

本研究はモーターボート競走公益資金による
財)日本船舶振興会の補助金を受けて実施したものである

研究資料No.383

第197研究部会

海洋コンクリート構造物の 設計技術に関する調査研究

報告書

昭和60年3月

社団法人
日本造船研究協会

はしがき

本報告書は、日本船舶振興会昭和59年度補助事業として、日本造船研究協会第197研究部会が実施した「海洋コンクリート構造物の設計技術に関する調査研究」の成果をとりまとめたものである。

第197研究部会委員名簿

(敬称略、五十音順)

部会長	藤田 譲	(東京大学)	池田 弘	(熊谷組)
委員	井畔 瑞人	(清水建設)	小川 泰之輔	(石川島播磨重工業)
	伊東 利成	(日本海事協会)	菅 信	(船舶技術研究所)
	小田 弘雄	(大林組)	小林 理市	(大成建設)
	小林 佑規	(船舶技術研究所)	下村 嘉平衛	(間組)
	財津 優	(日本鋼管)	高羽 登	(日本セメント)
	曾根 紘	(日本海事協会)	二宮 勝也	(三菱重工業)
	土岐 高史	(竹中工務店)	服部 陽一	(日立造船)
	橋本 泰明	(住友重機械工業)	松岡 一祥	(船舶技術研究所)
	藤田 実	(川崎重工業)	吉識 恒夫	(三井造船)
関係官庁	山本 治生	(鹿島建設)	宮沢 徹	(海上技術安全局)
	小野 純生	(海上技術安全局)		

幹事会

(敬称略、五十音順)

主査	曾根 紘	(日本海事協会)	小林 理市	(大成建設)
委員	伊東 利成	(日本海事協会)	野口 憲一	(大成建設)
	高羽 登	(日本セメント)	松岡 一祥	(船舶技術研究所)
	服部 陽一	(日立造船)	吉識 恒夫	(三井造船)
	山本 治生	(鹿島建設)		

第1小委員会

(敬称略、五十音順)

主査	吉識 恒夫	(三井造船)	太田 隆義	(清水建設)
委員	砂原 誠一	(住友重機械工業)	坪井 東一郎	(三井造船)
	菅 信	(船舶技術研究所)		
	判田 耕	(石川島播磨重工業)		

第2小委員会

(敬称略、五十音順)

主査	服部 陽一	(日立造船)	増井 直樹	(大林組)
委員	是松 雅雄	(三菱重工業)	持田 哲雄	(竹中工務店)
	松岡 一祥	(船舶技術研究所)	山本 隆夫	(日立造船)
	山下 寛	(川崎重工業)		

第3小委員会

(敬称略、五十音順)

主査	山本 治生	(鹿島建設)
----	-------	--------

木 村 哲 郎 (鹿 島 建 設)
山 口 正 記 (熊 谷 組)

湊 隆次郎 (間 組)
渡 辺 稔 浩 (日 木 鍛 翻)

目 次

1. 緒 論	1
1.1 浮遊式構造物試設計概要	1
1.1.1 検討の背景	1
1.1.2 設計条件	1
1.1.3 試設計結果	2
1.1.4 今後の研究課題	7
1.2 浮遊着底式構造物試設計概要	7
1.2.1 検討の背景	7
1.2.2 設計条件	8
1.2.3 試設計結果	8
1.2.4 今後の研究課題	10
1.3 着底式構造物試設計概要	11
1.3.1 検討の背景	11
1.3.2 試設計条件	12
1.3.3 試設計結果	14
1.3.4 今後の研究課題	17
2. 浮遊式構造物	18
2.1 試設計の構造物	18
2.1.1 構造物の選定	18
2.1.2 概要、一般配置図等	18
2.2 試設計条件	26
2.2.1 設計方針	26
2.2.2 参考適用基準	26
2.2.3 設計荷重	27
2.2.4 使用材料及び材料定数	30
2.3 各部材の検討	31
2.3.1 設計の進め方	31
2.3.2 縦強度部材の検討	37
2.3.3 横強度部材の検討	55
2.3.4 問題点及び今後の課題	62
2.4 ハイブリット構造の検討	73
2.4.1 構造様式	73
2.4.2 部材強度検討	75
2.4.3 ハイブリッド構造の設計に於ける問題点	80
2.5 まとめ及び今後の検討方針	80
3. 浮遊着底式構造物	83
3.1 検討の背景	83
3.2 設計条件	83

3.3 プレストレストコンクリート構造物	85
3.3.1 構造様式	85
3.3.2 稼動時の検討	86
3.3.3 曲航・据付時の検討	101
3.3.4 建造時の検討	106
3.4 ハイブリッド構造物	110
3.4.1 構造様式	110
3.4.2 稼動時の検討	110
3.4.3 曲航・据付時の検討	124
3.4.4 建造時の検討	126
3.5 今後の研究課題	127
参考文献	131
4. 着底式構造物	132
4.1 試設計の目的と方針	132
4.1.1 試設計の目的	132
4.1.2 試設計の内容	132
4.2 設計条件	132
4.2.1 基本条件	132
4.2.2 自然条件	132
4.2.3 参考とすべき基準類	133
4.3 上部デッキと貯・送油システム	134
4.3.1 上部デッキ計画	134
4.3.2 貯・送油システム	135
4.4 構造物形状	135
4.5 環境外力の計算	140
4.5.1 波 力	140
4.5.2 潮流力の算定	143
4.5.3 地震力の算定	147
4.5.4 風荷重の算定	153
4.5.5 外力の集計	160
4.6 構造物の安定	160
4.6.1 滑 動	161
4.6.2 地盤支持力	161
4.6.3 浮遊時の安定性	162
4.7 主要部材の計算	167
4.7.1 使用材料	167
4.7.2 安全係数と荷重組合せ	167
4.7.3 検討項目	169
4.7.4 主要部材の断面検討	170
4.8 着底式構造物施工計画	178

4.8.1	構造物の建造	178
4.8.2	上部デッキの搭載	178
4.8.3	曳 航	182
4.8.4	沈 設	184
4.9	今後の研究課題	185
5.	「設計指針」の検討	188
5.1	設計指針目次(案)	188
5.2	安全性の評価方法(案)	190
APPENDIX	1. コンクリート	194
"	2. フェロセメント	204
"	3. その他の機材	210
	I. GRC	210
	II. 鋼纖維補強コンクリート	211
	III. レジンコンクリート	213
"	4. 海洋コンクリート構造物の鋼材の防食に関する各種規準の比較	215
6.	結 言	222

1. 緒論

コンクリートの特長は耐久性に優れていることである。このため鋼のようなメインテナンスが不要である。大規模な海洋構造物では定期的入渠によるメインテナンスが困難なので海外では、例えば北海における重力式プラットフォームのようにコンクリートを用いたものも多く建造されている。さらに最近では北極海のような氷海域で稼動する石油掘削リグにコンクリートを取り入れる設計がふえつつあり、新たな注目を集めている。コンクリートは力学的には圧縮に強いが反面引張に弱い。このことがコンクリートの用途を狭めて来たといえるが、氷海域では大きな氷荷重が加わるので構造物は巨視的には圧縮にさらされる。これが氷海構造物にコンクリートが用いられる理由の一つであろう。

ところがこのような海洋コンクリート構造物の構造強度や外力に対する応答特性等について十分解明されておらず、研究の歴史も浅いので設計・施工技術等が確立されていないのが実状である。このような情況に鑑み、日本造船研究協会に「海洋コンクリート構造物の設計技術に関する調査研究部会」(第197研究部会)が設置され、昭和59年度より3ヶ年で海洋コンクリート構造物の設計技術に関する基本的問題点を研究し、基準作成の基礎的作業を実施することになった。研究に当っては浮遊式構造物・浮遊着底式構造物及び着底式構造物のそれぞれについてワーキング・グループを設け、本年度は研究課題を抽出するための試設計を行った。また、試設計と平行して設計指針の作成にも着手した。

以下に試設計の概要を述べる。

1.1 浮遊式構造物試設計概要

1.1.1 検討の背景

近年海洋構造物の多様化に伴ないコンクリート製構造物の出現が増加の傾向を示している。特に寒冷地に於ける石油掘削、生産に携わる構造物は低温に対し優れた性能を持つコンクリート製構造物が注目を浴びる様になった。また海洋で使用される場合鋼構造の場合、どうしても腐食に対する対策が必要となるがコンクリートの場合は対腐食性に優れ有利である。この様な材料の特徴を活かしたコンクリート製大型海洋構造物が海外では種々建造されて来た。我が国でも最近大型コンクリート製海洋構造物が建造される様になりこれ等に関する規則の整備の必要性が高まり先ず設計指針の作成に着手することになった。設計指針作成に当り各種構造物の試設計を行ない問題点の抽出を行なうことになった。第一小委員会は、浮遊式構造物を担当することとなり先ず対象構造物の選定より作業を開始した。

対象構造物の選定に際し試設計を行なう最終目的が設計指針作成にあることを念頭におき、出来る丈多岐にわたる問題点を包含し規模として余り巨大過ぎず全長100m前後のものを考え、現実的な構造物で建造実績のあるもの又は実現性のあるものとした。その結果浮桟橋、浮消波堤、浮ドック、浮体空港、プラント台船、浮貯蔵タンクの中からプラント台船を対象構造物とした。プラント台船の中から以前に建造された鋼製の発電プラントバージを選定した。

1.1.2 設計条件

(1) 構造物の概要

対象とする発電プラントバージは75MWの発電プラントを搭載する全長83m、幅36mのコンクリート製バージとする。発電プラント機器類は実際に建造されたバージと同一とし現実的に建造可能なコンクリート構造配置とした。発電バージの一般配置図を図2.1.1に示す。バージの構造形式はオールコンクリート構造及びスチール／コンクリート、ハイブリッド構造の2通りを考慮した。構造図の概要を図2.1.2～4、2.4.3に示す。

(2) 設計条件

操業場所を東南アジア(仮にタイとする)の港内とし、日本で建造し現地迄タグボートで曳航することとしたので下記の如き設計条件を設定した。

- 耐用年数 20年
- 曳航条件 日本～タイ間 ウエットトウとし曳航に対する特別条件は設けない。

- 係留条件 港内の閉鎖された区域に片舷は岸壁から反対舷はアンカーで係留する。
 - 設計荷重 以下の荷重を考慮する。
 - 永久荷重 (Permanent Load) 船体自重, 搭載物重量, 静水圧
 - 活荷重 (Living Load) 貯蔵物重量, 機器作業重量, 貯蔵液体静水圧
 - 環境荷重 (Environment Load) 波浪荷重, 動搖による動圧
- 環境荷重についてはDnVのコンクリート構造物に対する規則を参照して検討した。

○使用材料

コンクリート	ノルマルウェイトコンクリート
設計圧縮強度	$\sigma_{ck} = 400 \text{ kg/cm}^2$
弾性係数	$E_c = 3.0 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$
単位体積重量	$\rho = 2.5 \text{ T/m}^3$
鉄筋	S D 40
降伏点	$\sigma_{sy} = 4000 \text{ kg/cm}^2$
P C 鋼材	7本より 12.7 mm 12本束, JIS G 3536
断面積	$A_{pc} = 98.71 \text{ mm}^2$
引張強度	$\sigma_t = 19000 \text{ kg/cm}^2$
降伏点	$\sigma_y = 16000 \text{ kg/cm}^2$
構造用鋼材	造船用規格軟鋼
引張強度	$\sigma_t = 4100 \text{ kg/cm}^2$
降伏点	$\sigma_y = 2400 \text{ kg/cm}^2$
弹性係数	$E_s = 2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$

○参考適用基準

DnV : Guideline for the Design, Construction and Classification of Floating Concrete Structures

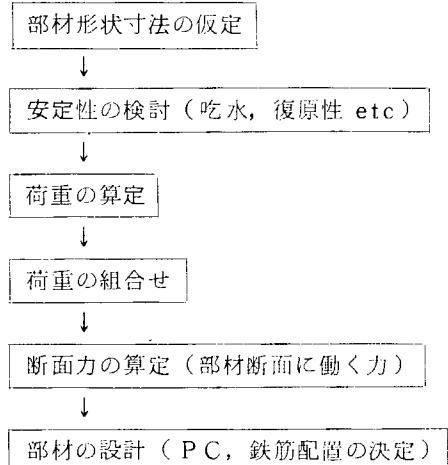
土木学会：プレストレスコンクリート標準示方書（昭和53年）

その他：NKプレストレスコンクリートバージ基準, ACI, FIP, CEB

1.1.3 試設計結果

(1) 試設計の進め方（オールコンクリート構造）

オールコンクリート構造について次に示す手順に従い検討した。



部材の設計即ち P C 鋼材、鉄筋の配置については限界状態設計法によることとし、限界状態については終局限界状態 (Ultimate Limit State) 及び使用限界状態 (Serviceability Limit State) の 2 状態につき検討した。

(2) 部材形状寸法の仮定

図 2.1.2 ~ 4 に示す通りの部材配置、寸法を定め以下の各段階の検討を行った。尚今回の試設計は最適設計を行なうのが主目的でない所以必ずしも最適配置とはなって居ない。部材配置、形状、寸法の仮定は類似構造物等を参考に適宜行ない次の通り仮定した。

部 材	コンクリート厚
船 底 外 板	500 mm
船 側 外 板	400
上 甲 板	300
縦 通 隔 壁	400
横 衍	300 ~ 500

(3) 安定性の検討

コンクリート構造とすることにより鋼製に比べ重量が著しく増加するので吃水が問題となる。前記仮定の構造部材配置、コンクリート厚による船体重量は表 2.1.1 に示す如く約 15,200 T となる。機器類の重量を加えたバージの軽荷重量を約 17,570 T と仮定した。この重量に対する平均吃水は約 6.00 M となる。バージ深さを 10.00 M としたので乾舷は 4.00 M あるので曳航および操業時に支障はないとした。同時に復原性についても概略検討したが曳航時、操業時ともに充分な G M 値を有し特に問題はない。隔壁の配置は外板が損傷を受けた場合を考慮して決定し区画浸水により沈没は起らぬ様に配慮した。船底は曳航期間の短いこと、操業時に座礁事故の可能性の少ないとより単底構造とした。尚船級規則にも特に二重底構造の要求はない。

(4) 荷重の算定

試設計に考慮した荷重は前述の通り下記項目で算定値を下記する。

永久荷重 (P) : 船体構造重量、搭載物重量、静水圧

活荷重 (L) : 廉藏物重量、機器作業重量、液体静水圧

環境荷重 (E) : 波荷重、動揺による動圧

環境荷重の波荷重は DnV ルールにより算定した。

波浪縦曲げモーメントおよび剪断力

$$M_{BV\ sag} = 12.5 \rho_{sea} g L^2 B (C_b + 0.2) h_\lambda^{Nm}$$

$$= 3.10 \times 10^4 T\cdot M$$

$$M_{BV\ hog} = 16.5 \rho_{sea} g L^2 B C_b^2 h_\lambda^{Nm}$$

$$= 3.34 \times 10^4 T\cdot M$$

$$M_{BV} = \frac{3.10 + 3.34}{2} \times 10^4 = 3.22 \times 10^4 T\cdot M$$

上下剪断力

A P より 0.2 ~ 0.3 L 間

$$Q_{BV} = M_{BV} / \{ 0.17 (C_b + 1.14) L \} = 1,109 T$$

0.4 ~ 0.6 L 間

$$Q_{BV} = M_{BV} / \{ 0.185 (C_b + 1.25) L \} = 969 T$$

0.7 ~ 0.85 L 間

$$Q_{BV} = M_{BV} / \{ 0.145 (C_b + 1.06) \} = 1,351 T$$

上記波浪中縦曲げモーメント、剪断力は曳航時の状態につき使用し操業時については曳航時の1/2と仮定し計算することとした。

横断面部材、局部部材に対する荷重はDnVルールより図2.3.9に示す値を用いた。

(5) 荷重の組合せ

SLS, ULS何れの状態の検討に於いても各荷重種類に応じ荷重係数を用い全て加え合せた。即ち

$$\gamma_f P + \gamma_f L + \gamma_f E \quad \gamma_f : \text{荷重係数}$$

γ_f は表1.2.1の通り

表1.2.1 各状態と荷重係数

		荷重種類		
		P	L	E
ULS	ORDINARY	1.3	1.3	0.7
	EXTREME	1.0	1.0	1.3
SLS	LOADING CONDITION A	1.0	1.0	1.0
	LOADING CONDITION B	1.0	1.0	0.5

但し、SLS状態に於けるA、Bは鉄筋の許容応力により区分する。

A：鉄筋許容応力を $0.8 \sigma_y$ とする場合

B：“ $1,020 \sim 0.8 \sigma_y \text{ Kg/cm}^2$ ”とする。但し使用状態、適用部材により許容応力レベルを変える。

表1.2.2 縦強度荷重組合せ

		荷重組合せ	モーメント ^{T-M}	剪断力 ^T
ULS	ORDINARY	$1.3 \times \text{静水中 Mt} + 0.7 \times \text{波浪 Mt}$	+23,840 -27,740	1,335
	EXTREME	$1.0 \times \text{静水中 Mt} + 1.3 \times \text{波浪 Mt}$	+42,860 -45,860	2,055
SLS	LOADING CONDITION A	$1.0 \times \text{静水中 Mt} + 1.0 \times \text{波浪 Mt}$	+33,200 -36,200	1,650

(6) 部材断面力の算定

前述した荷重組合せにより各縦強度部材、横強度部材に働く部材断面力を次の方法により求めた。

(a) 縦強度部材

全体縦強度については有効縦強度部材による断面係数を求め前記した縦曲げモーメントより船底に於ける曲げ応力を求める。応力値は表1.2.3に示す通り。

表1.2.3 船底、甲板縦曲げ応力

		曲げモーメント	断面係数 DK _{BTM}	DK応力	BTM応力
ULS	ORDINARY	+23,840 ^{T-M} -27,740	116.96 M ³ 179.14	-20.38 Kg/cm ² 23.72	13.31 Kg/cm ² -15.49
	EXTREME	+42,860 -45,860	”	-36.65 39.21	23.93 -25.60
SLS	LOADING CONDITION A	+33,200 -36,200	”	-28.39 30.95	18.53 -20.21

但し上記応力は甲板に開口部のある場合

縦強度部材は上記縦曲げモーメントにより生ずる応力の他局部荷重により生ずる船底外板、船側外板、上甲板、縦通隔壁の局部パネルの曲げモーメント、剪断力を求め検討を行なった。

(b) 横強度部材

横強度部材に働く部材断面力は横桁リングの平面構造を骨組にモデル化して検討した。検討荷重状態は建造時の水圧試験、曳航、操業時について各荷重を組合せ計算を行なった。この骨組モデルにより各横桁（船底、甲板、船側 etc）に生ずる軸力、剪断力、曲げモーメント分布を求め、各部材の鉄筋配置、応力状態、耐力の検討を行なった。

(7) 部材強度の検討

各部材の強度は限界状態設計法により ULS（終局限界状態）、SLS（使用限界状態）の2状態につき検討した。コンクリート各部材で縦強度部材はPC（プレストレス）、横強度部材はRC（鉄筋）により補強し各状態の強度を検討した。

(a) 縦強度部材

縦強度部材にはプレストレスを施したが、プレストレス量はフルプレストレス即ち使用限界状態（SLS）において引張応力が生じぬ様 70kg/cm^2 と定めた。甲板、船底のプレストレス後の応力レベルを表1.2.4に示す。

表1.2.4 船底、甲板プレストレス後応力

応力		縦曲げ	局部	プレストレス	合応力 kg/cm^2
船	底	ホギング	16.1 18.5 + - 25.8	25.8 + 70	111.9 81.3 62.7
		サギング	-17.6 -20.2 + - 25.8	25.8 + 70	78.2 51.1 24.0
甲	板	ホギング	-28.4 -26.8 + - 37.4	37.4 + 70	4.2 42.4 80.6
		サギング	31.0 29.5 + - 37.4	37.4 + 70	63.6 100.3 136.9

ULS状態に於ける曲げ耐力、剪断耐力はコンクリート、PC鋼材の応力-垂曲線を定め断面の釣合条件から求める。剪断耐力についてはDnVルールの方法により検討した。検討結果は表1.2.5に示す通り。

表1.2.5 ULS状態曲げ耐力、剪断耐力

	曲げ耐力	設計曲げモーメント	剪断耐力	設計剪断力
縦強度（異常時）	$102,200 \text{ T-M}$	$45,860 \text{ T-M}$	$5,200 \text{ T}$	$2,055 \text{ T}$
船底（〃）	57.9	12.1	89.9	18.9
甲板（〃）	19.7	6.5	46.5	10.3

(b) 横強度部材

横強度部材は鉄筋により補強を行なったが鉄筋の配置、寸法は SLS 状態に於ける応力レベルを DNV ルールにより検討した。この鉄筋配置に基づき ULS 状態の曲げ耐力、剪断耐力の検討を行なった。船底、船側構桁についての検討結果を表 1.2.6 に示す。

表 1.2.6 横部材鉄筋応力、曲げ耐力

		S L S		U L S	
		鉄筋応力 kg/cm ²	許容応力 kg/cm ²	曲げ耐力 T-M	設計モーメント T-M
船底構桁	横上面	980	1,020	1,385 T-M	477 T-M
	外板側	878	1,020	998	445
船側構桁	横上面	951	1,020	268	90
	外板側	908	1,020	416	240

(8) コンクリート／スチール ハイブリッド構造

ハイブリッド構造様式については種の考えられるが今回採り上げた構造は船底、船側板をコンクリートスラブとし、そのスラブを鋼桁で補強した構造とした。構造図を図 2.4.3 に示す。この構造配置について縦強度に関する強度検討を行なった。

縦強度を検討する際、ハイブリッド構造は全コンクリート構造に比べ重量が軽くなるので吃水が浅くなり重量分布も変るが全コンクリート構造と同一値を用いた。部材強度の検討は全コンクリート構造の場合と同様 SLS、ULS 状態につき検討した。SLS 状態ではコンクリート部分に引張応力を生じぬ様なプレストレスを導入した。結果を表 1.2.7 に示す。

表 1.2.7 ハイブリッド構造プレストレス後応力

応力		縦曲げ	局部	プレストレス	合応力 kg/cm ²
船	ホギング	17.5 21.6	+ -10.2	+ 60	87.7 71.4
	サギング	-19.1 -23.6	+ -10.2	+ 60	51.1 26.2
上部船側	ホギング	-44.7	-8.2 8.2	+ 60	7.1 23.5
	サギング	48.7	-8.2 8.2	+ 60	100.5 116.9

U LS 状態に於ける全体縦強度に対する曲げ耐力は中央断面内縦強度部材の歪と力のつり合い条件より曲げ耐力の計算を行なった。

表 1.2.8 ハイブリッド構造曲げ耐力

	曲げ耐力 $T-M$	設計曲げモーメント $T-M$
ホギング	220,240	42,860
サギング	178,330	45,860

剪断強度についてはハイブリッド構造の検討方法が明確でないので今回は検討を行なわなかった。

1.1.4 今後の研究課題

(1) 検討結果

検討結果の概要は上記した如く PC, 鉄筋の配置に影響されコンクリートの部材強度は全て S LS 状態で決定されて居る。縦強度部材についてはプレストレスを施したが DnV ルールに明確な規定がなくフルプレストレスとしたことにより厳しい条件となった。横強度部材についても S LS 状態の検討で鉄筋の許容応力を PC 部材配置により低いレベルとしたことにより S LS 状態が厳しい状態となった。これ等より試設計上の問題点を列挙すると、

- a) プレストレス構造の場合設計荷重と部材強度基準(ヒビ割れに対する基準等)の関連
- b) S LS 状態の鉄筋許容応力レベルと設計荷重, プレストレス配置の関係
- c) 上記荷重項のうち変動荷重を考える場合の組合せ方法と部材強度評価方法
- d) U LS 状態の曲げ耐力, 剪断耐力の計算法, 特にハイブリッド構造の場合の計算法
- e) ハイブリッド構造に於いてプレストレス導入時点によるプレストレス減少等の影響

これ等の問題点を解明することを意図し次年度の研究項目を下記とする。

- a) 環境荷重(波浪, 潮流 etc)の変化と部材強度の対応関係を本年度試設計ページを主体に検討する。
- b) DnV ルール以外のルール, 基準(ACI, FIP, CEB etc)の荷重条件, 部材強度基準を調査し試設計結果と比較してみる。
- c) ハイブリッド構造の部材強度計算法(曲げ耐力, 剪断耐力 etc)につき検討する。
- d) 建造施工時, および保守点検検査上より設計時に考慮すべき点(特に浮遊式構造物について)の調査。

1.2 浮遊着底式構造物試設計概要

1.2.1 検討の背景

最近北極海のような氷海域での石油掘削が注目されるようになった。このような氷海域での石油掘削にははじめは土砂人工島を構築する方法が採られたが, 水深が深くなるにつれて人工島を築くための土砂の量が等比級数的に増加しコスト高になるなどの問題が出てきた。このため最近では移動式の構造物が採用されるようになった。即ち稼動時には構造物の中のバラストタンクにバラストを注水して着底させて使い, 掘削が終了して移動するときは, バラストを排水して浮かせて曳航する。

このような氷海構造物には大きな氷荷重が加わる。これに対抗するためにいろいろな設計が考えられており, 氷海構造物の設計は正に百花齊放の貌を呈している。その中で特に注目されているのはコンクリートを使った設計である。これには全体をコンクリートとする案及び鋼構造物で氷圧を受ける個所にのみ局部的にコンクリートを用いる所謂ハイブリッド構造物とする案がある。前者の一例は日本鋼管(株)が Global Marine Development Inc. 向けに建造した Super CID である。

本研究の一環として浮遊着底式構造物を探り上げる理由はこのようなコンクリートを用いた構造物の建造が盛んになると思われる所以、それに関する技術的問題を明確にし、最終的には必要な基準を整備することにある。

本年度はコンクリートを用いた浮遊着底式構造物の技術的問題点を摘出することを目的として試設計を行う。試設計はプレストレストコンクリート構造物及びハイブリッド構造物の二つについて行うこととする。

1.2.2 設計条件

次のような設計条件を設定した。

- (1) 耐用年数 20年
- (2) 設計水深 22m～30m
- (3) 水荷重

構造物全体に加わる荷重

60,000 t … プレストレストコンクリート構造物に対して

50,000 t … ハイブリッド構造物に対して

局部水荷重 図3.2.1による。対象パネルが小さくなる程設計圧力を大きくとる。

- (4) 地盤特性

粘性土 非排水せん断強度 $c = 4.9 \text{ t}/\text{m}^2$

砂質土 非排水内部摩擦角 $\phi = 30^\circ$

- (5) 地震荷重

地表面における設計加速度 0.05g (gは重力加速度)

- (6) 徒航条件

曳航方法 wet towing

横揺又は縦揺片振幅 20°

横揺又は縦揺周期 10 s

動 摆 中 心 浮面心

上下動による加速度 0.2 g

海上作業地点での浮遊最大波高 3 m

日本から北極海までの曳航時最大波高 12 m

- (7) 構造用材料

構造用鋼材 船体用鋼材(軟鋼)

軽量骨材コンクリート

設計基準強度 $f_c = 490 \text{ kg}/\text{cm}^2$

単位体積重量 $\gamma = 1.85 \text{ t}/\text{m}^3$

プレストレストコンクリート用鋼材

鋼より線 降伏点 $160 \text{ kg}/\text{mm}^2$

鋼 棒 降伏点 $110 \text{ kg}/\text{mm}^2$

鉄 筋 S D40

1.2.3 試設計結果

- (1) プレストレストコンクリート構造物

- (a) 構造の概要

全体構造を図3.3.1に示す。

平面形状は、長さ150m、幅150mの正8角形であり、高さは底版下面より上甲板上面まで46m、更に波返しが4mあり、全高50mである。試掘用ムーンプールは、構造物の中央部に設けている。当構造物の稼動水深は、吃水深に基づき22m～30mである。

構造部材は、極めて厳しい局所水荷重に耐え、かつ、構造物重量を軽減化する目的より、高強度軽量コンクリートとし、更に、鉄筋の他、プレストレス鋼材をも必要に応じて用いている。図3.3.2～3.3.4において、斜線を施した部材は、プレストレストコンクリートを、その他は鉄筋コンクリートより成る。

(b) 稼動時の検討

(i) 基礎の設計

(イ) 解析条件

解析は、API RP 2Aに準拠し、非排水状態における滑動および地盤支持力について行なう。設計支配外力として全体水荷重（水平力 60,000 t）を採用する。（地震荷重は全体水荷重の約半分程度）また、対象地盤は、非排水せん断強度が 4.9 t/m^2 の粘性土とする。参考試算として、砂質土（内部摩擦角30°）をも、取り上げている。

(ロ) 解析結果

・粘性土の場合

滑動に関しては、鉛直荷重の変化に拘わらず、抵抗力は一定であるため、常に所要の安全率1.5を満足している。一方、地盤支持力は鉛直荷重の変化に伴ない、極限支持力および地盤反力ともに変化するため、支持力に関して最大の安全率を得るときの鉛直荷重を採用している。また、そのときの水バラスト重量（右表参照）が、常に構造物内に貯えられるとする。

設置水深	常時水バラスト重量
22 m	84,500 t
30	191,500

・砂質土の場合（参考試算）

粘性土と異なり、滑動抵抗力が鉛直荷重と比例関係にあるため、所要の安全率1.5を得るときの鉛直荷重となる様に水バラスト重量を定めている。また底面積が大きいことより地盤支持力は明らかに満足される。

(ii) 構造設計

・準拠基準

解析は下記基準に基づき、限界状態設計法を用いる。

- ・ACI 357 R-78 「重力式コンクリート製プラットフォーム設計・施工指針」
- ・ACI 318-83 「鉄筋コンクリート規準」
- ・DnV Rules 「海洋構造物の設計・施工・点検規準」

・解析方法

常に考慮する限界状態は、強度照査として「終局限界状態」、また使用性照査として「使用限界状態」の2つであり、偶発荷重が作用する場合の強度照査は「進行性破壊限界状態」をも併せ考慮する。各限界状態照査時の安全係数（荷重／強度低減係数）および許容応力度等を各々表3.3.4～3.3.5に示す。

・解析結果

図3.3.2～3.3.4に示す構造形状寸法を用いて、主要構造体である耐水壁／底版／水密壁について解析を行ない作用断面力と保有耐力の照査を行なうとともに所要鉄筋量等をも概略算出している。

(a) 収航・据付時の検討

収航・据付に関する概略手法を列挙すると共に区画浸水時等における浮体の安定性ならびに来襲波浪に対する構造物の強度照査を行ない、充分な安定性および強度を保有していることを確認している。

(b) 施工時の検討

コンクリート船体の構築方法として、図3.3.17に示す2案を考えており、共にドライドック内施工と洋上基地施工を併用している。また、施工効率を考慮して底版以外のスラブはプレファブ部材を採用している。

PC鋼材の概略配置計画を図3.3.19～3.3.23に示す。

(2) ハイブリッド構造物

(a) 構造の概要

全体構造を図 3.4.2～図 3.4.6 に示す。

長さ 136 m

幅 136 m

底板下面から上甲板までの高さ 50 m

(Skirt は除く)

底部は 8 角形とする。

(b) 稼動時の検討

(i) 基礎の設計

・粘性土の場合

－鉛直荷重に対してはバラストを 235,000 t 積載することにすると地盤の許容支持力に対する安全率は水深 20 m で 3.1, 30 m で 3.3 となり, API の要求する安全率 2 以上という条件を満足する。

－水平荷重に対してはこの場合も地震荷重は無視できる。そうすると水平荷重は氷荷重の 50,000 t のみとなり一方粘性土地盤の許容剪断力は 75,000 t となり, 安全率 1.5 が確保できる。

・砂質土の場合

－鉛直荷重に対しては問題なし。

－水平荷重に対しては摩擦力を水平荷重の 1.5 倍以上になるようにするために, バラストを満載し(154,000 t), さらに若干の砂バラストを積む必要がある。

(ii) 構造設計

・耐氷構造部

氷荷重を受ける傾斜部は次のような考え方で設計した。

－小パネル（小骨と大骨で囲まれるパネル）

帶板を取り出し, 3 点に塑性関節ができる崩壊状態における荷重が設計氷荷重の 1.3 倍になるようにする。

－小骨についても同じ。

－大骨

ウェブの深さが深いので曲げ強度は問題なし。

剪断強度については剪断応力が ABS Mobile Offshore Drilling Units Rule 1980 年版の Combined loading に対する許容値以下になるようとする。

－鋼とコンクリートからなるコンポジットビームの強度

図 3.4.8 のようなモデル化をすると実験とよく合うことがわかった。この計算モデルによって氷荷重に対して求めた最終状態の応力が降伏点の 1 / 1.3 倍になるようにする。

・一般部

ABS Mobile Offshore Drilling Units Rule 1980 年版による。

(a) 曳航時の検討

この構造物を直接浮かべて曳航する所謂 wet towing によるものとし, Noble Denton Associates などが定めている, 動揺片振幅 20°, 周期 10 s という基準を満足することにしている。

1.2.4 今後の研究課題

浮遊一着底式構造物を設計・施工する上で問題点を拾い出し, それに重要度, 難易度のランクを付けた(表 3.5.1)。主な問題点は次の通り。

- i) 現地の水荷重、地盤特性の把握
- ii) 耐水構造部（プレストレストコンクリート構造、ハイブリッド構造）の力学的特性の把握、設計手法の確立^{※1}
- iii) コンクリートの打設、構築方法の検討
- iv) 構造安定解析手法の確立（曳航中、稼動中）^{※2}
- v) その他。

* 1, * 2 は、昭和60年度の研究課題になっている。

1.3 着底式構造物試設計概要

1.3.1 検討の背景

(1) 歴史と現状の技術

我国における海洋コンクリート構造物の建設は、昭和初期の年代に始まり岸壁、防波堤、浮桟橋、造船所ドック、橋梁の基礎等が盛んに築造された。

これ等を築造する代表的な工法はケーソン工法と呼ばれ、次の手順により構築が行われる。

- ① ドライドック、浮ドックまたはスリップウェイにおいて鉄筋コンクリート函体（ケーソン）を製作する。
- ② 進水させる。
- ③ 建設地点へ曳航する。
- ④ 沈設後中詰土砂を投入する。
- ⑤ 蓋コンクリートを打設する。

この工法の特徴は主として、特別に大型のクレーンを使用せず大型構造物を築造出来る点にある。昭和初期神戸港の建設では、重量 2,000 t のケーソンが製作された。この工法の基本的考え方は現在でも海洋コンクリート構造物建設の主流をなすものである。

昭和20年代後期より30年代初期にかけ既設鋼管杭またはコンクリート杭を打込んで船舶を係留するための桟橋を築造する工法が現れ始め、現在ではこの杭打工法とケーソン工法が海洋構造物築造工法を二分している感がある。

1973年北海の水深70mの海域に油田開発のため 100万 bbl 瞬油と生産を目的としたエコフィスクコンクリートプラットフォーム（形状 $\phi 92\text{ m} \times 90\text{ m}$ ）が建造されて以来現在施工中のものまでを含み22基が造られている（表 1.3.1 参照のこと）。このうち最大級のものは1984年に北海に建設された“スタットフィーヨルドC”で、水深 146 m 空中重量約 80万 t、総工事費 23.1 億ドルという規模である（表 1.3.2 参照のこと）。

昭和初期岸壁築造のため採用されたケーソン工法と現代の最先端コンクリートプラットフォーム建造工法を比較すると、施工の基本的考え方は全く同じと言える。技術的に大きく変わった点は以下の通りである。

- ① 規模が 2 桁大きくなった。
- ② ドライドックで建造後、静穏な海域のウェットドックでコンクリートを打継ぐことにより大水深構造物建設が可能となった。
- ③ 構造物のみならず極度に集約化された機器設備を一体化し、わずか 2 ~ 3 日で外洋に据付けることが可能となつた。
- ④ グラウト工法を併用して、傾斜据付精度が向上した。
- ⑤ 高強度コンクリート及びプレストレス工法を使用することにより品質が向上した。

(2) 着底式海洋コンクリート構造物の特徴

着底式海洋コンクリート構造物と鋼製ジャケット式構造物と比較すると長所は以下の通りである。

- ① 腐食がないので構造物はほとんどメンテナンスフリーである。
- ② 波浪、風、潮流等の外力に対し重力で安定するので据付後、短期間で完成出来る。

- ③ 浮力を利用して上載設備搭載、据付を行うので大型クレーンを必要としない。
- ④ ドライドック、ウェットドックサイトにおいて上載設備まで完成出来るので充分な品質管理が出来る。
- ⑤ バラストを取のぞくことにより再浮上利用、撤去が可能である。
- ⑥ 上載設備の搭載能力が大きい。大容量貯油に適する。
- ⑦ 低温脆性の問題が無い。疲労に対し鈍感である。
- ⑧ 剛性が大きいので波力等の構方向外力に対し変位が少ない。
- ⑨ コンクリート構造物を造るのに労務者レベルの高度な技術を必要としない。また材料はセメントと鉄筋と骨材であるから低開発国でも建造出来る。

一方短所を列挙すれば以下の通りである。

- ① 軟弱地盤に据付ける場合は浚渫、地盤改良等の対策を必要とする。
- ② 常に浮力を受けており地震力の影響を受け易い。
- ③ ドライドック、ウェットドックを必要とする。
- ④ 曳航に大馬力タグボートを必要とする。

(3) 将来的展望

現在のところ大規模な着底式海洋コンクリート構造物のニーズは主として海底石油開発にあるが、基本的には将来も変わらないと思われる。海底石油開発以外では水深30m以下の中浅海域を対象として大規模火力又は原子力発電所等プラント設備一式をコンクリートバージに搭載し曳航沈設する建設工法のニーズがあると思われる。

また現在、海洋のトロール油田向け水深336mを対象としたコンクリートプラットフォーム“CONDEEP TROLL 300”というかなり具体性のあるコンセプトが開発されておることから見て近い将来水深300m級までは実現する可能性は充分あると考えられる。

(4) 試設計の目的と内容

このような背景をもとに、本年度は海洋コンクリート構造物の設計技術指針案作成のための補助手段として指針項目を洗い出し、技術的問題点の抽出評価のために試設計を行うことにした。

第3小委員会では着底式構造物として、海底石油開発用の石油プラットフォームを取り上げ、建造、曳航、据付け、運転、保守管理まで配慮した各段階でフィジブルな構造物となるよう心掛けた。

1.3.2 設計条件

以下に示す条件を設定して、着底式構造物の試設計を進めた。

(1) 基本条件

(a) 対象海域

マレー半島沖、インドネシア海域、中国沿岸、南支那海及び黄海、東支那海を対象とする。

(b) 耐用年数 (Design Life)

30年とする。

(c) 形式

重力着底式コンクリートプラットフォーム（以下CPFと略す）。

(d) 機能

削井、生産、貯油及び居住機能を考慮する。

(e) 設備機能

生産量：50,000 BBLS/day

貯油量：1,000,000 BBLS

貯油方式：油水置換方式

原油特性：軽質油

居 住：100名

(2) 自然条件

(a) 設置地点

陸岸からの距離 200 km とする。

水 深 80 m とする。

(b) 地 盤

標準貫入試験 $N = 50$ の洪積砂礫層とする。

(c) 潮 汐

異 常 高 潮 位 EXT. H. W. L. + 3.00 m

さく 望 平 均 満 潮 位 H. W. L. + 2.00 m

平 均 水 面 M. S. L. + 1.00 m

さく 望 平 均 干 潮 位 L. W. L. ± 0.0 m

(d) 潮 流

最大， 1.5 ノットとする。

(e) 波

暴 風 時

100年確率期持値として、以下の通り設定する。

最大波高 $H_{\max} = 22.0 \text{ m}$

有義波高 $H_{1/3} = 12.0 \text{ m}$

周 期 $T_{1/3} = 14.0 \text{ sec}$

常 時

1年確率期持値として以下の通り設置する。

最大波高 $H_{\max} = 7.0 \text{ m}$

有義波高 $H_{1/3} = 4.0 \text{ m}$

周 期 $T_{1/3} = 10.0 \text{ sec}$

(f) 風

100年確率期持値として

3秒平均ガスト $U = 50 \text{ m/sec}$

10分間平均風速 $U = 40 \text{ m/sec}$

(g) 気 温

最高気温 $t_{\max} = 38^{\circ}\text{C}$

最低気温 $t_{\min} = 0^{\circ}\text{C}$

(h) 海水温度

最高水温 $t_{\max} = 30^{\circ}\text{C}$

最低水温 $t_{\min} = 10^{\circ}\text{C}$

(i) 地 震

100年確率地震として

設計震度 (Design Earthquake) 100 gal

1.3.3 試設計結果

(1) 試設計手順

試設計を進めるに当っては以下に示す基本的手順に従って設計した。

(a) 上部デッキの設計

上部デッキの設計を行い、ローディングデータ算定を行う。

(b) 外力算定

(i) 波 力

構造物を円筒形としてモデル化し、フルードクリロフ力をベースとして波力の算定を行う。フルードクリロフ力は構造物の影響を考えない流体場を想定した波力である。構造物に働く波力として

$$\text{水 平 力} = (\text{フルードクリロフ力}) \times 2$$

$$\text{鉛 直 力} = (\text{フルードクリロフ力})$$

とする。

(ii) 地震 力

設置地点を与えられた時、構造物の設計震度をどの様に設定すべきか、その手順を調査する。

海水と構造物との相互作用、付加質量、タンク内の油による慣性力の算定方法について調査を行う。

(c) 基本寸法の設定

構造物の全体安定計算を行って、基本構造寸法を設定する。

(d) 部材断面算定

(i) 構造解析

基本構造寸法に基づき、完成時、施工時の構造解析を行って、部材力を算定する。

この場合構造解析は2次元にモデル化して行う。

(ii) 部材断面の算定

限界状態設計法により部材断面を算定する。

(e) 施工計画

建造、上載設備搭載、曳航、沈設までの施工計画を行う。

(i) 施工計画の基本構想

鹿児島湾沿岸のグレーピングドックにおいて構造物を吃水 $df = 10.5\text{ m}$ まで建造する。

鹿児島湾において構造物を完成し、上載設備を搭載する。タグボートにより現地へ曳航する。

(ii) 建造、沈設計画

建造及び沈設計画を行い、施工面から構造物に対する要求仕様を設定する。

(iii) 上載設備搭載、曳航計画

上載設備搭載、曳航計画を行い、施工面から構造物に対する要求仕様を設定する。

(2) 試設計の結果

(a) 構造寸法

図 4.4.1, 4.4.2 の図面を参照。

(b) 外 力

表 1.3.3 に特性荷重（荷重係数を掛けていない値）を示す。

(c) 安定計算

完成後の安定計算の結果を表 1.3.4 に示す。表中の作用外力は特性荷重を示しているが、滑動及び地盤支持力の計算についてはそれぞれ荷重係数及び材料係数を考慮している。

表1.3.1 コンクリートプラットフォーム施工実績

No.	アラートマーク	企業名	設計	認可証明	設置場所	水深(m)	工期	機能	井戸本数	形状	設計上の支離外力	貯油量	貯油方式	温度(℃)
1	EKOFISK-1	PHILLIPS C.G.DORIS	DnV	ノルウェー鉱区 EKOFSK油田	北海	7.0 ~19.73.6	貯油庫	-	φ9.2m×9.0m	100年波 H=24m	1.600.000KL	油水置換	流入55° 外部25°	
2	FRIGG CDP-1	ELF-TOTAL	DnV (据付後)	ノルウェー鉱区 FRIGGガス田	北海	9.6 ~19.75.9	天然ガス掘削	24	VESSEL外径φ1.01m 高さ1.26m	100年波 H=29m T=16sec	-	-	-	
3	FRIGG MCP-01	ELF-TOTAL	同上	同上	同上	9.4 ~19.76.6	ガスマニホールド ブースター	-	VESSEL外径φ6.2m 高さ1.23m	同上	-	-	-	
4	NINIAN CENTRAL	CHEVRON HOWARD-DORIS	—	ノルウェー鉱区 NINIAN油田	北海	13.6 ~19.78.5	掘削・生産	42	VESSEL外径φ4.5m 高さ1.56m	100年波 H=31.2m	1.600.000KL	油水置換		
5	BERYL-A	MOBIL HOYER-ELLEFSEN (CONDEEP型)	DnV	ノルウェー鉱区 BERYL油田	北海	12.0 ~19.75.7	掘削・生産	40	レリンドー19-φ20m×51m タワー3本 高さ1.47m	100年波 H=29.5m	1.44.000KL	油水置換		
6	BRENT-B	SHELL/ESSO	同上	DnV	ノルウェー鉱区 BRENT油田	北海	14.2 ~19.75	掘削・生産	38 タワー3本 高さ1.60m	100年波 H=30.5m	1.76.000KL	油水置換		
7	STATFJORD-A	MOBIL	同上	DnV	ノルウェー鉱区 STATFJORD油田	北海	14.9 ~19.77	掘削・生産	42 タワー3本 高さ1.76m	同上	21.000.000KL	油水置換		
8	BRENT-D	SHELL/ESSO	同上	DnV	ノルウェー鉱区 BRENT油田	北海	14.2 ~19.76.7	掘削・生産	48 底部外径φ1.00m	同上	16.00.000KL	油水置換		
9	FRIGG TCP-2	ELF-TOTAL	同上	DnV	ノルウェー鉱区 FRIGGガス田	北海	10.4 ~19.77	生産・処理	-	底部外径φ1.00m	100年波 H=29m	-	-	
10	STATFJORD-B	MOBIL	NORCONSULT (CONDEEP型)	DnV	ノルウェー鉱区 STATFJORD油田	北海	14.9 ~19.81.8	掘削・生産	42	底部外径φ1.69m	100年波 H=30.5m	27.000.000KL	油水置換	
11	FRIGG TP-1	ELF NORGE TOTAL NORSK HYDRO	SEA TANK	DnV	ノルウェー鉱区 FRIGGガス田	北海	10.4 ~19.76.5	生産・処理	-	セル25-14m×14m×3.5m タワー2本 高さ1.40m	100年波 H=29m	-	-	
12	BRENT-C	SHELL U.K.	同上	DnV	ノルウェー鉱区 BRENT油田	北海	14.2 ~19.78.6	掘削・生産	40	セル36-14m×14m×5.7m 高さ1.61.5m	100年波 H=30.5m	1.00.000KL	油水置換	
13	CORNORANT-A	SHELL/ESSO	同上	DnV	ノルウェー鉱区 CORNORANT油田	北海	15.2 ~19.78.5	掘削・生産	36 タワー4本 高さ1.75.5m	同上	1.60.000KL	油水置換		
14	DUNLIN-A	SHELL	ANDOC	DnV	ノルウェー鉱区 DUNLIN油田	北海	15.2 ~19.77	掘削・生産	48 タワー4本 高さ1.87m	同上	1.60.000KL	油水置換		
15	UBARANA PUB-3 PAG-2	PETROBRAS	CAMPENON BERNARD	DnV	ブラジル東岸 UBARANA油田	北海	1.3 ~19.75	掘削・生産	21 9.53m×4.6m×2.55m	100年波 H=11m H=10.4sec	2.30.000KL	油水置換	流入55° 外部25°	
16	STATFJORD-C	MOBIL	NORWEGIAN CONTRACTORS	DnV	ノルウェー鉱区 STATFJORD油田	北海	1.4.6 ~19.84	掘付	掘削・生産 居住	8 セル81-10m×10m×3.2m タワー4本 高さ1.87m	100年波 H=31m	3.00.000KL	油水置換	
17	GULFAKS A	STATOIL	"	-	ノルウェー鉱区 GULFAKS油田	北海	1.3.0 19.86年8月	掘付	掘削・生産 居住	4.2 BASE AREA 11.000m ² コングリート 12.000m ³	-	2.00.000bbl	油水置換	
18	GULFAKS B	STATOIL	"	-	"	1.4.5 19.88	掘付	掘削・水攻 居住	4.2 BASE AREA 10.000m ² コングリート 9.50.000m ³	-	-	-		
19	SCHWEDENECK SEE B	DEUTSCHE BERGER C.G.DORIS	DnV	SCHWEDENECK SEE FIELD	北海	25 19.83年8月	掘付	掘削・生産	14 BASE 3.6m×3.6m 高さ3.53m(A) 2.62m(B)	水圧 1.400kpa	-	-		

表1.3.2 コンクリートプラットフォーム
"スタットファーランドC"

企業者	モービル	荷重	船体 (94,000 m³)	鉛直荷重	水平荷重
設計施工者	ノルウェージャンコントラクター		240,000 t	—	
水深 (m)	146		100,000 t	—	
工期	据付 1984.8 生産開始 1985.11		194,000 t	—	
竣工重量 (×\$10⁶)	2,310		—		
生産量 (bb/day)	210,000	活荷重	タンク内油満載	143,000 t	—
運転データ	好油量 (bb)	1,900,000	タンク内置換水満載	174,000 t	—
	居住 (人)	278	波力	±36,000 t	86,000 t
	削井本数 (本)	42	風力	—	300 t
	デッキ重量 航行時 (t)	41,500	潮流力	—	1,300 t
下部構造	運転時 (t)	52,000	環境荷重	タンク内 地盤時慣性力	68,700 t
	基礎面積 (m)	13,000		油満載	—
	空中重量 (t)	643,000		タンク内 置換水満載	71,800 t
	水中重量 (t)	390,000		地盤時動水圧	—
	シャフト本数 (本)	4			27,000 t
曳航	セル本数 (本)	24-Φ230 × 64m			
	コンクリート高さ (m)	175			
	距離 (naut. mile)	240			
	重量 (t)	766,000			
	タグ (隻)	6			
	馬力合計 (HP)	53,800			
	速度 (knots)	2			
	吃水 (m)	139			

表1.3.3 特性荷重一覧表

項目	値	単位	説明
船体	240,000	t	—
水バラスト	100,000	t	—
永久荷重	194,000	t	—
上部デッキ	10,000	t	—
揚水圧	-474,000	t	—
活荷重	143,000	t	—
タンク内油満載	174,000	t	—
波力	±36,000	t	86,000 t
風力	—	t	—
潮流力	—	t	—
地盤時慣性力	A' (t/m²)	t/m²	—
支持力	gd (t/m²)	t/m²	—
環境荷重	タンク内 地盤時慣性力	油満載	68,700 t
		タンク内 置換水満載	71,800 t
		地盤時動水圧	—

表1.3.4 完成後の安定計算結果

検討ケース	地盤荷重作用時		
	タンク内	タンク外	内
作用外力	Fv(t) FH(t)	213,000 95,700	244,000 98,800
滑動	cd (t/m²)	—	2,637,000 86,000
地盤	Fv × 1.3 A' (t/m²)	—	2,150,000 111,000
支持力	gd (t/m²)	—	137,000 140,000

(注) 上記地盤の安定計算はDNV ルールに従って行った。
なお、荷重係数は $\gamma_f = 1.3$
材料係数は $\gamma_m f = 1.2$ (砂地盤)
とした。

ドライドックから引出し後、現地へ据付けるまでの浮遊時の安定については、吃水及びメタセンター高を計算した他、Intact Stability、浮遊時の動搖についても検討し安定を確認した。（図4.6.2参照）

1.3.4 今後の研究課題

昭和59年度の研究は主として設計手法に主眼をおいたため、設計条件の設定方法及び評価方法に対する考察が不足している点、またこれまでに建設されてきた重力式海洋コンクリートプラットフォームは軟弱地盤、地震域に対する経験がない点より以下が今後の研究課題と考えられる。

- ① 設計地震々度と限界地震々度の設定方法
- ② 地盤を含む線形、非線形地震応答解析手法と構造物安定の評価手法
- ③ 海水の干渉を考慮した地震応答解析手法
- ④ 軟弱地盤への据付工法
- ⑤ 沈設及び再浮上時の安定と再浮上工法
- ⑥ 気象データによる風波の推算法

2. 浮遊式構造物

2.1 試設計の構造物

2.1.1 構造物の選定

対象構造物の選定に際し、本試設計の最終目的が設計指針作成にあることを念頭に特に下記項目を満足するものについて検討した。

- (1) 設計上多岐に渡る問題点を包含する構造物であまりに複雑すぎずかつ単純すぎない構造物。
- (2) 規模としては余り巨大すぎず全長100m前後のもの。
- (3) 現実的な構造物で建造実績のあるもの又は建造の実現性があるもの。

候補にあげた構造物として

浮桟橋、浮消波堤、浮ドック、浮体空港、プラント台船、浮貯蔵タンク

等があり上記(1)～(3)を考慮してプラント台船を試設計対象構造物とした。

プラント台船の内以前に建造された鋼製の発電プラントバージを選定した。これは機器の配置等が実際に設計されており、これを用いることにより、現実的な構造配置ができるためである。但し実際の鋼製バージは曳航後埋立地に着底させて操業するものであったが、本コンクリート製バージは岸壁に係留して操業するものとした。(なお今回は主要構造強度を主としたので係留して操業する場合のフィージビリティ検討は行なっていない)。

2.1.2 一般配置図等

(1) 概要

対象とする発電プラントバージは75MWの発電プラントを搭載するコンクリート製バージとする。操業場所は東南アジア(仮にタイとする)の港内とし、日本で建造しタグボートで現地迄曳航すると仮定した。使用条件は下記の通り。

- (a) 使用年数 20年

バージ本体よりも上載機器の耐用年数より決まる。

- (b) 曳航条件

日本～タイ (ウェットトウ)

今回はコスタルサービスの制限条件を付けずオーシャンゴーイングとして検討を行なった。

- (c) 係留条件

港内の閉鎖された区域(Sheltered Sea)に於て片舷は岸壁から、反対舷はアンカーで合計4点で係留すると仮定した。但し今回の試設計では係留に関する強度についての検討は行なわなかった。

バージの構造形式はオールコンクリート構造及びスチール／コンクリートハイブリッド構造が考えられるが今回はオールコンクリート構造について重点的に検討し、ハイブリッド構造については概略の構造検討及び問題点の抽出にとどめた。

(2) 一般配置図

対象プラントバージの主要目及び一般配置図を図2.1.1に示した。本図には主要機器のみを図示し補機等の小さな機器類は省略してある。

(3) 構造図

図2.1.2～2.1.4に構造図を示した。本図に各部材の初期寸法を示したが、今回は最適設計をする目的ではないので強度が不足するか大幅に余る部材が生じた場合以外は初期寸法を変えなかった。又部材配置も本例が必ずしも最適なものとは言えない。隔壁の配置は船側外板が損傷を受けた場合、区画浸水を考慮した。船底の損傷については曳航期間が短かいこと及び操業時の損傷の可能性がないことから考慮しなかった。船底は単底構造とした。バラ

ストタンクの容量はトリム調整を考慮の上決め、F.O., L.O., F.W. 等の容量は実船例をベースに決めた。

(4) 重　　量

初期寸法をベースとした船殻重量、機器、舾装重量及びF.O., F.W., BALL. W. 等の重量を表2.1.1(a), (b)にまとめた。

表 2.1.1(a) 発電プラントバージ LIGHTSHIP WEIGHT

Item	Weight (Kt)	Longitudinal		Vertical		Transverse	
		X G (m)	Moment (Kt-m)	KG (m)	Moment (Kt-m)	Z G (m)	Moment (Kt-m)
Hull Structure							
(1) Main Hull	14,730	0.541	7,970	5	73,650	0	0
(2) Generator R/M Const.	200	-16.75	-3,350	18	3,600	0	0
(3) CPU, INST, R/M Const.	80	8	640	13	1,040	-12.5	-1,000
(4) Turbine/Generator Found.	50	-12	-600	8	400	0	0
(5) Main Boiler Found.	40	9	360	11.2	448	0	0
(6) Stack	70	37	2,590	27	1,890	0	0
(7) Others	40	0	0	5	200	0	0
Hull Structure Total	15,200	0.50	7,610	5.34	81,228	-0.07	-1,000
Outfitting							
(1) Main Turbine & Generator	300	-14	-4,200	11	3,300	0	0
(2) Main Condenser	140	-12	-1,680	5	700	0	0
(3) Boiler	700	9	6,300	19	13,300	0	0
(4) Gas Air Heater	200	23	4,600	14	2,800	0	0
(5) F. D. F.	60	28	1,680	14	840	0	0
(6) Duct	100	29	2,900	15	1,500	0	0
(7) Generator Trans.	80	-36.5	-2,920	12.5	1,000	-4	-320
(8) Aux. Machine in Generator R/M	200	-18	-3,600	4	800	0	0
(9) Aux. Machine in Machinery R/M	250	13	3,250	4	1,000	0	0
(10) Pipe	300	0	0	5	1,500	0	0
(11) Traveling Crane	30	-16.75	-500	20	600	0	0
Outfitting Total	2,360	2.47	5,830	11.58	27,340	-0.14	-320
Lightship Wt	17,570	0.76	13,440	6.18	108,568	-0.08	-1,320

Longitudinal

Forward From X = (-)

Aft " " = (+) or no sign

Transverse

Port side = (-)

Starboard side = (+) or no sign

表 2.1.1(b) 発電プラントバージTOWING & OPERATING COND. 重量

Item	Weight (Kt)	Longitudinal		Vertical		Transverse	
		X G (m)	Moment (Kt-m)	KG (m)	Moment (Kt-m)	L.G (m)	Moment (Kt-m)
Towing Condition							
Lightship Wt.	17,570	0.76	13,440	6.18	108,568	-0.08	-1,320
Ballast Water (S)	80	-35.75	-2,860	2.0	160	15.7	1,256
Total	17,650	0.60	10,580	6.16	108,728	0.003	-64
復原性チェック		$\nabla = 17,650 / 1.025 = 17,220 \text{ m}^3$					
		$I = 322,700 \text{ m}^4$					
		$BM = 18.7 \text{ m} \quad GM = 18.7 - 6.2 = 12.5 \text{ m}$					
吃水		$dm = 5.95 \text{ m}$	$df = 6.20$	$da = 5.70$			
Operating Condition							
Lightship Wt.	17,570	0.76	13,440	6.18	108,568	-0.08	-1,320
W. TK. 1 (P) (90 %)	500	17.25	8,625	4.5	2,250	-15.5	-7,750
W. TK. 2 (P) ("")	500	1.25	625	"	2,250	-15.5	-7,750
W. TK. 3 (S) ("")	240	-2.75	-660	"	1,080	15.5	3,720
F.O. TK. 1 (S) ("")	420	17.25	7,245	"	1,890	15.5	6,510
L.O. TK. ("")	200	5.25	1,050	"	900	15.5	3,100
F.O. TK. 2 (P & S) ("")	850	-22.75	-19,338	"	3,825	0	0
W. SETT. TK. (80 %)	800	-36.125	-28,900	4.0	3,200	0	0
BALL. WATER (P) (80 %)	450	33.375	15,019	4.0	1,800	-15.5	-6,975
" (S) (100 %)	580	33.375	19,358	5.0	2,900	15.5	8,990
Total	22,110	0.74	16,377	5.82	128,663	0.07	-1,475
復原性チェック		$\nabla = 22,110 / 1.025 = 21,570 \text{ m}^3$					
		$I = 322,700 \text{ m}^4$					
		$BM = 15.0 \text{ m} \quad GM = 15.0 - 5.8 = 9.2 \text{ m}$					
吃水		$dm = 7.38 \text{ m}$	$df = 7.49 \text{ m}$	$da = 7.27 \text{ m}$			

Longitudinal

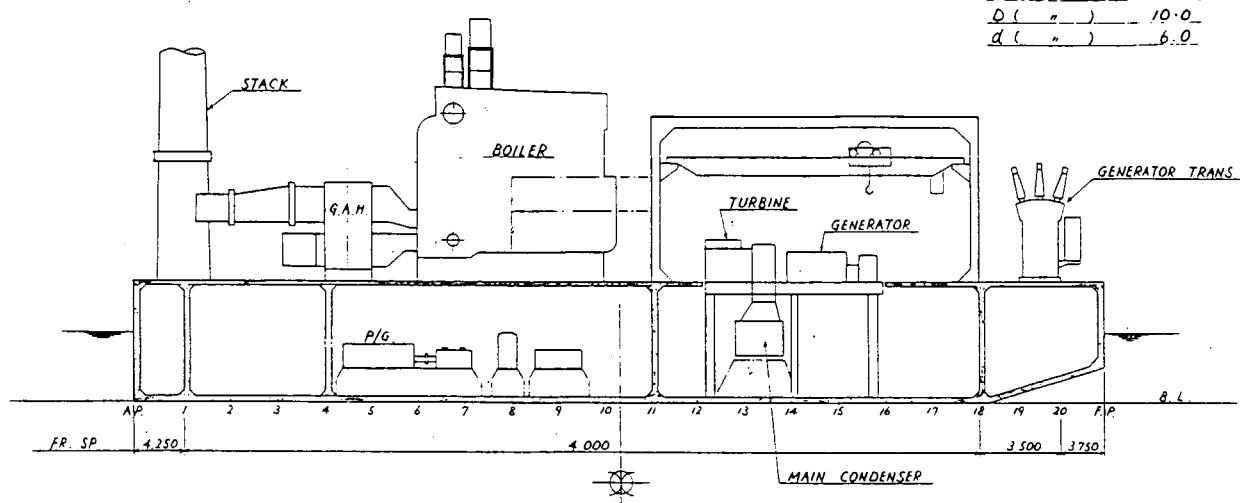
Forward From $X = (-)$ Aft " " $= (+)$ or no sign

Transverse

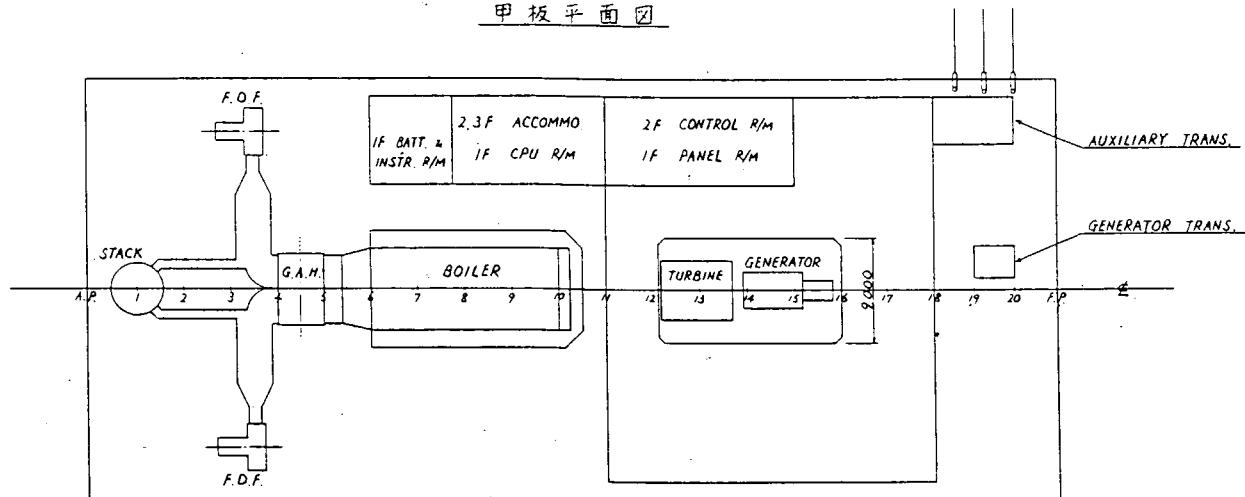
Port side $= (-)$ Starboard side $= (+)$ or no sign

機断面図

L (EXTREME) 83.0
 B (") 36.0
 D (") 10.0
 d (") 6.0



甲板平面図



船底平面図

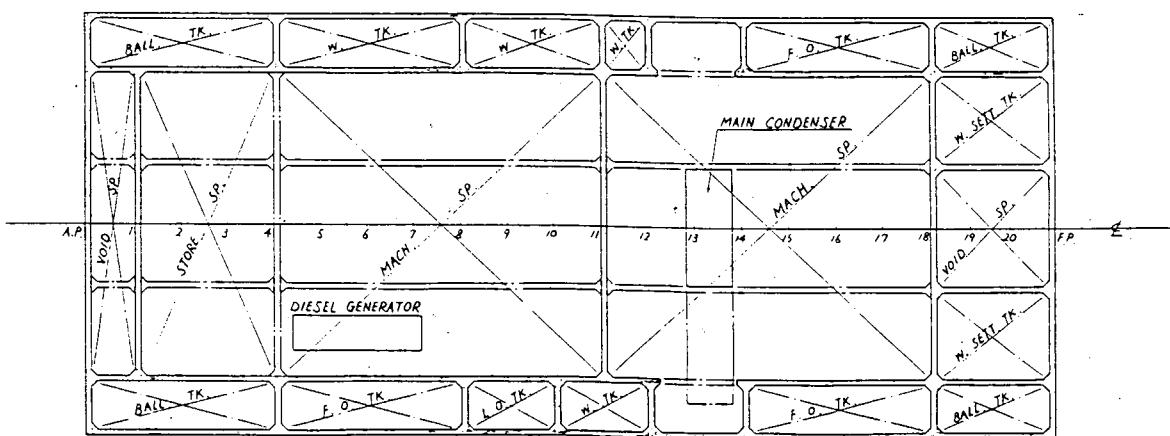


図 2.1.1 一般配置図

平面图

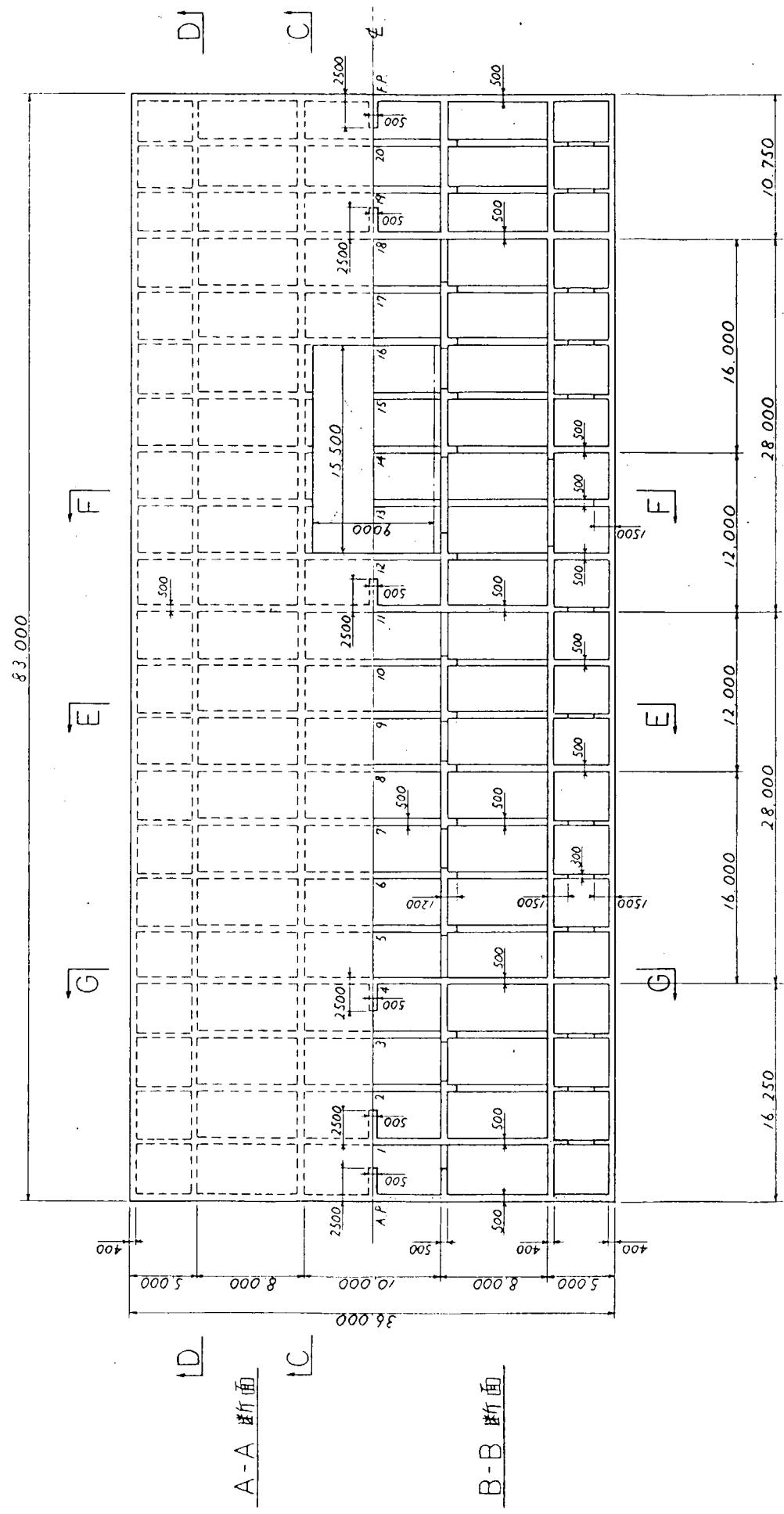
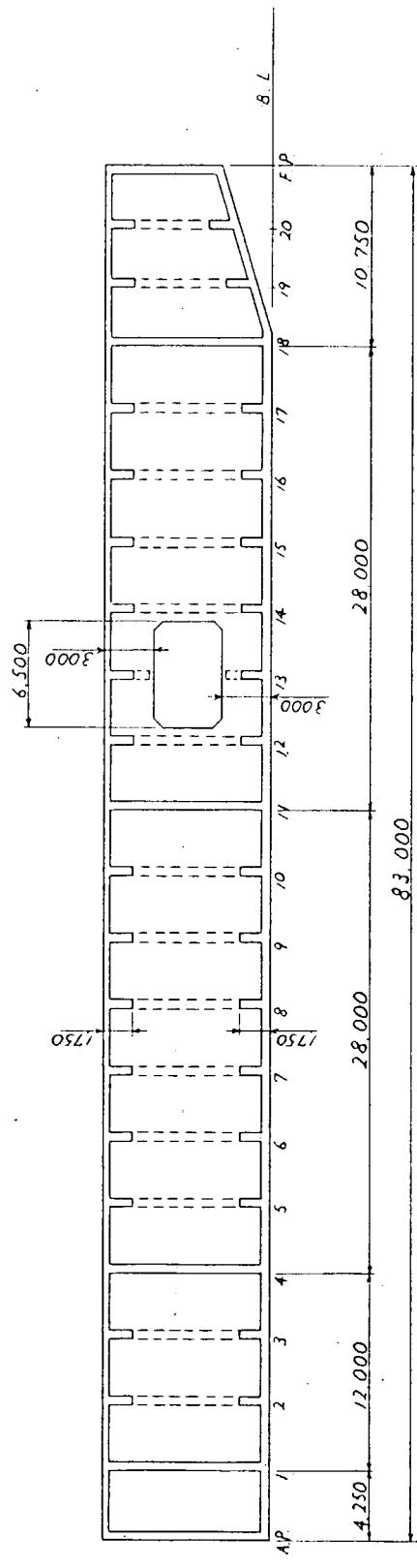


图 2.1.2 船体构造主要尺寸

D-D 断面



C-C 断面

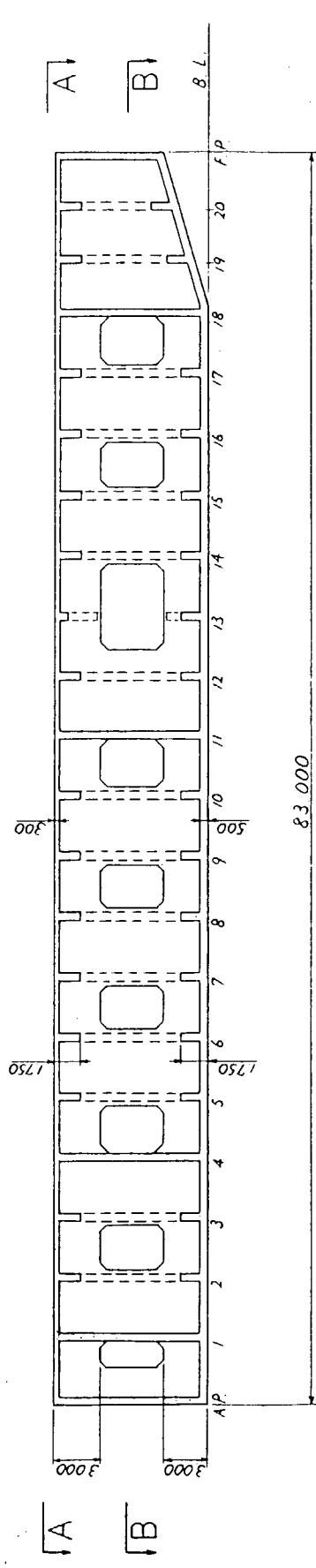
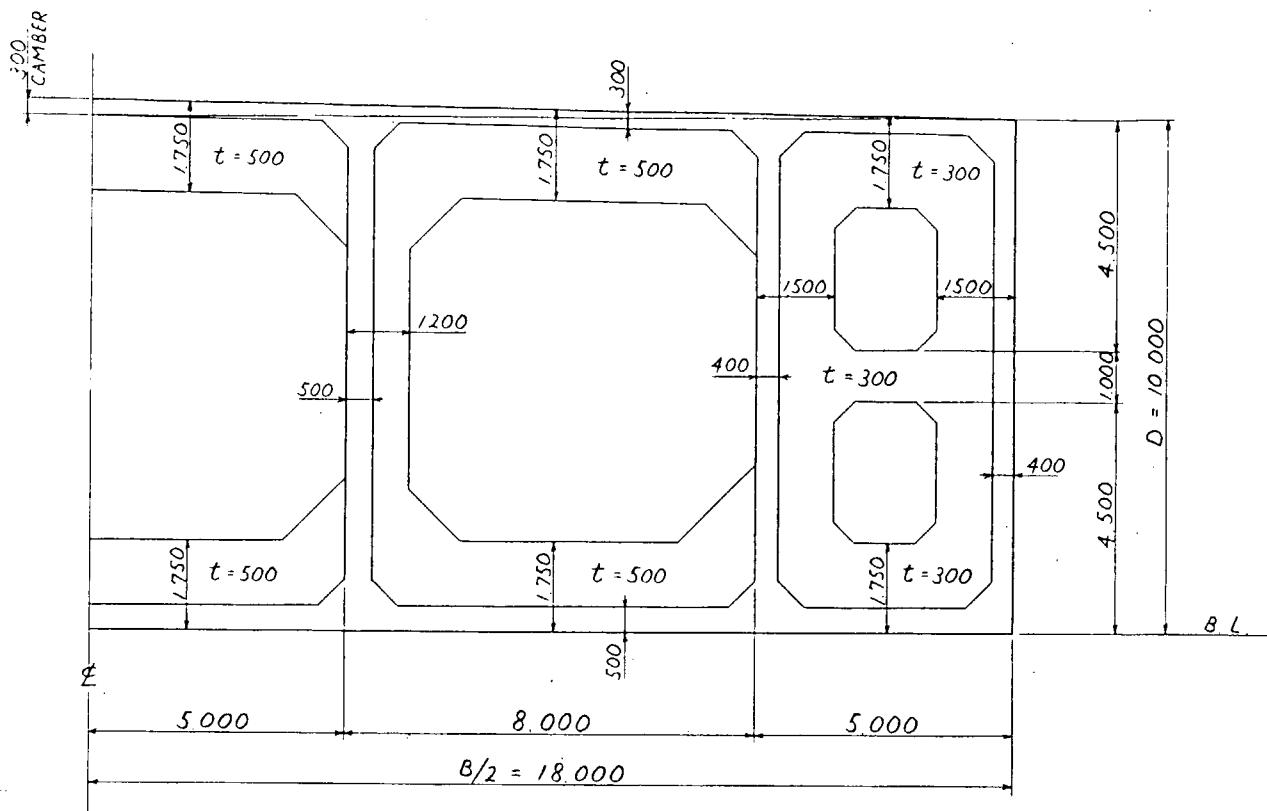


图 2.1.3 船体横造主要寸法

E-E 断面



F-F 断面

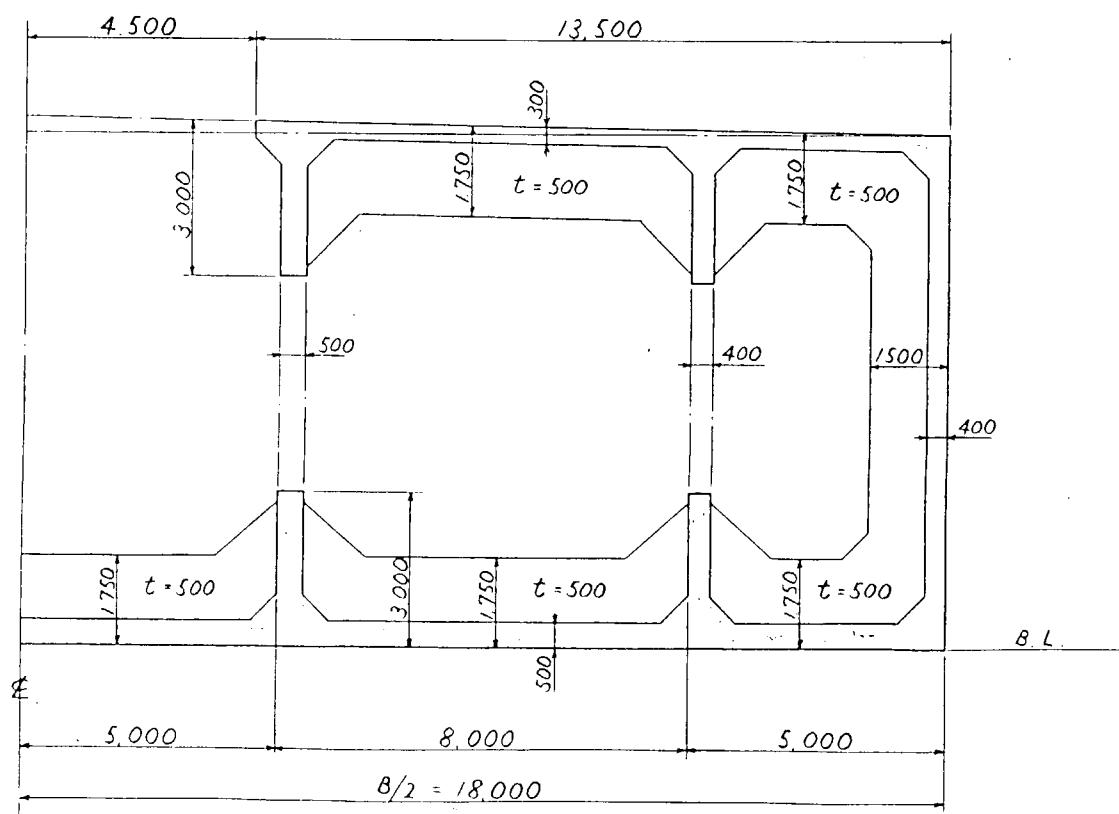


图 2.1.4 船体構造主要寸法

2.2 試設計条件

2.2.1 設計方針

(1) 検討全体フロー

右表（表2.2.1）に示したフローに従って検討した。但し当検討の目的が最適なバージの設計を行なうことではないのでⒶ～Ⓒについては適当な仮定のもとに作業を進めた。又Ⓓについてもコンクリート構造物プロパーの問題と必ずしも限定できないのでラフな検討に止めた。

(2) 設計方法

現在用いられている設計法は(i)許容応力度設計法（土木学会、建築学会）、(ii)終局強度設計法（ACI）及び(iii)限界状態設計法（CEB-FIP, DnV）があるが、今後の世界のすう勢として(iii)限界状態設計法を採用する方向に進んでおり今回の検討もこの方法を用いたことにした。

又限界状態については終局限界状態（ULS）及び使用限界状態（SLS）について検討し、疲労限界状態（FLS）及び進行性破壊限界状態（PLS）に関しては時間等の関係上今後の検討によることにした。

2.2.2 参考適用基準

DnV : Guideline for the Design, Construction and Classification of Floating Concrete Structures

土木学会 : プレストレスコンクリート標準示方書
(昭和15年)

今回の検討は限界状態設計法をベースとしたDnVの上記ガイドラインを主に準拠して行ない、土木学会の標準示方書の考え方も必要に応じて取り入れた。

その他下記に示した基準も適宜参照した。

NK : プレストレスコンクリートバージ基準

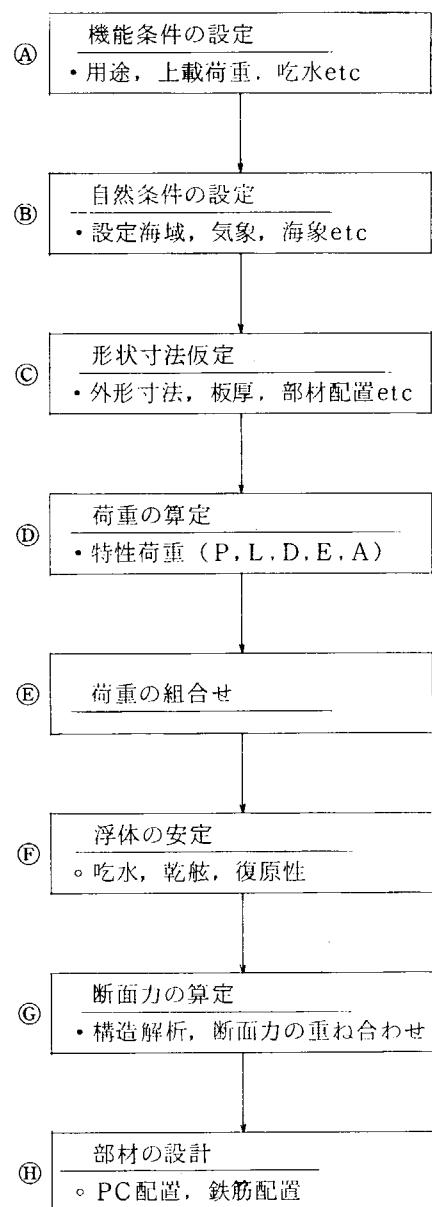
DnV : Rule for the Design Construction and Inspection of Offshore Structure

ACI : 357 Guide for the Design and Construction of Concrete Sea Structure
318 Building Code

FIP : Recommendations for the Design and Construction of Concrete Sea Structure

CEB : Model Code for Concrete Structure

表2.2.1 バージ検討全体フロー



2.2.3 設計荷重

(1) 検討に用いる荷重

表 2.2.2 検討に用いる荷重

荷重区分	荷重名称	記号	全体強度検討	局部強度検討	備考
永久荷重 (P)	船殻構造物自重	P ₁	○	○	
	塔載物重量	P ₂	○	○	
	静水圧	P ₃	○	○	
活荷重 (L)	貯藏物重量	L ₁	○	○	
	機器作業重量	L ₂	○	○	
	貯藏液体静水圧	L ₃		○	
	静水圧増分 (L ₁ , L ₃ による増分)	L ₄		○	
変形荷重 (D)	プレストレス, 温度, クリープ等				
環境荷重 (E)	波荷重	E ₁	○	○	
	動搖によるバラスト, 貯藏物の動圧	E ₂	○	○	
	風、潮流荷重				
事故荷重 (A)	衝突, 座礁, 火災, 落下物等				

今回の検討で考慮したのは表中○印の項目

(a) 永久荷重

自重 (P₁) : コンクリート単位体積重量 $\rho_c = 2.5^T / m^3$

局部強度検討に於ては水平部材 (甲板及び船底部材のみ考慮した。

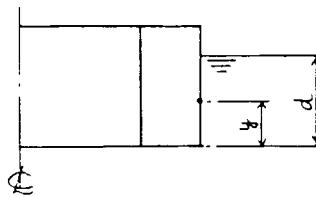
塔載物重量 : 表 2.1.1(a)の重量を用いた。
(P₂)

静水圧 (P₃) : $P_3 = 1.025 (d - y)^T / m^2$

d : 吃水 (m)

y : 船底より考慮する

部材までの距離 (m)



(b) 活荷重

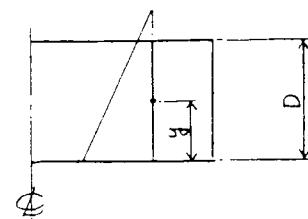
貯藏物重量 (L₁)
機器作業重量 (L₂) } : 表 2.1.1(b)に示した重量を示した。

貯藏液体静水圧 (L₃) :

$$L_3 = 1.025 (D - y + \Delta h)$$

$$\Delta h = 2.5 \text{ m} + 0.75 \text{ m}$$

ポンプ押込圧 オーバーフローパイプ



(c) 環 境 荷 重

(i) 波荷重 (E_1) : 全体強度(船体縦強度)検討のための荷重は(ii)船体縦強度荷重参照のこと。
横強度及び局部強度については以下による。

吃水線より上部

$$E_1 = \{ Pd_{(WL)} - (\frac{y-d}{100}) \} C \quad N/mm^2$$

$$= 102 \{ Pd_{(WL)} - (\frac{y-d}{100}) \} C \quad t/m^2$$

吃水線より下部

$$E_1 = \{ Pd_{(WL)} - h_\lambda (d-y) / 17L \} \quad N/mm^2$$

$$= 102 \{ Pd_{(WL)} - h_\lambda (d-y) / 17L \} \quad t/m^2$$

但し

$$Pd_{(WL)} = \frac{h_\lambda}{100} \{ 0.8 + \frac{2.5}{C_B} (0.8 + \frac{V}{6.1\sqrt{L}})(\frac{Z}{L} - 0.25) \} \quad N/mm^2$$

$$h_\lambda = D \text{ 又は } 13 - |(\frac{250-L}{105})^3| \text{ の内小さい方}$$

C : 1.0船側

0.8甲板

V : 船の速度 (knots)

L : 船の計算用長さ = $0.97 \times 83 = 80.51 \text{ m}$

C_B : 方形係数

Z : 船体中央から $0.05 L$ AFT の点より考慮する部材迄の距離

但し $(Z/L)_{min} = 0.25$

本検討に用いた仮定

$$V = 10 \text{ kts} \quad C_B = 0.98 \text{ (一定)} \quad Z/L = 0.25 \text{ (min)}$$

従って

$$Pd_{(WL)} = \frac{8.8}{100} \{ 0.8 + \frac{2.5}{0.98} (0.8 + \frac{10}{6.1\sqrt{80.51}})(0.25 - 0.25) \} = 0.0702$$

吃水線より下部

$$E_1 = 1.02 \{ 7.02 - (y-d) \} C \quad t/m^2$$

吃水線より下部

$$E_1 = 1.02 \{ 7.02 - 6.43 (y-d) \} \quad t/m^2$$

動揺によるバラスト、貯蔵物の動圧 (E_2)

今回の検討は船体中央部を対象としているのでピッティングによる動的な荷重は考えずヒールした場合のサイドタンク内の動的な荷重のみ考慮した。

$$E_2 = \rho b \sin \theta$$

b : サイドタンクの幅 = 5 m

$$\theta : = 30^4 \sqrt{30/B} = 28.66^\circ$$

$$\therefore E_2 = 1.025 \times 5 \times \sin 28.66^\circ = 2.46 \quad t/m^2$$

(ii) 船体縦強度荷重 (船体縦曲げモーメント, せん断力)

(イ) 静水中モーメント, せん断力

計算は

曳航状態 (TOWING CONDITION)

操業状態 (OPERATING CONDITION)

の2ケースについて表2.1.1(a), (b)の重量分布を用いて行なった。

(ロ) 波浪中モーメント, せん断力

○上下モーメント

$$M_{BV} \text{ sag} = 12.5 \rho_{sea} g L^2 (C_B + 0.2) h_x \text{ (Nm)}$$

$$M_{BV} \text{ hog} = 16.5 \rho_{sea} g L^2 C_B^2 h_x \text{ (Nm)}$$

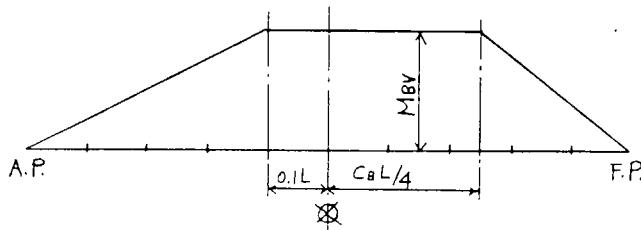
$$h_x : = D \quad \text{or} \quad 13 - \left(\frac{250 - L}{105} \right)^3 \quad | \quad \text{小さい方}$$

今回の計算では断面形状が矩形であるため

$$M_{BV} = \frac{M_{BV} \text{ sag} + M_{BV} \text{ hog}}{2}$$

を用いる。

分布



○ 上下せん断力

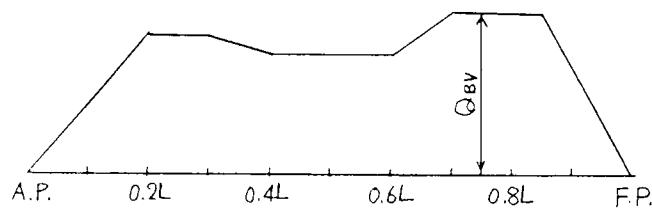
A.P. から

$$0.2L \sim 0.3L \text{ 間} \quad Q_{BV} = M_{BV} / \{ 0.17 (C_B + 1.14) L \}$$

$$0.4L \sim 0.6L \text{ 間} \quad Q_{BV} = M_{BV} / \{ 0.185 (C_B + 1.25) L \}$$

$$0.7L \sim 0.85L \text{ 間} \quad Q_{BV} = M_{BV} / \{ 0.145 (C_B + 1.06) L \}$$

分布



荷重条件

次の3状態について検討した。

曳航状態 航路等特に制限は設けない。

操業状態 本ページの設置場所を開閉された平穏な地域に仮定しているので環境荷重は曳航時の1/2とした。

水圧試験状態 環境荷重は考えない。短期荷重と考える。

2.2.4 使用材料及び材料定数

(1) コンクリート

ノルマルウェイトコンクリートを用いる。

$$\text{設計圧縮強度 } \sigma_{CK} = 400 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{弾性係数 } E_c = 3.0 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{単位体積重量 } \rho = 2.5 \text{ t/m}^3$$

(2) 鉄筋

SD40 (JIS G 3112) を用いる。

表 2.2.3 鉄筋の機械的性質 (JIS 3112)

種類	記号	機械的性質					
		降伏点または耐力 ¹⁾ (kg/mm ²)	引張強さ (kg/mm ²)	試験片	伸び ²⁾ (%)	曲げ角度	曲げ直径
熱間圧延異形棒鋼	1種 SD 24	24以上	39~53	2号に準ずる 3号 " もの	18以上 22以上	180°	公称直径の3倍
	2種 SD 30	30以上	49~63	2号 " 3号 "	14以上 18以上	180°	公称直径の4倍
	3種 SD 35	35以上	50以上	2号 " 3号 "	18以上 20以上	180°	公称直径の4倍
	4種 SD 40	40以上	57以上	2号 " 3号 "	16以上 18以上	180°	公称直径の5倍
5種	SD 50	50以上	63以上	2号 " 3号 "	12以上 14以上	90° { D25以下 D25をこえるもの	公称直径の5倍 公称直径の6倍

(3) PC鋼材

SWPR 7B (7本より 12.7 mm 12本束, JIS G 3536) を用いる。

表 2.2.4 PC鋼より線の機械的性質

記号	呼び名	断面積 (mm ²)	引張荷重 (kg)	引張強度 (kg/mm ²)	降伏荷重 (kg) ^{*1)}	降伏点強度 (kg/mm ²)	伸び (%) ^{*2)}	レラクセーション値 ^{*3)} (%)
SWPR 2	2.9 mm 2本より	13.21	2 600以上	195以上	2 300以上	175以上	3.5以上	3.0以上
SWPR 7A	7本より 9.3 mm	51.61	9 050 "	175 "	7 700 "	150 "	3.5 "	3.0 "
	7本より 10.8 mm	69.68	12 200 "	175 "	10 400 "	150 "	3.5 "	3.0 "
	7本より 12.4 mm	92.90	16 300 "	175 "	13 900 "	150 "	3.5 "	3.0 "
	7本より 15.2 mm	138.7	23 100 "	165 "	19 700 "	140 "	3.5 "	3.0 "
SWPR 7B	7本より 9.5 mm	54.84	10 400 "	190 "	8 850 "	160 "	3.5 "	3.0 "
	7本より 11.1 mm	74.19	14 100 "	190 "	12 000 "	160 "	3.5 "	3.0 "
	7本より 12.7 mm	98.71	18 700 "	190 "	15 900 "	160 "	3.5 "	3.0 "

[注] * 1 降伏荷重は 0.2% 永久伸びに対する荷重とする。

* 2 伸びの標点距離は、2本よりは 200 mm 以上、7本よりは 600 mm 以上とし、破断時伸びを測定する。

* 3 レラクセーション値は、規格降伏荷重の最小値の 80% の荷重をかけ 10 時間後の荷重の減少率とする。

(4) 構造用鋼材

軟鋼（造船用船級規格材）を用いる。

$$\begin{array}{ll} \text{降伏強度} & \sigma_{sy} = 2,400 \text{ kg/cm}^2 \\ \text{引張} & \sigma_{st} = 4,100 \text{ kg/cm}^2 \\ \text{弾性係数} & E_s = 2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2 \end{array}$$

2.3 各部材の検討

2.3.1 設計の進め方

部材の強度検討は縦強度部材及び横強度部材に分けそれぞれ別個に計算した。

・コンクリート補強法

次のように仮定した。

$$\begin{array}{ll} \text{縦強度部材} & PC \\ \text{横強度部材} & RC \end{array}$$

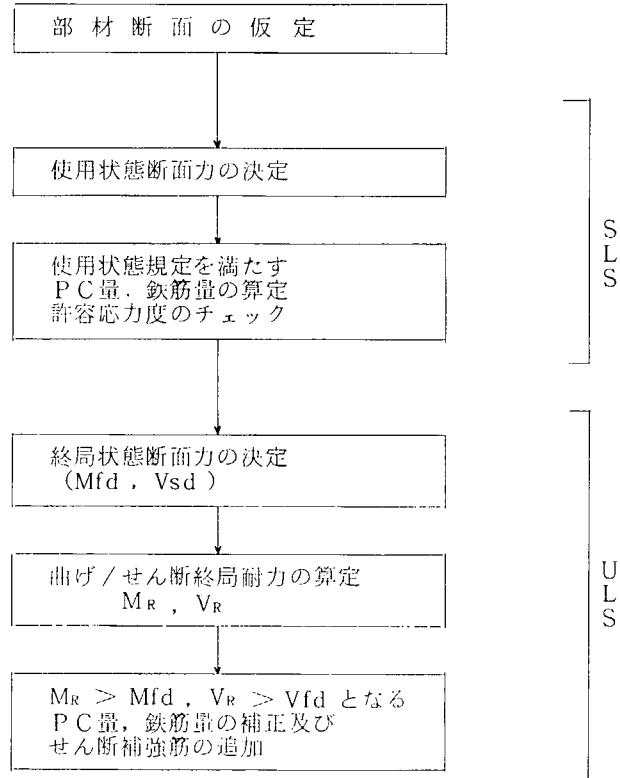
・検討した荷重条件

$$\begin{array}{ll} \text{縦強度部材} & \text{曳航時, 操業時} \\ \text{横強度部材} & \text{曳航時, 操業時, 水圧試験時} \end{array}$$

(1) 部材検討フロー

下表のフローに従って検討を行った。

表 2.3.1 部材検討フロー



(2) 材料係数

以下に示す値を用いた。(DnV基準による)

表2.3.2 材料係数 γ_m

	限界状態	
	ULS	SLS
コンクリート	1.5	1.0
鋼材	1.15	1.0

(3) 荷重係数

以下に示す値を用いた。(DnV基準による。)

表2.3.3 荷重係数 γ_f

		荷重種類			
		P	L	D	E
U L S	ORDINARY	1.3	1.3	1.0	0.7
	EXTREME	1.0	1.0	1.0	1.3
S L S	LOADING COND. A	1.0	1.0	1.0	1.0
	LOADING COND. B	1.0	1.0	1.0	0.5

注 1. Dは今回の検討では考慮しなかった。

2. ストーム時、無人でかつオイル又はガスを貯蔵する目的以外の構造物については
DnV基準では $\gamma_f = 1.15$ としているが今回は1.3を用いた。

(4) 荷重組合せ

すべての検討に於て

$$\gamma_f P + \gamma_f L + \gamma_f E \quad \gamma_f \text{ は各荷重種類に対応する荷重係数}$$

の組合せを考えた。

(5) 断面力の算定

縦強度部材（全体強度）

船体縦曲げモーメントにより生ずる応力より各部材に生ずる軸力、曲げモーメントに換算した。

縦強度部材（局部強度）

各部材をスラブ又はビームとして周辺固定の条件で面外荷重をかけて部材力を計算した。

横強度部材

計算対象断面を2次元骨組計算を行なって部材力を求めた。

(6) 断面力の重ね合わせ

表 2.3.4 断面力の重ね合わせ

	検討部材	断面力重ね合わせ
全体検討	縦強度部材 1)	$\left\{ \begin{array}{l} \text{船体上下縦曲げモーメント} \\ \text{“ “ 剪断力} \end{array} \right.$
局所部材検討	甲板、船底外板—船側外板、縦通隔壁、縦通桁	$\left\{ \begin{array}{l} \text{局所モーメント + 船体上下縦曲げモーメント} \\ \text{局所剪断力 + “ “ 剪断力} \end{array} \right.$
	横桁、側桁、横隔壁	$2) \left\{ \begin{array}{l} \text{局所モーメント + 横強度全体モーメント} \\ \text{局所剪断力 + “ “ 剪断力} \end{array} \right.$

注：

1) 水平縦曲げモーメント、捩りモーメントについての検討は今年度は行なわなかった。

2) 2次元骨組横強度計算により重ね合わせた結果が直接求められる。

(7) 使用限界状態 (SLS) の検討

(a) プレストレス

NK プレストレスコンクリートバージ規準では縦強度部材に垂直引張応力を生じさせないようフルプレストレスとすることを前提条件としたが、プレストレス量の規定については今後更に検討が必要と思われる。

(b) PC鋼材の許容応力度 σ_{Pa}

$$\sigma_{Pa} = 0.8 \sigma_{Py}$$

σ_{Py} : PC鋼材の降伏点強度

(c) 鉄筋の許容応力度

下表による。

表 2.3.5 鉄筋の許容応力度

単位 応力 … kg / cm²

荷重状態	荷重組合 ¹⁾ わせケース	許容応力		適用部材
		σ_{sa}	$\Delta \sigma_{sa}$	
水圧試験時	LOADING COND. B P+L+0.5E	1) 2,240	1) 1,220	全 部 材
操業時	" "	1,830	1,020	船底、船側外板、水密隔壁
		2,040	1,220	非水密隔壁、甲板
	LOADING COND A P+L+E	0.8 σ_{sy}	-	全 部 材

注：1) 短期荷重については30%増とする。

(8) 終局限界状態 (ULS) の検討

(a) 曲げ耐力の算定方法

(i) PC構造

曲げモーメントを受けるプレストレスコンクリート部材断面の曲げ耐力は以下の仮定のもとに計算を行なうこととする。

- 1) 破壊時における断面ひずみは直線分布をなすものとする。
- 2) 付着のあるPC鋼材のひずみは、それぞれの位置でのコンクリートのひずみと同一とする。
- 3) 中立軸以下のコンクリート引張抵抗は無視する。
- 4) 断面圧縮域のコンクリートの応力分布は、コンクリート圧縮応力度一ひずみ曲線に相似となるように定める。その曲線形状として図2.3.1に示すものとする。
- 5) PC鋼材の応力一ひずみの関係は、図2.3.2を用いる。
- 6) 曲げモーメントが次第に増加し、断面圧縮域のコンクリートひずみが限界値 ($\epsilon_{cu} = 0.035$) に到達して曲げ破壊する。

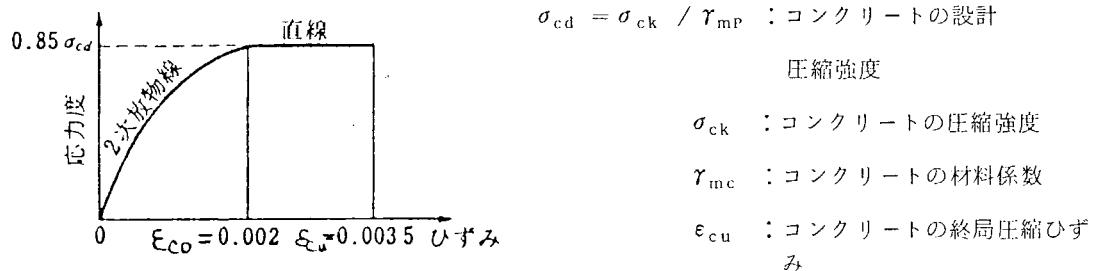


図2.3.1 コンクリートの圧縮応力度一ひずみ曲線

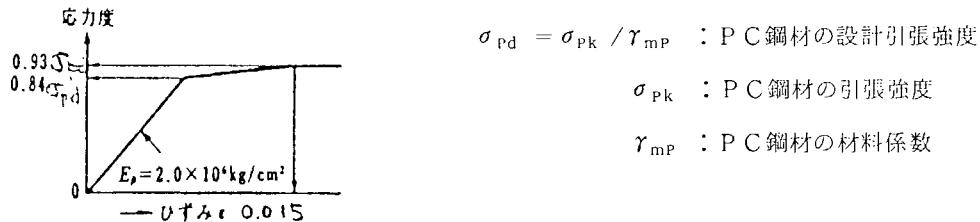


図2.3.2 PC鋼材の応力度一ひずみ曲線

曲げ耐力の計算式

PC曲げ部材の曲げ耐力は、図2.3.1及び図2.3.2の各材料の応力一ひずみ曲線を用い、断面のひずみの適合条件と力のつり合い条件から算定する。軸力Nが発生した場合の破壊時のひずみ分布と応力分布を図2.3.3に示す。

圧縮応力分布(図2.3.3(3))は、計算を簡略化するため(4)のような係数k₁(=0.85), k₂(=0.4), k₃(0.8)を用いて、それと等価な長方形分布に置換する。

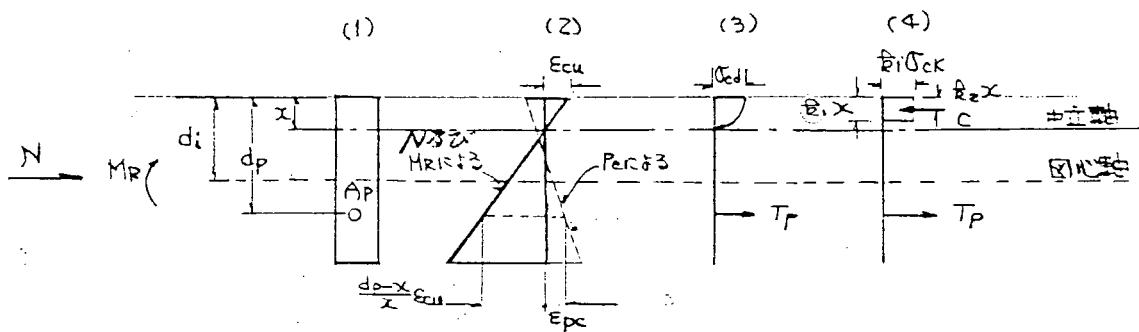


図2.3.3 M_R の一般計算式

曲げ破壊時の中立軸をXとすると、コンクリートの圧縮合力Cは

$$C = k_1 \cdot k_3 \cdot b \cdot x - \sigma_{ck} / \gamma_{mc} \quad \dots \dots \dots \textcircled{1}$$

PC鋼材の応力一ひずみ関係を $\sigma_p = f_p(\epsilon_p)$ とすると破壊時における

引張力 T_p は

$$T_p = A_p \cdot f_p(\epsilon_{pe} + \epsilon_{pc} + \frac{d_p - x}{x} \epsilon_{cu}) \quad \dots \dots \dots \textcircled{2}$$

- A_p : PC鋼材断面積
 ϵ_{pe} : 有効プレストレス力 P_e による PC 鋼材の引張ひずみ
 ϵ_{pc} : P_e による PC 鋼材位置のコンクリートのひずみ
 d_p : 圧縮域から PC 鋼材図心までの距離
 ϵ_{cu} : コンクリートの終局圧縮ひずみ
 $f_p(\epsilon)$: PC 鋼材の応力とひずみ(ϵ)の関係式
 d_i : 圧縮域から図心軸までの距離

軸方向つり合い条件より

$$N = C - T_p$$

$$N = k_1 \cdot k_3 \cdot b \cdot x \cdot \sigma_{ck} / r_{ms} - A_p f_p (\epsilon_{pe} + \epsilon_{pc} + \frac{C_p - x}{\epsilon_{cu}}) \quad \dots \dots \dots \textcircled{3}$$

③式より X を求める。従って軸力 N が発生する場合の曲げ耐力 M_R は、次式となる。

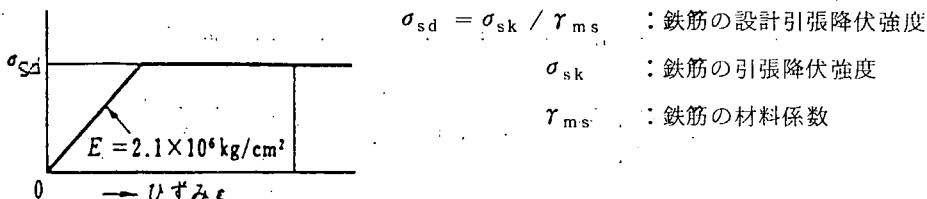
$$M_R = C(d_i - k_2 x) + T_p(d_p - d_i) \quad \dots \dots \dots \textcircled{4}$$

(ii) R C 構造

曲げモーメントの作用する鉄筋コンクリート部材断面の曲げ耐力 M_R は以下の仮定に基づいて計算を行なうこととする。

- 1) 破壊時における断面ひずみは直線分布をなすものとする。
- 2) 中立軸以下のコンクリート引張抵抗は無視する。
- 3) コンクリートや鉄筋の応力～ひずみ関係については、図 2.3.1 及び図 2.3.4 に与えたものを使用する。

応力度



上記の仮定の基で、曲げモーメントを受ける鉄筋コンクリート部材断面の破壊の状態は、次の二つの形式に分かれる。

- イ) 引張鉄筋が降伏する前に圧縮側コンクリートが破壊する形式
- ロ) 圧縮側コンクリートが破壊する前に引張鉄筋が降伏する形式
- イ) の場合の矩形断面の曲げ耐力 M_R は以下の式となる。

$$M_R = b \cdot x \cdot k_1 \cdot k_3 \cdot \sigma_{cd} (d - k_2 x) \quad \dots \dots \dots \textcircled{5}$$

ここに

$$x = \frac{P \cdot d \cdot E_s \cdot \epsilon_{cu}}{2 \cdot k_1 \cdot k_3 \cdot \sigma_{cd}} \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{4 \cdot k_1 \cdot k_2 \cdot \sigma_{cd}}{P \cdot E_s \cdot \epsilon_{cu}}} \right)$$

ロ) の場合の曲げ耐力 M_R は

$$M_R = A_s \cdot \sigma_{sd} \cdot d \left(1 - \frac{k_2}{k_1 \cdot k_3} \cdot \frac{P \cdot \sigma_{sd}}{\sigma_{cd}} \right) \quad \dots \dots \dots \textcircled{6}$$

ここに A_s : 引張鉄筋断面積

σ_{sd} : 鉄筋の設計引張降伏強度

M_{fd} , V_{fd} : 設計曲げモーメント及びせん断力（荷重係数を考慮したもの）

ここに、 M_0 は軸力とプレストレス力の組み合わせが外縁でコンクリート応力にゼロを与えるモーメント。

V_{fd} と M_{fd} は、考慮している断面での設計載荷効果。

N_{fd} や M_{fd} は、 $0.5 \sigma_{cd} \cdot A_c$ を越える値を用いない。

$V_{cr} + V_{pr}$ の合計は次の値を越えてはならない。

$$\frac{0.25 \sqrt{\sigma_{ck}}}{T_{mc}} \cdot b \cdot d + 0.2 N_{fd} \quad \dots \dots \dots \text{⑭} \quad -$$

ハ) せん断補強筋によるせん断耐力 V_{sr}

V_{sr} は次式により求められる。

$$V_{sr} = \frac{\sigma_{sd} \cdot A_{su} \cdot d}{S} \quad \dots \dots \dots \text{⑮} \quad -$$

ここに

A_{su} : せん断補強筋面積

S : せん断補強筋の間隔

ニ) 最小せん断鉄筋量 A_{sq}

せん断補強筋量 A_{su} は最小せん断鉄筋量 A_{sq} 以上とする。

A_{sq} は次式より求められる。

$$A_{sq} = 0.02 \frac{\sigma_{cd}}{\sigma_{sd}} \cdot b \cdot d \quad \dots \dots \dots \text{⑯} \quad -$$

* 1) V_{cr} の計算式⑨でフルプレストレス部材の主鉄筋量は、今回は「CEB-FIP」より 0.1% と仮定する。

R 42.30 最小鉄筋量 I 種を含むすべての種別において、乾燥収縮および温度変化によって生ずるひび割れの危険（特にプレストレスを与えるまえ）を防ぐため、および引張応力度の分布をよくするために、普通鉄筋または付着のある緊張材の全断面に対する幾何学的パーセンテージは、スラブに対して 0.1%，その他の断面形状に対して 0.15% 以下であってはならない。（CEB-FIP）

2.3.2 縦強度部材の検討

ここでは、2.2.3 設計荷重に示した荷重状態で、全体構造に生ずるモーメント及びせん断力と、検討荷重状態における局部荷重による部材力を重ね合わせた局部強度からプレストレスの必要量などを求めた。

(1) 強度検討断面

代表的断面として、船体中央に近い図 2.1.2 の E-断面と F-断面を選定した。正確には、曲げモーメント分布、せん断力分布を考慮して最悪断面を設定する必要があるが、ここでは安全側として上記とした。

(2) 荷重条件

本報告における試設計条件としては、曳航状態、操業状態、水圧試験状態の 3 状態を考えているが、縦強度に対する前 2 者を採用する。又、荷重としては、自重 (P_1)、塔載物荷重 (P_2)、静水圧 (P_3) の永久荷重、貯蔵物重量 (L_1)、機器作業重量 (L_2) などの活荷重及び波浪 (E_1) による環境荷重を考える。

(a) 船体縦強度荷重

(2)に設定した荷重条件における縦強度荷重を下記に示す。

(i) 静水中モーメント, せん断力

計算結果を表 2.3.6(a)～表 2.3.6(f)に示す。

(ii) 波浪中モーメント, せん断力

◦上下モーメント

$$M_{BV} \text{ sag} = 12.5 \rho_{sea} g L^2 B (C_B + 0.2) h_x \quad (\text{Nm})$$

$$M_{BV} \text{ hog} = 16.5 \rho_{sea} g L^2 B C_B^2 h_x \quad (\text{Nm})$$

$$L : 83 \times 0.97 = 80.51 \text{ m}$$

$$B : 36.0 \text{ m}$$

$$C_B : 0.98$$

$$h_x : h = D \quad \text{or} \quad 13 - \left| \left(\frac{250 - L}{105} \right)^3 \right| = 8.8 \quad \text{smaller}$$

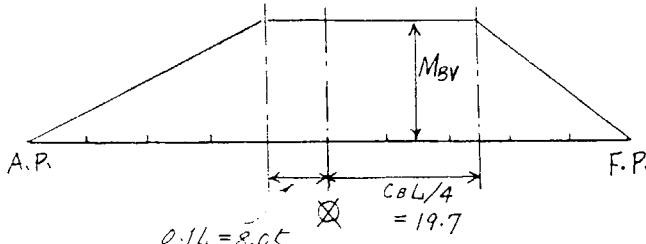
$$\therefore h_x = 8.8 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} M_{BV} \text{ sag} &= 12.5 \times 9.81 \times 1.025 \times 80.51^2 \times 36 (0.98 + 0.2) \times 8.8 \\ &= 3.04 \times 10^8 \text{ Nm} = 3.10 \times 10^7 \text{ kg} \cdot \text{m} \\ &= 3.10 \times 10^4 \text{ T} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{BV} \text{ hog} &= 16.5 \times 9.81 \times 1.025 \times 80.51^2 \times 36 \times 0.98^2 \times 8.8 \\ &= 3.27 \times 10^8 \text{ Nm} = 3.34 \times 10^4 \text{ T} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

$$M_{BV} = \frac{3.10 + 3.34}{2} \times 10^4 = 3.22 \times 10^4 \text{ T} \cdot \text{m}$$

分布：



◦上下せん断力

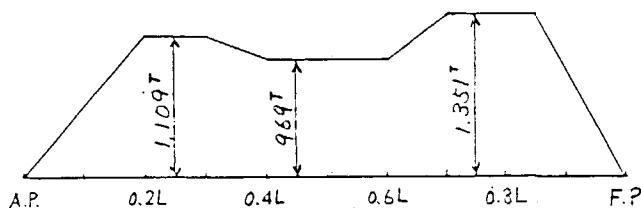
A. P. から

$$\begin{aligned} 0.2 L \sim 0.3 L \text{ 間} \quad Q_{BV} &= M_{BV} / \{ 0.17 (C_B + 1.14) L \} \\ &= 3.22 \times 10^4 / \{ 0.17 (0.98 + 1.14) 80.51 \} \\ &= 1,109^T \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 0.4 L \sim 0.6 L \text{ 間} \quad Q_{BV} &= M_{BV} / \{ 0.185 (C_B + 1.25) L \} \\ &= 3.22 \times 10^4 / \{ 0.185 (0.98 + 1.25) 80.51 \} \\ &= 969^T \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 0.7 L \sim 0.85 L \text{ 間} \quad Q_{BV} &= M_{BV} / \{ 0.145 (C_B + 1.06) L \} \\ &= 3.22 \times 10^4 / \{ 0.145 (0.98 + 1.06) 80.51 \} \\ &= 1,351^T \end{aligned}$$

分布：



(iii) 本検討に用いる縦曲げモーメント、せん断力

(i), (ii)の結果より本検討に用いる数値を下表の通りとした。操業時の波浪曲げモーメント、せん断力は設置場所が閉鎖された平穏な地域に仮定しているので曳航時の値の1/2とした。

表 2.3.7 縦曲げモーメント (T - M) + : HOG, - : SAG.

	静 水 中	波 浪 中	合 計
曳 航 時	+ 1,000 - 4,000	± 32,200	+ 33,200 - 36,200
操 業 時	+ 4,500 - 1,000	± 16,100	+ 20,600 - 17,100

表 2.3.8 せん断力 (T)

	静 水 中	波 浪 中	合 計
曳 航 時	300	1,350	1,650
操 業 時	400	680	1,080

表 2.3.6(a) 靜水中縱強度計算

• HUNJEAN TABLE •

	0.0	0.250	0.500	0.750	1.000	2.000	3.000	4.000	5.000
0.500	18.00	18.00	18.00	18.00	18.00	18.00	18.00	18.00	18.00
1.000	36.00	36.00	36.00	36.00	36.00	36.00	36.00	36.00	36.00
1.500	54.00	54.00	54.00	54.00	54.00	54.00	54.00	54.00	54.00
2.000	72.00	72.00	72.00	72.00	72.00	72.00	72.00	72.00	72.00
3.000	108.00	108.00	108.00	108.00	108.00	108.00	108.00	108.00	108.00
4.000	144.00	144.00	144.00	144.00	144.00	144.00	144.00	144.00	144.00
6.000	216.00	216.00	216.00	216.00	216.00	216.00	216.00	216.00	216.00
8.000	288.00	288.00	288.00	288.00	288.00	288.00	288.00	288.00	288.00
	6.000	7.000	8.000	9.000	9.250	9.500	9.750	10.000	
0.500	18.00	18.00	18.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1.000	36.00	36.00	36.00	17.64	4.77	0.0	0.0	0.0	0.0
1.500	54.00	54.00	54.00	35.64	13.23	0.0	0.0	0.0	0.0
2.000	72.00	72.00	72.00	53.64	31.23	8.10	0.0	0.0	0.0
3.000	108.00	108.00	108.00	89.64	67.23	44.10	22.41	0.0	
4.000	144.00	144.00	144.00	125.64	103.23	80.10	58.41	36.00	
6.000	216.00	216.00	216.00	197.64	175.23	152.10	130.41	108.00	
8.000	288.00	288.00	288.00	269.64	247.23	224.10	202.41	180.00	

表 2.3.6(b)

** LIGHT WEIGHT AND DISTRIBUTION **

ITEMS	WEIGHT (T)	MG (H)	LEFT WEIGHT FROM AP		RIGHT WEIGHT FROM AP	
			(T/H)	(H)	(T/H)	(H)
(A) BASIC WEIGHT						
LIGHT WEIGHT 1	0.0	41.500	180.0	0.0	180.0	0.0
LIGHT WEIGHT 2	13005.0	5.375	180.0	0.0	180.0	72.250
LIGHT WEIGHT 3	1725.0	-35.907	180.0	72.250	140.9	83.000
SUB-TOTAL	14730.0	0.541				
(B) LOCAL WEIGHT						
G/R CONST.	230.0	-16.750	8.2	44.250	8.2	72.250
CPU/INST. R/M CONST.	80.0	0.000	3.4	22.250	3.9	44.250
TURBINE/GEN.FOUND.	50.0	-12.000	5.7	48.250	2.6	60.250
MAIN BOILER FOUND.	40.0	9.000	2.3	24.250	2.7	40.250
STACK CONST.	70.0	37.000	9.3	2.125	24.7	6.250
OTHERS	40.0	0.0	0.5	0.0	0.5	83.000
MAIN TURB/GEN.	300.0	-14.000	19.1	48.250	23.7	62.250
MAIN CONDENSER	140.0	-12.000	23.7	50.650	26.3	56.250
BUILER	700.0	9.000	39.6	24.250	47.9	60.250
GAS AIR HEATER	200.0	23.000	31.3	16.250	68.8	20.250
F.O.F.	60.0	28.000	14.8	11.450	14.4	15.570
DUCT	100.0	29.000	5.0	2.656	5.2	22.250
GEN.TRANS	80.0	-36.500	0.6	75.050	35.3	79.513
AUX.MACHINE	200.0	-18.000	5.2	44.250	9.1	72.250
AUX.MACHINE	250.0	13.000	7.4	12.250	8.2	44.250
PIPE	300.0	0.0	3.6	0.0	3.6	83.000
SUB-TOTAL	2840.0	1.925				
** LIGHT WEIGHT						
** MG	0.764	M **				

表2.3.6(c) TOWING CONDITION

STILL WATER									
** LOADING TABLE **									
ITEMS	WEIGHT (T)	BG (M)	A.E.	F.E.	ITEMS	WEIGHT (T)	BG (M)	A.E.	F.E.
1BALLAST FORE P	0.0	-35.750	72.3	83.0					
2BALLAST FORE S	80.0	-35.750	72.3	83.0					
3H.TK.1	0.0	17.250	16.3	32.3					
4H.TK.2	0.0	1.250	32.3	48.3					
5W.TK.3	0.0	-2.750	40.3	48.3					
6F.O.TK. 1P	0.0	17.250	16.3	32.3					
7L.O.TK.	0.0	5.250	32.3	40.3					
8F.O.TK. 2PS	0.0	-22.750	56.3	72.3					
9H.SEIT-TK.	0.0	-36.125	72.3	83.0					
10BALLAST AFT P	0.0	33.375	0.0	16.3					
11BALLAST AFT S	0.0	33.375	0.0	16.3					
12CARGO	0.0	0.0	0.0	83.0					
13OTHERS	0.0	0.0	0.0	83.0					
 ** LIGHT WEIGHT 17570.0 T **									
** DEAD WEIGHT 80.0 T **									
** DISPLACEMENT 17650.0 T **									
** BG 0.60 M **									

表2.3.6(d) TOWING CONDITION

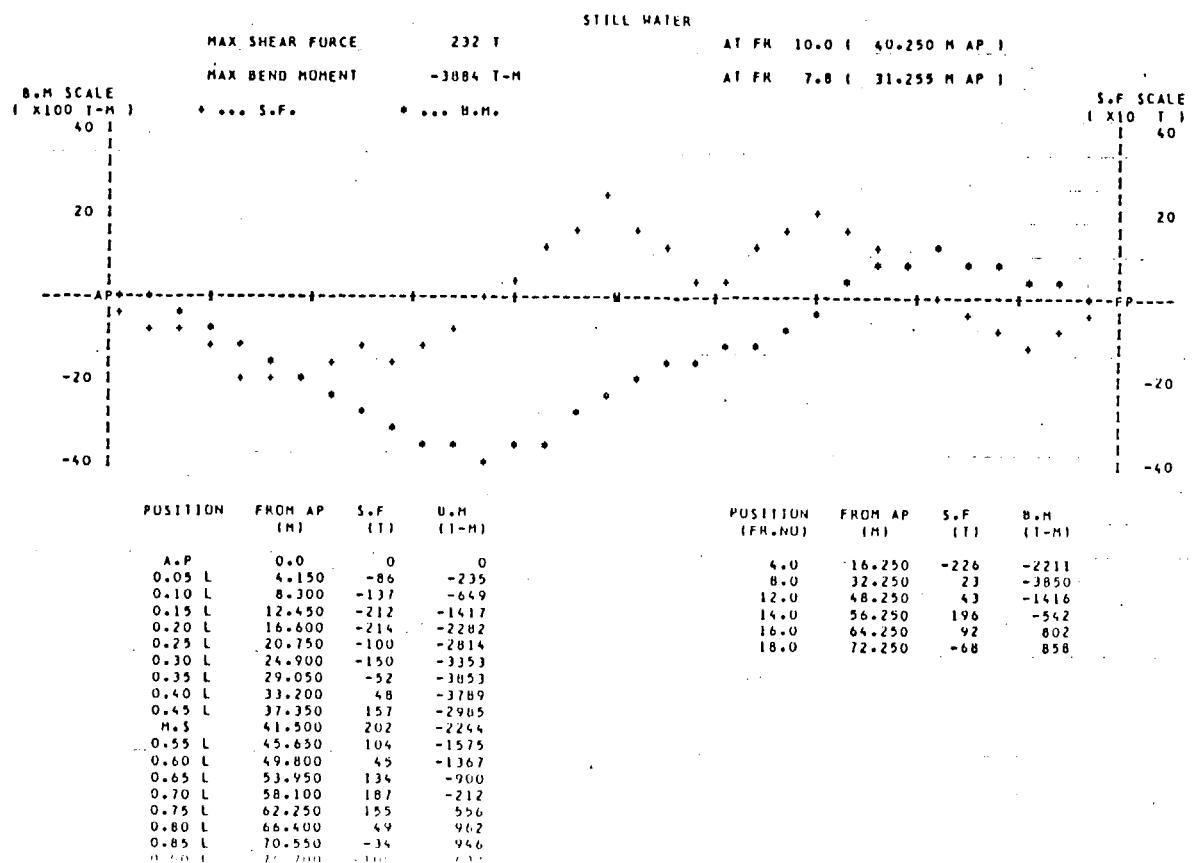


表2.3.6(e) OPERATING CONDITION

STILL WATER

** LOADING TABLE **

ITEMS	WEIGHT (T)	BG (M)	A.E	F.E	ITEMS	WEIGHT (T)	BG (M)	A.E	F.E
1BALLAST FORE P	0.0	-35.750	72.3	83.0					
2BALLAST FORE S	0.0	-35.750	72.3	83.0					
3H+IK+1	500.0	17.250	16.3	32.3					
4H+IK+2	500.0	1.250	32.3	48.3					
5H+IK+3	240.0	-2.750	40.3	48.3					
6F+0.IK+1P	420.0	17.250	16.3	32.3					
7L+0.IK+	200.0	5.250	32.3	40.3					
8F+0.IK+2PS	850.0	-22.750	56.3	72.3					
9H+SETT.IK+	800.0	-36.125	72.3	83.0					
10BALLAST AFT P	450.0	33.375	0.0	16.3					
11BALLAST AFT S	580.0	33.375	0.0	16.3					
12CARGO	0.0	0.0	0.0	83.0					
13OTHERS	0.0	0.0	0.0	83.0					

** LIGHT WEIGHT 17570.0 T **

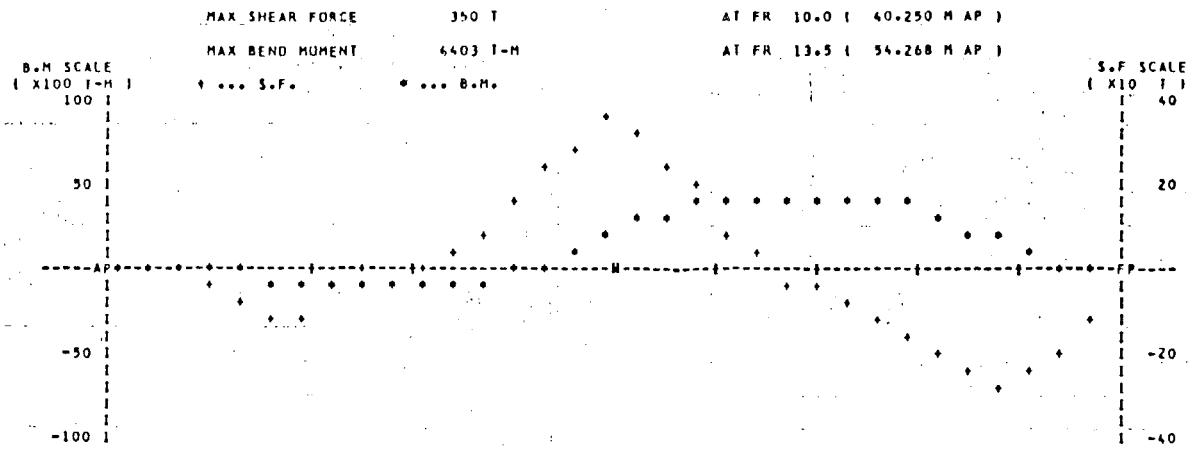
** DEAD WEIGHT 4540.0 T **

** DISPLACEMENT 22110.0 T **

** BG 0.74 H **

表2.3.6(f) OPERATING CONDITION

STILL WATER



POSITION	FROM AP (M)	S.F. (T)	B.M. (T-M)
A.P	0.0	0	0
0.05 L	4.150	-8	-34
0.10 L	8.300	-44	-61
0.15 L	12.450	-107	-418
0.20 L	16.600	-95	-816
0.25 L	20.750	13	-869
0.30 L	24.900	-39	-946
0.35 L	29.050	60	-981
0.40 L	33.200	162	-455
0.45 L	37.350	273	779
H.S	41.500	329	2024
0.55 L	45.650	259	3294
0.60 L	49.800	137	6218
0.65 L	53.950	8	4403
0.70 L	58.100	-57	4298
0.75 L	62.250	-81	6017
0.80 L	66.400	-176	3453
0.85 L	70.550	-244	2427
0.90 L	74.700	-748	1110

POSITION	FROM AP (M)	S.F. (T)	B.M. (T-M)
4.0	16.250	-107	-787
8.0	32.250	137	-622
12.0	48.250	218	3958
14.0	56.250	-51	4373
16.0	64.250	-140	3794
18.0	72.250	-273	1996

(b) 局部強度部材に対する荷重

2.2.3 設計荷重で示した荷重条件のうち最も厳しいと考えられる曳航状態についてのみ荷重を求める。

その結果を図 2.3.6 に示す。

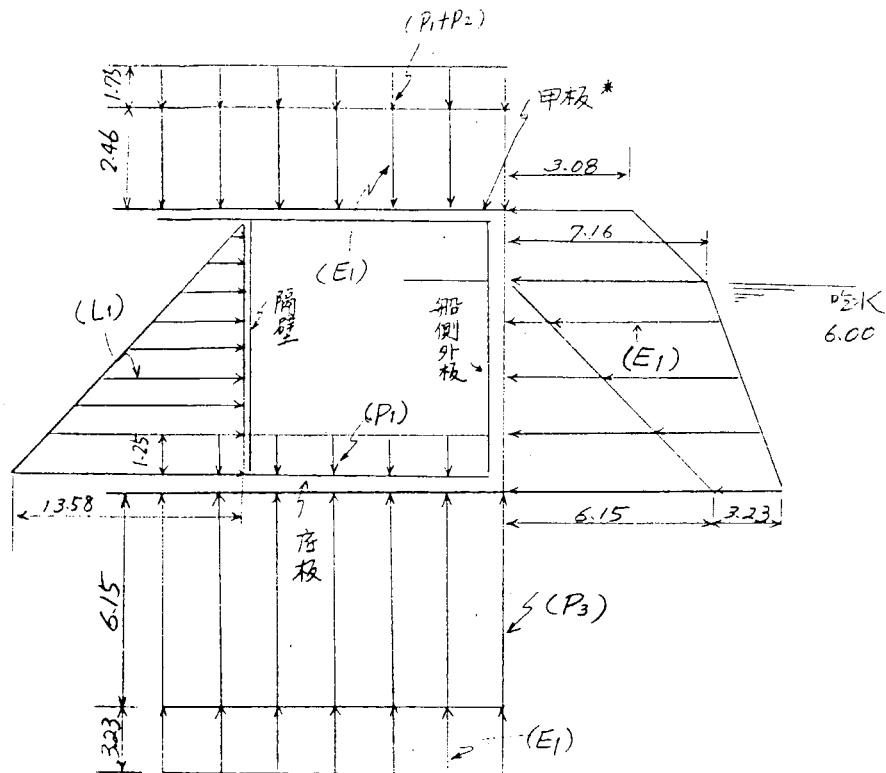


図 2.3.6 縦強度部材局部強度荷重

* 甲板荷重としては自重甲板荷重及び波による動水圧を考慮する。

(3) 荷重組合せ

(a) 全体縦強度検討用

検討ケースとしては、upright condition で曳航状態についてのみ行うこととした。

表 2.3.9 縦強度検討用荷重組合せ

M : HOG (+), SAG (-)

状 態		荷 重 組 合 せ	M (t · m)	S (t)
U L S	Ordinary	1.3 (P _s + L _s) + 0.7 E _w	+ 23,840 - 27,740	1,335
	Extreme	1.0 (P _s + L _s) + 1.3 E _w	+ 42,860 - 45,860	2,055
S L S	$\sigma_{sa} = 0.8 \sigma_{sy}$	1.0 (P _s + L _s) + 1.0 E _w	+ 33,200 - 36,200	1,650

(b) 局部部材検討用

船底外板、船側外板、甲板、縦通隔壁について、曳航状態における以下の荷重組合せで検討を行なった。

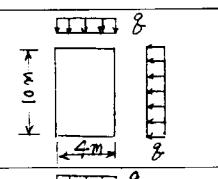
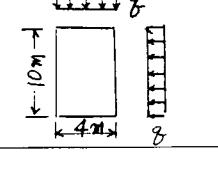
ただし、縦通隔壁については操業時の荷重を考慮した。

表 2.3.10 局部部材検討用荷重組合せ

状 態		荷 重 組 合 せ
U L S	Ordinary	$1.3(P_1 + P_2 + P_3 + L_1) + 0.7 E_1$
	Extreme	$1.0(P_1 + P_2 + P_3 + L_1) + 1.3 E_1$
S L S	$\sigma_{sa} = 0.8 \sigma_{sy}$	$1.0(P_1 + P_2 + P_3 + L_1) + 1.0 E_1$

表 2.3.10より荷重組合せを行なった結果を表 2.3.11に示す。

表 2.3.11 局部部材荷重組合せ結果

検 討 所	状 態		荷 重 組 合 せ	q (t / m ²)	モ デ ル 図
船 底 外 板	U L S	Ordinary	$1.3(-1.25 + 6.15) + 0.7 \times 3.23$	8.63	
		Extreme	$1.0(-1.25 + 6.15) + 1.3 \times 3.23$	9.10	
	S L	$\sigma_{sa} = 0.8 \sigma_{sy}$	$1.0(-1.25 + 6.15) + 1.0 \times 3.23$	8.13	
甲 板	U L S	Ordinary	$1.3(1.75) + 0.7(2.46)$	4.00	
		Extreme	$1.0(1.75) + 1.3(2.46)$	4.95	
	S L	$\sigma_{sa} = 0.8 \sigma_{sy}$	$1.0(1.75) + 1.0(2.46)$	4.21	
船 側 外 板	U L S	Ordinary	q _a	1.3 × 0 + 0.7 × 3.08	2.16
			q _b	1.3 × 0 + 0.7 × 7.16	5.01
			q _c	$1.3 \times 6.15 + 0.7 \times 3.23$	10.26
	U L S	Extreme	q _a	$1.0 \times 0 + 1.3 \times 3.08$	4.00
			q _b	$1.0 \times 0 + 1.3 \times 7.16$	9.31
			q _c	$1.0 \times 6.15 + 1.3 \times 3.23$	10.35
	S L S	$\sigma_{sa} = 0.8 \sigma_{sy}$	q _a	$1.0 \times 0 + 1.0 \times 3.08$	3.08
			q _b	$1.0 \times 0 + 1.0 \times 7.16$	7.16
			q _c	$1.0 \times 6.15 + 1.0 \times 3.23$	9.38
縦 通 隔 壁	U L S	Ordinary	1.3×13.58		17.65
		Extreme	1.0×13.58		13.58
	S L	$\sigma_{sa} = 0.8 \sigma_{sy}$	1.0×13.58		13.58

(4) 断面力の算定

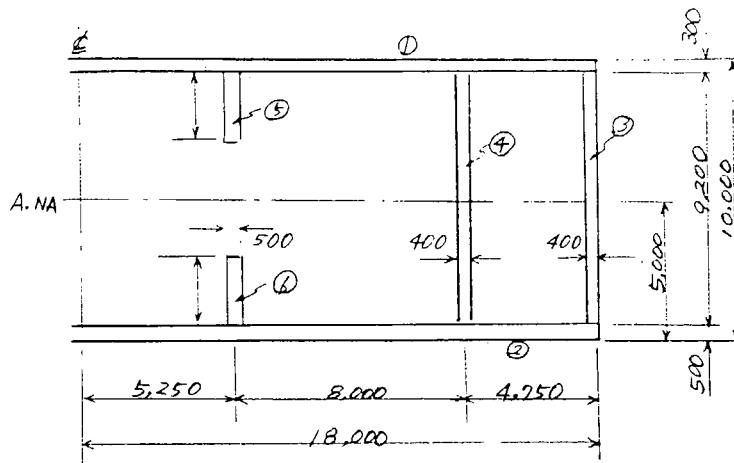
(a) 全体縦強度部材断面力の算定

(i) 断面諸係数

(イ) 一般部 (E-E 断面)

表 2.3.12 断面定数算定表 (E-E 断面)

(単位 t - m)



No.	b	t	A	y	$A \cdot y$	$A \cdot y^2$	I
①	18	0.3	5.4	- 4.85	26.19	127.02	
②	18	0.5	9	- 4.75	- 42.75	203.06	
③	9.2	0.4	3.68	0.1	0.37	0.04	26.0
④	9.2	0.4	3.68	0.1	0.37	0.04	26.0
⑤	2.5	0.5	1.25	3.45	4.31	14.88	0.65
⑥	2.5	0.5	1.25	- 3.25	- 4.06	13.20	0.65
Total			24.26		- 15.57	358.24	53.3

$$I_0 = 411.54 \text{ m}^4$$

$$x = - 0.642$$

甲板より 5.64 m

船底より 4.36 m

$$I' = 401.5$$

$$2 I' = 803.00 \text{ m}^4$$

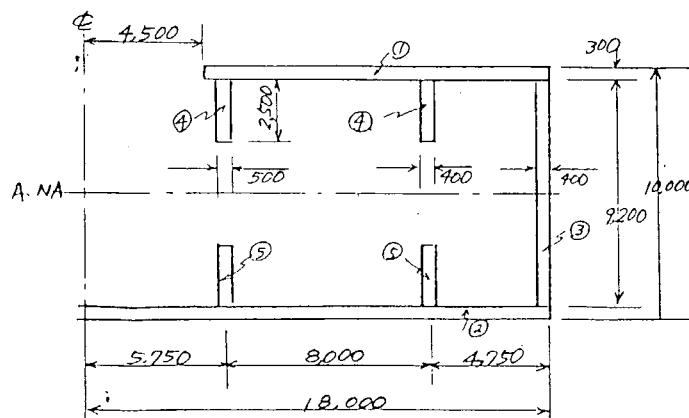
$$\text{断面係数 : } Z_T \equiv 2 I' / 5.64 = 142.38 \text{ m}^3$$

$$Z_B = 2 I' / 4.36 = 184.17 \text{ m}^3$$

(ロ) 開口部 (F-F 断面)

表 2.3.13 断面定数算定表 (F-F 断面)

(単位 t - m)



No	b	t	A	y	A · y	A · y ²	I
①	13.5	0.3	4.05	4.85	19.64	95.27	
②	18	0.5	9	-4.75	-42.75	203.06	
③	9.2	0.4	3.68	0.1	0.37	0.04	25.96
④	2.5	0.4 + 0.5	2.25	3.45	7.76	26.78	1.17
⑤	2.5	0.4 + 0.5	2.25	-3.25	-7.31	23.77	1.17
Total			21.23		-22.29	348.92	28.3

$$I_o = 377.22 \quad x = -1.05$$

甲板より 6.05 m 船底より 3.95 m

$$I' = 353.81 \quad 2I' = 707.62$$

$$\text{断面係数: } Z_T = 2I'/6.05 = 116.96 \text{ m}^3$$

$$Z_B = 2I'/3.95 = 179.14 \text{ m}^3$$

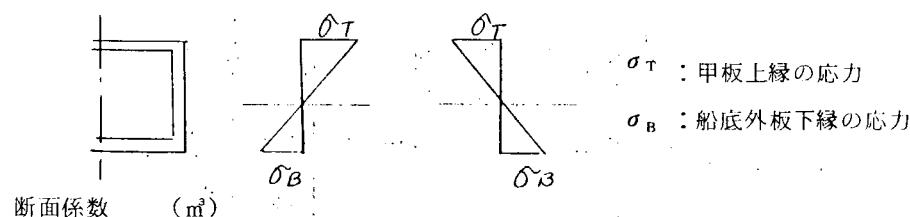
(ii) 縦曲げにより発生する応力

(1) 甲板、船底外板に発生する応力, σ_T , σ_B

$$\sigma = \frac{M}{I} y$$

表 2.3.14 縦曲げにより発生する応力

断面	状 態		$\pm M$ (t-m)	$\pm \sigma_T$ (kg/cm ²)	$\pm \sigma_B$ (kg/cm ²)
E E 断面(一般部)	U L S	Ordinary	23,840 -27,740	-16.74 +19.48	+12.94 -15.06
		Extreme	42,860 -45,860	-30.10 +32.21	+23.27 -24.90
	S L S	$\sigma_{sa} = 0.8 \sigma_{sy}$	33,200 -36,200	-23.32 +25.42	+18.03 -19.66
F F 断面(開口部)	U L S	Ordinary	23,840 -27,740	-20.38 +23.72	+13.31 -15.49
		Extreme	42,860 -45,860	-36.65 +39.21	+23.93 -25.60
	S L S	$\sigma_{sa} = 0.8 \sigma_{sy}$	33,200 -36,200	-28.39 +30.95	+18.53 -20.21



	甲 板	船 底
一般部	142.38	184.17
開口部	116.96	179.14

(ロ) 船底外板、甲板、船側外板及び縦通隔壁に発生する応力のモーメント及び軸力への換算

船底外板（E-E断面）に発生する応力は

$$\sigma_{B\text{上}} = \frac{N_1}{A_B} - \frac{M_1}{I_B} y_B \quad \dots\dots \text{①}, \quad \sigma_{B\text{下}} = \frac{N_1}{A_B} + \frac{M_1}{I_B} y_B \quad \dots\dots \text{②}$$

①、②を解き次式よりモーメント及び軸力を換算する。

$$M_1 = \frac{I_B}{2y_B} (\sigma_{B\text{下}} - \sigma_{B\text{上}}), \quad N_1 = \frac{A_B}{2} (\sigma_{B\text{下}} + \sigma_{B\text{上}})$$

$$I_T = 0.0023 \text{ m}^4$$

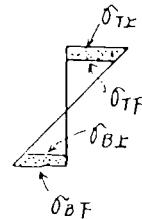
$$A_T = 0.3 \text{ m}^2$$

$$y_T = 0.15 \text{ m}$$

$$I_B = 0.0104 \text{ m}^4$$

$$A_B = 0.5 \text{ m}^2$$

$$y_B = 0.25 \text{ m}$$



同様にして甲板、F-F断面についても求めた。なお船側外板、縦通隔壁の軸力は、船底外板と同じ値を用いることとし、船底外板、縦通隔壁にはサグ、ホグによる曲げモーメントは発生しない。

表 2.3.15 船底外板、甲板に発生するモーメント及び軸力（1m幅当たり）

引張応力、引張軸力 (-)

断面	状態	検討箇所	$\sigma_{T\text{上}} \cdot \sigma_{B\text{下}}$ (kg/cm ²)	$\sigma_{T\text{下}} \cdot \sigma_{B\text{上}}$ (kg/cm ²)	$\pm M_1$ (T-m)	N ₁ (T)
E-E 断面	ULS	Ordinary 甲板	-16.7 +19.5	-15.8 +18.5		-48.8 +57.0
			+12.9 -15.1	+11.4 -13.4		+60.8 -71.3
	Extreme 甲板	-30.1 +32.2	-28.5 +30.5	微量	-87.9 +94.1	
		船底外板	+23.3 -24.9	+20.6 -22.0	微量	+109.8 -117.3
	SLS $\sigma_{sa} = 0.8 \sigma_{sy}$	甲板	-23.3 +25.4	-22.0 +24.0	微量	-67.8 +74.1
		船底外板	+18.0 -19.7	+15.8 -17.4	微量	+84.3 -92.8
F-F 断面	ULS	Ordinary 甲板	-20.4 +23.7	-19.4 +22.5	微量	-59.7 +69.3
			+13.3 -15.5	+11.6 -13.5	微量	+62.3 -72.5
	Extreme 甲板	-36.7 +39.2	-34.9 +37.3	微量	-107.4 +114.8	
		船底外板	+23.9 -25.6	+20.9 -22.4	微量	+112.0 -120.0
	SLS $\sigma_{sa} = 0.8 \sigma_{sy}$	甲板	-28.4 +31.0	-26.8 +29.5	微量	-82.5 +90.8
		船底外板	+18.5 -20.2	+16.1 -17.6	微量	+86.3 -94.5

(ハ) 船底外板、甲板に発生するせん断応力のせん断力への換算

以下の式によって与えられるせん断応力を積分することにより船底外板、甲板に作用するせん断応力を求めた。

船底外板、甲板に作用するせん断応力を求めた。船側外板、縦通隔壁については分布荷重により発生する面外せん断力が縦曲げにより発生するせん断力と方向が異なるので、換算を行わなかった。

$$\circ E-E\text{断面} \quad \tau_T = \frac{Q \times 60.5}{803 \times 36} \quad \tau_B = \frac{Q \times 78.5}{803 \times 36}$$

$$F - F \text{ 断面 } \quad \tau_T = \frac{Q \times 49}{708 \times 27} \quad \tau_B = \frac{Q \times 71.1}{708 \times 36}$$

表 2.3.16 船底外板、甲板に作用するせん断応力

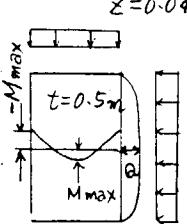
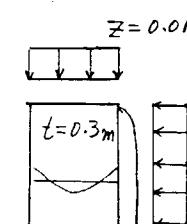
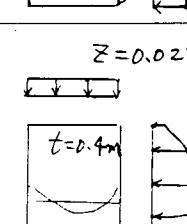
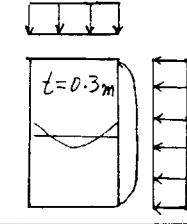
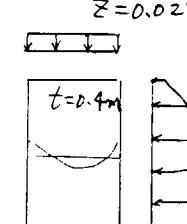
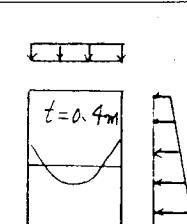
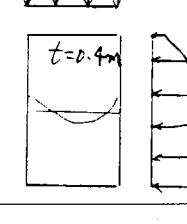
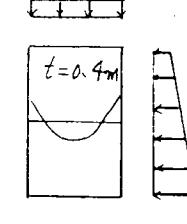
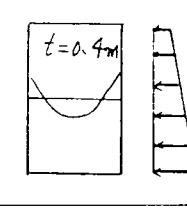
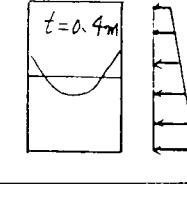
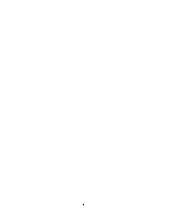
断面	状 態		Q (ton)	検討箇所	τ_T, τ_B (kg / cm ²)	$Q_1 = \sum \tau$ (kg / cm ²)
E — E 断面	U L S	Ordinary	1,335	甲 板	0.279	0.084
				船底外板	0.363	0.018
	E x treme	2,055	1,650	甲 板	0.430	0.013
				船底外板	0.558	0.028
	S L S	$\sigma_{sa} = 0.8 \sigma_{sy}$	1,650	甲 板	0.345	0.010
				船底外板	0.448	0.022
F — F 断面	U L S	Ordinary	1,335	甲 板	0.342	0.010
				船底外板	0.372	0.019
	E x treme	2,055	1,650	甲 板	0.527	0.016
				船底外板	0.573	0.029
	S L S	$\sigma_{sa} = 0.8 \sigma_{sy}$	1,650	甲 板	0.423	0.013
				船底外板	0.460	0.023

しかし、ここで求められたせん断応力は、材料（コンクリート）の強度に比し、極めて小さいので、以降の検討では無視する。

(b) 局部断面力の算定

(3), (b)より求めた荷重組合せより、局部断面力を算定した。以下に断面力を示す。表中の括弧内は、応力(kg/cm^2)である。

表 2.3.17 局 部 断 面 力

断面	状 態		モ デ ル	M_{\max} ($t \cdot m$)	$-M_{\max}$ ($t \cdot m$)	Q (t / m)
船 底 外 板	U L S	Ordinary		7.45	11.45	17.93
		Extreme		7.85	12.06	18.89
	S L S	$\sigma_{sa} = 0.8 \sigma_{sy}$		7.04 (16.75)	10.82 (25.76)	16.95 (3.34)
甲 板	U L S	Ordinary		3.42	5.26	8.24
		Extreme		4.26	6.54	10.25
	S L S	$\sigma_{sa} = 0.8 \sigma_{sy}$		3.65 (24.33)	5.61 (37.40)	8.78 (2.93)
船 側 外 板	U L S	Ordinary		4.96	9.84	16.81
		Extreme		7.21	11.54	18.37
	S L S	$\sigma_{sa} = 0.8 \sigma_{sy}$		5.81 (21.52)	9.92 (36.74)	16.15 (4.04)
縦 通 隔 壁	U L S	Ordinary		6.19	14.92	26.27
		Extreme		4.77	11.47	20.57
	S L S	$\sigma_{sa} = 0.8 \sigma_{sy}$		4.77 (17.67)	11.47 (42.48)	20.57 (5.14)

しかし、ここで求められたせん断応力は材料の強度に比し、極めて小さいので、以降の検討では無視する。

(5) 部材強度の検討

(a) 全体縦強度部材の検討

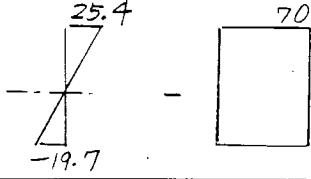
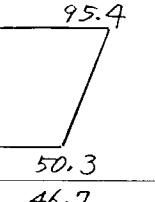
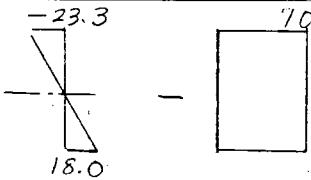
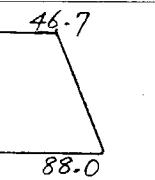
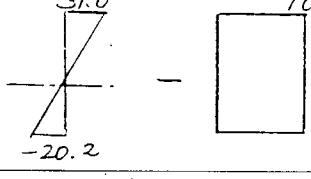
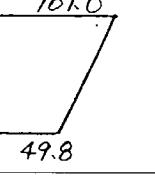
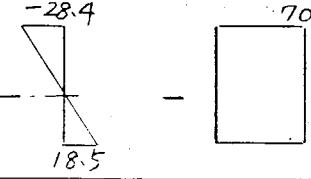
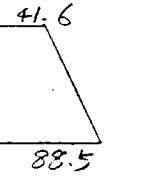
縦強度の検討は、まずSLS状態でフルプレストレスとなるように有効プレストレス力及びケーブル本数を求め、これを用いてULS耐力のチェックを行った。

(i) SLSの検討

(イ) フルプレストレスに対する検討

次表に縦曲げに対する全体断面応力を示す。これより有効プレストレスを70kg/cm²導入することにより全断面フルプレストレス状態であると言える。

表 2.3.18 縦曲げによる応力の重ね合わせ

		単位 (kg/cm ²)			
		サギング	70	ホロギング	
E-E 断面	サギング		-19.7	= 	25.4 50.3 95.4
	ホロギング		18.0	= 	-23.3 46.7 88.0
F-F 断面	サギング		-20.2	= 	31.0 49.8 101.0
	ホロギング		18.5	= 	-28.4 41.6 88.5

これよりF-F断面の方が危険側であるため、以下の検討は、F-F断面についてのみ行う。

(ロ) ケーブル本数の決定

F-F断面について検討を行った。

$$n = \frac{\sigma_{ce} \cdot A_c}{P_e}$$

n : ケーブル本数

σ_{ce} : プレストレス応力 (ton/m²)

A_c : 有効断面積 (42.5 m²)

P_e : 有効緊張力 = $f_e \cdot f_c \cdot f_{pa}$

ここで有効緊張力 P_e は、次の3条件を考慮して決定した。

① 摩擦による緊張力の減少率 f_e

$$f_e = e^{-(\mu\alpha + \lambda x)}$$

$$\mu, \alpha = 0 \quad \lambda = 41.5 \text{ m} \quad x = 0.004$$

$$f_e = e^{-41.5 \times 0.004} = 0.85$$

② クリープ、乾燥収縮、リラクゼーションによる減少 f_c
 $f_c = 0.85$ と仮定する。

③ PC鋼材の緊張直後の許容引張力 f_{pa}

$$f_{pa} = 0.85 f_{py}, \quad f_{py} = 190.8 \text{ ton}$$

これより有効繁張力 P_e は、

$$P_e = 0.85 \times 0.85 \times 0.85 \times 190.8 = 117.1 \text{ ton / 本}$$

従って必要なケーブル本数 n は、

$$n = \frac{700 \times 42.5}{117.1} \approx 254 \text{ 本} \quad \text{となる。}$$

(ii) ULS の検討

(1) 曲げ耐力 M_R の算定

全体部材の曲げ耐力 M_R は、2.3.1.(8),(a)に示す方法を用いて計算する。検討断面は、2.3.2.(1)のF-F断面を用いることとする。

表2.3.19に全体部材の設計曲げモーメント M_{fd} と、曲げ耐力 M_R の比較を示す。

計算結果より曲げ耐力がモーメントより大きく安全である。

表2.3.19 全体部材の設計曲げモーメントと曲げ耐力の比較

曲げ耐力 M_R (t・m)	設計曲げモーメント M_{fd} (*1) (t・m)
102,000 (o.k.)	45,860 (状態 Extreme)

* 1) 設計曲げモーメントは、2.3.2.(3)(a)より最も厳しいケースを選択した。

(口) せん断耐力の算定

せん断耐力は、2.3.1(8)(b)に示す計算法を用いて求める。

検討断面は、図2.3.8に示すモデルとする。表2.3.20にせん断耐力と設計せん断力の比較を示す。

計算結果より、せん断耐力が設計せん断力より大きく安全である。

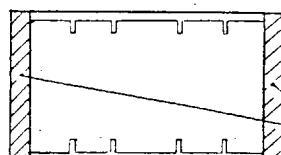


図2.3.7 F-F断面

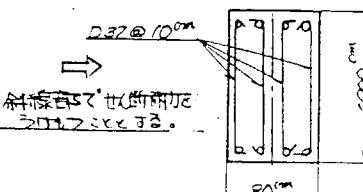


図2.3.8 解析モデル

表 2.3.20 全体部材のせん断耐力と設計せん断力の比較

せん断補強筋のチェック		せん断耐力 V_r (t)				設計せん断力 Q (t) *4)
せん断鉄筋量	最小せん断 鉄筋量	V_{cr} *1) (t)	V_{pr} *2) (t)	V_{sr} *3) (t)	$V_r = V_{cr} + V_{pr} + V_{sr}$	
cm ² 31.8 > o.k. (D32@10cm)	cm ² 1.23	418	1820	10784	5200 > (o. k.)	2055
			831 *5)		5200 *6)	

* 1) V_{cr} の計算式⑨でフルプレストレス部材の最小主鉄筋量 A_s は今回「C E B—F I P」より 0.1% と仮定する。

* 2) せん断スパン (M_{fd} / V_{fd}) は、今回は船長の $1/2$ ($= M_{fd} / V_{fd} \approx 45$) とする。

* 3) せん断補強筋は、船側外板の主鉄筋が全断面有効に働くものと考える。(2.3.3(5)参照)

* 4) 2.3.2(3)(a)より最も厳しいケースを選択した。

* 5) $V_{cr} + V_{pr}$ の上限値 ($= \frac{0.25 \sqrt{\sigma_{ck}}}{\sigma_{mc}} \cdot b \cdot d + 2 N_{fd}$)

* 6) V_r の上限値 ($= 0.25 \sigma_{cd} \cdot b \cdot d$)

(b) 局部強度部材の検討

(i) 検討断面

F—F 断面で船底外板、甲板、縦通隔壁、船底外板についての検討を行った。

(ii) S L S の検討

(イ) フルプレストレス

次表に検討部材の応力を示す。これより全部材フルプレストレス状態であるといえる。

表 2.3.21 局部応力の重ね合わせ

引張応力(-)

断面状態		縦曲げ	局部 プレストレス力 (kg / cm²)	応力 (kg / cm²)
船底 外板	ホギング		+ 70	111.9 87.3 62.7
	サギング		+ 70	78.2 51.1 24.0
甲板	ホギング		+ 70	4.2 42.4 80.6
	サギング		+ 70	63.6 100.3 136.9
船側 外板	ホギング		+ 70	125.2 88.5 51.8
	サギング		+ 70	86.5 49.8 13.1
縦通 隔壁	ホギング		+ 70	131.0 88.5 46.0
	サギング		+ 70	92.3 49.8 7.3

(口) PC鋼材の応力度チェック

表 2.3.21より、PC鋼材に働く引張力が最大となるのは、甲板のホギング状態である。従ってこの状態で応力のチェックを行った。

i) プレストレス力 70kg / cm²時に、PC鋼材に働く応力 σ_{p1}

$$\sigma_{p1} = (0.85)^3 \times \frac{190.8 \times 10^3}{11.845} = 9,892 \text{ kg / cm}^2$$

ii) 縦曲げ及び局部荷重により発生する応力 σ_{p2}

$$\sigma_{p2} = (70 - 39.8) \times \frac{2.0 \times 10^6}{3.5 \times 10^5} = 173 \text{ kg / cm}^2$$

iii) PC鋼材に働く最大応力 σ_p

$$\sigma_p = \sigma_{p1} + \sigma_{p2} = 9,892 + 173 = 10,065 \text{ kg / cm}^2 < 0.8 f_y$$

$$(\text{=} 12,886 \text{ kg / cm}^2)$$

(iii) ULSの検討

(1) 曲げ耐力の算定

各部材の曲げ耐力は、2.3.1(8)(a)に示す計算法により求める。

検討断面は、2.3.2(1)の断面形状とする。

計算結果は、表 2.3.22 に示す。この結果より、すべての部材の曲げ耐力は設計曲げモーメントより大きく安全である。

表 2.3.22 各部材の曲げ耐力及び設計断面力の比較

部 材		荷 重 状 態	曲げ耐力 M_R (t・m)	設 計 断 面 力 *1)	
				設計曲げモーメント M_{fd} (t・m)	軸 力 *2) N (t)
1	船 底 外 板	Ordinary	$60.4 > o.k.$	11.45	- 72.5
		Extreme	$57.9 > o.k.$	12.06	- 120.0
2	甲 板	Ordinary	$21.2 > o.k.$	5.26	- 59.7
		Extreme	$19.7 > o.k.$	6.54	- 107.4
3	船 側 外 板	Ordinary	$38.0 > o.k.$	9.84	- 72.5
		Extreme	$36.0 > o.k.$	11.54	- 120.0
4	縦 通 隔 壁	Ordinary	$38.0 > o.k.$	14.92	- 72.5
		Extreme	$36.0 > o.k.$	11.47	- 120

* 1) 設計曲げモーメントは、表 2.3.17 の値より最も厳しいケースを選択した。

* 2) 軸力は表 2.3.15 より、曲げ耐力 M_R が小さく算出される引張側の最大値を選択した。

(ロ) せん断耐力の算定

せん断耐力は、2.3.(8)(b) に示す計算式を用いて算定する。検討断面は、2.3.2(1) の断面を用いる。

表 2.3.23 に各部材のせん断耐力と設計せん断力の比較を示す。

計算結果より各部材のせん断耐力が設計せん断力より大きく安全である。

表 2.3.23 各部材の設計せん断力とせん断耐力の比較

部 材		せん断補強筋 せん断鉄筋量 (cm ²)	最小せん断鉄筋量 (cm ²)	せん断耐力 (t)			設計せん断力 Q (t)
				V _{cr} (t)	V _{pr} (t)	V _{sr} (t)	
1	船底外板 (D 13@20 cm)	6.34 > o.k. (D 13@20 cm)	0.153	27.2	43.5	44.1	89.9 > o.k.
				45.8 *2)			
				26.7		*3)	
2	甲 板 (D 13@20 cm)	6.34 > o.k. (D 13@20 cm)	0.153	17.1	45.0	22.0	46.5 > o.k.
				24.5 *2)			
				13.3		*3)	
3	船 側 外 板 (D 13@20 cm)	6.34 > o.k. (D 13@20 cm)	0.153	22.7	28.0	33.0	68.1 > o.k.
				35.1 *2)			
				20.0		*3)	
4	縦 通 隔 壁 (D 13@20 cm)	> o.k. (D 13@20 cm)	0.153	22.7	29.5	33.0	68.1 > o.k.
				35.1 *2)			
				20.0		*3)	

* 1) 20cm幅当りのせん断鉄筋量

$$* 2) V_{cr} + V_{pr} の上限値 (= \frac{0.25\sqrt{\sigma_{ck}}}{\sigma_{mc}} \cdot b \cdot d + 2N_{fd})$$

* 3) $V_{cr} + V_{pr} + V_{sr}$ の上限値 ($V_{rmax} = 0.25 \sigma_{cd} - b \cdot d$)

* 4) 設計せん断力は、2.3.2(4), (b)の最も厳しいケースを選択した。

2.3.3 横強度部材の検討

(1) 強度検討箇所

代表的断面として、縦強度の場合と同様に図2.1.2のE一断面とF一断面を選び平面骨組にモデル化して検討した。

(2) 荷重条件

2.2.3 設計荷重に示した曳航、操業、水圧試験の3状態について解析した。これを図2.3.9に示す。

曳航時には、船側タンクは空載、操業時には空載あるいは満載、水圧試験時には満載とした。

(3) 荷重組合せ

DnV規則に従って、次のような荷重の組合せについて検討を行った。

表2.3.24 ULS荷重組合せ

状 態			荷重組合せ
曳 航 状 態	船側タンク空載	Ordinary	1.3(P+L)+0.7E
		Extreme	1.0(P+L)+1.3E
操 業 状 態	船側タンク空載	Ordinary	1.3(P+L)+0.7E'
		Extreme	1.0(P+L)+1.3E'
	船側タンク満載	Ordinary	1.3(P+L)+0.7E'
		Extreme	1.0(P+L)+1.3E'

表2.3.25 SLS荷重組合せ

状 態			荷重組合せ
曳 航 状 態	船側タンク空載		1.0(P+L)+0.5E
水圧試験状態	船側タンク満載		1.0(P+L)
操 業 状 態	船側タンク空載		1.0(P+L)+0.5E'
			1.0(P+L)+E'
	船側タンク満載		1.0(P+L)+0.5E'
			1.0(P+L)+E'

P : 永久荷重 = $P_1 + P_2 + P_3$

L : 活荷重 = $L_1 + L_2 + L_3 + L_4$

E : 環境荷重

E' : E / 2

(4) 断面力の算定

(a) 計算のモデル化

本船の構造方式は、外板を桁板で支え、又桁板を隔壁や外板で支える方法であり、通常の鋼製タンカーと類似した構造様式である。従って横強度検討も同様の考え方で行えると思われる所以、こゝではタンカーの横強度解析に用いられる平面骨組にモデル化して検討した。

(i) 計算モデル

図 2.3.10, 2.3.11にそれぞれE一断面, F一断面の計算モデルを示すが、部材同士の結合部は太実線で表わす剛体に置換した。境界条件は中心線で対称条件を用い船側外板で上下方向支持とし、その反力を船側外板に一様に分布させた。

(ii) 各部材の断面性能

表 2.3.26に部材断面性能を示す。

こゝで有効幅はスパンの30%を目安としている。

A : 断面積

A_s : せん断有効面積

I : 断面2次モーメント

Z : 断面係数

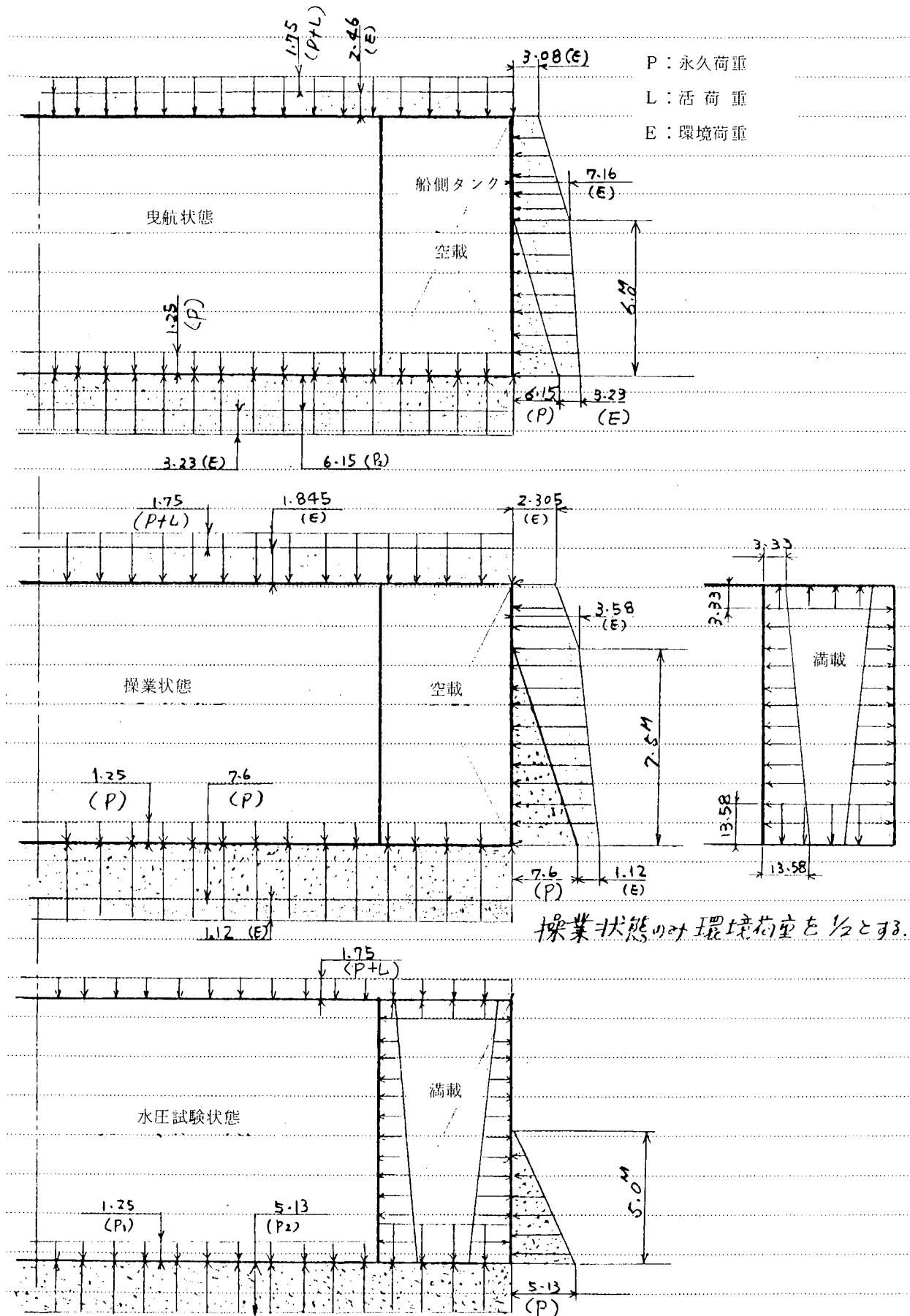


図 2.3.9 荷重条件

モ デ ル 1 (E ~ E 断面)

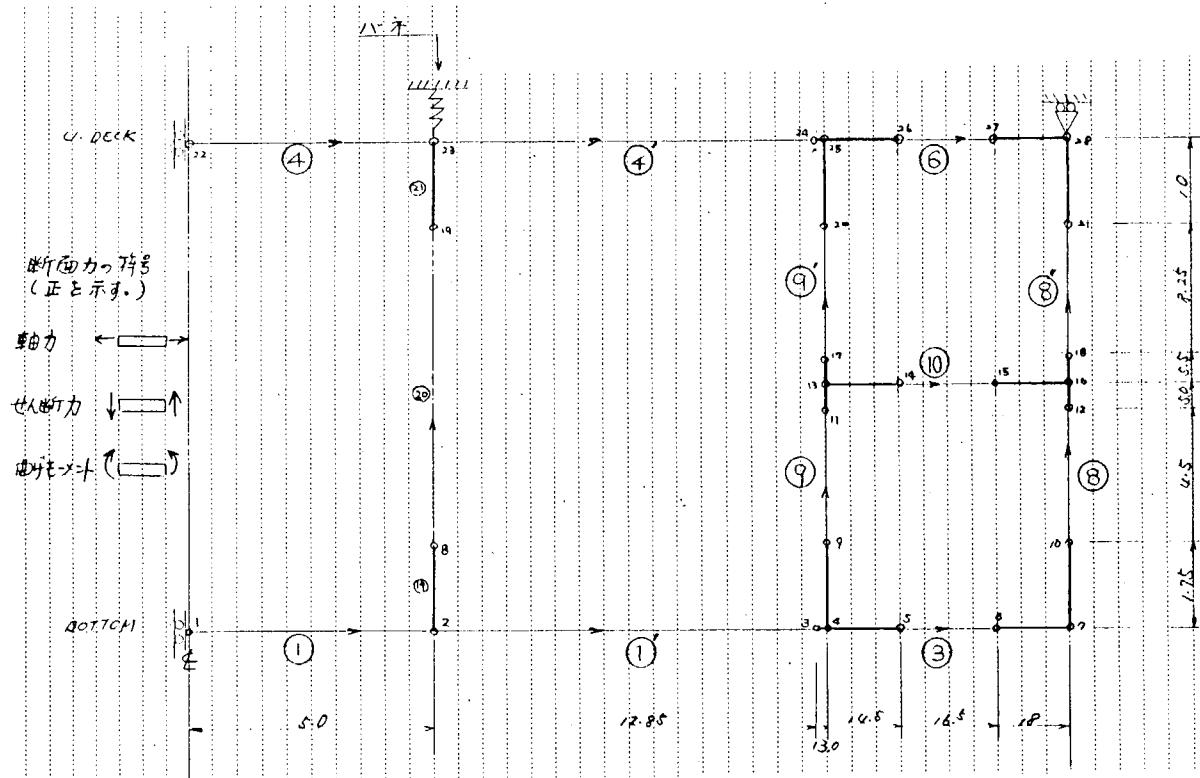


図 2.3.10 計算モデル (1)

モ デ ル 2 (F ~ F 断面)

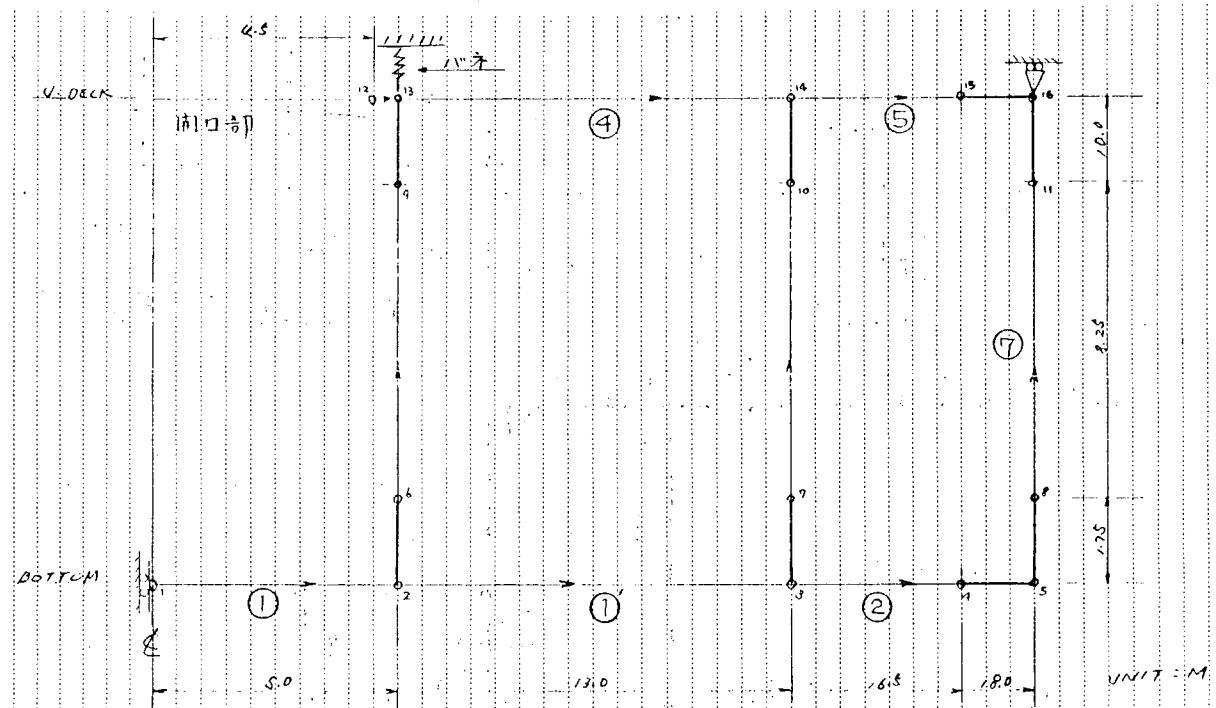
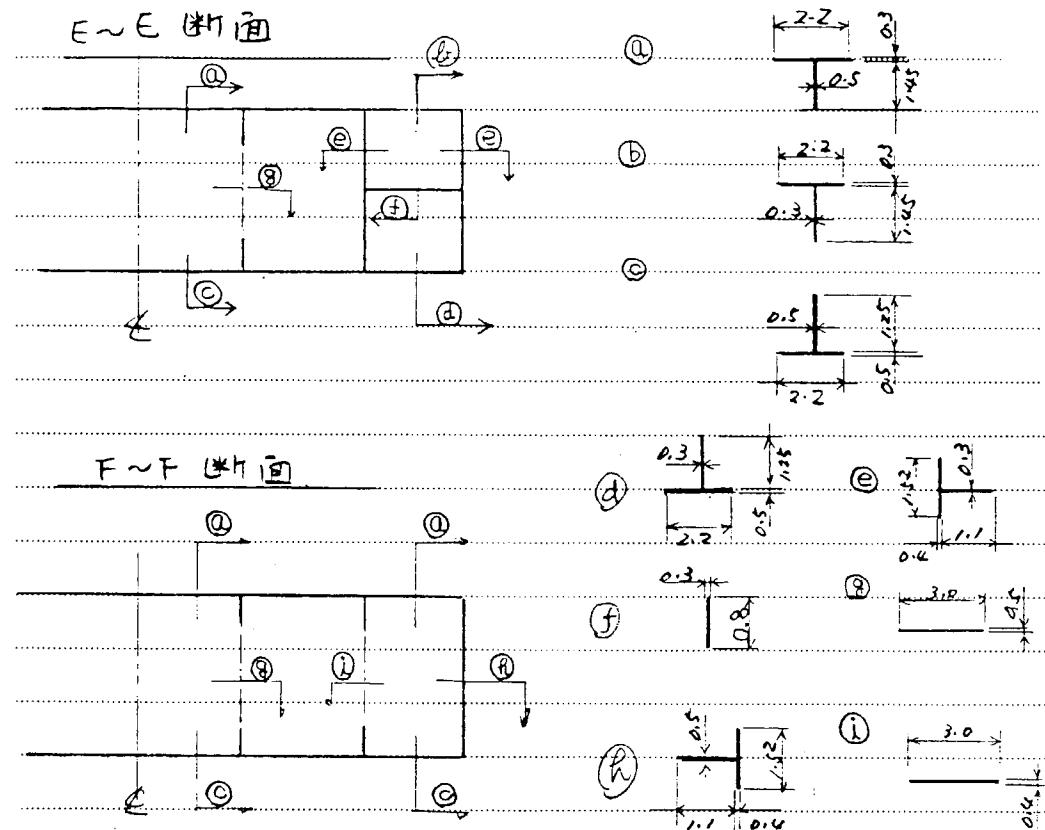


図 2.3.11 計算モデル (2)

表 2.3.26 各部材断面性能（コンクリートのみ）



$$\begin{aligned} \textcircled{a} \quad A &= 1.385 \text{ m}^2 \\ A_s &= 0.725 \text{ m}^2 \\ I &= 0.3916 \text{ m}^4 \\ Z &= 0.3429 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \textcircled{d} \quad A &= 1.475 \text{ m}^2 \\ A_s &= 0.375 \text{ m}^2 \\ I &= 0.4967 \text{ m}^4 \\ Z &= 0.4954 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

$$\textcircled{g} \quad A = 1.5 \text{ m}^2$$

$$\begin{aligned} \textcircled{b} \quad A &= 1.095 \text{ m}^2 \\ A_s &= 0.435 \text{ m}^2 \\ I &= 0.277 \text{ m}^4 \\ Z &= 0.2212 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \textcircled{e} \quad A &= 0.938 \text{ m}^2 \\ A_s &= 0.33 \text{ m}^2 \\ I &= 0.1536 \text{ m}^4 \\ Z &= 0.1482 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \textcircled{h} \quad A &= 1.158 \text{ m}^2 \\ A_s &= 0.55 \text{ m}^2 \\ I &= 0.2179 \text{ m}^4 \\ Z &= 0.2309 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

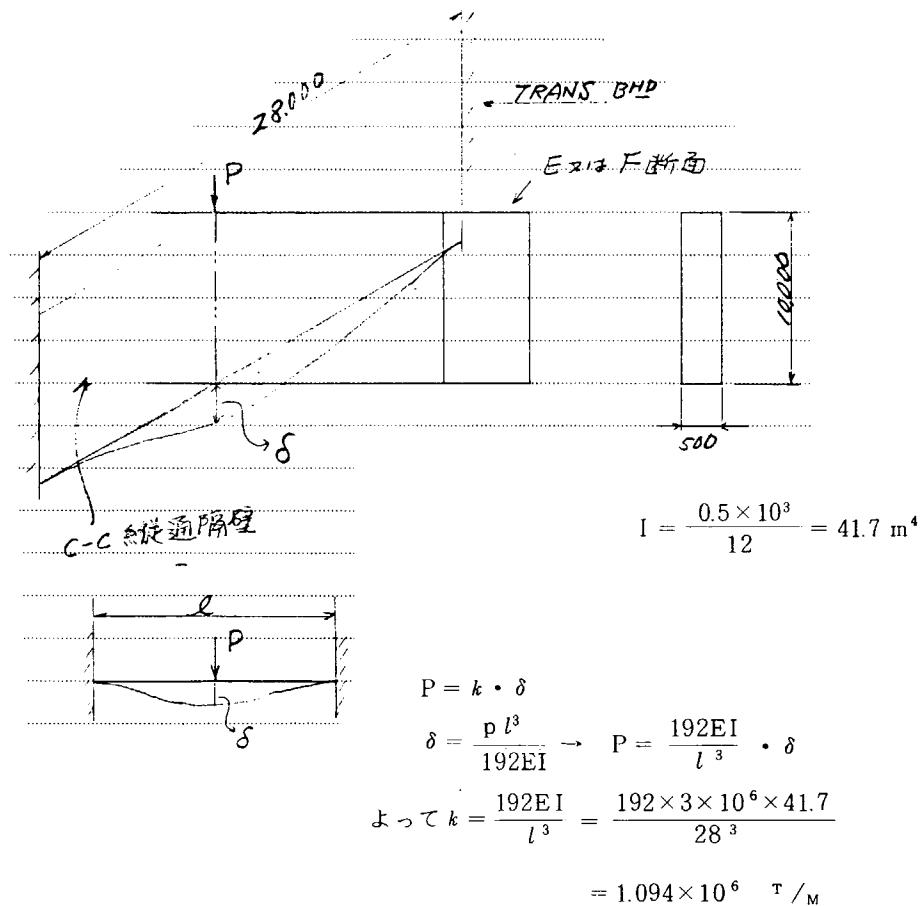
$$\begin{aligned} \textcircled{c} \quad A &= 1.725 \text{ m}^2 \\ A_s &= 0.625 \text{ m}^2 \\ I &= 0.6203 \text{ m}^4 \\ Z &= 0.5243 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \textcircled{f} \quad A &= 0.3 \text{ m}^2 \\ A_s &= 0.3 \text{ m}^2 \\ I &= 0.025 \text{ m}^4 \\ Z &= 0.05 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

$$\textcircled{i} \quad A = 1.2 \text{ m}^2$$

(iii) 縦通隔壁のバネ定数

図2.1.2のC-C縦通隔壁によってE-, F-断面が、バネ支持されていると考えられる。このバネ定数を次のようにして求めた。



実際にはC-C隔壁には大きな開口があるので有効率は1より小さい。計算には上記の1/10を用いた。

(b) 使用プログラム

コンピュータによる解析プログラムはICES-STRUDEL IIを用いた。

(c) 計算結果

表2.3.27及び表2.3.28に、その計算結果を示す。

(5) 部材強度の検討

(a) SLSの検討

SLSの検討は、最小鉄筋量及び鉄筋応力の2項目について検討を行なう。検討結果は表2.3.30(a)(b)に示す。計算結果より設計応力が許容値より小さく安全である。

(i) 最小鉄筋量のチェック

部材断面内に良好なクラックの分布を得るために鉄筋量を次式の値以上とする。

$$A_s = \frac{\sigma_{tm}}{\sigma_{sd}} b d_e$$

ここに、 σ_{tm} ：コンクリートの平均引張強度

σ_{sd} ：鉄筋の設計引張降伏強度

d_e ：有効引張領域 = $1.5 C_o + 10\phi$

ただし、 $0.2 h < d_e < 0.5 (h - x)$

C_o ：鉄筋のかぶり

ϕ ; 鉄筋径

h ; 断面の全高

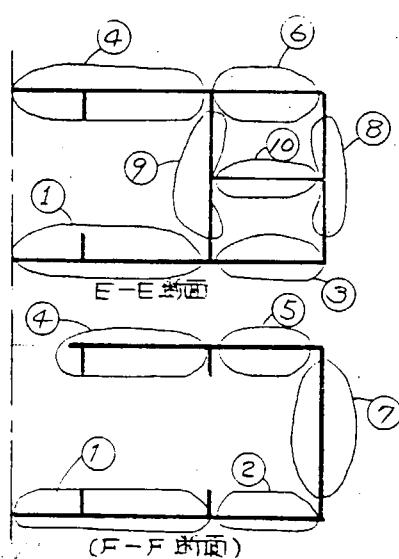
x ; 断面の圧縮領域の高さ

(ii) 応力のチェック

各部材の鉄筋の許容応力は以下に示す値とする。

表 2.3.29 鉄筋の応力チェック

荷重状態	荷重組合せ	鉄筋の許容応力 σ_s (kg/cm ²)	検討部材
Towing	1.0 (P + L) + 0.5 E	1220	1 ~ 10
Tank test	1.0 (P + L) + 0.5 E	1590	1 ~ 10
Operating	Empty (E' = $\frac{1}{2}$ E)	1020	1, 2, 3, 7, 8, 9, 10
		1220	4, 5, 6,
	1.0 (P + L) + 1.0 E'	3200	1 ~ 10
	Full (E' = $\frac{1}{2}$ E)	1020	1, 2, 3, 7, 8, 9, 10
		1220	4, 5, 6,
	1.0 (P + L) + 1.0 E'	0.8 σ_{by}	1 ~ 10



- | | |
|-----------|----------|
| ① 船底横桁 | (F-F 断面) |
| ② " | (F-F '') |
| ③ " | (E-E '') |
| ④ 甲板 | (F-F '') |
| ⑤ " | (F-F '') |
| ⑥ " | (E-E '') |
| ⑦ 船側外板 | (F-F '') |
| ⑧ " | (E-E '') |
| ⑨ 縦通隔壁付横桁 | (E-E '') |
| ⑩ 支材 | (E-E '') |

図 2.3.12

(b) ULS の検討

曲げ耐力は、2.3.1(g)(a)に示す方法を用いて算定する。

計算結果は、表 2.3.31(a)(b)に示す。この計算結果より各部材の曲げ耐力は、設計曲げモーメントより大きく安全である。

(ii) せん断耐力の算定

せん断耐力は、2.3.1(g)(b)に示す計算式を用いて算定する。

但し、横方向にPCを導入しないので $V_{Pr} = 0$ とする。計算結果は、表 2.3.31(a), (b)に示す。この計算結果より、各部材のせん断耐力は、設計せん断力より大きく安全である。

(c) 横強度部材の配筋

図 2.3.13に本検討で求められた最小必要鉄筋量を示した。但し実際の配筋は本結果をベースに施工面から決められるもので本図が実際の配筋を示してはいない。

2.3.4 問題点及び今後の検討課題

1) 残された作業項目

今回の検討では、概略設計のレベルで検討したため下記項目が残っている。

- a) Heel condition の検討（今回はUpright condition を検討）
- b) 主要荷重以外の荷重を考慮した検討
- c) 横方向プレストレス導入の必要性についての検討
- d) 横曲げ、ねじりの検討

2) 今後の問題点及び検討課題

設計基準として、下記項目についての考え方を決める必要がある。

- a) NKの解説に示されている、荷重変動分を二乗平均値として重ね合わせるという考え方を限界状態設計法にとり入れるか否か。
- b) 局部断面力と全体断面力を全て重ね合わせる必要があるか否か。
- c) 今回の検討では使用限界状態でフルプレストレス（I種—NKバージ基準）としたが、ある程度のひびわれを許容したII種、III種の考え方を採用するか否か。
- d) 部材の有効幅をULSにおいては、どこまで考えればよいか。
- e) 全体縦強度検討におけるせん断耐力の算定にて、 V_{Pr} （軸力及びプレストレス力によるせん断耐力；式⑬参照）のせん断スパンをどう考えるか。

表 2.3.27 横強度部材の部材断面力計算結果(1/2) E ~ E 断面

		MEM			(1)			(1')			(3)		
		AXIAL ^(T) (軸力)			287			285			187		
		SHEAR ^(T) (剪断力)			173			167			113		
		BENDING ^(T-M) (曲げモーメント)			-335	-227	17	88	-54	336	35	96	192
		OPERATING			OPERATING	TOWING	EMPTY	AXIAL	272		26		
		EMPTY			SHEAR		FULL	SHEAR	183		64		
		EMPTY			BENDING		FULL	BENDING	-386	-272	71	37	130
		OPERATING			AXIAL		EMPTY	AXIAL	311		199		
		EMPTY			SHEAR		FULL	SHEAR	183		122		
		EMPTY			BENDING		EMPTY	BENDING	-377	-262	81	40	210
		部材位置			始 点	中間点	終 点	始 点	中間点	終 点	始 点	中間点	終 点
		ULS											
		1.0(P+L)+1.3E'(OPERATING)											
		1.0(P+L)+1.3E'(OPERATING)											
		TANK TEST											
		TANK			OPERATING	TOWING	EMPTY	AXIAL	316		209		
		EMPTY			SHEAR		FULL	SHEAR	182		127		
		EMPTY			BENDING		EMPTY	BENDING	-330	-216	125	30	212
		TOWING			AXIAL		FULL	AXIAL	218		(-4)		
		EMPTY			SHEAR		EMPTY	SHEAR	158		54		
		EMPTY			BENDING		FULL	BENDING	-300	-201	95	27	88
		OPERATING			AXIAL		EMPTY	AXIAL	256		169		
		EMPTY			SHEAR		FULL	SHEAR	158		101		
		EMPTY			BENDING		EMPTY	BENDING	-290	-192	104	30	169
		TOWING			AXIAL		FULL	AXIAL	211		(- 10)		
		EMPTY			SHEAR		EMPTY	SHEAR	151		53		
		EMPTY			BENDING		FULL	BENDING	-299	-205	78	27	86
		OPERATING			AXIAL		EMPTY	AXIAL	249	2	163		
		EMPTY			SHEAR		FULL	SHEAR	151		98		
		EMPTY			BENDING		EMPTY	BENDING	-290	-196	88	30	166
		TOWING			AXIAL		FULL	AXIAL	68		(-102)		
		EMPTY			SHEAR		EMPTY	SHEAR	78		54		
		EMPTY			BENDING		FULL	BENDING	-161	-112	33	16	14
		SLS			AXIAL		EMPTY	AXIAL	216		141		
		EMPTY			SHEAR		EMPTY	SHEAR	130		85		
		EMPTY			BENDING		EMPTY	BENDING	-254	-172	72	27	144
		OPERATING			AXIAL		FULL	AXIAL	200		(- 21)		
		EMPTY			SHEAR		EMPTY	SHEAR	140		53		
		EMPTY			BENDING		FULL	BENDING	-300	-212	51	28	81
		TOWING			AXIAL		EMPTY	AXIAL	238		152		
		EMPTY			SHEAR		EMPTY	SHEAR	140		93		
		EMPTY			BENDING		EMPTY	BENDING	-290	-202	60	31	162

表 2.3.27 横強度部材の部材断面力計算結果 (%)

E ~ E 断面											
⑧			⑧'			④			④'		
123			107			(-47)			(-45)		
121			65			80			100		
132	-2	-80	46	-24	-62	-18	-68	-217	-225	44	68
(-39)			15	(-10)	(-53)				(-51)		
160			82			71			101		
240	50	-82	119	22	-50	-47	-92	-226	-236	49	114
127			107			(-91)			(-89)		
130			73			72			99		
149	2	-90	62	-23	-83	-48	-92	-226	-236	44	104
145			132			26			27		
137			72			99			112		
141	-10	-87	27	-38	-41	14	-48	-233	-240	49	33
(-26)			11			27			28		
139			66			83			98		
206	45	-62	90	20	-12	5	-46	-202	-209	48	49
115			103			(-11)			(-10)		
109			57			83			97		
115	-5	-69	33	-25	-45	5	-47	-202	-209	43	39
(-35)			3			4			5		
135			66			72			90		
206	47	-62	96	23	-19	-11	-56	-191	-198	44	65
108			95			(-34)			(-33)		
105			57			72			89		
115	-2	-69	39	-22	-52	-11	-56	-191	-198	39	54
(-97)			(-57)			(-17)			(-16)		
71			33			35			47		
139	53	-19	87	42	-2	-11	-33	-98	-102	26	47
92			80			(-39)			(-38)		
91			49			60			75		
100	-1	-60	36	-18	-48	-15	-52	-164	-170	33	53
(-52)			(-18)			(-35)			(-33)		
130			65			53			77		
205	51	-62	105	28	-32	-38	-72	-172	-180	38	92
97			81			(-73)			(-71)		
99			56			53			75		
114	2	-69	48	-17	-65	-39	-72	-122	-180	33	82

⑥			⑨			⑨'			⑩		
2			180			108			51		
56			98			47			72		
-25	23	56	181		-89	23	-42	-107	-76	-3	69
(-62)			108			45			-82)		
30			42			18			63		
48	77	105	55	-2	-59	-55	-80	-106	-67	-4	59
(-24)			195			108			45		
72			110			65			7		
-29	36	86	208	56	-95	39	-51	-141	-91	-4	82
53			176			109			81		
34			106			26			67		
20	4	8	184	39	-107	-3	-39	-74	-69	-3	64
(-16)			75			39			(-74)		
7			17			15			35		
57	55	50	2	-22	-46	-84	-64	-44	-37	-2	34
22			162			103			53		
42			86			32			59		
20	14	31	155	37	-81	10	-34	-99	-62	-3	57
(-32)			70			32			(-81)		
5			17			6			38		
56	61	64	4	-19	-42	-76	-66	-55	-41	-2	36
6			157			95			46		
47			85			39			62		
-21	19	45	157	39	-78	18	-36	-90	-65	-3	59
(-62)			4			(- 4)			(-122)		
8			33			16			9		
63	62	67	-81	-36	10	-70	-48	-25	-10	-1	7
(-1)			137			82			37		
44			74			37			55		
-19	19	45	137	35	-66	19	-32	-83	-58	-3	53
(-59)			62			19			(-94)		
19			16			4			43		
55	70	87	7	-15	-37	-63	-69	-75	-46	-3	41
(-20)			149			82			34		
56			85			51			67		
-23	28	68	160	44	-73	31	-40	-110	-70	-3	64

表 2.3.28 横強度部材の部材断面力計算結果

F ~ F 断面

		MEM	(1)			(1)'			(2)			
U L S	ULS	AXIAL (T) (軸力)	241			237			236			
		SHEAR (T) (せん断力)	173			168			131			
S L S	SLS	BENDING ^(T-M) (曲げモーメント)	-445	-337	-14	-28	-185	212	204	274	451	
		EMPTY	AXIAL	220								
U L S	ULS	SHEAR	183									
		BENDING	-477									
S L S	SLS	OPERATING	TOWING	EMPTY	FULL	AXIAL	220			217		
		EMPTY	FULL	AXIAL	183					133		
U L S	ULS	BENDING	-477	-363	-20	-24	-246	118	113	176	353	
		部材位置	始点	中間点	終点							
S L S	SLS	1.0 (P+L)+1.3E (TOWING)	1.3 (P+L)+0.7E (OPERATING)	1.0 (P+L)+1.3E (OPERATING)	1.3 (P+L)+0.7E (OPERATING)	AXIAL	342			331		
		EMPTY	FULL	AXIAL	182					166		
U L S	ULS	BENDING	-469	-355	-14	-53	-100	436	420	543	778	
		EMPTY	FULL	AXIAL								
S L S	SLS	SHEAR										
		BENDING										
U L S	ULS	OPERATING	TOWING	EMPTY	FULL	AXIAL	245			238		
		EMPTY	FULL	SHEAR	158					124		
S L S	SLS	BENDING	-404	-305	-9	-31	-131	275	265	338	507	
		EMPTY	FULL	AXIAL								
U L S	ULS	SHEAR										
		BENDING										
S L S	SLS	1.0 (P+L)+1.0E' (OPERATING)	1.0 (P+L) (TANK TEST)	1.0 (P+L)	1.0 (P+L) (OPERATING)	AXIAL						
		EMPTY	FULL	AXIAL								
U L S	ULS	SHEAR										
		BENDING										
S L S	SLS	OPERATING	TOWING	EMPTY	FULL	AXIAL	215			210		
		EMPTY	FULL	SHEAR	151					116		
U L S	ULS	BENDING	-389	-295	-12	-26	-154	203	195	258	414	
		EMPTY	FULL	AXIAL								
S L S	SLS	SHEAR										
		BENDING										
U L S	ULS	1.0 (P+L)+0.5E TOWING	1.0 (P+L)+0.5E' (OPERATING)	1.0 (P+L)+0.5E' (OPERATING)	1.0 (P+L)+0.5E (TOWING)	AXIAL	177			174		
		EMPTY	FULL	SHEAR	130					97		
S L S	SLS	BENDING	-336	-255	-10	-20	-144	149	144	194	325	
		EMPTY	FULL	AXIAL								
U L S	ULS	SHEAR										
		BENDING										
S L S	SLS	OPERATING	TOWING	EMPTY	FULL	AXIAL	165			164		
		EMPTY	FULL	SHEAR	140					101		
U L S	ULS	BENDING	-365	-278	-15	-18	-192	82	78	126	259	
		EMPTY	FULL	AXIAL								

			(4)			(5)			(7)		
0			3			5			149		
8			68			90			169		
0	0	-2	-19	94	-48	-56	78	163	333	-53	-189
0			1						151		
7			70						149		
0	0	-2	-8	54	-112	-117	18	110	274	-47	-147
0			8			11			182		
10			95			104			260		
0	1	-2	-43	177	80	65	217	309	551	-85	-330
0			5			7			141		
8			70			88			178		
0	-1	-2	-26	120	2	-7	121	199	366	-55	-216
0			3			5			131		
7			59			81			153		
0	0	-2	-18	90	-32	-39	79	154	305	-48	-175
0			2			3			111		
6			51			68			124		
0	0	-1	-13	67	-43	-49	52	116	241	-39	-136
0			1			1			115		
5			53			68			111		
0	0	-1	-5	38	-90	-94	9	79	203	-35	-108

表 2.3.30(a) 横強度部材の SLS の検討 (その 1)

部材	検討断面	*5) 荷重ケース	鉄筋の応力検討			最小必要量の検討 (鉄筋量 > 最小鉄筋量 cm ²)
			最大曲げモーメント M_{max} (t-m)	鉄筋応力 σ_s (kg/cm ²)	許容応力度 σ_s^* (kg/cm ²)	
① 船底横桁 (E-E断面) (F-F断面)	<p>25-D39 (As=285cm²)</p> <p>50</p> <p>D16@10</p> <p>150</p> <p>175</p> <p>1032@10cm (As=379.9cm²)</p> <p>220</p>	上側 鉄筋 TW TT OP1 OP2 下側 鉄筋 TW TT OP1 OP2	-336	902 <	1220	285.5 > 41.5
			-161	431 <	1590	
			-365	980 <	1020	
			-389	1044 <	3200	
			255	627 <	1220	
	<p>8-D25 (As=40.5cm²)</p> <p>50</p> <p>D16@10</p> <p>150</p> <p>175</p> <p>1029@10cm (As=282.6cm²)</p> <p>220</p>	上側 鉄筋 TW TT OP1 OP2 下側 鉄筋 TW TT OP1 OP2	—	—	1220	40.5 > 34.6
			—	—	1020	
			—	—	3200	
			325	976 <	1220	
			—	—	—	
③ 船底横桁 (E-E断面)	<p>6-D22 (As=23.2cm²)</p> <p>30</p> <p>D13@10</p> <p>150</p> <p>175</p> <p>1022@12cm (As=191.9cm²)</p> <p>220</p>	上側 鉄筋 TW TT OP1 OP2 下側 鉄筋 TW TT OP1 OP2	—	—	1220	23.2 > 19.7
			-14	342 <	1590	
			—	—	1020	
			—	—	3200	
			144	849 <	1220	
	<p>14-D25 (As=70.9cm²)</p> <p>50</p> <p>D13@10</p> <p>150</p> <p>175</p> <p>10-D32 (As=87.3cm²)</p> <p>220</p>	上側 鉄筋 TW TT OP1 OP2 下側 鉄筋 TW TT OP1 OP2	21	123 <	1590	70.9 > 34.6
			162	955 <	1020	
			166	978 <	3200	
			—	—	—	
			53	538 <	1220	
④ 甲板横桁 (E-E断面) (F-F断面)	<p>220</p> <p>D22@10cm (As=120.0cm²)</p> <p>150</p> <p>175</p> <p>1029@10cm (As=200.0cm²)</p> <p>220</p>	上側 鉄筋 TW TT OP1 OP2 下側 鉄筋 TW TT OP1 OP2	-170	817 <	1224	70.9 > 34.6
			-102	490 <	1590	
			-180	865 <	1220	
			-198	951 <	3200	
			53	538 <	1220	
	<p>14-D25 (As=70.9cm²)</p> <p>50</p> <p>D13@10</p> <p>150</p> <p>175</p> <p>10-D32 (As=87.3cm²)</p> <p>220</p>	上側 鉄筋 TW TT OP1 OP2 下側 鉄筋 TW TT OP1 OP2	47	477 <	1590	79.4 > 38.1
			92	933 <	1220	
			90	887 <	3200	
			—	—	—	
			—	—	—	
⑤ 甲板横桁 (F-F断面)	<p>220</p> <p>D16@10cm (As=87.3cm²)</p> <p>150</p> <p>175</p> <p>10-D32 (As=77.4cm²)</p> <p>220</p>	上側 鉄筋 TW TT OP1 OP2 下側 鉄筋 TW TT OP1 OP2	-99	938 <	1220	79.4 > 38.1
			—	—	1590	
			-94	844 <	1220	
			-39	349 <	3200	
			116	1054 <	1220	
	<p>10-D32 (As=77.4cm²)</p> <p>50</p> <p>D13@10</p> <p>150</p> <p>175</p>	上側 鉄筋 TW TT OP1 OP2 下側 鉄筋 TW TT OP1 OP2	79	718 <	1220	79.4 > 38.1
			154	1400 <	3200	
			—	—	—	
			—	—	—	
			—	—	—	

x1) M_{max} は、表 2.3.27 及び表 2.3.28 で最も厳しいケースを選択した。

x2) は、断面に支点荷重を示す。

x3) は Tank Test 荷重が加からない断面を示す。

x4) は鉄筋に引張応力が発生しない断面を示す。

x5) 記号は下記の表通り

ケース	荷重状態	荷重組合せ
TW	TOWING	1.0(P+L) + 0.5E
TT	TANK TEST	1.0(P+L)
OP1	OPERATING	1.0(P+L) + 0.5E'
OP2	"	1.0(P+L) + E'

表 2.3.30(b) 横強度部材の SLS の検討 (その 2)

部材	検討断面	荷重ケース	鉄筋の応力検討			最小必要量の検討 (鉄筋量 > 最小鉄筋量 cm^3)
			最大曲げ力 $\pm M_{\text{max}}$ ($\text{kgf}\cdot\text{m}$)	鉄筋応力 σ (kg/cm^2)	許容応力値 σ_s (kg/cm^2)	
⑥ 甲板横桁 (E-E断面)		上側	TW	-19	392 <	1220
		側面	TT	—	—	1590
		鉄筋	OP1	-23	462 <	1220
		鉄筋	OP2	-21	433 <	3200
		下側	TW	45	503 <	1220
		側面	TT	69	771 <	1590
		鉄筋	OP1	87	972 <	1220
		鉄筋	OP2	64	715 <	3200
		37.1 > 16.6				
⑦ 船側外板 (F-F断面)		上側	TW	-136	1034 <	1220
		側面	TT	—	—	1590
		鉄筋	OP1	-108	821 <	1020
		鉄筋	OP2	-178	1354 <	3200
		下側	TW	241	1030 <	1220
		側面	TT	—	—	1590
		鉄筋	OP1	203	868 <	1020
		鉄筋	OP2	305	1302 <	3200
		119.1 > 38.1				
⑧ 船側外板 (E-E断面)		上側	TW	-60	827 <	1220
		側面	TT	-19	262 <	1590
		鉄筋	OP1	-59	951 <	1020
		鉄筋	OP2	-69	951 <	3200
		下側	TW	100	742 <	1220
		側面	TT	139	615 <	1590
		鉄筋	OP1	205	908 <	1020
		鉄筋	OP2	206	912 <	3200
		63.5 > 22.9				
⑨ 従通隔壁付横桁 (E-E断面)		上側	TW	-83	717 <	1220
		側面	TT	-81	700 <	1590
		鉄筋	OP1	-110	951 <	1020
		鉄筋	OP2	-40	777 <	3200
		下側	TW	137	845 <	1220
		側面	TT	10	62 <	1590
		鉄筋	OP1	160	987 <	1020
		鉄筋	OP2	157	968 <	3200
		116.1 > 19.7				
⑩ 支材 (E-E断面)		上側	TW	-58	770 <	1224
		側面	TT	-10	132 <	1591
		鉄筋	OP1	-70	930 <	1020
		鉄筋	OP2	-65	863 <	3209
		下側	TW	53	773 <	1224
		側面	TT	7	102 <	1591
		鉄筋	OP1	67	934 <	1020
		鉄筋	OP2	59	860 <	3200
		103.0 > 25.0				

*1) $\pm M_{\text{max}}$ は表 2.3.27 及び表 2.3.28 で算出した値を示す。

*2) — は断面上に支配荷重を示す。

*3) — は Tank Test 荷重が加わらない面を示す。

*4) — は鉄筋に引張応力が発生しない面を示す。

K5) 配号は下記の通り

ケース	荷重状態	荷重組合せ
TW	TOWING	1.0(P+L) + 0.5E
TT	TANK TEST	1.0(P+L)
OP1	OPERATING	1.0(P+L) + 0.5E'
OP2	—	1.0(P+L) + E'

表 2.3.31(a) 横強度部材の ULS の検討 (その 1)

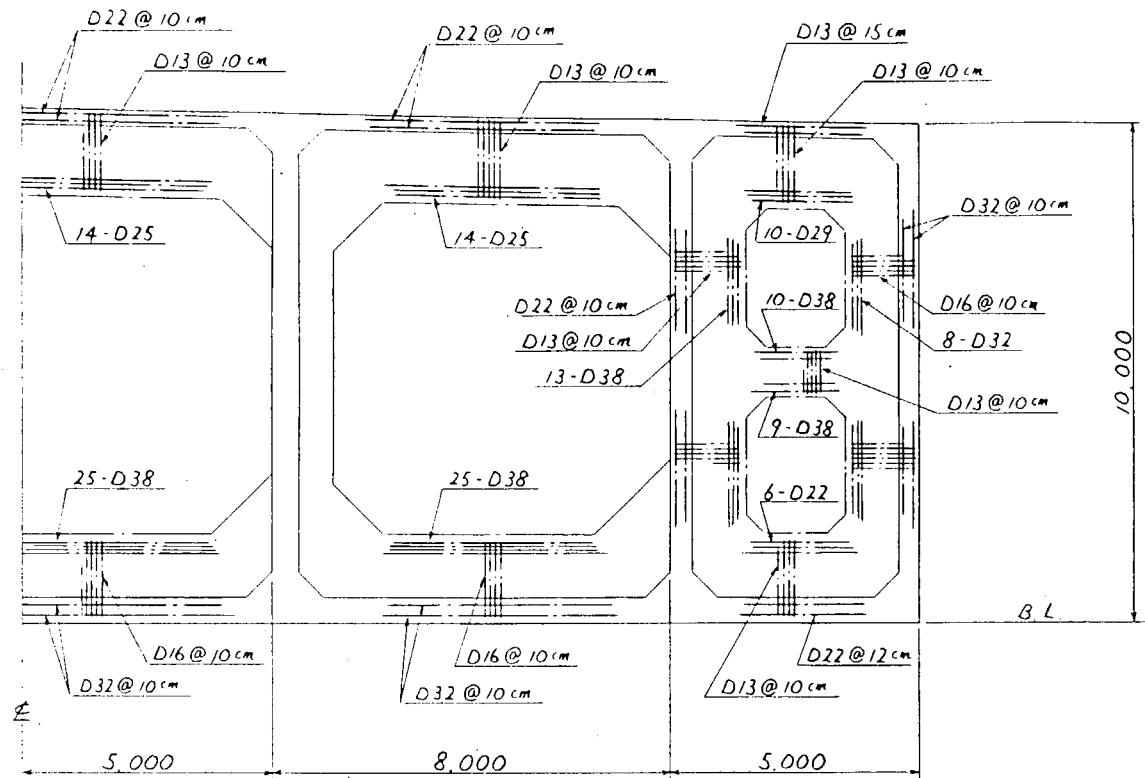
(1) M_{max} , B_0 , Q_{max} は表 2.3.27 表 2.3.28 の最も厳しいケースを選択し、
このモーメントは (□) を (○) と置き換える。
また鉄筋に引張応力せ發生しないケースを示す。

部材	検討断面	曲げ耐力の検討			せん断耐力の検討			計画値 せん断耐力 V_{sr} (t)	
		曲げ耐力 M_c (t-m)	設計モーメント M_{fd} (t-m)	せん断橋梁用 最小必要量の 検討	せん断耐力 V_r				
					V_{cr}	V_{sr}	$V_r = V_{cr} + V_{sr}$		
① 船底横桁 (E-E断面) (F-F断面)	<p>25-D38 (AS=285cm²) 50 D16@10 K-D22@10cm (AS=374.9cm²) 220</p>	上側 鉄筋	1385 > -477 (O.K.)		$D16@10^m$ (3.97cm ²) V	76.6	207.1	283.7 > (O.K.)	207
		下側 鉄筋	998 > 445 (O.K.)		$H_{sg} = 0.77$ cm ²				
② 船底横桁 (F-F断面)	<p>8-D25 (AS=40.5cm²) 50 D16@10 K-D22@10cm (AS=282.6cm²) 220</p>	上側 鉄筋	— x3)		$D16@10^m$ (3.97cm ²) V	48.6	207.1	255.7 > (O.K.)	166
		下側 鉄筋	998 > 778 (O.K.)		$H_{sg} = 0.77$ cm ²				
③ 船底横桁 (E-E断面)	<p>6-D22 (AS=23.2cm²) 30 D13@10 K-D22@10cm (AS=191.9cm²) 220</p>	上側 鉄筋	—		$D13@10^m$ (2.53cm ²) V	28.9	132.0	160.9 > (O.K.)	127
		下側 鉄筋	599 > 212 (O.K.)		$H_{sg} = 0.55$ cm ²				
④ 甲板横桁 (E-E断面) (F-F断面)	<p>220 D22@10cm (AS=170.0cm²) 50 D13@10</p>	上側 鉄筋	728 > -240 (O.K.)		$D13@10^m$ (2.53cm ²) V	56.4	132.0	188.4 > (O.K.)	112
		下側 鉄筋	363 > 177 (O.K.)		$H_{sg} = 0.77$ cm ²				
⑤ 甲板横桁 (F-F断面)	<p>14-D25 (AS=70.9cm²) 50 D13@10</p>	上側 鉄筋	713 > -117 (O.K.)		$D13@10^m$ (2.53cm ²) V	58.6	132.0	190.6 > (O.K.)	104
		下側 鉄筋	406 > 309 (O.K.)		$H_{sg} = 0.77$ cm ²				

表 2.3.31(b) 横強度部材の ULS の検討 (その 2)
 *1) M_{max} および θ_{max} は表 2.3.21 及び表 2.3.28 の最も高いケースを採用。
 *2) モースントは (□) を \times , (□) を \ominus とする。
 *3) 鉄筋に引張応力が発生しないケースを示す。

部材	検討断面	曲げ耐力の検討		せん断耐力の検討			
		曲げ耐力 M _r (t.m)	設計 ^{*1} 曲げモーメント M _{fd} (t.m)	せん断耐力の検討		せん断耐力 V _r	設計 ^{*1} せん断力 Q(t)
				せん断挿溝力 最小必要量の 検討	V _{cr}	V _{sr}	V _r = V _{cr} + V _{sr}
⑥ 甲板横行 (E-E断面)		上側 鉄筋	180 > -29 (O.K.)				
			329 > 05 (O.K.)	H _{sg} = 0.46 cm ²	D13@10cm (2.53cm ²) V	32.4	132. ⁰ > (O.K.)
⑦ 船側外板 (F-F断面)		上側 鉄筋	492 > -330 (O.K.)				
			693 > 551 (O.K.)	H _{sg} = 0.76 cm ²	D16@10cm (3.97cm ²) V	62. ³	172. ⁶ > (O.K.)
⑧ 船側外板 (E-E断面)		上側 鉄筋	268 > -90 (O.K.)				
			416 > 240 (O.K.)	H _{sg} = 0.46 cm ²	D16@10cm (3.97cm ²) V	35. ³	172. ⁶ > (O.K.)
⑨ 縦隔壁 什様構 (E-E断面)		上側 鉄筋	381 > 141 (O.K.)				
			603 > 208 (O.K.)	H _{sg} = 0.46 cm ²	D13@10cm (2.53cm ²) V	38. ³	110. ⁰ > (O.K.)
⑩ 支柱 (E-E断面)		上側 鉄筋	192 > 82 (O.K.)				
			192 > 91 (O.K.)	H _{sg} = 0.46 cm ²	D13@10cm (2.53cm ²) V	26. ⁰	74. ⁸ > (O.K.)

E-E 断面



F-F 断面

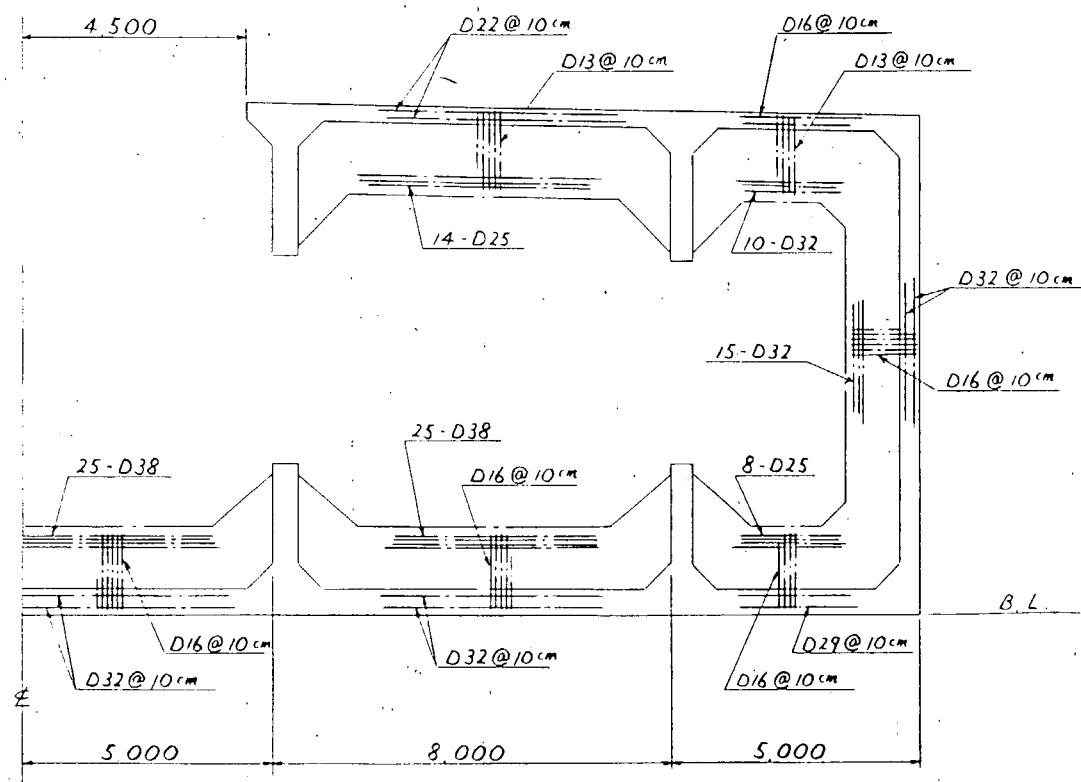


図 2.3.13 横強度部材配筋図

(注: 本図は各部材の計算上決まり
最小鉄筋量を示すもので、実際の
配筋方法を示すものではない。実際
の配筋は施工面等から別途検討される
ことなる。)

2.4 ハイブリッド構造の検討

2.4.1 構造様式

(1) 鋼とコンクリートの適用範囲

海洋浮遊構造物の構造用材料は鋼とコンクリートの二種類に大別できるが、それぞれに長短所があり、どちらが優れているとは言い難い。

即ちコンクリート材料の利点は、メインテナンスフリーの構造になることである。鋼製海洋構造物の防食対策は十分な腐食代を持たせた上重塗装、電気防食が実施され、維持補修費もかさむ難点があるが、海洋環境用に計画施工されたコンクリート構造では防食対策が不要となる。

鋼構造の利点は強靭で重量が軽く上載重量を大きくできることおよび、大型ドック、大型クレーンを有する鋼構造専用の造船所の施設を利用して工期の短縮が可能などであろう。

そこで鋼とコンクリートのそれぞれの長所を生かして防食対策が必要な船底外板と船側外板の海水飛沫帶から下側をコンクリート構造とその他の部分即ち、船側外板上端部、甲板部および隔壁部分を鋼構造とした図2.4.1(a)のハイブリッド構造が考えられる。

図2.4.1(b)の如く、外板だけでなく甲板も含めて外周全部をコンクリート構造とし、隔壁など内構材を鋼製にしたハイブリッド構造もある。

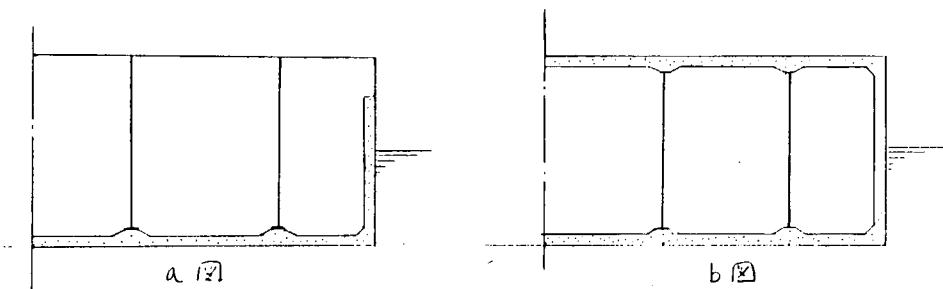


図2.4.1

その他にもコンクリートを鋼板ではさんだサンドイッチ式ハイブリッド構造のパネルを用いたタイプも考案されている。

試設計用の構造様式としては汎用性があり規準作成の際問題点を多く出せるものが望まれる。

図2.4.1(a)と図2.4.1(b)を比較すると図2.4.1(a)の方が鋼部分とコンクリート部分とが入り組んでより複雑であり、又上甲板が鋼製で上載機器、艤装品との取合もやや楽でより実現性の高い構造物であろう。

サンドイッチ式ハイブリッド構造は特に大きい荷重を受ける海洋構造物に適しているが一般の浮遊構造物には向いていない所がある。

以上の結果、試設計用の構造様式はコンクリートを防食に必要な外板部にだけ使用した図2.4.1(a)のタイプとした。

(2) 内部補強材

外板や甲板など構造物を構成するパネルを鋼にするか、コンクリートにするかということに加えて、それらのパネルをどの材料で補強するかということも考えなければならない。

鋼製パネルをコンクリート桁で補強した構造はほとんど例がないので除外しコンクリートスラブの補強方法について検討することにした。

従来用いられているコンクリートスラブの補強桁の様式は大別して図2.4.2に示す3種類である。

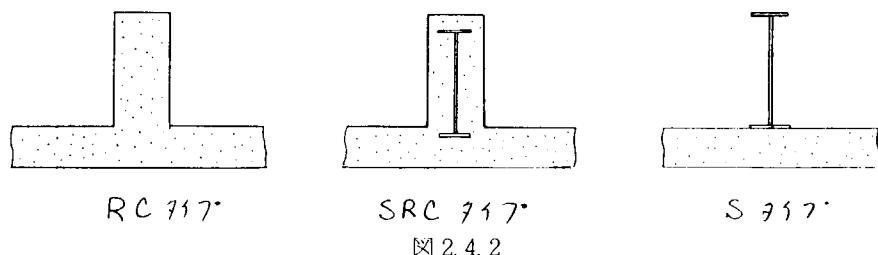


図 2.4.2

R C タイプはコンクリート構造の一般的なタイプであり、ハイブリッド構造の試設計という主旨に合わないの
で S R C タイプと S タイプについて検討する。S R C タイプの利点は R C タイプと比較して剛性が大きく耐震性
に優れているし S タイプにくらべて耐火性があり剛性が大きいことである。

S タイプは S R C タイプより耐火性、剛性の点で劣るが構造重量は最も軽いという利点がある。

海洋浮遊構造物の補強材は耐火性とか剛性の増加については一般に要求されないが、吃水制限あるいは乾舷
確保のための重量減少を要求される。従って、S R C タイプよりも S タイプの方が実際的であるといえよう。

結論として、コンクリートスラブを鋼桁で補強した S タイプのハイブリッド構造を採用することにした。

鋼構造とコンクリート構造の適用区分を表 2.4.1 に示す。

表 2.4.1

場 所	適 用 区 分	
	鋼	鉄筋コンクリート※
船 底 外 板		○
船 側 外 板 中 下 部		○
船 側 外 板 上 部	○	
上 甲 板	○	
隔 壁	○	
縦 桁 , 橫 桁	○	

※ 縦方向のみプレストレスト コンクリート

概略試設計にもとづく中央切断図を図 2.4.3 に示す。

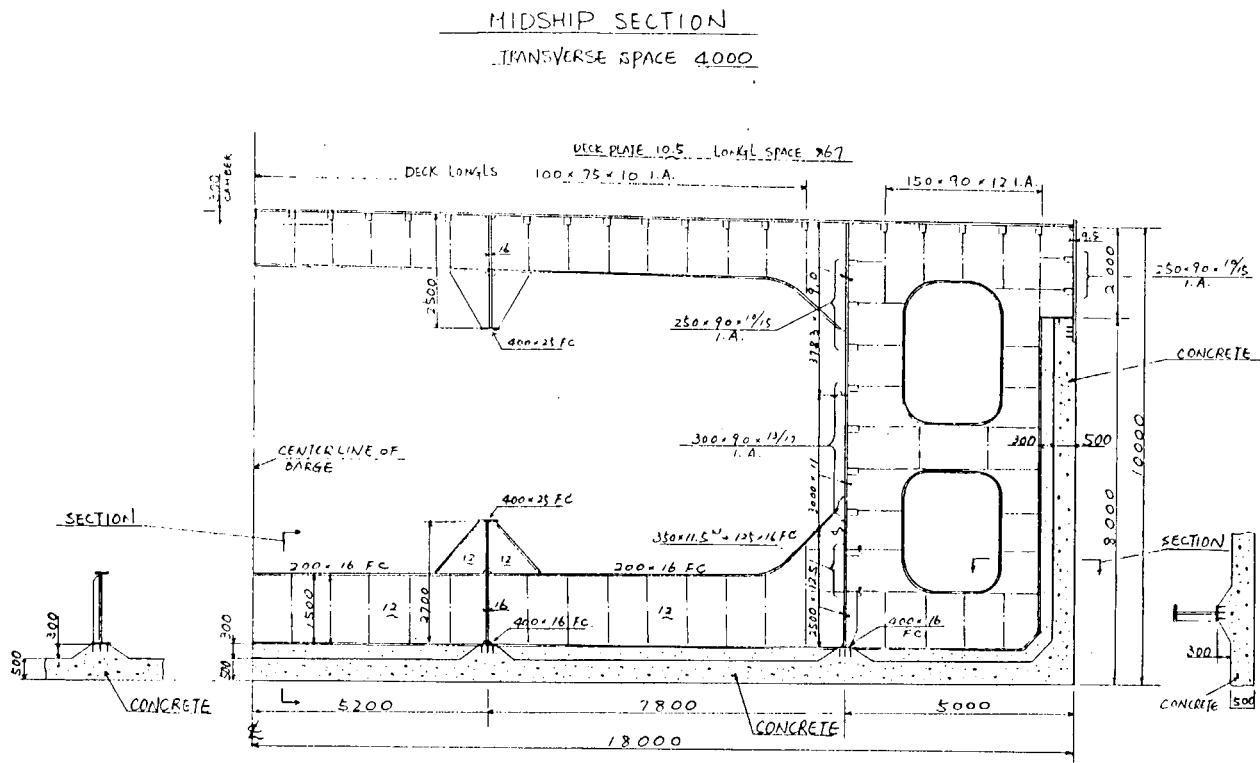


図 2.4.3

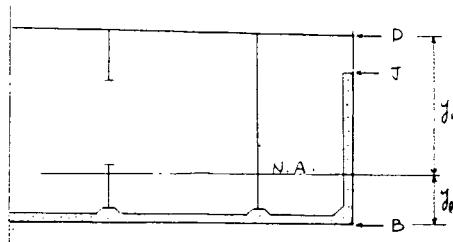
2.4.2 部材強度検討

(1) 検討範囲および前提条件

今回のハイブリッド構造の強度検討は中央切断面に作用する縦曲げモーメントの使用限界状態および終局限界状態について行ない、せん断強度、局部強度に関しては問題点を提示するにとどめた。

ハイブリッド構造の場合、吃水はやゝ小さくなるが全コンクリートの吃水と同じとしプレストレス導入の時期は工期短縮のため鋼構造とコンクリート構造を一体化後で計画した。

使用材料は、2.2.4 使用材料および材料定数に記載された材料を用いている。



(2) 使用限界状態の検討

前提条件は全コンクリート構造の場合と同様にフルプレストレスおよび $0.8 f_{py}$ (f_{py} は P C 鋼材の降伏応力) 以下とした。

(a) 中央切断の断面性能を表 2.4.2 に示す。

表 2.4.2

断面	断面積(m^3)	y_e (m)	y_u (m)	断面二次モーメント(m^4)	断面係数 (m^3)		
					z_B	z_J	z_D
コンクリート断面	26710	1.391	8.609	120562	—	—	—
鋼断面	0.884	7.875	2.125	9.844	—	—	—
合成断面 (コンクリート換算)	32895	2.610	7.390	400615	153.49	74.32	54.21

(b) 縦曲げモーメントによる応力

縦曲げモーメントは最も大きい曳航中の値とし、船底外板下端の応力 (σ_B)、船側外板の鋼とコンクリート接合位置における応力 (σ_J) および甲板部の応力 (σ_D) を表 2.4.3 に示す。

表 2.4.3

	縦曲げモーメント (T-m)	縦曲げ応力 (kg/cm ²)		
		σ_B (コンクリート)	σ_J (コンクリート)	σ_D (鋼)
ホギング状態	33,200	21.6	-44.7	-428.7
サギング状態	36,200	-23.6	48.7	-467.4

(符号 - は引張り応力)

(c) 局部応力

一方向スラブとして水圧による局部応力を表 2.4.4 に示す。なお船側外板の曲げ応力は鋼とコンクリートの接合位置におけるコンクリートの応力である。

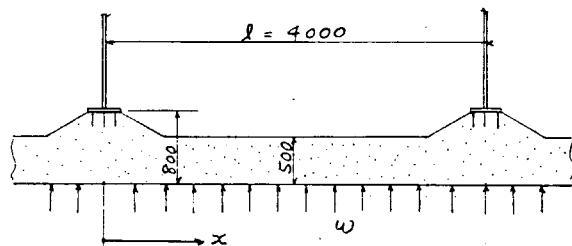


表 2.4.4

場所		荷重 (T/m ² /m)	部材厚 (m)	曲げモーメント (T-M/m)	断面係数 (m ³ /m)	曲げ応力 (kg/cm ²)
船底外板	端部 $x = 0, l$	8.13	0.8	10.84	0.1067	±10.2
	中央部 $x = l/2$		0.5	5.42	0.0417	±13.0
船側外板 (接合部)	端部 $x = 0, l$	5.12	0.8	6.827	0.1067	±6.4
	中央部 $x = l/2$		0.5	3.413	0.0417	±8.2

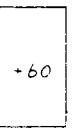
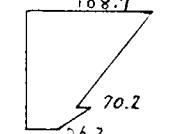
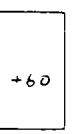
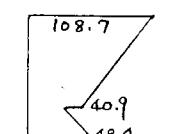
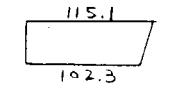
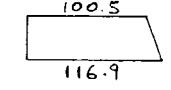
※ 注 船側外板の荷重は、曳航状態における鋼とコンクリートの接合部における水圧とした。

(d) 応力の重ね合せ

上記(b), (c)で求めた応力を重ね合わせて、使用限界状態の前提条件であるフルプレストレスにするために
60kg / cm²のプレストレスを導入した。その結果を表 2.4.5 に示す。

表 2.4.5

- : 引張応力

場 所	状 態	曲 げ 応 力 度 (kg / cm ²)			
		縦曲げ応力	局部応力	プレストレス	合 計 応 力
船 底 外 板	端 部	ホギング 	+10.2 	+60	+15.3 
	サギング	+48.7 	+10.2 	+60	+108.7 
	中央 部	ホギング 	+13.0 	+60	+15.3 
	サギング	+48.7 	+13.0 	+60	+108.7 
船 側 外 板	端 部	ホギング 	+6.4 	+60	+21.7 
	サギング	+48.7 	+6.4 	+60	+115.1 
	中央 部	ホギング 	+8.2 	+60	+7.1 
	サギング	+48.7 	+8.2 	+60	+100.5 

(e) PC ケーブル本数および配置

$$\eta = \frac{\sigma_{ce} \cdot A_e}{P_a}$$

η : ケーブル本数

σ_{ce} : プレストレス応力度 ($= 600^T / m^2$)

A_e : 有効断面積 ($= 32.895 m^2$)

P_a : 有効緊張力

有効緊張力

摩擦による減少率 $f_e = e^{-(u\alpha + \lambda x)}$

$u, \alpha = 0, \lambda = 41.5, x = 0.004$

$$f_e = e^{-41.5 \times 0.004} = 0.85$$

クリープ、乾燥収縮、レラクセーションによる減少 f_c

$f_c = 0.85$ と仮定する

PC 鋼材の緊張直後の許容引張応力度を $0.85 f_{py}$ とすれば

$$P_e = 0.85^3 \times 190.8^{TON} = 117.1^T / 本$$

ケーブル本数 η は

$$\eta = \frac{600 \times 32.895}{117.1} = 168.5 \rightarrow 169 \text{ 本}$$

PC ケーブルの配置は PC ケーブルの図心と合成断面の図心が一致するように配置するとして、船底外板に 63 本（ピッチ 560 mm）船側外板に 106 本（ピッチ 150 mm）となる。

(f) PC 鋼材の応力

PC 鋼材の応力が最も大きくなるのは、ホギング状態の船側外板上端である。

$$\begin{aligned} \sigma_p &= \frac{P_e}{A} + \sigma_c \times \frac{E_p}{E_c} \\ &= \frac{117.1 \times 10^3}{11.845} + 44.7 \times \frac{2.0 \times 10^6}{3.0 \times 10^5} \\ &= 10184 < 0.8 f_{py} (= 12886) \end{aligned}$$

(3) 終局限界状態の検討

前提条件

(i) 平面を保持し、コンクリートの引張強度は無視する。

(ii) コンクリートの圧縮歪が 0.0035 になったときを終局状態とする。

(iii) 部材係数は Dn'V 規準に従う。但し PC 鋼材の規程がないので鉄筋と同じ 1.15 とする。

材料の計算用強度を表 2.4.6 に示す。

表 2.4.6

材 料	特性強度 (kg / cm ²)	材 料 係 数	計算用強度(kg / cm ²)
コンクリート	400	1.5	227
鉄 筋	4000	1.15	3478
鋼 板	2400	1.15	2087
P C 鋼 材	190.8 T/本	1.15	165.9 T/本

(a) ホギング状態の終局耐力

各部材を下図の①～⑧に分け計算結果を表 2.4.7 に示す。

(中立軸に近いコンクリートも終局値 0.0035 まで達していると仮定して求めた)。

断面耐力の計算には引張側コンクリートと共に中立軸に近い⑧船底外板上段の鉄筋および⑧の P C 鋼材を除いた。

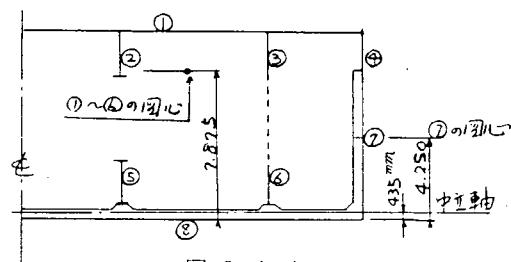


図 2.4.4

図 2.4.4 に示すようにホギング状態では中立軸は、船底外板のコンクリートスラブ内にある。

表 2.4.7

(片舷分)

	場 所	断面積 (片舷) (cm ²)	計算用強度 (kg / cm ²)	耐 力 (ton)	合 計 (ton)
引張側	① 鋼 板	2250	2087	9204	19035
	② 鋼 板	500			
	③ 鋼 板	291			
	④ 鋼 板	322			
	⑤ 鋼 板	592			
	⑥ 鋼 板	455			
	⑦ 鉄 筋	299	3478	1038	
	⑧ P C 鋼 材	53 本	165.9 T/本	8793	
圧縮側	⑨ コンクリート	78368	227	17790	19035
	⑩ 鉄 筋	358	3478	1245	

ホギング状態の部材抵抗曲げモーメント $M_{R(HOG)}$

$$M_{R(HOG)} = 2 \times \left\{ 9204 \times (7.875 - \frac{0.435}{2}) + (1038 + 5475) \times (4.25 - \frac{0.435}{2}) \right\} - - - \\ = 220,240 \text{ T-M}$$

(b) サギング状態の終局耐力

ホギングと同様に計算した結果 $M_{R(sag)} = 178,330 \text{ T-M}$ を得た。

終局状態における設計及び抵抗曲げモーメントをまとめ表 2.4.8 に示す。

表 2.4.8

荷重状態		設計曲げモーメント $M_{fd} (T-M)$	抵抗曲げモーメント $M_R (T-M)$	M_R / M_{fd}
通常	ホギング	23840	220,240	9.24
	サギング	27740	178,330	6.43
異常	ホギング	42860	220,240	5.14
	サギング	45860	178,330	3.89

この表から各状態とも $M_R > M_{fd}$ の条件を十分に満足していることが分る。

2.4.3 ハイブリッド構造の設計に於ける問題点

ハイブリッド構造は鋼構造とコンクリート構造の境界領域にあるため陸上構造物でも特殊な扱いを受け、ましてハイブリッド式海洋構造物に関しては適用する規準も無いのが実情である。

以下に述べる問題点はハイブリッド浮遊構造物の設計に必要と思われる規準を大まかに列記したものである。

(1) 縦強度関係

(a) 使用限界状態の判定規準

ひびわれの制御あるいはフルプレストレスにするなど

(b) 終局耐力の計算方法

曲げ、せん断、捩りなどに対する最大抵抗値計算規準

鋼構造の座屈対策

(c) クリープ、乾燥収縮によるプレストレス減少量計算規準

a) 鋼とコンクリートを一体化後プレストレス導入の場合

b) コンクリートにプレストレス導入後鋼と一体化する場合

(d) 鋼構造内のプレストレス応力分布

ハイブリッド断面のコンクリート部分にだけプレストレス導入した場合、鋼構造およびコンクリートとの接手部の応力分布

(e) 鋼とコンクリートの温度差による応力計算方法、判定規準

(f) 鋼とコンクリート外板の接手部耐力計算規準

(g) 同上接手部の水密性および防食規準

(2) 局部強度関係

(a) コンクリートスラブを鋼桁で補強した合成桁の使用限界状態の判定規準

(b) 同上合成桁の終局耐力計算規準

(c) コンクリートスラブと鋼桁の接手部耐力計算規準

2.5. まとめ及び今後の検討方針

今回の検討では対象構造物として発電プラントバージを選定し構造をオールコンクリート構造及びスチール／コンクリートハイブリッド構造の2つに分けそれぞれについて試設計を行なった。

補強方法は縦強度部材をPC構造、横強度部材はRC構造とし、PC構造はフルプレストレスの条件を仮定した。オールコンクリート構造については縦強度部材及び横強度部材に分け、全体強度及び局部強度についてDnVの基準に準拠して強度チェックを行ないPC量、配筋量等を決定した。結果的には縦方向にPC部材を配置したことにより鉄筋許容応力が低いレベルとなり、配筋等はすべてSLSで決まり、SLSの諸規定値がこの様なバージの設計に大きく影響することがわかった。

スチール／コンクリートハイブリッド構造については種々考えられる構造様式の内、今回は船底、船側外板にコンクリートスラブを用い、船側外板上部、甲板及び隔壁を鋼構造とした。又コンクリートスラブは鋼製桁で補強をする構造を考えた。部材強度の検討はオールコンクリートの場合と同様SLS及びULSの2状態について検討した。縦強度部材についてはPC構造とし、SLSでフルプレストレスとなるよう設計した。縦強度部材の全体せん断耐力及び局部部材の耐力については、ハイブリッド構造の計算方法、強度評価基準等が明確になっていないため今回は検討を行なわず、問題点をあげるのみとした。

今回の試設計ではオールコンクリート構造、ハイブリッド構造共に時間等の制約上すべての項目について検討はできなかったものの多くの問題点を抽出することが出来た。

次年度以降は、今回の試設計で得られた問題点の検討、今回検討出来なかった項目及び対象構造物を一般の浮遊構造物に広げた場合の検討を加え、設計指針の基礎を固めるべきであろうと思われる。又今回の試設計では主にDnVの規準に準拠したが、他の規準（例えばACI、FIP、CEB等）を調査し、より汎用性のある考え方を確立しておく必要性もあると思われる。

今回得られた問題点はオールコンクリート構造は2.3.4に、ハイブリッド構造は2.4.3に列記してあるがここでまとめるところ次の様になる。

限界状態設計法について

- 使用限界状態の許容基準の明確化

今回の検討ではクラックコントロールの許容基準を鉄筋又はPC鋼材の許容応力をベースとした。DnVの基準ではクラックコントロールをクラック幅で決めてよい旨述べているが、クラック幅の計算方法、許容基準を明確にしておく必要がある。又ハイブリッド構造についての計算方法、許容基準も明確にしておく必要がある。

- プレストレスの量

今回はフルプレストレスの条件下で検討したが、フルプレストレスの必要性、或いはフルプレストレスとしない場合の量の基準をはっきりさせる必要がある。

- 環境荷重の変動荷重の考え方

これはコンクリート構造プロパーの問題ではないが変動荷重の位相差を考慮に入れその応答（内力、応力等）を2乗平均で評価するか否か。これは荷重係数との関連で考えるべきであろう。

部材耐力の計算方法：

- ハイブリッド構造の計算方法をローカル部材、全体強度部材に分けて確立しておく必要がある。

- 部材耐力を計算する場合のガーダー付プレートの有効幅。

今回の検討では有効幅を便宜上鋼構造の曲げに対するものを用いたが、部材耐力を検討する場合の有効幅の考え方を確立する必要がある。

- Hull Girder のせん断耐力を計算する際のせん断スパンの考え方を明確にする必要がある。

その他の問題

- 鋼とコンクリートの継手部の耐力の算定方法、水密性、防食の問題の検討が必要である。

- ハイブリット構造にプレストレスを導入した場合の有効プレストレス量、クリープ、乾燥収縮によるプレストレスの減少量の検討が必要である。

次年度では今回の検討結果をふまえ、下記項目について重点的に検討を行なうこととする。

- 環境荷重（波浪、潮流 etc）の変化と部材強度の対応関係を本年度試設計ページを主体に検討する。
- DnV 規準以外のルール、規準（A C I, F I P, C E B etc）の荷重条件、部材強度基準を調査し試設計結果と比較する。
- ハイブリッド構造の部材強度計算法（曲げ耐力、せん断耐力）につき検討する。
- 建造施工時及び保守点検検査上より設計時に考慮すべき点（特に浮遊式構造物について）の調査。

3. 浮遊着底式構造物

3.1 検討の背景

最近北極海のような氷海域での石油掘削が注目されるようになった。このような氷海域での石油掘削にははじめは土砂人工島を構築する方法が採られたが、水深が深くなるにつれて人工島を築くための土砂の量が等比級数的に増加しコスト高になるなどの問題が出てきた。このため最近では移動式の構造物が採用されるようになった。即ち稼動時には構造物の中のバラストタンクにバラストを注水して着底させて使い、掘削が終了して移動するときはバラストを排水して浮かせて曳航する。

このような氷海構造物には大きな氷荷重が加わる。これに対抗するためにいろいろな設計が考えられており、氷海構造物の設計は正に百花齊放の観を呈している。その中で特に注目されているのはコンクリートを使った設計である。これには全体をコンクリートとする案及び鋼構造物で水圧を受ける個所にのみ局部的にコンクリートを用いる所謂ハイブリッド構造物とする案がある。前者の一例は日本鋼管㈱がGlobal Marine Development Inc. 向けに建造したSuper CIDSである。

本研究の一環として浮遊着底式構造物を探り上げる理由はこのようなコンクリートを用いた構造物の建造が盛んになると思われる所以、それに関する技術的問題を明確にし、最終的には必要な基準を整備することにある。

本年度はコンクリートを用いた浮遊着底式構造物の技術的問題点を抽出することを目的として試設計を行う。試設計はプレストレストコンクリート構造物及びハイブリッド構造物の二つについて行うこととする。

3.2 設計条件

- (1) 対象物件 北極海用掘削リグ（浮遊一着底式）
- (2) 設計耐用年数 20年
- (3) 稼働水深 22m～30m (プレストレストコンクリート構造物)
20m～30m (ハイブリッド構造物)
- (4) 環境条件

(a) 氷荷重

氷荷重は稼働海域の氷の状態・性質、構造物の形状・寸法などを用いて求めるのが本筋であるが、確立された方法がない。また種々の論文に発表されている設計氷荷重にも大きなばらつきがあるのが現状である。

したがって、OTC、POAC等の論文に発表されている氷荷重の平均的なものを設計氷荷重として用いることにした。

(i) 全体氷荷重 (global ice load)

表 3.2.1

	プレストレストコンクリート構造物	ハイブリッド構造物
水平方向	60,000 t	50,000 t
垂直方向	—	47,000 t

プレストレストコンクリート構造物の側壁は垂直であるので垂直方向には氷荷重は作用しない。水線面での構造物の直徑はプレストレストコンクリート構造物の方がハイブリッド構造物よりも大きいので氷荷重も大きい。

(ii) 局部水圧力 (local ice pressure)

局部水圧力と荷重面積の関係を図3.2.1に示す。

これは Stephen Slomski, Vitoon Vivatrat (いずれも Brian Watt Associates, Inc.) によって提案されている設計曲線である。¹⁾

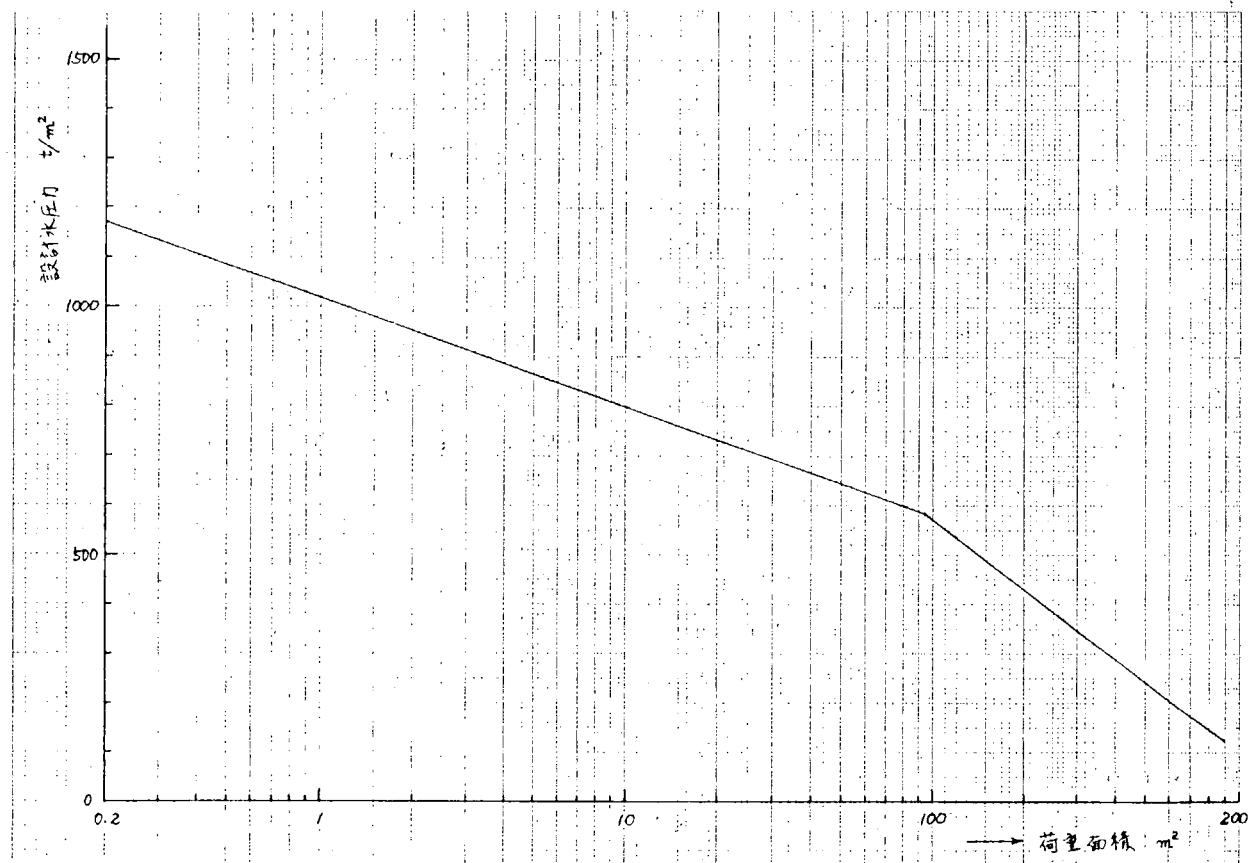


図 3.2.1 設計水圧力と荷重面積の関係

(b) 地震荷重

稼動海域が地震の危険が非常に小さいアラスカ沖（北極海側）であることおよび構造物の固有周期が非常に短いことを考慮して、API RP2A²⁾第2.3.6 C項より設計地震加速度は 0.05 g (g は重力加速度) とする。

(c) 浮遊・曳航時の波浪、運動

(i) 洋上作業地点での浮遊時最大波高 $H_{max} = 3\text{ m}$

(ii) 日本より北極海までの曳航時最大波高 $H_{max} = 12\text{ m}$

曳航時には上記の他に次の条件に耐えるように構造設計すること。

(イ) 横揺角度、周期 20° , 10秒

(ロ) 上下方向加速度 0.2 g

ただし、横揺の中心は浮面心とする。

(d) 材料選定のための設計温度、気温 $-50^\circ\text{C} \sim 25^\circ\text{C}$, 海水温度 -2°C

(5) 地盤特性

アラスカ・ボーフォート海の海底の大部分は軟弱な粘性土と言われているが一部砂地の所もある。文献調査の結果、平均的な次の値を設計に用いる。

(i) 粘性土

非排水せん断強度 $C = 4.9\text{ t}/\text{m}^2$

(ii) 砂質土

内部摩擦角（非排水状態） $\phi = 30^\circ$

(6) 構造用材料

(a) 軽量骨材コンクリート

設計基準強度 $f_c = 490 \text{ kg/cm}^2$

単位体積重量 $\gamma = 1.85 \text{ t/m}^3$

(b) プレストレス用鋼材

鋼より線 $fy = 16,000 \text{ kg/cm}^2$

鋼棒 $fy = 11,000 \text{ kg/cm}^2$

(c) 鉄筋

異形鉄筋 S. D. 40

(d) 鋼板、型鋼

(i) 船級材

材料選定基準は、IACS RCC 1980 "No 7 Guide for the Use of Hull Structural Steels for Prolonged Exposure to Low Service Temperature, Tablel 1" に従う。

(ii) 船級材以外

ABS "Mobile Offshore Drilling Units, Appendix B" ³⁾ に従う。

たとえば、外気温 -50°C にさらされる外板 ($\sigma_y = 36 \text{ kg/mm}^2$) には $3.5 \text{ kg}\cdot\text{m}$ (試験温度 -60°C) のシャルビー値が要求される。

3.3 プレストレストコンクリート構造物

3.3.1 構造様式

(1) 構造形状・寸法

全体構造を図 3.3.1 に示す。主要寸法は次のとおりである。

平面形状：全長 150 m, 全幅 150 m の正八角形

高さ：底版下面より上甲板上面までの高さ（スカートは除く）46 m

各構造部材の形状寸法を図 3.3.2 ~ 3.3.4 に示す。

(2) 構造部材種

プレストレスは、図 3.3.2 ~ 3.3.4 において、斜線を施した部材に導入する。その他の部材は、鉄筋コンクリートとする。

表 3.3.1 にプレストレスの導入諸元を記す。

なお、耐水壁構造を図 3.3.5 に示す。

表 3.3.1 プレストレス導入諸元

部材名	プレストレスによるコンクリート圧縮応力度	
	水平方向	鉛直方向
耐水壁	最小断面部において 45 kg/cm^2	最小断面部において 10 kg/cm^2 [注 2]
耐水壁背部の半径方向隔壁	—	$10 \sim 15 \text{ kg/cm}^2$ [注 2]
水密壁	$10 \sim 15 \text{ kg/cm}^2$ [注 1]	$10 \sim 15 \text{ kg/cm}^2$ [注 2]
底版	50 kg/cm^2	—

[注 1] 施工時の水和熱・乾燥収縮によるひびわれ制御の目的で、平均 $10 \sim 15 \text{ kg/cm}^2$ 程度のモデレートプレストレスを導入する。

(注2) 鉛直方向にもプレストレスを導入することにより、設計荷重作用時において、部材が2軸圧縮応力を受けることによる耐荷力の増加を期待する。

(3) 隔室利用区分

図3.3.2に示す様に、鉛直方向に4層の隔室のうち、下方2層をバラスト水用隔室に、上方2層をストック資材等の貯蔵用隔室とする。

3.3.2 稼動時の検討

(1) 安定解析

(a) 準拠基準

API RP 2A²⁾に基づき構造物の安定性（滑動・地盤支持力）を照査する。

(b) 解析項目

地盤の種類および設置水深を考慮して、下記4ケースについて検討を行なう。

表3.3.2 安定解析検討ケース

検討ケースNo	地盤種別	設置水深
1	粘性土	22m (最小)
2	"	30m (最大)
3	砂質土	22m (最小)
4	"	30m (最大)

(c) 解析方法

プラットフォームに氷荷重等の水平外力が作用した場合、載荷時間が極めて短かいため、地盤（粘性土・砂質土共）内の間隙水圧の消散は生じ得ないと考え、以下の検討では非排水状態を考慮する。

(i) 滑動の検討

地盤種別	粘性土	砂質土
検討式	$\frac{C \times A}{H} \geq 1.5$ (所要安全率) C: 地盤の非排水せん断強度 A: プラットフォーム底面積 H: 設計水平荷重	$\frac{V \times \tan \phi}{H} \geq 1.5$ (所要安全率) V: プラットフォーム有効重量 φ: 地盤の非排水状態での内部摩擦角 H: 設計水平荷重

(ii) 地盤支持力の検討

地盤種別	粘性土	砂質土
検討式	$\frac{R_a}{R} \geq 2.0$ (所要安全率) R: 地盤反力 $R = \frac{V}{A'}$ Ra: 地盤の極限耐力	V: プラットフォーム有効重量 A': 転倒モーメントによる偏心を考慮した有効載荷面積
	Ra = C × Nc × Kc C: 地盤の非排水せん断強度 Nc: 支持力係数 Nc = 5.14 Kc: 荷重の偏心・底面形状等による修正係数	プラットフォームの安定が滑動によって定まることより地盤支持力の検討は省く。

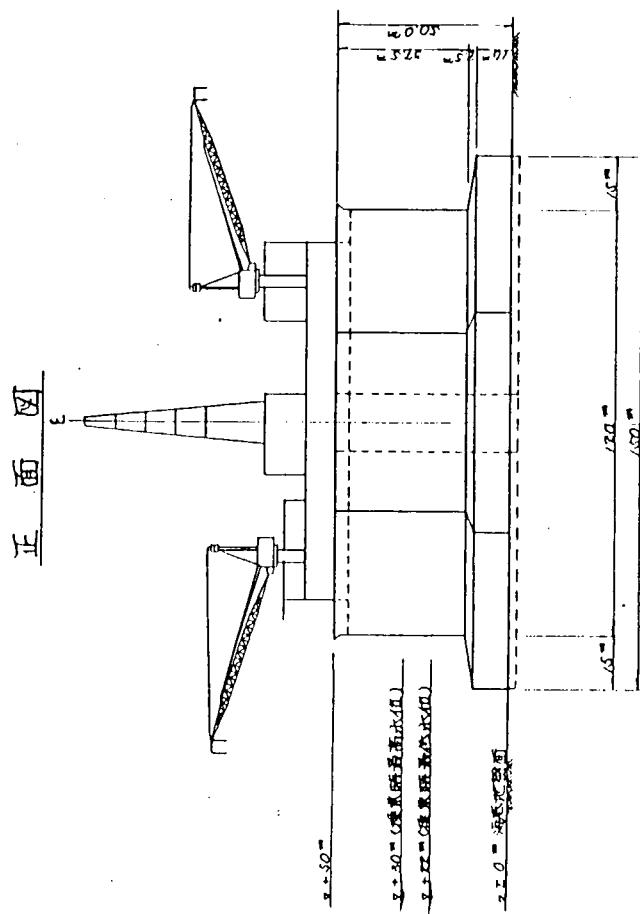
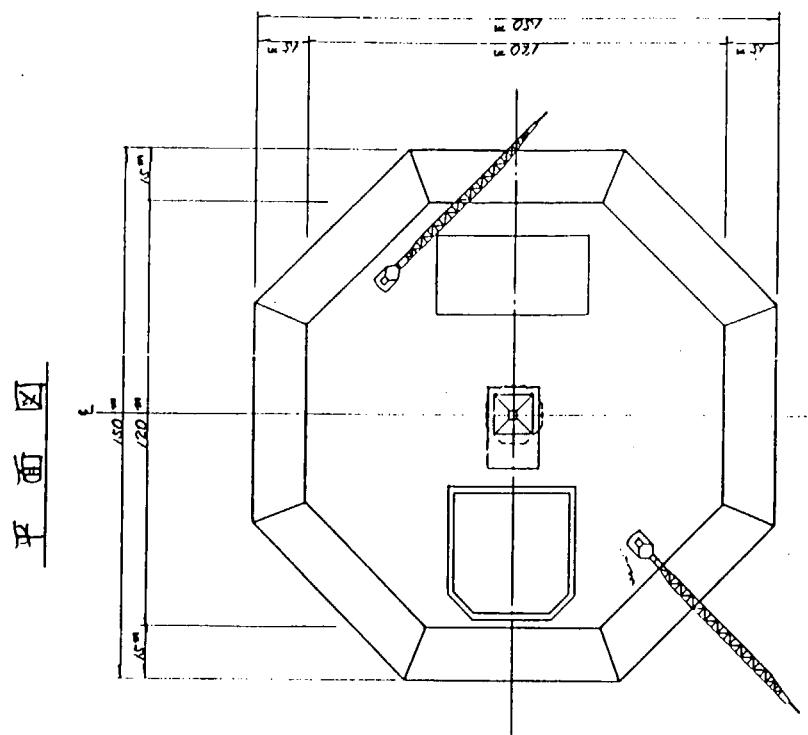
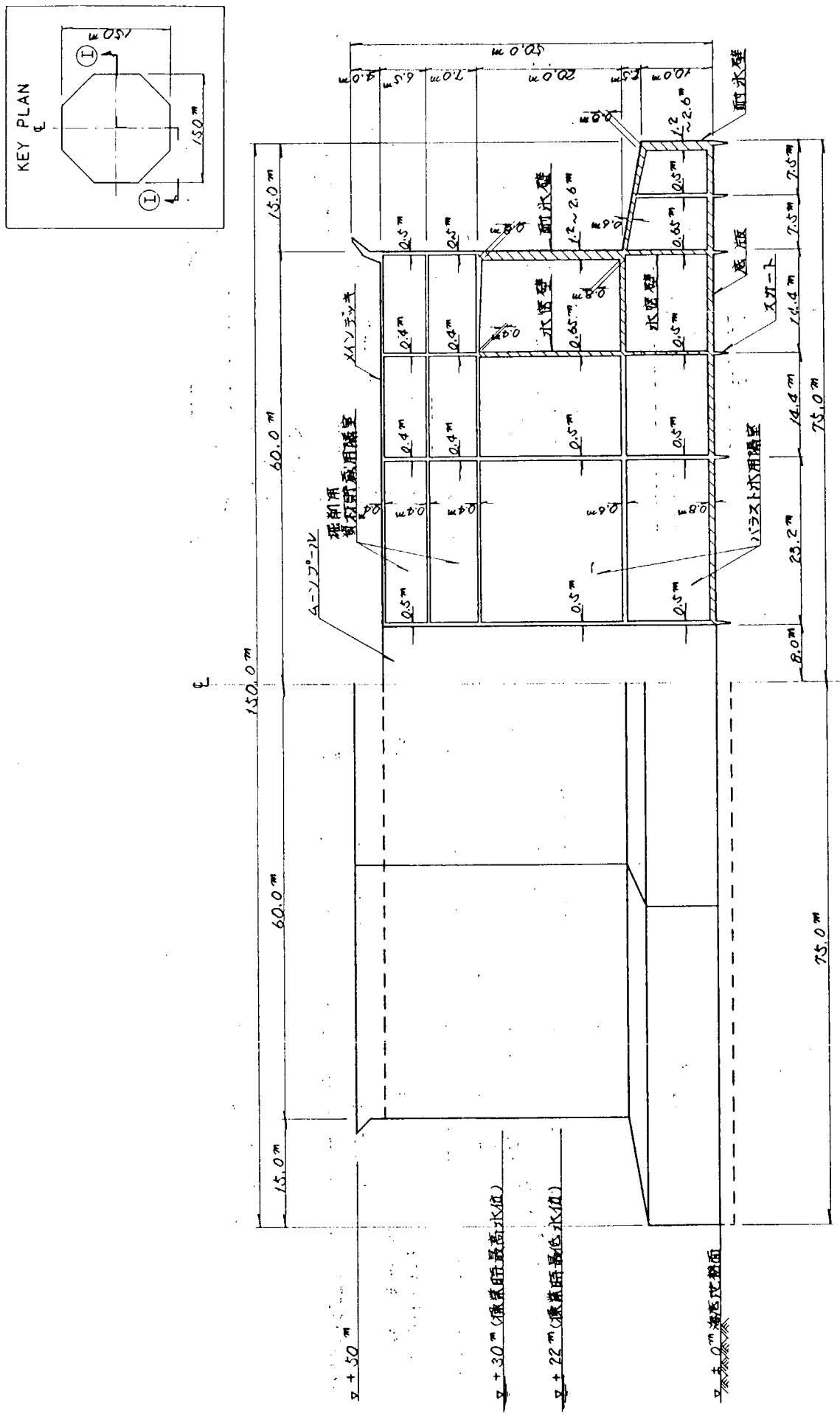
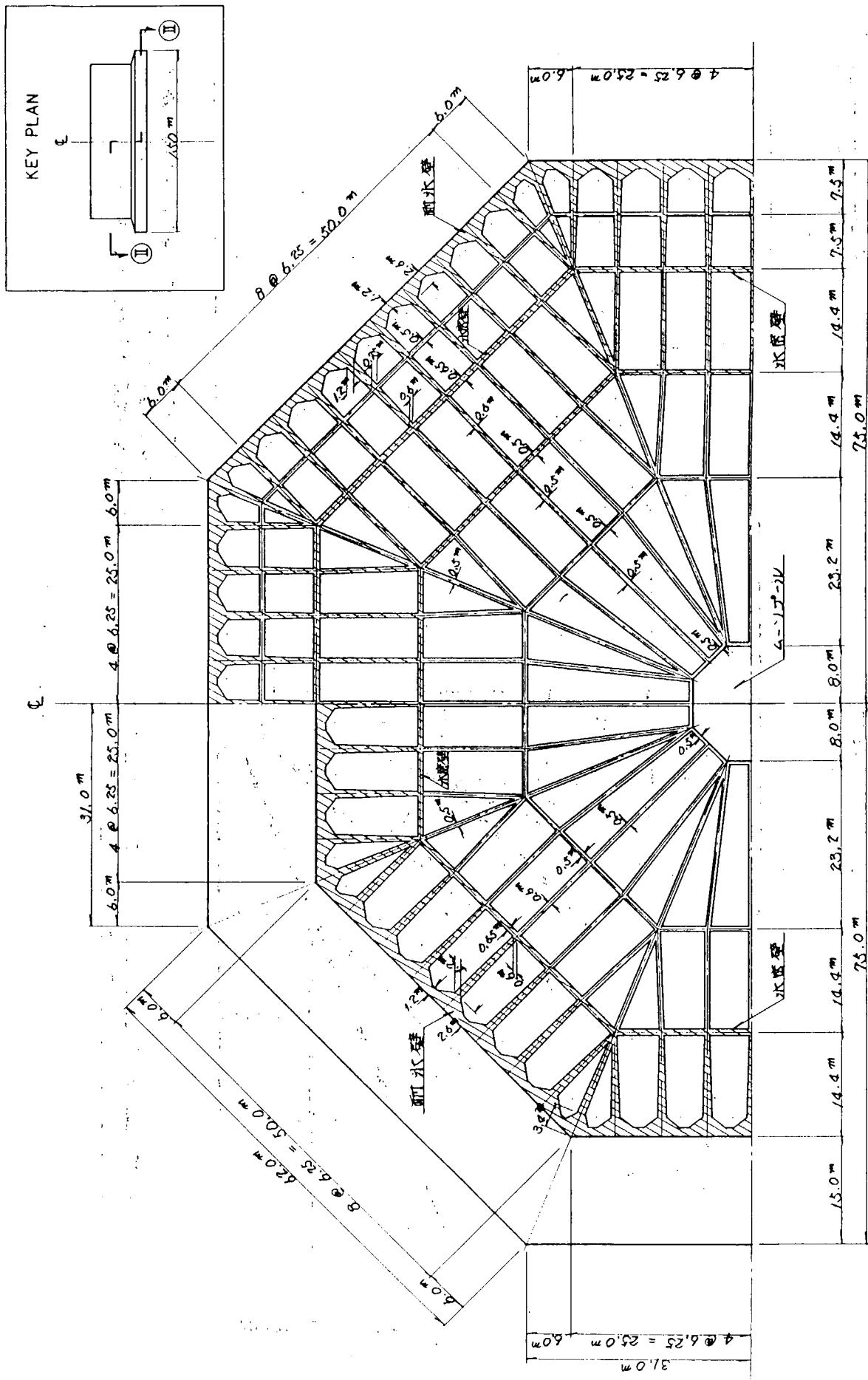


图 3.3.1 全体构造图



[注 1] 特殊部は、プレストレストコンクリート部材を示す。
 [注 2] 各部隔壁は、水密壁を除き、パラスト式が
自由に移動できる構造とする。

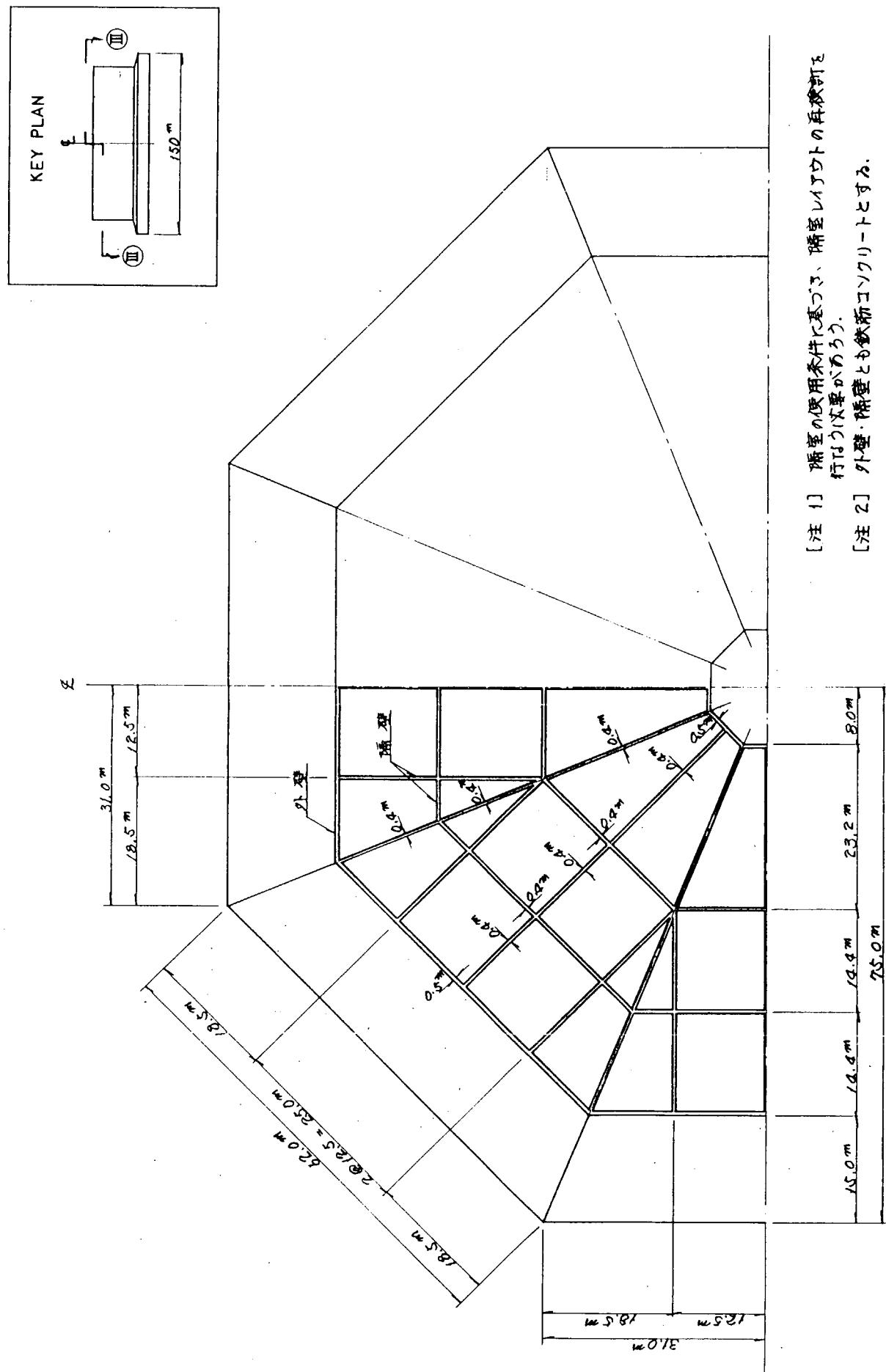
図 3.3.2 構造図-1 ①-①断面図



[注1] 余地線勾は、プレストヨンコンクリート部材を示す。

[注2] 内部隔壁は、水密壁を除き、バラストが自由に移動できる構造とする。

図 3.3.3 構造図-2 ②-①断面図

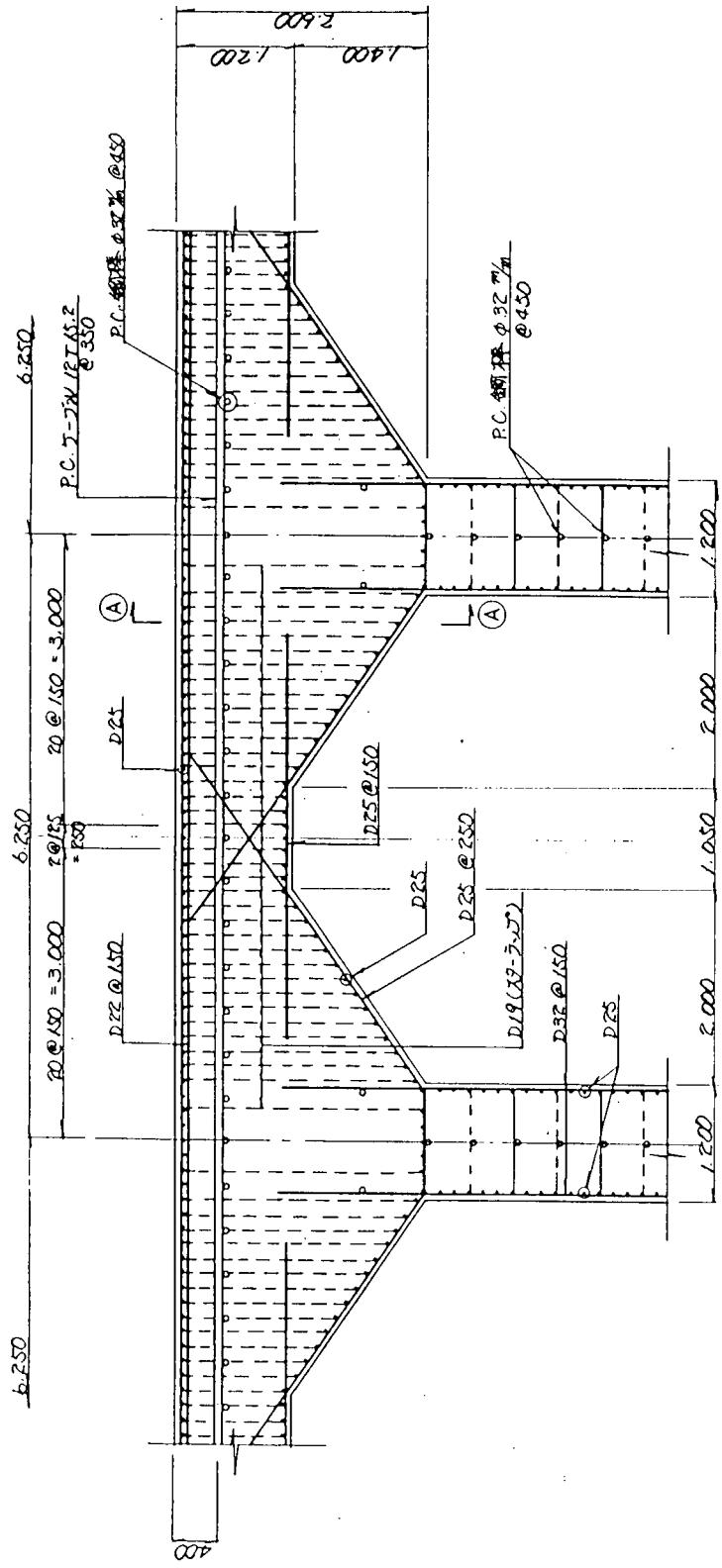


[注1] 隔室の使用条件に基づき、隔室レイアウトの再検討を行なうに次第がわかる。

[注2] 外壁・隔壁とも鉄筋コンクリートとする。

図3.3.4 構造図-3 (III-III)断面図

平 面 図



⑤ - ⑤ 断面図

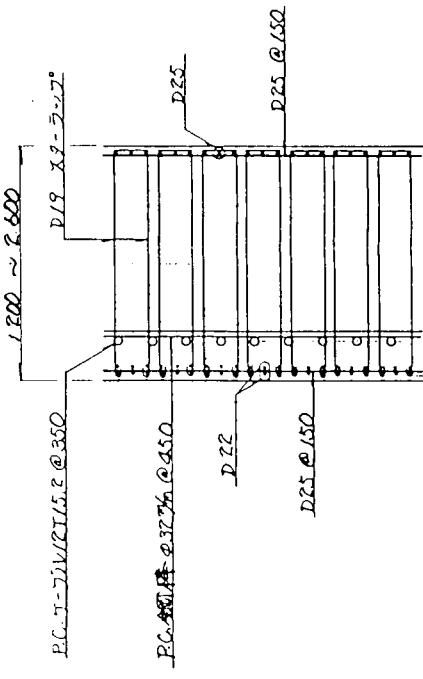


图 3.3.5 耐水壁构造图

(d) 地盤特性

設計条件より

粘 性 土 $C = 4.9 \text{ t/m}^2$ (C : 非排水せん断強度)

砂 質 土 $\phi = 30^\circ$ (ϕ : 非排水状態での内部摩擦角)

(e) 解析結果

安定解析では支配水平外力として、水荷重が静水面に作用する場合を採用する。また、もう一つの水平外力である地震荷重は、後述の様に水荷重の約半分程度であるため、かつ、作用高さも水荷重より低いため、支配外力とは考えない。

(i) 粘性土の場合

滑動に関しては水平荷重および抵抗力が一定であるため、常に所要の安全率を保ち得る。しかし、地盤支持力は、水バラスト重量を種々変化させることにより鉛直荷重ならびに極限支持力（修正係数 K_c が変化するため）も変化する。水バラスト重量をパラメータとして地盤支持力に対する安全率を求めたのが図 3.3.6 である。図 3.3.6 より、地盤支持力に対して、最も高い安全率を与えるときの水バラスト重量を採用することとした。

設置水深	採用水バラスト重量	地盤支持力に対して、所要の安全率を得る水バラスト重量の範囲（参考値）
22 m	84,500 t	53,000 t ~ 215,000 t
30 m	191,500 t	165,000 t ~ 300,000 t

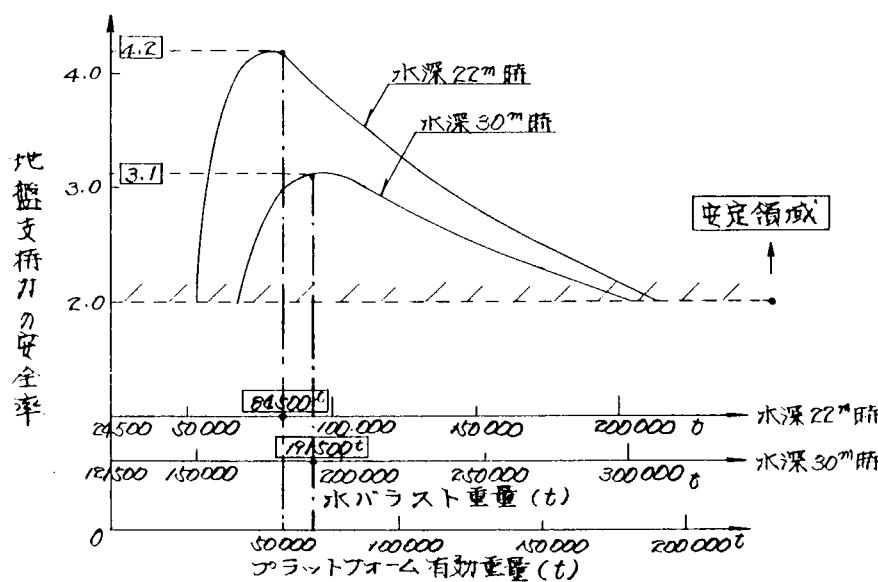


図 3.3.6 水バラスト重量 V. S. 地盤支持力に対する安全率

(ii) 砂質土の場合

滑動に対する抵抗力は、水バラスト重量の増加、すなわち、有効重量の増加に伴ない、増大する。ここでは、所要の安全率 1.5 を得るときの水バラスト重量を採用する。また、地盤支持力については前述の

設置水深	採用水バラスト重量
22 m	180,500 t
30 m	277,500 t

様に載荷面積が極めて大きいことより、問題ないと考えられるため検討を省く。

解析結果を表 3.3.3 によりまとめる。

表 3.3.3 安定解析結果一覧表

地盤種別		粘性土		砂質土	
設置水深		22 m	30 m	22 m	30 m
検討ケース No.		1	2	3	4
荷重条件	鉛直荷重	①コンクリート躯体(スカート含む)重量 141,000 mm ³ × 2.2 t/mm ³	310,000 t	310,000 t	310,000 t
		②上部塔載機器およびストック資材重量	9,500 t	9,500	9,500
	③水バラスト重量 (バラスト水位:外水位より 15.5 m下)	84,500 t	191,500	180,500	277,500
		(バラスト水位: 外水位より 14.5 m下)	(バラスト水位: 外水位より 7.5 m下)	(バラスト水位: 外水位より 5.5 m下)	
	④浮力	-344,000 t	-441,000	-344,000	-441,000
	全重量 ①+②+③	404,000 t	511,000	500,000	597,000
	有効重量(V) ①+②+③+④	60,000 t	70,000	156,000	156,000
水平荷重	水荷重(H) (作用位置は静水面とする)	60,000 t	60,000	60,000	60,000
	地震荷重 [注1]	23,000 t	30,000	28,000	34,000
安定に関する安全率	滑動算定値 (水荷重作用等)	1.5	1.5	1.5	1.5
	所要値	1.5	1.5	1.5	1.5
	地盤支持力 (水荷重作用等)	4.2	3.1	—	—
	所要値	2.0	2.0	2.0	2.0

以上より粘性土および砂質土、地盤において構造物が滑動・地盤支持力とともに、充分安全であることが明らかとなった。

(注1) 地震荷重

算定方法

$$\text{地震荷重} = (\text{全重量} + \text{付加水重量})$$

$$\times \text{設計加速度} \times \frac{1}{g}$$

g : 重力加速度

但し、

$$\text{付加水重量} = \text{排水重量 (浮力)}$$

$$\times \text{付加質量係数}$$

付加質量係数は、文献(5)に依る図 3.3.7に基づき以下の様に設定した。

水深22m時 付加質量係数 = 0.15

水深30m時 付加質量係数 = 0.20

設計加速度は、設計条件より 0.05 g を

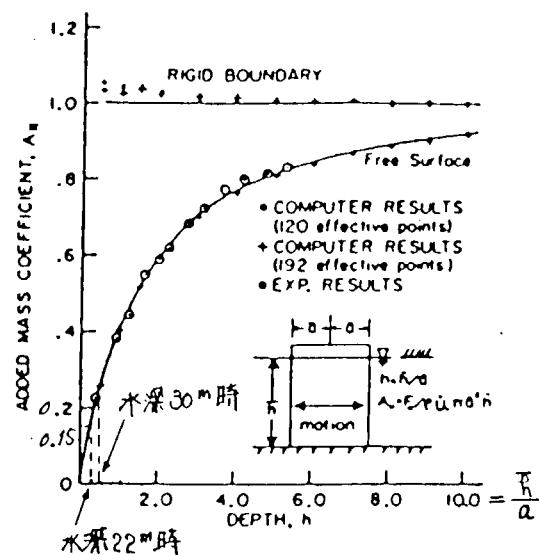


図 3.3.7 円筒体の付加質量係数

採用する。

表 3.3.3 に示す様に、地震荷重は、氷荷重の約半分程度であるため、API RP 2A²⁾ 2.3.6 項に基づき詳細検討は省く。

(2) 構造部材解析

(a) 準拠基準

主準拠基準

- ACI 357R-78 "Guide for the Design and Construction of Fixed Offshore Concrete Structures", 1978⁶⁾

補足基準

- ACI 318-83 "Building Code Requirements for Reinforced Concrete", 1983⁷⁾
- DnV "Rules for the design, construction and inspection of offshore structures", 1977⁸⁾

(b) 解析部材 (図 3.3.8 参照)

主要構造部材である下記構造体について検討を行なう。

① 耐氷壁

② 底版

③ 水密壁

但し、ケーソン内バラスト水は水密壁を除き、各隔室間を自由移動できるものとする。

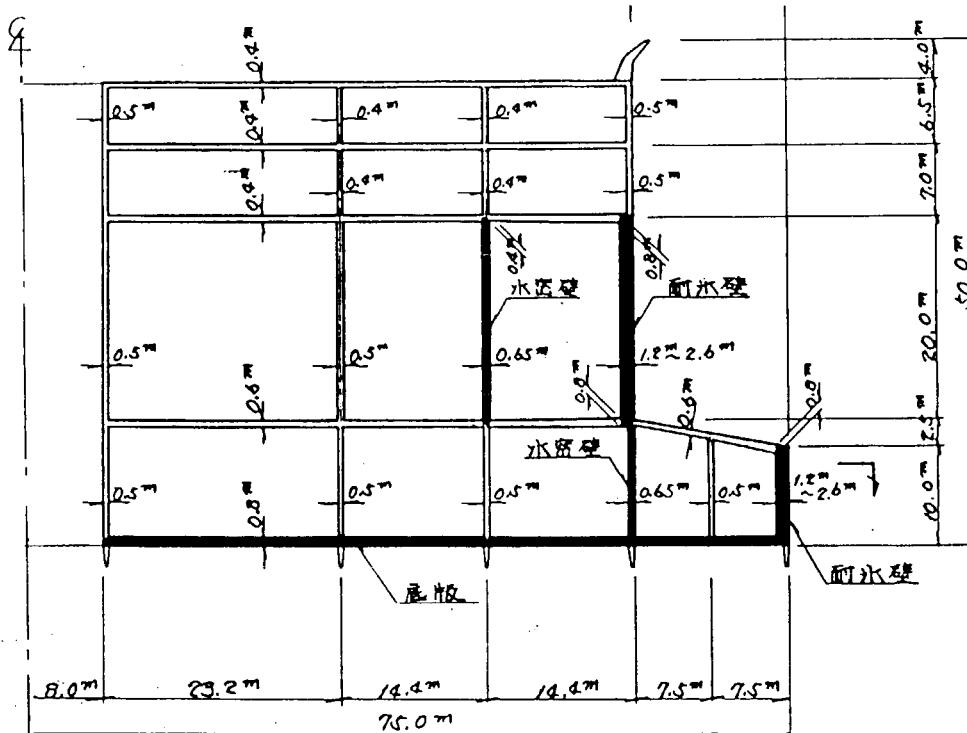


図 3.3.8 検討構造部材

(c) 解析方法

(1) 照査限界状態

検討部材は、強度および使用性の両方について検討を行なう。

照査事項	限界状態
強度	<ul style="list-style-type: none">・ 終局限界状態・ 進行性破壊限界状態
使用性	<ul style="list-style-type: none">・ 使用限界状態

(ii) 照査フェーズ

稼動時および据付時に作用する各種荷重について検討を行なう。但し、構造解析を除く据付時の各種検討は、3.3.3項に記す。

(iii) 解析条件

(イ) 荷重係数 (ACI 357R-78⁶⁾ 4.4.1 および 4.4.2 項に依る)

表 3.3.4 荷重係数一覧表

荷重項目	終局限界状態		進行性破壊限界状態 [注 1]	使用限界状態
死荷重(自重、静水圧等) [D]	0.9	1.2	1.0	1.0
活荷重(バラスト水圧等) [L]	0.9	1.2	1.0	1.0
変形荷重(プレストレス等) [T]	0.9	1.2	1.0	1.0
環境荷重(氷荷重等) [E]	1.3	1.3	—	1.0
偶発荷重(局所接地圧等) [A]	—	—	1.0	—

[注 1] ACI 357R-78⁶⁾ では、進行性破壊限界状態における荷重係数を定めていないため、DNV 基準⁸⁾を適用する。

(ロ) 部材強度算定方法

強度算定は終局限界／進行性破壊限界状態共に同一方法を用いる。

- 部材の終局曲げ／曲げ+圧縮／せん断耐力の算定には、ACI 318-83⁷⁾ および Design Handbook of ACI 318-77⁹⁾ を用いる。
- 強度低減係数

ACI 318-83⁷⁾に基づき以下の諸値を用いる。

圧縮／圧縮+曲げ ————— 0.70

せん断 ————— 0.85

更にコンクリートの負担するせん断力については、軽量コンクリートとしての低減係数 0.85 を追加考慮する。

(ACI 318-83⁷⁾ — 11.2 項に依る)

(ハ) 使用性照査方法 (ACI 357R-78⁶⁾ 4.4.2 項に依る)

- 使用性照査は、曲げ／圧縮+曲げの各断面力に対してのみ実施し、せん断力は、強度照査のみとする。
- 弾性解析を使用する。
- 許容応力度を表 3.3.5 に示す。

表 3.3.5 許容応力度一覧表

材 料	許 容 応 力 度
コンクリート	圧縮 0.45 f_c f_c : 設計基準強度
鉄筋 P.C. 鋼材	ACI 357R-78 ⁶⁾ Table 4.1 に依る

(d) 材料特性

設計条件より下記特性を有する材料を用いる。

- 軽量骨材コンクリート：設計基準 $f_c = 490 \text{ kg/cm}^2$
- 鉄筋 : 異形鉄筋 SD 40
- PC 鋼材 : 鋼より線 $f_y = 16,000 \text{ kg/cm}^2$

鋼棒 $f_y = 11,000 \text{ kg/cm}^2$

f_y : 降伏強度

(e) 解析結果 1 — 耐水壁

(1) 構造解析モデル

コレーム（多径間連続アーチ梁）モデルおよびFEMモデルの2種類を取りあげる。但し、図3.3.5に示す様に部材厚さに比べ、径間長が短かいため、セン断力が支配的と考えられる。従がって、FEMモデルではセン断力についてのみ解析を行なう。

(イ) コレーム（多径間連続アーチ梁）モデル（解析モデルI）

当モデルでは、耐水壁が後方の隔壁のみで支持されている連続梁と見なす。耐水壁は変断面であるため断面中心を通る梁は、アーチ状をなす。解析モデル図3.3.9に示す。

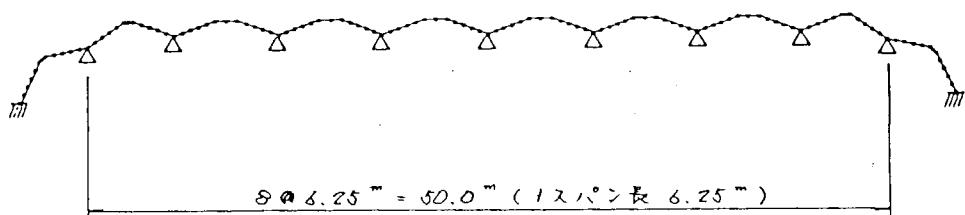


図3.3.9 解析モデル(I)

(ロ) FEMモデル（解析モデルII）

詳細解析として耐水壁が隔壁・上下端スラブで支持された4辺固定の変断面曲面版として解析する。

（図3.3.10参照）

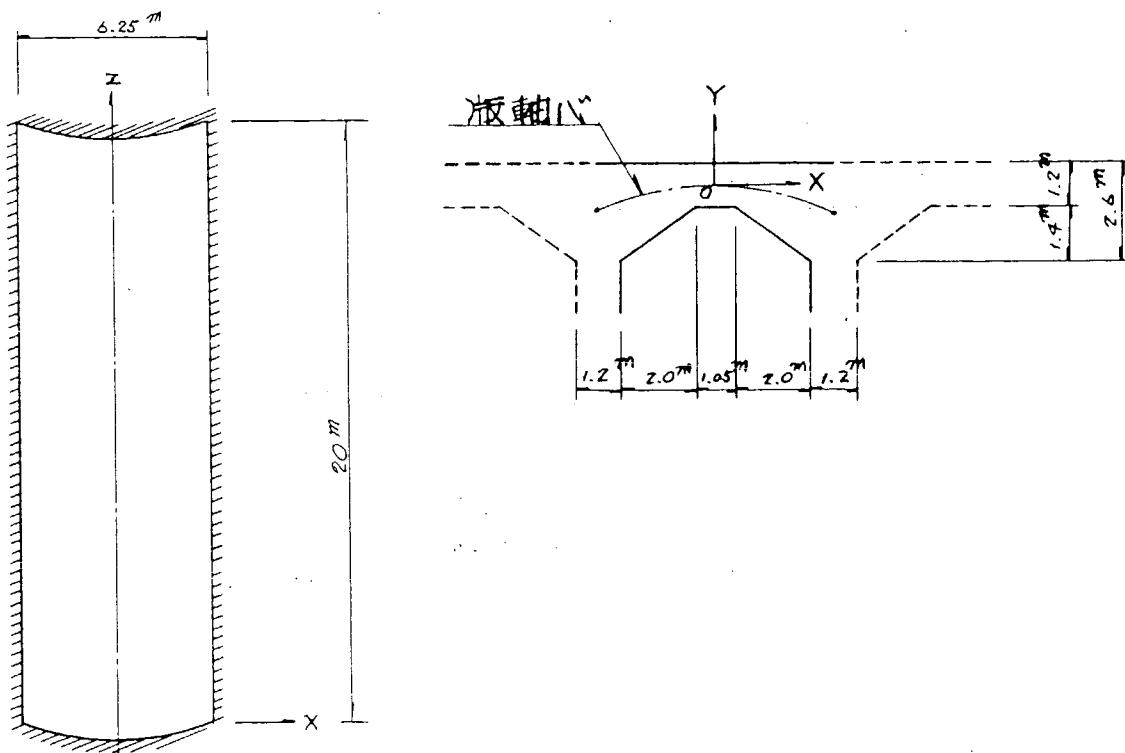


図3.3.10 解析モデル(II)

(ii) 荷重条件

局所氷荷重およびプレストレス力を考慮する。他の環境荷重、静水圧等は氷荷重に比べてはるかに小さいため省略する。

また、偶発荷重も作用しないことから終局および使用限界のみ照査する。設計荷重Uは次式より求める。

$$\text{終局限界状態} \quad U = 0.9 T + 1.3 E$$

$$\text{使用限界状態} \quad U = 1.0 (T + E)$$

(イ) フレーム（多径間連続アーチ梁）モデル

設計条件に示した局所氷荷重～受圧面積の関係に基づき、載荷径間数（受圧面積）を種々変化させることにより、以下の様に設計氷荷重を設定する。

表 3.3.6 設計氷荷重（解析モデル I）

荷重ケースNo	載荷径間数	想定受圧面積 〔注 1〕	局 所 氷 荷 重	
			終局限界状態	使用限界状態
1	1 径間	110 m ²	715 t/m ²	550 t/m ²
2	2	220	530	410
3	4	440	345	265
4	8	880	195	150

〔注 1〕 想定受圧面積 = 1 径間当たりの受圧面積を 110 m² (6.25 m × 17.5 m) とする。

(ロ) FEM モデル

終局限界状態のみ検討を行なう。

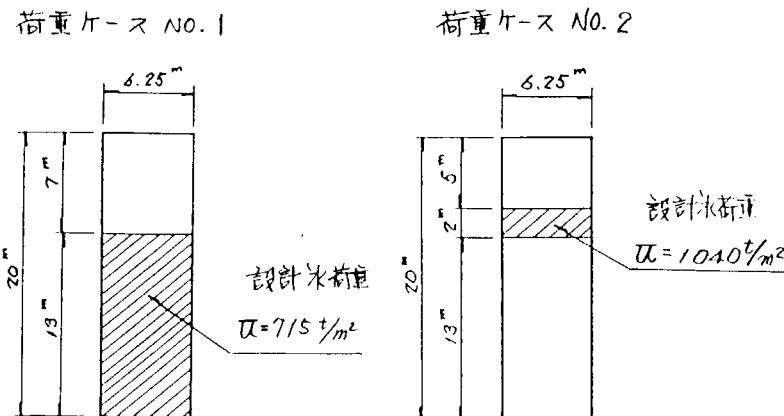
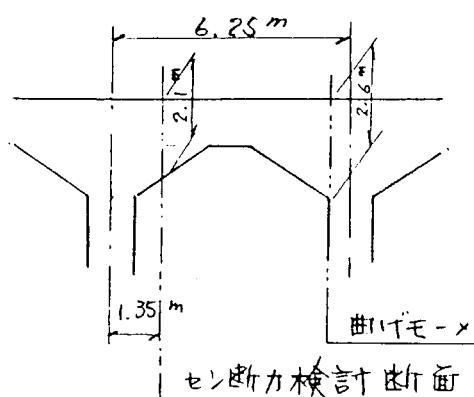


図 3.3.11 設計氷荷重（解析モデル II）

(iii) 設計断面力

(イ) 設計断面力検討位置 (ACI 318-83⁷⁾ による)



せん断力：ディープビームであることを考慮して
左図に示す位置とする。(部材高 2.1 m)
曲げモーメント：支点部材表面の位置とする。
(部材高 2.6 m)

図 3.3.12 設計断面力検討位置図

(iv) 設計断面力

(i), (ii)に基づき解析を行なった結果、以下の設計断面力を得た。

表 3.3.7 設計断面力一覧表 (耐水壁)

解析モデル	支配荷重 ケースNo.	限界状態	照査断面力	設 計 断 面 力			
				水荷重による断面力			プレストレス 力による軸力
				せん断力	曲げ モーメント	軸 力	
フレーム モ デル	荷重ケース No. 2	終局限界 状 态	せん断力	760 t/m	570 tm/m	1,050 t/m	490 t/m
			曲げ モーメント	—	1,430	750	490
	荷重ケース No. 1	使用限界 状 态	曲げ モーメント	—	1,100	580	540
F E M モ デル			せん断力	790	540	1,460	490

(v) 断面耐力／応力度照査

設定断面の保有耐力および発生応力度の照査結果を以下に示す。

(i) 終局限界状態 (強度照査)

表 3.3.8 終局限界状態照査結果 (耐水壁)

解析モデル	せん断力照査		曲げモーメント照査	
	設計せん断力	終局せん断耐 力 〔注1〕	設計曲げ モーメント	終局曲げ モーメント耐力 〔注2〕
フレームモデル	760 t/m	880 t/m	1,430 tm/m	1,660 tm/m
FEM モ デル	790	920	—	—

〔注1〕 終局せん断耐力：コンクリートおよびせん断鉄筋により負担されるせん断耐力の合計

〔注2〕 終局曲げモーメント耐力：埋設鉄筋として引張側に D22@ 150 – 2段程度を考慮した場合の
耐力

(口) 使用限界状態（使用性照査）

表 3.3.9 使用限界状態照査結果（耐水壁）

解析モデル	曲げモーメント照査			
	コンクリート圧縮応力度		鉄筋引張応力度	
	発生値	許容値	発生値 〔注1〕	許容値 〔注2〕
フレームモデル	160 kg/cm ²	220 kg/cm ²	2,300 kg/cm ²	3,200 kg/cm ²

〔注1〕 鉄筋発生応力度：埋設鉄筋として引張側に D22@150 – 2段程度を考慮した場合の応力度

〔注2〕 鉄筋許容応力度：ACI 357R-78⁶⁾ Table 4.1に基づき最大環境荷重（水荷重）作用時
鉄筋許容応力度 = 0.8 × fy
fy : 降伏応力度

(f) 解析結果 2 - 底版

(i) 構造解析モデル

壁体（外壁／隔壁）によって支持された4辺固定版（長さ 14.4 m, 幅 6.25 m, 厚 0.8 m）とする。

(ii) 荷重条件

作用荷重はすべて等分布荷重とする。下記荷重の他プレストレス力（T）400 t/m程度（コンクリート
圧縮応力度50 kg/cm²）を考慮する。水深と共に設計荷重も増加するため、設置水深として30mを採用する。

表 3.3.10 設計荷重（底版）

設計フェーズ	稼動時	据付時
荷重項目 （荷重係数考慮せず）	バラスト水荷重 (L)	10 t/m ²
	底版自重 (D)	2
	浮力 (D)	-30
	地盤反力 (E)	-12
	局所接地圧 (A)	—
設計荷重 (U) （荷重係数考慮） 〔注1〕	終局限界状態	-37 t/m ²
	進行性破壊限界状態	—
	使用限界状態	-30

〔注1〕 設計荷重 (U)

$$\text{終局限界状態} \quad U = 1.2 (D + L + T) + 1.3 E$$

$$\text{進行性破壊限界状態} \quad U = 1.0 (D + L + T + A)$$

$$\text{使用限界状態} \quad U = 1.0 (D + L + T + E)$$

〔注2〕 局所接地圧

API RP 2A²⁾に基づき、地盤極限耐力Qを求む。

$$Q = 6.17 C \quad C : \text{非排水せん断強度}$$

$$= 30 t/m^2$$

但し、設置地点の水深が22m～30mと浅いこと。かつ、スカートを設けていることから、局所接
地圧の発生の可能性は極めて小さいと考え偶発荷重（Accidental load）として取扱う。

(iii) 設計断面力

支配荷重を与える進行性破壊限界状態について検討を行なう。断面力は版理論より求める。

表 3.3.11 設計断面力一覧表（底版）

限界状態	照査断面力	設計断面力		
		せん断力	曲げモーメント	軸力
進行性破壊限界状態	せん断力	165 t/m	170 tm/m	400 t/m
	曲げモーメント	—	170	400

(V) 断面耐力照査

表 3.3.12 終局限界状態照査結果（底版）

限界状態	せん断力照査		曲げモーメント照査	
	設計せん断力	終局せん断耐力 〔注1〕	設計曲げモーメント	終局曲げモーメント耐力 〔注2〕
進行性破壊限界状態	165 t/m	200 t/m	170 tm/m	210 tm/m

〔注1〕 終局せん断耐力：コンクリートおよびせん断鉄筋により負担されるせん断耐力の合計

〔注2〕 終局曲げモーメント耐力：埋設鉄筋として両側に D25@125 程度を考慮した場合の耐力

(g) 解析結果 3 - 水密壁

(i) 構造解析モデル

水密壁(I)：3 角形分布荷重を受ける 4 辺固定版 (高さ 20m, 幅 6.25 m, 厚さ 0.65 m) とする。

水密壁(II)：算分布荷重を受ける 4 辺固定版 (高さ 12.5 m, 幅 6.25 m, 厚さ 0.25 m) とする。

(ii) 荷重条件

図 3.3.13 に示すバラスト水圧は、耐水壁に過大なひびわれが生じたとき、あるいはバラスト水の制御ミス・装置不良等により生じるものであり、極めて発生ひん度の小さい荷重である。

従がって短期活荷重として取扱う。また、プレストレスを水平／鉛直両方向に導入しているが、導入力が小さいことより、安全を考慮して無視する。

設計荷重 U

終局限界状態 $U = 1.2 L$ 使用限界状態 $U = 1.0 L$

L : 活荷重 (バラスト水圧)

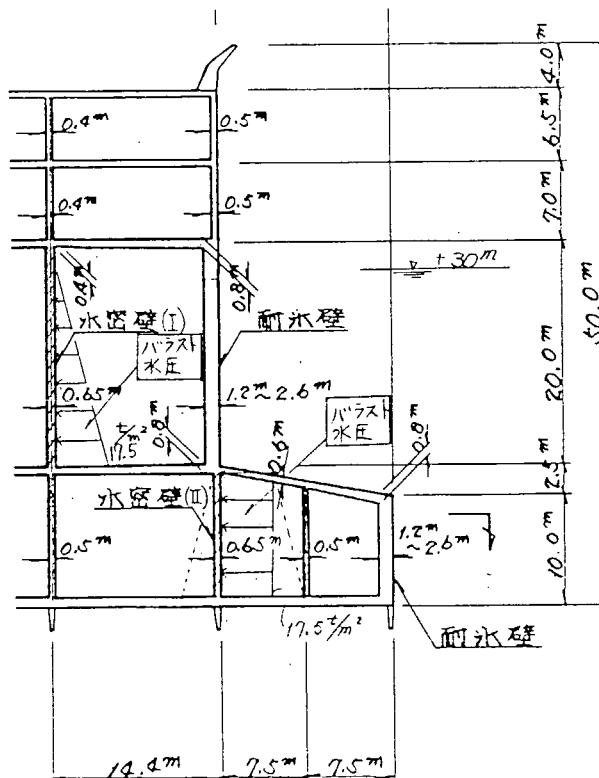


図 3.3.13 荷重図

(iii) 設計断面力

4辺固定版として版理論より断面力を求む。

表 3.3.13 設計断面力一覧表（水密壁）

構造部材	限界状態	照査断面力	設計断面力	
			せん断力	曲げモーメント
水密壁(I)	終局限界状態	せん断力	66 t/m	—
		曲げモーメント	—	49
水密壁(II)	終局限界状態	曲げモーメント	—	41
		せん断力	66 t/m	—
	使用限界状態	曲げモーメント	—	66
	使用限界状態	曲げモーメント	—	55

(iv) 断面耐力／応力度照査

(イ) 終局限界状態（強度照査）

表 3.3.14 終局限界状態照査結果（水密壁）

構造部材	せん断力照査		曲げモーメント照査	
	設計せん断力	終局限界せん断耐力 〔注1〕	設計曲げモーメント	終局限界曲げモーメント耐力 〔注2〕
水密壁(I)	66 t/m	77 t/m	49 tm/m	109 tm/m
水密壁(II)	66	77	66	109

〔注1〕 終局限界せん断耐力：コンクリートおよびせん断鉄筋により負担されるせん断耐力の合計

〔注2〕 終局限界曲げモーメント耐力：埋設鉄筋として引張側にD29@125程度を考慮した場合の耐力

(ロ) 使用限界状態（使用性照査）

表 3.3.15 使用限界状態照査結果（水密壁）

構造部材	曲げモーメントの照査			
	コンクリート圧縮応力度		鉄筋引張応力度	
	発生値	許容値	発生値〔注1〕	許容値〔注2〕
水密壁(I)	50 kg/cm ²	220 kg/cm ²	1,550 kg/cm ²	2,100 kg/cm ²
水密壁(II)	67	220	2,050	2,100

〔注1〕 鉄筋発生応力度：埋設鉄筋として引張側にD29@125程度を考慮した場合の応力度

〔注2〕 鉄筋許容応力度：DnV基準⁸⁾に基づき短期荷重に対する許容値を長期荷重作用時の許容値の30%割増とする。

$$1,600 \text{ kg/cm}^2 \times 1.3 = 2,100 \text{ kg/cm}^2$$

(但し、ACI基準^{6), 7)}には規定なし。)

3.3.3 垂航・据付時の検討

(1) 垂航時の検討

(a) 垂航概要

(1) 構造物が巨大であり Dry Tow は不可能で Wet Tow をせざるを得ない。

このため曳航抵抗も巨大であり、曳航速度を早くとることは莫大な馬力を必要とすることになり、せいぜい 3 Kt ~ 4 Kt が限度である。

(ii) 日本から北極海の Harrison Bay までの曳航距離は約 3,600 マイル程度である。

曳航ルートは図 3.3.14 に示す通り、アムチツカを通過しベーリング海へ出て、ポイントバローを通過するコースが想定される。

(iii) 試設計を行なった構造物の吃水は(b)に示す様に 21.3 m と深い。

北太平洋、南ベーリング海は充分に水深があるため問題はないが、ポイントバロー沖では Polar Pack Ice が陸岸にせまって来て居り、これだけの水深を確保するためにはどうしても氷海中を曳航する必要がある。

即ち碎氷船が必ず必要でありそれも Arctic Class 6 程度が数隻は必要である。

(iv) いづれにしても曳航路は全て事前に水深調査が必要である。

(v) 北太平洋とベーリング海域の大気は不安定であるのでトップサイドの機器類は、ストーム下の動搖加速度に充分耐えうるように設計されねばならない。

構造体の安定性は吃水も深く、かつメタセンター高さも大きいため (3.3.3(c)参照) 充分であるといえる。

(vi) 曳航日数は概ね 90 日程度は必要である。

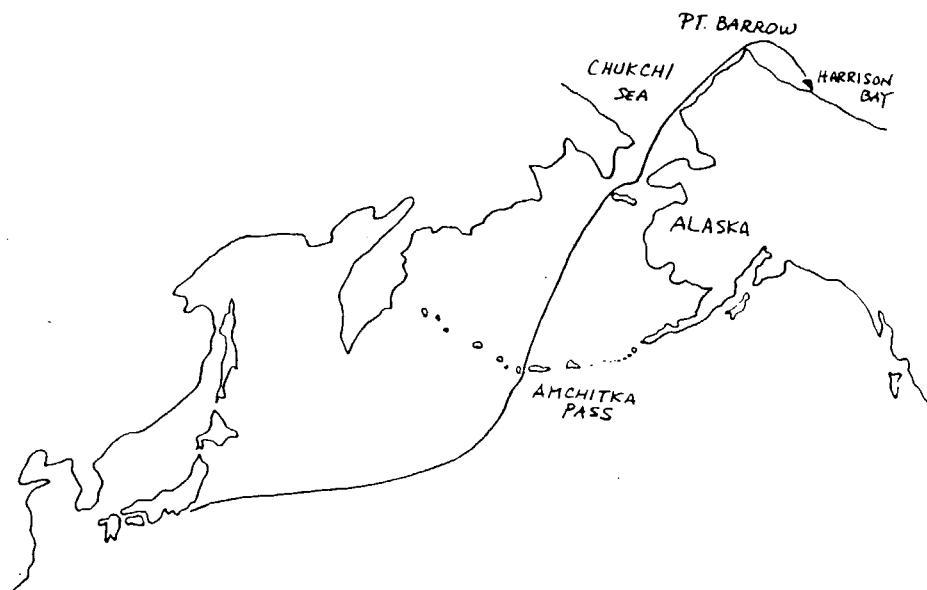


図 3.3.14 概略曳航ルート図

(b) 吃水深の算定

- 算定条件
- ムーンプール部は開放（底部蓋なし）とする。
 - バラスト水は考慮しない。

(i) ドックアウト時

- ドライドックの水深を 10m と設定する。
- ドライドックでの施工箇所を図 3.3.15 に示す。

コンクリート軸体 (65,000 m³) による吃水深 7.5 m

スカート高さ 1.5 m

ドックアウト時の吃水深	→	9.0 m
-------------	---	-------

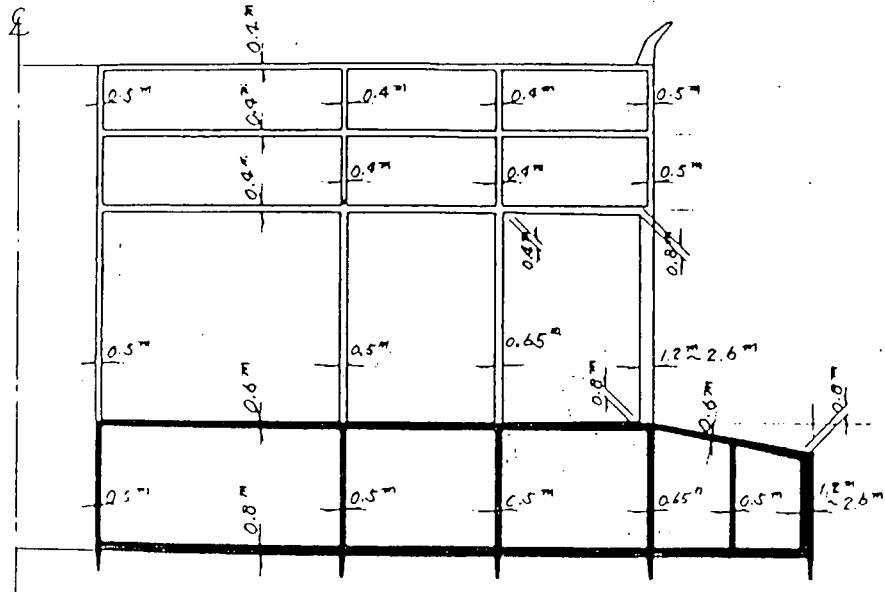


図 3.3.15 ドライドックでの施工箇所（着色部）

〔留意事項〕

代案として我国の既存ドックにて施工する場合、平面的に分割する必要がある。その際、船体の重心が偏心していることから吃水深に差異を生じる。従ってトリムを行なうために、例えば、屋根スラブの一部を洋上にて後打ちとする等の配慮が必要であろう。

(ii) 崩航時（移設時も同じ）

コンクリート船体 (141,000 m³) による吃水深	19.4 m
上部塔載機器	2,500 t
ストック資材	2,500 t (稼動時の約1/3程度)
スカート高さ	1.5 m
曳航時の吃水深	→ 21.3 m

〔留意事項〕

ポイントバロー通過時の吃水深対策

(a)-(ii)で述べた様に、ポイントバローでは浅海域まで Pack ice が発達することがあり、最悪のケースでは、海岸まで結氷する。このため、当海域を通過するにあたり以下の対処等が必要と思われる。

- Ice breaker による曳航路の確保（既述）
- 現地でのコンクリート施工による吃水深の低減

プラットフォームの一部のスラブ・壁体を現地据付後施工することにより曳航時の吃水深を減少させる。

- 構造部材の単位重量の見直し

現行の単位重量（軽量コンクリート 1.90 t/m³, 埋設鋼材 0.30 t/m³）は、若干安全側の値と考えられる。今後詳細実験・解析等より得られる結果に基づき現採用値の見直しを行うことにより、吃水深の修正を行なう。

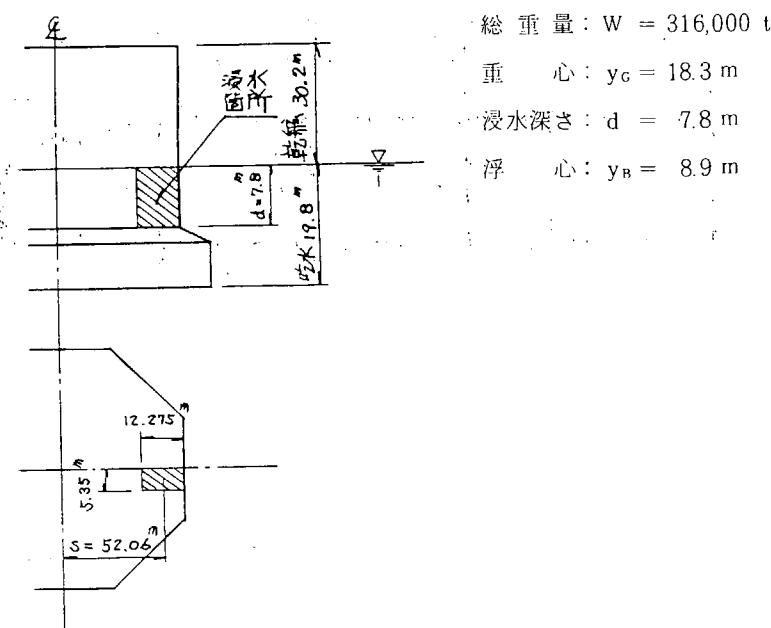
- その他

スカート区画内へのエア注入、仮設用浮力タンク設置等による吃水深の低減をはかることも考え得る。

(c) 浮遊安定解析

(i) 区画浸水時の安定

図3.3.16に示す様に、耐氷壁を含む外周の1隔室が浸水した場合のプラットフォームの傾斜角を、浮力損失法により求める。



・ 傾斜角 θ の算定

$$\pm \tan \theta = 0.003$$

$$\theta = 0.2^\circ$$

従がって、区画浸水を生じても吃水深の変化は、0.2 m～0.3 mと微量であり、かつ乾舷も充分あり、更にメタセンター高さも極めて大きいことより浮体としての安定は損なわれない。

(ii) 浮遊時の静的安定性

浮遊時における \overline{GM} (メタセンター高さ) を求める。

(イ) 設定条件

前述の曳航時の吃水深の算定と同様とする。

(ロ) \overline{GM} の算定

$$\overline{GM} = \frac{1}{\nabla} - (y_G - y_B)$$

y_G : 車体および機器重量等の重心高さ

y_B : 浮心高さ

I : 水線面での断面2次モーメント

∇ : 排水量

$$\overline{GM} = \frac{1,135 \times 10^7}{307,000} - (18.3 - 8.9)$$

$$= 27.6 \text{ m}$$

よって、 \overline{GM} 値が極めて大であるため、充分安定している。

(d) 浮遊・曳航時の構造部材解析

浮遊・曳航時に波浪によって生じる縦曲げ・せん断に対する構造部材強度の照査を行なう。

(i) 準拠基準

断面力解析: DnV "Guidelines for the design, construction and classification of floating concrete structures", 1979¹⁰⁾

応力解析: ACI 318-83¹¹⁾

(ii) 解析条件 — 許容応力度法に依る

表 3.3.16 解析方法

照査フェーズ	解 析 部 材	設 計 波 高
浮遊時	ドライドック内での構築部分(図3.3.15参照)	Hmax. = 3m
曳航時	構築完了したコンクリート躯体	Hmax. = 12m

表 3.3.17 断面力算定式

断面力	算 定 式 [注 1]
曲げモーメント	$Msag. = 12.5 \rho \cdot g \cdot L^2 \cdot B \cdot (C_B + 0.2) \cdot h_x \quad N \cdot m$ $Mhog. = 16.5 \rho \cdot g \cdot L^2 \cdot B \cdot C_B \cdot h_x \quad N \cdot m$
せん断力	$Qsag. = \frac{Msag.}{0.25 L} \quad N$ $Qhog. = \frac{Mhog.}{0.29 (C_B + 0.2) L} \quad N$

[注 1] 断面力の算定は、長150m、幅150mの矩形ケーソンとする。但し、部材断面諸性能は実寸法を採用する。

(iii) 解析結果

下表に示す様に部材に発生する最大コンクリート引張・せん断応力度は、許容値以内であり、充分安全といえる。但し、コンクリート圧縮応力度は、全く問題がないため、検討を省く。また、プレストレス力も安全を考慮して無視する。

表 3.3.18 断面応力照査結果

照査状態	設計断面力		部材断面性能		曲げモーメント照査		せん断力照査			
	曲げモーメント	せん断力	断面係数	せん断面積(ウェップのみ)	コンクリート最大引張応力度	発生値	許容値[注1]	コンクリート最大せん断応力度	発生値	許容値[注2]
浮遊時	118,000 t m (Hog.)	3,600 t (Sag.)	890 m ³	89 m ²	13 kg/cm ²	30 kg/cm ²	4 kg/cm ²	9 kg/cm ²		
曳航時	451,000 (Sag.)	12,000 (Sag.)	5,030	255	9	30	5	9		

[注 1] コンクリート許容引張応力度: ACI 318-83⁷⁾ 18.4.2 項より

$$\sigma_{ct} = 1.6 \sqrt{f_c} \times 0.85 = 30 \text{ kg/cm}^2$$

[注 2] コンクリート許容せん断応力度: ACI 318-83⁷⁾ B. 3 項より

$$\tau_{ca} = 0.46 \sqrt{f_c} \times 0.85 = 9 \text{ kg/cm}^2$$

但し、せん断鉄筋を考慮した場合。

(2) 据付時の検討

(a) 据付概要

- (i) 本海洋構造物はあらかじめ整地された設置点の直上に多点保留する。
- (ii) 浮体区画に徐々に注水し、浮力を減少させ、静かにバランスを取りながら沈下させていく。
- (iii) この時各浮体区画間の水位差が計画値を越えない様に注意しなければならない。
- (iv) 特に着底間際は構造体底部と着底マウンド部との間に水流が発生するので可能な限り低速沈降をせねばならない。(水抜きバルブの開放を忘れずに行なう)
- (v) 着底作業が終了すると出来る限り短期間に所期の必要バラストを投入し完全な据付状態にする。
- (vi) 上記の作業に要する日数は少なくとも10日～15日は必要と考えられるので海象・気象条件は事前に充分把握して最良の時期を選定することが大切である。

3.3.4 建造時の検討

(1) 施工手順の概要

本構造物を施工する場合、ドライドック内施工と洋上基地施工の併用となる。以下に考えられる施工方法3案について概略建造方法、利点、問題点について述べる。

表 3.3.19 概略施工手順とその特徴

施工方法	案-1(図3.3.17参照)	案-2(図3.3.17参照)	案-3
概略建造方法	ドライドックで下部函体を施工後、静穏海域へ曳出し、残りの上部函体を全て洋上にて施工する。	ドライドックで下部函体施工後、静穏海域へ曳出し、耐水壁部分およびスラブのみを洋上施工する。 洋上施工完了後、下部函体を完全没水させ、これにドライドックで施工し当海域まで曳航してきた上部函体を接合させる。	案-1または案-2の方法で建造する。 但し、上部函体の一部を未完成のまま据付地点まで曳航し、据付後、上部函体の残りを完成させる。
主な利点	既存のコンクリート製プラットフォームの構築方法と同一であり多数の実績あり。	コンクリート工事がある期間、ドライドック・洋上基地での並行作業となるため工期の短縮がはかるる。	吃水が小さいことより曳航路の水深が不足する場合に有効である。
主な問題点	大量のコンクリート(75,000m ³)を洋上打設するため、ドック周辺に水深22m以上、かつ長期にわたり静穏な海域を確保する必要がある。 案-2に比べ工期が長い。	没水時の函体の安定性に問題あり。 上・下函体接合のため、45m以上の水深のある静穏海域を確保する必要がある。	案-1または案-2と共に。 据付地でのコンクリート打設には、ドライドック等に比べ、施工機械の搬入、材料の供給等が難かしい。

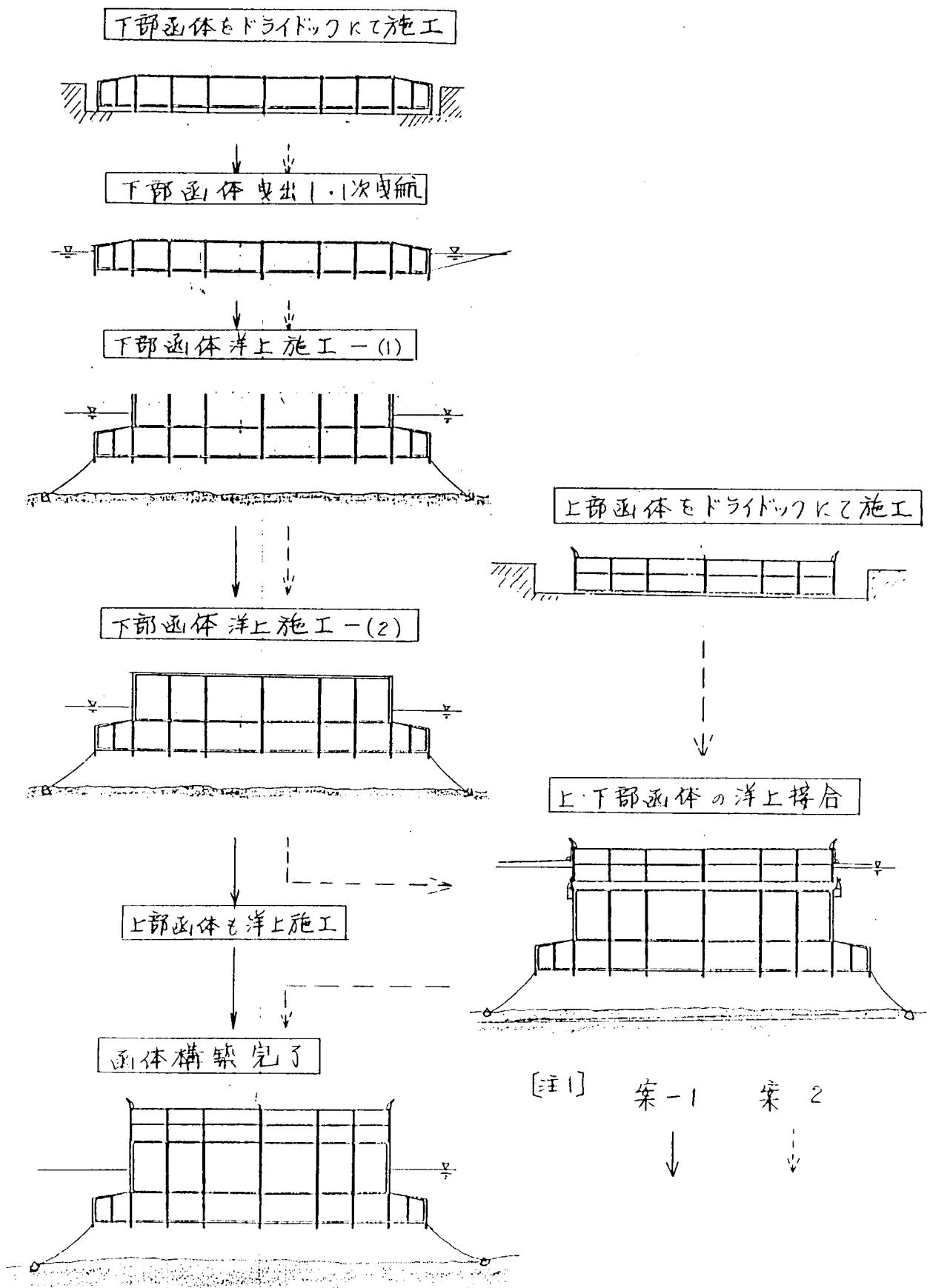


図3.3.17 プレストレストコンクリート構造物の施工手順

(2) コンクリート打設方法

(a) 現場打ち部材とプレファブ部材

図 3.3.18に示す様に、底版以外のスラブは、施工効率（工期短縮）を考慮して、プレファブ施工とし、その他の部材は全て現場打ちとする。プレファブ部材は、陸上ヤードにて施工後大型クレーン船により係留函体上に据付ける。

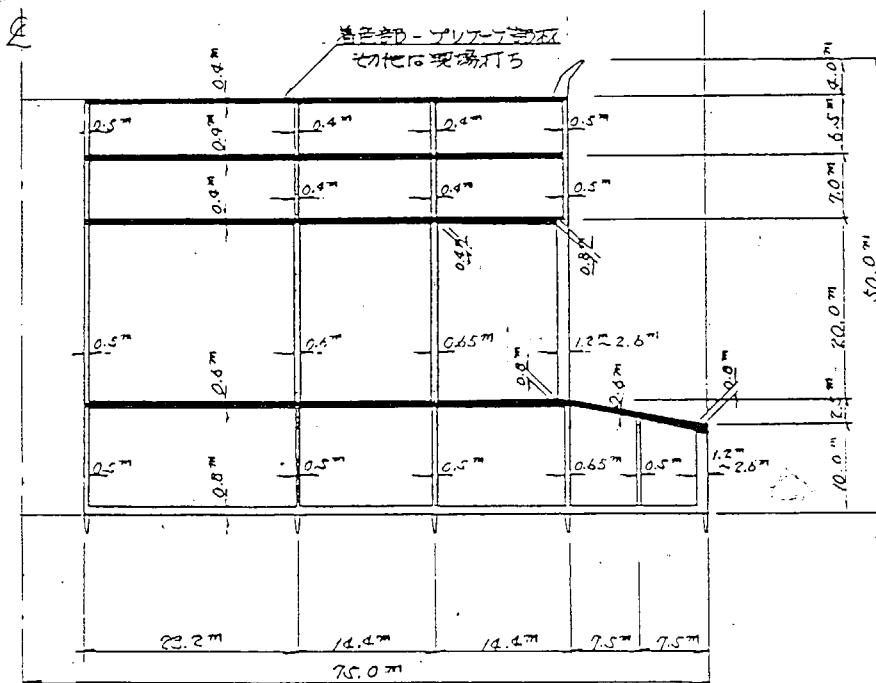


図 3.3.18 プレファブ部材使用箇所（着色部）。

(b) 現場打ちコンクリート打設方法

現場打ちコンクリートは使用する軽量コンクリートの性質上、ポンプ圧送は、極めて困難と考えられるためパケットにより打設する。

(3) プレストレス鋼材の配置

3.3.1 構造様式で述べた部材にプレストレスを導入するための概略テンドンレイアウトを図 3.3.19～3.3.23に示す。

耐氷壁水平方向テンドンは図 3.3.20～3.3.21に示す様に、8角形の2辺の長さ毎に分割し、それらを一辺づらすことにより、導入プレストレス力の均一化、定着端の分散を図る。

底版テンドン配置は2案を示した。案-1（図 3.3.22参照）は、8角形の対辺方向にテンドンを配置することにより、底版に均一なプレストレスを導入する。この場合、底版中央部では、4方向のテンドンが交差することになり、施工が煩雑となり、かつ鋼材のかぶりの確保に充分留意する必要がある。案-2（図 3.3.23参照）は、底版中央部のテンドンの交差が2方向となるテンドンレイアウトであり、これに、円周方向のテンドンを配置することにより、底版に均一なプレストレス力を導入する。

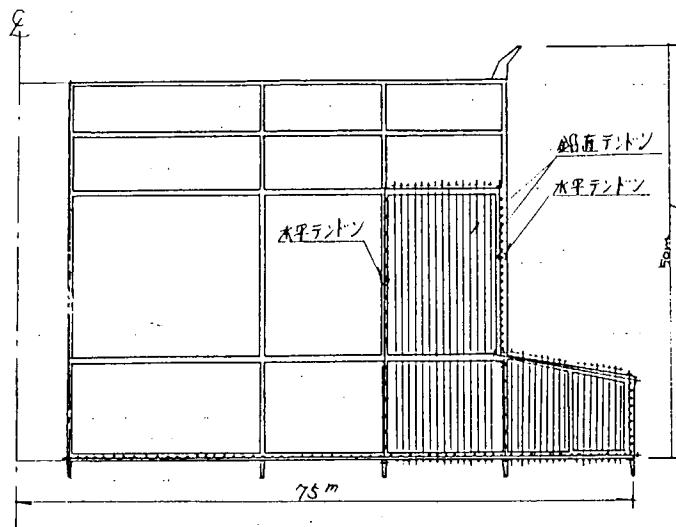


図 3.3.19 概略テンドンレイアウト断面図

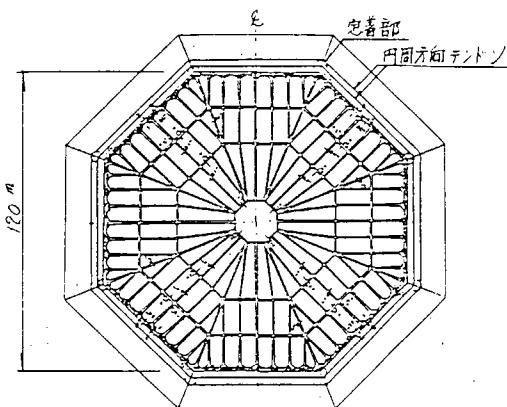


図 3.3.20 上部耐水壁水平方向テンドン配置図

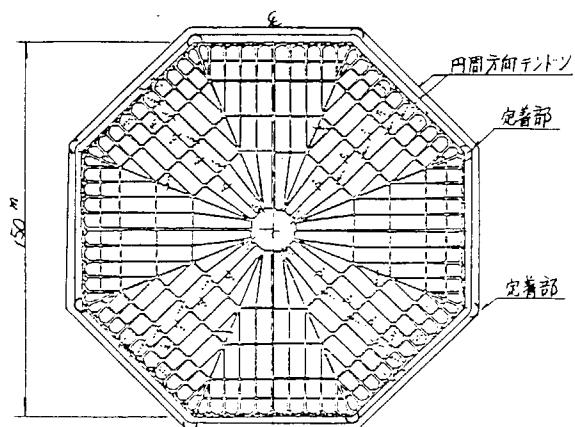


図 3.3.22 底版テンドンレイアウト（案－1）

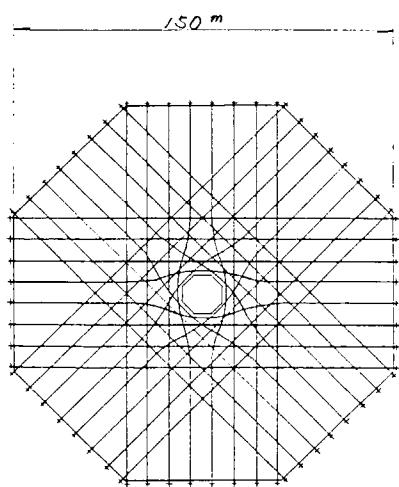


図 3.3.21 下部耐水壁水平方向テンドン配置図

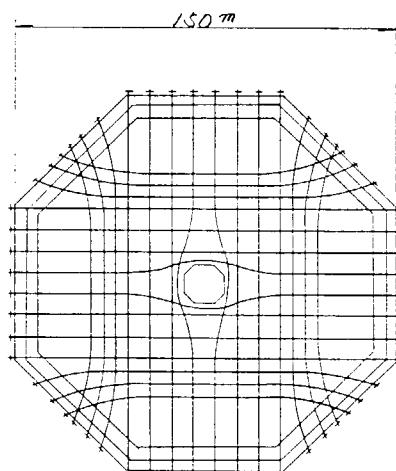


図 3.3.23 底版テンドンレイアウト（案－2）

3.4 ハイブリッド構造物

3.4.1 構造様式 (図 3.4.1 ~ 図 3.4.6)

側壁の傾斜角が 45° のコニカルタイプのリグで平面形状は 8 角形である。底面積は $15,320 \text{ m}^2$ (直径約 136 m), 上甲板面積は $3,980 \text{ m}^2$ (直径約 70 m) である。

中央に moon pool (直径約 11 m), 中央底部に pump room, tween deck に machinery space を配している。他の大部分のスペースはバラストタンクとして利用する。

耐水構造部は鋼とコンクリートから成るサンドイッチ式コンポジット構造とし、その他は鋼構造である。構造物のスライディング防止のために底面外側にスカートを設けている。

3.4.2 稼動時の検討

(1) 基礎の設計

(a) 地盤特性

ボーフォート海の海底地盤は比較的軟弱な粘性土が支配的であり、着底時の滑動および地盤支持力に関する検討はこの粘性土に対して行えばほぼ十分であると思われる。

しかし、一部に、滑動に対して粘性土より安定性の低下する砂質土が存在すると言われており、砂質土の場合についても参考のため検討を行うこととする。

表 3.4.1 に、以下の検討の為に設定した粘性土および砂質土の地盤特性を示す。

(b) 鉛直荷重

滑動に対する安定性を確保する必要から着底時の鉛直荷重が決められる。

砂質土の場合には、粘性土の場合に比べ滑動に対する安定性が低い為、水バラストと砂バラストを併用する必要がある。

表 3.4.2 に各地盤における水深 20 m 時、30 m 時の構造物の鉛直荷重を示す。

表 3.4.1

地盤	粘性土	砂質土
非排水せん断強度 (粘着力)	4.9 t/m^2	0 t/m^2
非排水内部摩擦角	0.0	30°
有効単位重量 (水中)	—	1.0 t/m^3

表 3.4.2

荷重項目	重量 (t)			
	粘性土		砂質土	
	水深 20 m	水深 30 m	水深 20 m	水深 30 m
ハイブリッド構造軸体	49,500	49,500	49,500	49,500
上部搭載荷重	9,500	9,500	9,500	9,500
水バラスト	235,000	235,000	154,000	154,000
砂バラスト*	—	—	123,000	158,000
全重量 (空中重量)	294,000	294,000	336,000	371,000
排水量 (浮力)	198,000	239,000	198,000	239,000
有効重量 (水中重量)	96,000	55,000	138,000	132,000

注) * 砂バラストの比重 = 2.0

(c) 水平荷重

水平荷重として、構造物全体に働く氷荷重 (グローバルアイスロード) と地震荷重が考えられる。

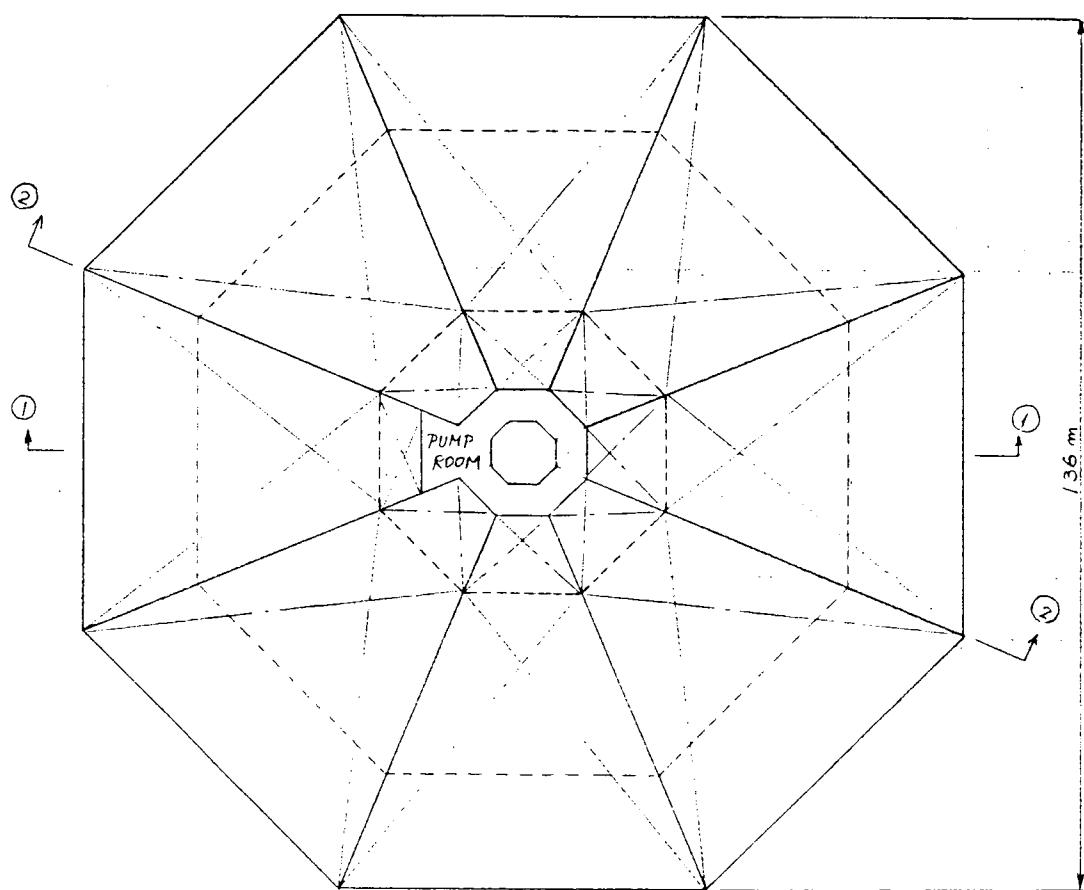
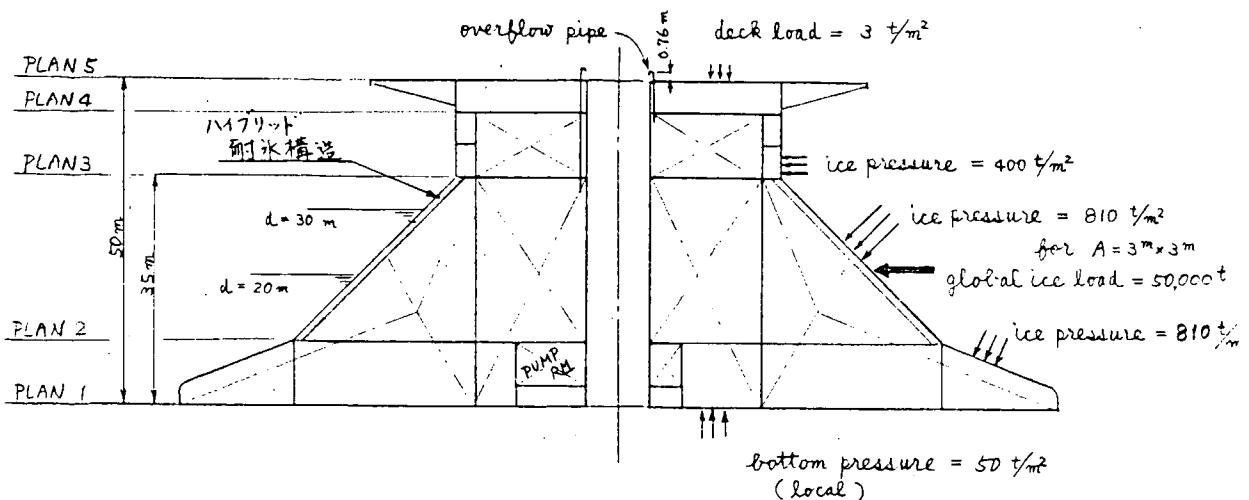


図 3.4.1 タンク割りおよび設計荷重

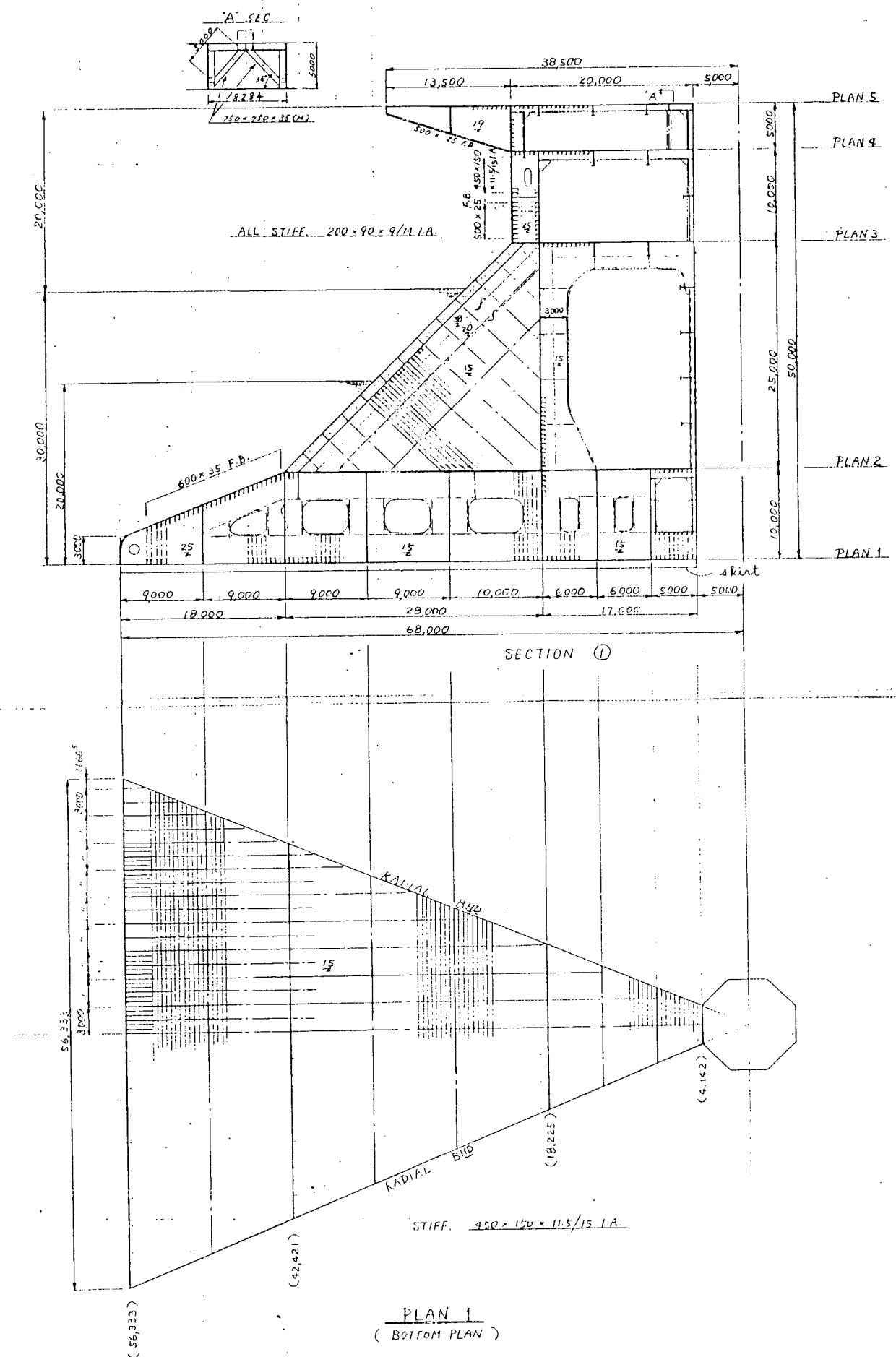
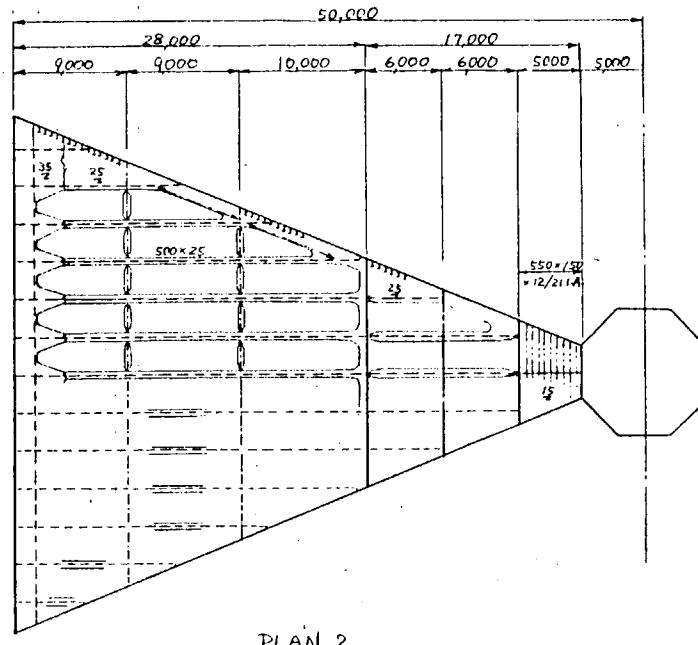
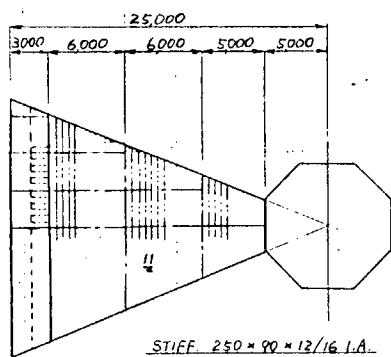


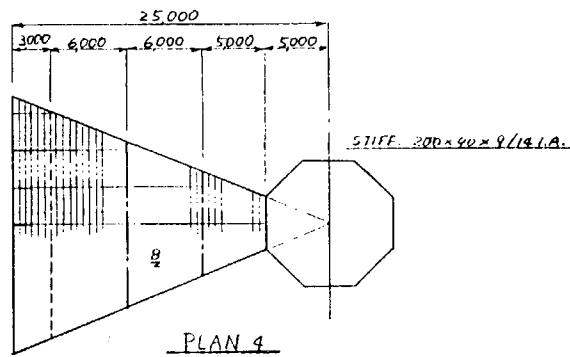
図 3.4.2. 横断面図および船底平面図



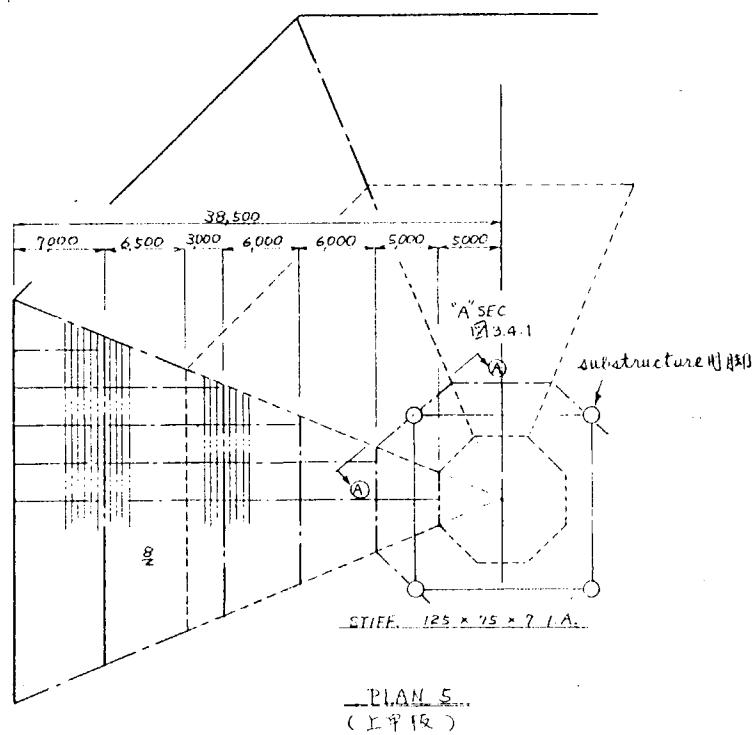
PLAN 2



PLAN 3

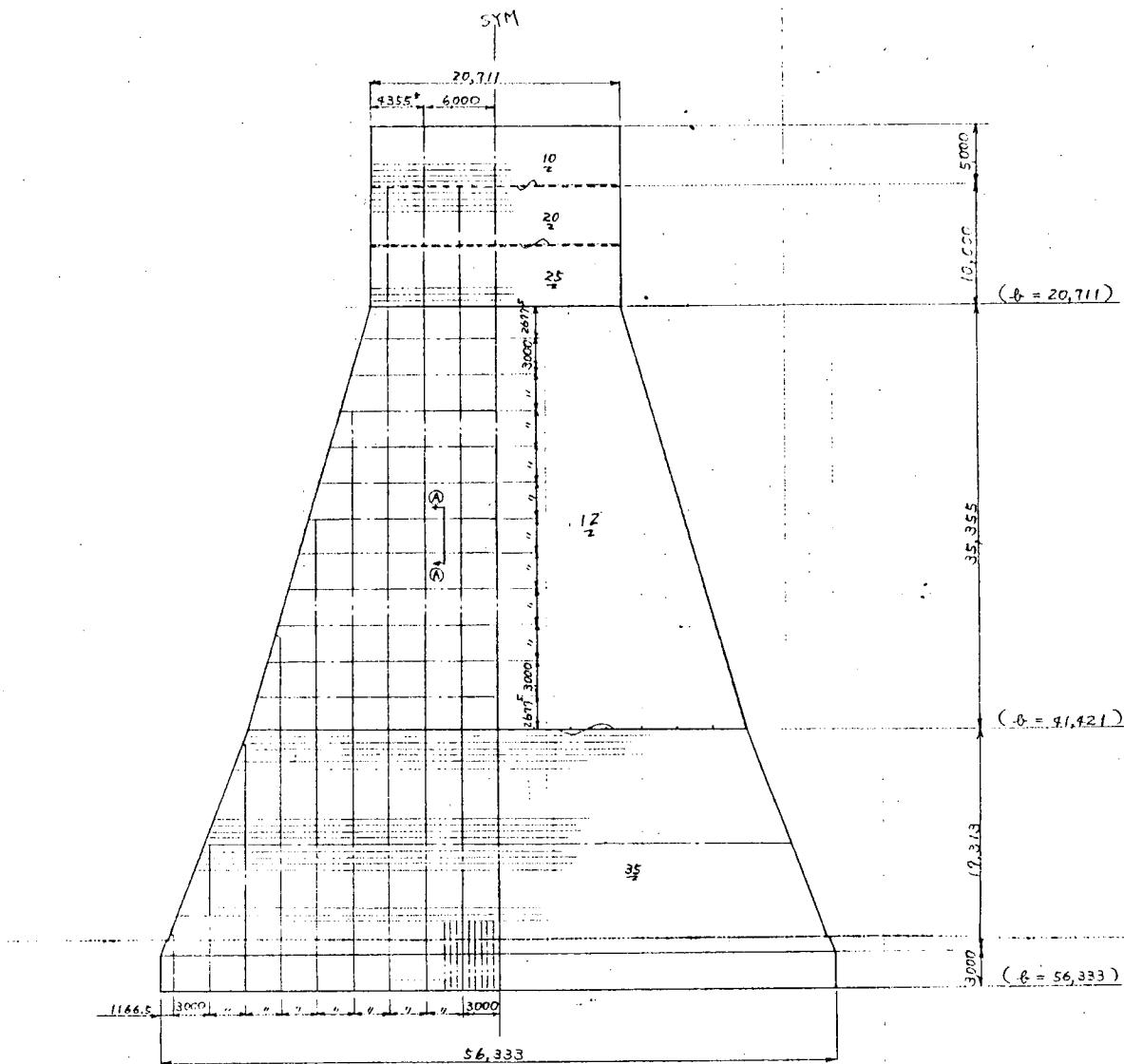


PLAN 4

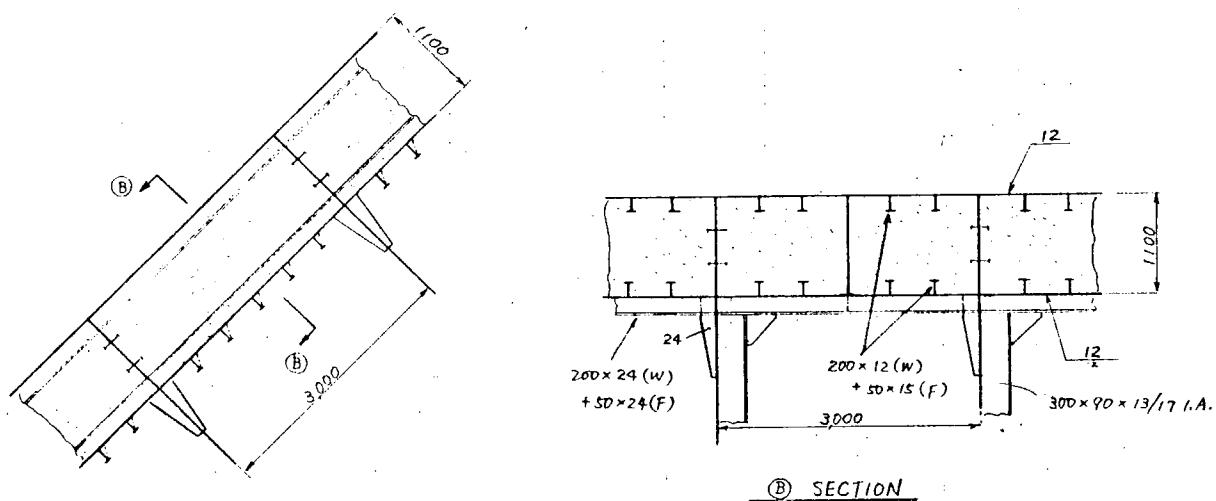


PLAN 5...
(上半段)

图3.4.3 甲板平面图



SIDE SHELL EXPANSION (1/400)



(A) SECTION

ICE WALL (ABT 1/50)

図 3.4.4 耐水構造

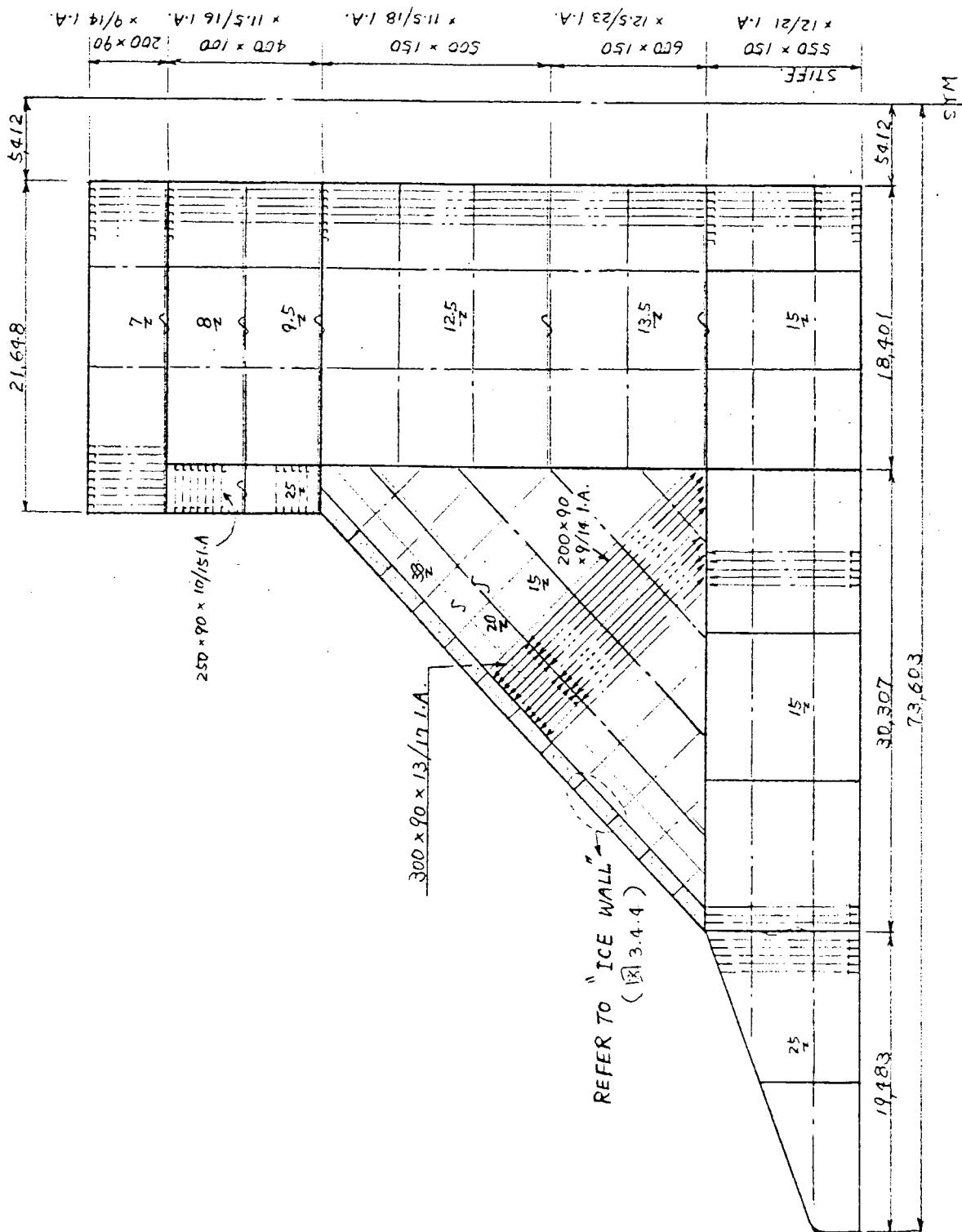
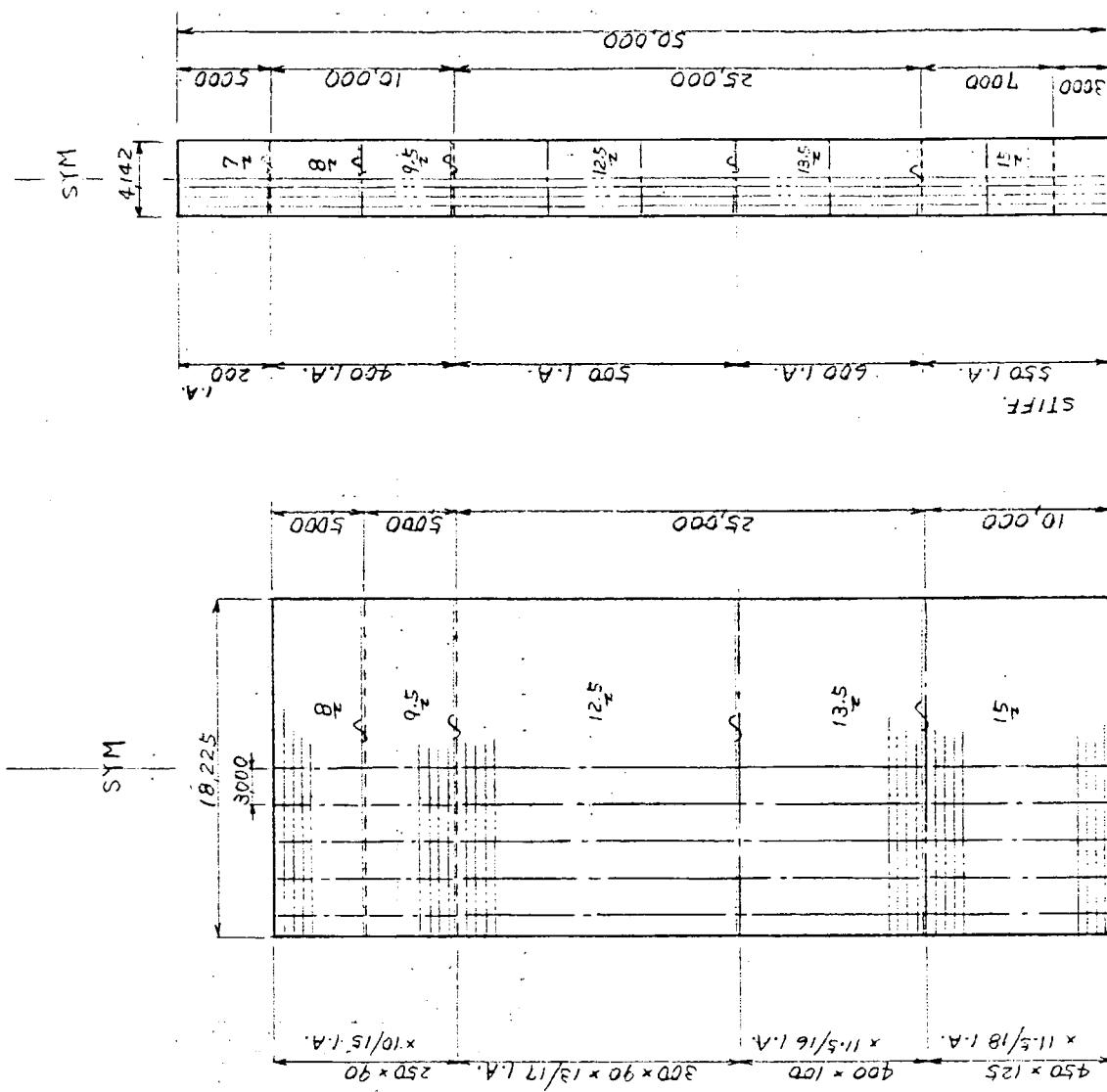


图 3.4.5 隔壁 (SECTION ②)

MONOLITHIC SIDE WALL,

CIRCUMFERENTIAL BHD
(2.2 M FROM MONOLITHIC CENTER)

FIG. 3. 4. 6 隔壁



(i) 水荷重

3.2 設計条件で述べたように、構造物全体に働く水荷重を、50,000 ton と設定する。この値は水深によらず一定とし、作用位置は海面とする。

(ii) 地震荷重

地震荷重、即ち地震により構造物に生じる慣性力は次式であらわされる。

$$\text{慣性力} = (\text{全質量} + \text{付加質量}) \times \text{加速度}$$

ここで、設計加速度は、3.2 設計条件で述べたように 0.05 g とし、また付加質量係数については近似的に円筒型着底構造物の値を用いて、水深 20m 時、30m 時ともに 0.5 とする。

表 3.4.3 に上式により求められる各地盤および各水深における地震荷重を示す。

これら地震荷重は、水荷重に比べ小であるので、以下の検討では水平荷重として水荷重の 50,000 ton を用いることとする。

(d) 滑動に対する安定性検討

(i) 粘性土の場合

API RP 2A²⁾ による粘性土の滑動に対する安全率 (F. S.) は次式であらわされる。

$$F. S. = C \times A / \text{水平荷重}$$

ここで、C は粘性土の粘着力（非排水せん断強度）であり、表 3.4.1 より 4.9 t/m²、また A は接地面積で 15,300 m² である。

従って、安全率は水深によらず次のように求められ、水荷重における荷重係数（許容安全率）1.5 を満足するので、滑動は生じない。

$$F. S. = 4.9 \times 15,300 / 50,000$$

$$= 1.50 > 1.5$$

(ii) 砂質土の場合

粘性土の場合と同様に、API 規則による砂質土の滑動に対する安全率を示すと、

$$F. S. = (C' A + Q \tan \phi') / \text{水平荷重}$$

ここで、C' は粘着力を示すが、砂質土の場合には通常 C' = 0 とする。Q は表 3.4.2 に示される有効重量、 ϕ' は表 3.4.1 に示される非排水内部摩擦角である。

従って、安全率は各水深に対して次のように求められ、粘性土の場合と同様荷重係数 1.5 を満足するので、滑動は生じない。

水深 20m 時

$$F. S. = 138,000 \times 0.58 / 50,000$$

$$= 1.60 > 1.5$$

水深 30m 時

$$F. S. = 132,000 \times 0.58 / 50,000$$

$$= 1.53 > 1.5$$

(e) 地盤支持力に対する安定性の検討

(i) 粘性土の場合

API RP 2A による鉛直荷重に対する許容支持力 (R_a) は次式であらわされる。

表 3.4.3

地盤	粘性土	砂質土	地盤	粘性土	砂質土
水深	20m	30m	水深	20m	30m
地震荷重	19,700 t	20,700 t	地震荷重	21,800 t	24,500 t

$$Ra = C \cdot Nc \cdot Kc \cdot A'$$

表 3.4.4

ここで、Cは非排水せん断強度で4.9 t/m², Ncは支持力係数で5.14, Kcは修正係数で1.0とする。A'は荷重の偏心に応じた有効載荷面積で有効重量により表3.4.4に示すとく求められる。

従って、許容支持力(Ra)およびその安全率(F.S.)は以下のように求められ、APIにおける鉛直荷重に対する許容安全率2.0を満足することがわかる。

$$\text{水深20m時} \quad Ra = 295,000 \text{ ton}$$

$$\begin{aligned} F.S. &= 295,000 / 96,000 \\ &= 3.1 > 2.0 \end{aligned}$$

$$\text{水深30m時} \quad Ra = 184,000 \text{ ton}$$

$$\begin{aligned} F.S. &= 184,000 / 55,000 \\ &= 3.3 > 2.0 \end{aligned}$$

(ii) 砂質土の場合

API RP 2A²⁾による砂質土における許容支持力の式をそのままこの構造物に適用することが妥当かどうかは明らかではないが、仮に適用できるとすると、許容支持力(Ra)は次式であらわされる。

$$Ra = \frac{1}{2} \gamma' BNr Kr A'$$

表 3.4.5

ここで、 γ' は土の有効単位重量(水中)で1.0 t/m³, Nrは支持力係数で、内部摩擦角が30°の場合22.40, Krは修正係数, Bは有効載荷幅, A'は有効載荷面積でこれらは有効重量により表3.4.5に示すとく求められる。

従って、許容支持力(Ra)およびその安全率(F.S.)は次のように求められ、API²⁾の許容安全率2.0を満足することがわかる。

$$\text{水深20m時} \quad Ra = 2,985,000 \text{ ton}$$

$$\begin{aligned} F.S. &= 2,985,000 / 138,000 \\ &= 21.6 > 2.0 \end{aligned}$$

$$\text{水深30m時} \quad Ra = 2,511,000 \text{ ton}$$

$$\begin{aligned} F.S. &= 2,511,000 / 132,000 \\ &= 19.0 > 2.0 \end{aligned}$$

(2) 強度検討

(a) 適用基準、設計荷重

(i) 適用基準

(イ) 鋼構造部 ABS Mobile Offshore Drilling Units, 1980を適用する。

(ロ) ハイブリッド耐水構造部 サンドイッチ式コンポジット構造に対する強度評価基準として確立されたものではなく、今後の課題である。ここでは、最終強度に対して安全係数が1.3になるようにサンドイッチ式コンポジット耐水構造部を設計することにする。(AISC¹¹⁾, ACI 357 R78, DnV "Guidelines for the Design, Construction and Classification Floating Concrete Structure"等の設計指針によると最終強度をベースにした設計法では荷重係数として1.3を用いている。)

水深	20 m	30 m
有効重量	96,000 t	55,000 t
A	11,700 m ²	7,300 m ²

((b)鉛直荷重 参照)

水深	20 m	30 m
有効重量	138,000 t	132,000 t
Kr	0.20	0.20
B	106 m	98 m
A'	12,570 m ²	11,440 m ²

((b)鉛直荷重 参照)

(ii) 設計荷重

(イ) 耐氷構造に作用する氷圧力

氷圧力と荷重面積の関係は図 3.2.1 に示されている。これより各強度検討に用いる氷圧力を次のように定めた。

- 抑抜きせん断強度検討に用いる氷圧力

$$1,150 \text{ t/m}^2 (0.5 \text{ m} \times 0.5 \text{ m} = 0.25 \text{ m}^2 \text{ の荷重面積に対して})$$

- $3 \text{ m} \times 3 \text{ m}$ サンドイッチ式コンポジットパネルおよびそれを支持する水平桁、トランスバースの強度検討に用いる氷圧力

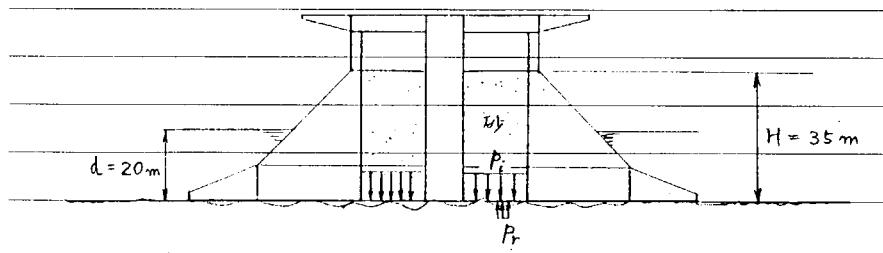
$$810 \text{ t/m}^2 (3 \text{ m} \times 3 \text{ m} = 9 \text{ m}^2 \text{ の荷重面積に対して})$$

(ロ) 底部構造に作用する圧力

軽荷重量、バラスト重量、浮力、地盤（特性、凹凸の状態、氷荷重）などの影響を受ける。

砂質土に設置する場合、中央バラストタンクに砂バラスト（比重 2.0）を積載するので下向きに大きな荷重が作用する。さらに海底地盤の凹凸を考慮すると図 3.4.7 の状態が最も厳しい荷重状態である。これより設計圧力は 50 t/m^2 とする。その他凸部の地盤が圧壊される状態が考えられるが、圧壊圧力は 30 t/m^2 であり先に述べた 50 t/m^2 よりも小さい。

(ハ) その他の設計荷重は図 3.4.1 に示してある。



$$\begin{aligned}\text{設計圧力 } p_0 &= p_i - p_r \\ &= \gamma_s \cdot H - \gamma_w \cdot d \\ &= 2.0 \text{ t/m}^3 \times 35 \text{ m} - 1,025 \text{ t/m}^3 \times 20 \text{ m} \\ &\doteq 50 \text{ t/m}^2\end{aligned}$$

図 3.4.7

(b) 耐氷構造部の強度検討

(イ) サンドイッチ式コンポジット構造

(イ) 全体強度

図 3.4.4 に示す鋼とコンクリートから成るサンドイッチ式ハイブリッド構造を図 3.4.8 のようにトラス構造にモデル化する。

内部コンクリートは斜部材、上下の鋼板は水平部材を構成する。単位幅の構造を取り出し連続トラス構造として解析する。

荷重は各節点に集中荷重として作用させる。

計算結果を図 3.4.9 に示す。最も厳しい応力状態にあるのは荷重作用位置の下側鋼板で $\sigma = 27.9 \text{ kg/mm}^2$ の引張応力が作用している。この応力が鋼材の降伏応力 $\sigma_y = 36 \text{ kg/mm}^2$ に達したとき本構造はそれ以上の荷重に耐えられなくなる。すなわち最終強度に対する安全率は $36 \text{ kg/mm}^2 / 27.9 \text{ kg/mm}^2 = 1.3$ であり評価基準を一応満足している。

コンクリート斜材の作用応力は 187 kg/cm^2 で圧壊強度 490 kg/cm^2 に対して十分余裕がある。

(ロ) 押抜きせん断強度 (図 3.4.10 参照)

- $0.5 \text{ m} \times 0.5 \text{ m}$ の面積に作用する荷重 $W = 1.150 \text{ t/m}^2 \times 0.25 \text{ m}^2$
 $= 287.5 \text{ t}$
- せん断面積 $A_s = l \cdot d = (4r + \pi d) d$
 $= (4 \times 0.5 \text{ m} + \pi \times 1.1 \text{ m}) \times 1.1 \text{ m}$
 $= 6.0 \text{ m}^2$
- せん断応力 $\tau = W / A_s$
 $= 287.5 \text{ t} / 6.0 \text{ m}^2$
 $= 4.8 \text{ kg/cm}^2 < \text{許容せん断応力}$

(リ) トランスバース (図 3.4.11 参照)

$$W = q \cdot s^2 = 810 \text{ t/m}^2 \times (3 \text{ m})^2 = 7,290 \text{ t}$$

この W を支持するトランスバースの圧縮面積 A_c は次のようになる。

$$\begin{aligned} A_c &= (\text{板の断面積}) + (\text{防撓材の断面積}) \\ &= (3 \text{ m} + 2 \times 1.1 \text{ m}) \times 0.038 \text{ m} \\ &+ 52.7 \text{ cm}^2 \times 12 \text{ 本} \\ &= 0.1976 \text{ m}^2 + 0.0632 \text{ m}^2 = 0.26 \text{ m}^2 \\ \therefore \sigma_c &= W / A_c = 7,290 \text{ t} / 0.26 \text{ m}^2 \\ &= 28.0 \text{ kg/mm}^2 < \sigma_y / 1.25 = 28.8 \text{ kg/mm}^2 \end{aligned}$$

(リ) 水平桁 (図 3.4.12 参照)

水平桁に作用する最大せん断力 F

$$\begin{aligned} F &= w_0 \cdot l / 2 \div 2 \\ &= (810 \text{ t/m}^2 \times 3 \text{ m}) \times 3 \text{ m} / 4 \\ &= 1822.5 \text{ t} \\ A_s &= 290 \text{ cm} \times 3.8 \text{ cm} + 110 \text{ cm} \times 1.5 \text{ cm} \\ &= 1,267 \text{ cm}^2 \\ \tau &= 1822.5 \text{ t} / 1,267 \text{ cm}^2 = 14.4 \text{ kg/mm}^2 < \sigma_y / 2.5 = 14.4 \text{ kg/mm}^2 \end{aligned}$$

(リ) 下部耐水構造部 (図 3.4.13)

(イ) 外板

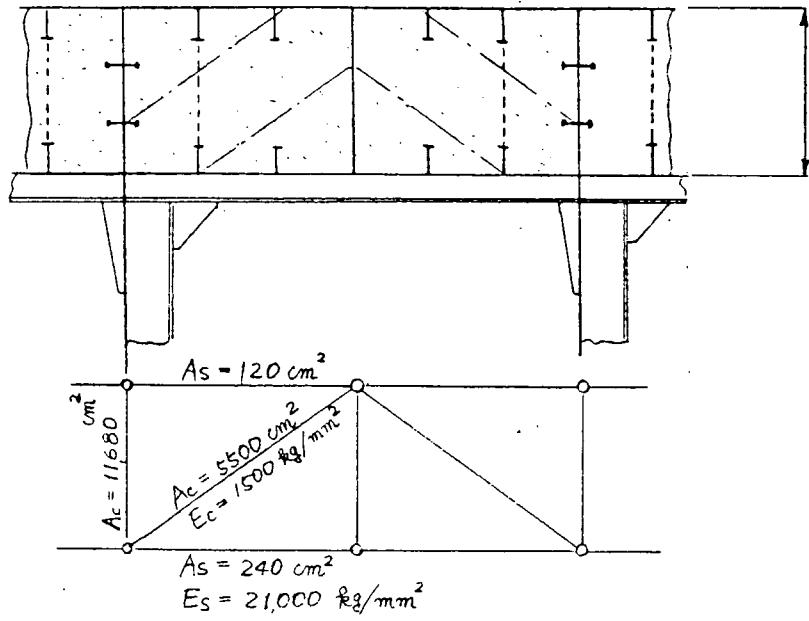
$$\begin{aligned} \text{全塑性モーメント } M_p &= w_0^2 / 8 \\ &= 810 \text{ t/m}^2 \times (0.5 \text{ m})^2 / 8 \\ &= 25.0 \text{ t} \cdot \text{m} / \text{m} \end{aligned}$$

塑性断面係数の要求値 Z_p

$$\begin{aligned} Z_p &= 1.3 M_p / \sigma_y \\ &= 1.3 \times 25.0 \text{ t} \cdot \text{m} / \text{m} / 36 \text{ kg/mm}^2 \\ &= 903 \text{ cm}^3 / \text{m} \end{aligned}$$

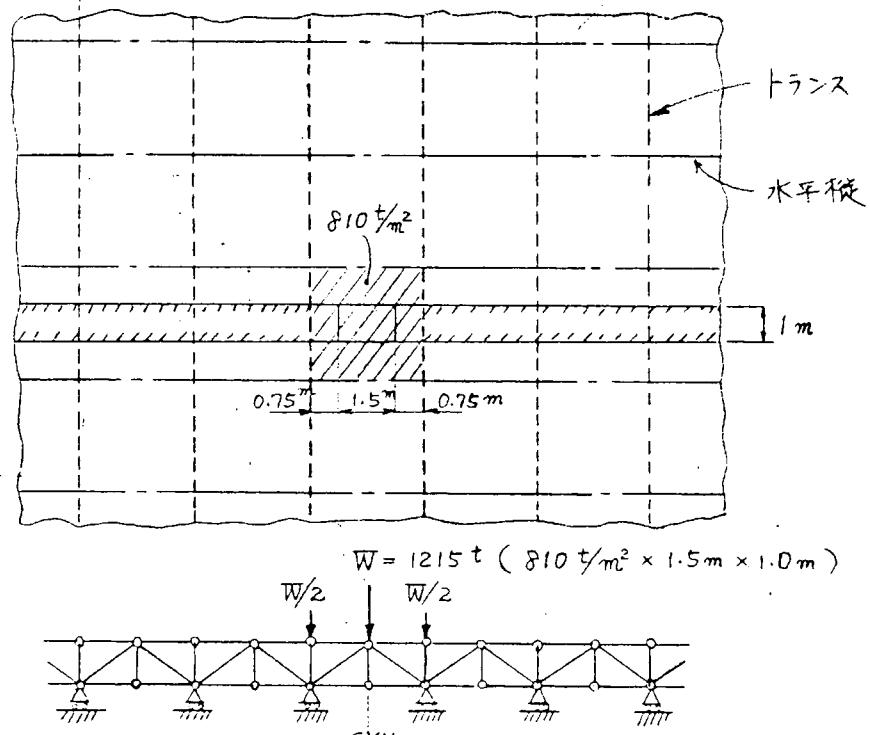
実際の塑性断面係数

$$\begin{aligned} t &= 35 \text{ mm} \\ Z_p &= b h^3 / 4 \\ &= 100 \text{ cm} \times (3.5 \text{ cm})^3 / 4 = 1,072 \text{ cm}^3 \end{aligned}$$



(a)

耐氷構造部



(b)

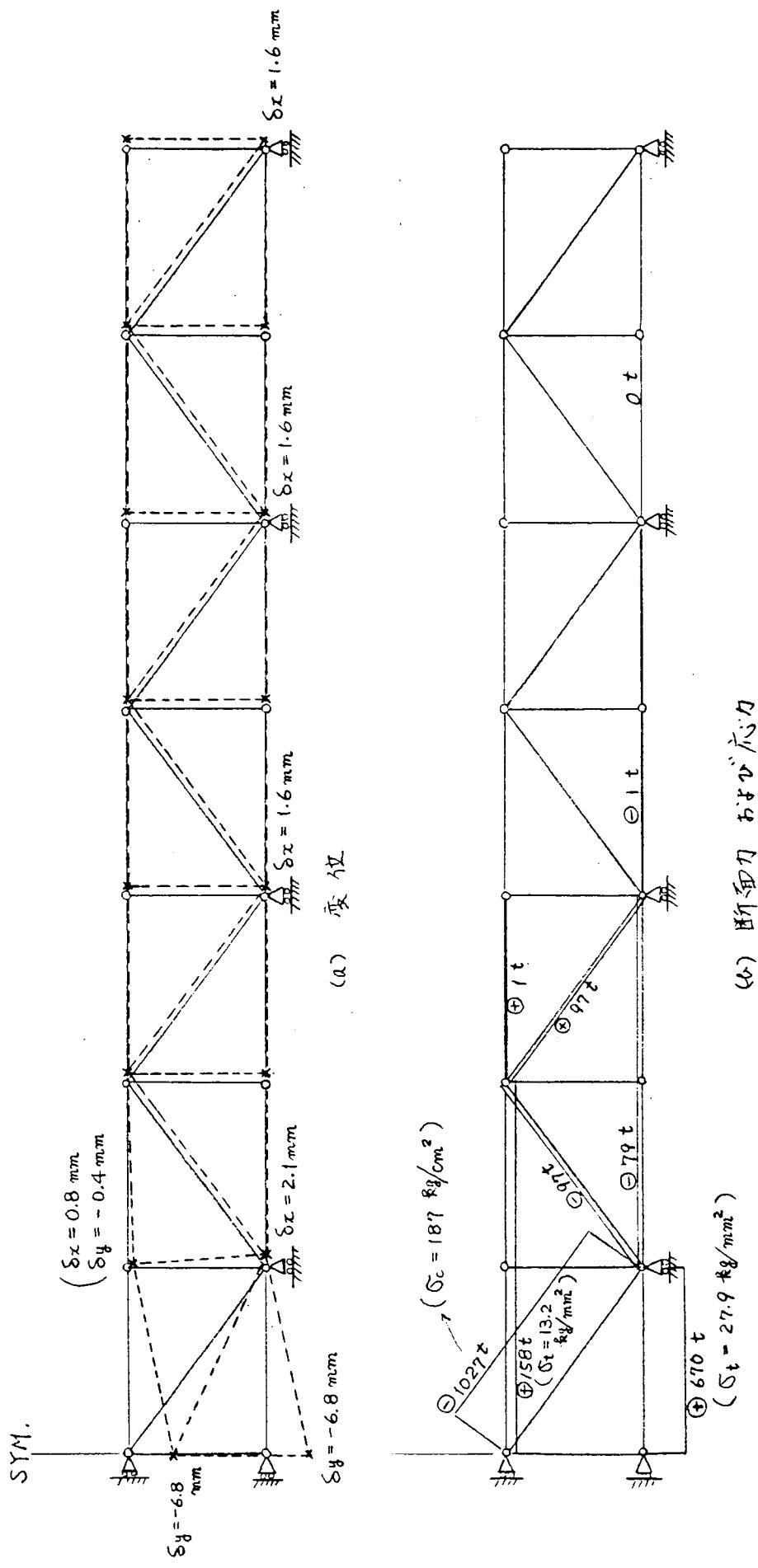


図 3. 4. 9

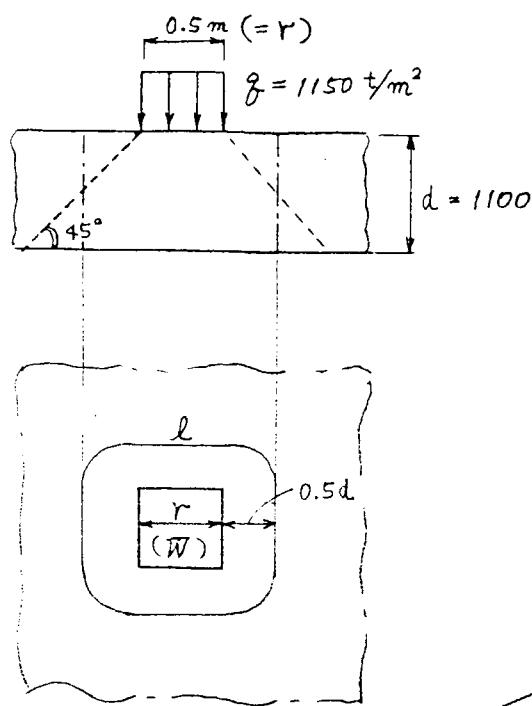


図 3. 4. 10

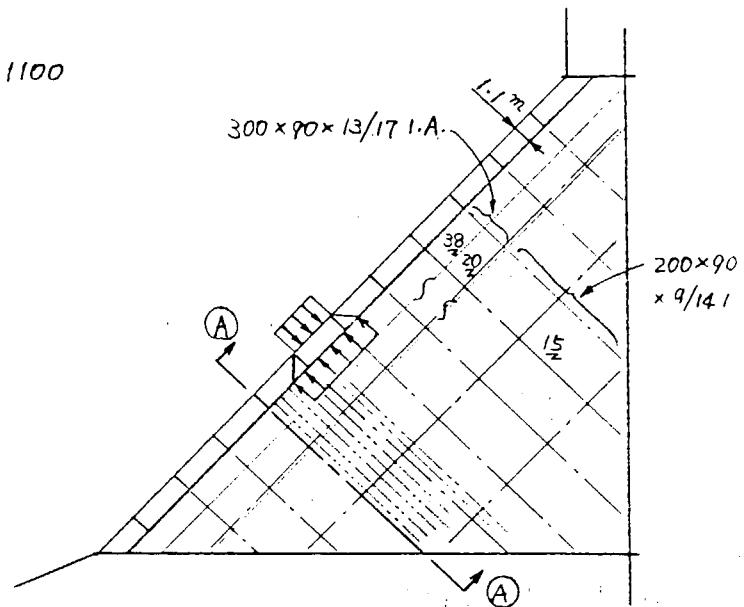
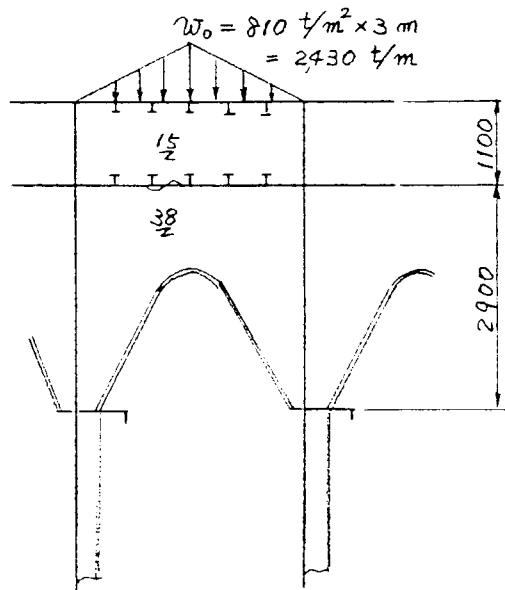


図 3. 4. 11



Ⓐ 断面(図3.4.11参照)

図 3. 4. 12

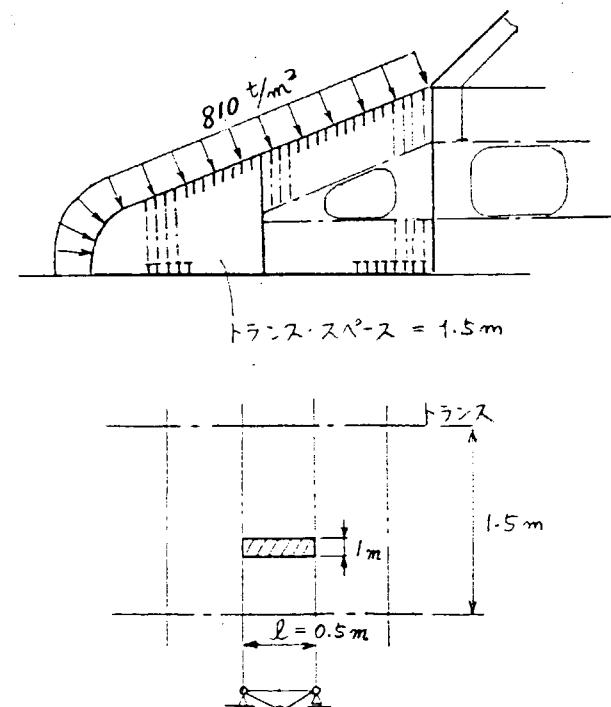


図 3. 4. 13

(ロ) 縦通梁 (600×35 F. B., $Z_p = 6,460 \text{ cm}^3$, $A_w = 210 \text{ cm}^2$)

全塑性モーメント M_p

$$\begin{aligned} M_p &= w\ell^2 / 8 \\ &= (810 \text{ t/m}^2 \times 0.5 \text{ m}) \times (1.5 \text{ m})^2 / 8 \\ &= 112.5 \text{ tm} \end{aligned}$$

塑性断面係数の要求値

$$\begin{aligned} Z_p &= 1.3 M_p / \sigma_y \\ &= 1.3 \times 112.5 \text{ tm} / 36 \text{ kg/mm}^2 \\ &= 4,063 \text{ cm}^3 \end{aligned}$$

最大せん断力

$$\begin{aligned} F &= 810 \text{ t/m}^2 \times 0.5 \text{ m} \times 1.5 \text{ m} / 2 \\ &= 300 \text{ t} \end{aligned}$$

せん断応力

$$\begin{aligned} \tau &= F / A_w \\ &= 300 \text{ t} / 210 \text{ cm}^2 = 14.2 \text{ kg/mm}^2 < \sigma_y / 2.5 = 14.4 \text{ kg/mm}^2 \end{aligned}$$

3.4.3 崩航・据付時の検討

(1) 崩航

(a) 崩航についての概要は 3.3 プレストレストコンクリート構造物の崩航の項で述べた通りであるが、吃水については 4 m 程度でありポイントバロー沖の通過についてはプレストレストコンクリート構造物ほど問題になることはない。

(b) 崩航条件の設定

概略検討を行なうための設計条件は次の通りとする。

(i) 崩航は Wet Towing とする。

(ii) 崩航ルート、崩航時期、崩航用装備品、崩航固縛等については崩航保険会社、崩航検定協会、崩航業者及び船級協会からの要求に従う。

(iii) このときの全重量は 59,000 t とし平均吃水は 3.9 m とする。

(iv) 崩航時の動揺量は理論計算、水槽テスト並びに崩航ルートの海象統計データによって決定する必要があるが、概略検討を行なうため次の通り設定する。

ア. Roll./Pitch	20°
イ. 周期	10 s
ウ. 動揺中心	浮面心
エ. Heave 加速度	0.2 g

なお、これは通常バージ、ジャッキアップリグ等に対し Noble Denton Associates が想定している Criteria である。AB, NV 等船級協会のそれより多少厳しい条件である。

(c) 崩航時のデッキ強度検討

(i) 動揺加速度

水平加速度 (F_T) と鉛直加速度 (F_L) は次式により求められる。

$$F_T = m(x) \cdot \epsilon_0 \cdot x + m(x) \cdot g \cdot \sin \theta_0$$

$$F_L = m(x) \cdot \epsilon_0 \cdot y + m(x) \cdot g \cdot \cos \theta_0 + m(x) \cdot \alpha_H$$

ここに

$m(x)$: 質量

$$\epsilon_0 : \text{角速度} \left(= \left(\frac{2\pi}{T_0} \right)^2 \theta_0 \right)$$

T_0 : 動揺周期

x, y : 加速度を求める点の座標

(動揺中心(浮面心)を原点とする)

θ_0 : ROLL / PITCH

α_H : HEAVE

従って水平加速度係数 (k_T) 及び鉛直加速度係数 (k_L) は

$$k_T = \frac{F_T}{m(x) \cdot g} = \frac{1}{g} \left(\frac{2\pi}{T_0} \right)^2 \theta_0 \cdot x + \sin \theta_0$$

$$k_L = \frac{F_L}{m(x) \cdot g} = \frac{1}{g} \left(\frac{2\pi}{T_0} \right)^2 \theta_0 \cdot y + \cos \theta_0 + \frac{\alpha_H}{g}$$

で求められる。

図 3.4.14 に示す MAIN DECK の A 点では、

$$x = 46.1 \text{ m}$$

$$y = 38.5 \text{ m}$$

であるため (b) の条件から

$$k_T = 0.99$$

$$k_L = 1.68$$

となる。

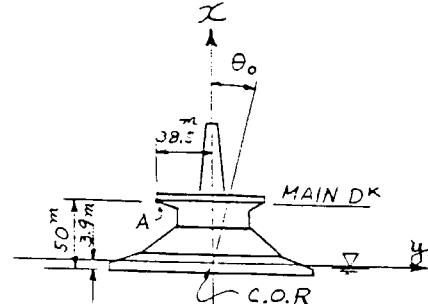


図 3.4.14

(d) デッキガーダーの強度

上部構造の配置からデッキ荷重を 3 t/m^2 として片持梁部に働く曲げモーメント (M) とせん断力 (Q) を求めると、

$$M = 1,378 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$Q = 204 \text{ t}$$

となり現在の断面で充分であるが、仕口部、座屈強度に対する細部検討は詳細設計に於てなされねばならない。

(e) サブストラクチャー脚下構造の強度

サブストラクチャー (図 3.4.15) の自重 (デリック・機器を含む) W を 850 t とし、その重心位置 (h) をデッキ上面から 20 m とすればサブストラクチャー脚部の最大鉛直反力 (R_v) は

$$\begin{aligned} R_v &= \frac{W \cdot (1 + k_L)}{4} + \frac{W \cdot k_T \cdot h}{\sqrt{2} \cdot z} \\ &= \frac{850 \times 1.2}{4} + \frac{850 \times 1.272 \times 20}{\sqrt{2} \times 15} \\ &= 255 + 1,020 = 1,275 \text{ t} \end{aligned}$$

となりデッキ下面に図 3.4.2 に示す様な補剛トラスを設けて対

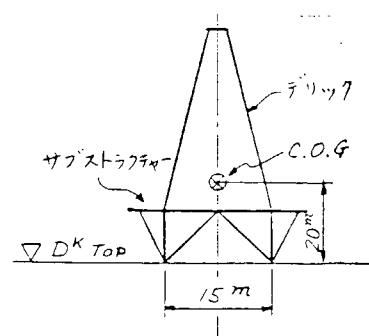


図 3.4.15 サブストラクチャー・デリック

応しなければならない。

(2) 据付

据付については3.3プレストレストコンクリート構造物の据付の項で述べた通りであるが、ハイブリッド構造の場合、外側形状が大きく絞られて居り、バラスト注入による沈下作業は充分注意して行なわなければならない。

3.4.4 建造時の検討

鋼板とコンクリートから成るサンドイッチ式ハイブリッド構造部のコンクリートの打設法に着目する。

(1) 設定条件

- (i) 鋼構造部は建造済とする。
- (ii) コンクリートはバケット打ちとする。
- (iii) 仕切壁（隔壁）にコンクリート打設孔等を設けた場合、完成後もそのまま断面欠損として残るので各区画(3m × 3m)毎にコンクリート打設を行うこととする。

(2) 打設方法

- (i) 図3.4.16に示すように外側鋼板上部にあらかじめ設けた穴よりコンクリートを打設する。また、締固めはコンクリート打設孔の近傍に設けたバイブレータそう入孔より行う。必要に応じてバイブルーティ孔は区画の中央部附近に設ける。
- (ii) 各区画の最上部にはコンクリートが充分に充填されない恐れがあること、および、この部分は大きな断面力を受けることからモルタルにより空隙の充填を行う。グラウト用孔はあらかじめ外側鋼板最上部に2ヶ所設けておく。

(3) 留意点

(i) コンクリートの流動性

コンクリートと鋼材との間に空隙を作らないことが構造上必須条件であるため、事前に試練りを充分行ない耐久性強度仕様を満足する範囲で可能な限りコンクリートを流動化させる必要がある。更には、あらかじめ実物大の模型を作製し、コンクリートの打込み程度、空隙の発生について実験を行う必要がある。

外部よりコンクリートの充填程度の測定法（超音波探査等）の開発も必要と思われる。

(ii) 外鋼板の孔部の修復・補強

コンクリート打設のために外側鋼板に設けた開口部はコンクリート打設、グラウト完了後塞ぐ必要がある。

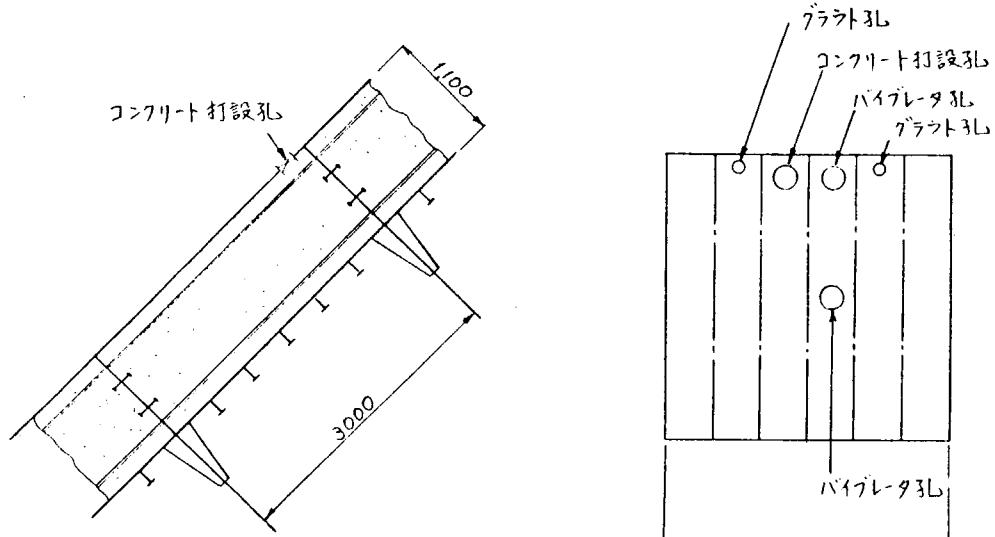


図 3. 4. 16

3.5 今後の研究課題

浮遊・着底式コンクリート構造物（ハイブリッド構造部も含む）を設計・施工するまでの問題点を拾出し、それに重要度および難易度のランクを付けた。また、これら問題点を

- ① 主として文献・現地調査等により解明すべきもの
- ② 主として理論解析等により解明すべきもの
- ③ 主としてモデルテスト・室内実験等により解明すべきもの

に分類した。表 3.5.1 に示す。

第2小委員会（浮遊・着底式コンクリート構造物）では、昭和60年度の研究課題として次の2項目を取上げる予定である。

(i) 耐氷構造部の設計手法の研究

北極海で稼働する海洋構造物には非常に大きな氷荷重が繰返して作用する。また、コンクリートは凍結融解作用を受ける。

このような厳しい条件下での耐氷構造部（プレストレストコンクリートおよびハイブリッド構造）の設計手法の検討を行う。

(ii) 構造物と地盤の相互干渉の検討

北極海で稼働する海洋構造物には鉛直荷重と同時に水平方向に非常に大きな氷荷重が作用する。そのために鉛直荷重に対する地盤の安定と同時に構造物のスライディングに対する地盤の安定も検討する必要がある。スライディングに対する地盤の抵抗を増すために構造物の下面にスカートを設けることがあるが、このスカートの効果も明確にする必要がある。また、洗掘の問題もある。

表 3.5.1-(A) 主として文献・現地調査等により解明すべき問題点 — その 1

問 領 点	調 査 ・ 検 訂 項 目	備 考	重 要 度	難 易 度
設 計	(1) 基本方針の明確化	① 準拠基準の設定	・ 主要および補充準拠基準を設定し、設計原理を統一する。具体的には、照査すべき限界状態、荷重の組合せ、安全係数（荷重・材料）等の明確化を計る。	A B
		② ハイブリッド構造物等、他種構造物との設計方針の整合性の調整	・ 具体的には上項に同じ。	A B
	(2) 設計条件の整備	① 構造物の耐用年数等に関連した環境条件の再現確率の明確化	・ 特に氷荷重、地震荷重に関連する。	A B
		② 安定・構造解析用設計氷荷重の把握	・ 設置海域の結氷状況・流氷等の来襲ひん度・氷の物理的・力学的特性・既存構造物等における実測氷荷重等のデータ収集・統計処理等を実施する。	A A
		③ 地盤特性の把握 — Beaufort 海浅海域にしばしば見うけられる過圧密シルト質地盤を想定	・ 設置地点、地盤を対象とした地盤調査（室内試験含む）、既存の土質データ、既設構造物の挙動実測結果を踏まえ、安定解析上必要な下記地盤特性を明らかにする。 —長期載荷時の排水せん断特性 —短期載荷時の非排水せん断特性 —凍結土の融解特性 —地盤改良工法（ドレーン、スパッド等含む）適用の可能性 —地盤洗掘の可能性と防止対策 —地震力等による地盤の非線形挙動	A B
		④ 他の環境条件調査	・ 波浪・地震等について、データの収集、とりまとめを行ない設計用値の設定を行なう。	B B

注) 重要度および難易度のランク A, B, C

	A	B	C
重要度	非常に重要	重要	重要度が低い
難易度	非常に難しい	難しい	比較的やさしい

表 3.5.1 -(B) 主として文献・現地調査等により解明すべき問題点 ー その 2

問 题 点	調 査 ・ 検 訂 項 目	備 考	重 要 度	難 易 度
施	(1) コンクリート構築に係わる制約条件の明確化	<ul style="list-style-type: none"> 既存ドライドック・プレファブ施工ヤード・プレファブ部材寸法／重量等の制限事項調査 	<ul style="list-style-type: none"> ドライドック — ドック幅、許容吃水深 プレファブヤード — 面積、クレーン等の諸施設 	B C
	(2) 洋上施工基地の気象、海象条件および資材等の供給条件調査		<ul style="list-style-type: none"> 洋上施工期間に基づく環境条件の設定 コンクリート等の材料の運搬・プレファブ部材の運搬・据付条件 	B B
工	(1) 往航ルートの気象・海象条件調査		<ul style="list-style-type: none"> 往航時期・日数に関連した波浪等の再現確率に基づく環境条件設定 	B B
	(2) 氷海域での往航・移設時の海水状況および碎氷の必要性調査			B B
	(3) 移設ルートの水深調査			A B
	(4) 海底地盤の整形（レベルイング）精度、および沈設時地盤の凹凸による局所接地圧把握		<ul style="list-style-type: none"> 局所接地圧は、プラットフォーム底版構造を支配する。 	B B
維持検査補修	(1) 検査技術開発	<ul style="list-style-type: none"> 現行の検査手法の極地での適応性検討 	<ul style="list-style-type: none"> 北海等とは異なり、極地では海水により、海中部構造部材を外部から検査することは極めて困難であることに留意する。 	B B
		<ul style="list-style-type: none"> 構造物内部もしくは海上からの検査手法の開発 	<ul style="list-style-type: none"> 構造物内の検査箇所への出入が可能な構造とする必要がある。 	B B

表 3.5.1 -(C) 主として理論解析等により解明すべき問題点

問 题 点	調 査 ・ 検 訂 項 目	備 考	重 要 度	難 易 度
設計	構造および安定解析手法の開発	(1) 水荷重作用時の構造解析	<ul style="list-style-type: none"> 全休および局所水荷重の伝達機構を考慮した耐氷壁・隔壁の最適配置計画開発 局所水荷重作用時のディープビーム（耐氷壁）の非線形挙動の理論解析 	A B
		(2) 海中構造物の耐震解析	<ul style="list-style-type: none"> 構造物—地盤—周辺海水—内部バラスト水の多相達成を考慮した地震時動的相互作用の解明 	B B
		(3) 浮体の係留・曳航時の静的・動的安定解析	<ul style="list-style-type: none"> 係留時・曳航時・移設時の波浪・風等による浮体の安定性照査手法の開発 	A B
		(4) 浮体の強度解析	<ul style="list-style-type: none"> 浮遊時・曳航時の波浪および海水・船舶の衝突等による部材強度の照査 	A B
		(5) サンドイッチコンポジット構造の強度解析、設計手法の確立	<ul style="list-style-type: none"> サンドイッチコンポジット構造の研究は少なく未だ十分に研究されているとは言い難い。現状では解析と模型実験の併用が必要である。 	A A

表 3.5.1-(D) 主としてモデルテスト・室内実験等により解明すべき問題点 ー その 1

問 题 点	調査・検討項目	備 考	重 要 度	難 易 度
設 計	(1) 高強度軽量コンクリート構造体の諸物性の明確化	① 耐氷壁の力学的特性の把握	<ul style="list-style-type: none"> 局所氷荷重を受けるディープビーム(耐氷壁)の非線形挙動の実験研究 大きな圧縮力およびせん断力に対する耐力向上方法の開発 低温下でのねばりのある破壊モードの確保方法の開発 衝突氷荷重等による集中荷重作用時の押抜きせん断耐力解明 	A A
		② 耐久性向上手法の開発		
	(2) 材料の開発	① 構造材料の開発	<ul style="list-style-type: none"> 海水によるコンクリートの摩耗の程度を得るための試験方法の開発 凍結融解作用時のコンクリートの耐久性低下挙動の解明とその防止対策の開発 極地の環境条件に適応し得る埋設鋼材(P.C.鋼材、鉄筋、埋込金物)の防食方法の選定、具体的には <ul style="list-style-type: none"> -コンクリートかぶり厚さの規定 -コンクリート表面塗装の実施 -防食鉄筋の使用 -電気防食の採用 等 	A B
		② 非構造材料の開発		
	(3) サンドイッチコンポジット構造の強度	① 破壊モードの把握	<ul style="list-style-type: none"> 例えば繊維補強コンクリートの極地での適応性検討等 	B A
		② 凍結融解作用の影響		
		③ 強度解析法の確立		
	施工	① コンクリート打設方法の検討	<ul style="list-style-type: none"> バケット打設・ポンプ打設等の選定 多量の埋設鋼材を考慮した締固め方法の選定 	A B
		② コンクリートの早期・長期特性検査方法ならびに判定基準の確立		
		③ 大型プレファブ部材の接合方法開発		
工	サンドイッチハイブリッド構造のコンクリートの充填法の検討	① コンクリートの充填に障害となる内構材の配置	<ul style="list-style-type: none"> 鋼製のdouble hull内にはコンクリートの充填の障害となるstiffeners、膜板などがたくさんついているのでコンクリートに空隙ができるような充填方法の検討が必要である。 	A B
		② コンクリートの仕様、打設法		
維持・検査・補修	(1) 検査技術開発	① 極地向け検査技術の開発	<ul style="list-style-type: none"> 極地の環境条件に類似した状況の下で、実際にテストを行ない検査方法の適確さを検証する。 	B B
	(2) 補修技術開発	① 補修用材料の極地での適応性評価		
		② 極地向け補修方法の開発		
			<ul style="list-style-type: none"> 例えは、エポキシやセメントを低温下で用いる際の留意点解明 	B B
			<ul style="list-style-type: none"> 極地での海中部材補修の際に用いる潜函器等の開発 低温海水中でのエポキシ・モルタル等注入技術、コンクリートの打設技術の開発 	B A

参 考 文 献

- 1) Slomski, S., and Vivatrat, V "Selection of Design Ice Pressures and Application to Impact Load Prediction", POAC 83, April, 1983
- 2) American Petroleum Institute, "Planning, designing and constructing fixed offshore platforms (API RP 2A)", 1982
- 3) International Association of Classification Societies (I. A. C. S.) "No 7 Guide for the Use of Hull Structural Steels for Prolonged Exposure to Low Service Temperature", 1980
- 4) American Bureau of Shipping (ABS) "Rules for Building and Classing Mobile Offshore Drilling Units" 1980
- 5) C. G. Garrison, R. B. Berklite, "Hydrodynamic loads induced by earthquakes", OTC 1554, 1972
- 6) American Concrete Institute, "Guide for the design and construction of fixed offshore concrete structures (ACI 357 R-78)", 1978
- 7) American Concrete Institute, "Building code requirements for reinforced concrete (ACI 318-83)", 1983
- 8) Det norske Veritas, "Rules for the design, construction and inspection of offshore structures", 1977
- 9) American Concrete Institute, "Design handbook in accordance with the strength design method Volume 1 & Volume 2 (SP-17)", 1978
- 10) Det norske Veritas, "Guidelines for the design, construction and classification of floating concrete structures", 1979
- 11) American Institute of Steel Construction (AISC) "Specification for the Design, Fabrication and Erection of Structural Steel for Buildings", 1978

4. 着底式構造物

4.1 試設計の目的と方針

4.1.1 試設計の目的

海洋コンクリート構造物の設計技術指針案作成のための補助手段として指針項目洗出し、技術的問題点抽出、評価のために試設計を行う。

4.1.2 試設計の内容

第3小委員会は、着底式海洋コンクリート構造物について試設計を行う。

- (1) 水深80mに据付けられるドリリング、生産、貯油、居住機能を持つ重力式コンクリートプラットフォームを取り上げる。
- (2) 試設計の内容として、構造、曳航、据付け、保守管理まで考慮したものとし、各階段で構造物としてフィージブルなものとする。
- (3) 試設計の主目的を構造物におくが、その条件を設定するため概略設備設計及び施工計画を行う。
- (4) 工事費のフィージビリティ検討は昭和59年度作業には含まない。

4.2 設計条件

4.2.1 基本条件

(1) 対象海域

マレー半島沖、インドネシア海域、中国沿岸、南支那海及び黄海、東支那海を対象とする。但し、曳航及び据付け地点は別途取り決める。

(2) 耐用年数 (Design Life)

30年とする。

(3) 形式

重力着底式コンクリートプラットフォーム

(4) 機能

削井、生産、貯油及び居住機能を考慮する。

(5) 設備機能

生産量；50,000 BBLS/day

貯油量；1,000,000 BBLS

貯油方式；油水置換方式

原油特性；軽質油

居住；100名

4.2.2 自然条件

(1) 設置地点

(a) 陸岸からの距離

200 kmとする。

(b) 水深

80 mとする。

(c) 地盤

標準貫入試験 N=50 の洪積砂礫層とする。

(2) 潮汐

異常高潮位 EXT. H. W. L + 3.00 m

さく望平均満潮時 H. W. L + 2.00 m

平均水面 M. S. L + 1.00 m

さく望平均干潮位 L. W. L ± 0.0m

(3) 潮流

最大 1.5 ノットとする。

(4) 波

(a) 暴風時

100年確率期待値として、以下の通り設定する。

最大波高 $H_{max} = 22.0 \text{ m}$

有義波高 $H_{1/3} = 12.0 \text{ m}$

周期 $T_{1/3} = 14.0 \text{ sec}$

(b) 常時

1年確率期待値として以下の通り設置する。

最大波高 $H_{max} = 7.0 \text{ m}$

有義波高 $H_{1/3} = 4.0 \text{ m}$

周期 $T_{1/3} = 10.0 \text{ sec}$

(5) 風

100年確率期待値として

3秒平均ガスト $U = 50 \text{ m/sec}$

10分間平均風速 $U = 40 \text{ m/sec}$

(6) 気温

最高気温 $t_{max} = 38^{\circ}\text{C}$

最低気温 $t_{min} = 0^{\circ}\text{C}$

(7) 海水温度

最高水温 $t_{max} = 30^{\circ}\text{C}$

最低水温 $t_{max} = 10^{\circ}\text{C}$

(8) 地震

100年確率地震として

設計震度 (Design Earthquake) 100gal

4.2.3 参考とすべき基準類

設計及び指針作成に当っては、以下の基準類を参考とする。

(1) DnV Rule

Rules for the Design Construction and Inspection of Offshore Structures (1977)

(2) ACI 357 R - 78

Guide for the Design and Construction of Fixed Offshore Concrete Structures (1978)

(3) FIP Recommendation

Recommendation for the Design and Construction of Concrete Sea Structures (1977)

(4) API RP - 2A

Recommended Practice for Planning, Designing, and Constructing Fixed Offshore

Platforms (Jan, 1982)

- (5) 日本港湾協会
港湾施設の技術上の基準同解説 (昭和54年3月)
- (6) 土木工学
コンクリート標準示方書 (昭和55年版)
- (7) 土木学会
プレストレストコンクリート設計施工指針 (昭和53年版)
- (8) 土木学会
海洋コンクリート構造物設計施工指針案 (昭和52年版)
- (9) 土木学会
コンクリート構造の限界状態設計法指針 (案) (昭和58年11月)
- (10) 社団法人日本道路協会
道路橋示方書・同解説 (昭和55年5月)
V. 耐震設計編
- (11) 建設省
新耐震設計 (案) (昭和52年3月)

4.3 上部デッキと貯・送油システム

4.3.1 上部デッキ計画

図4.3.1, 図4.3.2に上部デッキ図を示す。

(1) 設定条件

- (a) 生産能力 50,000 bbls /day
- (b) ウェル本数 20 本
- (c) 掘削設備 挖削深度 25,000 フィート型--式
- (d) 居住区 100 人

(2) 配置

- (a) 全体を Steel Box 構造とし、建造ヤードで機器取付けまで完成させ、一体で搭載できる構造とする。
- (b) 掘削設備は、掘削完了後も撤去しない。

(3) 重量

(a) 軽荷重量

Structure	3,500	tons
Crude Production	500	tons
Well head Area	450	tons
Oily/Water Treatment	200	tons
Power & Control	400	tons
Utilities	350	tons
Living Quarter & Heli Deck	800	tons
Drilling equipment	2,500	tons
Crude Oil Handling System	300	tons
Others	1,000	tons
Total	10,000	tons

(b) バリアブルロード(原油バラストを除く)

		(tons) Drilling Mode	(tons) Production Mode
Top Deck Variable (Pipe, Bulk mud/cement, Liquid mud, Sack storage, Stores, Liquid in equipment)		5,000	2,000
Under Deck Variable	Fuel Oil	2,000	3,000
	Fresh/Drill Water	1,000	1,000
Total		8,000	6,000

4.3.2 貯・送油システム

貯送油システムの条件は以下のとおりである。

- (1) 貯油は、油水置換方式とする。
- (2) 貯油タンク内の置換水はスロップタンクを介して外部放出する。
- (3) 貯油タンク、スロットタンク内液面は、EL +70mとし、外部より-10mの水位とする。
- (4) 原油アンローディングレートは、10,000 m³/hとする。
(8万トンタンカーで約10時間のローディングに相当する。)
- (5) バラストタンク・サンドバラストタンク内バラスト水の水位は、スロップタンクと同様にEL +70mとする。

貯送油システムの概略図を図4.3.3に示す。

4.4 構造物形状

図4.4.1、図4.4.2にコンクリートプラットフォームの形状を示す。函体は、モノタワーイプであり、コンクリート容積約94,000 m³、コンクリート重量約240,000 tonの重力式プラットフォームである。

函体の上部は、重量10,000 tonの鋼製のデッキ構造とする。函体内のタンクは、貯油量約1,000,000 bblsであり、砂バラスト97,000 m³ (194,000 ton)投入後、現地に曳航し、水バラスト97,000 m³ (100,000 ton)を投入し、函体を沈設する。

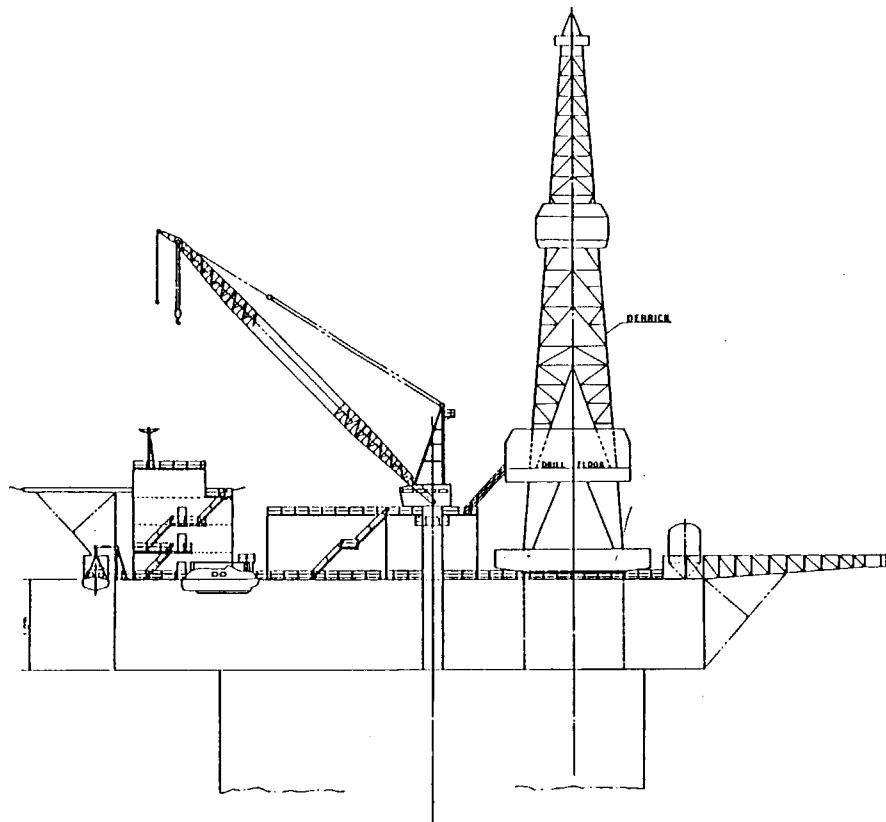


図 4. 3. 1

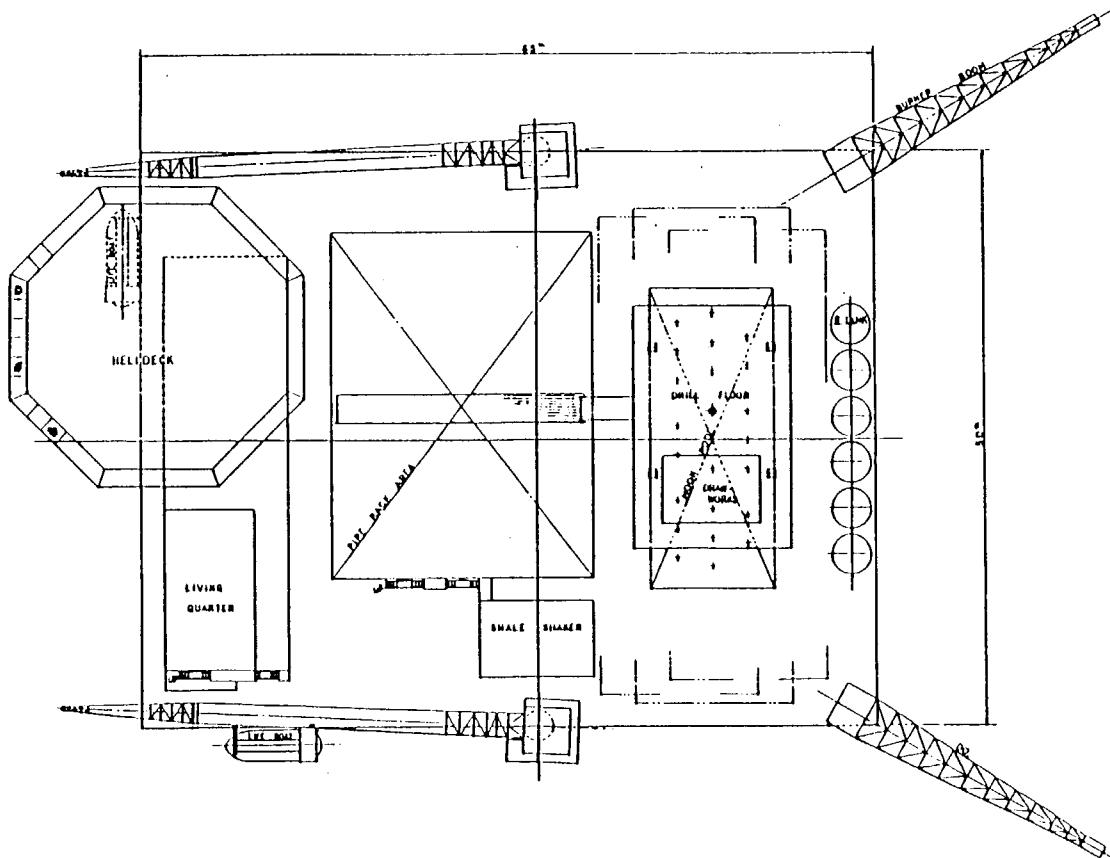


図 4. 3. 2

TOP VIEW
(SCALE 1/250)

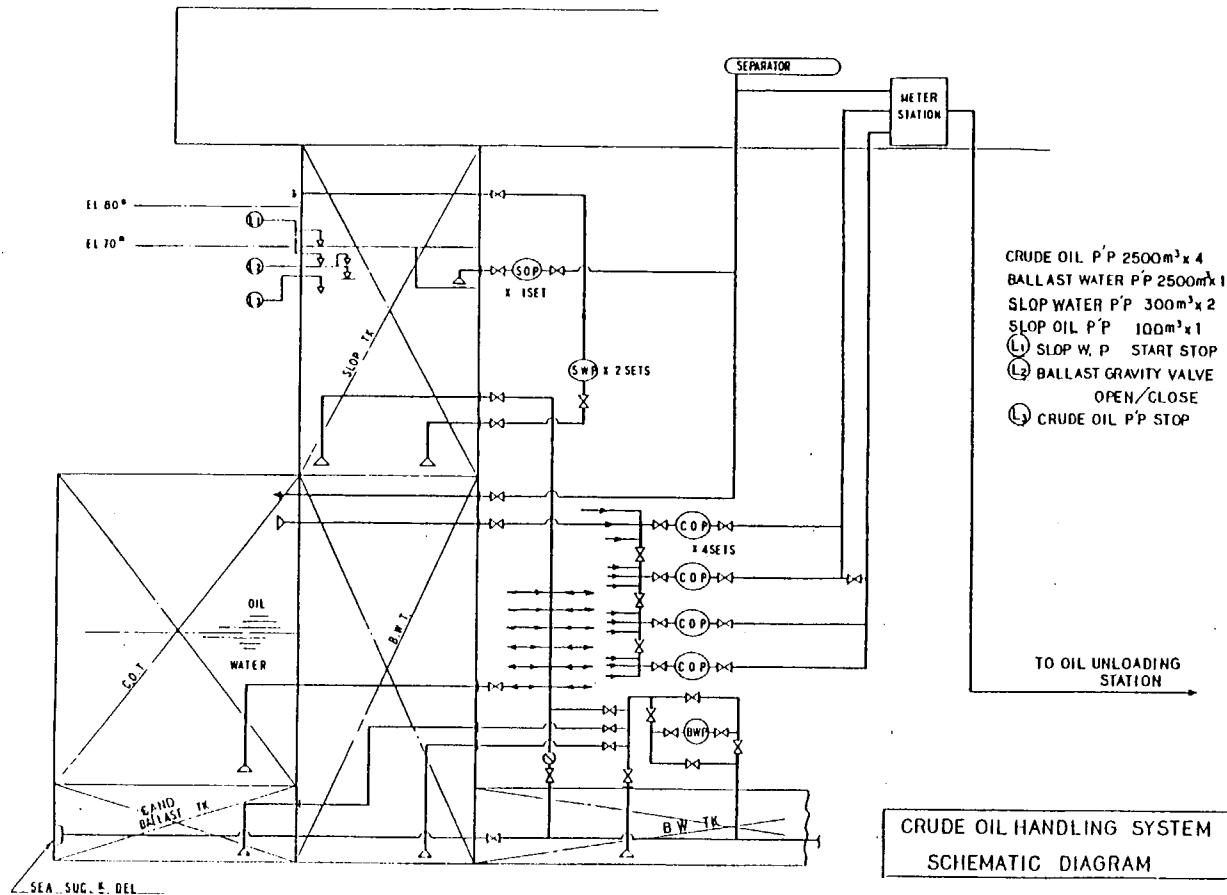


図 4.3.3

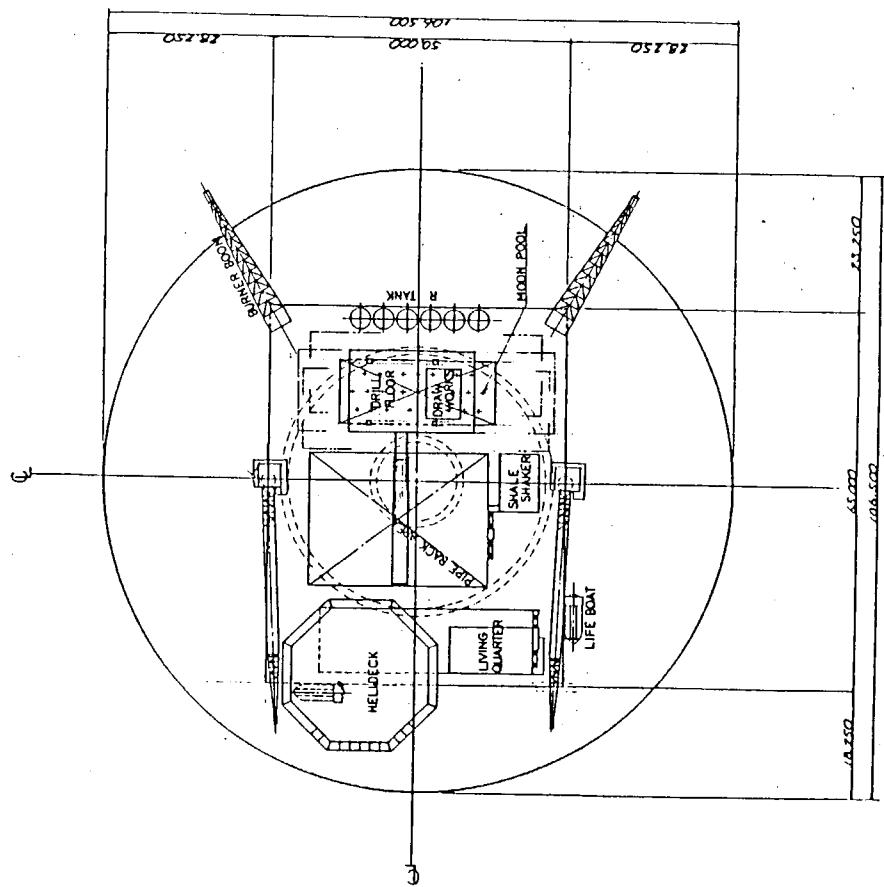
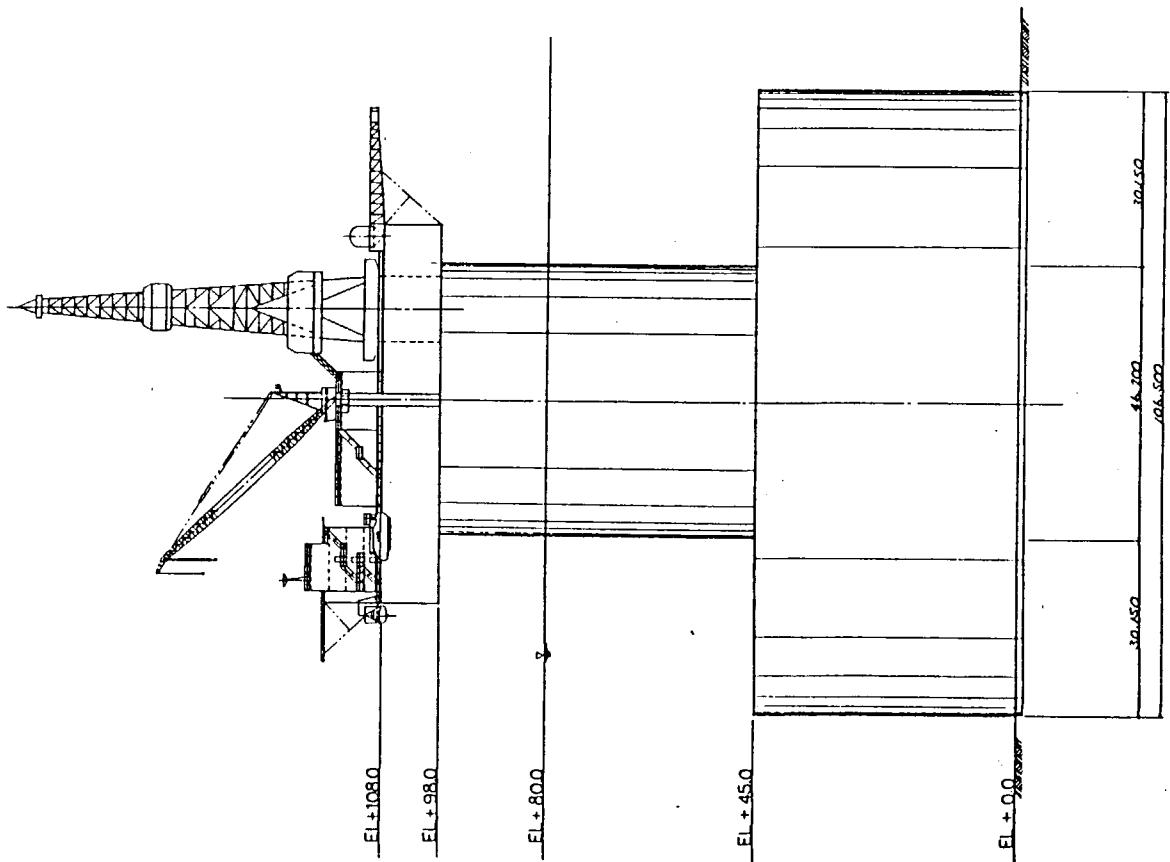


图 4.4.1
SIDE VIEW



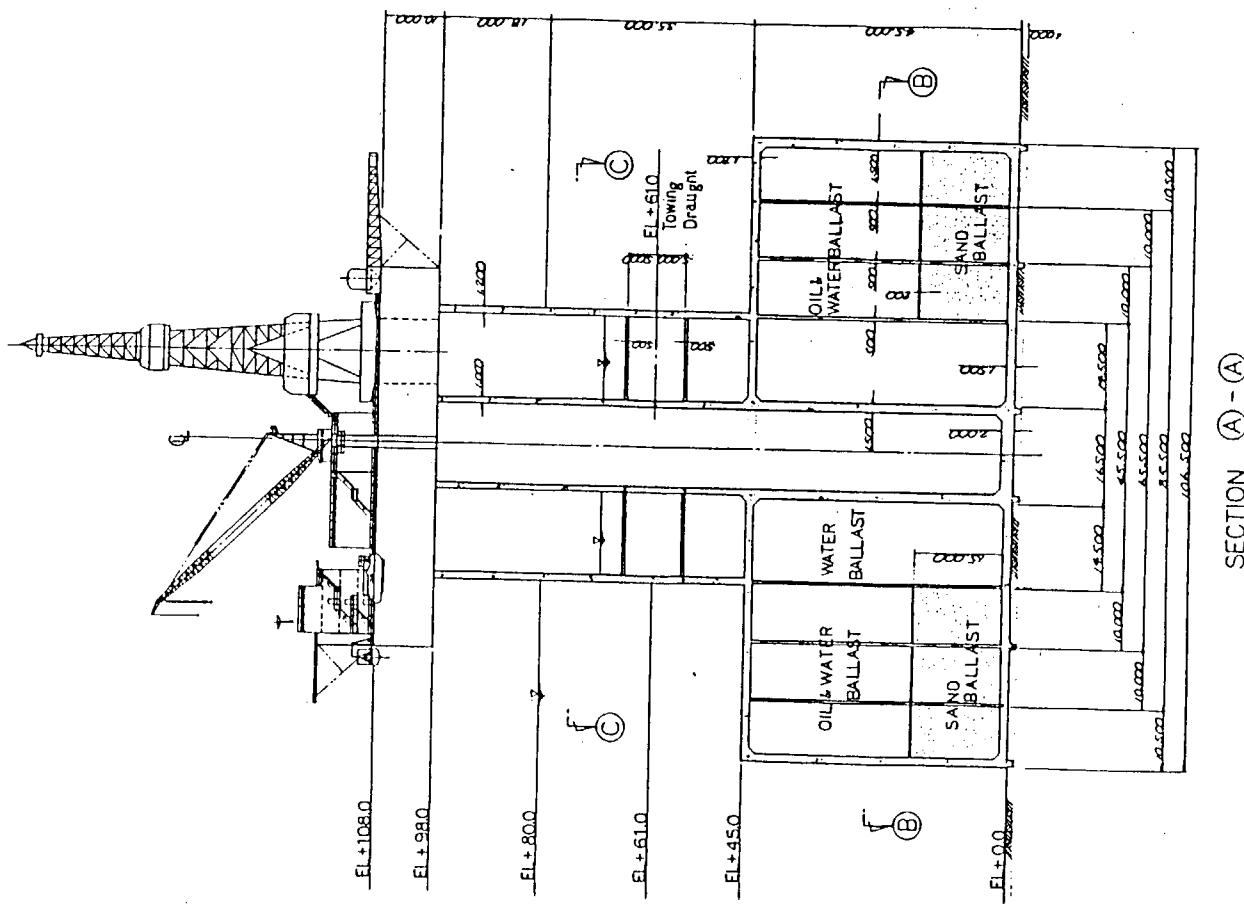
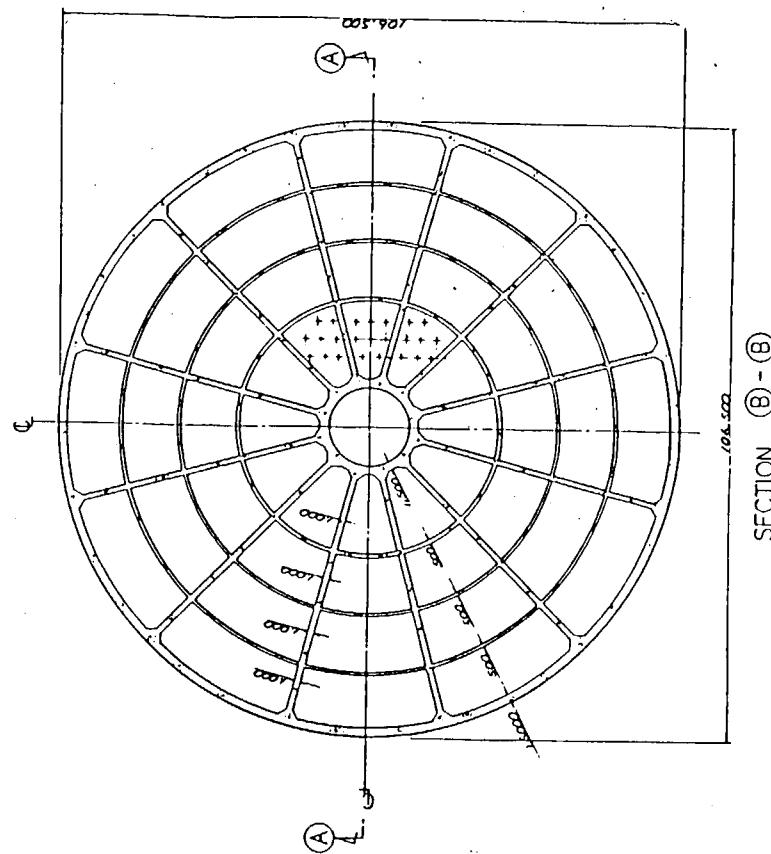
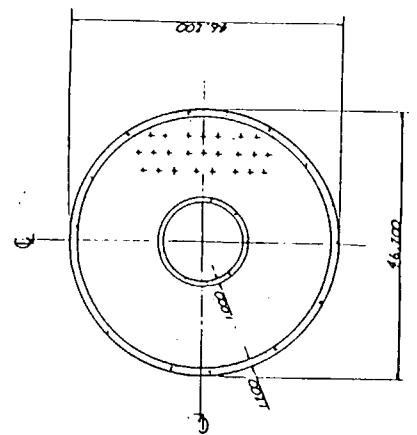


图 4.4.2

4.5 環境外力の計算

4.5.1 波 力

以下、ノルウェー船級協会の設計指針書（今後DnVと略記する。）に基づいて検討する。

部材の直径Dと波長Lとして、 $D/L \leq 1/5$ の場合については、Morison 公式が適用できるが（DnV 5.3.3.5），今回の構造物のように大口径のものでは、DnV 5.3.3.4 の Guidance に示されているように、彼が回折することによる影響を考慮せねばならない。

(1) 波の回折を考慮した波力の簡易計算法

回折理論による波力の算定は、円柱構造物に対しては公式が得られているが、今回対象とする構造物のような若干複雑な形状のものについては、解析的な解は得られていない。そのため、数値解析を行って波力を評価する必要があるが、これには一定の手間がかかる。

今回の計算のような、構造物基礎の安定計算のために必要な水平力、及び転倒モーメントを求める場合、少ない計算量で波力を算定することのできる近似的方法をとるのが便利である。ここでは、フルードクリロフ力を用いた簡易計算法により波力を算定する。

(2) 簡易計算法の考え方

本方法は、構造物に作用する波力を、

- (a) 上下力については、フルード・クリロフ力をそのまま用いる。
- (b) 水平力については、フルード・クリロフ力の2倍を用いる。

として計算する方法である。図4.5.1、図4.5.2は、本方法によって算定した波力（Simple M）と、有限要素法を用いて算定した波力の比較である。これを見ると、フーティング無しの円柱については、 $2\pi a_1/L < 0.6$ の領域、フーティング有りの円柱については、 $2\pi a_1/L < 0.3$ の領域で、両者はほぼ等しいことが分かる。ただし、 a_1 は円柱の半径、 L は波長である。今回の構造物の諸元では、 $a_1 = 22.5\text{ m}$ 、 $L = 306\text{ m}$ (\therefore 深海より $L = \frac{g T^2}{2\pi}$ 、Tは2.4.3より)であるので、 $2\pi a_1/L = 0.46$ となり、前述の領域よりも値が大きいが、図4.5.1、図4.5.2を見れば簡易計算法で算定した波力は安全側の値であり、誤差はわずかであるので、本計算法は非常に有効であると考えられる。

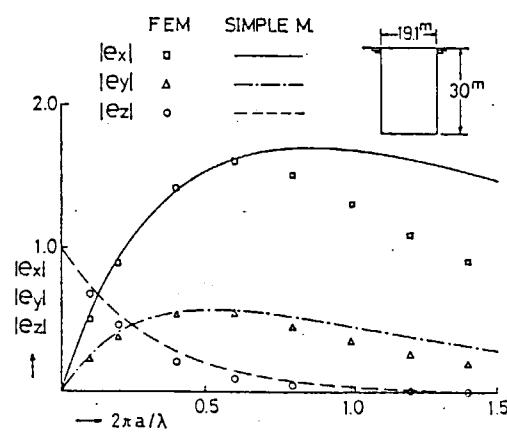


図 4.5.1 簡易計算法と厳密解

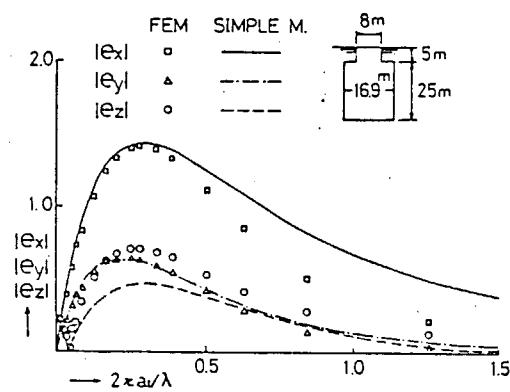


図 4.5.2 簡易計算法と厳密解

(3) フルード・クリロフ力の算定

入射波 (x 軸負方向へ進む波, 座標は図 4.5.3) 参照) の速度ポテンシャル ϕ を

$$\begin{aligned}\phi &= Re \frac{i g a}{\omega} \frac{\cosh k(z+h)}{\cosh kh} \cdot e^{i(kx+\omega t)} \\ &= -\frac{ga}{\omega} \frac{\cosh k(z+h)}{\cosh kh} \cdot \sin(kx+\omega t) \quad (4.5.1)\end{aligned}$$

ここに, $k = 2\pi/L$, $\omega = 2\pi/T$, a : 波の振幅である。

変動圧力 p は,

$$\begin{aligned}p &= -\rho \frac{\partial \phi}{\partial t} \\ &= \rho g a \frac{\cosh k(z+h)}{\cosh kh} \cdot \cos(kx+\omega t) \quad (4.5.2)\end{aligned}$$

となる。

波力の水平成分を F_x , 垂直成分を F_z , 原点まわりのモーメントを M_y として, 図 4.5.4 のように定める。

ここに, 物体表面の内向法線ベクトルを \vec{n} とし, その成分を (l, m, n) と書くとき,

円柱の側面 ; $\vec{n} = (-\cos \theta, -\sin \theta, 0)$

円柱の上面 ; $\vec{n} = (0, 0, -1)$

円柱の底面 ; $\vec{n} = (0, 0, 1)$

となる。このとき波力は,

$$\begin{pmatrix} F_x \\ F_z \\ M_y \end{pmatrix} = \int_S p \begin{pmatrix} l \\ n \\ z \cdot l - x \cdot n \end{pmatrix} dA \quad (4.5.3)$$

なる面積分で求まる。ただし, 積分は, 物体の水に浸っている全ての面で行う。

水平方向の波力の表示式を求める演算を簡単に示す。(4.5.3) に, (4.5.1), 及び \vec{n} の値を代入すると

$$\begin{aligned}F_x &= - \int_{-d_1}^0 \int_0^{2\pi} \rho g a \frac{\cosh k(z+h)}{\cosh kh} \cdot \\ &\quad \cos(kx+\omega t) \cdot \cos \theta \cdot a_1 \cdot d\theta \cdot dz \\ &\quad - \int_{-d_2}^{-d_1} \int_0^{2\pi} \rho g a \frac{\cosh k(z+h)}{\cosh kh} \cdot \\ &\quad \cos(kx+\omega t) \cdot \cos \theta \cdot a_2 \cdot d\theta \cdot dz \quad (4.5.4)\end{aligned}$$

となる。ここで, $x = a_1 \cos \theta$ などとなるので,

$$\begin{aligned}& \int_0^{2\pi} \cos(kx+\omega t) \cdot \cos \theta \cdot d\theta \\ &= \int_0^{2\pi} \cos(ka_1 \cos \theta + \omega t) \cdot \cos \theta \cdot d\theta\end{aligned}$$

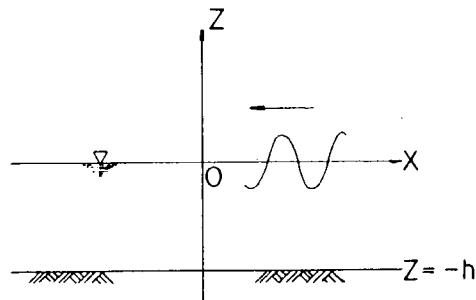


図 4.5.3 座標軸

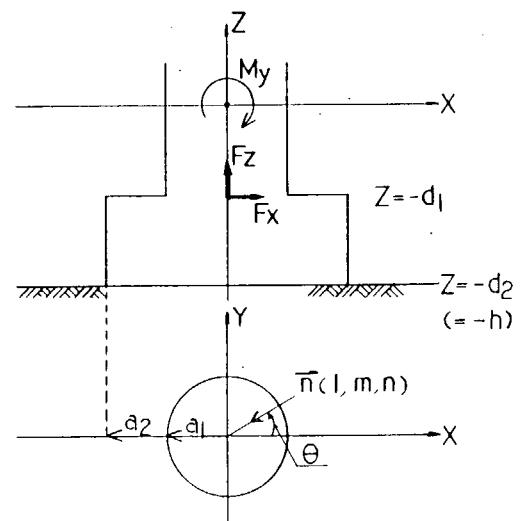


図 4.5.4 F_x, F_z, M_y の定義

$$= \int_0^{2\pi} \{ \cos(ka_1 \cos \theta) \cdot \cos \omega t - \sin(ka_1 \cos \theta) \cdot \sin \omega t \} \cos \theta d\theta$$

となる。若干の式変形を行うと、

$$\int_0^{2\pi} \cos(kx + \omega t) \cdot \cos \theta d\theta = -4 \int_0^{\pi/2} \sin(ka_1 \cos \theta) \cos \theta \cdot d\theta \cdot \sin \omega t \quad (4.5.5)$$

となり、ベッセル関数の積分表示の1つである、Jacobiの積分表示

$$J_1(z) = \frac{2}{\pi} \int_0^{\pi/2} \sin(z \cdot \cos \theta) \cdot \cos \theta d\theta \quad (4.5.6)$$

を用いると、(4.5.5)の右辺は

$$\int_0^{2\pi} \cos(kx + \omega t) \cdot \cos \theta d\theta = -2\pi \cdot J_1(ka_1) \sin \omega t \quad (4.5.7)$$

と書ける。ただし、 J_1 は第1種のベッセル関係の1次のものである。このようにして、(4.5.4)は、

$$Fx = \frac{2\pi \rho g a}{k \cosh kh} \cdot \left[\{ \sinh kh - \sinh k(-d_1+h) \} \cdot J_1(ka_1) \cdot a_1 + \{ \sinh(-d_1+h) - \sinh(-d_2+h) \} \cdot J_1(ka_2) \cdot a_2 \right] \cdot \sin \omega t \quad (4.5.8)$$

と求まる。同様にして、(4.5.3)で、 Fz , My も求まり、フルード・クリロフ力による波力が求まった。

(4) 簡易計算法による波力の算定式

(3)のようにして求まった波力は、フルード・クリロフ力であるので、これを用いて、(2)の(a), (b)に記した方法で、簡易計算法による波力が算定される。これを示すと、(4.5.9)～(4.5.12)になる。

ただし、 Fz , My の式中に見られる係数Cは、

$$\begin{cases} \text{着底式（海底と構造物底面間に隙間なし）} \rightarrow C = 0 \\ \text{浮遊式、着底式（隙間あり）} \rightarrow C = 1 \end{cases}$$

なる値をとることとする。

$$Fx = \frac{4\pi \rho g a}{k \cosh kh} \cdot \left[\{ \sinh kh - \sinh k(-d_1+h) \} \cdot J_1(ka_1) \cdot a_1 + \{ \sinh k(-d_1+h) - \sinh k(-d_2+h) \} \cdot J_1(ka_2) \cdot a_2 \right] \cdot \sin \omega t \quad (4.5.9)$$

$$Fz = \frac{2\pi \rho g a}{k \cosh kh} \cdot \left[\cosh k(-d_1+h) \{ J_1(ka_1) \cdot a_1 - J_1(ka_2) \cdot a_2 \} + C \times \cosh k(-d_2+h) \cdot J_1(ka_2) \cdot a_2 \right] \cdot \cos \omega t \quad (4.5.10)$$

$$My = -\frac{2\pi \rho g a}{k^2 \cosh kh} \cdot \left[2 \cdot \{ \cosh kh - kd_1 \cdot \sinh k(-d_1+h) - \cosh k(-d_1+h) \cdot J_1(ka_1) \cdot a_1 + kd_1 \cdot \sinh(-d_1+h) + \cosh k(-d_1+h) - kd_2 \cdot \sinh k(-d_2+h) - \cosh k(-d_2+h) \} \right. \\ \left. + C \times k \cosh k(-d_2+h) \cdot J_2(ka_2) \cdot a_2^2 \right] \sin \omega t \quad (4.5.11)$$

ここで、原点まわりのモーメント(4.5.11)を、底面($z = -h$)まわりのモーメント Mo にするには、

$$Mo = My + h \cdot Fx \quad (4.5.12)$$

を用いればよい。

(5) 構造物に作用する波力

4.4に示した、本解析の対象とする構造物に対して、(4.5.9), (4.5.10), (4.5.12)で計算される波による水平力、鉛直力、転倒モーメントの $\sin\omega t$, $\cos\omega t$ を除いた振幅の値を、波高1mの波に対して図示したのが図4.5.5～図4.5.7である。(4.5.9), (4.5.10), (4.5.12)の式の形式から分かるように、任意の波高 H_m に対する値は、グラフの値を H 倍すれば求まる。

$$4.2 \text{に示した } (H_{\max}, T_{1/3}) = (22\text{m}, 14\text{sec}) \text{ に対応する波力は, } L = \frac{g T^2}{2\pi} \text{ を用いて, } L = 306\text{mより}$$

水 平 力 = 85,600 TON	}	$C = 0$ (隙間なし)
鉛 直 力 = -36,400 TON		
底面まわり転倒モーメント = 2.15×10^6 TON・m		
水 平 力 = 85,600 TON	}	$C = 1$ (隙間あり)
鉛 直 力 = -4,900 TON		
底面まわり転倒モーメント = 2.61×10^6 TON・m		

となる。

(6) 構造物に付着する海生物の影響の評価

DnVに於いては、第3章の環境条件の項目の中で、3.5.7として、海生物に関する考え方を次のように規定している。「構造物に対する海生物の影響は考慮せねばならない。この場合、考へている海域に於ける海水の塩分濃度、酸素含有量、pH値、潮流、気温などの生物が生育することに関する環境条件を考慮する必要がある。」DnVが示しているのは、以上の点のみであって、外力を扱う上で重要である、構造物に付着する海生物の厚さに對しては、具体的に言及していない。この点に関して、参考となる数値を示している文献は少なく、著者の調べた範囲では、海洋工学ハンドブックに、植物の繁殖として、「植物が繁殖すると構造物の実質的な寸法が大きくなり、表面のあらさが増大する。構造物の直径の増大は1～2フィートで、それ以上大きくなつた部分は暴風雨の際にはぎとられてしまう。」としている。仮に、構造物の直径が2フィート($\approx 0.6\text{m}$)増大したとして、(4)で示した波力算定式を用いて波力を見積れば、水平力に関しては、1.3%波力が増大することになる。このように、対象としている構造物の径が大きい場合、波力に対する海生物付着の影響は、わずかであると言える。DnVの示すように、考へている海域の特性を考慮して海生物の厚さを算定するのは、非常に手間がかかること、又海生物の厚さの波力に対する影響が少ないと考えれば、海洋工学ハンドブックにあるような、0.3m程度の海生物が付着すると仮定することは、非常に合理的であると考えられる。この際、波力計算の手間を考えれば、水深方向に海生物の付着厚は一定と仮定するのが便利である。

4.5.2 潮流力の算定

DnVでは、5.3.4に於て、構造物に作用する潮流力を考慮せねばならぬと規定している。そして、5.3.4.2に於いては、基本的にモリソン式によって潮流力を算定するとしている。4.5.1の波力の算定で述べたように、モリソン式は構造物の直径が大きい場合は波力の算定についてはあてはまらないが、これは波のような流速分布が時間的に変化する非定常なものを対象とした場合の話である。潮流のような、定常流を対象とする場合、抗力係数 C_D を用いたモリソン公式流の考え方を適用して近似的に潮流力を求めるのが最善の方法であり、これは大口径構造物に対しても成立すると思われる。

(1) 潮流流速分布の算定

DnV A 3.1より、潮流流速分布 $v(z)$ は、

$$v(z) = v_{\text{tide}}(z) + v_{\text{wind}}(z) \quad (4.5.13)$$

となる。ただし、 z 軸は図4.5.3のようく定義し、 $v_{\text{tide}}(z)$, $v_{\text{wind}}(z)$ は、

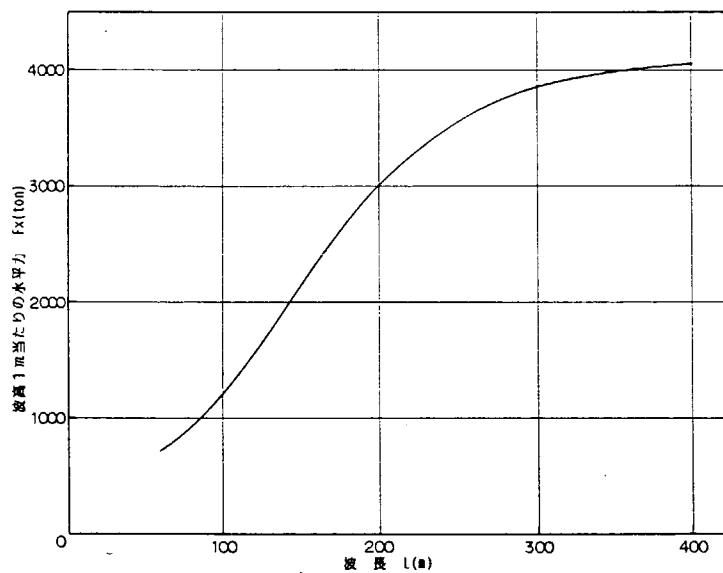


図 4.5.5 波高 1 m当たりの水平力

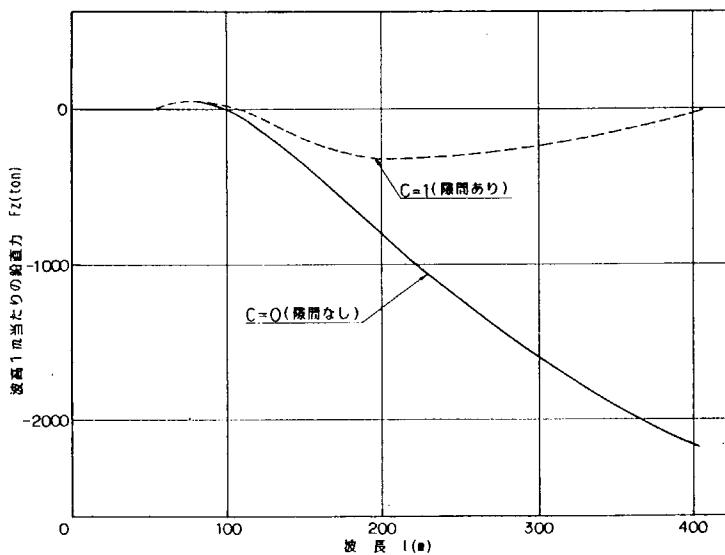


図 4.5.6 波高 1 m当たりの鉛直力

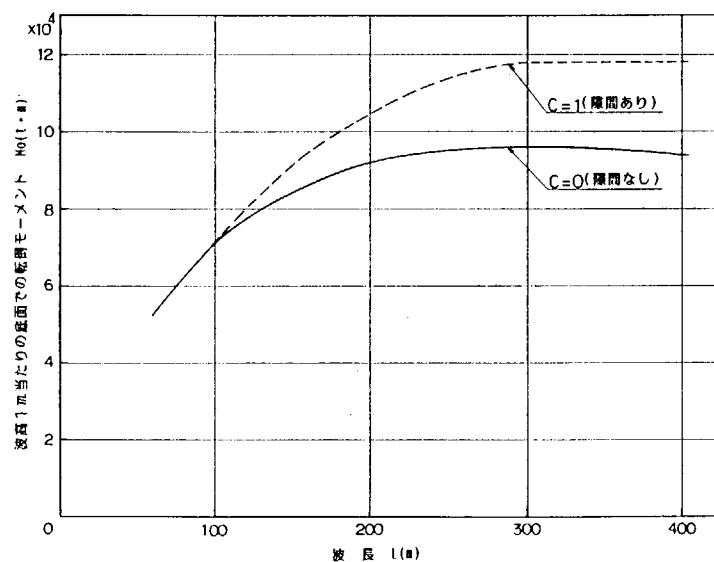


図 4.5.7 波高 1 m当たりの底面転倒モーメント

$$v_{\text{tide}}(z) = v_{\text{tide}} \left(\frac{h+z}{h} \right)^{\frac{1}{7}} \quad \text{ただし } z \leq 0 \quad (4.5.14)$$

$$v_{\text{wind}}(z) = v_{\text{wind}} \cdot \left(\frac{h_0+z}{h_0} \right) \quad \text{ただし } -h_0 \leq z \leq 0 \quad (4.5.15)$$

$$v_{\text{wind}}(z) = 0 \quad \text{ただし } z \leq -h_0 \quad (4.5.16)$$

ここに, v_{tide} ; 静水面に於ける潮流速 (4.2より $v_{\text{tide}} = 0.77 \text{ m/s}$)

v_{wind} ; 風によって引き起された静水面に於ける流速

h ; 水深

h_0 ; 規準水深 ($h_0 = 50\text{m}$ とする)

となる。又, DnV A 3.4より, v_{wind} の観測データがないので,

$$v_{\text{wind}} = 0.02 \times v_{1\text{hr}10} \quad (4.5.17)$$

を用いて算定する。ただし, $v_{1\text{hr}10}$ は, 静水面から10mの高さの地点での1時間の平均風速である。

$v_{1\text{hr}10}$ は, DnV A 1.1.1.より推定する。静水面上 $z \text{ m}$ の高さに於ける時間 t の平均の風速 v_{tz} は,

$$v_{tz} = \alpha \cdot v_{1\text{hr}10} \left(\frac{z}{10} \right)^{\beta} \quad (4.5.17)$$

表 4.5.1. 係数 α, β の値

Factor	AVERAGING TIME INTERVAL					
	1 hr.	10 min.	1 min.	15 sec.	5 sec.	3 sec.
α	1.000	1.060	1.180	1.260	1.310	1.330
β	0.150	0.130	0.113	0.106	0.102	0.100

となる。ただし, α, β は平均時間 t で決まる係数であり, 表 4.5.1 のように定められている。本試設計で与えられている風速データ 4.2.2(5)は, $z = 10\text{m}$ のものと思われる所以, (4.5.17) に $z = 10\text{m}$ を代入し, 10分間平均風速より計算すると,

$$v_{1\text{hr}10} = \frac{40 \text{ m/s}}{1,060} = 37.7 \text{ m/s}$$

となる。以上により, 流速分布が (4.5.13) で求まる。

(2) 潮流力の算定

潮流は定常流であるので, 加速度は 0 であるから, DnV B2.1.4 に定める抗力のみを考えればよい。このとき, 波力は

$$F_D = \frac{1}{2} \rho \cdot C_D \cdot v^2 \cdot A \quad (4.5.18)$$

と書ける。ただし,

ρ ; 海水の単位体積重量 ($= 1030 \text{ kgf/m}^3$)

C_D ; 抗力係数

A ; 流れに直交する方向の部材面積

v ; 流速 ((4.5.13) で与えられる)

である。

ここで, C_D の値は, DnV B2.1.6 によって規定

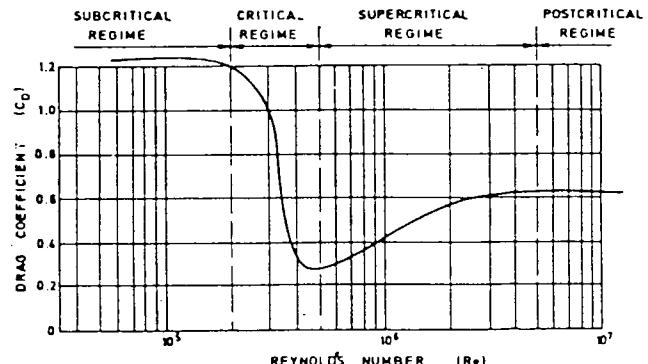


図 4.5.8. 円柱に対する C_D の値

される。これによれば、表面の滑らかな円柱の場合、 C_D の値はレイノルズ数 Re の関数で、図 4.5.8 のようになる。ここで、対象となる構造物の場合、構造物の直径は上下の円柱の平均として

$$D = a_1 + a_2 = 75 \text{ m} \quad (a_1, a_2 \text{ は図 4.5.4 参照})$$

となり、流速は海面と海底面に於ける流速の平均として

$$v = \frac{v(0) + v(-h)}{2} = 0.73 \text{ m/s} \quad (v(z) \text{ は (4.5.13)})$$

となる。又、水の動粘性係数は、 $\nu = 1.2 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$ となり、

$$Re = \frac{D \cdot v}{\nu} = 4.6 \times 10^7$$

である。ゆえに、図 4.5.8 より

$$C_D = 0.6 \quad (4.5.19)$$

となる。

構造物全体にわたる潮流による波力は、(4.5.18) を全水深で積分すればよく、図 4.5.4 の記号を用いれば、水平力 F_x は、

$$F_x = \int_{-d_1}^0 \rho g \cdot C_D \cdot a_1 \cdot v(z)^2 \cdot dz + \int_{-d_2}^{-d_1} \rho g \cdot C_D \cdot a_2 \cdot v(z)^2 \cdot dz \quad (4.5.20)$$

となり、(4.5.18) の水平力は構造物の中心線上に作用すると考えて、底面の転倒モーメント M は、

$$M = \int_{-d_1}^0 \rho g \cdot C_D \cdot a_1 \cdot v(z)^2 \cdot (z + h) \cdot dz + \int_{-d_2}^{-d_1} \rho g \cdot C_D \cdot a_2 \cdot v(z)^2 \cdot (z + h) \cdot dz \quad (4.5.21)$$

となる。

(4.5.20), (4.5.21) の計算は容易であって、結果のみ記すと、

$$\alpha_1 = v_{tide}/h^{1/7} \quad (4.5.22)$$

$$\alpha_2 = v_{wind}/h_0 \quad (4.5.23)$$

とおくとき、

$$f_1(\eta) = \alpha_1^2 \cdot \frac{7}{9} \cdot \eta^{9/7} + 2\alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot (h_0 - h) \cdot \frac{7}{8} \eta^{8/7} + 2\alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \frac{7}{15} \eta^{15/7} + \frac{\alpha_2^2}{3} \cdot (h_0 - h + \eta)^3 \quad (4.5.24)$$

$$f_2(\eta) = \alpha_1^2 \cdot \frac{7}{9} \cdot \eta^{9/7} \quad (4.5.25)$$

$$f_3(\eta) = \alpha_1^2 \cdot \frac{16}{15} \cdot \eta^{16/7} + 2\alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot (h_0 - h) \cdot \frac{7}{15} \eta^{15/7} + 2\alpha_1 \alpha_2 \cdot \frac{7}{22} \eta^{22/7} + \alpha_2^2 \cdot (h_0 - h)^2 \cdot \frac{1}{2} \eta^2 + 2\alpha_2^2 \cdot (h_0 - h) \cdot \frac{1}{3} \eta^3 + \alpha_2^2 \cdot \frac{1}{4} \eta^4 \quad (4.5.26)$$

$$f_4(\eta) = \alpha_1^2 \cdot \frac{7}{16} \cdot \eta^{16/7} \quad (4.5.27)$$

と $f_1 \sim f_4$ を定義すれば、(4.5.20), (4.5.21) は各々、

$$F_x = \rho g C_D \cdot a_1 \cdot \{ f_1(h) - f_1(-d_1 + h) \} + \rho g C_D \cdot a_2 \cdot \{ f_1(-d_1 + h) - f_1(h - h_0) + f_2(h - h_0) - f_2(0) \} \quad (4.5.28)$$

$$M = \rho g C_D \cdot a_1 \cdot \{ f_3(h) - f_3(-d_1 + h) \} + \rho g C_D \cdot a_2 \cdot \{ f_3(-d_1 + h) - f_3(h - h_0) + f_4(h - h_0) - f_4(0) \} \quad (4.5.29)$$

と計算できる。

構造物の諸元を代入して、求めるべき潮流力は、

$$\text{水平方向潮流力} = 1,350 \text{ TON}$$

$$\text{底面転倒モーメント} = 63,000 \text{ TON} \cdot \text{m}$$

と求まる。

4.5.3 地震力の算定

DnV の規準に於いて、地震力に関しては 5.3.6 に於いて示されている。しかしながら、DnV 規準は具体的な地震力の評価法については何も言及していない。ここでは、以下の 2 点について検討を加える。

- (1) 設置地点が与えられた場合に、構造物の設計震度をどの様に設定すべきか。
- (2) 地震時の付加質量をいかに算定するか。

(1) 設計震度の決定方法

設計震度の決定方法については、次に示す方法を用いることを提案する。

この方法は、河角博士が日本全域の震度期待値地図（「河角マップ」と呼ばれ、耐震工学では重要な資料とされている。）を作成した方法と、基本的に同じ解析方法をとっている。以下、各ステップについて解説を加えていく。

設計震度の設定方法には、過去の地震事情から統計的に判断する方法と、地質構造から判断する方法がある。後者の方法は重要ではあるが、まだ未解決の問題を数多く含んでおり、実用的でなく、本方法は前者の方法を採用している。

Step 1 に於いて、地震動に影響を与える特性として、地震の規模（マグニチュード、M），及び、震源地付近の陸部、臨海部の観測点（震源地からの距離を d とする）に於ける水平方向最大加速度 A_{\max} の値を求める。

Step 1

建設地点付近に震源をもつ過去 X 年の地震を調査し、地震の規模（マグニチュード、M），及び、震源地付近の陸部、臨海部の観測点（震源地からの距離を d とする）に於ける水平方向最大加速度 A_{\max} の値を求める。

Step 2

各マグニチュードごとに、1 年間当たりの地震発生回数を求め、図 4.5.9 のように、たて軸に地震発生回数を対数で、横軸にマグニチュードをプロットする。

Step 3

対象とする構造物の耐用年数（= Y 年とおく）を設定し、1 年間当たりの地震発生回数が $1/Y$ に対応するマグニチュードを Step 2 のグラフより求め、対象とする構造物に対応する設計地震規模とする。

Step 4

Step 1 で得られたデータを用いて、回帰分析を行なって、

$$A_{\max} = a \cdot 10^{b \cdot M} (d + d_0)^c \quad (4.5.30)$$

なる定数 a ， b ， c を定める。このとき、定数 d_0 は種々変化させて各々回帰分析を行ない、最も重相関係数の高い場合の d_0 及びそれに対応する a ， b ， c の値を用いる。

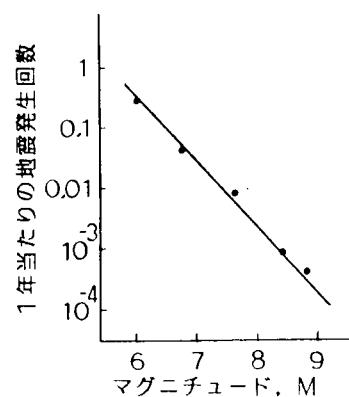


図 4.5.9. M と発生回数

Step 5

建設地点の位置、構造物の重要度を考慮して、設計地震の震源から建設地点までの距離 d を定める。

Step 6

Step 3 より求まった設計地震規模 M 、及び Step 5 より求まった震源までの距離 d を用い、Step 4 で得られた（4.5.30）を利用すれば、設計震度（ここでは A_{max} ）が得られる。

設計震度の決定方法(案)

ことのできる特性として、前2つの他に、建設地点の地盤条件を採用しているが、これは日本付近に於いて過去の地震記録が非常に多くあり、地盤種類別に Step 4 に示す回帰分析を行なうことが可能な為である。対象とする建設地点付近の地震記録が多数在存する場合は、地盤種類別の解析を行うのがよい。尚、新耐震設計法(案)では、地盤を表4.5.2のように分類している。

又、Step 1 に於ける資料収集の期間 X 年についてであるが、新耐震設計法(案)ではこの点について、「より長期間で広い範囲の資料を用いる事が望ましいが、過去にさかのばればのぼる程、地震マグニチュードや震源位置の精度が悪い」と述べている。

Step 2 で、図4.5.9のような整理法をとるのは、以下の理由による。地震活動度に関して、Gutenberg - Richter によって、

$$\log N = a - b \cdot M \quad (4.5.31)$$

なる関係が示されている、この式はよく実際を近似しているとされている。ただし、 N はあるマグニチュード M の地震の回数、 a と b は定数である。（4.5.31）をグラフ上に示すと図4.5.9のようになるため、こうしたプロットを行なうのである。

表4.5.2 地震種類の分類

区分	説明
1種	(1) 第三紀以前の地盤（以下岩盤と称する） (2) 岩盤までの洪積層 ¹⁾ の厚さが10m未満
2種	(1) 岩盤までの洪積層の厚さが10m以上 (2) 岩盤までの沖積層 ²⁾ の厚さが10m未満
3種	沖積層の厚さが25m未満かつ軟弱層 ³⁾ の厚さが5m未満
4種	上記以外の地盤

- (注) 1) 沖積層の締まった砂層、砂れき層、玉石層を含む。
2) かけ崩れなどによる新しい堆積層を含む。
3) 地盤面から深さ10mより浅いところにある飽和砂質土層で、標準貫入試験の N 値が10以下、均等係数が6以下かつ粒径加積曲線の D_{20} が0.04~0.5 mm の区間にある土層、および現地盤面から深さ3m以内にある粘性土層およびシルト質土層で、一軸圧縮試験または原位置試験より推定される一軸圧縮強度が 0.2 kg/cm^2 以下のごく軟弱な土層とした。

土木学会編海洋コンクリート構造物設計施工指針(案)の7.2.4項では、設計地震波の決定に際しては、構造物の寿命とその期間内に設計地震が発生する確率についても検討すべきである、と述べられている。Step 3は、この項目を受けたものであって、構造物の耐用年数に基づいて地震の規模が決定される。

Step 4 に示されている回帰分析は、道路橋示方書・同解説、V耐震設計編のIV章で行なわれているのと同じ方法である。道路橋示方書の解析は、マグニチュード M が5以上、震源の深さが60km以下、最大水平加速度が50 gal 以上である合計51個の地震による301記録を用いて行なわれたもので、日本国内の観測点のデータを対象と

したものだが、参考までに結果を表4.4.3に掲げる。ここに A_0 は10kmととった場合が重相関係数が最も大きくなるので、 $A_0 = 0$ の場合と共に $A_0 = 10\text{km}$ の場合の両者の結果を示した。表中の地盤種別とは、表4.5.2に示す分類に基づく。

表4.5.3. 回帰分析結果

波形 特性値	地盤種別	回 帰 式	偏相関係数		重相 関 係 係数 r
			M	A	
$A_{\max} = a \cdot 10^{b \cdot M} \cdot A^c$					
1		$A_{\max} = 28.5 \times 10^{0.207M} \times A^{-0.598}$	0.33	-0.47	0.48
2		$A_{\max} = 13.2 \times 10^{0.330M} \times A^{-0.805}$	0.50	-0.59	0.59
3		$A_{\max} = 32.1 \times 10^{0.254M} \times A^{-0.757}$	0.47	-0.61	0.61
4		$A_{\max} = 6.47 \times 10^{0.423M} \times A^{-0.977}$	0.65	-0.72	0.72
全 体		$A_{\max} = 18.4 \times 10^{0.302M} \times A^{-0.800}$	0.51	-0.62	0.62
$A_{\max} = a \cdot 10^{b \cdot M} (A + 10)^c$					
1		$A_{\max} = 46.0 \times 10^{0.208M} \times (A + 10)^{-0.686}$	0.33	-0.47	0.48
2		$A_{\max} = 24.5 \times 10^{0.333M} \times (A + 10)^{-0.924}$	0.50	-0.59	0.59
3		$A_{\max} = 59.0 \times 10^{0.261M} \times (A + 10)^{-0.886}$	0.48	-0.62	0.62
4		$A_{\max} = 12.8 \times 10^{0.432M} \times (A + 10)^{-1.112}$	0.65	-0.71	0.72
全 体		$A_{\max} = 34.1 \times 10^{0.308M} \times (A + 10)^{-0.925}$	0.51	-0.62	0.62

Step 5についてであるが、土木学会編海洋コンクリート構造物設計施工指針(案)では、7.2の地震条件の項の解説に於いて、「海洋構造物はこれまで構造物が建設されたことのない海域に建設されることも多く、規模の大きい地震の震源域に近い場所に建設が計画される場合もある。したがって地震条件の設定は慎重に行なわなければならない。」としている。よって、震源からの距離 A は、過去の地震の震源地と建設位置との関係を分析し、その結果に、構造物の重要度を考慮して、慎重に決定すべきである。

(2) 地震時の付加質量の決定方法

本節では以下の順序で、地震時の付加質量の決定方法について検討を加える。

- (a) 付加質量を算定する最も基本的な考え方として、剛な壁面に作用する地震力の算定式である Westergaad の式を考察する。
- (b) 剛な円柱に作用する地震力の算定式として、厳密解の Jacobsen の式、又近似式を示す。
- (c) 構造物が変形する場合に、付加質量をどのように考えるべきか検討する。

(a)について

Westergaad の考え方を紹介する。

基本的な考え方は、地震によって構造物が水平に変位し、それに伴って構造物周辺の水も振動する。この振動に伴って、水中で水圧が変化し、これを地震時の動水圧と呼ぶのである。以下、数式で基本的な動水圧 σ の扱い方を見ていく。図4.5.10の水粒子を考えると、水粒子に働く力のつりあいを考えると、

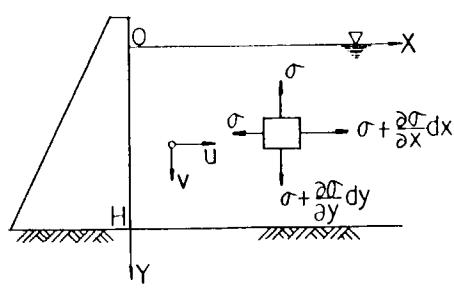


図4.5.10 座標の定義

$$\frac{\partial \sigma}{\partial x} = \frac{w}{g} \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} \quad (4.5.32)$$

$$\frac{\partial \sigma}{\partial y} = \frac{w}{g} \cdot \frac{\partial^2 v}{\partial t^2} \quad (4.5.33)$$

が得られる。ただし、 u, v は、図4.5.10に示す水の変位、 w は水の単位体積重量である。

水を弾性体と仮定し、水の体積弾性率を E_v とするとき、

$$\sigma = E_v \cdot \left(\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} \right) \quad (4.5.34)$$

となる。

境界条件としては、地盤の運動を振幅 a 、周期 T の水平正弦運動と仮定すると、

$$v_{y=H} = 0 \quad (4.5.35)$$

となり、池の表面で動水圧は 0 より

$$\sigma_{y=0} = 0 \quad (4.5.36)$$

及び、構造物から十分離れた地点では動水圧は生じないので、

$$\sigma_{x=\infty} = 0 \quad (4.5.37)$$

となる。構造物の剛性が高いと仮定し、地震によって生ずる構造物の相対変位を地盤変位に比べて無視すれば、構造物前面に於いて、水の変位は地盤変位に等しく、地盤の加速度 k_g として、

$$u_{x=0} = \frac{k_g \cdot T^2}{4\pi^2} \cdot \cos \frac{2\pi t}{T} \quad (4.5.38)$$

となる。

これを解けば、構造物に働く動水圧は

$$\sigma = m \cdot k_g \cdot \cos \frac{2\pi t}{T} \quad (4.5.39)$$

ただし

$$m = \frac{8w \cdot H}{\pi^2 g} \cdot \sum_n \frac{1}{n^2 C_n} \sin \frac{n\pi y}{2H} \quad (4.5.40)$$

$$C_n = \sqrt{1 - \frac{16 \cdot w \cdot H^2}{n^2 \cdot k_g \cdot T^2}} \quad (4.5.41)$$

と求まる。

(b) について

剛な直立円柱に対して、(1)と同様な取り扱いで Jacobsen は動水圧分布を求めた。図4.5.11のように記号を定義するとき、

$$p_d(z, \theta) = k \cdot w \cdot \cos \theta \cdot \sum_{n=1,3,5} A_n \cdot \cos [n \cdot \pi (h+z)] \quad (4.5.42)$$

ここに、

$$A_n = (-1)^{\frac{n-1}{2}} \cdot \frac{(4a/\pi n) Y_1(i \cdot n \cdot \pi \cdot a)}{n \kappa \cdot a \cdot Y_0(i \cdot n \cdot \pi \cdot a) + Y_1(i \cdot n \cdot \pi \cdot a)} \quad (4.5.43)$$

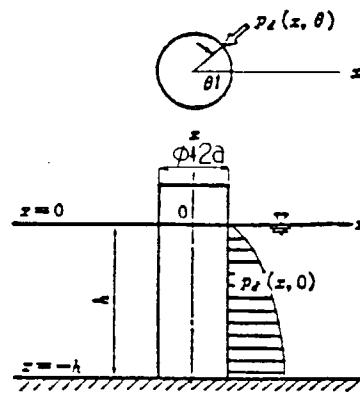


図4.5.11 円柱に働く動水圧
(4.5.43)

k ; 水平震度, $\kappa = \pi / 2h$, Y_0 , Y_1 ; 0次, 1次の第2種ベッセル関数
となる。

上の(4.5.42), (4.5.43)は、ベッセル関数の入ったべき級数の形で表現されており、計算するには若干の手間を要する。そこで、近似式として次のようなものが提案されている。

土木学会編、海洋コンクリート構造物設計施工指針(案)では、

$b/h \leq 2$ の場合

$$p(z') = \alpha \cdot k \cdot w \cdot A \cdot \frac{b}{a} \cdot \left(1 - \frac{b}{4h}\right) \cdot \sqrt[3]{\frac{z'}{h}} \quad (4.5.44)$$

$2 \leq b/h \leq 4$ の場合

$$p(z') = \alpha \cdot k \cdot w \cdot A \cdot \frac{b}{a} \cdot \left(0.7 - \frac{b}{10h}\right) \cdot \sqrt[3]{\frac{z'}{h}} \quad (4.5.45)$$

ただし、

$p(z')$; 海面から深さ z' (m) に於ける動水圧

α ; 運動形式による補正係数 (通常は $\alpha = 1.0$)

A ; 構造物の水平断面積 (m^2)

a ; 地震動に平行方向の構造物の長さ (m)

b ; 地震動に直角方向の構造物の幅 (m)

としている。この式は、国鉄編、耐震設計指針(案)解説に於いても示されている式である。

(c)について

構造物が変形する場合、どの様な考え方で付加質量を見積るのか、(a)をもとにして考察する。

(4.5.32), (4.5.33), (4.5.34)で与えられる水粒子に対する基本方程式は、構造物が変形する場合も変わらない。境界条件では、(4.5.35)～(4.5.37)は変わらないが、(4.5.38)が成立しなくなる。構造物前面の水の変位 $u_x = 0$ は、地盤の変位と構造物の変位の合成されたものであると考えられる。ここで、構造物の変位は、地盤の加速度、構造物の剛性、さらには動水圧そのものの影響をも受けるので、この場合の境界条件は非常に複雑となり、一般にこの種の問題は計算機を用いて数値的に解くこととなる。

今回の試設計で対象としたような柱状構造物に於いては、構造物の変形は動水圧の値にどの程度の影響を及ぼすのであろうか。新体系土木工学11構造物の耐震解析に於いては、この点に関して、「柱状構造物のたわみ性を考慮した解析結果は非常に複雑になるが、付加質量係数に及ぼす構造物のたわみ性の影響は一般に無視してよく、剛振動に対する付加質量を用いてよいと考えられる。」と記述している。

(3) 付加質量の算定

(4.5.44), (4.5.45)を用いて、付加質量を算定する。

円柱形状の構造物では、構造物の半径 r として、 $A = \pi r^2$, $a = b = 2r$ より、 $\alpha = 1.0$ として
 $r/h \leq 1$ で

$$p(z') = k \cdot w \cdot \pi r^2 \cdot \left(-\frac{r}{2h}\right) \cdot \sqrt[3]{\frac{z'}{h}} \quad (4.5.46)$$

となり、半径一定の円柱構造物では、これを深さ方向に積分して付加質量係数 C_{add} は、

$$C_{add} = \left(1 - \frac{r}{2h}\right) \cdot \frac{3}{4} \quad (4.5.47)$$

となり、これは図4.5.12のようになる。Garrisonの論文中の C_{add} の値は、図4.5.13となり、今回対象とする構造物のような $h/r \leq 2$ の範囲では、図4.5.12とほぼ等しい。(4.5.46)は、鉛直方向の動水圧分布形も与え

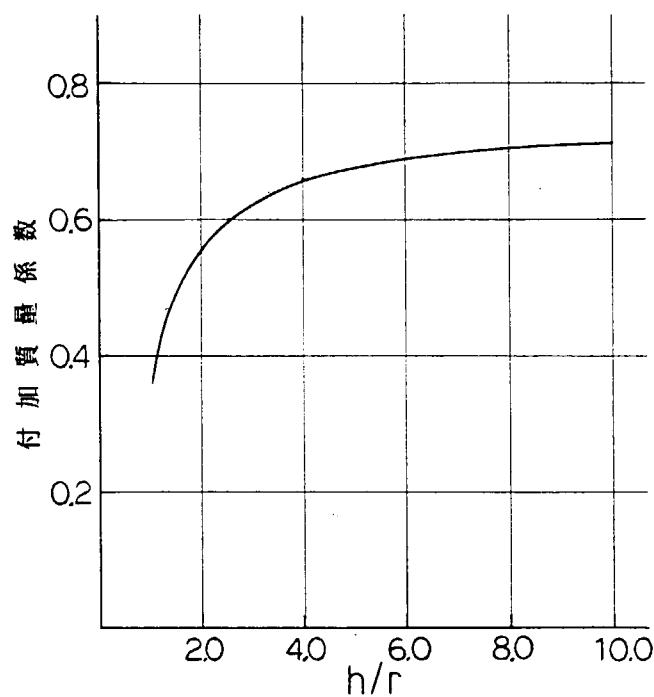


図 4.5.12 Cadd の値((4.4.46)による)

図 4.5.12 Cadd の値 ((4.4.46)による)

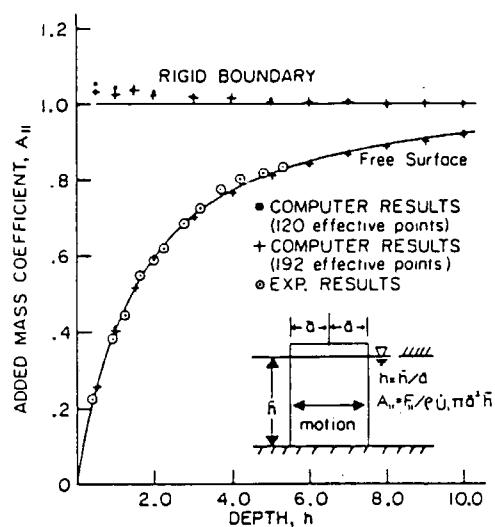


図 4.5.13 Garrison の論文による
Cadd の値

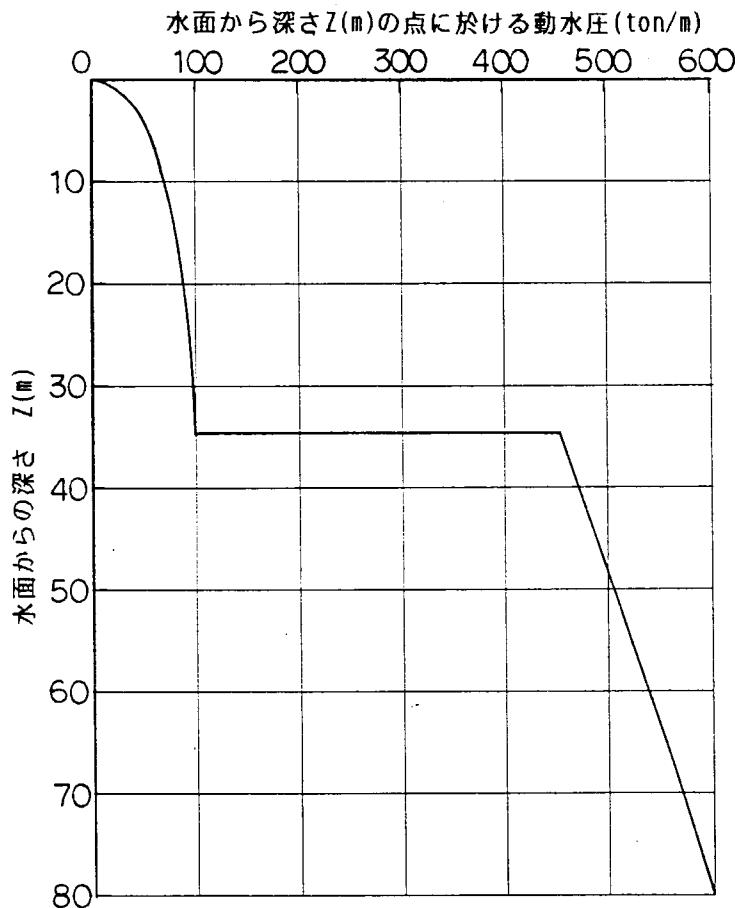


図 4.5.14 地震時動水圧の分布 (100 gal)

るので、本式を用いて地震時の動水圧を算定する。

地震時動水圧分布は、図4.5.14のようになる。（100 galに対して）

全体の地震時動水圧は、(4.5.46)を積分して、

$$P = 2.68 \times 10^4 \text{ TON} \quad (\text{Wadd} = 2.68 \times 10^5 \text{ TON})$$

である。

4.5.4 風荷重の算定

DnVでは、5.3.2で風荷重について規定されている。5.3.2.1によれば、風荷重の算定は付録Bに示す方法で算定できるとしており、本節でもこれに基づいて算定する。ただし、5.3.2.2では複雑な形状の構造物に作用する風荷重は、模型実験を行って値を決定するのがよいとしている。

風荷重を算定する際、対象とする風の選定法については、5.3.2.3に規定されている。これによると、1分間の平均風速を用いて算定した風荷重と最大の波荷重とが両方構造物に作用した外力条件を考える必要がある。ただし、3秒間の平均風速を用いて算定した風荷重の方が、前述の外力条件と比べてより構造物に対して厳しいものである場合は、3秒間の平均風速の風が構造物に作用した外力条件を考えねばならない。

上記の規定を考慮して、本章に於ける風荷重の算定は、3秒間平均の突風、及び1分間平均の風速の両者について行なうこととする。4.2の設計条件を用い、(4.5.17)を用いて10分間平均風速を1分間平均風速に換算すれば、

$$v_{3\text{秒}, 10m} = 50 \text{ m/s} \quad (4.5.48)$$

$$v_{1\text{分}, 10m} = 44.5 \text{ m/s} \quad (4.5.49)$$

となる。よって、(4.5.17)を用いて、風速の鉛直方向分布を求めれば、静水面上 zm の地点に於ける時間 t の平均の風速 v_{tz} は、

$$v_{tz} = v_{t, 10m} \cdot (z/10)^{\beta} \quad (4.5.50)$$

となる。ただし、 $v_{t, 10m}$ は(4.5.48)、(4.5.49)を用い、又 $t = 3\text{秒}$ については $\beta = 0.100$ 、 $t = 1\text{分}$ については $\beta = 0.113$ なる値を用いる。(表4.5.1参照)

(1) 上部構造物の分類

上部構造の各部に以下のように番号をつけ、以後この番号を用いて構造物を示すものとする。各①～⑨の構造物は各々構造上の特徴から、

①～⑥；充実長方体

⑦；柱

⑧；立体トラス

⑨；大口径円柱

と分類される。以下の節で、各構造物に作用する風荷重を順々に計算していく。

(2) 風圧力と風向の設定

風圧力は、DnV Appendix B のB.1.1.1で

$$q = \frac{1}{2} \rho \cdot v_{tz}^2 \quad (4.5.51)$$

と求められる。ここに、 ρ ；空気の単位体積重量($= 1,225 \text{ kg/m}^3$)、 v_{tz} ；(4.5.50)で与えられる風速、である。

風荷重の算定に於いては、風向の設定を行なわねばならない。DnV B.1.2.1では、構造物にとって最も不利な風向を設定して、風荷重を計算せねばならないと定めている。ここでは、図4.5.15中に矢印で示した⑦～⑨の3つの風向を考える。風荷重に最も影響を与える、風方向に垂直な構造物の投影面積を考えれば、④の風向が最も面積が大きく、次いで⑦、⑨の順になっている。以下の計算では、風向として⑦を選定した。これは次の理由による。

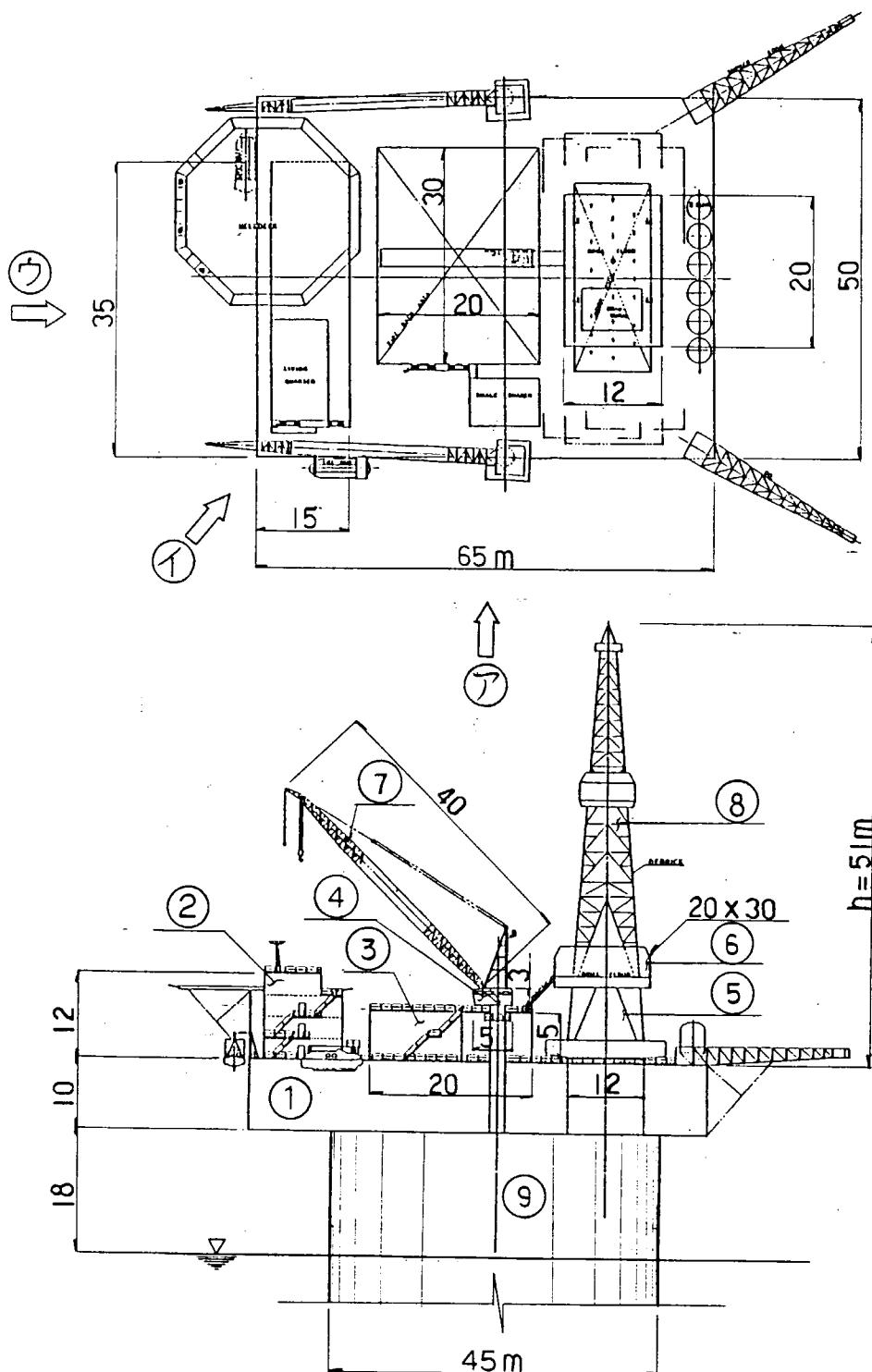
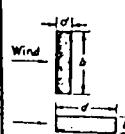
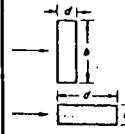
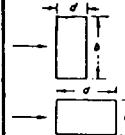
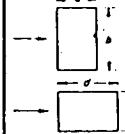
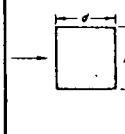


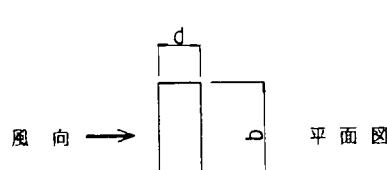
図 4.5.15 上部構造の分類

- (a) 投影面積では、④が最も大きいが、これを採用すると②、③、⑤の構造物が風方向に隣接して並列して、構造物間の空力干渉効果や遮へい効果のため、単独構造物の場合とは形状係数が変化してしまう。そして、こうした場合の形状係数は推定するのが困難である。
- (b) ⑦の風向では、(a)で指摘したような干渉効果等は生じないので、風荷重は合理的に算定される。
- (c) 本章の最後で風荷重を算出するが、それを見ると、外力としては風荷重は波荷重と比べて問題にならないほど小さい。よって⑦の風向を用いても、外力算定には重大な誤差を与えない。

表4.5.4 充実長方体の形状係数

Pine shape	$\frac{l}{w}$	$\frac{b}{d}$	C _r for height/breadth ratio:							
			Up to $\frac{l}{b}$	1	2	4	6			
	≥ 4	≥ 4	Up to $\frac{l}{b}$	1.2	1.3	1.4	1.5	1.6		
			$\frac{l}{b} < 1$	0.7	0.7	0.75	0.75	0.75		
	3	3	Up to $\frac{l}{b}$	1.1	1.2	1.25	1.35	1.4		
			$\frac{l}{b} < 1$	0.7	0.75	0.75	0.75	0.8		
	2	2	Up to $\frac{l}{b}$	1.0	1.05	1.1	1.15	1.2		
			$\frac{l}{b} < 1$	0.75	0.75	0.8	0.85	0.9		
	1.5	1.5	Up to $\frac{l}{b}$	0.95	1.0	1.05	1.1	1.15		
			$\frac{l}{b} < 1$	0.8	0.85	0.9	0.95	1.0		
Pine shape	$\frac{l}{w}$	$\frac{b}{d}$	C _r for height/breadth ratio:							
			Up to $\frac{l}{b}$	1	2	4	6	10	20	
	1	1	Up to $\frac{l}{b}$	0.9	0.95	1.0	1.05	1.1	1.2	1.4

NOTE, b is the dimension of the member normal to the wind, d is the dimension of the member measured in the direction of the wind, l is the greater horizontal dimension w is the lesser horizontal dimension of a member.



平面図



側面図

図4.5.16 記号の定義

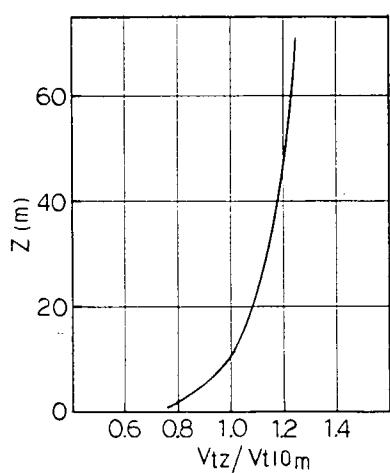


図4.5.17 v_{tz}/v_{t10m} の変化 ($\beta = 0.113$)

(3) 充実長方体に作用する風荷重 (①～⑥)

DnV B 1.2.1 より、構造物の面に垂直方向の風荷重 F_w は、

$$F_w = C \cdot q \cdot A \cdot \sin \alpha \quad (4.5.52)$$

となる。ここに、

C ; 形状係数

q ; 式 (4.5.49) で定まる風圧力

A ; 風向に垂直な部材投影面積

α ; 風向と部材表面のなす角

である。

形状係数 C については、B 1.3 で定めている。本節で対象とする水平面上に置かれた充実長方体については、B 1.3.6 より、表 4.5.4 に形状係数の値が示されている。この表から分かるように、形状係数の値は、図 4.5.16 の定義に従って、 b/d の値及び h/d の値によって変化する。

v_{tz}/v_{t10} の高さ方向の値の変化の様子を図 4.5.17 に示した。①～⑥の構造物では、 $z \geq 18m$ が成立するので、 v_{tz}/v_{t10m} はわずかに変化するのみである。ゆえに、ここでは (4.5.51) の風速として、構造物の団心の高さ (z_{mean} とする。) に於ける風速を用いて計算する。又、風荷重による転倒モーメントは、上記の様にして計算された水平方向の風荷重 F_w が、構造物の団心の位置に作用したとして計算する。

以上まとめれば、 $\alpha = 0^\circ$ に注意して、水平方向風荷重 F_w 及び構造物底面の転倒モーメント M は、水深が 80m より

$$q = \frac{1}{2} \rho v_{tz_{mean}}^2 \quad (4.5.53)$$

$$F_w = C \cdot q \cdot A \quad (4.5.54)$$

$$M = F_w \cdot (z_{mean} + 80) \quad (4.5.55)$$

となる。計算結果を表 4.5.5、表 4.5.6 に示す。

(4) 柱に作用する風荷重 (⑦)

断面を $1m \times 1m$ の充実した正方形の柱として取り扱う。(3)と同じく、風速の鉛直方向変化が少ないので、柱の団心の高さの風速を用いて計算する。つまり、式 (4.5.53) ～ (4.5.55) が成立する。ただし、形状係数 C は、B 1.3.2 により、 C_∞ が表 4.5.7 で与えられる。 C_∞ は無限長の部材に対する値であるので、B 1.3.3 の規定により、有限長部材に対しては

$$C = \kappa \cdot C_\infty \quad (4.5.56)$$

なる低減係数 κ を乗じることが出来、この値は表 4.5.8 に示されている。ここで ℓ ; 風方向に垂直な部材の長さ、 d ; 風方向に垂直な部材の断面寸法である。又、対象とする柱のように、柱の片端が他部材に取りつけられており、周辺の流れが阻止されている場合は、B 1.3.4 より、 ℓ/d の値は 2 倍して κ を定めねばならない。

今回の諸元では、表 7 より $C_\infty = 2.0$ であり、 $\ell = 40m$ 、 $d = 1m$ より、B 1.3.4 を考え $\ell/d \times 2 = 80$ より、表 4.5.8 より、平らな部材表面に対応する値として、 $\kappa = 0.95$ となり、 $C = 1.9$ が求まる。

表 4.5.5 風荷重 (①~⑥) (3秒間平均風速)

No	d (m)	b (m)	h (m)	z_{mean}	b/d	h/d	C	$v_{3\text{秒}} z_{mean}$ (m/s)	Fw (ton)	M (ton·m)
1	50	65	10	23	1.3	0.2	0.9	54.3	108	11100
2	35	15	12	34	0.43	0.34	0.75	56.5	27	3100
3	30	20	5	30.5	0.67	0.17	0.8	55.9	16	1700
4	5	5	3	34.5	0.6	0.6	0.95	56.6	3	330
5	20	12	8	32	0.4	0.4	0.8	56.2	15	1700
6	12	12	5	38.5	0.42	0.42	0.9	57.2	11	1300

表 4.5.6 風荷重 (①~⑥) (1分間平均風速)

No	d (m)	b (m)	h (m)	z_{mean} (m)	b/d	h/d	C	$v_{1\text{分}} z_{mean}$ (m/s)	Fw (ton)	M (ton·m)
1	50	65	10	23	1.3	0.2	0.9	48.9	87	9000
2	35	15	12	34	0.43	0.34	0.75	51.1	22	2500
3	30	20	5	30.5	0.67	0.17	0.8	50.5	13	1400
4	5	5	3	34.5	0.6	0.6	0.95	51.2	2	770
5	20	12	8	32	0.4	0.4	0.8	50.8	12	1400
6	12	12	5	38.5	0.42	0.42	0.9	51.8	9	1100

表 4.5.7 無限長部材に対する C_∞

*	C_m	C_n									
degrees											
0	+1.9	+0.95	+1.8	+1.8	+1.75	+0.1	+1.6	0	+2.0	0	
45	+1.8	+0.8	+2.1	+1.8	+0.85	+0.85	+1.5	-0.1	+1.2	+0.9	
90	+2.0	+1.7	-1.9	-1.0	+0.1	+1.75	-0.95	+0.7	-1.6	+2.15	
135	-1.8	-0.1	-2.0	+0.3	-0.75	+0.75	-0.5	+1.03	-1.1	+2.4	
180	-2.0	+0.1	-1.4	-1.4	-1.75	-0.1	-1.5	0	-1.7	±2.1	

*	C_m	C_n									
degrees											
0	+1.4	0	+2.05	0	+1.6	0	+2.0	0	+2.0	0	
45	+1.2	+1.6	+1.95	+0.6	+1.5	+1.5	+1.8	+0.1	+1.4	+0.7	
90	0	+2.2	+0.5	+0.9	0	+1.9	0	+0.1	0	+0.75	

Note. In this table the force coefficient C_f is given in relation to the dimension j and not in relation to the effective frontal area A_f .

表 4.5.8 低減係数 κ

r/d	2	5	10	20	40	50	100	∞
Circular cylinder, subcritical flow	0.58	0.62	0.68	0.74	0.82	0.87	0.98	1.0
Circular cylinder, supercritical flow	0.80	0.80	0.82	0.90	0.98	0.99	1.0	1.0
Flat plate perpendicular to wind	0.62	0.66	0.69	0.81	0.87	0.90	0.95	1.0

(4.5.53) ~ (4.5.55) を用いて

$$F_w = \begin{cases} 17 \text{ TON} & (3\text{秒間平均風速}) \\ 14 \text{ TON} & (1\text{分間平均風速}) \end{cases}$$

$$M = \begin{cases} 2400 \text{ TON}\cdot\text{m} & (3\text{秒間平均風速}) \\ 2000 \text{ TON}\cdot\text{m} & (1\text{分間平均風速}) \end{cases}$$

と水平力及び転倒モーメントが求まる。

(5) 立体トラスに作用する風荷重 (⑧)

対象とする⑧の立体トラスは、図4.5.18のような構造を仮定する。ここで対象としている立体トラスの場合、複合効果 (Solidification effect) 及び、遮へい効果の両者を考えねばならない。

複合効果については、DnV B1.2.2で規定されており、これは平面トラスや多数の柱が並列するときに、部材間の空力干渉効果が生じることに基づく。B1.2.2.1により、この場合の風荷重 F_{wsol} は、

$$F_{wsol} = C_e \cdot q \cdot A \cdot \phi \cdot \sin \alpha \quad (4.5.57)$$

ただし、

C_e ; 有効形状係数

q ; (4.5.51) で与えられる風圧

A ; トラス枠組境界で囲まれた外郭面積

θ ; 充実率と呼ばれる量で、トラスの投影面積と外郭面積の比

α ; 風向と部材表面のなす角

である。ここで C_e は表4.5.9に示されている。図4.5.18のような形状を仮定したので充実率は

$$\phi = \frac{\lambda \cdot 0.5h + 2 \cdot \lambda \cdot h + 2 \cdot 0.8h \cdot 1.4\lambda}{\lambda^2}$$

$$= 4.74 \cdot \frac{h}{\lambda}$$

であり、 $\lambda = 12\text{m}$ であって、 $h = 0.3\text{m}$ を仮定すれば、 $\phi = 0.119$ となる。トラスを $12\text{m} \times 12\text{m} \times 51\text{m}$ の柱と考えれば、 $A = 12 \times 51 = 612\text{m}^2$ となる。平らな部材表面であるから、 $\phi = 0.119$ より、表4.5.9から $C_e = 1.9$ となる。

次に遮へい効果を考える。これは、DnV B1.2.3で規定されており、2組以上の平行枠組が風方向の互いに背面に位置するときに考慮すべきもの

である。遮へいされた枠組に作用する風荷重 F_{wshi} は、立体トラスでは複合効果を考えねばならない。

$$F_{wshi} = F_{wsol} \cdot \eta \quad (4.5.58)$$

ここで、 F_{wsol} ; (4.5.57) で規定される風荷重、 η は遮へい効果を示す係数であり、枠組の充実率 ϕ 、枠組部材の形状、枠組の寸法によって変化し表4.5.10のように与えられる。

表4.5.10に於いて

α ; 風方向の枠組間の距離を風向と直角方向の枠組の幅で割った値。

β ; $\beta = \phi \cdot a$ で定義される値。ただし、 ϕ は枠組の充実率、 a は部材の形状及びレイノルズ数 Re によ

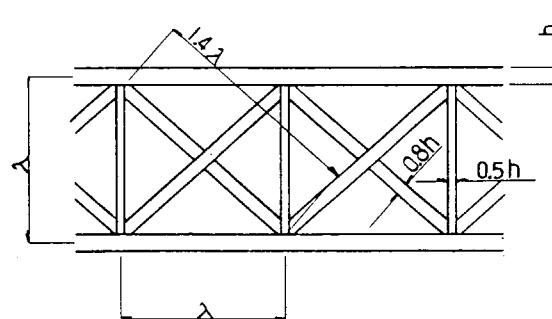


図4.5.18 トラストの平面形状

表4.5.9 単一枠組に対する C_e の値

Solidity ratio ϕ	Effective shape coefficient C_e	
	flat-side members	circular sections
		$R_e < 4.2 \cdot 10^5$
0.1	1.9	1.2
0.2	1.8	1.2
0.3	1.7	1.2
0.4	1.7	1.1
0.5	1.6	1.1
0.75	1.6	1.5
1.0	2.0	2.0
		$R_e \geq 4.2 \cdot 10^5$
0.1	0.7	0.7
0.2	0.8	0.8
0.3	0.8	0.8
0.4	0.8	0.8
0.5	0.8	0.8
0.75	1.4	1.4
1.0	2.0	2.0

表 4.5.10 η の 値

Spacing ratio α	Value of η for an aerodynamic solidity ratio β , of							
	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8 and over
up to 1.0	1.0	0.96	0.90	0.80	0.68	0.54	0.44	0.37
2.0	1.0	0.97	0.91	0.82	0.71	0.58	0.49	0.43
3.0	1.0	0.97	0.92	0.84	0.74	0.53	0.44	0.48
4.0	1.0	0.98	0.93	0.86	0.77	0.67	0.59	0.54
5.0	1.0	0.98	0.94	0.88	0.80	0.71	0.64	0.60
6.0 and over	1.0	0.99	0.95	0.90	0.83	0.75	0.69	0.66

って下記のようにとるものとする。

$$a = \begin{cases} 1.6 & (\text{表面が平らな部材に対して}) \\ 1.2 & (\text{円形断面部材で } Re \text{ が subcritical range にあるもの, 及び表面が平らな部材で上記の円形断面部材と複合して用いられた場合に対して}) \\ 0.5 & (\text{円形断面部材で } Re \text{ が supercritical range にあるもの, 及び表面が平らな部材で上記の円形断面部材と複合して用いられた場合に対して}) \end{cases}$$

である。対象とする構造物の場合, $\alpha = 12m / 12m = 1.0$ となり, $a = 1.6$ であるので, $\phi = 0.119$ を用いて, $\beta = 0.19$ となる。ゆえに表 4.5.10より, $\eta = 0.96$ となる。

(3), (4)で行なったように, 構造物図心の高さに於ける風速を用いて, 風圧を (4.5.51) で与え, このとき水平方向風荷重 F_w は (4.5.55), (4.5.56) を考え,

$$F_w = F_{wsol} + F_{wshi} \quad (4.5.59)$$

$$M = F_w \cdot (z_{mean} + 80)$$

となる。

対象とした構造物の諸元を代入すると,

$$F_w = \begin{cases} 62 \text{ TON} & (\text{3 秒間平均風速}) \\ 52 \text{ TON} & (\text{1 分間平均風速}) \end{cases}$$

$$M = \begin{cases} 9100 \text{ TON} \cdot m & (\text{3 秒間平均風速}) \\ 7500 \text{ TON} \cdot m & (\text{1 分間平均風速}) \end{cases}$$

となる。

(6) 大口径円柱に作用する風荷重 (⑨)

基本的には, (4.5.51), (4.5.52) を用いればよい。このとき, 形状係数 C は B 1.3.1 及び B 1.3.3, B 1.3.4 によって規定される。

無限長の円筒に対する形状係数 C_∞ は, レイノルズ数 Re

$$Re = \frac{D \cdot v_{tz}}{\nu} \quad (4.5.60)$$

(ただし, D ; 部材直径, v_{tz} ; (4.5.50) で決まる風速, ν ; 空気の動粘性係数で $1.46 \times 10^{-5} \text{ m}^2/\text{sec}$)

の関数で図 4.5.8 に与えられる。ここで対象としている, 部材両端に於いて自由な流れが阻止されている場合, B 1.3.3 の形状係数の低減は行なわれず, B 1.3.4 より $C = C_\infty$ とすることになる。

構造物図心に於ける風速を用いて (4.5.60) でレイノルズ数を求めるとき, 3 秒平均風速について, $Re = 1.5 \times 10^8$, 1 分平均風速について $Re = 1.4 \times 10^8$ となり, 両者とも図 4.5.8 より, $C = C_\infty = 0.6$ となる。

図 4.5.15から, 構造物は $z = 0 \sim 18m$ に位置するので, 図 4.5.17から分かるように風速の鉛直方向変化が大きいので, (4.5.50) ~ (4.5.52) を用いて, 水平風荷重 F_w 及び, 転倒モーメント M は,

$$F_w = \int_0^{18} \frac{1}{2} \rho \cdot v_t z^2 \cdot C \cdot D dz \quad (4.5.61)$$

$$M = \int_0^{18} \frac{1}{2} \rho \cdot v_t z^2 \cdot C \cdot D (z + 80) dz \quad (4.5.62)$$

となる。計算の結果、 $z_0 = 18$ として

$$F_w = \frac{1}{2} \rho \cdot C \cdot D \cdot \frac{v_t 10^2}{10^2 \beta} \cdot \frac{1}{2\beta + 1} \cdot z_0^{2\beta + 1} \quad (4.5.63)$$

$$M = \frac{1}{2} \rho \cdot C \cdot D \cdot \frac{v_t 10^2}{10^2 \beta} \cdot \left\{ \frac{1}{2\beta + 2} z_0^{2\beta + 2} + \frac{80}{2\beta + 1} z_0^{2\beta + 1} \right\} \quad (4.5.64)$$

と求まる。諸元代入して

$$F_w = \begin{cases} 71 \text{ TON} & (3 \text{ 秒間平均風速}) \\ 56 \text{ TON} & (1 \text{ 分間平均風速}) \end{cases}$$

$$M = \begin{cases} 6400 \text{ TON} \cdot m & (3 \text{ 秒間平均風速}) \\ 55000 \text{ TON} \cdot m & (1 \text{ 分間平均風速}) \end{cases}$$

と求まる。

(7) 構造物全体に働く風荷重

(3)～(6)までの計算によって、構造物全体(①～⑨)に作用する風荷重のように求まる。この値は、4.5.1で求めた波

$$F_w = \begin{cases} 330 \text{ TON} & (3 \text{ 秒間平均風速}) \\ 270 \text{ TON} & (1 \text{ 分間平均風速}) \end{cases}$$

$$M = \begin{cases} 37000 \text{ TON} \cdot m & (3 \text{ 秒間平均風速}) \\ 30000 \text{ TON} \cdot m & (1 \text{ 分間平均風速}) \end{cases}$$

による荷重と比べて、非常に小さいことが分かる。

4.5.5 外力の集計

環 境 外 力	水 平 力 (ton)	鉛 直 力 (ton)	底面まわりモーメント (t m)
波 力	85,600	± 36,400	2,150,000
潮 流 力	1,350	—	63,000
地震時動水圧 ¹⁾	26,800	—	666,000
風 力	3 秒間平均風速	330	—
	1 分間平均風速	270	—
			37,000
			30,000

注 1) 地震時付加質量は 268,000 ton

4.6 構造物の安定

構造物の安定については、滑動、地盤支持力及び浮遊時の安定について検討する。

滑動、地盤支持力の検討における環境荷重は、地震荷重及び波荷重を考慮するものとし、風荷重、潮流荷重については、波荷重に比べて小さいため無視する。

また、貯油条件は、波荷重作用時には、タンク内オイル満載、地震荷重作用時には、タンク内オイル満載及び水バースト満載とする。

4.6.1 滑動

滑動に対する安定は、DnV ルールの次式により検討する。

$$\tau_d = F_v \times \frac{\tan \phi}{1.2}$$

$$\tau_{mob} = F_H \times 1.3$$

$$\tau_d > \tau_{mob}$$

ここに、

τ_d ; 土の設計せん断強度

τ_{mob} ; 設計荷重効果（土の設計平均せん断応力）

F_v ; 対象とする荷重条件に適合する特性鉛直荷重

F_H ; 対象とする荷重条件による特性水平荷重

なお、滑動抵抗力は、コンクリート製スカートの貫入を考慮して、地盤のせん断抵抗力 $\tan \theta$ に等しいものとする。

4.6.2 地盤支持力

地盤反力は、コンクリートプラットホームを剛体と考えて、次式により算定する。

$$q = \frac{F_v}{A} \pm \frac{1.3 \times M_T}{z}$$

ここに

q ; 地盤反力

F_v ; 対象とする荷重条件に適合する特性鉛直荷重

A ; 底版の面積

M_T ; 特性水平荷重による転倒モーメント

z ; 底版の断面係数

地盤支持力については、DnV ルールの次式により検討する。

$$q_d = \frac{1}{2} \cdot r' \cdot b' \cdot N_r \cdot S_r \cdot d_r \cdot i_r$$

$$q_d > \frac{F_r \times 1.3}{A'}$$

ここに

q_d ; 設計地盤支持力

r' ; 土の水中重量

b' ; 有効基礎幅

N_r ; 支持力係数

S_r ; 形状係数

i_r ; 偏心荷重係数

F_r ; 対象とする荷重条件に適合する特性鉛直荷重

A' ; 有効基礎面積

なお、地盤支持力については、最大反力時についてのみ計算する。検討結果を表 4.6.1 に示す。

表 4.6.1

検討 ケース		地震荷重作用時		波力作用時
		タンク内 オイル満載	タンク内 水バラスト満載	タンク内 オイル満載
作用外力	F_v (t)	213,000	244,000	249,000
	F_H (t)	95,700	98,800	86,000
	M_T (t・m)	2,556,000	2,637,000	2,150,000
滑動	τ_{mob} (t・m ²)	124,000	128,000	111,000
	τ_d (t/m ²)	124,000	137,000	140,000
地盤反力 ¹⁾ (t/m ²)				
地盤支持力	$\frac{F_v \times 1.3}{A'}$ (t/m ²)			53.7
	q_d (t/m ²)			121.4

注 1) 地盤反力の計算は、地盤の反力分布と最大反力時を求めるために、前述した式により算出した。

2) 地盤支持力の計算は、最大地盤反力の生ずるケースのみについて算出した。

4.6.3 浮遊時の安定性

コンクリートプラットフォームの浮体としての静的安定性は、通常の浮遊時（曳出し時、洋上施工時、曳航時、沈設時）、及び異常時（衝突等による区画浸入時）について検討する。

また、Intact Stability、曳航時の動搖についても検討する。

静的な安定性を満足する条件は、次の点とする。

- メタセンター高さ (GM) が 1.0 m 以上であること
- 浸入時も十分な乾舷高さを有すること

(1) 通常の浮遊時

浮遊時における浮体の静的安定性は、次式により検討する。

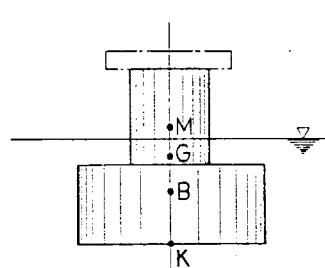


図 4.6.1

$$\overline{GM} = \overline{BM} - \overline{KG} + \overline{KB} \geq 1.0 \text{ m}$$

ここに、 \overline{GM} ; メタセンター高さ

$$\overline{BM} = \frac{I}{V}; \text{メタセンター半径}$$

I ; 水際線での断面二次モーメント

V ; 排水量

\overline{KG} ; 重心高さ

\overline{KB} ; 浮心高さ

図 4.6.2 に曳出し時、洋工施工時、函体完成時、上載設備搭載時、曳航時、沈設時についての検討結果を示す。

この図より最小のメタセンター高さは、1.0 m 以上であり、コンクリートプラットフォームは安定であることがわかる。

(2) 区画浸入時

衝突等の事故により区画浸水が生じた場合、図 4.6.3 に示す斜線部が浸水区画となる。

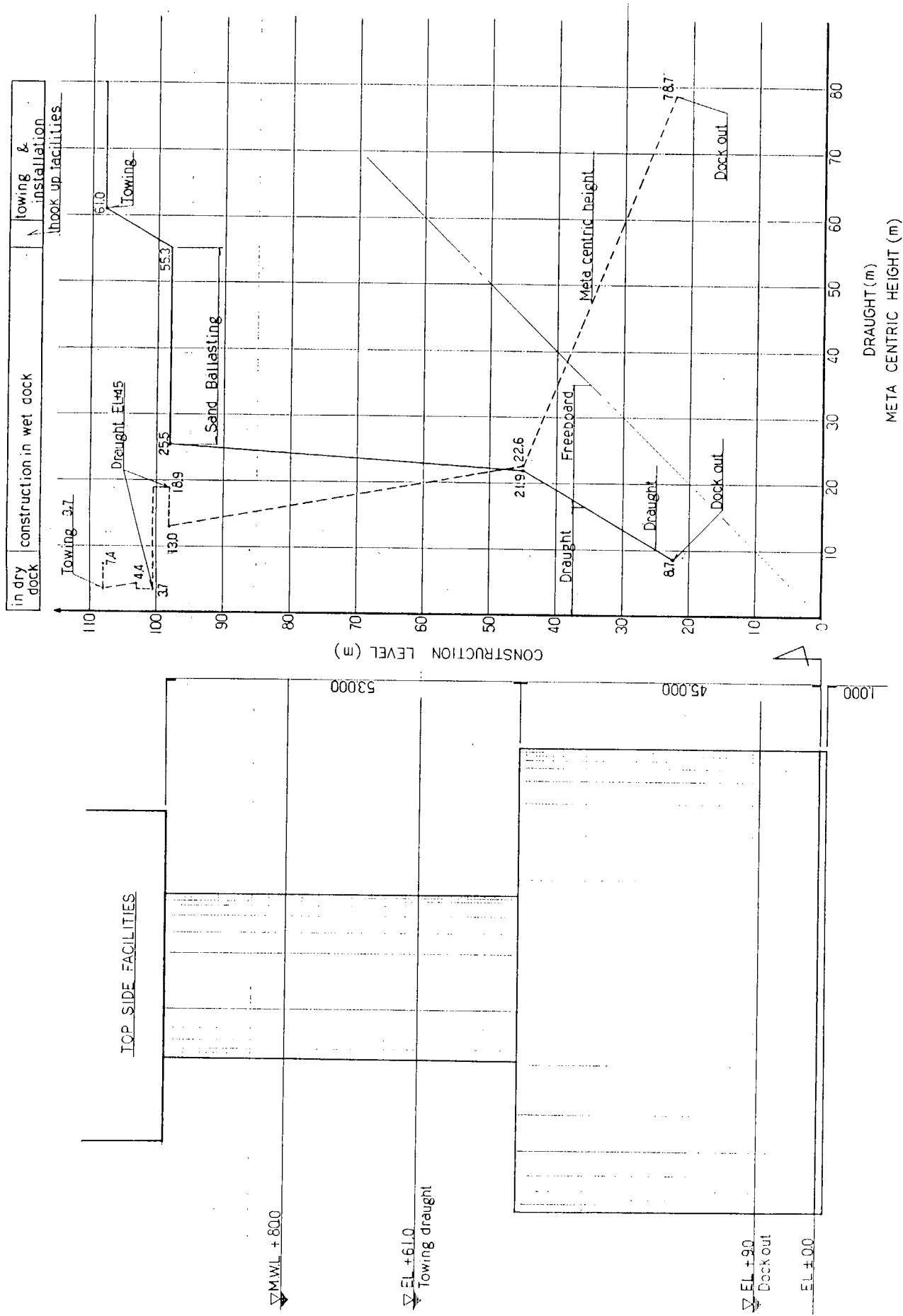


図 4.6.2

区画浸水が生じた時の吃水は、約 68.5 m、メタセンター高さ (GM) は、3.7 m 及び乾舷は 29.5 m となり、十分に上述の条件を満足する。

(3) Intact Stability の検討

(a) 計算条件

(i) 風荷重

風圧形状及び形状影響係数

4.5.4 の風荷重の算定を用いる。

風速

100 kts

風速の高さ係数

ABS Rule を適用する。

(ii) 計算状態

Draft = 60.0 M

Displacement = 438,803.5 TON

KG = 21.11 M

Flooding Point Main Deck 上 Air Pipe

(b) 計算結果

構造物の形状、曳航時の GM から充分な Stability があることが推測できたが、この種の構造物の C 係数がどの程度となるか計算した。

最大の Heeling Moment を与える (風荷重最大)

Skew angle 45°での計算結果は下記の通り充分な C 係数をもっていることがわかる

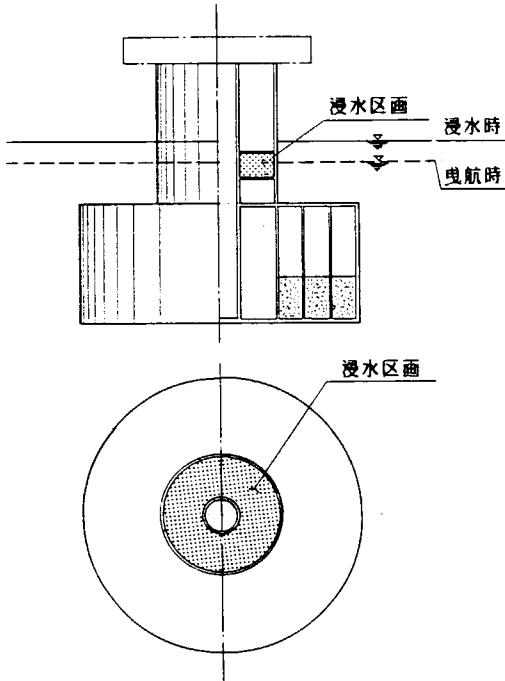


図 4.6.3

ITEM		C 係数
計算結果		15.05
判定基準	IMO	> 1.4
	ABS	> 1.4
	NDA	> 1.4

(4) 曳航時動揺

この種のボトル型構造物は、船型やセミサブ型構造物に比べ動揺特性が大変良い。一方、その形状の特長としてコラムの長さが長いため 15° 程度の動揺角度でそのネック部の強度が問題になることがある。又、曳航時、安全のため上部居住区に乗員が居住することからも、その動揺をチェックする必要がある。

(a) 計算条件

(i) 計算状態

DRAFT = 60.0 M

DISPLACEMENT = 438,803.5 TON

KG = 21.11 M

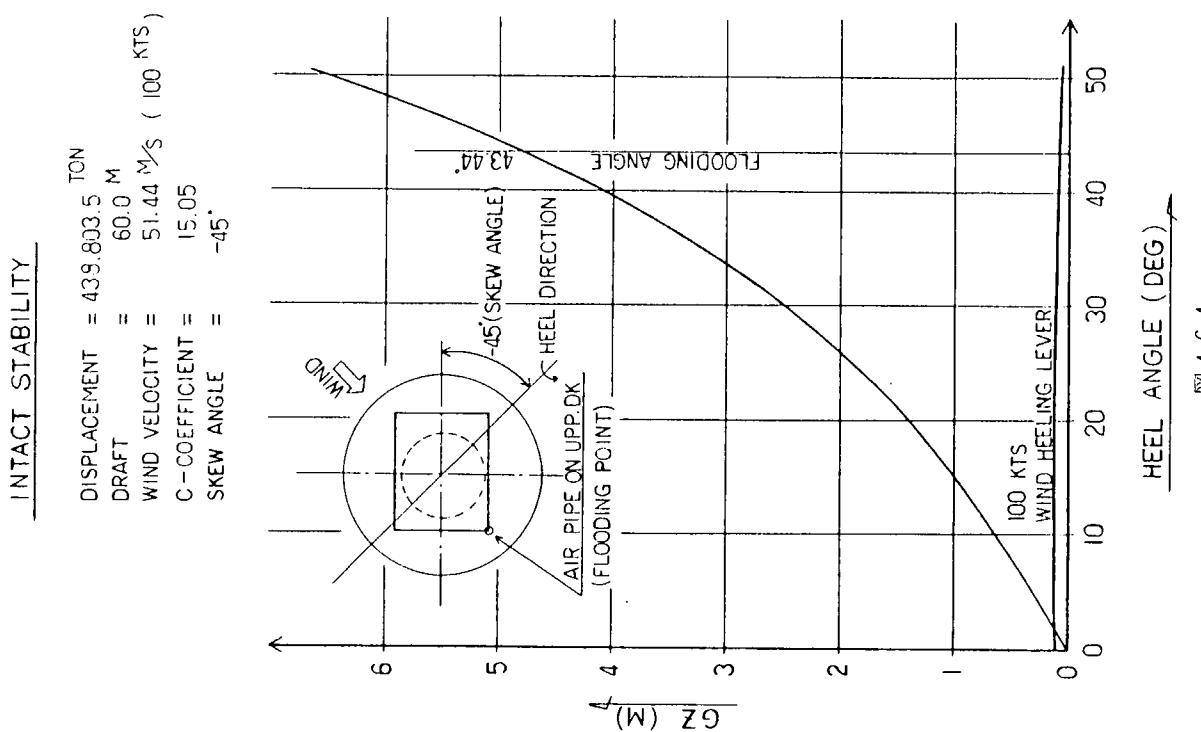
環動半径

k_x = 35.264 M

k_y = 35.264

k_z = 32.702

WATER PLANE AREA = 1590.43 M²



(ii) 使用プログラム

三次元特異点分布法に依る

(iii) 海象条件

有義波高 $H_{1/3} = 5 \text{ m}$	}	Beaufort Scale
平均波周期 $T_s = 8 \text{ sec}$		7 ~ 8
風速 = 40 KTS		

波スペクトル ; ISSC

(b) 計算結果

要素分割を図 4. 6. 5 に示す。

規則波中の応答特性を図 4. 6. 6 に示す。

ISSC のスペクトラムを使用した平均周期 8 秒に於ける動揺特性を表 4. 6. 2 及び表 4. 6. 3 に示す。これら、最大揺れ角度は 0.8 度となり、強度上及び上部居住上も全く問題ない。

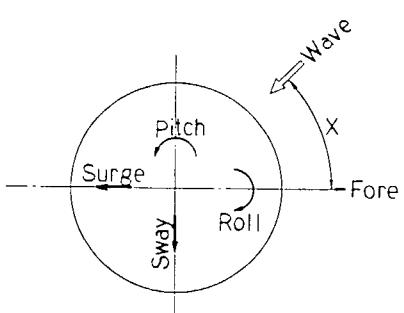


表 4. 6. 2 R_s / H ($T_s = 8 \text{ sec}$)

χ (DEG)	SURGE	SWAY	HEAVE	PITCH	ROLL	YAW
0	0.0349	0.0247	0.0388	0.0400	0.0283	0
45	0.0303	0.0303		0.0346	0.0346	0
90	0.0247	0.0349		0.0283	0.0400	0

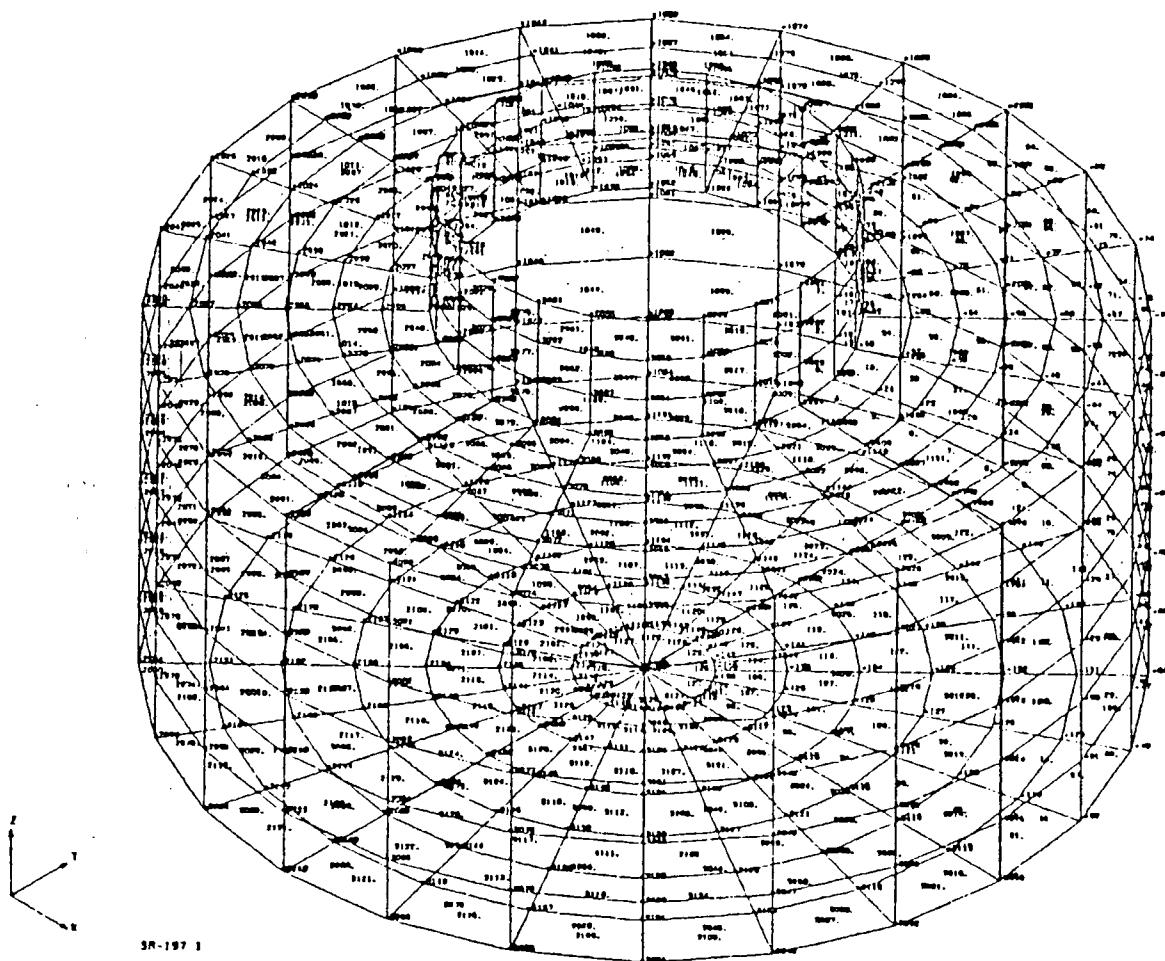


図 4.6.5 要素分割図

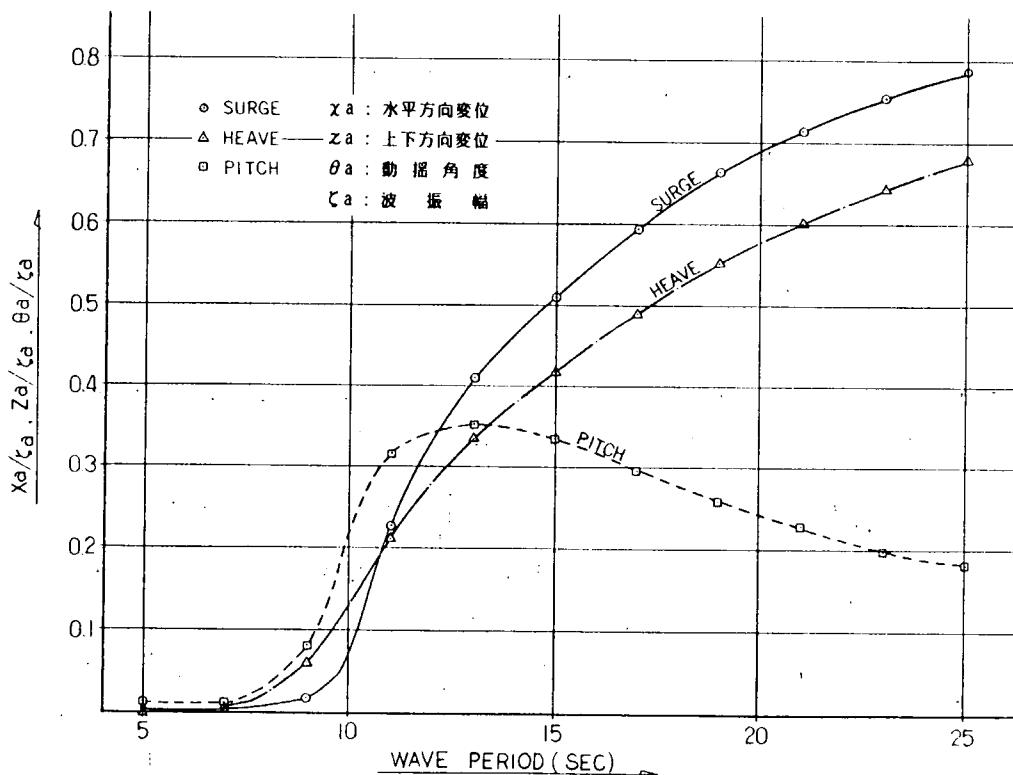


図 4.6.6 規則波中応答特性

表 4.6.3 有義片振幅 (R_s / H) $\times H_{1/3} \times 2$ ($H_{1/3} = 5\text{M}$)

χ (DEG)	SURGE (M)	SWAY (M)	HEAVE (M)	PITCH (DEG)	ROLL (DEG)	YAW (DEG)
0	0.349	0.247	0.388	0.400	0.283	0
45	0.303	0.303		0.346	0.346	0
90	0.247	0.349		0.283	0.400	0

最大片振幅は、次の式で求められる

$$\text{最大片振幅} = \text{有義片振幅} \times 2$$

4.7 主要部材の計算

4.7.1 使用材料

(1) コンクリート

コンクリートの応力 - ひずみ曲線を図 4.7.1 のように仮定する。また、コンクリート強度の特性値とヤング係数は以下に示す値となる。

圧縮強度の特性値 $f_{ck} = 450\text{ kg/cm}^2$

ヤング係数 $E_c = 3.4 \times 10^5\text{ kg/cm}^2$

(2) 鉄筋

鉄筋の応力 - ひずみ曲線を図 4.6.2 のように仮定する。また、鉄筋の引張降伏強度の特性値とヤング係数を以下に示す値とする。

引張降伏強度の特性値 $f_{yk} = 4000\text{ kg/cm}^2$

ヤング係数 $E_s = 2.1 \times 10^6\text{ kg/cm}^2$

(3) PC 鋼材

PC 鋼材の応力 - ひずみ曲線を図 4.7.3 のように仮定する。また、PC 鋼材の特性値とヤング係数を以下に示す値とする。

PC 鋼材 (SWPR1)

引張強度の特性値 $f_{puK} = 15,500\text{ kg/cm}^2$

引張降伏強度の特性値 $f_{pyK} = 13,500\text{ kg/cm}^2$

見掛けのリラクセーション率 $r = 5\%$

ヤング係数 $E_p = 2.0 \times 10^6\text{ kg/cm}^2$

4.7.2 安全係数と荷重組合せ

(1) 安全係数

安全係数は土木学会「コンクリート構造の限界状態設計法指針(案)」、および Det. norske

Veritas 「Rules for the Design Construction and Inspection of Offshore Structures」を参考にして表 4.7.1 の通り定める。

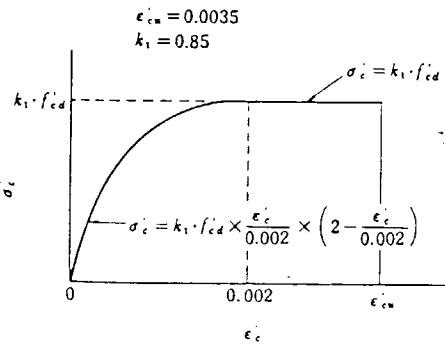


図 4.7.1 コンクリートの一軸応力状態下の応力 - ひずみ曲線

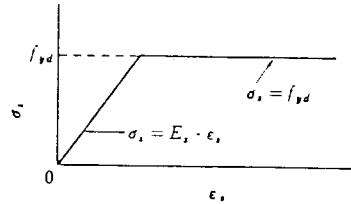


図 4.7.2 鉄筋および構造用鋼材の応力 - ひずみ曲線

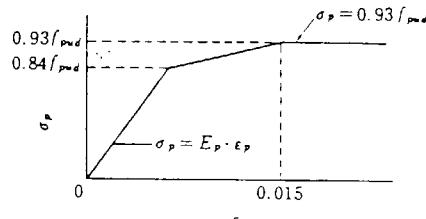


図 4.7.3 PC 鋼線、PC 鋼より線および PC 鋼棒 1 号の応力 - ひずみ曲線

表 4.7.1 安全係数

限界状態 安全係数	終局限界状態 (ULS)	使用限界状態 (SLS)	進行性破壊限界状態 (PLS)	疲労限界状態 (FLS)
材 料 係 数 r_m				
コンクリート	1.3	1.0	1.0	
鋼 材	1.0	1.0	1.0	
部 材 係 数 r_b	1.15	1.0	1.0	
荷 重 係 数 r_f				
永久荷重	1.1	1.0	1.0	
変動荷重(常時)	1.2	1.0	1.0	
" (異常時)	1.1	0.5	-	
" (施工時)	1.1	-	-	
偶発荷重	-	-	1.0	
構造解析係数 r_a	1.0	1.0	1.0	
構造物係数 r_i	1.15	1.0	1.0	

(2) 検討対象荷重

検討対象荷重とその値を表 4.7.2 に示す。

表 4.7.2 検 討 対 象 荷 重

荷 重 項 目		鉛 直 力	水 平 力
永久荷重	壁 体 重 量	$r_{max} = 2.55 t/m^3$	max 5.1 t/m ²
	地 盤 反 力		21 t/m ²
	外水圧 (静水圧)	$\omega_0 = 1.03 t/m^3$	max 82 t/m ²
	内水圧 (バラスト水)	$\omega_0 = 1.03 t/m^3$	max 72 t/m ²
	土 圧 (砂バラスト)	$r' = 1.0 t/m^3$ $K_a = 0.3$	max 15 t/m ²
	プレストレス		30 kg/cm ²
変動荷重	常 時	油水置換による 内水圧の減少 $\omega_{oil} = 0.85 t/m^3$	max 5.4 t/m ²
	風 荷 重		1.4 t/m ²
	波 荷 重	$H_{max} = 22m$	地盤反力 max ± 19 t/m ²
	潮 流 荷 重		max 23 t/m ²
	地 震 荷 重	100 gal	地盤反力 max ± 20 t/m ²
			壁 体 max 0.4 t/m ²
			動水圧 max 7 t/m ²

(3) 荷重組合せ

荷重の組合せと荷重係数を表 4.7.3 に示す。

表 4.7.3 荷重組合せと荷重係数

荷重項目		完成時								施工時
		ULS			SLS		PLS			
永久荷重	壁体重量, 地盤反力 内水圧, 外水圧 プレストレス	1.1	1.1	1.1	1.1	1.0	1.0	1.0	1.0	1.1
	常時 変動荷重	油水置換による 内水圧の減少	1.2	1.2		1.0				
	異常時	風, 波, 潮流	1.1	1.1		0.5	0.5			
施工時	地震 (100gal)			1.1	1.1					
	波浪									1.1

4.7.3 検討項目

(1) 終局限界状態 (ULS)

曲げモーメント, 軸力, せん断力が作用した時の主要部材について検討する。

曲げモーメントと軸力については、作用断面力が図 4.7.4 に示す相互作用曲線の内側にあることを確認することによりチェックする。

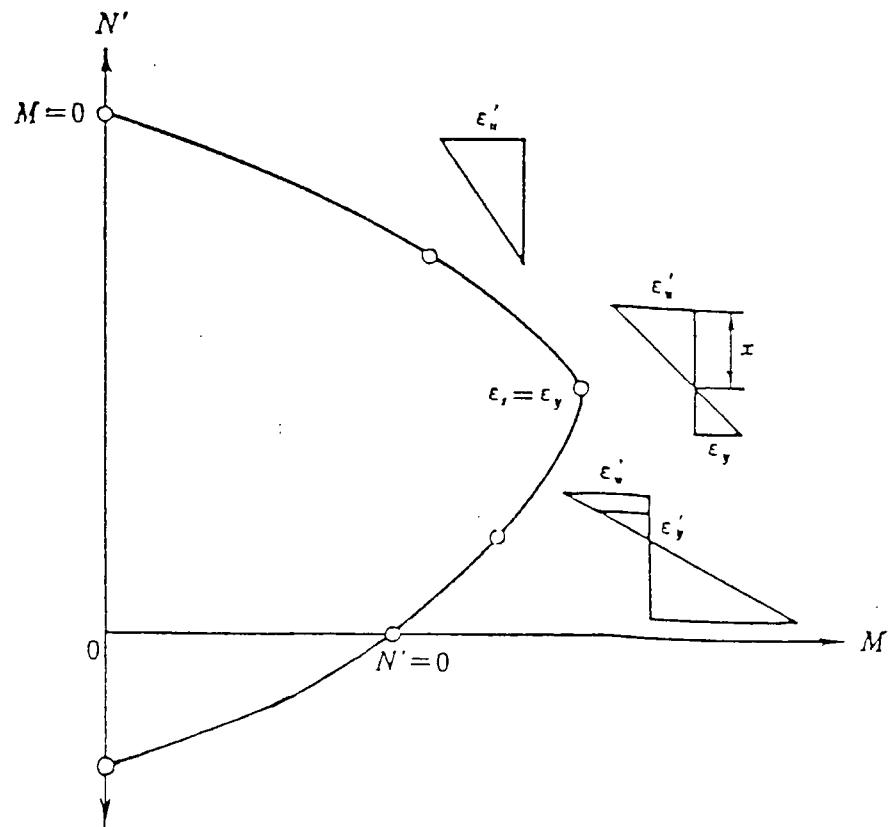


図 4.7.4 相互作用図

せん断力については、次式によりせん断耐力を計算し、チェックする。

$$V_{ud} = V_{cd} + V_{wd}$$

◦せん断補強筋以外の耐力

$$V_{ed} = f_{vd} \cdot b_w \cdot d / r_b$$

$$f_{vd} = f_{v0d} (1 + \beta_d + \beta_p + \beta_n)$$

$$f_{v0d} = f_{vk} / r_c \text{ (kg/cm²)}$$

$$f_{vk} = 0.94 f'_{ck}^{1/3} \text{ (kg/cm²)}$$

$$\beta_d = \sqrt[4]{100/d} - 1 \geq 0 \quad (d : \text{cm})$$

$$\beta_p = \sqrt{100 p_w} - 1 \leq 0.73$$

$$\beta_n = M_o / M_d \leq 1$$

◦せん断補強鉄筋による耐力

$$V_{wd} = A_w f_{wyd} z (\sin \alpha + \cos \alpha) / s / r_b$$

◦斜め圧縮破壊耐力

$$V_{wcd} = 0.3 f'_{cd} \cdot b_w \cdot d / r_b$$

(2) 使用限界状態 (SLS)

主要部材の鋼材の応力およびひび割れ幅についてチェックする。鋼材の応力および許容ひび割れ幅は表4.7.4,

表4.7.5に示す値とする。

表4.7.4 永久荷重によって生じる鉄筋応力度の増加量および
PC鋼材応力度の増加量の制限

	鋼材の種類	鋼材の腐食の難易による環境条件		
		一般の環境	腐食性環境	特に厳しい腐食性環境
鉄筋 コンクリート	異形鉄筋	1 200	1 000	800
	普通丸鋼	1 000	800	600
プレストレス コンクリート	異形鉄筋	1 200	1 000	800
	PC鋼材	1 000	800	600

表4.7.5 許容ひびわれ幅
(単位:cm)

	鋼材の種類	鋼材の腐食の難易による環境条件		
		一般の環境	腐食性環境	特に厳しい腐食性環境
鉄筋 コンクリート	異形鉄筋	0.005c	0.004c	0.0035c
	普通丸鋼			
プレストレス コンクリート	異形鉄筋	0.005c	0.004c	0.0035c
	PC鋼材	0.004c	0.0035c	0.003c

作用荷重としては永久荷重と変動荷重を対象とするが、変動荷重のうち異常時のものについては荷重係数を0.5として使用限界状態の荷重とする。

(3) 進行性破壊限界状態 (PLS)

落下物、船舶の衝突、大規模な地震等の偶発荷重について検討し、大規模な破壊にならないことを確認するのであるが、本検討は試設計の段階であり、この偶発的な荷重に対しては、詳細設計の段階に行うものとする。

4.7.4 主要部材の断面検討

(1) 概 要

コンクリートプラットホームの各鋼材のうち、仕切板と隔壁は油水置換方式を採用しているため、作用する荷重は極めて小さいので断面検討を省略する。

以下では、底版、外壁、内壁、上版についての検討を行う。

(2) 作用荷重と断面力

(a) 底 版

ケソン部底版中央に作用する最大設計荷重の組合せは、壁体重量、地盤反力、外水圧、地震時地盤反力の組合せであり、その時の値は $105 \sim 111 \text{ t/m}^2$ である。また、ケソン部底版外周に作用する最大設計荷重は、曳航時に発生し、壁体重量、外水圧、内水圧、土圧、曳航時波荷重の組合せであり、その時の値は $34 \sim 50 \text{ t/m}^2$ である。

中央部を外周固定の円板で、外周部を 4 辺固定の長方形板でモデル化し、設計断面力を求めると表 4.7.6 の通りとなる。

(b) 外 壁（ケソン部）

ケソン部外壁に作用する最大設計荷重は曳航時に発生し、外水圧、内水圧、土圧、曳航時波荷重の組合せであり、その値は $20 \sim 52 \text{ t/m}^2$ である。これを外周固定の長方形シェルにモデル化し、FEMにて設計断面力を求めると表 4.7.7 の通りとなる。

(c) 外 壁（タワー部）

タワー部外壁に作用する最大設計荷重は、完成後の異常波浪時に発生し、外水圧、内水圧、風、波、潮流の各荷重の組合せであり、その値は $1 \sim 33 \text{ t/m}^2$ である。

タワー部外壁は 3 階段に分け、両端固定の円筒シェルと片側固定の円筒シェルでモデル化し、波浪の位相を考慮して 2 ケース解析すると、設計断面力は表 4.7.8 の通りとなる。

(d) 内 壁

内壁に作用する荷重は内水圧のみであり、最大設計荷重は 79 t/m^2 である。これをリングビームでモデル化し、設計断面力を求めると次のようになる。

内壁に作用する設計断面力

$$M_d = 0$$

$$F_d = 396 \text{ t/m}$$

(e) 上 版

上版に作用する最大設計荷重は、完成後の異常波浪時に発生し、外水圧、内水圧、波の各荷重の組合せであり、その値は 30 t/m^2 である。これを 4 辺固定の長方形板でモデル化し、設計断面力を求めると表 4.7.9 のようになる。

(3) 断面の設定と耐力の計算

(a) 断面諸元

主要部材の断面諸元を表 4.7.10 の通り設定する。

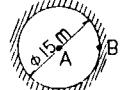
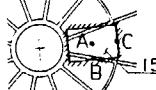
(b) 軸力と曲げモーメントの耐力

表 4.7.10 の断面諸元をもとにして軸力と曲げモーメントの耐力を求め、相互作用図を書くと図 4.7.5 ~ 図 4.7.8 のようになる。ケソン部外壁の一部を除いて、いずれの部材についても設計断面力は耐力より小さくなっている。ケソン部外壁は端部で耐力を超えているが、これについてはハンチをつけて対処する。

(c) せん断耐力

各主要部材の設計断面力と断面諸元をもとにしてせん断耐力を求めると表 4.7.11 の通りとなりいずれも設計

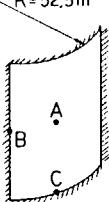
表4.7.6 底版の設計断面力(ULS)

	解析モデル			設計断面力			
	形状	(t/m ²) 荷重	位置	(t/m) 軸 力	(t/m) 曲げモーメント(tm/m)	(t/m) セン断力	
中央部	 外周固定の円板	110	A	1,000	464	0	
			B	1,000	773	413	
外周部	 4辺固定の長方形板	34	A	450	M _x 142 M _y 43	0	
			B	450	M _x 283	170	
			C	450	M _y 194	—	
	 4辺固定の長方形板	50	A	450	M _x 102 M _y 184	0	
			B	450	M _y 379	227	
			C	450	M _x 285	—	

注 1) 軸力はプレストレスによる。

2) □は最大値を示す。

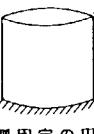
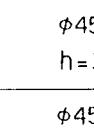
表4.7.7 外壁(ケーソン部)の設計断面力(ULS)

解 析 モ デ ル	設 計 断 面 力						
	形 状	(t/m ²) 荷重	方 向	位 置	(t/m) 軸 力	(t/m) 曲げモーメント(tm/m) セん断力	
 4辺固定の長方形シェル	45		水平方向	A	1,530	585	0
				B	1,490	1,140	311
			鉛直方向	A	705	203	0
				C	360	959	428

注 1) 鉛直方向軸力にはプレストレスを含む。

2) □は最大値を示す。

表4.7.8 外壁(タワー部)の設計断面力(ULS)

波 の 位 相	解 析 モ デ ル			設 計 断 面 力					
	形 状	(t/m ²) 荷重	(tm/m) M _x	(t/m) F _x	(t/m) Q _x	(tm/m) M _y	(t/m) F _y	(t/m) Q _y	
 片側固定の円筒シェル	max. 33		46	引張 32	0	231	203	127	
			13	756	0	0	360	0	
			39	引張 10	62	222	271	143	
			38	2	0	186	373	129	
 両側固定の円筒シェル	31		22	216	0	108	394	—	
			33	2	15	—	—	—	
 $\omega = \pi/2$	max. 21								
 $\omega = \pi/2$	20								

どの断面力の最大値も位相 $\omega=0$ のときよりも小さい
ので省略する。

注 1) xは水平方向、yは鉛直方向を示す。

2) F_yにはプレストレスを含む。

3) □は最大値を示す。

表 4.7.9 上版の設計断面力(ULS)

解析モデル		設計断面力			
形状	(t/m ²) 荷重	位置	(t/m) 軸 力	(t/m) 曲げモー メント(ta/m)	(t/m) セン断力
 4辺固定の長方形板	30	A	360	M _x 125 M _y 38	0
		B	360	M _x 250 M _y 150	—
		C	360	M _y 171	—

注 1) 軸力はプレストレスによる。

2) □は最大値を示す。

表 4.7.10 主要部材の断面諸元

	ケーナン部					タワー部
	底版	外壁	内壁	上版	外壁	
h (cm)	200	150	150	150	120	120
d' (cm)	10	9	14	9	9	9
d (cm)	190	141	136	141	111	111
As' (cm ² /m)	76 (D 38@ 150)	76 (D 38@ 150)	110 (D 38@ 150) D 25@ 150	76 (D 38@ 150)	76 (D 38@ 150)	76 (D 38@ 150)
As (cm ² /m)	76 (D 38@ 150)	76 (D 38@ 150)	110 (D 38@ 150) D 25@ 150	76 (D 38@ 150)	76 (D 38@ 150)	76 (D 38@ 150)
Aw (cm ² /m)	9.6 300 150 (D 19@ 150)	9.6 300 150 (D 19@ 150)	19.1 (D 19@ 150)	9.6 300 150 (D 19@ 150)	9.6 300 150 (D 19@ 150)	9.6 300 150 (D 19@ 150)
プレストレス(kg/cm ²)	30	30	30 (鉛直方向)		30	30 (鉛直方向)
鉄筋のかぶりC (cm)	7	7	7	7	7	7
備考			ハンチあり			

表 4.7.11 せん断耐力一覧表

	ケーボン部					タワー部
	底版	外壁	内壁	上版	外壁	
せん断補強鉄筋以外の耐力 V_{cd} (t/m)	87	70	71	70	63	63
せん断補強鉄筋による耐力 V_{wd} (t/m)	366	271	524	271	214	214
せん断 設計耐力 V_{ud} (t/m)	453	341	595	341	277	277
斜め圧縮破壊 耐力 V_{wcd} (t/m)	1,520	1,128	1,088	1,128	888	888
設計せん断力 V_d (t/m)	413	227	428	-	150	143

断面力より小さくなっている。

(4) 鋼材応力とひび割れ幅

使用限界状態における主要部材の断面力を、前記してある終局限界状態の断面力の計算と同様に行うと表 4.7.12 のようになる。

表 4.7.12 に示してあるように、永久荷重による鉄筋の応力度の増加量は表 4.7.4 の制限値より小さくなっている。

また、試算から求められるひび割れ幅も表 4.7.5 の許容ひび割れ幅より小さくなっている。

(5) 縦曲げモーメントの検討

ドライドックから引き出す時のプラットホームの高さは約 22m であり、浮上中において全体の剛性が最も小さい状態である。この時点における縦曲げモーメントを求め、コンクリートに発生する応力を求めるところとなる。

$$M_{BV} \text{ sag} = 12.5 \times \rho \times L^2 \times B \times (C_B + 0.2) h_\lambda \quad (\text{t} \cdot \text{m})$$

$$M_{BV} \text{ hog} = 16.5 \times \rho \times L^2 \times B \times C_B^2 \times h_\lambda \quad (\text{t} \cdot \text{m})$$

$$\text{ここで } \rho = 1.025 \text{ t/m}^3$$

$$L = 106.5 \text{ m}$$

$$B = 106.5 \text{ m}$$

$$C_B = 0.785$$

$$h_\lambda = 5.0 \text{ m} \text{ とすると}$$

$$M_{BV} \text{ sag} = 0.76 \times 10^5 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$M_{BV} \text{ hog} = 0.63 \times 10^5 \text{ t} \cdot \text{m}$$

引張応力

$$\sigma_t = \frac{0.76 \times 10^5}{12.840 / 5.45}, \quad \frac{0.63 \times 10^5}{12.840 / 16.55}$$

$$= 32, 81 \text{ (t/m²)}$$

$$= 3.2, 8.1 \text{ (kg/cm²)}$$

圧縮応力

$$\sigma_c = \frac{0.76 \times 10^5}{12,840 / 16.55}, \quad \frac{0.63 \times 10^5}{12,840 / 5.45}$$

$$= 98, 27 \text{ (t/m²)}$$

$$= 9.8, 2.7 \text{ (kg/cm²)}$$

コンクリートの引張強度は次式で求められる。

$$f_{tk} = 0.5 f'_{ck}^{2/3}$$

$$= 0.5 \times (450)^{2/3} = 29 \text{ kg/cm²}$$

$$f_{td} = \frac{f_{tk}}{r_m} = \frac{29}{1.3} = \underline{\underline{22 \text{ kg/cm²}}}$$

表 4.7.12 鋼材の応力度とひびわれ幅

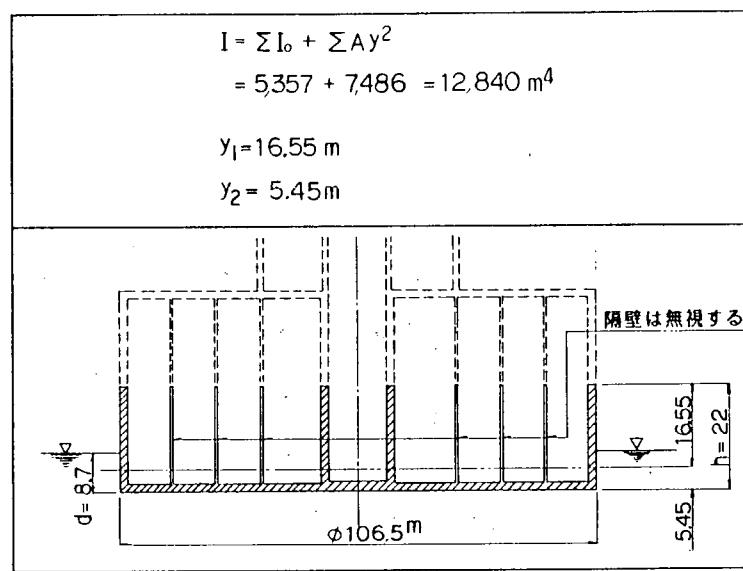
	ケーロン部					タワー部
	底版	外壁	内壁	上版	外壁	
永久荷重(t/m²)	98	12	10	72	10	10
変動荷重(t/m²)	max 3	max 20	max 12	—	max 12	max 23
永久荷重による設計断面力 とひずみ	Md (t·m/m) ϵ_M Nd(t/m) ϵ_N	687 $\pm 268 \times 10^{-6}$ 1,000 147×10^{-6}	100 $\pm 67 \times 10^{-6}$ 450 88×10^{-6}	253 $\pm 165 \times 10^{-6}$ 330 65×10^{-6}	0 0 360 71×10^{-6} 88 $\times 10^{-6}$	83 70 360 $\pm 85 \times 10^{-6}$ $\pm 72 \times 10^{-6}$ 360 88×10^{-6}
鉄筋の引張応力度 の増分(kg/cm²)	618	全断面圧縮	626	全断面圧縮	全断面圧縮	全断面圧縮
ひび割れ検討 用設計断面力 Nd(t/m)	Md (t·m/m) 1,000	701 450	183 528		133 360	154 360
鉄筋の引張応力度 の増分(kg/cm²)	668	111	1,078		175	314
ひび割れ幅(cm) ω	0.014	0.002	0.023		0.004	0.007
許容ひび割れ幅(cm) ω_{lim}	0.025	0.025	0.025		0.025	0.025

注 1) ϵ_M は全断面有効とした時の計算値

設計引張耐力22kg/cm²に対して、縦曲げモーメントにより発生する引張応力度は十分に小さい。

なお、プラットホームの剛性は表 4.7.13のように、隔壁を無視して求めた。

表 4.7.13 プラットフォームの断面剛性



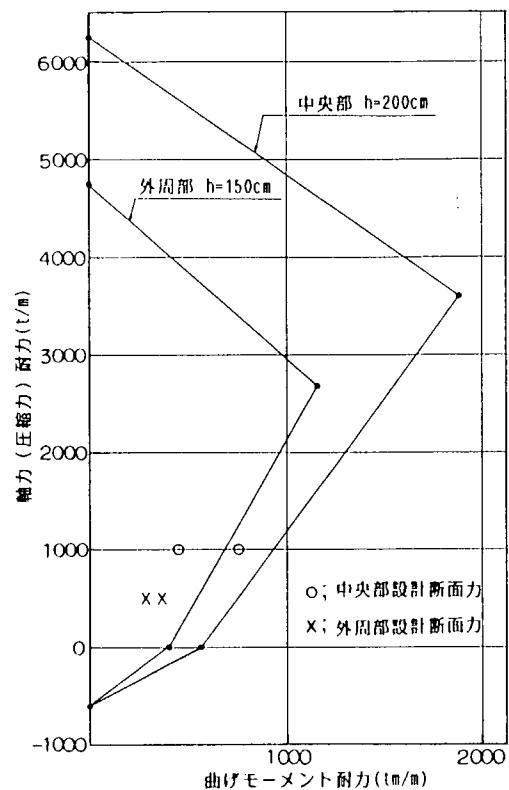


図 4.7.5 相互作用図(底版)

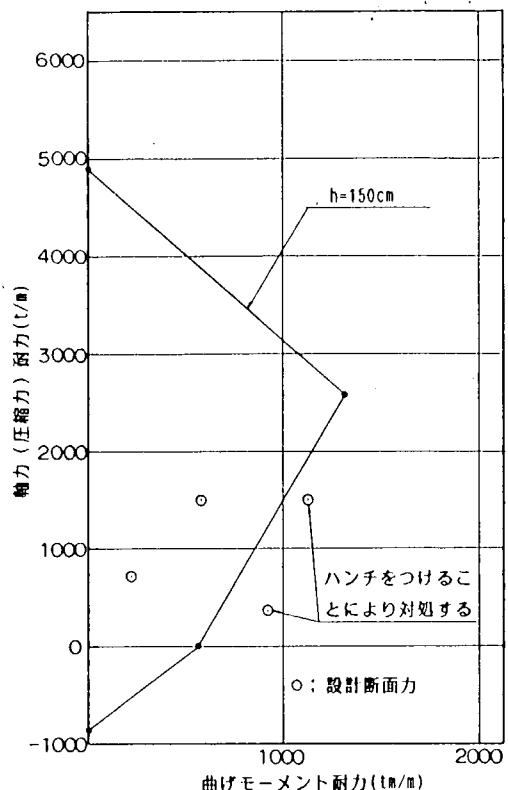


図 4.7.6 相互作用図(外壁ケーソン部)

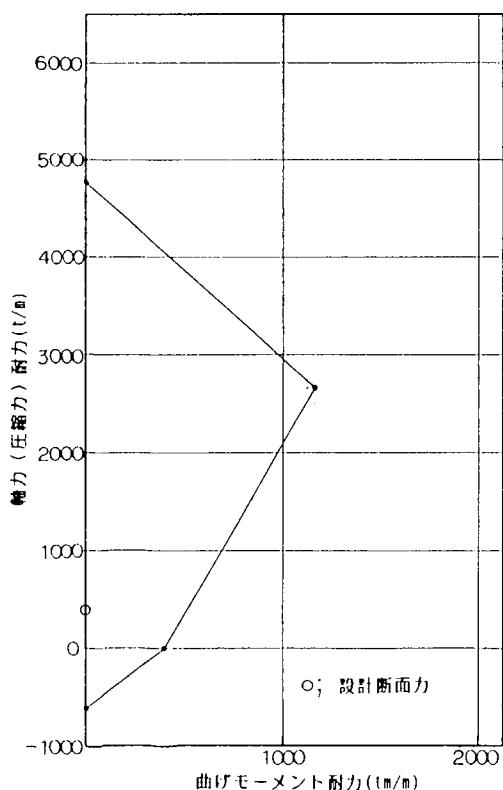


図 4.7.7 相互作用図(内壁)

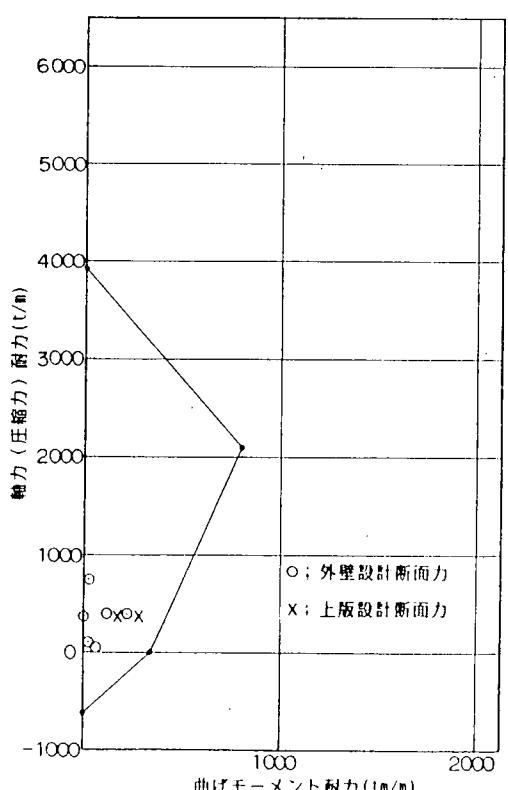


図 4.7.8 相互作用図(外壁タワー部, 上版)

4.8 着底式構造物施工計画

コンクリートプラットフォームの建造手順を図4.8.1に示す。

4.8.1 構造物の建造

(1) 前提条件

構造物の建造計画を検討するに際し、以下の事項を前提条件とする。

- (a) プラットフォーム函体の建造及び上載設備機器の搭載はすべて日本国内で完了させる。
- (b) プラットフォーム函体は、鹿児島湾沿岸のグレーピングドックにおいて、その一部を建造し、その後、グレーピングドック付近の静穏海域に準備した海上基地に曳出し、残りの部分を建造する。

(2) 建造手順

以下に施工の概要を示す。

(a) グレーピングドック内での建造

- (i) グレーピングドック内で建造する範囲は、ドック内に注水して浮上曳出する際の吃水制限を満足する高さ（重量）までとする。
- (ii) 壁は、スリップフォームにより施工する。

(b) 海上基地での建造

- (i) 海上基地は、水深60m以上の静穏海域に設ける。
- (ii) 構造物の残りをすべて施工する。
- (iii) 軸体完成後、バラスト調整（サンドバラスティング）をして、吃水を約51mとし、上載設備の搭載を行う。

4.8.2 上部デッキの搭載計画

(1) 上部デッキの搭載計画

(a) 寸法、重量

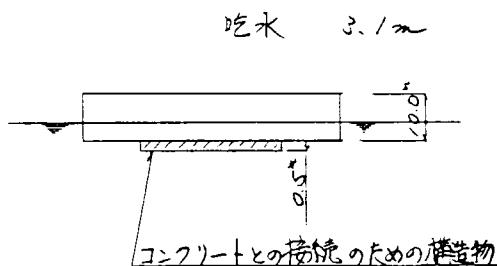
上部デッキの寸法及び重量は、次のように設定する。

寸 法 $65\text{m} \times 50\text{m} \times 10\text{m}$

重 量 10,000t

なお、重量を10,000tに設定したのは、上部デッキは、通常、全機器がまとまる以前に搭載となるが、安全側をみて10,000tとした。

(b) 進水時



吃水は、偏荷重その他のによるトリム及びコンクリートとの接続のための構造物（約0.5m）を考慮しても、充分ドックアウトできる。

(c) 半潜水バージ

日本国籍で2艘同型の半潜水バージは一組しかないので、次のバージを設定する。

$$L_{OA} = 141.0 \text{ m}$$

$$L_{BP} = 138.0 \text{ m}$$

$$B_{mld} = 36.0 \text{ m}$$

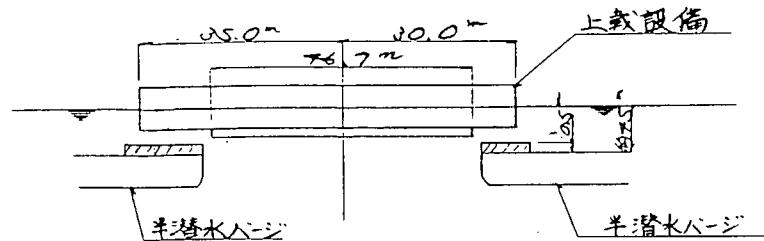
$$D_{mld} = 8.7 \text{ m}$$

$$d_{mld} = 6.5 \text{ m}$$

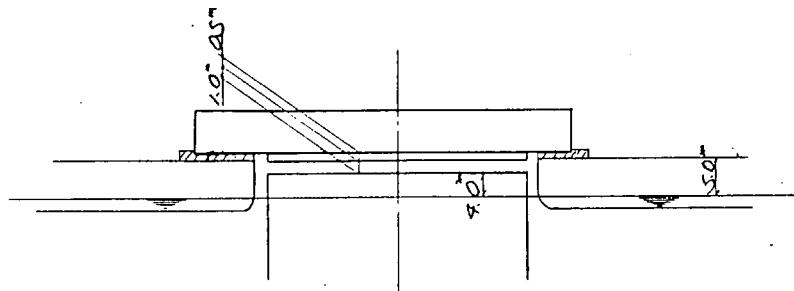
デッキからの最大潜水分深さ = 8.0 m

$$DW = 23,000 \text{ t}$$

(d) 半潜水バージ上の上載設備



(e) 搭 載

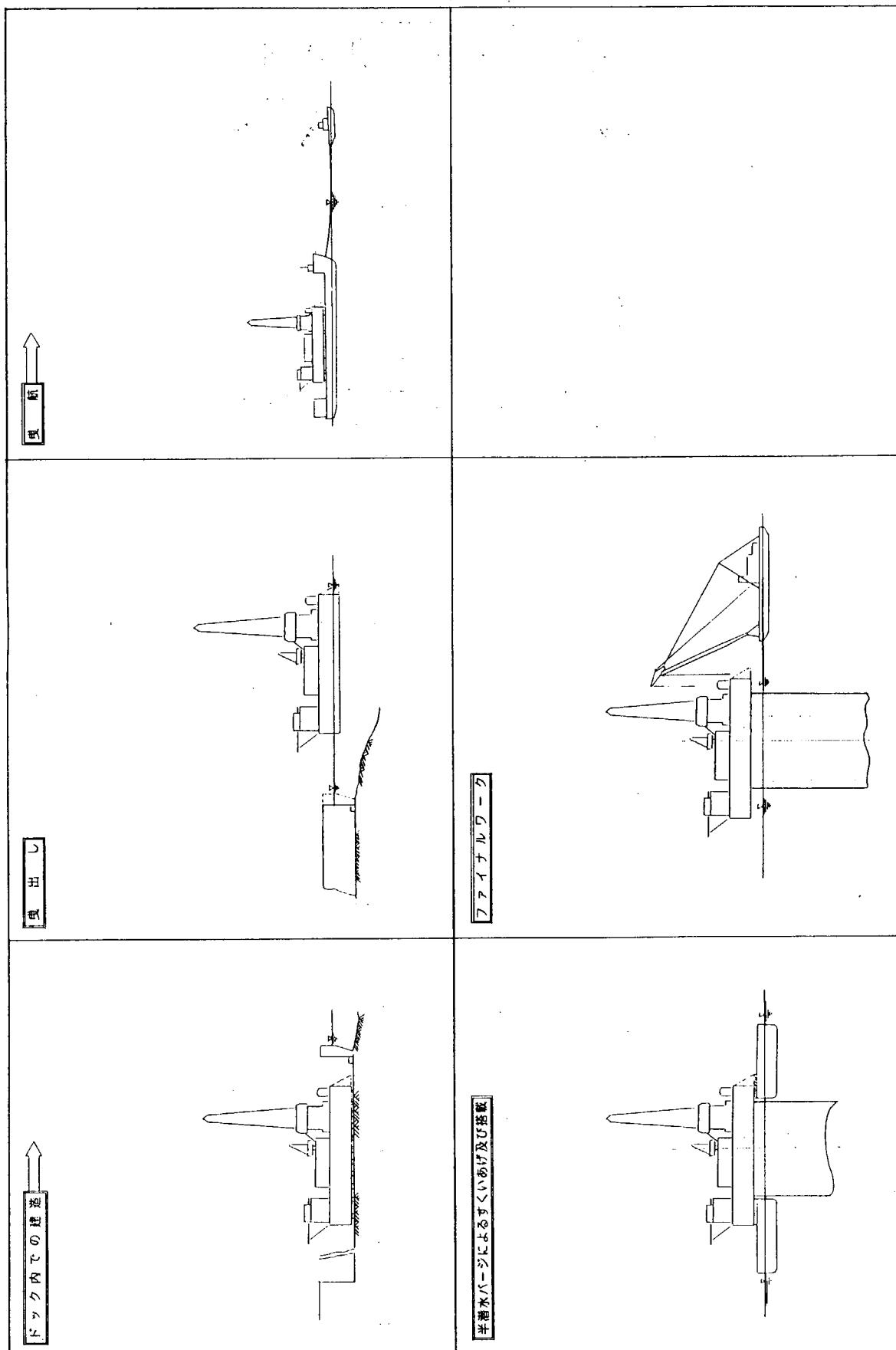


(f) 結 論

- (i) 半潜水バージを 23,000 DW としたため、コンクリート構造物のフリーボードが 4.0 m と大きくなる。
- (ii) 湾内で作業を行えば、上記フリーボードは、もっと小さくでき、バージも小型にできる。
- (iii) バージに支えられた上載設備の構造は、曲げモーメントによる応力 $10 \text{kg}/\text{mm}^2$ 以下と推算され問題はない。
但し、ムーンプール部は、バージに支えられる部分が幅 6.0 m と小さく面圧が高くなるので補強が必要となる。

(2) 上載設備の搭載手順

以下に上載設備の搭載手順を示す。



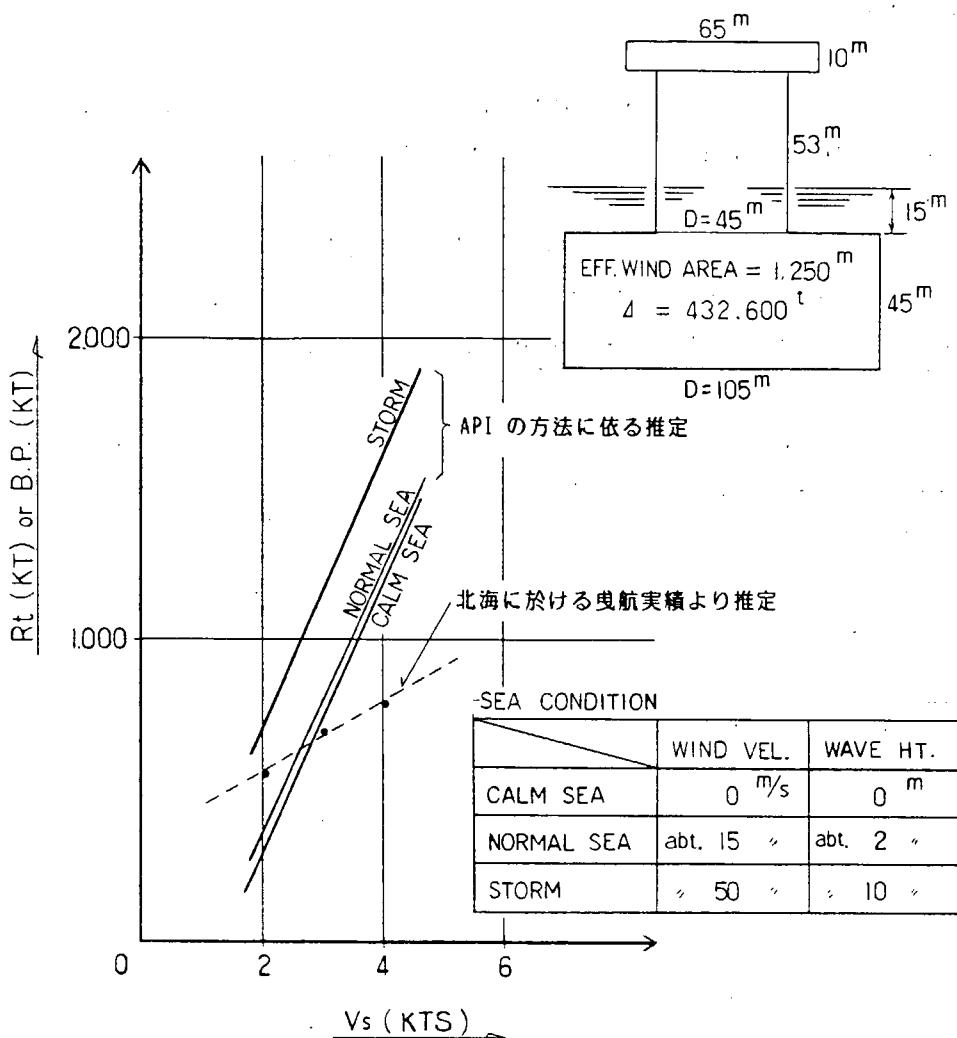


図 4.8.2 曳 航 抵 抗

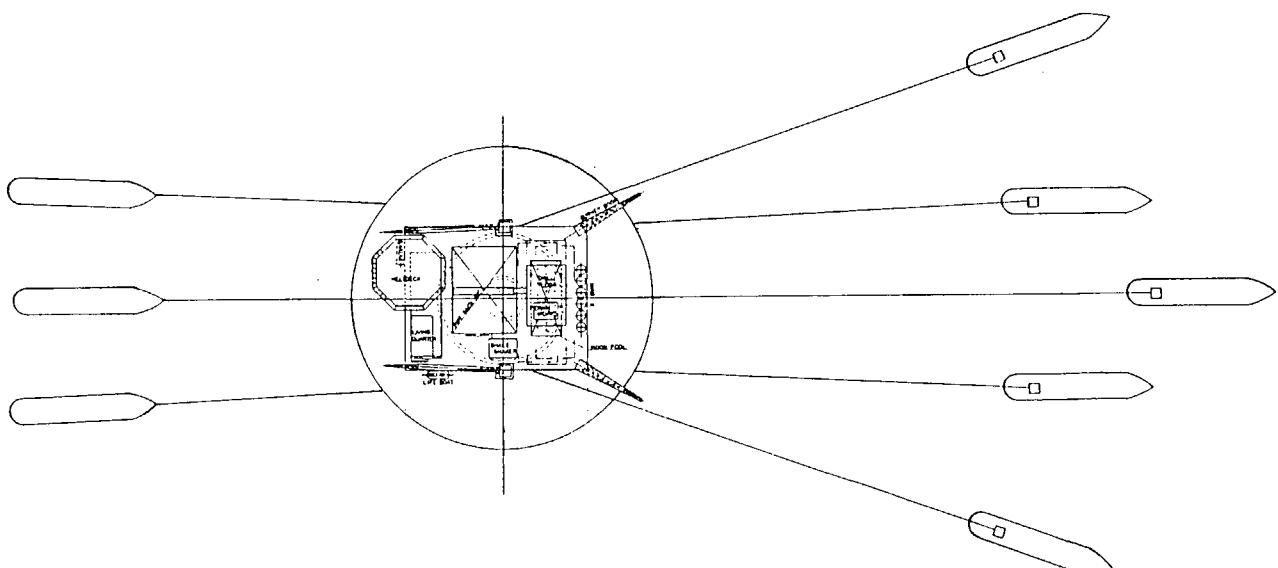


図 4.8.3 Tug 配 置 図

4.8.3 崩航

(1) 崩航用 Tug boat 所要馬力

(a) 推定必要馬力

(i) API の Recommendation (API DRAFT, RECOMMENDED PRACTICE FOR THE ANALYSIS OF MOORING SYSTEM FOR FLOATING DRILLING UNITS 5/12/81) に依る方法

(ii) 北海に於けるコンクリート構造物の崩航実績より推定する方法

上記 2 方法に依り、推定した結果を図 4.8.2 に示す。これから崩航速度 $V = 2 \sim 3 \text{ kt}$ に対して崩航抵抗は 500 t ~ 800 t が推定され、70,000 ~ 100,000 馬力の Tug が必要となる。

(b) Tug 配置

崩航に対して 15,000 HP 程度の大型 Tug が 5 隻程度必要となる。一方 Steering/Braking 用とし、10,000 HP 程度の Tug 2 ~ 3 隻必要となる。図 4.8.3 に Tug 配置図を示す。

(c) API に依る推定

この方法はドリルシップやセミサブ等の係留浮体に働く外力を推定する方法であるが、崩航速度が小さい場合には、崩航抵抗の概略値の推定には充分利用できよう。

(i) 潮流力

$$F_{cs} = C_{ss} (C_d \times A_c) \cdot V_c^2$$

F_{cs} ; 潮流力 (lb)

C_{ss} ; 潮流力係数 $2.85 \text{ lb sec}^2 / \text{ft}^4$

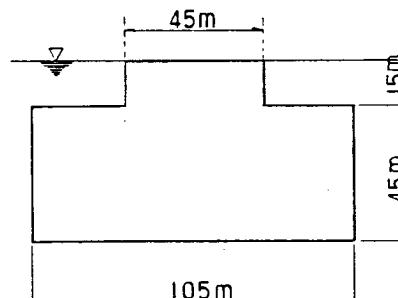
C_d ; 抗力係数 (1.0 をとる)

A_c ; 流れに直角な投影面積 (ft^2)

V_c ; 潮流速 (又は崩航速度) (kts)

表 4.8.1

V_c (kt)	F_{cs} (lb)	F_{cs} (kton)
2	0.663×10^6	301
4	2.65×10^6	1202
6	5.97×10^6	2705



$$A = 5,400 \text{ m}^2 = 58,000 \text{ ft}^2$$

図 4.8.4

(ii) 風 力

$$F_w = C_w \cdot (C_s \times C_h \times A) V_w^2$$

F_w ; 風力 (lb)

C_w ; 係数 $0.0034 \text{ lb sec}^2 / \text{ft}^4$

C_s ; 形状係数

C_h ; 高さ係数

A ; 断面積 (ft^2)

V_w ; 風速 (knot)

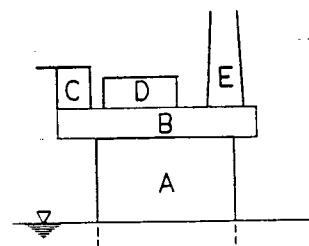


図 4.8.5

表 4.8.2

Element	A (m ²)	C _s	Ch
A	1710	0.5	1.0
B	820	1.0	1.2
C	185	1.0	1.3
D	225	1.0	1.3
E	300	1.5	1.3

$$\Sigma (C_s \cdot Ch \cdot A) = 2957 \text{ m}^2 = 31,830 \text{ ft}^2$$

$$F_w = 31,830 \times 0.0034 \times V_w^2 = 108.2 V_w^2$$

F_w (15 m/s) = 41.8 t (日本－中国南海域の最も発生度数の高い風速 (ISSC 1964))

F_w (50 m/s) = 462 t

(iii) 波 力

$$F_{mds} = C_{mds} \Sigma D^2 \left(\frac{H_s}{T_s} \right)^2$$

F_{mds} ; 平均波漂流力

C_{mds} ; 係数 2.28 lb sec² / ft⁴ (セミサブ) → そのまま使用

D ; セミサブコラム径 → 上部径を使用 45m = 148 ft

H_s ; 波 高 (ft)

T_s ; 波周期 (sec)

H_s = 2 m (6.6 ft) のとき T_s = 7 sec, H_s = 10m

F_{mds} (2 m) = 20.1 ton (日本－中国南岸の最も発生度数の高い波 (ISSC 1964))

F_{mds} (10m) = 70.9 ton

(iv) 全抵抗 = 潮流力 + 風力 + 波力

全抵抗の結果を表 4.8.3, 表 4.8.4 に示す。

表 4.8.3

V _c (knot)	潮流力	風力 (15 m/s)	波力 (H _s = 2 m)	全抵抗 RT
2	301	42	20	363 ton
4	1202	42	20	1264
6	2705	42	20	2767

Storm condition

(風速 50 m/s 波高 H_s = 10m) のとき

表 4.8.4

2 KT	301	462	71	834 ton
4 KT	1202	462	71	1735

(d) 戻航実績による方法

Offshore, May 1982 に報告された実績データを整理すると表 4.8.6, 図 4.8.6 の様になる。

一方, $\eta = \frac{B.P \times V}{D.H.P} \times 7$ から, 曜航速度と推進効率の関係は表 4.8.7, 図 4.8.7 となる (ここ

で使用された馬力は, 曜航時の実際の馬力ではなく, Tug の呼称馬力であり, η は実際の曜航環境を考慮に入れた平均的効率と考える)

本構造物の曜航時排水量

$$\Delta = 422,000 \text{ m}^3$$

$$\Delta^{2/3} = 5,740 \text{ m}^3$$

本構造物と北海で曜航された上記構造物と形状が類似していると考え, 図 4.8.6 及び図 4.8.7 から PS 及び B.P を求めると表 4.8.5 のようになる。

表 4.8.5

V_s	$PS / \Delta^{2/3} \cdot V^3$	PS	B.P
2 knot	1.5	68,900 HP	556 ton
2.5	0.98	87,900	703
3	0.65	100,700	791

表 4.8.6 北海に於けるコンクリート構造物曜航実績

	曜航時排水量 Δ (t)	$\Delta^{2/3}$	外洋平均曳 航速 V (kts)	ボラードプレ B.P (t)	Tug 馬力 PS	$\frac{PS}{\Delta^{2/3} \cdot V^3}$
BERYL A	238,000	4870	2.36	584	68,000	1.06
BRENT B	384,500	5310	2.2	584	68,000	1.20
CDP 1	209,000	3536	1.89	372	44,500	1.86
MCPO 1	206,000	3500	1.6	335	43,000	3.00
BRENT D	382,000	5290	2.3	545	72,000	1.19
TP 1	209,000	3540	2.78	440	54,000	0.71
SSTAT. A	370,000	5180	2.7	605	78,000	0.77
A	457,000	5960	2.06	565	68,000	1.31
DUNLIN A	232,000	3790	2.98	560	78,000	0.78
A	419,000	5620	2.3	632	68,000	0.99
TOP 2	282,760	4330	2.15	565	68,000	1.58
BRENT C	298,000	4480	3.42	645	84,000	0.47
CORM-A	346,500	4950	3.34	730	95,000	0.52
HOW	601,220	7160	1.8	585	76,500	1.83
SSTAT-B	825,000	8840	1.7	715	86,000	1.98

4.8.4 沈 設

(1) 現地調査

重力式構造物を最終的に設置する地点を選定するための現地調査を実施する。

(2) 据付け

(a) 据付けは, タンク内に水バラストを徐々に注水し, 沈設させる。

- (b) 据付け後、コンクリートプラットフォーム底版下のスカート内にグラウトを注入し、構造物の安定性を確保する。

4.9 今後の研究課題

昭和59年度の研究は、主として基本的な設計手法に主眼をおいて試設計を進めたため、設計条件の設定方法及び評価方法に対する考察が不足していた。また、これまで建設された重力式海洋コンクリートプラットフォームは軟弱地盤、地震域に対する経験が少ないことからも、これらの諸条件の設定方法及び評価方法の確立はかなり重要な研究課題であると考えられる。

今後の研究課題として考えられる主な項目を以下に示す。

- ① 設計地震々度と限界地震々度の設定方法
- ② 地盤を含む線形、非線形地震応答解析手法と構造物安定の評価方法
- ③ 海水の干渉を考慮した地震応答解析手法
- ④ 軟弱地盤への据付工法
- ⑤ 沈設及び再浮上時の安定と再浮上工法
- ⑥ 気象データによる風波の推算

第3小委員会（着底式構造物）では、これらの課題の中でも特に重要なと考えられる次の2テーマを昭和60年度の研究課題として取り上げる予定である。

- (1) 地震時安定に関する調査研究
- (2) 沈設及び再浮上時安定に関する調査研究

表 4.8.7 推進効率

v (KTS)	B.P(Bollard Pull)	P_S	$\eta = \frac{B.P \times V}{D.H.P} \times 7$
2.36	584	68,000	0.142
2.2	584	68,000	0.132
1.89	372	44,500	0.111
1.6	335	43,000	0.087
2.3	545	72,000	0.122
2.78	440	54,000	0.159
2.7	605	78,000	0.147
2.06	565	68,000	0.120
2.98	560	78,000	0.150
2.3	632	68,000	0.150
2.15	565	68,000	0.125
3.42	645	84,000	0.184
3.34	730	95,000	0.180
1.8	585	76,500	0.096
1.7	715	86,000	0.099

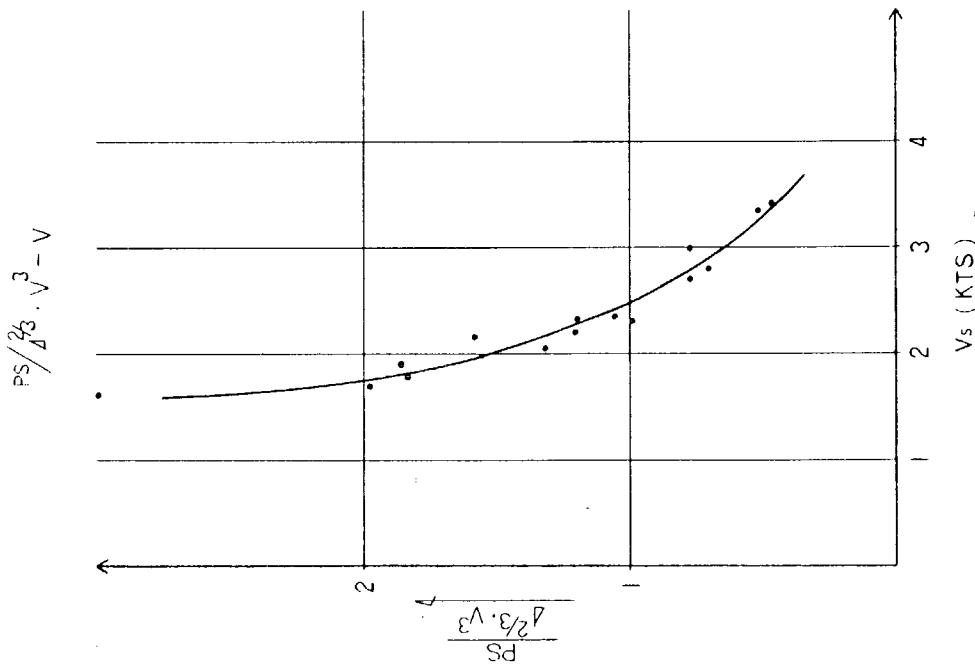


図 4.8.6 北海に於ける曳航実績

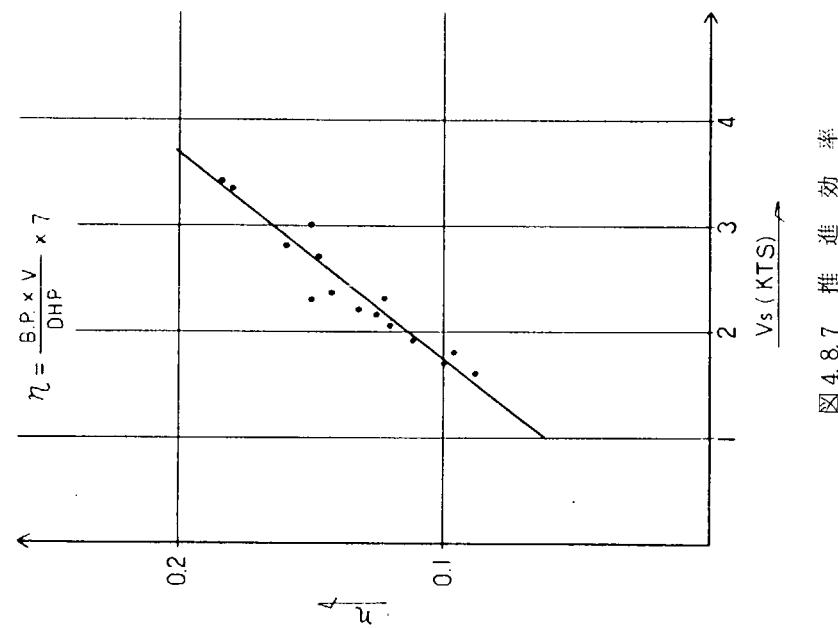


図 4.8.7 推進効率

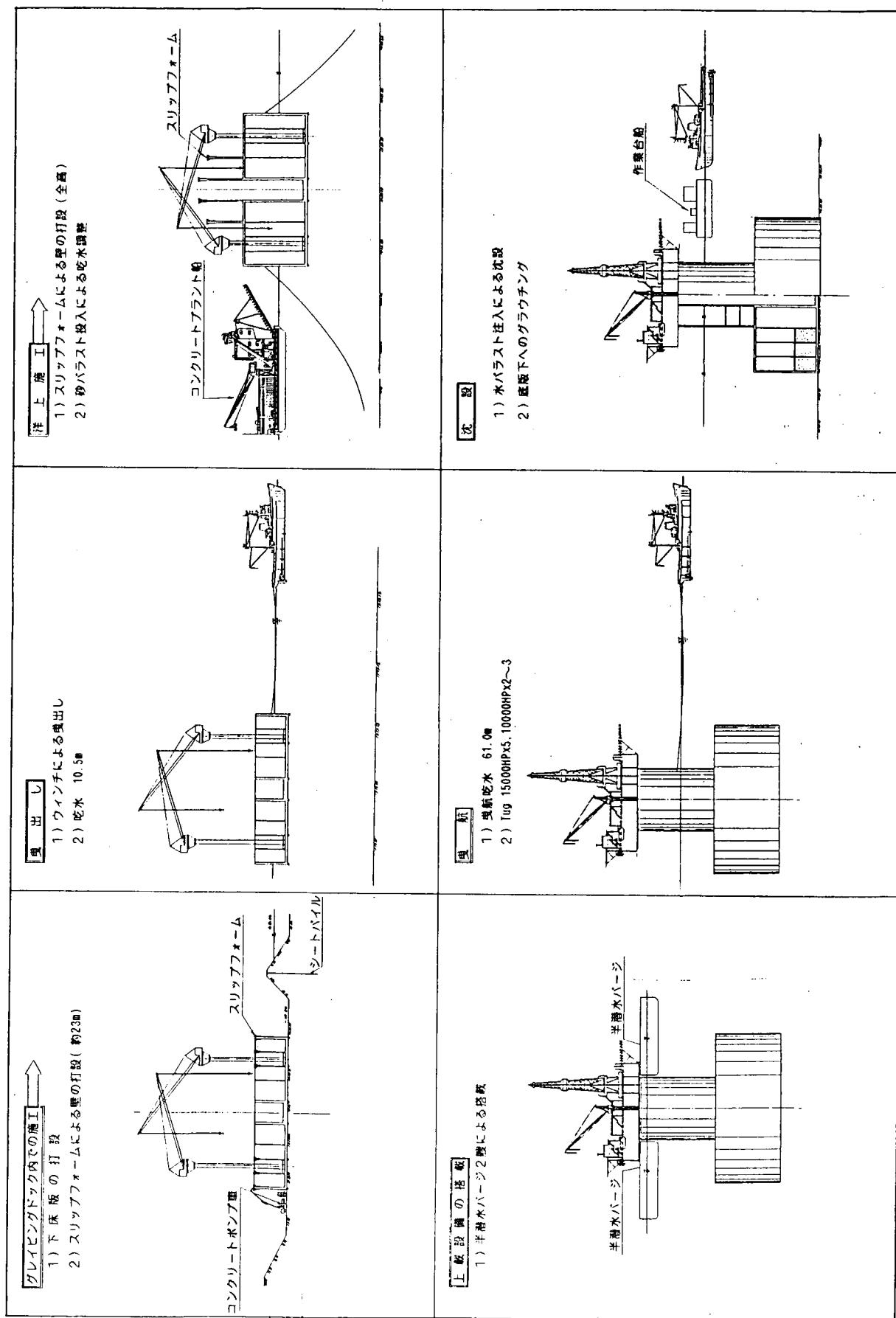


図 4.8.1

5. 「設計指針」の検討

「設計指針」に関して、今年度はその中に含むべき内容、項目或いはこのような技術指針では肝要である基本概念を検討した上で目次（案）を作成した外、安全性の評価方法（案）を成案化した。

また、「設計指針」の一部となるべき資料の中コンクリート、フェロセメント及びその他の材料（G.R.C. S.F.R.C. 及びレジンコンクリート）並びにコンクリートによる鋼材の防食に関して今年度基本的な部分をまとめた。

なお、安全性の評価方法（案）の検討と試設計は並行して作業が行われたため相互の照合がとられている訳ではなく、来年度以降作成される「設計指針」の具体的要件を試設計に適用した上で、要すれば、安全性の評価方法（案）へのフィードバックを計ることになる。なお、本年度に実施された試設計で摘出された個々の問題点については、指針に反映されていくことになる。

5.1 設計指針目次（案）

第1章 総 則

1-1 一 般

1-2 適 用

- 1 適用対象

- 2 使用／稼働条件

- 3 資 格

- 4 検 査

1-3 設計原理

- 1 安全性の評価方法

- 2 限界状態

- 3 荷重係数と材料係数

- 4 確 認

1-4 定 義

1-5 設計手順

第2章 材料及び強度

2-1 一 般

2-2 材料特性

2-3 耐久性

第3章 荷 重

3-1 荷重の分類

- 1 死荷重（自重、固定荷重等）

- 2 活荷重

- 3 環境荷重

……波浪、風、潮流、水、地震、雪等

- 4 変形荷重

- 5 その他の荷重

……衝突（船舶、浮流物）による荷重

……曳航時における荷重
……沈没／据付／離脱による荷重

第4章 地盤及び基礎

- 4-1 地盤調査
- 4-2 地盤の特性と判定
- 4-3 基礎工法の選択

第5章 設計の基本方針

- 5-1 部材の重要度と分類
- 5-2 損傷の状態
 - 1 終極限界状態
 - 2 使用限界状態
 - 3 全損状態
 - 4 海洋環境汚染状態
- 5-3 断面の破壊
- 5-4 部材の崩壊
- 5-5 不等沈下、転倒、滑動
- 5-6 設計用荷重
- 5-7 荷重の組み合わせ
- 5-8 安全率と判定基準

第6章 構造計画

- 6-1 構造形態と材料の選定
- 6-2 安定性／保全性の検討
- 6-3 断面の仮定
- 6-4 据付／着底工法の選定

第7章 構造解析と断面強度判定

- 7-1 構造解析の方針／判定
- 7-2 鉄筋コンクリート（R.C.）
- 7-3 プレストレストコンクリート（P.C.）
- 7-4 ハイブリッド
- 7-5 フェロセメント

第8章 提出図書

(付録)

APPENDIX

L₁ ; 環境荷重（波、風、潮、地震、水、スペクトル解析、動的解析）

L₂ ; 活荷重（積載物、重機、設備機器）

M₁ ; コンクリート材料（セメント、砂、砂利、水、混和剤、調合、混練、養生、検査、劣化、耐久性、凍結）

M₂ ; その他の材料（フェロセメント、G.R.C., S.F.R.C., レジンコンクリート）

D₁ ; コンクリート構造の設計（断面計算の基本手順、R.C., P.C., 詳細規定）

D₂ ; ハイブリッド構造の設計

B ; 基礎及びアンカー（地耐力，杭支持，滑り，流動化）

S₁ ; ケーソン式（石油プラットフォーム）荷重評価（波，風，潮，地震，地盤，水）

S₂ ; バージ式荷重評価（波，風，潮，衝突，係留，アンカー）

S₃ ; その他荷重評価

5.2 安全性の評価方法（案）

海洋コンクリート構造物はその耐用期間中想定される荷重に対して十分な安全性及びその目的に適合した機能を有することが要求される。

ここに十分な安全性及び機能を有するとは，転倒，構造部材の破壊／崩壊（地盤を含む），地盤の滑動及び異常沈下，許容されない変形，振動，更に海洋環境汚染等の状態が生じないことと考えられる。これらの要求を満足させるためには以下のステップを踏むことが必要であり，Capability Demandを超える確認がなされた上で最終的に安全性が評価される。

構造物の設計にあたり先ずその使用目的，性能，耐用年数，設置場所，構造形式，主要寸法等を考慮して基本計画／設計が行われる。基本計画の終了後，構造計画／設計として部材配置及び部材寸法が設定されることになるが，この場合次の4つの設計状態（設計の前提となる状態）を念頭におかなければならぬ。

- (1) 建造中／進水中
- (2) 曲航中
- (3) 沈没／据付／離脱中
- (4) 稼働中

同設計状態は，構造物の構造形式即ち，浮遊式，着底式或いは浮遊着底式かによって適宜適用されるべきものである。

部材配置及び部材寸法を決定するにあたり設計荷重と設計耐力が必要となる。

設計荷重は，次に示す荷重特性値に荷重係数（荷重特性値の予測の不能あるいは予測値の変動及びその算出方法の不確実性等を考慮するための安全係数）を乗じて求められる。

L₁ 死荷重

構造物の自重，固定荷重（取外しのできない機器及び貯蔵品等），静水圧，永久バラスト，土圧，その他これに類似の荷重

L₂ 活荷重

取外しのできる機器及び貯蔵品，ヘリコプター，クレーン作動時の荷重，係留による荷重，その他これに類似の荷重

L₃ 環境荷重

波浪，潮流，風，地震，氷，雪，その他これに類似の荷重

環境荷重は，一般に常時荷重と異常荷重に分類され，且つ上記荷重の位相差を考慮に入れ組合せ使用される。

常時荷重と異常荷重は，それぞれ構造物に通常作用している環境荷重及び環境荷重の最大値であり，構造物の想定耐用期間及び設計状態並びに稼働期間に応じ変わりうるものである。

L₄ 変形荷重

プレストレス，クリープ，温度変化，収縮・膨脹，地盤の変形，その他これに類似の荷重

L₅ その他の荷重

(1) 事故荷重

衝突（船舶，浮流物），座礁，地盤の異常変形，その他これに類似の荷重

(2) 曲航時における荷重

(3) 沈設／据付／離脱時の荷重

同荷重特性値に荷重係数を乗じた各設計荷重は、構造部材に対して最も Critical となるよう 4 つの設計状態に対応して組合わされる。尚し、(1)に示す事故後の荷重（後述の支配的構造材の冗長性に関する）のうち環境荷重は復旧までの期間を再現期間として決定されるであろう。

一方、設計耐力は、次に示す材料特性値を材料係数（材料特性値の変動、供試体と構造物中での材料強度の差異及び材料特性値の経時変化等を考慮するための安全係数）で除して求められる。

M₁ コンクリート

圧縮強度、引張強度、曲げ強度及び剪断強度等

M₂ 鉄筋、PC 鋼材、鋼材（鋼板、型鋼）等

降伏応力（耐力）、引張強度等

M₃ 地盤の強度／特性

剪断強度（剪断応力比を含む）、密度、内部摩擦角等

上記の他、次に示す材料特性を把握し、設計に反映させる。

耐久性コンクリート及び鋼材の応力 — 歪曲線、コンクリートと鋼材の接合／付着強度、弾性係数、ポアソン比、熱膨脹係数、コンクリートの乾燥収縮、クリープ、PC 鋼材のレラクセーション等

設計荷重が決定されれば、最初に設定された部材配置及び部材寸法が十分な安全性及び機能を有するか否かの構造解析を限界状態設計法等を用いて行う。ここに限界状態として、構造部材（地盤との連成を含む）の破壊に対する終局限界状態及び変形、振動等に対する使用限界状態の 2 つを考える。その他、姿勢の安定、疲労強度、座屈強度及びひびわれ強度／幅に対する検討が必要である。

解析の結果、Capability が Demand を下回る場合、部材配置／寸法が修正され再び解析される。

尚、構造解析に際して次の項目を慎重に検討する必要があろう。

- (1) 構造及び荷重のモデル（地盤を含む）化
- (2) 解析方法／手段
- (3) その他（初期不整、応力再配分等）

既に荷重及び材料強度に関する安全係数（荷重係数及び材料係数）に関しては触れたが、解析結果に対して他の不確実要素（工作精度、構造解析の仮定精度、荷重の組合せの不確実さ等）あるいは対象としている構造部材が支配的構造部材か否か等部材重要度を考慮して別の安全率（ r ）の導入が必要と考えられる。即ち、設計耐力（Capability） \geq 断面力 $\times r$ （Demand）が安全性評価の条件となろう。

一般的にはこれまで述べたプロセスによって構造物の安全性及び機能が評価／確認される訳であるが、事故による人命及び財産等の損失並びに環境汚染等が大規模となることが予想される未だ経験の浅い海洋コンクリート構造物においては、事故荷重等の偶発的な原因により支配的構造材^{注)}が破壊した場合、構造系の致命的な不安定現象或いは漸次崩壊が生じないよう冗長性を持たせる事が必要と考えられる。

従って、事故荷重による損傷に対し冗長性が不十分であると考えられる構造物に対しては安全率（ r ）を高くとり、事故によるエネルギーを十分吸収できるような剛性を持たせる等の措置を講じるかあるいは基本計画／設計の見直しが要求されるであろう。

但し、事故荷重によって生じる損傷の範囲は、構造形式によって個々に判断されるべきであろうが、構造系によつてはそれ自体十分な冗長性を有していると考えられる構造物も存在しうるであろう。

注) 支配的構造物

典型的な例としてコラム型のプラットフォームのコラムが挙げられる。例えば、複数のコラムのうち 1 本が破壊した場合他のコラムも次々と漸次破壊し系の崩壊につながるようなものが支配的構造部材として考えられよう。

安全性の評価

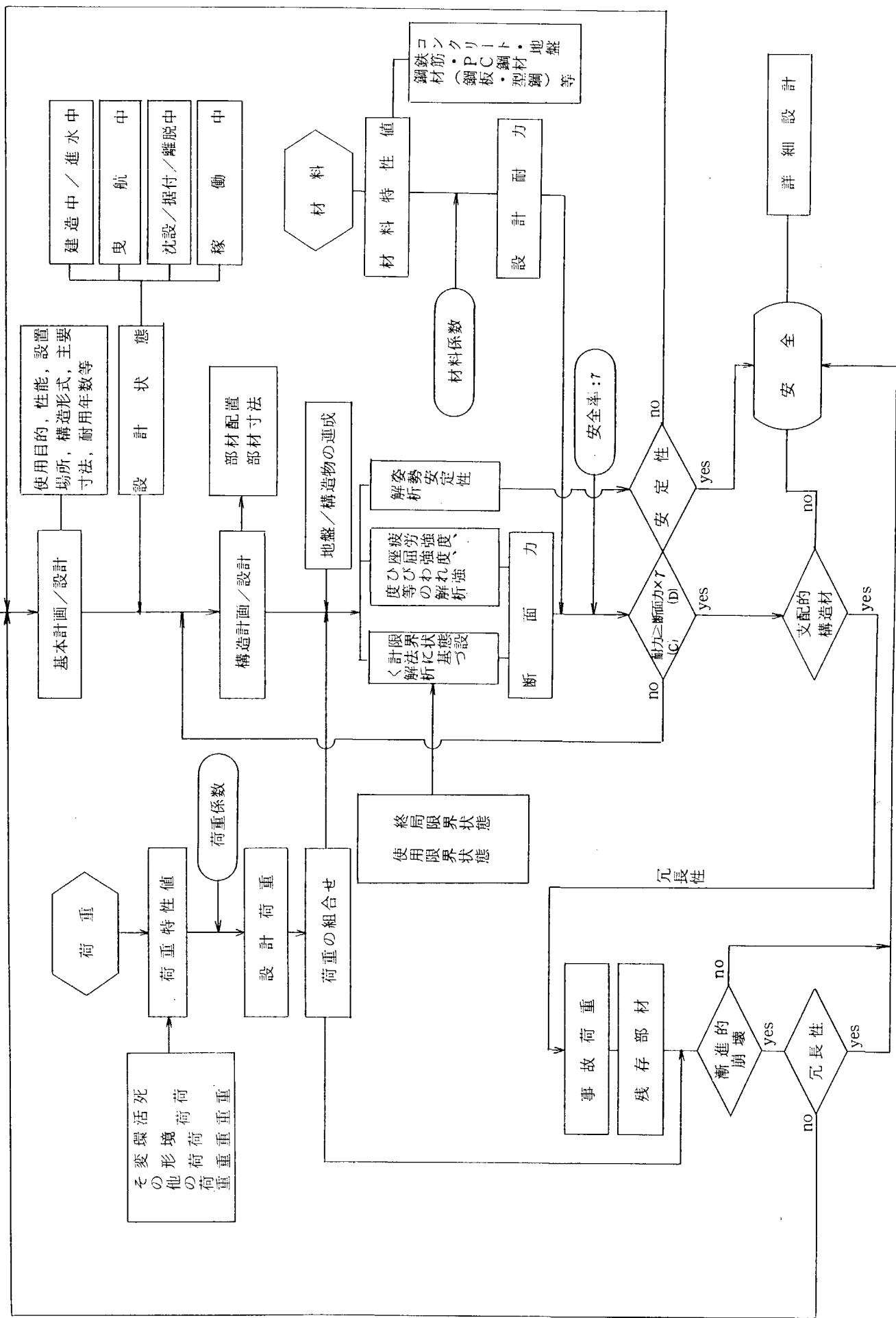


図 5.2.1

以上、概説した方法により姿勢安定性及び冗長性を含む構造系の安全性及び所要の機能の評価／確認が達成出来ると考えられる。その後、最終的な詳細設計が行われる。

以上の外、構造計画／設計で重要なものとして鋼材（鉄筋、PC鋼材）のかぶりが挙げられる。所要のかぶり厚さは、一般的に鉄筋、テンションとコンクリートの露出面の状況（海水、清水、油等液体に通常浸されている部分とそうでない部分、更には水線部材とそれ以外等）との相互関連において決定されるであろうが、この厚さはひびわれとの関連更には表面処理等を考慮して増減される性質のものである。

以上概説した海洋コンクリート構造物の安全性評価のフローチャートを図5.2.1に示す。

Appendix 1. コンクリート

1. コンクリート材料

(1) 各種規準におけるコンクリート材料の選定

コンクリートバージを含む海洋コンクリート構造物に使用するコンクリートは、海水の物理的・化学的作用、気象変化、波浪や漂流物による衝撃や摩耗等によりひび割れを生じたりして順次劣化する。これらの作用に対してコンクリートを耐久的にし、劣化の度合を遅延させる最も確実な方法は、海水の作用に対し耐久的な材料を用いること、水密性を大きくするため入念に施工すること、及び強度を大きくすることなどである。

コンクリート構造物は材料作りと形造りが同時に行われるものであるから、その施工も型枠、配筋、脱型、養生の各段階を通じて入念に行わなければならず、特に鋼材以外の各素材の選択と施工方法の如何はコンクリートの品質や耐久性を大きく左右することになる。

海洋構造物にとって、コンクリートの耐久性のために次のようなことが言われてきた。

- (i) セメントはC₃A成分の少ない耐硫酸塩セメントやC種高炉セメントを使用する。
- (ii) 水セメント比を少なくし、十分に締固めて水密で緻密なコンクリートをつくる。
- (iii) 堅固で摩擦に対し抵抗力の高い骨材を使用し、表面も入念に仕上げる。

コンクリート中のセメントは水和反応の結果、水酸化カルシウムを生成する。これが高アルカリのため、コンクリート内の鉄筋の発錆を防止しているわけであるが、水酸化カルシウムは大気中、海水中の酸素や塩基類と反応して劣化していく。劣化は、[Ca(OH)₂]や他のセメント中の成分[C₃A]が海水中の塩類と反応していろいろな化合物を生成し、あるものは溶出してコンクリートを多孔質にし、あるものは体積膨脹を起こしコンクリートの表面組織の破壊をもたらしながら進行する。これは、Ca(OH)₂とC₃Aがセメント中の石こうならびに海水中のSO₄²⁻と反応してエトリンガイドを生成するためである。

この劣化の内部への進行速度は、コンクリートの水密性、セメント種類、環境などによって左右される。

セメント中のC₃A成分を少なくて溶出や膨脹破壊を抑制しようとしたものが耐硫酸塩セメントであり、我が国では中庸熱ポルトランドセメント、C種高炉セメントがこれに相当する。しかし、普通ポルトランドセメントを使用したコンクリートでも十分な水密性が確保されれば、耐海水性に問題はないと思われる。表A. 1.1に示す各規準でもセメントの種類は、普通ポルトランドセメントならびに耐硫酸塩セメント系のものを指定している。

コンクリートの水密性は水セメント比に大きく作用され、水密性を確保するためには水セメント比の小さい密実なコンクリートを打設する必要がある。理論的には、セメントが反応するのに必要な水は水セメント比で約27%といわれているが、施工性を考慮するとこれでは十分な締め固めができず、現状の施工技術、減水剤使用などから考えると水セメント比35~45%前後が適切である。ちなみに海洋コンクリート構造物の諸規準をみると、水セメント比を40%以下あるいは45%以下と規定しているものがほとんどである。

セメント量あるいはセメントの品質によってもコンクリートの劣化が生じ、普通ポルトランドセメントを使用する場合はコンクリート1m³当り400kg以上のセメント量を確保することが基本であるが、規準によっては使用場所により320kg以上としているものもある。

骨材については清浄、強硬、耐久的で適当な粒度をもち、コンクリートの品質に有害な影響を及ぼす不純物を含まないことが必要で、主として天然骨材及び人工軽量骨材が使用されている。骨材の粒度、有害物質の許容含有量などは各規準それぞれで規定しており、特にアルカリ骨材反応を示す物質については使用しないことを明記しているものもある。

(2) セメントの種類とその特徴

海洋コンクリート構造物関連の各種規準で使用できると規定しているセメントについて分類し、その特徴を表A. 1.2にまとめた。適正な水セメント比、施工技術により水密性の高いコンクリートの打設が可能であり、こ

表A. 1.1 各規準のコンクリート材料に関する比較

設計規準	セメントの種類	セメント使用量	骨材	水セメント比
NK (P-C標準)	普通ポルトランドセメント		天然砂 砂利 砕石 人工軽量骨材 その他	
	早強			
	中高熱			
	高炉セメント			
	フライアッシュセメント シリカセメント			
FIP	普通ポルトランドセメント	320~550 kg/m³	天然砂	45%以下
	早強	Splash zone 400~500 kg/m³	砂利	40%以下が望ましい
	高炉セメント	その他骨材	砕石	
	耐硫酸塩セメント	20 mm 360 kg/m³以上 40 mm 320 kg/m³以上	軽量骨材 その他	
USSR Register	普通ポルトランドセメント	普通コンクリート	天然砂またはふるい別けた砂	42%以下
	耐硫酸塩プラスティサイズ ドボルトランドセメント	400~500 kg/m³ 軽量コンクリート 450~575 kg/m³	(硬および長石から成り) (粒度15~5 mm) 砂利 5~20mm 軽量骨材 5~20mm 但、鉛封内のエレメントでは 10mm以下の人工軽量骨材も可	
USSR (内河川)		400~600 kg/m³ デッキおよびバルクヘッドは 15%減で可	普通骨材 軽量骨材 (Keramsite)	
DnV	普通ポルトランドセメント 早強	400~450 kg/m³ Splash zone 400 kg/m³以上	天然砂 砂利 砕石	45%以下 40%以下が望ましい
	中高熱	その他 360 kg/m³	その他十分の強度および耐久性を有する不活性物質	
	ポゾテンセメント 耐硫酸塩セメント			
PCI	ASTM TYPE II ASTM TYPE III 中高熱耐硫酸塩特性 SiO_2 21%以上 $3\text{CaO} \cdot \text{SiO}_2$ 合計 $3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3$ 58%以下 Al_2O_3 6%以下	370 kg/m³ 以上	硫酸ナトリウムテストに耐え、アルカリ性物質と反応しない物質	45%以下 42%以下が望ましい

の場合、海洋コンクリート構造物に使用するセメントは普通ポルトランドセメントで十分である。

(3) 骨材

(a) 骨材の種類とその品質

骨材はコンクリート容積の65~80%を占めており、コンクリートの諸性質に大きな影響を与えるものであるが、天然あるいは副産物が多く、地域性もありその品質は多岐にわたっている。骨材として必要な性質は、(i)物理的に安定なこと、(ii)水、セメントなどと反応せず、化学的に安定なこと、(iii)清浄で有害物（有機不純物、塩分、粘土塊、88μより小さいものなど）を有害量含んでいないこと、(iv)堅硬で強固なこと、(v)粒形が立方または球に近く、セメントペーストとの付着力の大きな表面組成をもつこと、(vi)粒度が適当であること、(vii)所要の重量をもつこと、などである。

骨材はその生産方法で天然骨材と人工骨材に分類され、比重により普通骨材（比重2.5~2.8程度）、軽量骨材（比重2.0以下）、重量骨材と分類されているが、重量骨材は特殊な場合（例えば海洋コンクリート構造物のバラスト用コンクリートなど）にしか使われない。また粒子の大きさにより、細骨材と粗骨材とに分類される。土木学会コンクリート標準示方書（RC示方書）や日本建築学会JASS5では、
RC示方書 細骨材：10mmふるいを全部通り、5mmふるいを重量で85%以上通過する骨材をいう。

表 A. 1.2 セメントの種類とその特徴

セメントの種類	日本工業規格	外国規格	性質	用途
普通ポルトランドセメント	JIS R 5210(1)	ASTM Type I BS, DIN	一般にセメントとして万能、普遍的な性質を具備している。	土木、建築の各工事に万能セメントとして最も広く使用されている。
早強ポルトランドセメント	JIS R 5210(2)	ASTM Type III BS	C ₃ S含有量を最大限に保ち、適当量の石こうにより凝結を調節しており、普通ポルトランドセメントの材令3日の強さを、材令およそ1日で発現する。	急速工事の場合に普通セメントに代って用いられる。寒中工事に適する。建築、道路、セメント製品などに多く使われている。
中耐熱ポルトランドセメント	JIS R 5210(4)	ASTM Type IV	C ₃ S, C ₃ Aの含有量を少なく抑え、水和熱が低く収縮が少ない。	一般に「大塊コンクリート」用であり、ダム、大橋梁工事、巨大構造物の基礎工事に使用されている。
耐硫酸塩ポルトランドセメント	—	ASTM Type V BS	C ₃ A含有量を最低限度に保ち、硫酸塩による化学的侵食に対する化学抵抗性が高い。	硫酸塩を多く含む土壤、地下水に触れる箇所のコンクリート工事に使用する。トンネル、水路内張、暗渠など。
高炉セメント	JIS R 5211	ASTM C205 – 58T BS DIN	急冷碎した高炉スラグを混合したセメントで、その分量により3種ある。一般に高炉セメント(A)は普通セメントと変わりなく、特に耐水性が強く、強度の増進がある。(B), (C)は水和熱も低い。	一般用、ダム及び大塊コンクリート用。
シリカセメント	JIS R 5212	—	火山灰、凝灰岩、けい酸白土などのシリカ質(ポゾラン)を混合している。一般に高炉セメントと変わりなく、耐水性が強く、強度の増進がある。シリカ混和材の多いものは低熱である。	一般工事用、ダム及び水路の大塊コンクリート用。
ボゾランセメント	—	ASTM C340 – 58T	—	一般工事用及び最近はダム工事用として盛んに使用されている。
フライアッシュセメント	JIS R 5213	—	微粉炭燃焼ボイラーチの煙道の集塵器から採取したJIS A 6201のフライアッシュ(ボゾラン)を混合したもので、その分量により3種ある。一般に高炉セメント、シリカセメントと変わりはないが、コンクリートの単位水量を減じて、ワーカブルにする性質がある。	一般工事用及び最近はダム工事用として盛んに使用されている。

R C 示方書 粗骨材：5 mm ふるいに重量で 85% 以上とどまる骨材をいう

JASS 5 { 細骨材：5 mm ふるいを重量で 85% 以上通る骨材をいう。
粗骨材：5 mm ふるいに重量で 85% 以上とどまる骨材をいう。

と定義している。

(b) 骨材の粒度

骨材の粒度は、骨材の大小粒の分布の程度であり、骨材の適否、各種骨材の適當な割合の決定、コンクリートの配合（調合）設計、骨材の品質管理に必要なものである。

粗骨材の最大寸法は、部材断面寸法、鉄筋の配置などから決まる。部材最小寸法の 1/5 または鉄筋の最小水平あきの 3/4 を超えないものとし、コンクリートの練りませ、表面仕上げに支障をきたさないよう決める必要がある。人工軽量骨材は粒度が大きいほど弱いので、海洋コンクリート構造物に用いる高強度コンクリートの場合は、15~20 mm 程度の粒径のものを用いた方がよい。

細骨材の粒度は、コンクリートのワーカビリティー、コンシスティンシーに影響をおよぼすので注意する。

理想的な粒度は一概に決められないが、JASS 5 の I 級用骨材及び R C 示方書に示されている標準粒度が参考になる。

(c) 海砂の使用について

環境保護のために川砂採取が禁止あるいは規制されている河川が多く、最近では海砂の利用が増加している。海砂の場合は、塩分及び貝殻混入が問題であるが、特に塩分は鋼材の腐食を進行させるため除塩を行う必要がある。

日本建築学会の JASS 5 では細骨材の I 級については許容塩分含有量は 0.02% 以下とし、II 級・III 級については 0.1% 以下としている。また土木工学会・日本コンクリート工学協会でもこの値を 0.1% 以下とすることを提案している。海砂をコンクリート骨材として使用する場合、耐用年数、使用年数、鉄筋の防錆処理等を考慮して、許容塩分含有量を決める必要がある。

(d) アルカリ骨材反応

アルカリ骨材反応は、骨材そのものがコンクリート中のアルカリ成分と反応して体積膨脹をおこし、コンクリートを崩壊させる現象である。この反応を起こす有害な骨材としてたんぱく石、けい酸質苦土質石灰岩、隕微晶質流紋岩、安山岩、凝灰岩、石英安山岩、石英粗面岩及びこれらの鉱物を含む岩石がある。我が国では最近までこのような骨材はあまりないといわれていたが、碎石採取が進んできてこのような骨材がかなりあるということがわかってきた。今までの使用経験、実績のない骨材については、岩石学的試験、化学試験、モルタル桿膨脹試験を行い、アルカリ骨材反応が生じないことを確認して使用すべきである。

(4) 練りませ水

練りませ水は、上水道水あるいは地下水を使用する。一般に、清浄で、生活用水として飲用に供されているものは無条件に使用してよい。それ以外の場合は、設計条件により水質検査を行う。

海水は、鉄筋または P C 鋼材を錆びさせるおそれがあり、また、迷走電流のあるところでは電食作用によって鉄筋などの腐食が著しくなるので、海洋構造物のコンクリートにはこれを練りませ水として使用してはならない。

(5) 混和材料

コンクリート用混和材料は、セメント、水、骨材以外の材料で必要に応じて適宜混和し、コンクリートの品質改善あるいは特殊な性質を付与する目的で使用されるものである。

海洋コンクリート構造物用のコンクリートは水セメント比が小さいため、そのワーカビリティーをあげる、あるいは耐久性を高めるために A E 剂、減水剤、あるいはポゾラン作用のあるフライマッシュなどを使用するとよい。良質の A E 剂、減水剤は、コンクリートのワーカビリティーを改善するとともにブリージングなどの材料分離も

少なくするので、部分的な欠点の少ない均等質なコンクリートを施工することが容易であり、その結果水密性ならびに耐久性の大きいコンクリートが得られる。また、激しい気象作用を受ける場合にもすぐれた抵抗性を示す。

現在市販されているAE剤、減水剤の種類はきわめて多く、その性能、均一性はまちまちである。混和剤によってはその効果がセメント、砂、砂利等の品質やコンクリートの配合によって著しく変化するものもある。したがって、これらの混和剤については、その使用実績と研究成果を十分調査することが必要である。また水密かつ海水の作用に対して耐久性の大きいコンクリートを造るために、適当量の良質のポゾランを使用して好結果の得られた例も少なくない。しかし、これらのポゾランの使用及びこれを混合したセメント効果は、ポゾランの品質と混合率によって相当に異なるものであるから、ポゾランを用いるときには十分調査することが必要である。

2. コンクリートの製造

(1) 配合(調合)設計について

コンクリートの材料選定や配合(調合)設計は、コンクリートに要求される諸性能を満足するべく決定されるもので、重要な性能として次の項目があげられる。

(i) ワーカビリチー

(ii) 強度

(iii) 耐久性・水密性

(iv) 単位容積重量

上記の項目のうちワーカビリチーに対してはスランプで、強度及び単位容積重量は直接要求値が示される。耐久性、水密性に関しては各材料の品質規定、水セメント比、空気量、セメント量などにより間接的に規定されている。

海洋コンクリート構造物において強度が要求値を満たすことは当然であるが、耐久性、水密性の高いコンクリートが打設できるように留意しなければならない。水セメント比は45%以下(ワーカブルなコンクリートを十分密実に締固め、型枠のすみずみや鉄筋の周囲まで十分に行きわたすことができる範囲)とし、減水剤等を用いてスランプを調整する必要がある。減水剤を用いる場合はスランプダウンの経時変化に留意し、減水剤の後添加も考慮する必要がある。

微小な独立気泡をコンクリート中に一様に分布させたコンクリートは、耐久性、特に凍結融解に対する抵抗性を著しく増加させる、あるいはワーカビリチーを改善するなどの性質がある。特に氷海域のような気象条件の厳しい地域では、AE剤を混和したAEコンクリートを使用することが望ましい。

(2) 試験・検査

コンクリートの製造過程における試験・検査は、使用する材料に関するもの、コンクリートに関するものに大別される。ここでは各々の項目に関して現在のJIS、JASS5、土木学会基準にあるものを一覧にして示す。このほか、使用海域の条件によっては、これ以外の試験(例えば、熱衝撃、耐水摩耗試験など)が必要となろう。

(i) 使用材料に関するもの

・セメント

試験項目	試験方法
比表面積	
凝結安定性	JIS R 5201(セメントの物理試験方法)
圧縮強さ	
異常凝結	JASS 5T-101(セメントの異常凝結性の判定規準)

・骨材

試験項目	試験方法
比重・吸水率	JIS A 1109 (細骨材の比重及び吸水率試験方法) JIS A 1110 (粗骨材の比重及び吸水率試験方法) JIS A 1134 (構造用軽量細骨材の比重及び吸水率試験方法) JIS A 1135 (構造用軽量粗骨材の比重及び吸水率試験方法)
粘土塊量	JIS A 1137 (骨材中に含まれる粘土塊量の試験方法)
洗い試験によって失われる量	JIS A 1103 (骨材の洗い試験方法)
有機不純物	JIS A 1105 (細骨材の有機不純物試験方法)
塩分	JASS 5T-202 (普通細骨材中の塩分試験方法)
粒度及び粗粒率	JIS A 1102 (骨材のふるい分け試験方法)
単位容積重量及び実積率	JIS A 1104 (骨材の単位容積重量及び実積率試験方法)
安定性	JIS A 1122 (硫酸ナトリウムによる骨材の安定性試験方法)
すりへり減量	JIS A 1121 (ロサンゼルス試験機による粗骨材のすりへり試験方法)
強熱減量 三酸化硫黄 酸化カルシウム	JIS R 5202 (ポルトランドセメントの化学分析方法)
浮粒率	JASS 5T-203 (軽量粗骨材の浮粒率の試験方法)

・水

試験項目	試験方法
色度	
濁度	
水素イオン濃度	
蒸発残留物	水道法第4条(水質基準)に定める試験方法
塩素イオン	
過マンガン酸カリウム消費量	
懸濁物質の量 溶解性蒸発残留物の量 セメントの凝結時間の差 モルタルの曲げ強度及び圧縮強度の比率	JASS 5T-301 (鉄筋コンクリート用水の水質試験方法)

・混和材料 (A E 剤, 減水剤, A E 減水剤)

試験項目	試験方法
減水率	
ブリージング	
圧縮強度	
長さ変化	JIS A 6204 (コンクリート用化学混和剤) に定める試験方法
凝結時間	
凍結融解に対する抵抗性	

(ii) コンクリート

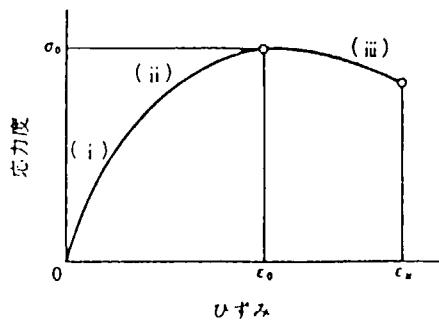
試験項目	試験方法
試料採取	JIS A 1115 (まだ固まらないコンクリート試料採取方法)
スランプ	JIS A 1101 (コンクリートのスランプ試験方法)
空気量	JIS A 1116 (まだ固まらないコンクリートの単位容積重量試験方法及び空気量の重量による試験方法 [重量方法]) JIS A 1118 (まだ固まらないコンクリートの空気量の容積による試験方法 [容積方法]) JIS A 1128 (まだ固まらないコンクリートの空気量の圧力による試験方法 [空気室圧力方法]) のいずれかの方法
単位容積重量	JIS A 1116 (まだ固まらないコンクリートの単位容積重量試験方法及び空気量の重量による試験方法 [重量方法])
温度	係員の定める方法 (特に規定はない)
水セメント比の推定	JIS A 1112 (まだ固まらないコンクリートの洗い分析試験方法)
骨材の粒度, 材料分離	JIS A 1119 (ミキサで練り混ぜたコンクリート中のモルタルの差及び粗骨材量の差の試験方法)
荷卸し地点におけるレーデミクトコンクリートの品質検査のための圧縮強度	JIS A 1115 (まだ固まらないコンクリートの試料採取方法)
工場現場練りコンクリートの調合強度管理のための圧縮強度	JIS A 1132 (コンクリートの強度試験用供試体の作り方) JIS A 1108 (コンクリートの圧縮強度試験方法)
構造体コンクリートの強度推定のための圧縮強度	
仕上がりの平坦さ	JASS 5T-604 (コンクリートの仕上がりの平坦さの試験方法)
水密性	DIN 1048 (透水試験方法 (インプット法))
凍結融解に対する抵抗性	ASTM C666 (急速凍結融解に対するコンクリートの抵抗性試験方法)

3. コンクリートの性質

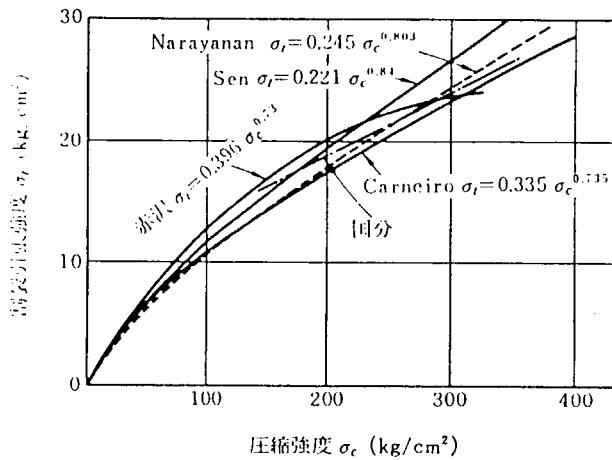
(1) 力学特性

コンクリートのもつ種々の強度特性のうち、最も重要視されているものは圧縮強度である。これは圧縮強度が他の強度に比べて著しく大きく、構造物はもっぱら圧縮強度を活用していること、各種強度及び変形特性との間に良好な相関関係があるので、圧縮強度によってそれらが推測できることなどによる。

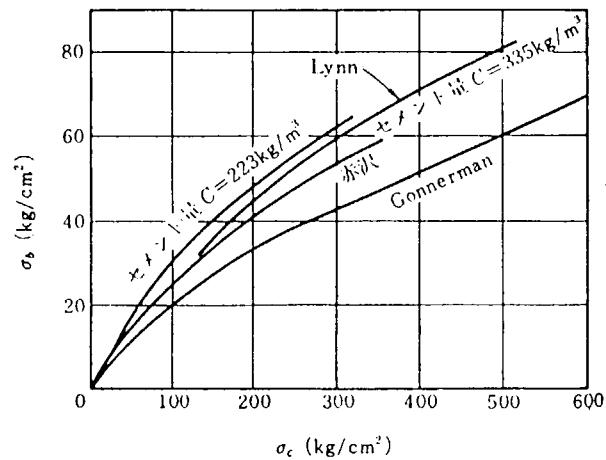
コンクリートの圧縮応力 — ひずみ曲線は、図A. 1.1に見られるように(i)直線に近い部分、(ii)徐々に剛性が低下しながら最大応力度 σ_0 に対応する、ひずみ ϵ_0 に達するまでの部分、(iii)ひずみの増加に対して応力度が減少



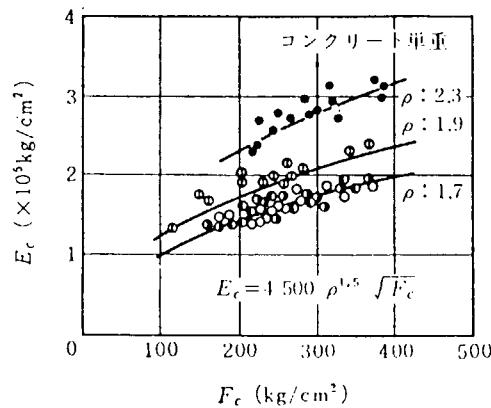
図A. 1.1 応力—ひずみ曲線



図A. 1.2 コンクリートの割裂引張強度と圧縮強度の関係（コンクリート便覧）



図A. 1.3 曲げ強度 σ_b と圧縮強度 σ_c との関係（コンクリート便覧）



図A. 1.4 ヤング係数 E_c と圧縮強度 F_c との関係（コンクリート便覧）

していき、極限ひずみ ϵ_u で崩壊するまでの部分に分けられる。

コンクリートの引張強度は、種々の実験結果によれば図 A. 1.2 に見られるように圧縮強度の $1/10 \sim 1/13$ で極めて小さい。また曲げ強度は一般に引張強度より $1.5 \sim 2.0$ 倍程度大きな値を示す（図 A. 1.3 参照）が、これはコンクリートが破壊近傍の応力状態で塑性的性質を示すためであり、本質的に引張強度に比べて強度が大きいわけではない。

コンクリートのヤング係数のとり方にはいろいろあるが、一般の構造設計用には圧縮強度の $1/3$ の応力度における割線ヤング係数を用いるものとする。ヤング係数は圧縮強度とコンクリートの単位体積重量によって異なる。一例として図 A. 1.4 のようにそれらの関数が導かれるとの報告もある。

(2) 収縮とクリープ

コンクリートは硬化時のセメントの水和反応によって温度が上昇し、硬化後温度が下がりながら収縮すると同時に乾燥することによっても収縮する。コンクリートは伸び能力が小さく $1 \sim 2 \times 10^{-4}$ 程度であるのに対して、湿潤養生されたコンクリートが完全に乾燥する時の収縮は $5 \sim 10 \times 10^{-4}$ 程度であり、周囲の諸条件により収縮が妨げられるとひびわれが発生するので、周辺の拘束条件、一回の打設面積などひびわれが発生しないよう考慮する必要がある。

コンクリートに持続荷重を作用させると時間とともに変形が増大する。この現象がクリープであり、持続荷重にはプレストレス、静水圧などが考えられる。これらの持続荷重の大きさが一定限界を超えるとクリープ変形は増加を続け、ついには崩壊する。このような破壊を起こさない限界の荷重をクリープ限といい、クリープ限以下の荷重であればクリープ変形量は一定値に收れんする。

コンクリートのクリープ限については古くから多くの研究があり、強度の $70 \sim 90\%$ といわれている。したがって、静水圧等の持続荷重に対してはクリープ限以下になるよう、プレストレスコンクリートに対してはクリープ変形による導入応力の減少を考慮しなければならない。

(3) 热特性

コンクリートの熱特性は、強度の場合と異なり、水セメント比や材令によってあまり影響されず、主としてコンクリートの体積の $65 \sim 80\%$ を占める骨材の性質によって変化する。表 A. 1.3 は各種コンクリートの熱特性の一例を示したものである。普通コンクリートに比べて軽量コンクリートの熱伝導係数は小さく、断熱性の点で有利である。

特に湿潤状態にある海洋構造物においては、吸水したコンクリートの熱伝導係数は気乾状態より大きくなることに留意しなければならない。

表 A. 1.3 各種コンクリートの熱特性（コンクリート工学ハンドブックより抜粋）

試験項目	レジンコンクリート（結合材の）種類				参考		
	フラン	ポリエスチル	エボキシ	ポリウレタン	フェノール	アスファルトコンクリート	普通セメントコンクリート
密度 (kg/m^3)	2000~2100	2200~2100	2100~2300	2000~2100	2000~2100	2100~2100	2300~2400
強度圧縮 (kgt/cm^2)	500~1400	800~1600	800~1200	650~720	240~250	20~150	100~600
引張	60~100	90~140	100~110	80~90	20~30	2~10	10~50
曲げ	160~320	140~350	170~310	200~230	70~80	20~150	20~70
熱伝導率 ($\times 10^4 \text{kgt}/\text{cm}^2\text{K}$)	20~30	15~35	15~35	10~20	10~20	1~5	20~40
吸水率 (wt. %)	0.1~1.0	0.1~1.0	0.2~1.0	0.3~1.0	0.1~1.0	1.0~3.0	4.0~6.0

(4) 水密性

豆板、ひびわれなどの局部的欠陥のない均質なコンクリートの水密性は、使用材料、配合、養生方法などの影響を著しくうける。

湿潤養生が十分である場合は、セメントの種類によって水密性能に差異はない。したがって、セメントの選定に水密性の面からは特別の配慮はいらない。骨材に関しては、水密性に影響する因子として粗骨材の最大寸法がある。粗骨材の最大寸法が大きいほどコンクリートの水密性は小さいので、一般的のコンクリートに比べてやや小さく選ぶ必要がある。また、軽量骨材を用いる場合は、膨脹けつ岩系の人工軽量骨材は問題ないが、天然軽量骨材は連通した孔がが多く、水が透過しやすいので海洋コンクリート構造物には極力用いない。減水剤、あるいはA-E剤の使用はコンクリートのワーカビリティを著しく改善し、水密性を高めるのに極めて有効である。また、ポゾランはコンクリート中の孔を充てんするとともに、ポゾラン反応により水密性を増すのに有効である。

水セメント比は、コンクリートの水密性に著しい影響を与える。水セメント比を60%から40%に変化させることにより、拡散係数は1/3～1/5程度に減少する。したがって、施工技術と相まって十分な締固めの出来る範囲で水セメント比は小さくする必要がある。養生条件も水密性に影響する大きな因子であり、湿潤養生を継続することにより水密性の増進がはかれる。ことに初期材令において著しい。しかし、初期湿潤養生を十分に行っても、その後コンクリートが乾燥すれば水密性が低下するので、コンクリートが水に接するまで湿潤養生を継続することが望ましい。

(5) 耐久性

コンクリートは硬化後、気象作用や周辺環境の物理的あるいは化学的侵食作用を受け、徐々に耐久性が損われる。

海洋構造物は、陸上構造物にくらべて厳しい環境下にあり、水中部、スプラッシュゾーン、気中部、それぞれ異なるタイプの耐久性が要求される。

気中部、スプラッシュゾーンは、風雨、日照、寒暑、乾湿などの気象作用に抵抗する、いわゆる耐候性が要求される。気象作用によって生じる主なものは、温度変化による体積変化、コンクリート中の水分の凍結融解による凍害、空気中の炭酸ガスによる中性化などである。

これらの劣化の多くは、コンクリート中に連続してできた気泡に水、炭酸ガスが浸入し、侵食あるいは破壊を起こすものである。したがって、水量をなるべく少なくて、セメント量を多くした水密性の高いコンクリートが耐候性が高いといえる。

図A. 1.5はコンクリートの空気量と凍結融解作用に対する抵抗性との関係を示したものである。図中、耐久性指数（DF）は

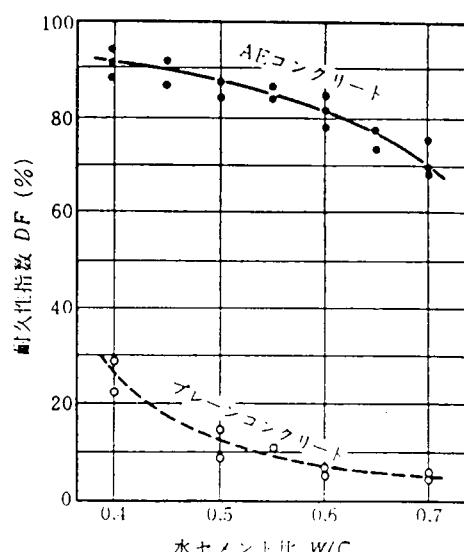
$$DF = PN/M (\%)$$

ここに P : 凍結融解サイクル数が N のときの動弾性係数と試験開始前の動弾性係数との比 (%)

N : P が 60% になったときの凍結融解サイクル数、または P が試験終了（300 サイクル）までに 60% にならないときは（300 サイクル）

M : 示方された凍結融解サイクル数（300 サイクル）

で定義されたものである。このことより良質の A-E 剤を用いることにより、その抵抗性を高めることができるといえよう。空気量は 4～6% が適当とされているが、長時間水に接触する場合はコンクリートの空気量が減少す



図A. 1.5 コンクリートの水セメント比と凍結融解作用に対する抵抗性（コンクリート便質）

る傾向にあり、この範囲より大なるところ（6～10%）を配合（調合）計画の目安にするとよい。

水中部では、キャビテーションやすりへりなどの物理作用及び海水や海水中に存在する酸、塩類などの化学作用に対する耐久性が要求される。

キャビテーションは、凹凸や急な屈曲をもつ固体表面にそって高速の水が流れる時に生じるもので、固体表面に負圧高圧の繰返しを与えることによりコンクリート表面を損傷させる。対策としては、粒径の小さい骨材を用いた水セメント比の小さい、高密度、高強度のコンクリートとし、表面の平滑度を高めること、あるいは粘弾性材によるコーティングが有効である。また、砂粒をふくむ流水や波浪によって表面のすりへりが生じるが、これにはキャビテーション対策と同様に高強度のコンクリートとすると同時に、すりへり抵抗の大きい骨材を用いることが必要である。

コンクリートは無機の酸と反応して、水溶性または難溶性の石灰塩を生成することで侵食を受ける。また有機酸は弱酸が多く無機酸にくらべて作用が弱い。水溶性の塩類を生ずるものは破壊的な作用をするので、表面に保護層を設けるなどの対策が必要である。

海水中には種々の塩化物、硫酸塩などが含まれている。塩化物は硫酸塩に比べて侵食は少ない。硫酸塩に侵食されるとコンクリート表面が白っぽくなり、長期には膨脹しひび割れが入る。硫酸塩の濃度が低ければポルトランドセメントを用いた富配合のコンクリートで十分であるが、濃度が高い場合は耐硫酸塩セメントを使用したコンクリートが望ましい。一般的な海洋構造物では特に耐硫酸塩セメントを必要としない。

(6) 中性化

硬化したコンクリートはセメントの水和反応によって生じる水酸化カルシウムのために強いアルカリ性を示すが、コンクリート中の水酸化カルシウムはコンクリート表面から炭酸ガスの作用を受けて炭酸カルシウムとなり、中性化する。

中性化に影響を及ぼす因子は、セメントの種類、骨材の種類、混和材料、水セメント比などである。中性化防止対策は、他のセメントに比べて水酸化カルシウムの多いポルトランドセメントを使用すること、透気性の小さい密実な骨材を使用すること、AE剤、分散剤などを利用して水セメント比の小さい密実なコンクリートを打設することである。したがって、海洋構造物に使用するような、十分な耐海水性を持つコンクリートであれば、中性化はほとんど問題にならない。

Appendix 2. フェロセメント

1. フェロセメントの定義、適用範囲

1.1 フェロセメントの定義

フェロセメントとは、モルタルをマトリクスとし、金網等による連続纖維を積層して補強材とした薄板の複合材料とする。板厚の中央部に棒鋼を層状または格子状に骨格筋として配置する場合は、骨格筋の外側に積層金網が配置されているものとする。

1.2 適用範囲

ここで対象とするフェロセメントは、海洋環境で使用される浮遊式構造物に限定する。今までの研究及び使用実績から、フェロセメントの特性を効率よく發揮させるためには、板厚は10～40mm、かぶりは1～3mmとすることが推奨される。これらの条件を満足する規定を以下に示す。（なお、基準値の設定及びその背景については、設計指針の充実と合わせ次年度以降検討整備していくものとする。）

2. フェロセメント材料

2.1 モルタル

(1) セメント

セメントは次の種類とする。

普通ポルトランドセメント (JIS R 5210)

耐硫酸塩ポルトランドセメント (JIS R 5210)

高炉セメント (JIS R 5211)

飛沫強ポルトランドセメント (JIS R 5210)

主に補修用とする。

(2) 細骨材

細骨材として川砂を用いる。川砂は、シルト、粘土分、有機物、塩分、酸等強度及び耐久性に悪影響を及ぼす不純物を規定量以上含まないこととする。軽量骨材は用いない。

最大骨材寸法 2.5 mm以下

粗粒率 $F_M = 2.0 \sim 2.8$

粒度分布 粒度分布を表A 2.1 に示す

塩分含有量 絶乾重量の 0.02 %以下 (NaCl 換算)

硫酸ナトリウムによる安定性 損失重量割合 12%以下

粘土塊量 乾燥重量の 1 %以下

有機不純物 標準色と比較する

表 A 2.1 粒度分布表

ふるいの呼び寸法 (mm)	2.5	1.2	0.6	0.3	0.15
通過率 (%)	100	55~80	35~60	25~40	5~15

($F_M = 2.05 \sim 2.8$, 平均 $F_M = 2.33$)

(3) 水 飲料水

有機物 塩類、酸類等不純物を含まない。

(4) 混和材料

膨脹材、ポゾラン、減水剤、遲延剤、AE剤など必要に応じて混入することができる。表面活性剤の品質基準は別表に示す。(別表略)

(5) その他の材料

コーティング材料

2.2 モルタルの配合

水セメント比 重量比 $W/C \leq 0.4$

砂セメント比 重量比 $S/C = 1.5 \sim 2.0$

単位セメント量 600 kg/m³以上

2.3 モルタルの品質管理

打込み温度 10°C以上

空気量 4 ~ 5 %

クロー 185 mm以下

(スランプ) (要検討)

圧縮強度 (28日) 500 kg/cm²以上

強度試験用標準養生 水中養生 20°C 28日間

強度試験用現場養生 構造物と同様な方法を養生

2.4 補強材

JIS規格品鋼材を標準とし、必要に応じて、非鉄金属材料、有機材料を使用することができる。ただし、強度が明確なものであること。

積層補強材：線 径	$d = 0.5 \sim 1.6 \text{ mm}$
網目間隔（芯々）	$a = 6 \sim 20 \text{ mm}$
積層数	$n \geq 3$ 層
ウェーブ（織金網）	$d / a \leq 0.1$
例 溶接金網	JIS G 3551
例 織金網	JIS G 3555
例 エキスパンドメタル	JIS G 3351 など
骨格筋：線 径	$2 \sim 10 \text{ mm}$ 丸鋼
例 鉄線	JIS G 3532
例 棒鋼	JIS G 3112
例 溶接金網	JIS G 3551
例 PC鋼棒	JIS G 3109
例 PC鋼線	JIS G 3536
例 PC硬鋼線	JIS G 3538 など

3. 強度設計上の要件

3.1 強度評価のためのパラメータ

強度評価に対し軸方向の補強材比及び比付着係数（比付着表面積）を用いる。

補強材比 V_s 板の断面における補強材量の体積比

比付着係数 S_L 板の単位体積あたりの補強材がマトリックスと付着している面積 (mm^{-1})

3.2 フェロセメントの各種強度特性及び性能

フェロセメントの強度及び性能は、モルタルの強度並びに補強材の変形特性、強度、積層法によって異なる。

ここでは主に、軟鋼程度の強度を有する平方金網を補強材とした板体状のフェロセメントについて示す。

3.2.1 フェロセメントの条件

フェロセメントは、次式で示す最小補強材比 $V_{s \min}$ を有するものとする。

$$V_{s \min} \geq \frac{\sigma_{mt}}{\sigma_{su}}, \quad \begin{aligned} \sigma_{mt} &: \text{モルタルの引張応力 } (\text{kg}/\text{mm}^2) \\ \sigma_{su} &: \text{補強材の引張応力 } (\text{kg}/\text{mm}^2) \end{aligned}$$

3.2.2 圧縮強度

圧縮許容応力 $\sigma_{cf} = 0.45 \sigma_{mc}$ σ_{mc} : モルタルの圧縮応力 (kg/mm^2)

3.2.3 引張強度

(1) ひびわれ応力

(a) 複合則によるひびわれ応力 σ_{cr} (kg/mm^2)

$$\sigma_{cr} = \sigma_{mt} V_m + \epsilon_{mt} E_s V_s$$

σ_{mt} モルタルの引張強度
 ϵ_{mt} モルタルの引張強度に対する歪
 E_s 補強材の弾性係数
 V_m, V_s モルタル及び補強材の体積比

(b) 0.02 mm肉眼可視ひびわれ応力 σ_{cv} (kg/mm^2)

$$\sigma_{cv} = C_1 \cdot S_L + C_2 \quad C_1, C_2 \text{は材料定数}$$

$$\begin{cases} S_L = 0.15 \text{ mm}^{-1} \text{ のとき } \sigma_{cv} = 0.6 \text{ kg/mm}^2 \\ S_L \geq 0.2 \text{ mm}^{-1} \text{ のとき } \sigma_{cv} = 0.7 \text{ kg/mm}^2 \end{cases}$$

(2) 平均ひびわれ間隔 : ℓ_{av} (mm)

$$\ell_{av} = \frac{1.5}{\eta} \cdot \frac{1}{S_L}$$

$$\eta = \frac{\tau}{\sigma_{mt}} \quad \tau : \text{付着応力}$$

(3) 最大ひびわれ幅 : W_{max} (mm)

Stabilization stress σ_{sta} (kg/mm²) とは、補強材応力 σ_s が降伏点 σ_{sy} 以下の範囲の場合、歪の増加に対してひびわれ幅が安定し一定の値となっている応力である。

$S_L \leq 0.118 \text{ mm}^{-1}$ の場合

$$\sigma_{sta} = 357 \frac{1}{E}$$

$$\sigma_s \leq \sigma_{sta} \text{ のとき} \quad W_{max} = 357 \frac{1}{E}$$

$$\sigma_{sta} \leq \sigma_s < \sigma_{sy} \text{ のとき} \quad W_{max} = [357 + 73.7(\sigma_s - \sigma_{sta})] \frac{1}{E}$$

$S_L > 0.118 \text{ mm}^{-1}$ の場合

$$\sigma_s < \sigma_{sy} \text{ のとき} \quad W_{max} = (394 - 1396 S_L) \times 10^{-4}$$

(4) 破断危険ひびわれ幅 W_f (mm)

$W_f > 0.45$ でフェロセメントは破断に至る

(5) 降伏点及び最大引張強度

フェロセメントの降伏点 $\sigma_y = \sigma_{sy} \cdot V_s$

フェロセメントの最大引張応力 $\sigma_u = \sigma_{su} \cdot V_s$

σ_{sy} 及び σ_{su} は、それぞれ補強材の降伏点及び引張応力であり、複合則より求められる最小値とする。

3.2.4 曲げ強度

(1) ひびわれ曲げモーメント M_{cr} (kg · mm)

$$M_{cr} = \frac{1}{6} b D^2 \sigma_{cr} \quad \begin{cases} D & \text{板厚 (mm)} \\ b & \text{板幅 (mm)} \\ \sigma_{cr} & \text{引張ひびわれ応力 (kg/mm²)} \end{cases}$$

(2) 曲げ平均ひびわれ間隔 A_c (mm)

$$a_c = \sqrt{\frac{\psi_u}{\psi}} \left(\frac{1.5}{\eta} \cdot \frac{1}{S_L} \right) \quad \begin{cases} \psi & \text{曲げの曲率} \\ \psi_u & \text{静的最大曲げ荷重に対する曲率} \end{cases}$$

(3) 曲げひびわれ幅 W_b (mm)

$$W_b = \epsilon_s a R \quad \begin{cases} a & \text{網目間隔 (mm)} \\ \epsilon & \text{最外層金網の歪} \\ R & \text{中立軸から引張縁及び最外層金網までの距離の比} \end{cases}$$

(4) 降伏及び最大曲げモーメント

M_{y1} 補強材の引張縁が降伏するときの曲げモーメント (kg · mm)

M_{y2} 引張側の補強材が全て降伏する曲げモーメント (kg · mm)

M_u 最大曲げモーメント (kg・mm)

$V_s \geq 0.025$ のとき

$$M_{y1} / M_u = 13.8 V_s + 0.1$$

$$M_{y2} / M_u = 8.3 V_s + 0.1$$

$$M_u = \frac{1}{6} \beta b D^2 \sigma_{mc}$$

b	板幅
D	板厚
β	定数

$$\beta = 0.73$$

3.2.5 疲労強度

フェロセメントの疲労強度は、寿命を定める基準をどう設定するかが問題である。現在までの曲げの疲労試験によると破断繰返数 10^6 回における全振幅荷重は、静的曲げ荷重の40~50%であり、静的曲げ試験におけるひびわれ強度で設計すれば問題はなさそうであるがなお引続き試験データを蓄積する必要がある。

荷重一定で曲げの繰返しを与えると、モルタルはクリープを生じたわみ及びひびわれ幅が増加していく。両振り試験におけるこれらの関係は次式となる。

$$Y = A e^{Br} \quad r : \text{繰返数比} \quad N / N_f$$

(1) たわみ量

$$Y \text{ を } N \text{ サイクル後のたわみ量とすると } \begin{cases} A \text{ は静的曲げ荷重に対するたわみ量} \\ B = 0.667 \quad (N_f \geq 3 \times 10^5) \end{cases}$$

(2) ひびわれ幅

$$Y \text{ を } N \text{ サイクル後の平均ひびわれ幅とすると } \begin{cases} A \text{ は静的荷重におけるひびわれ幅} \\ B = 1.67 \quad (N_f \geq 2.8 \times 10^5) \end{cases}$$

(3) 最大ひびわれ幅

$$Y_{max} = 1.45 Y$$

3.2.6 衝撃強度

シャルピー衝撃値は補強材比の増加により向上するが衝撃強度を示す明確な基準が定まっていない。

3.2.7 面内せん断剛性

せん断弾性係数 G (kg/mm²)

ひびわれ幅 0.01 mm以下のとき $G = 3,800 S_L$

ひびわれ幅 0.01~0.1 のとき $G = 94 \text{ kg} / \text{mm}^2$

3.2.8 乾燥収縮

フェロセメントの乾燥収縮歪は1ヶ月まで大きく、2~3ヶ月で停止する。乾燥収縮の一例として、表A 2.2に収縮歪の割合と歪量を示す。

ただし、フェロセメントは、 $W/C = 0.45$ 、 $S/C = 1.5$ 、かぶり 3 mm、 $0.92\phi \times 8.8 \times 8.8$ mm の織金網を用いたものである。

表A 2.2 収縮歪の割合 (3ヶ月後の歪を 1.0 とする)

V_s	収縮割合		3ヶ月後の収縮歪
	1ヶ月	3ヶ月	
プレーン	0.75	1.0	655×10^{-6}
0.009	0.53	0.70	455×10^{-6}
0.18	0.49	0.65	415×10^{-6}

3.2.9 クリープ

曲げひびわれ応力の90%以下の載荷において、2～300時間の間でクリープ速度は一定となる実験例を次式及び表A 2.3に示す。

$$\varepsilon = h^k + \varepsilon_0$$

$$\left\{ \begin{array}{l} k : \text{クリープ速度} \\ \varepsilon : \text{クリープ歪} \\ h : \text{時間} \\ \varepsilon_0 : \text{載荷々重による定数} \end{array} \right.$$

表A 2.3 フェロセメントのクリープ歪（織金網 1 Ø × 12.7 × 12.7 の5層）

		2 h 後	200 h 後	クリープ速度
曲げひびわれ応力56%載荷	メッキなし金網	110×10^{-6}	500×10^{-6}	0.328
	メッキ金網	200	550	0.22

3.3 漏水性，耐久性

3.3.1 漏水防止条件

引張強度 最大引張強度の60%以下

ひびわれ幅 0.02 mm以下

コーティングによる漏水性の向上

3.3.2 耐久性，耐食性

適性な材料の選択によりモルタルの劣化を防止し、補強材の腐食を防止する。

(1) モルタルの凍結融解（厳しい条件） 連行空気量 6～9%

(2) 補強材の腐食防止

(イ) ひびわれ幅の制限

完全耐食	ひびわれ幅	0.02 mm以下
準完全耐食	ひびわれ幅	0.02～0.05 mm
ゆるい耐食	ひびわれ幅	0.1 mm以下

(ロ) 補強材のメッキ

亜鉛メッキは練りませ時に C_{rO_3} を 200～300 ppm 添加する。

(ハ) モルタル表面のコーティング

塗装 樹脂含浸等

(ニ) 漏洩電流のしゃ断

(3) 施工管理上の改善

略

4. 強度試験法

4.1 材料の性状試験

4.2 モルタルの強度及び品質に関する試験

上記4.1及び4.2項は Appendix A 1 のコンクリートの製造における試験、検査を用いるものとする。

4.3 フェロセメントの強度及び性能に関する試験

代表的な試験として曲げ試験及び引張試験があげられる。試験体の形状、寸法、ひびわれ強度等について設定する必要がある。

他の試験についても検討を要する。

5. 検討を要する研究課題

5.1 モルタルの配合

- (1) 単位セメント量、単位水量等の規定値
- (2) 混和材料、塩分濃度等の規定値
- (3) 品質管理の確立

5.2 強度に関する特性

- (1) 座屈、衝撃、疲労などの設計上のクライテリオン
- (2) 乾燥収縮、クリープなどの特性
- (3) 補強材の腐食挙動
- (4) モルタルの劣化等耐海水性、耐久性に関する性状

5.3 フェロセメントの試験法

フェロセメントの設計・検査に必要な強度試験法

Appendix 3. その他の機材

I GRC

1. GRCの定義

GRC (Glassfiber Reinforced Cement) は、細く短いガラス繊維をモルタル中に分散させて硬化させた薄板であり、引張強度、ひびわれ強度、衝撃強度及びじん性を高めようとするもので、FRPのプラスチックをモルタルに代替したものである。

2. GRC用材料

2.1 水

水は、油、酸、塩類、有機物等モルタルの品質に悪影響を及ぼす程の有害量を含まない事。

2.2 ガラス繊維

ガラス繊維は、コンクリート中のアルカリ分により浸食されないよう、耐アルカリガラス繊維とする。

2.3 セメント

GRCに用いるセメントとしては、普通ポルトランドセメント、早強ポルトランドセメント、白色ポルトランドセメント、アルミナセメント、フライアッシュセメント等がある。

2.4 細骨材

細骨材は、清浄、強硬、耐久的で、適当な粘度をもち、ごみ、泥、有機不純物、塩分等の有害量を含まない物で、粒径 2 mm 以下とする。

3. モルタルの配合

GRCに用いるモルタルの配合は、次の値を標準とする。

セメント : 細骨材 = 1 : 1 ~ 1 : 2

水セメント比 = 30 ~ 40%

4. GRCの物性

GRCの諸物性は表 A 3.1 のとおりである。

5. 試験方法

使用材料の試験方法、モルタルの強度及び品質に関する試験方法は M1 コンクリート、M2 フェロセメントの方に準ずる。

表A 3.1 G R Cの物性 ダイレクトスプレー法, 標準調合, 材令28日

比重	気乾比重	2.0~2.2	
	絶乾比重	1.9~2.1	
強度	圧縮強度 kg/cm ²	面外方向	800~1,000
		面内方向	600~800
曲げ強度 kg/cm ²	破壊強度	300~350	
		比例限界強度	
引張強度 kg/cm ²	破壊強度	100~130	
		比例限界強度	
せん断強度 kg/cm ²	層間せん断強度	16~20	
	面内せん断強度	90~110	
	面外せん断強度	300~350	
衝撃強度 kg·cm/cm ²	(アイゾットPB式)	14~18	
弾性係数 kg/cm ²		1.8~2.5×10 ⁵	
ボアソン比		0.3	
水	吸水率 (105°C絶乾↔水中24hr)	10~14%	
	湿乾収縮率 (20°C98%↔20°C40%)	0.04%以下	
	透水率 (25cm水柱24hr)	裏面に変化なし	
熱	熱伝導率 (kcal/mh°C)	0.4~0.7	
	熱膨張率 (°C) × 10 ⁻⁶	8~10	
	耐熱性	100°C 5 hrまで強度諸性能に変化なし	
火	不燃性	建設省不燃通則認定第1111号	
	耐火性	外壁非耐力1時間耐火 1. 建設大臣指定Wn-1055(GRC 10mm-軽量無機質芯材125mm-GRC 10mmダブルスキン構造) 2. 建設大臣指定Wn-1059(GRC 25mm-軽量無機質芯材50mm-GRC 75mmダブルスキン構造) 3. 建設大臣指定Wn-1060(GRC 125mm-軽量無機質芯材75mm-GRC 125mmダブルスキン構造)	
	透過損失	GRC 10mm 500Hz	28 dB
		GRC 5mm 500Hz	23 dB (質量則による計算値)
音			

II 鋼纖維補強コンクリート

1. 鋼纖維補強コンクリートの定義

コンクリートの引張強度, 曲げ強度, ひびわれ強度, 韌性等の改善を図る為に, 鋼纖維を均等に分散させたコンクリートを鋼纖維補強コンクリートという。

2. 鋼纖維補強コンクリート用材料

2.1 水

水は, 油, 酸, 塩類, 有機物等コンクリートの品質に悪影響を及ぼす程の有害量を含まない事。

2.2 鋼纖維

鋼纖維は市販の約15~30mmのスチールファイバーを用いる。

2.3 セメント

セメントは、普通ポルトランドセメント、早強ポルトランドセメント、フライアッシュセメント等とする。

2.4 粗骨材

粗骨材は、玉砂利、玉石、碎石、軽量骨材を用いる。

2.5 細骨材

細骨材は、清浄、強硬、耐久的で、適当な粘度をもち、ごみ、泥、有機不純物、塩分等の有害量を含まない物とする。

3. 鋼纖維補強コンクリートの配合設計方法

土木学会SFR C設計施工指針(案)によるとSFR Cの配合設計方法は図A 3.1のとおりで、曲げ曲度及びタフネスの両方を満足するように配合設計を規定している。

4. 鋼纖維補強コンクリートの物性

4.1 鋼纖維量の影響

引張強度、曲げ強度及びタフネスはほぼ纖維混入率に比例して増加し、纖維混入率が約2%のときの引張強度は、一般にプレーンコンクリートの値の1.6~1.8倍となる。(図A 3.2)

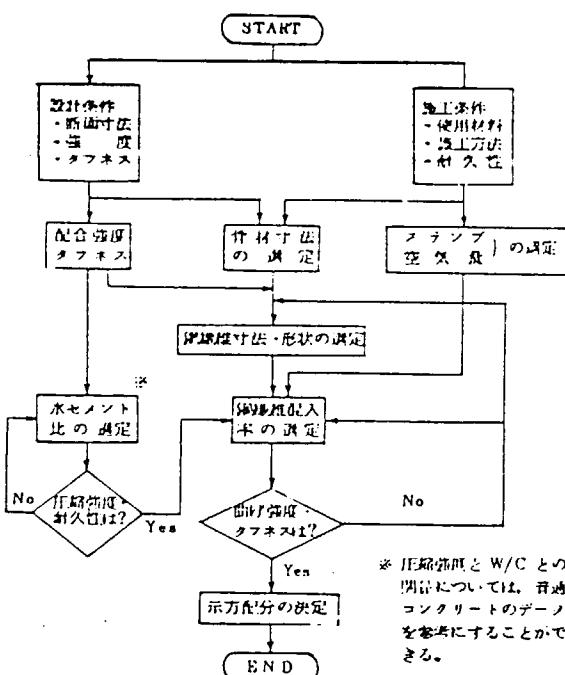
4.2 鋼纖維の形状特性の影響

鋼纖維のアスペクト比(長さ/直徑)が大きいほど引張強度が増大し(図A 3.3)タフネスも大きくなる。(図A 3.4)

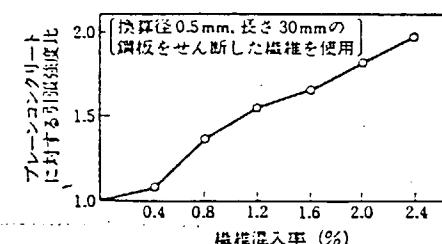
しかし、あまりアスペクト比を大きくすると纖維の均等な分散が困難となりワーカビリティーも悪くなるので、アスペクト比は100以下とするのが望ましい。

5. 試験方法

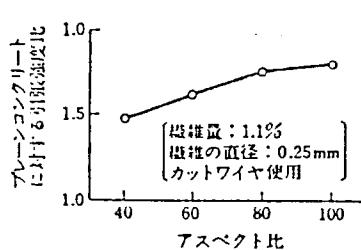
鋼纖維補強コンクリートの試験方法は、日本コンクリート工学協会と土木学会において規準化されている。



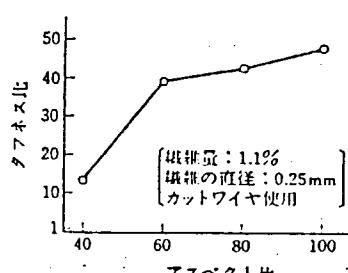
図A 3.1 SFR Cの配合設計方法



図A 3.2 繊維混入率と引張強度



図A 3.3 アスペクト比と引張強度



図A 3.4 アスペクト比とタフネス

III レジンコンクリート

1. レジンコンクリートの定義

レジンコンクリートは、結合材の主要成分として、セメントを全く用いず液状レジンのみを使用したものである。この使用する液状レジンや骨材の種類を選択する事により性質の異なるレジンコンクリートを製造できる。

2. レジンコンクリート用材料

2.1 樹脂

液状レジンとしては、図A 3.5に示すとおり、不飽和ポリエスチル樹脂、エポキシ樹脂及びフラン樹脂があり、現在日本ではほとんどの場合、不飽和ポリエスチル樹脂が用いられる。

2.2 微粉充てん材

アルミナ、けい石、石英粉末、シリコンカーバイト粉末、炭酸カルシウム粉末、酸化鉄粉末等が用いられる。

2.3 粗骨材

粗骨材としては、玉砂利、玉石、碎石、軽量骨材が用いられる。

2.4 細骨材

細骨材としては、川砂、碎砂、軽量骨材、鉄砂が用いられる。なお充てん材及び骨材に対しては次の条件が必要である。

- ・含水率は0.3%以下
- ・樹脂の硬化反応を阻害する不純物を含まないこと。
- ・粒形及び粒度分布が適当であること。

3. 配合

最密充てん状態に近くなるように骨材粒度を調整し、施工可能な範囲でできる限り樹脂量を少なくするのが配合上の注意点である。

不飽和ポリエスチル樹脂、 CaCO_3 、砂、砂利の混合系では次の配合が一般的である。

樹脂 : 9~11%	細砂 : 20~24%
微粉末 : 10~13%	粗砂+砂利 : 52~60%

4. レジンコンクリートの物性

レジンコンクリートの経過時間とスランプの関係は、図A 3.6のとおりで、硬化時間がきわめて早いため、施工に注意せねばならない。

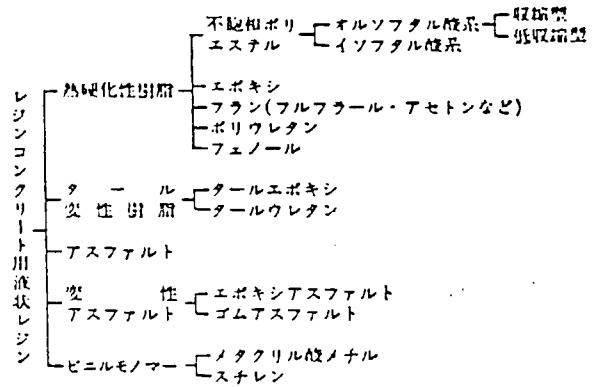
次に硬化したレジンコンクリートの物理的性質は、表A 3.2のとおりで、引張、曲げ及び圧縮強さがフェノールやアスファルトに比べて非常に秀れている。

凍結融解耐久性は、図A 3.7に示すとおりでAEコンクリートと比較してもはるかにすぐれている。

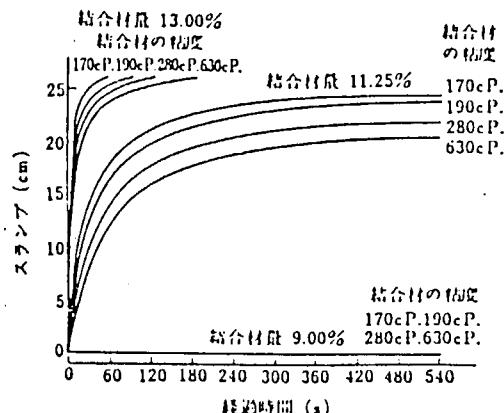
20°Cと50°Cで行ったレジンコンクリートのクリープひずみは図A 3.8のとおりで、温度の高い方がクリープひずみは大きくなる。

5. 試験方法

JIS A 1181 「ポリエスチルレジンコンクリートの強度試験用供試体の作り方」



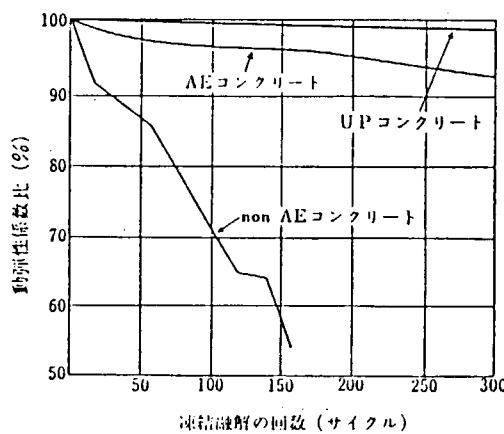
図A 3.5 レジンコンクリート用液状レジン



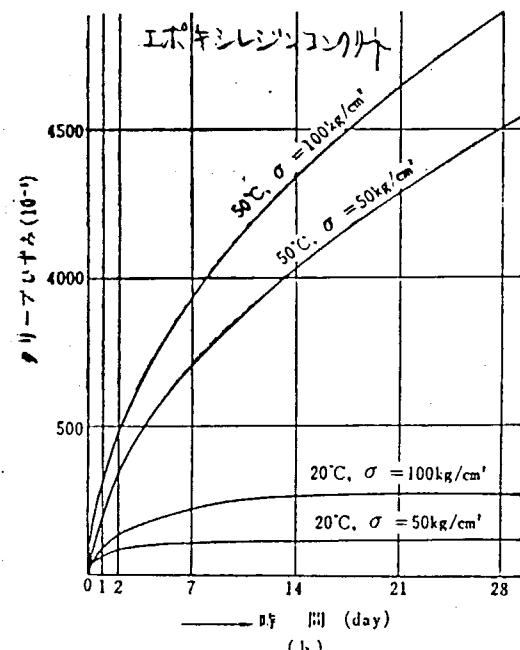
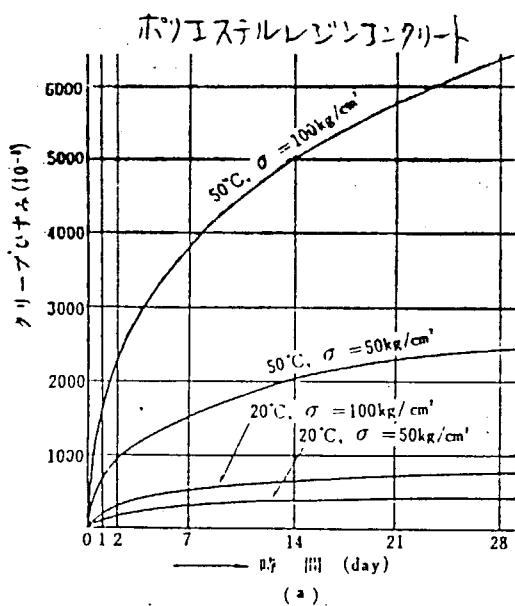
図A 3.6 ポリエスチルレジンコンクリートのスランプと経過時間の関係

表A 3.2 各種レジンコンクリートの物理的性質

試験項目	レジンコンクリート(結合材の)種類				参考		
	フラン	ポリエステル	エポキシ	ポリウレタン	フェノール	アスファルトコンクリート	普通ポルトランドセメントコンクリート
密度(kg/m^3)	2,000~2,100	2,200~2,400	2,100~2,300	2,000~2,100	2,000~2,100	2,100~2,400	2,300~2,400
強度(kgf/cm^2)	圧縮 引張 曲げ	500~1,400 60~100 160~320	800~1,600 90~140 140~350	800~1,200 100~110 170~310	650~720 80~90 200~230	240~250 20~30 70~80	20~150 2~10 20~150
弾性係数($\times 10^4 \text{ kgf}/\text{cm}^2$)	20~30	15~35	15~35	10~20	10~20	1~5	20~40
吸水率(wt.%)	0.1~1.0	0.1~1.0	0.2~1.0	0.3~1.0	0.1~1.0	1.0~3.0	4.0~6.0



図A 3.7 不飽和ポリエステル樹脂系(UPコンクリート)レジンコンクリートと普通コンクリート(AE及びnon AE)の凍結融解試験結果



図A 3.8 レジンコンクリートのクリープ(σは保持応力)

JIS A 1182 「ポリエステルレジンコンクリートの圧縮強度試験方法」

JIS A 1183 「はりの折片によるポリエステルレジンコンクリートの圧縮強度試験方法」

JIS A 1184 「ポリエステルレジンコンクリートの曲げ強度試験方法」

JIS A 1185 「ポリエスチルレジンコンクリートの引張強度試験方法」

JIS A 1186 「ポリエスチルレジンコンクリートの可使時間測定方法」

Appendix 4. 海洋コンクリート構造物の鋼材の防食に関する各種規準の比較

海洋コンクリート構造物の防食に関する各種規準を比較して取りまとめた。表A 4.1はコンクリートのみで内部鋼材を防食する場合を中心として、かぶり、コンクリートに対する要求値等をまとめている。表A 4.1に示されたもの以外にも鉄筋そのものの防食法に関する規準が存在する。それらを表A 4.2にまとめた。

表A.4.1 海洋コンクリート構造物に関する公的規格

(注) 単位はメートル法に換算した。

RC：鉄筋コンクリート

PC：プレストレストコンクリート

名 称			海洋コンクリート構造物設計施工指針案(1977)	港湾施設の技術上の基準同解説(1979)	プレストレストコンクリートバージ基準(1975)	海洋コンクリート構造物の防食指針(案)(1982)	Guide for the Design and Construction of Fixed Offshore Concrete Structures(1978)	Recommendation for the Design and Construction of Concrete Sea Structures(1977)	Rules and Regulations for the Construction and Classification of Offshore Platforms(1975)	Rules for the Design, Construction and Inspection of Offshore Structures(1977)	Guidelines for the Design, Construction and Classification of Floating Concrete Structures(1978)							
制 定 機 関			土木学会	日本港湾協会	日本海事協会	日本コンクリート工学協会	ACI	FIP	BV	DNV	DNV							
適 用 範 囲			海洋コンクリート構造物の設計及び施工に適用する	港湾施設を建設し、改良し、維持する場合に適用する	プレストレストコンクリートバージの船体材料の設計及び施工に適用する	大規模なコンクリート構造物の防食に関する設計施工及び検査	鉄筋コンクリート及びプレストレストコンクリート製固定式(重力式)海洋構造物の設計及び施工に適用する	海洋コンクリート構造物の設計及び施工に適用する	鋼製及びコンクリート製沖合プラットフォームの施工及び船級指定に適用する	鋼製及びコンクリート製海洋構造物に適用する	浮遊式コンクリート製構造物の設計・施工及び船級指定に適用する							
設 計	鋼 材 の か ぶ り	鉄 飛 海 中	海上大気中 飛沫帶 海 中	5 cm以上 7 cm以上 5 cm以上(水中コンクリー トは10cm以上)	50 mm以上 70 mm以上 50 mm以上	船側及び船底外周部 上記以外の部分 40 mm	施工条件 良 100 mm以上 不 良 125 mm以上 100 mm以上 125 mm以上 75 mm以上 100 mm以上	1) 厚さ 50 cm以上の部材 50 mm以上 60 mm以上 50 mm以上	1) 壁厚 0.50 m以上 75 mm以上 75 mm以上 60 mm以上	1) 壁厚 0.50 m以下 骨材最大寸法の1.5倍以上かつ 左記の値を用いる。 やむを得ない場合は注2)の項目 の最大値を用いる。	50 mm以上 40 mm以上 50 mm以上 50 mm以上	25 mm以上 40 mm以上 25 mm以上						
	P C 鋼 材	海上大気中 飛沫帶 海 中	{ 責任技術者の判断による	{ プレストコンクリート設計 施工指針(土木学会)による	船側及び船底外周部 100 mm以上 上記以外の部分 45 mm以上	施工条件 良 100 mm以上 不 良 125 mm以上 100 mm以上 125 mm以上 75 mm以上 100 mm以上	75 mm以上 90 mm以上 75 mm以上	注2)の a), b), c)の最大 値に13 mmを 加えたもの	100 mm以上 100 mm以上 75 mm以上	{ シースのかぶり 80 mm以上 シースのかぶり 100 mm以上 シースのかぶり 100 mm以上	シースのかぶり 80 mm以上 シースのかぶり 100 mm以上 シースのかぶり 100 mm以上							
に 関 す る 事 項	ひ わ れ の 制 御		有害なひびわれが発生しないこと 海上大気中 飛沫帶 海 中 0.15 mm以下 0.2 mm以下} を 目安とする。 なお、ひびわれ幅の推定は 海洋構造物設計基準(日本港 湾協会編)に示す算定式によ る	許容ひびわれ幅 1) 海水に直接接する部分、海水づ洗われる部分、及び激しい潮流を受けける部分 0.15 mm 2) 上記以外の部分 0.20 mm $\omega = 16C \sigma_s \phi D / E_s$ を用いてもよい ω : ひびわれ幅 mm C: コンクリート付着強度に対する引張強度の比 曲げ材上側の鉄筋に対しては 丸鋼 = 1.2, 異形棒鋼 = 0.6 曲げ材下側の鉄筋に対しては 丸鋼 = 0.8, 異形棒鋼 = 0.4 σ_s : ひびわれ発生断面に対する鉄筋の応力度 (kg/cm ²) ϕ : ひびわれに関する鉄筋コンクリート部材断面の係数 D: 鉄筋の公称直徑 mm E _s : 鉄筋のヤング係数 (kg/cm ²) $E_s = 2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$	鉄筋コンクリート構造とする場合、ひびわれ幅を規制することにより、有害なひびわれが発生しないようにする	鋼材の応力は 0.8 σ_y 以下 (σ_y : 降伏応力又は 0.2 %耐力) 最大ひび割れ幅 (mm) 荷重頻度 RC PC RC PC 海上大気中 まれ * * 0.2 0.2 飛沫帶 しづか 0.1 de 0.1 de 海水 中 まれ 0.2 0.2 0.15 0.15 しづか 0.05 de 0.05 de dc : decompression * : 0.8 σ_y 以下	コングリート面で引張応力が生ずる所の最小鉄筋量 A_s を次式で規定 $A_s = \frac{f_t}{f_y} \cdot b \cdot d_e$ ここに、 f_t : コンクリート平均引張強度 f_y : 鉄筋降伏点 b : 断面の幅 C : コンクリートかぶり d_b : 鉄筋直徑 $0.2 h \leq d_e < 0.5 (h - x)$ h : 断面厚 x : 底縫ゾーンの深さ	R C 常時荷重時 表面ひびわれ幅 0.3 mm以下及び主筋のかぶりの 4/1000 倍以下 終局荷重時 鉄筋応力は 0.8 f_y 以下 P C 常時荷重時 表面ひびわれ幅 0.2 mm以下 ただし、ひびわれによる P C 鉄筋の応力増加は 0.2 mmのひびわれ幅に相当する 鉄筋応力の 50% 以下 終局荷重時 表面ひびわれ幅 0.3 mm以下 鉄筋応力は 0.8 f_y 以下	国際プレストレスト協会発行の Recommendation for the Design and Construction of Concrete Sea Structures に準拠する。 <table border="1"><tr><td></td><td>r_m</td><td>r_m</td></tr><tr><td>コンクリート</td><td>鋼材</td></tr><tr><td>ULS</td><td>1.50</td><td>1.15</td></tr></table>		r_m	r_m	コンクリート	鋼材	ULS	1.50	1.15	$A_s \geq \frac{f_{t,m} + W}{f_{s,p}} \cdot b \cdot d_e$ ここに、 $f_{t,m}$: コンクリートの平均引張強度 $f_{s,p}$: 鉄筋の比例限界 W : ひびわれ部の水圧 $f_{s,p}$: 鉄筋の比例限界 (< $f_{s,y}$) b : 部材幅 d_e : 有効引張域 $= 1.5 C + 10 \phi$ C : コンクリートかぶり ϕ : 鉄筋直徑 $0.2 h < d_e < 0.5 (h - x)$ ここに、 x は全断面有効として計算した値
	r_m	r_m																
コンクリート	鋼材																	
ULS	1.50	1.15																
強 度	海上大気中 飛沫帶 海 中	R C について規定なし P C 用コンクリートについては、 プレテンション方式 350 kg/cm ² 以上 ポストテンション方式 300 kg/cm ² 以上	無筋コンクリート 135 ~ 180 kg/cm ² 鉄筋コンクリート 240 kg/cm ² 以上 プレステレストコンクリート 350 kg/cm ² 以上 ポストテンション方式 300 kg/cm ² 以上	プレテンション方式 400 kg/cm ² 以上 ポストテンション方式 350 kg/cm ² 以上	規定なし	352 kg/cm ² 以上	408 kg/cm ² 408 kg/cm ² 以上	306 kg/cm ² 以上	306 kg/cm ² 以上	RILEM によって行った 15 cm × 30 cm の 28 日強度を用いること 数値は明示されていないが、15 cm × 30 cm の材令 28 日強度が基準となる 材令 28 日以降で材令に伴う強度の伸びは考慮する 材令 28 日以前で荷重を受けるときは実際の測定強度による	数値は明示されていないが、15 cm × 30 cm の 28 日強度を用いること 数値は明示されていないが、15 cm × 30 cm の 28 日強度を用いること 数値は明示されていないが、15 cm × 30 cm の 28 日強度を用いること 数値は明示されていないが、15 cm × 30 cm の 28 日強度を用いること "Offshore Rules" の Appendix D 4 に準拠							
コンクリート材料	セ メ ント	ポルトランドセメント(4種類) 高炉セメント、シリカセメント、フライアッシュセメントは JIS R 5210, R 5211, 5212, R 5213 に適合するもの	JIS に適合するもの	ポルトランドセメント(3種類) 高炉セメント、フライアッシュセメント、シリカセメント	ポルトランドセメント(4種類) 高炉セメント(1種類)	ポルトランドセメント(CASTM-C150, C595) $C_3 A$ の含有量: 4 ~ 10 %, 油槽に使用するときは $C_3 A$ の減少を規定	ポルトランドセメント、耐硫酸塙セメント、混合セメントで各國規準に適合し、 $C_3 A$ の含有量 12 % 以下のもの	ポルトランドセメント、耐硫酸塙セメント、 $C_3 A$ の含有量 8 % 以下のもの	普通、Modified、速硬、低熱、耐硝酸塙、高炉、ポゾランセメント(ASTM I, II, III, IV, IS と IP)	"Offshore Rules" 7.2, 7.12, 7.13 に準拠								

名 称		海洋コンクリート構造物設計施工指針案 (1977)	港湾施設の技術上の基準同解説 (1979)	プレストレスコンクリートバージ基準 (1975)	海洋コンクリート構造物の防食指針 (案) (1982)	Guide for the Design and Construction of Fixed Offshore Concrete Structures (1978)	Recommendation for the Design and Construction of Concrete Sea Structures (1977)	Rules and Regulations for the Construction and Classification of Offshore Platforms (1975)	Rules for the Design, Construction and Inspection of Offshore Structures (1977)	Guidelines for the Design, Construction and Classification of Floating Concrete Structures (1978)
コンクリート材料	骨材	骨材の具備すべき条件提示 不純物・有害物を含むものは不可 海砂中の塩化物は絶乾重量の0.1%以下	碎けやすいもの、へき開性のあるもの、強度の小さいものの、吸水性の高いもの、膨潤性のあるものは不可 鉄筋コンクリートは海砂の使用はできるだけ避けることが望ましい	不純物を含むものは不可	所要の強度及び耐久性を有し、有害物を含まないもの 砂中のNaCl RC 0.04%以下 量は砂乾燥 { PC, クラフト重量に対し 0.02%以下	洗掘される物質と同等もしくは以上の硬度をもつもの。 ASTM C33, C330 に適合するもの 海砂は淡水で洗浄	セメントの存在で変質するもの、セメントと反応するものは不可 SO ₄ 化合物は0.1%以下 海砂は塩分量、貝がらの量が許容値以下でなければならない	有害物を含むものは不可 SO ₄ 化合物は0.1%以下 海砂は塩分量、貝がらの量が許容値以下でなければならない	十分な強度、耐久性、適正粒度のもの 化学反応を生ずるもの、有害物を含むものは不可	"Offshore Rules" に準拠
	水	有害物質を含むものは不可 海水の使用禁止	海水の使用禁止 (無筋コンクリートに限って海水の使用を許可)	有害物を含むものは不可 海水の使用禁止	海水の使用禁止 Cl ⁻ 重量換算比 200 ppm以下	RC { Cl - セメント重量 × 0.07%以下 SO ₄ - セメント重量 × 0.09%以下 PC またはグラウト材 { Cl - セメント重量 × 0.04%以下 SO ₄ - セメント重量 × 0.09%以下	海水を使用してはならない	海水を使用してはならない 飲料水のみの水質	塩分 2 g / l 以下 汚濁物の含有は不可	"Offshore Rules" に準拠
	混和剤	良質の減水剤、AE剤を使用するのがよい ボゾラン使用は責任技術者の判断による	減水剤、AE剤は土木学会規格に合致するもの	良質なもので本協会の承認を受けたもの	AE剤及び減水剤は有害量のCl ⁻ を含まない (CaCl ₂ ・2H ₂ O 40%以下) 防錆剤の使用について記述	ボゾランは試験結果を見て使用	0.1%以上の塩素イオンを含む塩化カルシウム、混和剤、顔料は使用してはならない	塩分を含んではならない 本協会の承認が必要	"Offshore Rules" に準拠	
	塩化物の規制(練りませ時)	材料で規制する	おののの材料で規制する	おののの材料で規制する	Cl ⁻ 重量換算比 0.5 kg/m ³ 以下	RC : Cl - セメント重量 × 0.10%以下 PC : Cl - セメント重量 × 0.06%以下	おののの材料で規制する	おののの材料で規制する CaCl ₂ の使用禁止	"Offshore Rules" に準拠	
配合に関する事項	単位セメント量	記載なし 海上大気中 330 kg/m ³ 以上 飛沫帶海中 (ただし、水中コンクリートは 370 kg/m ³ 以上) 記載なし	コンクリート標準示方書 (土木学会) に準拠する	400 kg/m ³ 以上 400 kg/m ³ 以上 記載なし	施工条件 骨材寸法 良 不良 25 mm 40 mm 25 mm 40 mm (単位 350 325 375 350 : kg 375 350 400 375 / m ³) 325 300 350 325	356 kg/m ³ 以上 薄い部材またはマスコンクリートにおいて 415 kg/m ³ 以上を用いる場合は、ひびわれを防止する手段を講ずること	記載なし 400 kg/m ³ 以上 G _{max} = 40 mm の場合 320 kg/m ³ 以上 G _{max} = 20 mm の場合 360 kg/m ³ 以上	350 kg/m ³ 以上 (400 kg/m ³ が望ましい) 300 kg/m ³ 以上 400 kg/m ³ 以上 記載なし	300 kg/m ³ 以上 400 kg/m ³ 以上 記載なし	"Offshore Rules" に準拠 "Offshore Rules" に準拠 記載なし
	水セメント比	海上大気中 飛沫帶海中 [付表-1]	[付表-2]	45%以下 45%以下 45%以下	施工条件 良 不良 50%以上 45%以上 45%以上 40%以上 50%以上 45%以上	45%以下 40%以下 40%以下	45%以下 40~45% 40%以下	45%以下 45%以下 45%以下	40%以下が望ましい 最大45% 記載なし	
	空気量(凍結融解の対策を含む)	AE剤・減水剤の使用を推奨 空気量は40%を標準とする	AE剤・減水剤の使用を推奨 空気量は40%を標準とする	AE剤・減水剤の使用を推奨	骨材最大寸法 25 40 凍結融解の可能性有 6% 5.5% 可能性無 4% 3.5%	凍結融解の対策が必要な場合は ACI 201 : 2 R - 78 で規定	10~40 mm の最大寸法の骨材で 4~7% ただし、気泡径の分布、気泡間隔については注意すること	記載なし	最大骨材寸法 40 mm のとき 3%以下 最大骨材寸法 20 mm のとき 5%以下 気泡の大きさは 0.25 mm 以下	"Offshore Rules" に準拠 "Offshore Rules" に準拠 "Offshore Rules" に準拠
	PC グラウト	W/C = 45%以下 プレストレスコンクリート標準示方書による	プレストレスコンクリート標準示方書 (土木学会) による	W/C = 35~45%	記述なし	ACI 318-77, 16~18 項に適合するもの	全膨脹率 10% 以下 海水の使用禁止	圧縮強度が 306 kg/cm ² 以上 粘度 2,800 μ / m	圧縮強度 300 kg/cm ² 以上 Cl : C × 0.05% 以下 全膨脹率 10% 以下	"Offshore Rules" に準拠
施工に関する事項		材令 4 日までは海水に洗われないよう保護する 海中及び潮の干満作用を受ける部分での打継ぎは避ける スペースはなるべく避け、つり金物を用いるのがよい	打解目に配慮する	工事施工は、建造工事に関する施工要領に従うこととするが、詳細についてはプレストレスコンクリート標準示方書 (土木学会) を参考にすることを推奨する	材料の品質の確認 鋼材の配置、特に補助的な鋼材のかぶり部からの除去 打継目に配慮 運搬、打込み設備、型枠内の清掃	水密性を要する部材の打継目は、 1) 粗骨材はその平均径の 25% が現われるよう処理する 2) エポキシ樹脂接着剤を塗布する 3) 打継目付近のコンクリートはセメント量を多くする	打継ぎ、水和による温度上昇、寒中施工、養生等について概念を規定している	金属及びプラスチックスペーサの使用を禁止する ジョイントの施工を配慮する (数種類の案を提示している)	セメントの始発前に打設 (省略)	鉄筋配置位置及び PC 鋼棒配置位置に関しては "Offshore Rules" に従う
検査に関する事項	定期検査	コンクリート標準示方書に準ずる	記載なし	製造中登録検査 1) 材料試験 2) 水圧・水密試験 3) 海上試運転 4) 搭載装置の有効試験	2~3年に1回を標準とする 海面付近、裏側を入念に 1) 一般的目視	5年ごとに実施 検査範囲 1) 一般的目視 2) 材料劣化 3) 初期ひびわれ 4) 付着生物 5) 防食システム 6) 洗掃防止工及び基礎	定期的に実施 検査箇所: 飛沫部、修理部 1) 飛沫領域 2) 檢査官の指導箇所 検査範囲 1) 一般的目視 2) 材料劣化 3) 初期ひびわれ 4) 防食システム 5) 付着生物 6) 堆砂	毎年実施 検査箇所 1) 一般的目視 2) 材料劣化 3) 初期ひびわれ 4) 防食システム 5) 付着生物 6) 堆砂	5年以内で実施 検査範囲 1) ひびわれ 2) コンクリートの劣化 3) 鉄筋の腐食	2年ごとに実施 検査範囲 1) ひびわれ 2) コンクリートの劣化 3) 鉄筋の腐食

名 称	海洋コンクリート構造物設計施工指針案（1977）	港湾施設の技術上の基準同解説（1979）	プレストレストコンクリートバージ基準（1975）	海洋コンクリート構造物の防食指針（案）（1982）	Guide for the Design and Construction of Fixed Offshore Concrete Structure（1978）	Recommendation for the Design and Construction of Concrete Sea Structures（1977）	Rules and Regulations for the Construction and Classification of Offshore Platforms（1975）	Rules for the Design, Construction and Inspection of Offshore Structures（1977）	Guidelines for the Design, Construction and Classification of Floating Concrete Structures（1978）
検査に関する事項	コンクリート標準示方書に準ずる	記載なし	登録継続のための検査	構造物の劣化が進行し、重大だと判断された時詳細の検査を行う 1)ひび割れの測定 2)コアサンプル（強度・透水性） 3)中性化深さ 4)硬化コンクリート分析（配合、塩化物） 5)鉄筋のかぶり、配置 6)鉄筋の腐食状態	事故・損傷・劣化の発見時 構造物の安定に影響する部材に変更がある場合 諸条件の変更時	記載なし	4年ごと船級更新時に実施 検査箇所 1)飛沫領域 2)装置・設備	事故や損傷劣化の発見時本協会への検査箇所の通知	4年ごとに実施 検査範囲 1) 0.2mm以上のひびわれ 2) コンクリートの劣化 3) 鉄筋の腐食 4) 防食システム 検査箇所 1) 飛沫領域 2) 打継ぎ部 3) 補修箇所 4) 応力集中箇所
備考	第2種防食法との関連	すりへり、衝撃等の激しく作用を受ける部分は適当な材料で表面を保護するか、鉄筋かぶりまたは断面を増さなければならない	記載なし	記載なし	エポキシ系樹脂塗装鉄筋の塗膜厚さ、 $180 \pm 50 \mu\text{m}$ を標準とする 亜鉛めっき鉄筋、JISH8641 3種55C、 550 g/m^2 以上 電気防食可	水による摩耗があるときは、ポリマー等のコーティングを施すべきである 電防鋼材と鉄筋は5cm以上離す 鋼材及びその定着部は電防を施すべきである	かぶりへのポリマー含浸や永久的なコーティング等の特別な防食が施される場合は、かぶりの規定を緩和できる	記載なし	コーティング、亜鉛めっき、陰極防食は可 異質のP C鋼材の使用は電食を起こす可能性があるので不可 "Offshore Rules"に準拠

注1) スターラップは厚さ50cm以上の部材の場合の値から13mmを引いた値以上。

注2) a) 骨材最大寸法の1.5倍

b) 鉄筋最大寸法の1.5倍

c) 20mm以上

注3) "Offshore Rules"はRules for the Design, Construction and Inspection of Offshore Structures（1977）を示す。

表A 4.2 その他鉄筋の防食に関する規準

第2種防食方法	名 称	制 定 機 関
樹脂含浸コンクリート	○Special Specification Polymer Impregnated for Concrete Slabs	Texas Highway Department Specification 412 (1975)
樹脂塗装鉄筋	○Standard Specification for Epoxy Coated Reinforcing Steel ○Standard Specification for Epoxy Coated Steel Reinforcing Bars ○Material Specification for Epoxy Coated Steel Reinforcement	ASTM (draft) NACE (draft) Ministry of Transportation and Communications 1442-1 (1978)
亜鉛めっき鉄筋	○亜鉛めっき鉄筋を用いる鉄筋コンクリートの設計施工指針 ○亜鉛めっき鉄筋を用いた鉄筋コンクリート造の設計施工指針	日本建築学会
電気防食	○Cathodic Protection of Steel in Reinforced Concrete (recommend practice)	NACE (draft)
防錆剤	○鉄筋コンクリート用防錆剤 ○塩分を含んだコンクリートにおける補強用棒鋼の促進腐食試験方法（及び同解説）	日本工業規格 JIS A 6205 日本工業規格（案）

結 言

昭和59年度は3年計画の初年度にあたる。

先ず、海洋コンクリート構造物に関するState of Artsを調査する必要があると判断して、海外派遣調査団（昭和59年9月10日～9月23日）を組織して、主として欧州における北海付近の海洋コンクリート構造物の調査を行ない、その最近の技術及び情報に関する調査報告書を取りまとめた。

調査研究としては、海洋コンクリート構造物の設計指針（案）作製のための基礎資料を収集する調査（コンクリート、フェロセメント、その他の材料、防食などについて）を実施し、併せて指針（案）のスケルトンを検討した。また、指針（案）作製の準備に際しての各種の問題点及びその解決法を探るため、三つの小委員会を組織して、それぞれ以下の通り、

- 第一小委 浮遊式構造物（プラント台船 — コンクリートバージ）
- 第二小委 浮遊 — 着底式構造物（プレストレストコンクリート式及びハイブリッド式構造物）
- 第三小委 着底式構造物（重力式コンクリートプラットフォーム）

の試設計を実施した。

この試設計を通して得られた情報及び上述の基礎資料その他に基づいて、次年度以降設計指針（案）作製のための準備作業を継続する予定である。