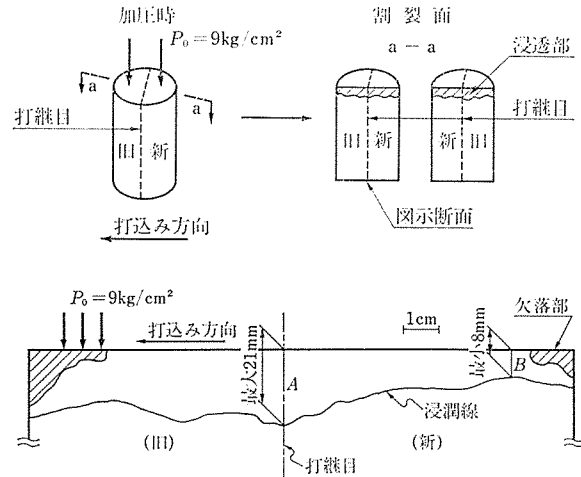


図-20 浸透深さ実測図

大浸透部は大略コンクリート打継目部に合致した。

また水密性を評価する指数として拡散係数、 β^2 がある。この拡散係数を次式で求めると表-5 のようになる。

$$\beta^2 = \alpha \times \frac{D_m^2}{4t\xi^2} \quad (\alpha = t^{3.7})$$

ここに、 D_m : 浸透深さ (cm)

t : 試験期間 (sec)

ξ : 誤差関数の積分下限

$P_0 = 9 \text{ kg/cm}^2$ の場合は 1.1264

β^2 : 拡散係数 (cm²/sec)

表-5 拡散係数の計算結果

供試体	拡 散 係 数 ($\times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{sec}$)		
	打継目付近最大 (A)	その他の部分最小 (B)	平均
No. 1	3.4497	0.7352	1.7273
No. 2	4.3902	0.3832	1.5805

以上、割裂強度係数および透水試験の検討結果より本試験で用いた打継目の処理方法を用いて、なおかつ水セメント比 40% 以下の配合で、鋼材かぶりを 5 cm 以上確保すれば打継目の耐久性は十分得られると考えた。

4. 施 工

本ポンツーンの施工は、運輸省第二港湾建設局京浜港

表-7 示 方 配 合

種 類	スランプ (cm)	空 気 量 (%)	W/C (%)	S/a (%)	単 位 容 積 重 量 (kg/m ³)				AE 剤 (C×%)	高性能減水剤 (C×%)
					水	セメント	細骨材	粗骨材		
ベースコンクリート	9±1.5	4±1	40.0	42.0	164	410	446	502	0.40	—
流動化コンクリート	14.0								—	0.30~0.45

13) を鉛直鉄筋に溶接して、これにより保持した。

(5) コンクリート工

1) ベースコンクリートおよび流動化コンクリート
流動化のベースコンクリートは、生コン工場で製造した。工場から現場までの運搬時間は平均 30 分であった。トラックアジテータ 1 台当りの積載量は、流動化のために行うアジテートを考慮して、6 m³ 積み車に 5 m³ とした。

流動化コンクリートについては、荷卸し直前のベースコンクリートのスランプおよび空気量を測定したのち、高性能減水剤の必要量を算定して添加した。続いてトラックアジテータのドラムを高速で 90 秒間回転させて流動化した。

ベースコンクリートおよび流動化コンクリートの示方配合を表-7 に示す。

2) コンクリート打設

コンクリートは、ブーム付きポンプ車によるポンプ打設を行った。軽量コンクリートのポンプ圧送は、骨材の十分なプレウェチングと流動化剤によるスランプ量増大(表-7 参照)により支障なく行われた。

なおポンプ圧送によるスラップロスの測定値は 1~2 cm であった。

コンクリート打設は打継目を極力少なくすることを考慮して、底版および外壁と隔壁および床版の 2 回打

た。また、初期の乾燥収縮によるひび割れ発生を防止するためにビニール被膜養生を行った。

(7) 緊張工

ケーブルは本緊張に先だち仮緊張を行った。

仮緊張は、第 1 回目コンクリート打設後 3 日目に、乾燥収縮によるひび割れ発生防止を目的として行った。仮緊張ケーブルは、全 26 ケーブルの内、12 ケーブルとしコンクリート断面応力で 10 kg/cm² のプレストレスが導入されるように 1 ケーブル当りの緊張力を 16 t とした。

本緊張は、1 ケーブル当りの緊張力を 43.2 t として全 26 ケーブルを片引きで緊張し、その後モルタルグラウトを行った。なお、仮緊張ケーブル 12 本については未導入力(27.2 t)に対して再緊張を行い本緊張とした。

(8) 打継目の処理

第 1 回目コンクリート打設後約 5~6 時間経過した後、打継目表面をハイウォッシャーのノズルを全開した状態(圧力 60 kg/cm²)で洗い出し、粗骨材を露出させた。さらにコンクリートが完全に硬化した後、ハイウォッシャーのノズルを絞った状態(ジェット水)で洗い出し、緩んだ粗骨材を除去した。

(9) コーン台および木コンの後埋め

コーン台後埋めは、コンクリート面を電気ドリルに取付けたワイヤーブラシにより表面処理を行い、無収縮モルタル(プレタスコン使用)を注入した。

木コン後埋めは、コンクリート面を電気ドリルに取付けた砥石により表面処理を行い、ふるいにかけて粗砂を除去したプレタスコンを硬練りにしてエアハンマーで打込んだ。

(10) 表面塗装

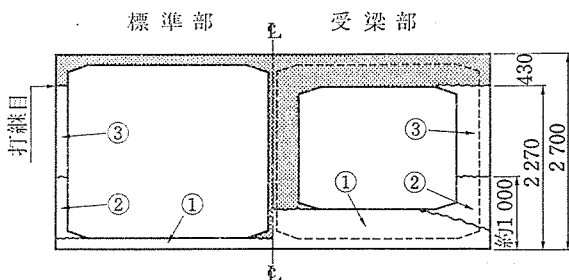
側壁および端壁の外周のみ、気泡の後埋めと防水性を考慮して表面塗装(パウダックス使用)を行った。

4.3 艀装品取付け

本浮棧橋用の艀装品として、曳船柱、ボラード、クロスビット、オープンショック、ハッチ、マンホール、垂直梯子および防げん材をポンツーンに取付けた(写真-5 参照)。

4.4 漏水検査

ポンツーン内部の全室を水道水で充満して漏水検査を行った。注水は水圧による応力が、ひび割れ発生応力以下となるように水頭差と順序を考慮して行った。



第 1 回コンクリート打設(白スキ部) V=56.4m³
第 2 回コンクリート打設(着色部) V=53.6m³

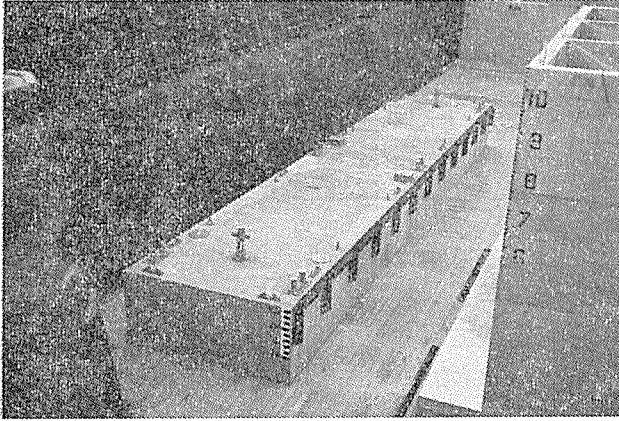
図-21 コンクリート打設順序図

ちとした。

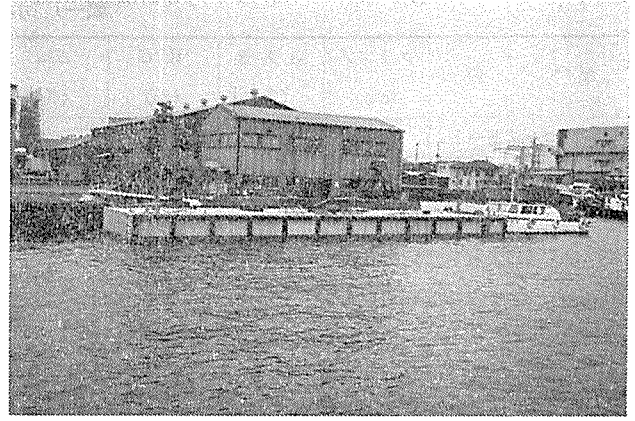
ポンツーン断面方向の打設順序を図-21 に示す。

(6) 養生工

養生はポンツーン全体をシートで覆い外気を遮断し、内部に投光器(500 W, 60 器)を配置し保温養生を行っ



写真—5 ポンツーン完成



写真—8 浮棧橋完成

4.5 進水、曳航、据付け

ポンツーン製作完了後、乾ドック内に注水してポンツーンを浮上させた。ポンツーン進水時の吃水は、計算値に対してわずか 1 cm の誤差であった。

乾ドック内の水位が海水位に等しくなった後、ドックのゲートを開放し、タグボートにて曳航した。

曳航したポンツーンは、運輸省横浜機械整備事務所内

に設置し、浮棧橋として完成させた。

5. あとがき

以上、PC ポンツーン的设计から施工までの大要を述べた。今後、海洋構造物に PC 構造がますます活用されていくと思われる。

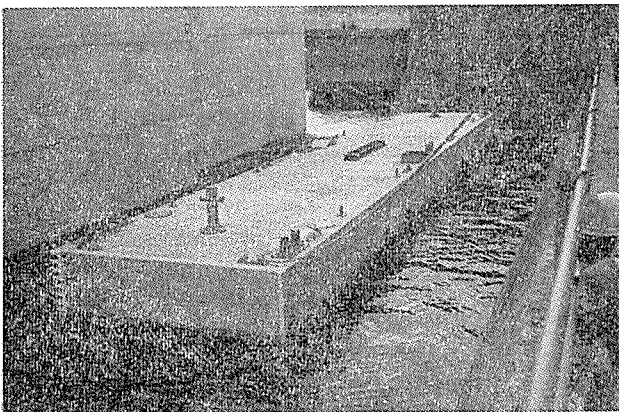
特に PC 浮遊構造物に着目すると、軽量コンクリートの利用とともに部材厚低減による軽量化が考えられる。さらには大型構造物の出現にともないプレキャスト化が考えられる。しかしながら、部材厚の低減によって耐久性の面から重要なパラメータとなりうる鋼材かぶりの確保が困難になる反面があり、部材厚と耐久性上必要なかぶりとの関連の解明が今後の課題となる。また、プレキャスト化においては経済性との関連を含めて洋上接合の技術的解明が不可欠である。特に洋上接合では、接合方法とともに接合部の耐久性の確保が問題となる。したがって、これらの問題点の解明が浮遊構造物に PC 構造が活用されるための大きなポイントになると考える。

今回施工した PC ポンツーンは PC 浮遊構造物としては基本になる構造物の一つであり、この基本的技術を応用して、浮ドック、浮橋、浮防波堤、各種プラント搭載バージ、さらに大規模な海上空港や海上都市の人工浮地盤への発展が考えられる。

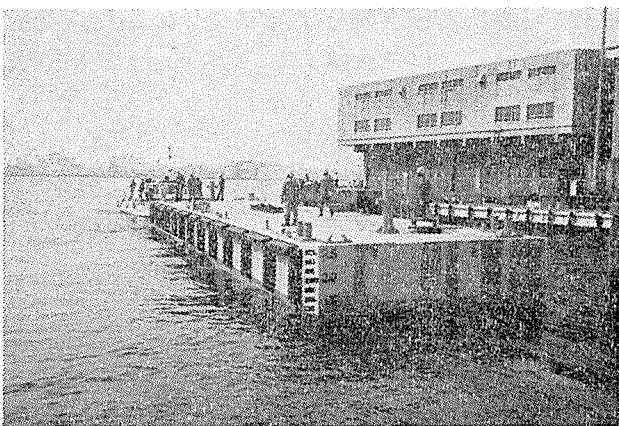
本報告が多少なりとも、これらの関係者にとって御参考になれば幸いである。

最後に、本施工に先だて行った予備試験に当たり多くの御指導および御協力をいただいた小野田セメント(株)中央セメント研究所 大塩主任研究員、曾根研究員に深く感謝の意を表します。

【昭和 57 年 8 月 2 日受付】



写真—6 ポンツーン進水状況



写真—7 ポンツーン曳航状況