

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. 386

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 61 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60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 護	(東京理科大学)			
委員	井畔 瑞人	(清水建設)	池田 弘	(熊谷組)	
	伊東 利成	(日本海事協会)	小川 泰之輔	(石川島播磨重工業)	
	小田 弘雄	(大林組)	菅 信	(船舶技術研究所)	
	小林 佑規	(船舶技術研究所)	小林 理市	(大成建設)	
	下村 嘉平衡	(間組)	高羽 登	(日本セメント)	
	土岐 高史	(竹中工務店)	二宮 勝也	(三菱重工業)	
	橋本 泰明	(住友重機械工業)	服部 陽一	(日立造船)	
	松岡 一祥	(船舶技術研究所)	山本 治生	(鹿島建設)	
	吉識 恒夫	(三井造船)	吉田 昌平	(川崎重工業)	
	渡辺 稔浩	(日本鋼管)			
関係官庁	遠藤 護	(海上技術安全局)	河野 晃	(海上技術安全局)	

幹事会

(敬称略, 五十音順)

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

第1小委員会

(敬称略, 五十音順)

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

第2小委員会

(敬称略, 五十音順)

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

第3小委員会

(敬称略, 五十音順)

主査	山本 治生	(鹿島建設)
----	-------	--------

香水 清久（日本鋼管）
湊 隆次郎（間組）

田辺 寛明（鹿島建設）
山口 正記（熊谷組）



目 次

1. 緒 言	1
2. 第1小委員会の検討内容	2
2.1 海洋コンクリート構造物の規準、規則の調査	2
2.1.1 各規準、規則の調査	2
2.1.2 使用材料に関する規定	3
2.1.3 設計荷重と荷重係数	5
2.1.4 構造限界状態設計法について	13
2.1.5 まとめ	16
2.2 ハイブリッド構造物設計法に関する調査	19
2.2.1 各国規準の調査	19
2.2.2 限界状態設計法と断面の解析	19
2.2.3 設計上の問題点と今後の応力解析	21
2.3 施工上及び保守・検査上設計時に考慮すべき点	28
2.3.1 施工段階	28
2.3.2 検査段階	28
2.3.3 曳航、係留、据付段階	29
2.3.4 保守、修繕段階	29
Appendix 1. 各規準、規則の比較	30
Appendix 2. ハイブリッド構造に関するB S, D I N規則の比較	50
3. 第2小委員会の検討内容	56
3.1 耐水構造部の設計手法の検討	56
3.1.1 強度設計	56
3.1.2 低温、凍結融解対策	75
3.1.3 摩耗、防食対策	80
3.2 着底方法の検討	87
3.2.1 着底及び浮上に対する設計上の課題	87
3.2.2 既存の着底方法	95
3.2.3 他の着底方法	99
3.2.4 着底に関する規則あるいは勧告	111
3.2.5 海底地盤の凹凸	116
4. 第3小委員会の検討内容	124
4.1 沈設時及び再浮上時安定に関する調査研究	124
4.1.1 コンクリートプラットフォームの沈設実績	124
4.1.2 沈設及び再浮上工法	130
4.1.3 沈設時における構造物の動揺解析	133
4.1.4 沈設時の地盤への影響と対策工法	139
4.2 地震時の安定性に関する調査研究	143
4.2.1 設計地震動の設定方法	143

4.2.2	付加質量の計算方法	148
4.2.3	海洋構造物周辺地盤の地震による液状化に対する検討	182
4.2.4	滑動を許す設計法	196
4.3	波力による海底地盤の液状化解析	207
5.	コンクリート製実機による耐久性および強度の調査研究	215
5.1	目的および調査研究概要	215
5.1.1	目 的	215
5.1.2	調査研究概要	215
5.1.3	調査対象海洋構造物の概要	219
5.2	生物付着に関する調査	223
5.2.1	調査対象海洋構造物の設置状況	223
5.2.2	調査方法	223
5.2.3	調査結果および考察	223
5.3	耐久性に関する現地調査	225
5.3.1	調査概要	225
5.3.2	外観変状調査	225
5.3.3	鉄筋腐食状況調査	228
5.4	コンクリートの材質調査	236
5.4.1	サンプルの採取と調査概要	236
5.4.2	コンクリート強度	239
5.4.3	化学分析	241
5.4.4	物理分析	245
5.5	構造強度に関する調査	250
5.5.1	曲げ載荷実験概要	250
5.5.2	理論計算	254
5.5.3	実験結果および考察	254
5.6	調査後の修復	262
5.7	結 論	263
5.7.1	生物付着	263
5.7.2	損傷の特徴	263
5.7.3	底板部の鉄筋腐食と塩分含有量	264
5.7.4	コンクリート強度およびバース全体剛性	265
5.7.5	まとめ	265
6.	海洋コンクリート構造物設計・建造法指針案（目次）	269
7.	結 言	273

1. 緒 言

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採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ケ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。

第2年度にあたる本年度は第1、第2、第3の各小委員会において前年度に抽出された諸技術課題を解明するための調査研究をそれぞれ行うとともにコンクリート製実機による耐久性及び強度に関し実験的研究を行った。また、これらと平行して幹事会において設計・建造法指針の目次案を作成した。

以下の各章にその詳細を述べる。

2. 第1小委員会の検討内容

海洋コンクリート構造物の技術指針作成に当たり、現在ある諸規準について調査し内容を把握しておく必要がある。そこで今年度は技術指針のベースとなる限界状態設計法を基本とした規準、規則について、構造設計に関する項目を重点的に記述内容を調査、比較した。但し規準、規則の単なる比較は従来から他の委員会等で行なわれているので、ここでは項目ごとに各規準を比較し共通な記述、独自の記述を抽出した。これらの比較は指針作成の参考資料とする。

鋼／コンクリートコンポジット構造物に関する規準、規則は現在のところ少なく陸上構造物を対象とした2つの規則の設計法について調査比較した。又海洋構造物として固有な構造様式について設計上の問題点を摘出し、設計方法、基準を検討するための基本方針について考察した。

又実際の設計の際には施工時の安全性、品質管理等及び完成後の保守検査をあらかじめ念頭に入れて設計する必要があるがここではそれら設計時にあらかじめ考慮すべき項目について摘出した。

2.1 海洋コンクリート構造物の規準、規則の調査

2.1.1 各規準、規則の調査

比較対象の規準、規則は次の通り。

ACI	Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-83)	
(ACI ACI 318)		(以下ACI又はACI 318と称す)
ACI	Guide for the Design and Construction of Fixed Offshore Concrete Structure (ACI 357R	
(ACI ACI 357)	-84)	(以下ACI又はACI 357)
FIP	Recommendation for Design and Construction of Concrete Sea Structure	
(FIP)		(1974)
BSI-CP-110	Code of Practice for the Structural Use of Concrete	(1972)
(BS)		
API	Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platform	
(API)		(API RP 2A 1982)
ABS	Rules for Building and Classing Steel Vessels	(1985)
(ABS ABS Ship)		
ABS	Rules for Building and Classing Offshore Mobile Drilling Units	
(ABS ABS Off.)		(1985)
DnV	Rules for the Design Construction and Inspection of Offshore Structures	
(DnV DnV Off.)		(1977)
DnV	Guidelines for the Design, Construction & Classification of Floating Concrete Structure	
(DnV DnV Float.)		(1978)
LR	Provisional Rules and Regulations for the Construction and Classification of Concrete	
(LR LR Ship)	Ships	(1977)
LR	Offshore Concrete Structure	(Draft Rule)
(LR LR Off.)		

上記規準の内、FIP、BSI、DnV (Off., Float.), LR (Ship, Off.)は、終局限界状態、使用限界状態等の各限界状態毎の検討を行なういわゆる「限界状態設計法」を採用しており、ACI (318)では最終的な強度を検討する「終局強度設計法」を用い、使用限度状態については、チェックにとどめている。なお、ACI (357)

では、「限界状態設計法」と「終局強度設計法」を併記し、どちらかの方法を選択できる規準となっている。

又主に鋼構造を対象としたABS, APIについては荷重に関する記述の比較検討だけを行なった。

2.1.2 使用材料に関する規定

各規準とも、設計に用いる材料の強度（設計強度）は、試験により定められる材料の強度（特性強度）を、材料定数と呼ぶ定数で除した値を用いるとしている。

$$\text{設計強度} = \text{特性強度} / \text{材料定数}$$

また、材料定数は、実際の構造物における材料強度と、供試体強度との差を考慮して決められている。この材料定数は、各限界状態ごとに異なり、終局限界状態ではコンクリートが1.5 鉄筋が1.15、使用限界状態ではコンクリート・鉄筋ともに1.0を用いる規準が多い。

特性強度は、コンクリートについては供試体強度、鉄筋については最小降伏強度としているが、プレストレス鋼材については終局荷重強度を用いている。

(1) コンクリート材料

- ① コンクリート材料の圧縮強度は、FIP, BS, LR (Ship, Off.) 規準では、 $150 \times 150 \text{ mm}$ の立方供試体を用いる（但し、BSでは $100 \times 100 \text{ mm}$ でもよい）のに対し、ACI (318, 357) 及びDnV (Float., Off.) 規準では、 $\phi 150 \times 300 \text{ mm}$ のシリンダーの供試体を用いるように定めている。

但し、FIP, LR (Ship, Off.) 規準では、シリンダー供試体の圧縮強度を立方体の圧縮強度に換算する係数も示されている。

また、表 2.1.1 に示すようにULS, SLSの計算に用いるコンクリートの最大圧縮強度(f_c)は、DnV(Float., Off.) ACI (357) 規準では、 $f_c = 0.85 f_{ck} / r_{mc}$ (f_{ck} : コンクリートの圧縮強度, r_{mc} = 材料係数)と規定しているのに対し、FIP, BS, LR (Ship, Off.) 規準では $f_c = 0.67 f_{ck} / r_m$ と規定している。これは供試体の形状の違いによるもので、上記に示した換算係数を用いると同じ強度となる。

- ② 表 2.1.1 に示すコンクリートの圧縮応力度～ひずみ曲線はすべてパラボラ曲線で表わされている。

また、曲線部においては、ACI (357), DnV (Float., Off.) 規準では、曲線式を示しているのに対してBS, FIP, LR (Ship, Off.) 規準では、初期弾性係数と、コンクリートの最大圧縮応力及び最大ひずみを示しているが、曲線部の式は、明示されていない。

- ③ コンクリートの終局ひずみ(ϵ_{cu})はDnV (Float., Off.), FIP, BS及びLR (Ship, Off.) 規準では、 $\epsilon_{cu} = 0.0035$ であるのに対し、ACI (357) 規準では $\epsilon_{cu} = 0.003$ となっている。

また、DnV (Float., Off.) 規準では、コンクリートの降伏ひずみを0.002と規定している。

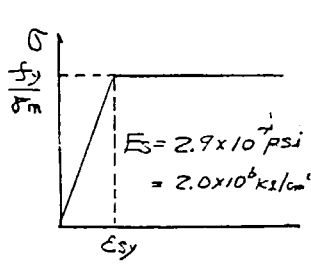
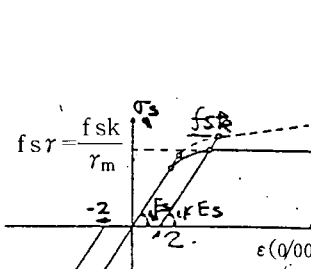
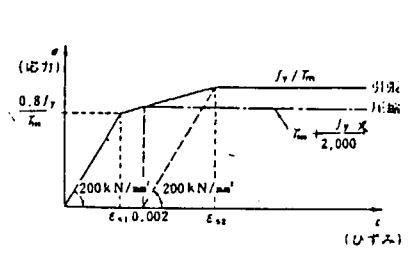
表 2.1.1 コンクリートの応力～ひずみ曲線 (ULS, SLS用)

	ACI (357)	DnV (Float., Off.)	FIP, BS, LRS
コンクリートのひずみ曲線			

(2) 鉄 筋

- ① 鉄筋の U L S , S L S に用いる応力～ひずみ曲線の関係は、表 2.1.2 に示すように規準によって 3 種類に分かれている。
- ② F I P , B S , L R (Ship, Off.) 規準では、鉄筋の応力～ひずみの関係が 2 個の折点を有する 3 つの曲線で示され、さらに引張と圧縮の場合の式が異なるのに対して、A C I (318, 357) では、折点は 1 ケ所で、引張側を明示し圧縮側については明示されていない。また、D n V (Float., Off.) においては、あるひずみまで達すると、応力とひずみの関係が曲線式となっている。
- ③ すべての規準とも、初期弾性係数は、 $2.0 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$ と規定されている。

表 2.1.2 鉄筋の応力～ひずみ曲線 (U L S , S L S 用)

	A C I (357, 318)	D n V (Float., Off.)	F I P , B S , L R (Ship, Off.)
鉄筋の応力～ひずみ曲線	 $E_s = 2.9 \times 10^4 \text{ psi}$ $= 2.0 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$ $\epsilon_{sy} = 0.0138 \sim 0.0276$ $f_y = 2,800 \text{ kg/cm}^2 \sim 5,600$	 $f_{sr} = \frac{f_{sk}}{r_m}$	 $\times \text{LR (ship) では } \frac{2000 f_y}{2300 + f_y}$

(3) プレストレスト鋼材

- (a) プレストレスト鋼材の応力～ひずみ曲線は、L R (Ship, Off.), F I P , B S 規準では、図 2.1.1 に示す 2 本の折れ点をもつ 3 本の直線で示されている。

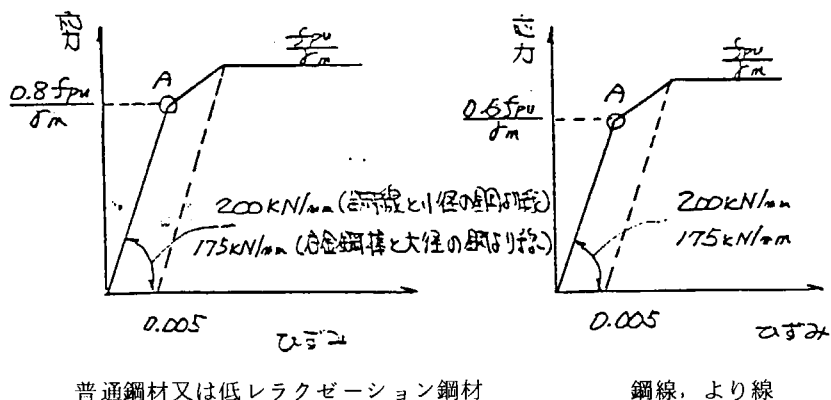


図 2.1.1 P C 鋼材の短期の応力～ひずみ曲線

プレストレスト鋼材の弾性係数 E_s は、鋼線と小径の鋼より線では、 $E_s = 200 \text{ kN/mm}^2$ 、合金鋼棒と大径のより線では $E_s = 175 \text{ kN/mm}^2$ と 2 種類の値を規定している。

また、グラフの最小降伏強度 A は、短期または低レラクゼーションの場合、 $0.8 f_{pu} / r_m$ (f_{pu} : プレストレスト鋼材の終局強度)、鋼線、または、より線の場合、 $0.6 f_{pu} / r_m$ と規定している。

D n V (Off., Float.) では製造業者の保証値を用いる様定め、式については特に示していない。

ACI (318) では終局強度及び降伏強度各々別個に低減係数を乗じた値を用いる。

(4) 材料定数 (材料の強度低減係数, 部材強度安全係数)

- ① DnV (Float., Off.), ACI (357), FIP, BS, LR (Off.) 規準では, 終局限界状態 (ULS), 使用限界状態 (SLS) の材料定数が, コンクリートで 1.5 (ULS), 1.0 (SLS), 鋼材で 1.15 (ULS), 1.0 (SLS) となっている。疲労限界状態 (FLS) に関しては, LR (Off.) 規定が材料定数を規定しているのに対して, DnV (Float., Off.) 規準では, 計算精度によるとしている。
- ② ACI (318) 規準では, 各部材の応力状態ごと (例: 軸方向荷重のない曲げ等) に部材の強度低減係数を定めている。なお, ACI (357) 規準では, 強度低減係数 (終局強度設計法) による方法と, 材料定数 (限定状態設計法) による方法の 2 つの方法の内, どちらかを選択できる規準となっている。

表 2.1.3 材料定数

材料の状態		規 準	ACI (357)	DnV(Float.,Off.)	FIP	LR(Off.)		BS	
コン ク リ ー ト	U L S		1.5	1.5 *1)	1.5 *2)	1.5 *2)		1.5 *2)	
	S L S		1.0	1.0	1.0	*3)	1.0	*3)	1.0
						*4)	1.3	*4)	1.3
	F L S		—	*5)	—	1.5		—	
鉄 筋	P L S		—	1.1	—	—		—	
	U L S		1.15	1.15	1.15 *2)	1.15 *2)		1.15 *2)	
	S L S		1.0	1.0	1.0	1.0		1.0	
	F L S		—	*5)	—	1.15		—	
	P L S		—	1.0	—	—		—	

* 1) 均一で良質なコンクリート及びバラツキが 0.1 % 以内の場合 1.4 としてもよい

* 2) 過大な荷重または局部損傷の影響を考慮する場合コンクリートを 1.3, 鉄筋を 1.0 としてもよい。

* 3) 変形を計算する場合

* 4) 応力またはクラックを計算する場合

* 5) 計算の精度より求める。

2.1.3 設計荷重と荷重係数

終局強度設計法も限界状態設計法も共に設計用断面力を決めるための設計荷重は荷重特性値に荷重係数を乗じて求める。限界状態設計法をベースとした規準では設計荷重を決める際の荷重係数は設計用耐力を決める際の材料係数と共に確率論的考えが基本となって決められているところに特徴がある。

荷重の種類は死荷重, 活荷重, 環境荷重の他, コンクリート構造独自の変形荷重があり夫々について荷重係数及び荷重組合わせが決められている。

環境荷重は統計データをベースとし定められた再現期間に対応する海象条件から一般に認められた方法により構造物に加わる外力を算出する。対象構造物が限定された規則 (ABS Ship, DnV Float., LR Ship) では波浪外力について簡易式を与えている。

荷重係数は限界状態設計法をベースとした規準, 規則では各限界状態に対応し, かつ通常時に分けて与えられるのが主で終局強度設計法 (ACI) では荷重の組合わせに対応した荷重係数が与えられている。

以下に項目ごとに規準, 規則の比較結果を述べ Appendix 1 に比較表を示した。

(1) 荷重および外力

(a) 荷重の種類

各規準共ⅰ)死荷重,ⅱ)活荷重,ⅲ)環境荷重は共通している。但しLR Shipはⅰ),ⅱ)を合わせて静荷重としている。

LR Off.はⅱ)を負荷荷重(Imposed Load)という概念を用いている。

Ⅳ)変形荷重(ACI357, FIP, DnV, LR)

但しLR Shipではプレストレス荷重と称している。

Ⅴ)事故荷重(ACI357, DnV)

(以後特に規準,規則名を列記していない項目については各規準,規則共通の記述内容であり,列記したものは列記した規準,規則独自の記述である。)

(b) 荷重の定義

(ⅰ) 死荷重

構造物の空中重量

動かさない機器重量,固定バラスト

外部からの静水圧,浮力

貯蔵中のガス,油,水その他の液体(FIP, LR),貨物(LR Ship)

(ⅱ) 活荷重

通常の構造物の機能に付随する動かせるものの重量

人間,貨物,機器,操作時のクレーン,ヘリコプター等

石油掘削による力(FIP, LR Off., API)

貯蔵液体(ACI, DnV),係留力(DnV, LR Off.)

事故荷重(LR Off.)

(ⅲ) 環境荷重

波浪,風,潮流,氷

地震(ACI, FIP, DnV Off., LR Off., API)

温度(DnV Off., LR Ship),生物付着(DnV Off., ACI357)

(Ⅳ) 変形荷重

プレストレス
クリープ
収縮と膨張
温度変化

が共通の項目

不等変形及び均質でない海底(ACI357, LR Off.)

LR Shipは変形荷重をプレストレス荷重と称しプレストレス荷重のみを考慮している。

(Ⅴ) 事故荷重

座礁	}	(DnV)	仮定した圧力差のロス	}	(ACI357)
衝突					
爆発, 火事					
落下物					
落下部					

係留荷重(ACI357)

DnVは活荷重に含めている。

甲板荷重

特性値は仕様書をベースとする (DnV)。

ABS Off. は甲板荷重の最小値を与えている。

居住区域	460 kg/m ²	作業区域	920 kg/m ²
貯蔵 "	1,325 kg/m ²	ヘリデッキ	205 kg/m ²

(c) 環境荷重の詳細

(i) 使用データ再現期間

環境荷重の大きさを決める環境データの再現期間は操業状態 (通常, 短期) によって定めているもの (DnV), 環境状態 (通常, 異常) による (LR), および限界状態によって定めているもの (FIP) がある。再現期間は以下に示す。

(DnV Off.)	(操業状態	100年
	(建造, 曳航等他の状態では継続期間の3倍	
(DnV Float)	(20年間 (10 ⁻⁸ 確率レベルに相当)	
	(短期操業 操業期間の3倍	
(LR Off., Ship)	通常時環境状態	1ヶ月
(LR Off.)	異常時環境状態	50~100年
(LR Ship)	"	船の操業期間又は10 ⁻⁸ 確率レベル
(FIP)	(S L S	1ヶ月
	(U L S	50~100年

ACI, ABS, BSI は再現期間についての記述はない。

(ii) 風

具体的に風速を規定しているのはABS Off. であり稼働海域に制限がない場合で

(通常時掘削時および曳航時	≥36 m/sec (70 kts)
(異常時 "	≥51.5 m/sec (100 kts)
稼働海域に制限が付く場合	≥25.8 m/sec (50 kts)

としている。他の規準では「風速は気象データを十分活用し他の設計荷重と同じ条件で決める。」というような一般的記述となっている。

風速は平均海面上10mの高さの値で代表する。

(iii) 波 浪

波の条件は統計を用いた確率論的方法をベースとするが, 許容されれば決定論的方法を用いても良いという記述が主である。(ABS, FIP, DnV, LR, API)

API は水深が深く柔な構造では動的解析が必要であるとしている。

設計用波力は設計波理論又はスペクトル理論によって決める。(FIP, LR Off.)

ABS Ship, DnV Float, LR Ship は波浪による船体曲げモーメント剪断力の簡易算式を与えている。(表2.1.4, 表2.1.5) L = 300 m, C_b = 0.9の場合の比較を図2.1.2(a), (b)に示した。

表 2. 1. 4 船体波浪曲げモーメント

A B	L R	N V
$M_w = C_2 L^2 B H K_b^{T-M}$ $K_b = 1.0 \quad C_b \geq 0.8$ $K_b = 1.4 - 0.5 C_b$ $0.64 \leq C_b \leq 0.8$ $C_2 = (2.34 C_b + 0.2) \times 10^{-2}$ C_b block coefficient min 0.64 H : $61 \leq L \leq 150 \quad 0.0172 L + 3.653$ $150 \leq L \leq 220 \quad 0.0181 L + 3.516$ $220 < L \leq 305 \quad \{ 4.50 L - 0.0071$ $L^2 + 103 \} \times 10^{-2}$ $305 < L \leq 427 \quad 8.151$ 分布 Station 毎に Distribution Fac- tor が示されている。Station 9 / 20, 10 / 20 が 1.0 end 0.0	$M_w = 0.625 M_{DM}^{Nm}$ $M_{DM} = K C_1 L^2 B (C_b + 0.7)^{Nm}$ $K = 12 \times 9.81 \text{ N/mm}^2$ C_1 : $L < 90 \quad 0.0412 L + 4.0$ $90 \leq L < 300 \quad 10.75 - \left(\frac{300-L}{100} \right)^{1.5}$ $300 \leq L \leq 350 \quad 10.75$ $L = 375 \quad 10.69$ $400 \quad 10.63$ 分布 Station 6 / 20 ~ 14 / 20 が上記の値 end 0	sag $M_w = 12.5 \rho g L^2 B (C_b + 0.2)^{Nm} h_\lambda$ hog $M_w = 16.5 \rho g L^2 B C_b^2 h_\lambda^{Nm}$ 但し全長に渡り断面が方形の場合は hog と sag の平均値を用いる。 分布 ⊗より aft 0.1 L Fore $C_b \times \frac{L}{4}$ の間 end 0

表 2. 1. 5 船体波浪剪断力

A B	L R	N V
$F_w = K M_w / L$ 分布 K : 2.6 $0.15 L \sim 0.3 L$ 1.6 $0.4 L \sim 0.55 L$ 2.5 $0.65 L \sim 0.8 L$ 0 F. P. and Aft End	$F_w = e^{-0.0035 L} K_1 K_2 B L^2 (C_b + 0.7)$ $\times 10^{-5} \text{ KN}$ $K_2 = 0.75$ 分布 K_1 : Station 0 0 2216 5 ~ 7 1383 9 ~ 11 2314 15 ~ 17 0 20	F_w : $0.2 L \sim 0.3 L$ sag hog $\frac{M_w \text{ sag}}{0.82 L} \quad \frac{M_w \text{ hog}}{0.34 (C_b + 0.2) L}$ $0.4 L \sim 0.6 L$ $\frac{M_w \text{ sag}}{0.39 L} \quad \frac{M_w \text{ hog}}{0.37 (C_b + 0.2) L}$ $0.7 L \sim 0.85 L$ $\frac{M_w \text{ sag}}{0.25 L} \quad \frac{M_w \text{ hog}}{0.29 (C_b + 0.2) L}$ 断面が方形の場合 $0.2 L \sim 0.3 L \quad \frac{M_w}{0.17 (C_b + 1.14) L}$ $0.4 L \sim 0.6 L \quad \frac{M_w}{0.185 (C_b + 1.25) L}$ $0.7 L \sim 0.85 L \quad \frac{M_w}{0.145 (C_b + 1.06) L}$

(IV) 潮 流

潮流の大きさは深さ方向の分布を考慮し、使用域でのデータを統計的に考えたものを用いる。

潮汐、風又は密度差による潮流も必要により考慮する。(DnV Off.)

潮流により引き起される渦の影響を考慮する。(AC I 357)

浅海における深さ方向の簡易算式は以下の式で与えられる。

$$V_x = V_s (x / d)^{1/7} \quad \text{海底上 } x \text{ における潮流}$$

V_s : 表面潮流 d : 水深

(F I P DnV Off. LR Off.)
API

(V) 氷

氷による静的及び衝撃荷重を考慮する。

氷荷重は使用海域の統計的解析により決め以下の条件を設定する。

- 分 布
- タ イ プ (floe, ridge raft etc)
- 機械的特性 (氷の組織, 温度, 衝突速度)
- 漂流速度及び方向
- 厚 さ

(AC I 357, F I P, DnV Off., LR Off., API)

氷山と遭遇する確率も考慮する (DnV Off.)

Pile up に対する安全性, 強度をチェックする (LR Off.)

(VI) 地 震

設計用地震の大きさは使用地域の記録された過去のデータによる。

設計地震, 異常時地震を設定する。

異常時地震では構造物～地盤の安全性をチェックする。

津波の影響を必要に応じて考慮する。(F I P, LR, API)

衝撃波 " (LR Off.)

(VII) 生物付着

波力の増加, 地震時の質量の増加など必要に応じて生物付着の影響を考慮する。(DnV Off., API)

(VIII) 温 度

再現期間中の最高, 最低温度の最大期待値を用いる。(DnV Off.)

高温又は低温で使用する場合又は必要と認めた場合考慮する。(LR Ship)

(2) 荷重係数および荷重組合せ

設計用荷重は荷重特性値に荷重係数を乗じて求められる。荷重係数は各規準, 規則において表 2.1.6 に示した値が与えられている。

表 2.1.6 ULS 荷重係数

		死 荷 重	活 荷 重		変形荷重	環 境 荷 重	
			min.	max		E ₀	E _{max}
通 常 時	ACI357	1.2	—	1.6	1.2	1.3	—
	FIP	1.2	—	1.6	1.1	1.4	—
	DnV	1.3	1.3		1.0	—	0.7
	LR Ship						
	LR Off.	1.2	—	1.6	1.1	1.4	—
異 常 時 + MAX. 活 荷 重	ACI357	1.2	—	1.2	1.2	—	1.3
	FIP	1.1	—	1.3	1.1	—	1.3
	DnV	1.0	—	1.0	1.0	—	1.3
	LR Ship		1.2		1.0	—	1.2
	LR Off.	1.1	—	1.3	1.1	—	1.3
異 常 時 + MIN. 活 荷 重	ACI357	0.9	0.9	—	0.9	—	1.3
	FIP	0.9	0.9	—	1.1	—	1.3
	DnV	1.0	1.0	—	1.0	—	1.3
	LR Ship						
	LR Off.	0.9	0.9	—	1.1	—	1.3
BSI 死 荷 重 + 積 載 荷 重		1.4	1.6		—	—	
死 荷 重 + 風 荷 重		0.9	—		—	1.4	
死 荷 重 + 積 載 荷 重 + 風 荷 重		1.2	1.2		—	1.2	

E₀ 再現期間 1 ヶ月

E_{max} " FIP 50 ~ 100 年

DnV { Ship 20 年
Off. 100 年

LR Off. 50 ~ 100 年

LR Ship 操業期間又は 10⁻⁸

SLS

荷重係数は 1.0 (ACI357, FIP, DnV, LR)

但し BSI は下記による。

表 2.1.7

	死 荷 重	積 載 荷 重	風 荷 重
死 荷 重 + 積 載 荷 重	1.0	1.0	—
" + 風 "	1.0	—	1.0
死 荷 重 + 積 載 荷 重 + 風 荷 重	1.0	0.8	0.8

ACI 318 は ULS, SLS にかかわらず荷重組合わせにより次の荷重係数を規定している。

D 死荷重, L 活荷重, W 風荷重, H 水平土圧, E 地震荷重, F 水平液圧

表 2.1.8

荷重組合わせ	通減係数	荷 重 係 数					
		D	L	W	E	H	F
D + L	1.0	1.4	1.7				
D + L + W	0.75	1.4	1.7	1.7			
D + W	1.0	0.9		1.3			
D + L + H	1.0	1.4	1.7			1.7	
D + H	1.0	0.5				1.7	
D + L + E	0.75	1.4	1.7		1.87		
D + E	1.0	0.9			1.43		
D + L + F	1.0	1.4	1.7				1.4
D + F	1.0	0.9					1.4
D + L	0.75	1.4	1.7				

F L S

荷重係数 = 1.0 (DnV)

P L S (DnV Float.)

表 2.1.9

	死 荷 重	活 荷 重	変形荷重	環境荷重	事故荷重
含 事 故 荷 重	1.0	1.0	0	0	1.0
除 "	1.0	1.0	0	1.0	0

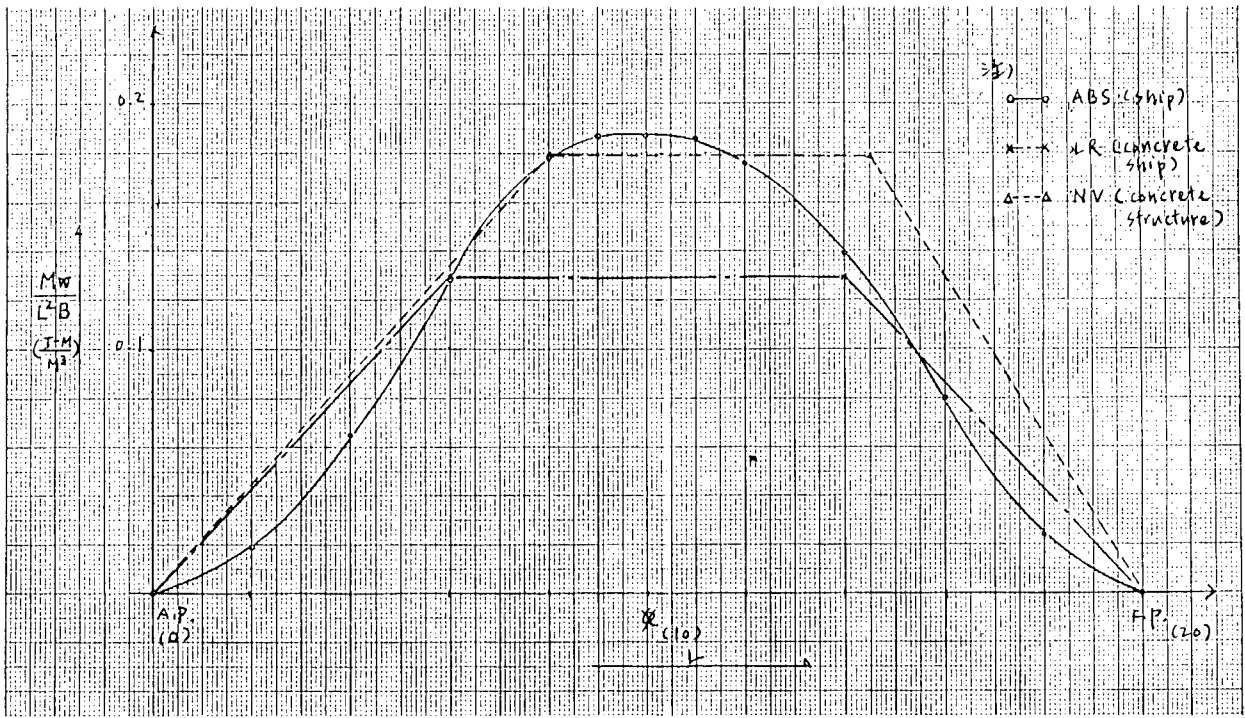


図 2.1.2 a 各船級協会による波浪外力（曲げモーメント分布）

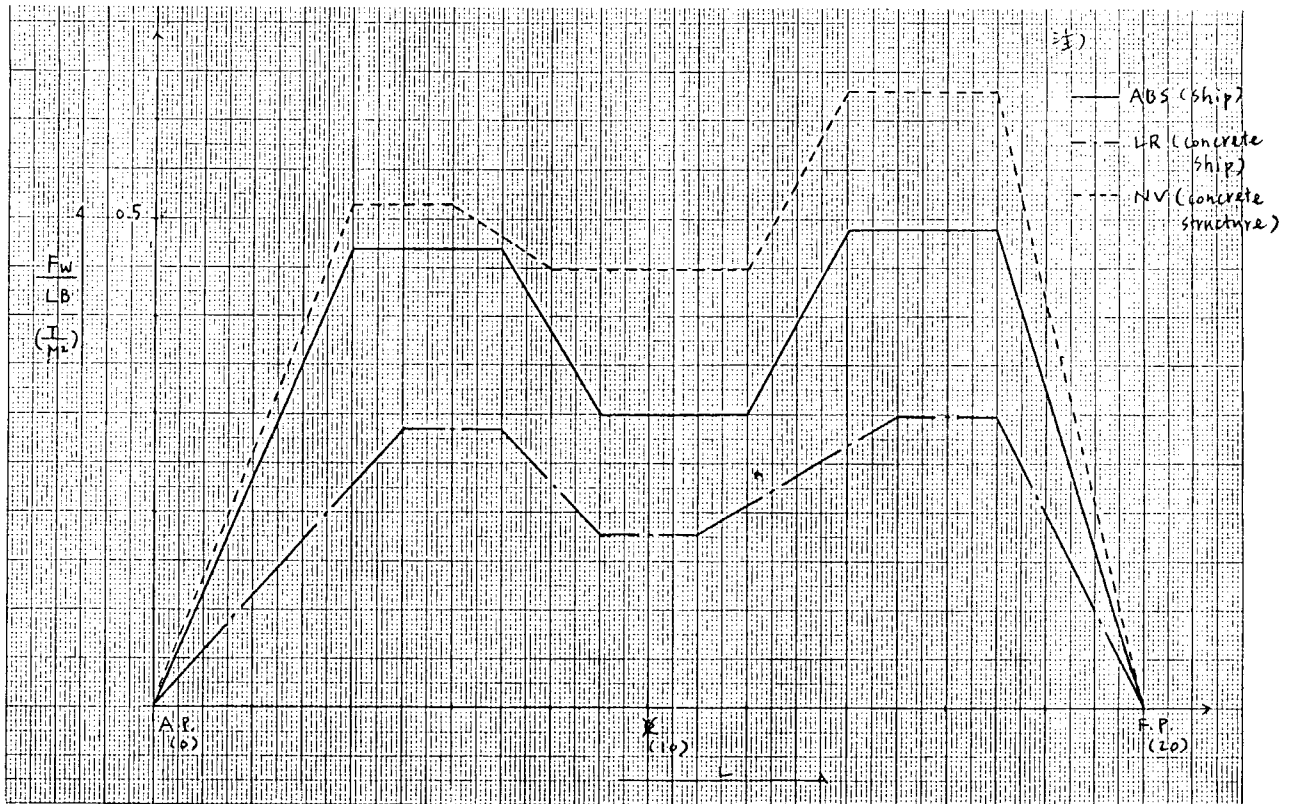


図 2.1.2 b 各船級協会による波浪外力（剪断力分布）

2.1.4 構造限界状態設計法について

各規準とも構造物又は部材の設計において、適切な安全性と使用性を確保するため全ての関連する限界状態を考慮する様定めており、限界状態としては、最大耐荷力に対する終局限界状態（ultimate limit states, ULS）と、通常の使用性、耐久性に対する使用限界状態（serviceability limit states, SLS）の2つに分けられる。さらに、規準によっては、繰返し荷重に対する疲労限界状態（fatigue limit states, FLS）、進行性破壊限界状態（limit states of progressive collapse, PLS）の2つが付け加えられる。

終局限界状態では、構造物又は部材の転倒、滑動、座屈、破壊等考慮して耐力のチェックを行なう。使用限界状態としては、コンクリートのひびわれ、変形、振動等の検討を行なうように規定されている。

(1) 設計概要

① 設計法

DnV（Float., Off.）, LR（Ship. Off.）, FIP及びBS, ACI（357）規準では、限界状態設計法を採用している。ACI（318）は、終局強度設計法を採用しており、（限界状態設計法におけるULSに対応）使用性については別途検討する様定めている。

② 限界状態

各限界状態の検討項目として、各規準規則とも共通して終局限界状態（ULS）、使用限界状態（SLS）を定めている。

さらに、DnVでは、疲労限界状態（FLS）、進行性破壊限界状態（PLS）を検討項目として定めている。特にDnV規準では、AppendixでFLSについて詳しく述べられている。

FIP、BSでは、ULSの中に局部破壊も含めた検討をもちこんでいる。

表 2.1.10 限界状態の検討項目

規 準 限界状態	DnV		LRS		ACI		FIP	BS
	Float	Off.	Ship	Off.	357	318		
U L S	○	○	○	○	○	○	○ * 2)	○ * 2)
S L S	○	○	○	○	○	○ * 1)	○	○
F L S	○	○	—	○	○ * 1)	—	—	—
P L S	○	○	—		—	—	—	—

* 1) 項目だけ * 2) 局部破壊を含む。

③ 設計段階

設計段階は、各規準、規則とも共通して、建造時（C）、移動時（T）、設置時（I）、操業時（O）、修繕・撤去時（R）の各段階を検討する様規定している。

(2) ULS

① ACI（318）、BSに曲げ耐力の算定式が示されている。特にACI（318）では、部材の種類及び部材の応力状態によってさまざまな算定式が示されている。

曲げ耐力（M）の比較を行なうと、図 2.1.3 に示すように、同じ鉄筋比の場合は、ACI（318）の方が多少大きな曲げ耐力を示す。

曲げ耐力を求める算定式の仮定は、ACI（318）、DnV、LRとも以下のように規定されている。

- ・）雑ひずみはコンクリートの中立軸からの距離に比例する。

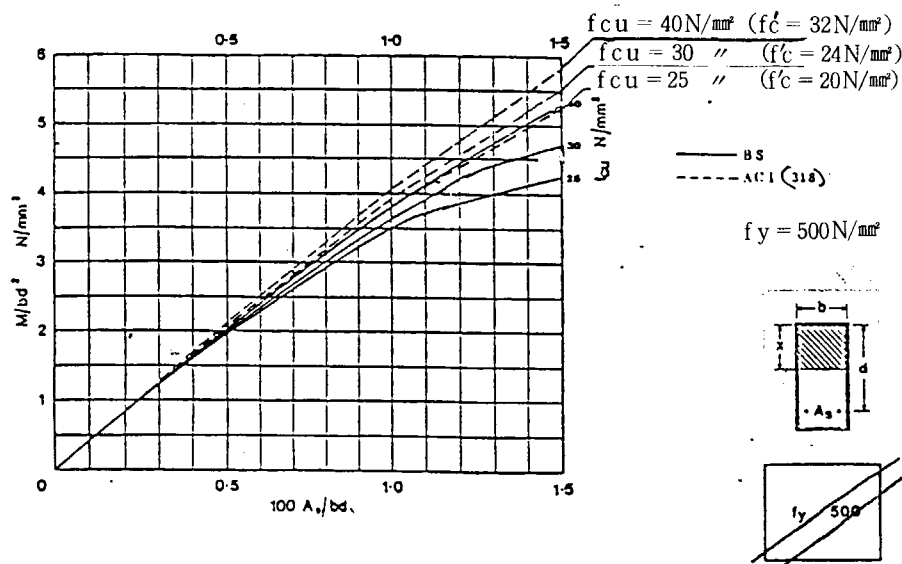


図 2.1.3 BSとACI (318) との比較 (短鉄筋矩形梁)

- ・) コンクリートの引張応力は無視する。
 - ・) コンクリート、鉄筋の応力～ひずみ曲線は、各規準毎の材料特性の項で示される折線又は、双曲線式を用いる。
- ② セン断耐力の算定式は、ACI (318), DnV (Float., Off.) に示されている。特に、ACI では曲げ耐力式と同様部材の種類、部材の応力状態によってさまざまな式を選定できるようになっている。BSでは、せん断耐力のチェックが規定されている。応力の上限値をコンクリートの等級によって規定している。

ACI (318) と DnV (Float., Off.) の単鉄筋でせん断補強筋のない場合の耐力を図 2.1.4 に示す条件で比較すると、鉄筋比 (A_s / bd) が小さい場合には、ACI (318) の方が、せん断耐力が大きいが、鉄筋比が大きくなると、DnV の方が大きなせん断耐力となる。

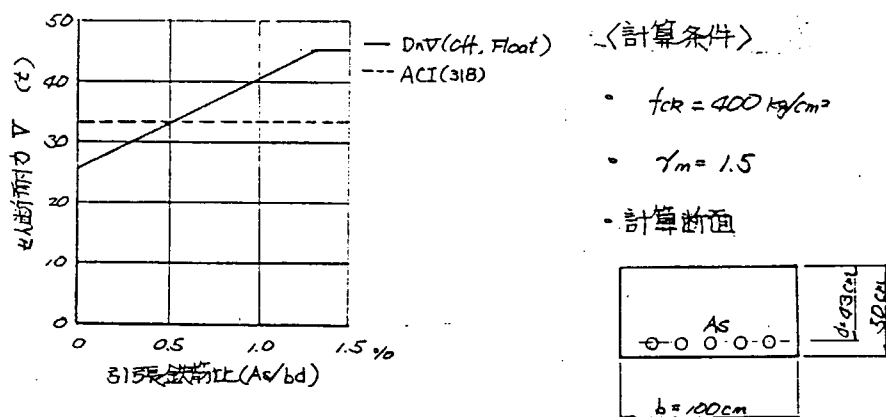


図 2.1.4 セン断耐力

(3) SLS の検討

- ① SLS の検討項目は、a) コンクリートのクラック制御、b) 部材の変位、たわみの制御、c) かぶり等を規定している。
- ② コンクリートのクラック制御方法は、各規準、規則により以下の 2 つの方法で制御されている。
 - i) 各材料 (コンクリート、鉄筋、PS 鋼材) の応力制御

表 2.1.11 S L S の検討項目

規 準 項 目		DnV		L R S		ACI (357)	F I P	B S
		Float.	Off.	Ship	Off.			
ク ラ ッ ク の 制 御	許 容 応 力	○	○	○	○	○		—
	表面ひびわれ幅	—	—	○	○	$\Delta^{*1)}$	○	○
	必要最小鉄筋量	○	○	○	○	○	—	○
	鉄筋の最大間隔	○	○	—	—	○	—	○
許容たわみ、変位		—	—	—	—	$\Delta^{*2)}$	—	○
か ぶ り		○	○	○	○	○	○	○
振 動		—	—	—	—	—	○	—

* 1) ACI (2 2 4) で規定

* 2) ACI (3 1 8) で規定

ロ) 表面ひびわれ幅の制御

DnV (Float., Off.), ACI (3 5 7) — イ) の方法

B S, F I P — ロ) の方法

L R S (Ship, Off.) — イ), ロ) の両方

さらに, DnV (Float., Off.), ACI (3 5 7), L R (Ship, Off.) では, クラック分散のため必要最小鉄筋量も定めている。

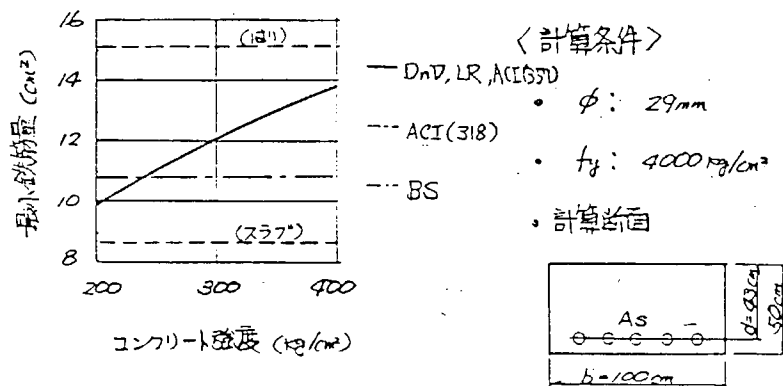


図 2.1.5 最小必要鉄筋量

③ かぶりは, 表 2.1.12 に示すように各規準, 規則とも区域, コンクリートの等級等で分類されており, その値には, かなりの差がある。

DnV (Float), L R (Ship) は, 他規準に比べかぶりが小さく, 部材内壁では鉄筋のかぶりを最小25mmとしている。

④ ひびわれ制御の最小必要鉄筋量は, DnV (Float., Off.), L R (Ship), ACI (3 1 8, 3 5 7), B S に規定されている。

最小必要鉄筋量に対するコンクリートの強度の影響を図 2.1.5 に示す条件で比較すると, ACI (3 1 8), B S では, コンクリートの有効断面積できまるため一定の値となり, DnV, L R, ACI (3 5 7) では, コンクリートの強度の関数となっているため, コンクリートの強度が増すにつれて増加する。

表 2. 1. 12 鉄筋及びプレストレスのシースのかぶり

(単位：mm)

規 準		区 域		主鉄筋のかぶり	プレストレスのシースかぶり
D n V	(Float.)	底・ 隔壁	検査でドライにできる所	25	50
			検査でドライにできない所	40	80
		甲板，水密隔壁		25	50
	(Off.)	スプラッシュゾーンでない大気中		40	80
		構造物の他の部分		50	100
ACI(357)		厚 さ 50cm 以 上	空中（塩分が噴霧されない）	50	75
			スプラッシュゾーン及び塩分が噴霧される所	65	90
			水 中	50	75
			スターラップ	13	—
		50cm 以 下	以下の最大値 a) 鋼材の公称最大寸法の 1.5 倍 b) 鉄筋の直径の 1.5 倍		
FIP		接 木 部		60	75
		スプラッシュ部		75	100
		うす肉構造物は以下の最大値 骨材の最大寸法，鉄筋径の 1.5 倍			
LR (Ship)		外面		40 ～	40
		内面	船 底	30 ～ 40	30 ～ 40
			船 側	25 ～ 45	25 ～ 45
BS		良	気象及び過酷な条件により完全に保護されている。	(25 ～ 25) ^{*1)}	
		普 通	激しい雨にさらされていない場合	(20 ～ 40) ^{*1)}	
		酷	〃 さらされている場合	(25 ～ 50) ^{*1)}	
		過 酷	雨水，荒野の水にさらされ摩耗する場合	(50 ～ 60) ^{*1)}	
			凍結防止用の塩分	(25 ～ 50) ^{*1)}	

* 1) コンクリート等級によって区分される。

2. 1. 5 まとめ

(2) 各規準，規則のまとめ

今回主として限界状態設計法をベースとした規準，規則を対象として構造設計に関する記述を比較調査した。今回は限界状態設計法を用いた規準，規則を中心にまとめてあり，主に鋼構造を対象としたABS，API及び終局強度設計法のACI318は比較の参考として取扱った。

(a) 材料に関する規定（表 2. 1. 13参照）

限界状態設計法では設計強度＝特性強度／材料定数で与えられる。特性強度としてコンクリートは供試体強度，鉄筋は降伏強度，プレストレス鋼材は終局強度を用いる。コンクリートの供試体強度（圧縮強度）は立方供試体を用いているもの（FIP，BSI，LR）とシリンダー供試体を用いる（ACI，DnV）ものがあるが，換算係数を用いれば同じ値となる。各規準，規則にはコンクリート及び鋼材のULS，SLSの検討に用いられる応力～ひずみ曲線が与えられているが各規準，規則間でやや差があるが実際の設計では大きな影響は出ないと思われる。材料定数はどの規準，規則共ほぼ同じ値を与えている。

(b) 設計荷重と荷重係数（表 2. 1. 13参照）

表 2. 1. 13

項 目	U L S	S L S
材料定数		
コンクリート (全規準)	1.5	1.0
鉄 筋	1.15	1.0
荷 重		
再 現 期 間		
DnV Off.	100 年	
" Float.	20 年	
LR Off.	異 常 時 50 ~ 100 年	
Ship	" 10 ⁻⁸ に相当又は操業期間	
LR Off. Ship	通 常 時 1 ヶ月	
FIP	50 ~ 100 年	1 ヶ月
ACI	規定なし	
荷重係数		
通 常 時 $\left(\begin{array}{l} \text{DnV} \\ \text{LR Off.} \\ \text{FIP} \end{array} \right)$	$1.3(P+L)+D+0.7E_{\max}$	} $P+L+D+E$
ACI 357	$1.2P+1.6L+1.1D+1.4E_o$	
	$1.2P+1.6L+1.2D+1.3E_o$	
異 常 時 $\left(\begin{array}{l} \text{DnV} \\ \text{LR Off.} \\ \text{FIP} \end{array} \right)$	$P+L+D+1.3E_{\max}$	
ACI 357	$1.1P+1.3L+1.1D+1.3E_{\max}$	
	$1.2P+1.2L+1.2D+1.3E_{\max}$	
異 常 時 $\left(\begin{array}{l} \text{DnV} \\ \text{LR Off.} \\ \text{FIP} \end{array} \right)$	—	} 但し P : 死荷重 L : 活荷 重 D : 変形荷重 E : 環境荷重 E _o 再現期間 1 ヶ月 E _{max} " 20年~100年
ACI 357	$0.9(P+L)+1.1D+1.3E_{\max}$ $0.9(P+L)+0.9D+1.3E_{\max}$	

設計荷重は荷重特性値に荷重係数を乗じて求める。荷重の種類は大きく分けて死荷重、活荷重、環境荷重、変形荷重に分けられる各規準間で定義の差は多少あるものの考慮すべき荷重項目はほとんど同じものになっている。又ACI, DnVは上記の外事故荷重を考慮することになっている。荷重の中で大きなファクターを占める環境荷重については信頼できる環境データから統計的解析に基づいて、決められた再現期間に対応した環境条件を決め、公認された算式を用いて荷重を求めることになっている。但しDnV Float., LR Ship等船型の構造物に対しては波浪曲げモーメント、せん断力の簡易算式を与えている。

荷重係数はULSでは通常時、異常時+Max. 活荷重、異常時+Min. 活荷重に分けて規定しているものが主である。DnVが全般的に小さ目の値を与えており、次いでLR Shipが小さい。その他ACI 357, FIP, LROff. はほぼ同じ値である。SLSはほとんどの規準、規則が一律に1.0としている。

(c) 構造限界状態設計法

限界状態としては終局限界状態 (ULS) と使用限界状態 (SLS) に分けられる。その他疲労限界状態 (FLS)

：DnV）を定めているものもある。

ULSにおける曲げ耐力に関してはDnV，LRは算式の仮定が示されているがACI 318，BSIでは算式そのものを与えている。

せん断耐力はACI 318，DnVに算式が示されている。

SLSの検討項目はコンクリートのクラック制御，部材の変位，たわみ，かぶり等がある。但し変位，たわみの規定はBSIのみである。

クラック制御の方法は各材料の応力制御による方法と表面ひび割れ幅の制御に分けられ，前者はDnV，ACI 357，後者はBSI，FIPで規定され，LRは両者を規定している。

かぶりは腐食環境（空气中，スプラッシュゾーン等）に応じた区域に対してかぶり量が規定されており，DnV Float，LR Shipが他のものに比べ小さい。又DnVは検査でドライにできる箇所と出来ない箇所をかぶりの量に差を付けている。

(2) 浮体構造物として独自の規定

浮体構造物に関しその機能，使われ方から考えて他のタイプの海洋構造物（浮遊 — 着底式，着底式構造物）の規定と区別されるべき独自の規定が必要と思われる。ここでは今迄調査した規準，規則の内容で浮体構造独自のものを抽出し考察を加えた。

(a) 使用材料に関する規定

今回調査した規準，規則には浮遊構造物として特別な規定はなかった。しかし浮遊構造物は他のタイプのものに比べ特に軽量化の要求が強いものが多く，高強度コンクリート，軽量骨材コンクリート，繊維補強コンクリート等の使用も多くなると考えられ，それら材料に関する規定も必要になると思われる。

(b) 設計荷重に関する規定

浮遊構造物は通常の使用状態では海底に接触しないので地震荷重及び海底地盤との相互作用（反力，不均一な海底地盤又は不等沈下の影響等）は考慮する必要はないが係留力を考慮する必要がある。

通常環境荷重の中で最も大きなウエイトを占める波浪荷重に関しては，船又は解を対象とした規準（DnV Float，LR Ship，ABS Ship）は従来鋼構造の経験より得られた波浪荷重の簡易式を与えている。又環境荷重を決めるためのデータの再現期間はDnV Float. 20年（ 10^{-8} 確率レベル），LR Ship 10^{-8} 確率レベルに相当する期間としておりDnV Off. の100年（操業従態），LR Off. の50～100年（異常時）に比べ短い。これは前者が船を対象としその寿命を20年と仮定したものに基づいていると思われ，一般の浮遊構造物すべてには適用できないと考えられる。しかし着底式と異なり予想された嵐を回避できるような浮遊構造物ではそれなりの考慮が払われてもよいと思われる。（環境荷重の荷重係数はULS設計時DnVではOff. もFloat. も同じであるが，LRはOff. が1.3，Shipが1.2（共に異常時）と差が付いている。）

(c) 構造限界状態設計法

浮体構造物は他のタイプに比べドライ状態での検査，補修が可能であるものが多く，ドライ状態ができて定期検査を行なえるものはクラックコントロール，鋼材のかぶり等で相応の考慮が払われても良いと思われる。鋼材のかぶりについてはDnV Float. 及びLR Shipは他の一般構造物を対象とした規準，規則の規定に比べ小さく特にDnV Float. では底板，甲板，隔壁の最小かぶりは検査でドライにできる所を25mm，ドライにできない所を40mmと区別している。しかし一般の構造物を対象とした規準，規則ではこのような区別をしたものはなかった。

又クラックのコントロールについても浮体構造物として特別に考慮されたものはなかった。

2.2 ハイブリッド構造物設計法に関する調査

2.2.1 各国規準の調査

海洋構造物に用いられるハイブリッド構造物に関する規準は今のところ制定されていない。そこで、橋梁設計基準の中から鋼・コンクリート合成構造を対象とした基準を調査し、海洋構造物設計の考え方を整理するための参考に供することとした。

米国のAASHTO (The American Association of State Highway and Transportation Officials) の設計規準 (Standard Specifications for Highway Bridges) は従来から一般に用いられてきた荷重係数設計法を採用している。

一方、1964年にヨーロッパコンクリート委員会によって提唱された限界状態設計法は英国・西独で新しい規準として全面的に採用され、今後、世界の趨勢はこの設計法の採用に向って進んでいくものと考えられるので、本章では限界状態設計法に基いて制定された英国規格BS (British Standard) 及び西独規格DIN (Deutsche Industrie-Norm) について調査を行う。

英国規格BS5400 "Steel, concrete and composite bridges" は鋼・コンクリート合成構造を含む橋梁全般を対象とした設計示方書であり、1979年に発行された。

合成構造に関してはPart 5 "Code of practice for design of composite bridges" に規定され、合成桁・合成箱桁・合成版・埋込桁・充填桁・永久型枠を対象に広く詳細に記述している。

西独規格としては、合成桁道路橋の計算・構造指針としてDIN 1078があったが、1974年に改訂され、ドイツ鋼構造委員会DAST (Deutscher Ausschusz für Stahlbau) より鋼合成桁設計施工指針 (Richtlinien für die Bemessung und Ausführung von Stahlverbundträgern) が発表された。

西独では、規準原案ができてから正式のDIN規格発行までかなりの日時を要するので、制定を急ぐ場合にはDAST指針とすることが多い。また、西独では、規準を適用する技術者や企業の資格を厳しく制限しているためか、規準の内容は簡潔で容量も非常に少い。

BS, DINの調査結果は、項目別の比較表として、付録に添付した。

なお、本調査には「橋梁と基礎」所載の下記解説を参考とした。

「英国におけるBS5400合成橋梁の新しい設計基準(案)について(上)・(下)」前田幸雄, 昭和53年11・12月

「西ドイツ・鋼合成ゲタ設計施工指針(案)について」前田幸雄, 昭和51年7月

2.2.2 限界状態設計法と断面の解析

(1) 限界状態設計法

限界状態設計法は、従来から用いられてきた使用性に重点を置いた許容応力度設計法及び安全性に重点を置いた終局強度設計法を発展させ、安全性と使用性を一つの体系で合理的にまとめたもので、1964年にヨーロッパコンクリート委員会によって提唱された設計法である。その後、1970年には国際プレストレスコンクリート協会と共同に基準案を発表し、これがBS, DINに採用され、それぞれの規準の基礎となっている。

限界状態設計法では、次の関係式を満足するように設計を行う。

$$R^* \geq S^*$$

R^* は設計圧力 (Design resistance) であって、使用される材料の強度と安全係数を用いて計算される構造の終局強度又は崩壊荷重である。

$$R^* = \text{function} (f_k / r_m)$$

f_k : 材料の特性強度

r_m : 材料に関する構造強度低下補正係数

S^* は設計荷重作用 (Design loading effects) であって、与えられた荷重に荷重係数を考慮して求めた設計荷

重に対し構造解析を行って求められる断面力又は限界耐力である。

$$S^* = r_f \times (\text{effects of } Q^*)$$

r_f : 荷重係数

$$Q^* : \text{設計荷重} = r_{fL} \cdot Q_k$$

Q_k : 基準荷重

r_{fL} : 荷重の組合わせにおいて考慮すべき部分荷重係数

なお、BS、DINとも基準荷重値及び部分荷重係数を与えているが、これらは橋梁に対するものであり、両基準を海洋構造物に適用するに当たっては別途検討することが必要である。

限界状態設計法では種々の限界状態に対する検討を行うが、BS、DINでは次の二状態について照査を行うよう規定している。

終局限界状態、ULS (Ultimate limit state)

使用限界状態、SLS (Serviceability limit state)

ULSは桁が破壊したり、転倒・座屈・大変形等を起こし安定や機能を失う状態であり、SLSは桁が過度のひび割れ・変位・変形・振動等を起こし正常な使用ができなくなったり、耐久性を損ったりする状態であると定義される。

DINでは、この状態に関し次の照査を行うように規定している。

ULS : 限界耐力

斜め主応力又はせん断応力

せん断に対する補強

合成の確保

SLS : 使用荷重による応力

座屈に対する安全性

ひび割れの制限

疲労強度

たわみ

BSでは、合成桁のほか合成箱桁など種々の構造形式を規定しているが、どの構造部分にどのような限界状態の検討を行うかを明確に記述している。但し、疲労については何れの限界状態に含まれるのか明確ではない。また、座屈についての照査に関する規定はなく、断面をコンパクトなものとスレンダーなものとに分類し、断面が座屈を起こさない要件を部分安全係数及び設計耐力の中を含めることにより安全性を確保している。

また、BSでは合成の確保及びずれ止めの設計はSLSにて行うことになっている。

(2) 断面の解析

BSでは、前述のように断面をコンパクトなものとスレンダーなものとに分類して解析するようにしている。すなわち、ウェブ及びフランジが圧縮による局部座屈や横ねじり座屈を起こさないような部材寸法を持った構造をコンパクトな断面と定義し、ULSでは単純塑性理論、SLSでは弾性理論によって解析することにしており、これ以外の座屈を考慮したスレンダーな断面ではULSについてのみ弾性理論によって解析することにしており、

DINでは、ULSにおけるひずみ制限値を応力算定の基礎としており、合成断面の圧縮側にコンクリートが存在し、かつ中立軸がウェブより上方にある場合は断面が完全に塑性化するものとして計算してよいことにしている。上記はそれぞれBSにおけるスレンダーな断面とコンパクトな断面とに対応している。なお、DINは曲げモーメント、せん断力の算定方法を特に指示していない。

コンクリートフランジの有効幅について、BS、DINとも応力分布について厳密な計算を行って求めるように

しているが、この計算を行わず、近似値を用いてもよいことになっており、BS、DINにて表現は異なるが、基本的には同等であり、全幅にてスパンの1/3を基準の値としている。なお、BSではUSLとSLSとで異った有効幅を用いるようになっており、SLS及びUSLのスレンダーな断面に対し、有効幅比を表示している。

垂直せん断力については、BSではUSLにおいて、鋼桁のみで負担するとして照査することになっているが、DINではひずみ制限による限界耐力への影響の形で考慮するようにしている。

(3) 合成の確保とずれ止め

版のコンクリートと鋼桁との間に働くせん断力に抗して桁全体の合成を確保するために設けられるずれ止めに関して、BSはSLSにおいて、DINはUSLにおいて設計することになっている。

BSのずれ止めの設計は、縦方向せん断力を計算し与えられたずれ止めの基本静的強度を越えないようにずれ止めの寸法・間隔を定めることにしており、基本静的強度が頭つきスタンド・輪形筋・みぞ形・高力ボルトについて与えられている。その他、疲労強度・強度試験方法・かぶり・浮き上り防止対策などにつき詳しく記述している。

DINでは、版のコンクリートと鋼桁との間に働くせん断力はずれ止めにより伝達されるものとして、ずれ止めのせん断耐力を計算し版のコンクリートに作用する最大軸力に基づいてずれ止めの総数を求めるようにしている。ただし、間隔についてはスタンド径に対する最小値が与えられているのみで、具体的な規定はない。

なお、ずれ止めの種類については頭つきスタンド・頭なしスタンドのほか、ブロックジベル・高力ボルトを用いたずれ止めについても記述している。

上述の規定は橋梁に対するものであって、これらを海洋構造物に適用する場合には、水密性の点で特別の考慮が必要である。特に、鋼・コンクリート合成桁と鋼桁との接点が問題となろう。

(4) ひび割れ

BSではひび割れ幅を全体縦曲げと局部荷重とによって発生するものとして算定式を与え、これが限界値を越えないようにひび割れを制御している。

ひび割れ幅の限界値はBS5400 part 4の規定を準用するとしており、最も過酷な条件としては海水がかかる部分に対し0.1mmを与えている。

一方、DINでは、コンクリートの引張応力を制限してひび割れ制御の指針としているが、その根拠は95%確率のもとに0.3mmのひび割れ幅を条件としていると言われている。

なお、両規準とも指示通りの配筋を行えばひび割れ制御の規定を満足するものとしている。

海洋構造物においては、海水に浸る部分があり、この場合、ひび割れ幅の限界値や標準的な配筋について、別途、規定する必要がある。

2.2.3 設計上の問題点と今後の応力解析

(1) 設計上の問題点

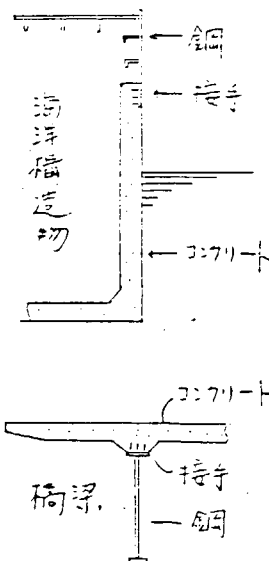
海洋構造物の鋼構造およびコンクリート構造に関してそれぞれ単独の規準はあるが両者を組み合わせたハイブリッド構造用の規準はまだ無い。

昭和59年度の本研究において鋼・コンクリートハイブリッド浮遊構造物の問題点を明らかにしたが、今年度は橋梁用の鋼・コンクリート合成桁規準（英国BS5400 西独DIN）を調査した結果を参考にして海洋浮遊構造独自の研究課題、橋梁の規準を適用するには、なお確認を要する問題などを以下に述べる。

(a) 船側外板における鋼とコンクリート接手構造

右図の構造を採用した場合右下の橋梁のとは、下記の点が異なっている。

- (イ) 橋梁は鋼桁の上にコンクリートスラブが直角に配置されているが、海洋構造物のは同一面内にある。



(ロ) 海洋構造物には水圧が面外荷重として作用するが橋梁にはそのような外力は働かない。

(ハ) 橋梁は桁の両端で支持された梁構造であるが海洋構造物のは四周で支持されたパネル構造である。

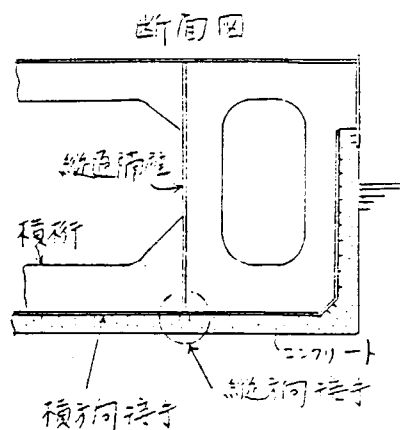
(ニ) 水密性が要求される。

これらの相異により終局耐力の計算やずれ止めの配置などに関して橋梁用の規準を適用するには無理があると考えられる。

(b) 内部構造の鋼とコンクリートの接手構造

右図の構造において、縦通隔壁の下端の縦方向接手にはホギング及びサギングモーメントによる交番荷重が作用する。

鋼横桁とコンクリートスラブとの横方向接手にはほぼ一方定荷重が常時作用しているといえよう。いずれも構造形式は、橋梁のものと似ているが、縦方向接手、横方向接手および両者の交叉する所の接手構造のずれ止め配置、配筋要領などそれぞれに考える必要があろう。



(c) 鋼構造部材の座屈

合成桁橋梁では、終局耐力計算において、鋼構造が局部座屈による強度低下がなく全塑性状態となり適当な回転能力がある場合には、単純塑性理論を用い、上記条件を満たさない断面では、弾性理論を用いるように分けている。そして、局部座屈の有無を決める条件を板厚と深さの比などにより与えている。

海洋構造物の中央切断、横桁などの終局耐力計算においても同様に塑性理論か弾性理論かを定める条件を提示する必要があるのではないか。

(d) 温度差応力

鋼とコンクリートの温度差により生じる応力は海洋構造物では、橋梁と逆に鋼がコンクリートの上方に配置されているので、合成断面の桁高に沿った温度変化は大きくなると考えられる。

(e) コンクリートフランジの有効幅

合成桁橋梁の規準では曲げモーメントやせん断力を算定するときの有効幅および各限界状態の断面解析に用いる有効幅を定めている。

海洋構造物においても同様にコンクリートフランジの有効幅を決める必要があるが、鋼桁が縦横に配置され、コンクリートフランジ内には引張および圧縮応力が複雑に混在している。従って、単純梁に近い橋梁の規準の有効幅とは異なると考えられる。

以上、合成構造の問題点と思われるものを述べたが、大きく分けて過去の研究がほとんど無く参考にできる規準も無い問題点と合成橋梁用等の規準の考え方を調査し応用すれば解決できそうな問題点の二つに集約されるようである。

前者の例は、上記(a)の船側外板における鋼とコンクリートの接手構造であり、後者は残り(b)から(e)までの項目であらう。

そこで船側外板の1パネルの簡単なモデルによる強度計算を昭和59年度の本研究で試設計した構造寸法と荷重を用いて実施し、撓み、応力分布等の特徴を調査した。

(2) 船側外板構造の強度解析

合成桁橋梁と比較して構造形式、荷重方向の異なる、リブ付き鋼板とコンクリートスラブで構成される船側外板の撓み、曲げモーメント、せん断力、および応力分布を調査するためFEM解析を行なった。

(イ) 計算モデルと拘束条件

モデルの大きさは甲板、船側横桁および船底外板でかこまれた1パネルをとり出し、昭和59年度本研究におい

て試設計した構造寸法を用いた。詳細寸法および要素分割数を図 2.2.1 に示す。

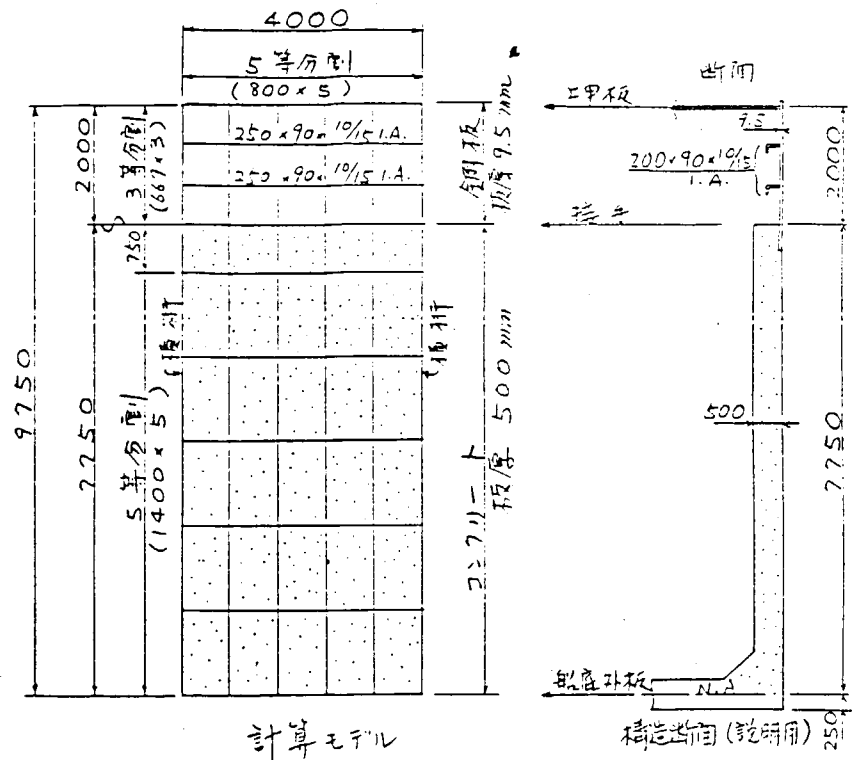
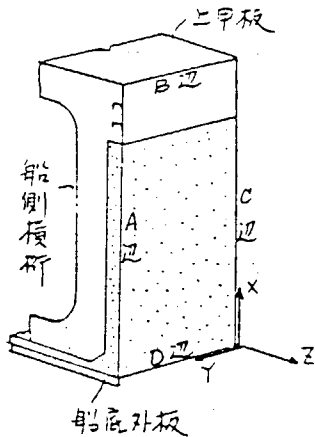


図 2.2.1

材料定数	鋼板, 型鋼	コンクリート
弾性係数 (kg/cm)	2.1×10^6	3.0×10^5
せん断弾性係数 (kg/cm ²)	8.08×10^5	1.29×10^5
ポアソン比	0.3	0.167

端部の拘束は図 2.2.2 に示すように船側横桁で支持された A 辺を完全に固定し, 残り三辺は横方向に変位を拘束されていること, 隣接パネルで回転を拘束されていること等を考慮して決めた。



	変 位			回 転		
	X	Y	Z	X	Y	Z
A 辺	Fix	Fix	Fix	Fix	Fix	Fix
B 辺	○	○	Fix	Fix	Fix	○
C 辺	○	○	Fix	Fix	Fix	○
D 辺	○	○	Fix	Fix	Fix	○

○ Fix は固定
○ は自由

図 2.2.2

(ロ) 荷 重

荷重は, 昭和59年度報告書の使用限界状態における全体縦強度検討用の曲げモーメント, せん断力と局部部材検討用の船側外板の水圧とした。

縦曲げモーメントは, 大きいサギングモーメント ($-36,200 \text{ T-M}$) を用い, 中立軸からの距離に比例する応力

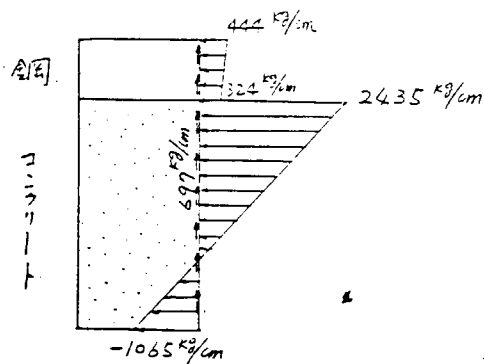


図 2.2.3

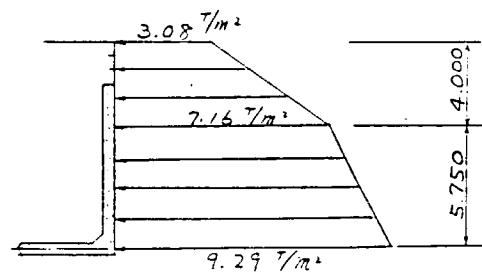


図 2.2.4

に板厚を乗じて単位長さ当りの力を図 2.2.2 の C 辺に作用させた。

せん断力 (1,650 T) は、船側外板と縦通隔壁だけで負担し、各々の分担比は換算断面積の比で求めた。

せん断力の上下方向の変化は無視して図 2.2.2 の C 辺の上から下まで同じせん断力を作用させた。

船側外板の鉛直上方に作用する船底水圧による面内荷重は最大でも 3.8 kg/cm^2 程度で小さく無視した。

以上の結果から計算モデルに作用させた縦曲げモーメントとせん断力を図 2.2.3 に示す。水圧による船側外板への面外荷重を図 2.2.4 に示す。長さ方向にその大きさは変わらないものとした。

イ) 計算結果および考察

図 2.2.5 は面内荷重の縦曲げモーメント、せん断力による変形であり、図 2.2.6 は面外荷重の水圧による変形である。両荷重が同時に作用したときの変形は図示していないが単純に重ね合わせて求められる。

この計算結果から縦曲げモーメント、せん断力による変形においては、特徴は特に現れていないが、面外方向の水圧荷重による変形では、鋼およびコンクリート構造の各々が異なった挙動をしていることが分る。

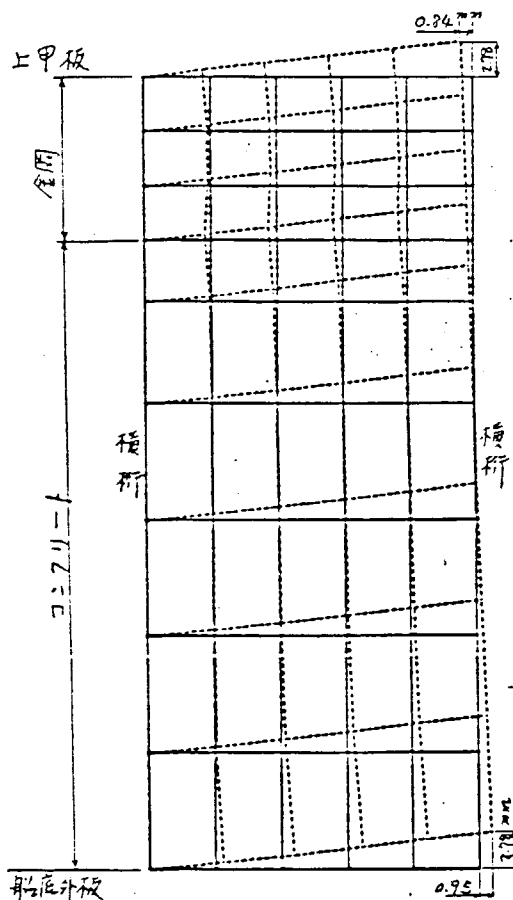


図 2.2.5

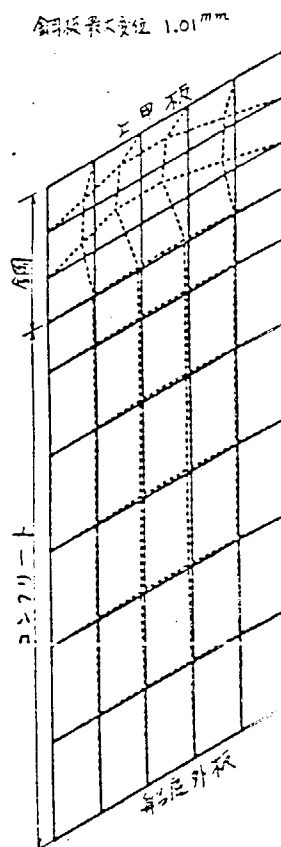


図 2.2.6

すなわち、コンクリート構造部は、鋼構造と接手を形成している辺を自由とし残り三辺を固定したパネルの変形であり、鋼構造部は四辺を固定したパネルの変形に概略似ている。

この原因は、コンクリートスラブの板厚 500 mm に対し、鋼板の板厚は 9.5 mm と薄く鋼板を補強している型钢を入れても両者の剛性に大きな相異があるためと考えられる。

図 2.2.7 は面内荷重である縦曲げモーメントとせん断力による船の長さ方向の単位長さ当りの力 (F_y) とせん断力 (S_x) を示している。この図には、パネル中央とその前後の三ヶ所の値を表示してあるが、長さ方向の力 F_y は荷重に近い右側は複雑な分布をし、逆に左側ではせん断荷重により生じた曲げモーメントにより大きくなっている。

せん断力 S_x に関しては、外板パネルの前後方向にほぼ一定となっているが縦曲げモーメントの応力としてこのパネルに作用させた力による曲げモーメントにより生じた固定辺 (A 辺) のせん断力により入力したせん断力より数倍も大きくなっている。

このように縦曲げモーメントおよびせん断力に対する解析は 1 パネルだけ取り出しただけでは無理と考えられるが大体の傾向をみると、せん断力はコンクリート側で大きく、鋼構造内では小さくなっている。

橋梁の合成桁構造は垂直せん断力を鋼桁だけで負担すると仮定して設計するがこの外板構造はコンクリートがせん断力のほとんどを負担している。今後の研究課題であろう。

図 2.2.8 は、外板に直角方向の水圧が作用した場合の曲げモーメントおよびせん断力の計算値である。

コンクリートスラブの短辺方向の曲げモーメント M_x は、下辺の船底外板に近い所を除きほぼ両端固定の一方向スラブと同じ分布になっている。せん断力 S_{yz} も同じ傾向にある。

鋼板部の曲げモーメントおよびせん断力ともコンクリートスラブに比較すると、非常に小さい。

鋼とコンクリートの接手をはさんでコンクリート部に大きな曲げモーメントが働き、隣接の鋼板パネルにはほとんど曲げモーメントが作用していない。即ち接手構造部に働く曲げモーメントおよびせん断力はコンクリート部分で負担しているという結果になっている。

長辺方向の曲げモーメント M_y およびせん断力 S_{xz} に関して特記することは無く、鋼とコンクリートの接手部にも特別な傾向はあらわれていないようである。

図 2.2.9 は、縦曲げモーメントおよびせん断力による主応力を示している。荷重を作用させた右辺から固定している左辺まで主応力の方向と大きさに差があることが分かる。

図 2.2.10 は水圧荷重による主応力であるがコンクリートスラブと鋼板とでは全く傾向が異なり、コンクリートは一方向スラブ、鋼板部は周辺固定構造の傾向をあらわしている。

以上の結果から、船側外板の面内、面外荷重をうける鋼・コンクリート接手部は一方向荷重の橋梁の接手部と比較して、その挙動はかなり異なっているといえる。従って、今後この問題に関する研究が必要であろう。

(3) 今後の応力解析

鋼とコンクリートで合成された構造物において、両者の接合部を除いた鋼構造あるいはコンクリート構造物の範囲にはそれぞれの鋼およびコンクリート構造物の研究成果や規準がそのまま適用できると考えられる。

今年度調査した合成橋梁の規準においても鋼構造とコンクリート構造物の接合部に関して、設計外力、ずれ止めの配置、かぶり、配筋方法等を記述し、鋼構造あるいはコンクリート構造物については鋼橋又はコンクリート橋の規準を適用することになっている。

海洋箱型構造物も同様に鋼構造とコンクリート構造物の間の力の伝達機構が明らかになり、その接手部に過大な応力、変形が生じないようにできれば問題は解決されたと考えてよいであろう。

結論として、今後の応力解析は船側外板の接手部の如く、海洋箱型構造物の鋼・コンクリート接手に作用する荷重や特有の接手構造をとり出し強度解析を行なうことが必要であろう。

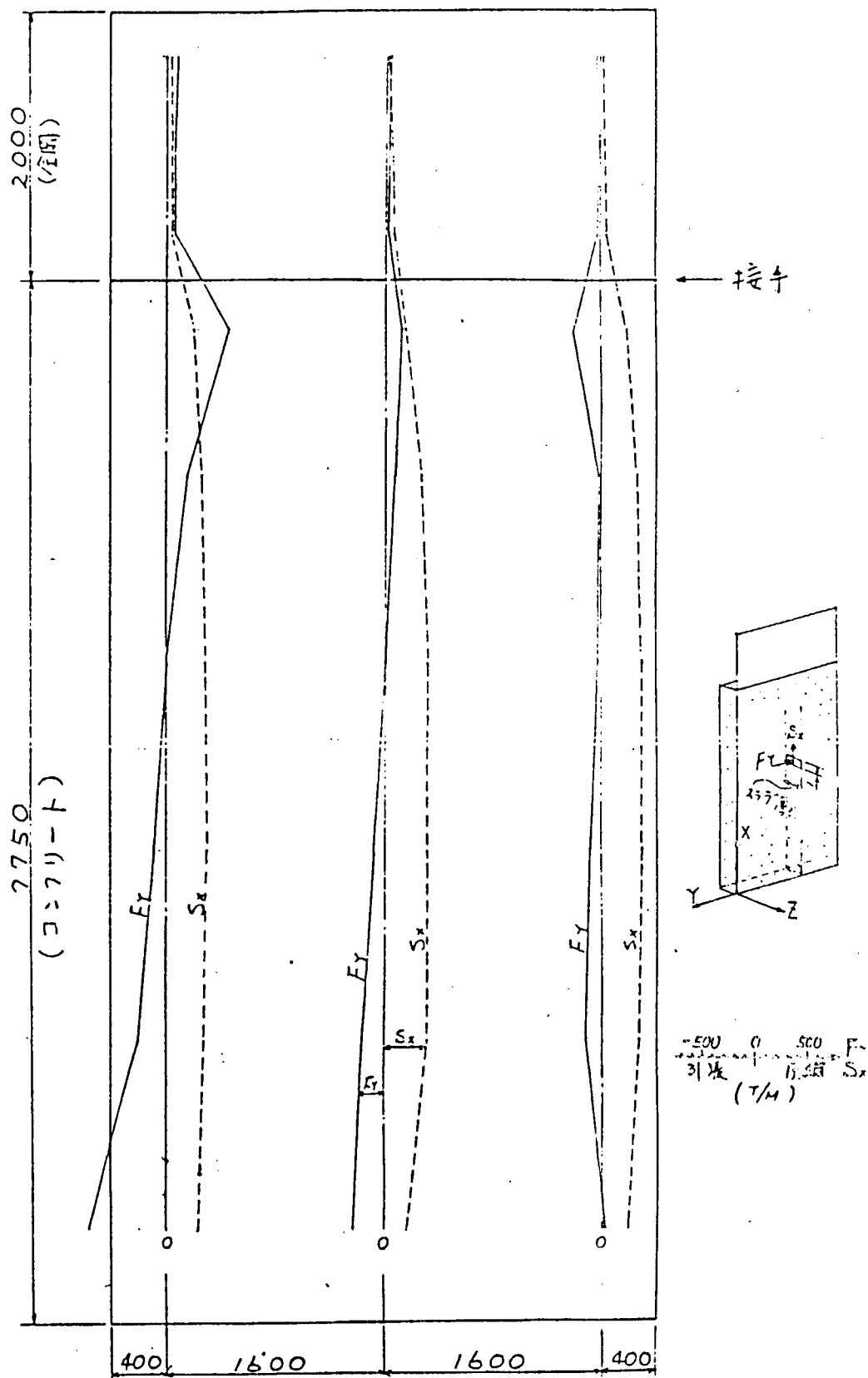


図 2.2.7

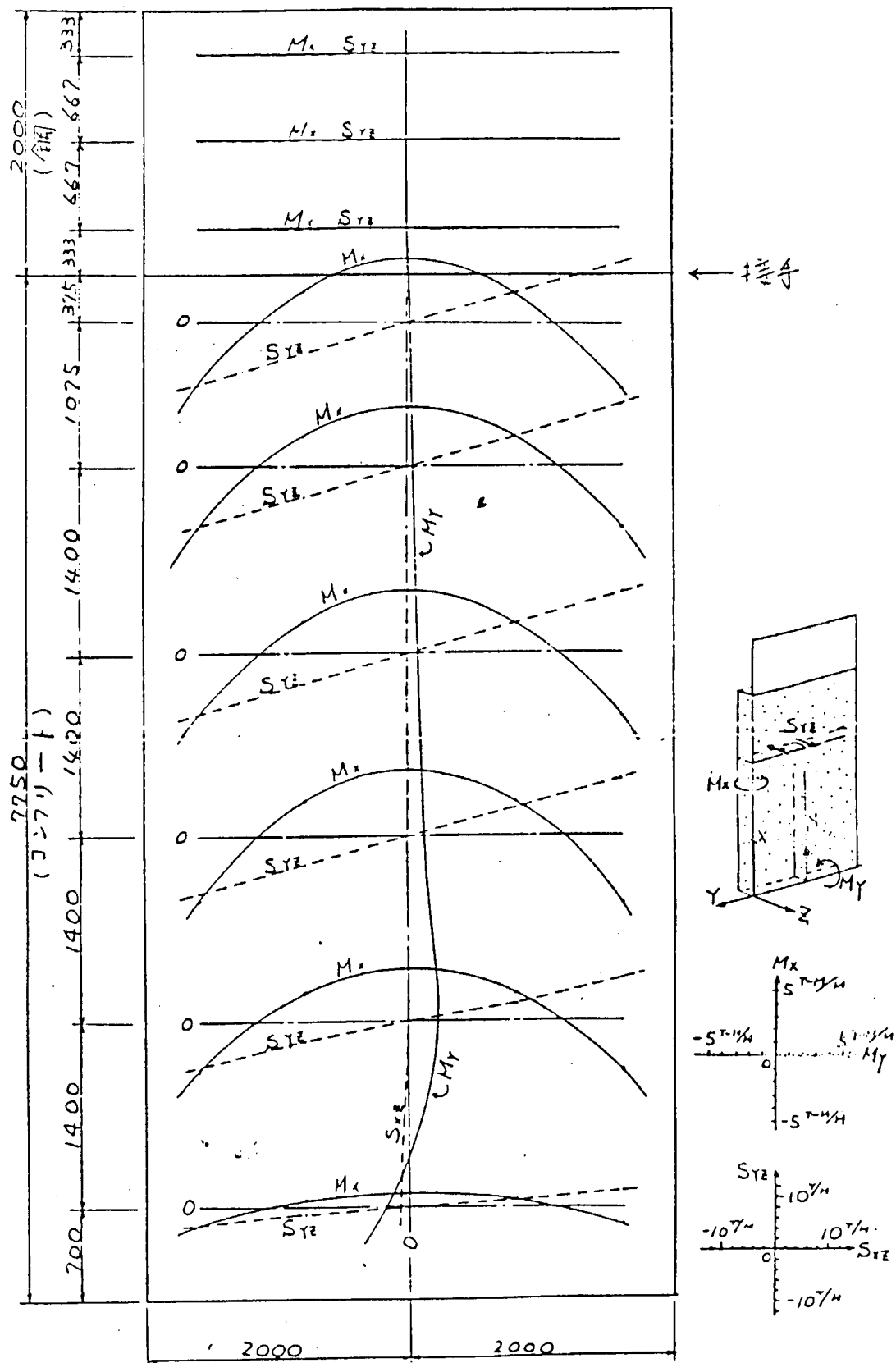


图 2.2.8

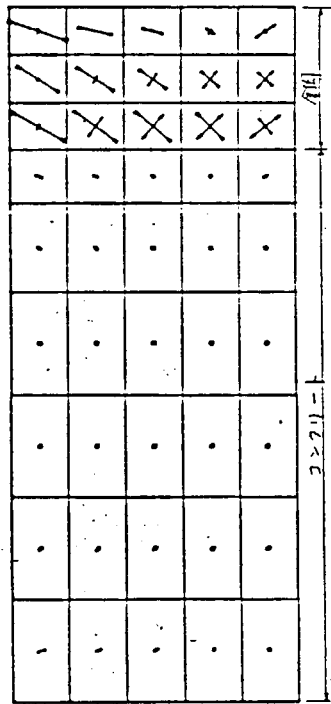


図 2. 2. 9

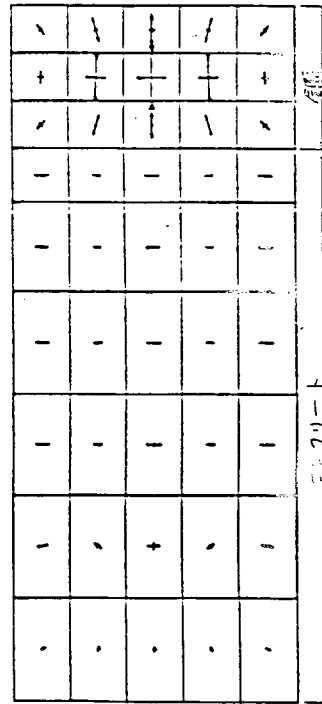


図 2. 2. 10

2.3 施工上及び保守・検査上設計時に考慮すべき点

施工上及び保守，検査上設計時に考慮すべき点は，施工段階，検査段階，曳航・係留・据付段階，保守・修繕段階の4段階について考えられる。

特に，海洋構造物は，建造場所がドック内又は洋上施工等，建造の都合により構造物が受ける制限が多い。

従って，設計段階において施工計画を十分に吟味し，必要に応じて建造途中における荷重，構造物の安定等を考慮し，強度，構造寸法等を検討しておく必要がある。

2.3.1 施工段階

- (1) 施工時荷重に対する構造物の強度検討。(載荷時期によっては，若材令時のコンクリート強度を用いて検討する。)
- (2) PCの緊張順序により生じる荷重に対する構造物の強度検討。
- (3) 施工段階時毎の構造物の安定検討。
- (4) 分割施工した場合の接合面の強度検討。
- (5) 鉄筋(PC)工事
 - ① コンクリート打設が容易な(充填し易い)配筋(曲げ，ピッチ，かぶり)の検討
 - ② コンクリート打継目を考慮した鉄筋継手位置の検討
 - ③ PCの定着具設置が容易な配筋の検討
- (6) 型枠工事
 - ① 曲面の少ない部材形状の検討
 - ② ハンチが単純な部材形状の検討
- (7) コンクリート工事
 - ① 打継目の止水方法の検討

2.3.2 検査段階

- ① 水密検査時荷重に対する隔壁強度の検討(若材令時のコンクリート強度を用いて検討する)

- ② 検査が容易なオープニング、キャットウォーク等の配置検討。
- ③ 直接目視にて定期検査が行える範囲の検討。(目視の可否に応じ、コンクリートのかぶり等を検討する)

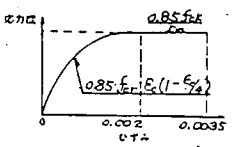
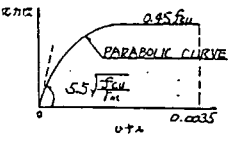
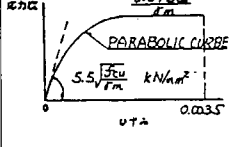
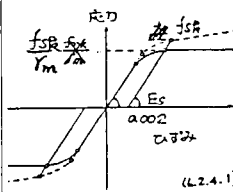
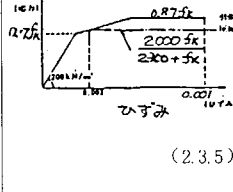
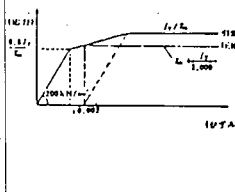
2.3.3 曳航，係留，据付段階

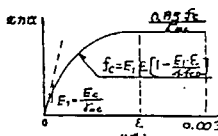
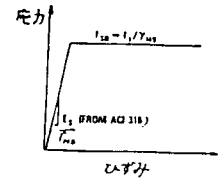
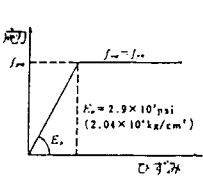
- ① 曳航，係留，据付時の荷重に対する強度検討。
- ② 曳航，係留，据付時の安定検討。(必要に応じてバラストニングの計画)

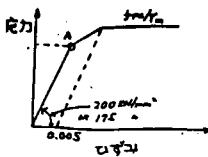
2.3.4 保守，修繕段階

- ① スプラッシュゾーンに取付ける金物等，長期の耐久性が期待できない部材については交換の容易な取付方法とする。
- ② 保守のためのデータとして，波高・波向，構造物の沈下，基礎及び構造物の加速度，基礎地盤の間隙水圧等を計測できる計器を設置する。
- ③ 定期点検に必要な設備（ダイビングベルとその回収システム，ダイバー支援設備，水中テレビetc）を装備すると共に，点検時にこれらの設備を固定する金物を設置する。
- ④ ダイバーが構造物の部位・区域を識別できる様，コンクリート表面に標識，グリッド等を設置する。

Appendix 1 海洋構造物の基準，規則の比較

基準		DnV		LR		FIP								
項目		Float.	Off.	Ship	Off.									
1 (1) 材料及び材料特性 コンクリート材料	圧縮強度 (fck) 150×300 mm シリンダー 試験結果 (1SD による試験)28 日強 度 (6.2.1.1) 引張強度 Offshore Rule Appendix D4 による。	圧縮強度 (fch) 150×300 mm シリンダー 試験体 28 日強度が標準 (7.3.1.1) テストは RILEM re- commendation CP4 が標準		(圧縮強度) コンクリートの特性強度は 150×150 mm の立方体の28 日強度である。 キューブテストとシリンダ ーテストの関係は キューブ強度= 1.25×シリンダー強度 (C.3.3.5) (R.3.3.6)	(圧縮強度) 150×150 mm の立方体の28 日強度 (R.3.3.2.1)									
	コンクリートの圧縮応力度 -ひずみ曲線  (6.2.4.1) 構造のたわみ計算にも上記 グラフをベースとしてよい。 但し、 γ_m は適当な値を用い る。(6.2.4.2)	(応力-ひずみ関係) 同 左 (7.3.1.1)	コンクリートの圧縮応力度 -ひずみ曲線  船体に用いるコンクリート 強度は、40N/㎡以上ある こと。(5.4.1)	(応力-ひずみ関係) 同 左 但し $0.45f_{cu} \rightarrow \frac{0.67f_{cu}}{\gamma_m}$ $5.5 \sqrt{\frac{f_{cu}}{1.5}}$ $\rightarrow 5.5 \sqrt{\frac{f_{cu}}{\gamma_m}}$ (C.3.4.4)	コンクリートの圧縮応力度 -ひずみ曲線  (C.3.4)									
		(SLS 検討用弾性係数) SLS 検討用弾性係数は公 認された標準によるかテス トにより決める。 (7.3.2.1)	(SLS 検討時コンクリートの 弾性係数) $E_c = 5.5 \sqrt{\frac{f_{cu}}{1.3}} \text{ KN/}\mu\text{m}^2$ f_{cu} :コンクリートのキュー ーブ試験28日強度 (但しポルトランドセメン トで天然骨材を使用した 場合) (2.2.3)	SLS 検討用弾性係数 (普通コンクリート，短期 荷重) <table><tr><td>キューブ強度 N/㎡</td><td>30</td><td>40</td><td>50</td><td>60</td></tr><tr><td>弾性係数 KN/㎡</td><td>28</td><td>31</td><td>34</td><td>36</td></tr></table>	キューブ強度 N/㎡	30	40	50	60	弾性係数 KN/㎡	28	31	34	36
キューブ強度 N/㎡	30	40	50	60										
弾性係数 KN/㎡	28	31	34	36										
(2) 鉄筋材料	鉄筋の応力-ひずみ曲線  (6.2.4.1)	鉄筋の応力-ひずみ曲線 同 左 (7.4.1.2)	鉄筋の応力-ひずみ曲線  (2.3.5)	鉄筋の応力-ひずみ関係 同 左 但し $0.87f_k \rightarrow f_y / \gamma_m$ $0.7f_k \rightarrow 0.8f_y / \gamma_m$ $\frac{2000f_k}{2300 + f_k} \rightarrow \frac{f_y}{\gamma_m + \frac{f_y}{2000}}$ (C.3.4.4)	鉄筋の応力-ひずみ曲線  (C.3.4)									
	(SLS 計算用弾性係数) $E_s = 2.1 \times 10^5 \text{ (MPa)}$	同 左 (7.4.2.1)			(SLS の計算に用いる鉄筋 の弾性係数) $E_s = 200 \text{ KN/}\mu\text{m}^2$ (2.2.3)									

BS	ACI	
	357	318
(圧縮強度) 150×150 mm又は100×100 mmの立方試験体の強度	(圧縮強度) ACI (318) と同じ	(圧縮強度) 150×300 mm シリンダー試験 28日強度 (4.1)
コンクリートの圧縮応力度-ひずみ曲線 同 左 (2.4.2)	コンクリートの圧縮応力度-ひずみ曲線  (4.4.2)	
(SLS 検討用弾性係数) 同 左		(SLS 検討用弾性係数) 90 < w_c < 155 lb / ft ³ E_c = w_c ^{1.5} × 33 × √f_c' (psi) 普通コンクリート E_c = 57,000 √f_c' (psi) (8.5)
鉄筋の応力-ひずみ曲線 同 左 (2.4.2)	鉄筋の応力-ひずみ曲線  (4.4.2)	鉄筋の応力-ひずみ曲線  (3.5) 降伏強度は、80,000 psi 以下とする。 (9.5)
(弾性係数) E_s = 200 kN / mm ²		(弾性係数) E_s = 29 × 10 ⁶ psi = 2.040 × 10 ⁶ kg / cm ²

基 準		DnV		L R		FIP																																																		
項 目		Float.	Off.	Ship	Off.																																																			
(3) PC 鋼材		応力-ひずみ関係 鉄筋の項参照		ULS の鋼材の応力-ひずみ関係は(2)鉄筋の項参照	応力-ひずみ関係  A $0.8f_{pu}/r_m$ 普通、 低リラクゼーション製品 $0.6f_{pu}/r_m$ 引抜き 状態のストランド f_{pu} : PC 材の特性強度 N/mm ² (C.3.4.3)	LR off. と同じ																																																		
			(弾性係数) 弾性係数、リラクゼーション摩擦係数等の設計用諸定数は製造業者の保証値を用いる。(7.4.2.2)	SLS の計算に用いる PC 鋼材の弾性係数 線材又は小径のストランド $E_s = 200 \text{ KN/mm}^2$ 合金棒鋼又は大径のストランド $E_s = 175 \text{ KN/mm}^2$ (2.2.3)	(弾性係数) LR Ship と同じ																																																			
(4) 材料定数		<table border="1"><thead><tr><th rowspan="2"></th><th colspan="4">限界状態</th></tr><tr><th>VLS</th><th>FLS</th><th>PLS</th><th>SLS</th></tr></thead><tbody><tr><td>コンクリート</td><td>1.5 *</td><td>**</td><td>1.1</td><td>1.0</td></tr><tr><td>鋼材</td><td>1.15</td><td>**</td><td>1.0</td><td>1.0</td></tr></tbody></table> *下記の場合 1.4 としてもよい。 a) テスト結果のバラツキが 0.1 以内 b) 品質管理が十分で均質、満足できる品質が得られることが確認される場合 (6.2.3.2) ** 計算の精度により決める。(6.4.2.2)		限界状態				VLS	FLS	PLS	SLS	コンクリート	1.5 *	**	1.1	1.0	鋼材	1.15	**	1.0	1.0	DnV Float.と同じ	<table border="1"><thead><tr><th rowspan="3"></th><th colspan="4">限界状態</th></tr><tr><th rowspan="2">ULS</th><th colspan="2">SLS</th><th rowspan="2">FLS</th></tr><tr><th>a</th><th>b</th></tr></thead><tbody><tr><td>コンクリート</td><td>1.5 *</td><td>1.0</td><td>1.3</td><td>1.5</td></tr><tr><td>鋼材</td><td>1.15 *</td><td>1.0</td><td>1.0</td><td>1.15</td></tr></tbody></table> *但し過大な荷重又は局部損傷の影響を考慮に入れる場合 コンクリート 1.5 → 1.3 鋼材 1.15 → 1.0 SLS a 変形を計算する場合 b 応力又はクラックを計算する場合		限界状態				ULS	SLS		FLS	a	b	コンクリート	1.5 *	1.0	1.3	1.5	鋼材	1.15 *	1.0	1.0	1.15	<table border="1"><thead><tr><th rowspan="2"></th><th colspan="2">限界状態</th></tr><tr><th>ULS</th><th>SLS</th></tr></thead><tbody><tr><td>コンクリート</td><td>1.5 *</td><td>1.0</td></tr><tr><td>鋼材</td><td>1.15*</td><td>1.0</td></tr></tbody></table> *但し過大な荷重又は局部損傷の影響を考慮に入れる場合 コンクリート 1.5 → 1.3 鋼材 1.15 → 1.0		限界状態		ULS	SLS	コンクリート	1.5 *	1.0	鋼材	1.15*	1.0
	限界状態																																																							
	VLS	FLS	PLS	SLS																																																				
コンクリート	1.5 *	**	1.1	1.0																																																				
鋼材	1.15	**	1.0	1.0																																																				
	限界状態																																																							
	ULS	SLS		FLS																																																				
		a	b																																																					
コンクリート	1.5 *	1.0	1.3	1.5																																																				
鋼材	1.15 *	1.0	1.0	1.15																																																				
	限界状態																																																							
	ULS	SLS																																																						
コンクリート	1.5 *	1.0																																																						
鋼材	1.15*	1.0																																																						

BS				ACI			
				357		318	
LR off.と同じ				ACI 318 の3.5に合致していること。			

基準規則		DnV		L R		FIP
項 目		Float.	Off.	Ship	Off.	
2 (1) 荷重および外力 荷重の種類		(a)永久荷重 P (b)活荷重 L (c)変形荷重 D (d)環境荷重 E (e)事故荷重 A (4.1.3) ランダム荷重は設計期間 (design period) に等し い再現期間中の最大(又は 最小)の値を特性値Fk と する。(4.1.4)	同 左 (5.1.3)	(a)静荷重 G (b)プレストレス荷重 P (c)環境荷重 V (3.1.1)	(a)死荷重(Gk) (b)負荷荷重(Qk) (Imposed Load) (c)環境荷重(Vk) (d)変形荷重(Dk) (R.2)	(a)死荷重(G) (b)変位荷重(D) (c)活荷重(Q) (d)環境荷重(V) (R.2)
(2) 荷 重						
a) 死荷重 (永久)		・構造物の空中重量 ・動かせない固定バラスト及び機器 ・静水圧の内永久的なもの (4.2.1)	同 左 (5.2.1.1)	(静荷重) 船が静止状態のとき、構造 物に加わる構造物、貨物、 バラストや機器の重量 (3.2.1)	・構造物の空中重量 ・動かせない艀装重量 ・静水中での外水圧、浮力 ・貯蔵中のガスオイルバラ スト (R.2.1.1)	・公称寸法と平均密度につ いて算定された構造物ど 上部構造物の空中重量 ・取りはずすことのできな い装置 ・平均海面について算定 された静穏な海上状態で の外水圧と浮力 ・貯蔵タンクに含まれるガ ス、油、水またはその他 の液体 (R.2.1)
b) 活荷重又は載荷 重		通常の構造物の機能に付随 する動かせる物の重量 人間、貨物、機器、液体 圧、操作時のクレーン、 ヘリコプター、防舷、係 留装置 (4.3.1) 係留力については予想され る最大荷重を越えないよう にする。例えばオーバーロ ードが加わった場合リリ ースできる装置を取付け る。(4.3.3)	同 左 (5.2.2.1)		・動かすことができる艀装 重量パイプ、ケーブル、 燃料、マッド、ケーシング etc。 ・人間、車、クレーン、動 的及び衝撃荷重も含む。 ・掘削等により加わる力 ・係留力 ・航空機、ヘリコプター ・事故荷重 衝突 爆発、火災 落下物 安全性を保つための内 圧のロス 異常な地震荷重 (R.2.2.1)	・取りはずすことのできる 装置、パイプ、ケーブル、 貯蔵物、燃料、掘削用マ ッド、掘削ストリング、 ケーシング ・人間、車輛、クレーン動 的効果含 ・ドリリングや同様の作業 の間に作用する鉛直力 ・着陸、離陸、航空機とヘ リコプター (R.2.2)
c) 環境荷重 使用データおよ び再現期間		風、波、潮流、氷、雪、そ の他環境からの力。 (4.5.1) 荷重は(4.1.4)に従って決 め、設計期間(Design Period)は通常10 ⁶ 確率 レベルに相当する20年間を 採用する。(4.5.2) 短期間の操業については、 設計期間は地域、季節等を 考慮して決めてよい。通常 設計期間は操業期間の3倍 とする。(4.5.3) 環境荷重の組合わせは同時 性の確度を考慮して決める。 (4.5.5) 船の型をした構造について は、Appendix I に近似的 荷重算出法が与えられてい る。(4.5.6) 他のタイプの構造は Mo- bile Offshore Rule 参 照。(4.5.7)	風、波、潮流、氷、温度、 潮汐、生物付着、地震 (3.2.1) (5.2.4.1) データは公認された気象、 海洋観測機関のものを使用。 (3.3.2) 環境荷重のパラメーターを 決める場合は統計的手法を 用いる。(3.4.1) 設計期間(Design Peri- od) 操業状態 100年 (5.2.4.2) 他の状態(建造、曳航等) 一般にその状態の継続期間 の3倍の期間 (5.2.4.3)	自然現象により船体に加わ る力 例 風、波、温度 (3.4.1) 環境荷重の内主要な板荷重 は確率論的手法をベースと した直接計算により求める。 (3.4.2) 再現期間 ・通常操業状態 1ヶ月又は船の応答の 10 ⁶ 回の期間の不規則波 中の応答の長期分布 ・異常時操業状態 船の操業期間又は船の応 答の10 ⁶ 回の期間の不規則 波の応答の長期分布	自然現象により構造物に加 わる力 波、潮流、風、氷、地震 (R.2.3.2) 再現期間 通常環境状態 1ヶ月の再現期間 異常環境状態 50年～100年 環境荷重組合わせ 通常環境状態+最大負荷 荷重 異常環境状態+ " 異常環境状態+最小負荷 荷重	波、潮流、氷、地震 (R.2.3) ・SLS 1ヶ月の再現期間 ・ULS 50～100年の再現期間 (R.2.5)

BS	ACI		ABS		API
	357	318	Ship	Off.	
(a)死荷重 (Gk) (b)積載荷重 (Qk) (c)風荷重 (Wk) (2.3)	(a)死荷重 (D) (b)変形荷重 (T) (c)環境荷重 (E) (d)活荷重 (L) (e)事故荷重 (A) (3)	(a)死荷重 (D) (b)活荷重 (L) (c)風荷重 (W) (d)地震荷重 (E) (e)水平土圧 (H) (f)水平液圧 (F) (g)構造効果 (T) (8.2)	(a)縦曲げモーメントおよびせん断力 (b)局部荷重の荷重密度	(a)風 (b)波 (c)波力、波の周期 (d)流体力 (e)甲板荷重 (3)	荷重の定義 活 力 死荷重 掘削装置重量 掘削荷重 掘削資材重量 動的荷重 環境荷重 建設時荷重 生産装置重量 生産資材重量 (2.1.2)
・完成した構造物の重量であり、仕上げ材、つくりつけ備品及び間仕切りを含む。 (2.3.1)	・構造物の重さ ・動かないパラスト装置 ・外部からの静水圧 (3.1.1)				
・ある目的をもって場所を占有したり、使用するときを生ずると考えられる力。分布荷重、集中荷重、衝撃力、慣性力、雪荷重を含む。	・ヘリコプター ・機械の使用によって発生する荷重 ・内部に貯えられた液体 ・機械及び付属品 (3.1.3)				
	・波、風、潮流、地震 ・氷（氷板、初年氷丘、多年氷丘、氷山） ・海洋生成物 ・全体の再現期間の規定はなく、各環境荷重に対して参考文献が示されている。 (付録A)	地震（耐震設計として） （付-A）	波浪モーメント 再現期間の規定はなく、構造物の形状等によって規定される。		自然環境によりプラットフォームに引き起こされる荷重 波、潮流、風、氷、地震 (2.1.2) 気象、海象条件の決定には十分に経験を積んだ専門家の意見を聞く必要がある。 環境条件は入手可能な統計データ及び統計的数学的モデルを利用して決める。 { 作業環境条件 異常環境条件

項目	基準規則	DnV		L R		FIP
		Float.	Off.	Ship	Off.	
・風	・ Mobile Offshore Rule Appendix I 参照		風の条件は統計的又は決定論的手法により決める。 (3.5.1.1) 風速は設計期間中の最大期待値を用いる。(3.5.1.3) 風速は海面上10mの数値を基準値とする。(3.5.1.4) データがない場合, Appendix A による。 (3.5.1.5)	極端な船楼を持つ場合や必要と認められた場合考慮	風速の選定は他の設計条件で決める。設置場所の気象データを十分活用する。 (R.2.9.1)	風速 設計に用いる風速は、構造物に対して用いられる他の設計用値と一致したレベルとなるように認定すること。その地点の利用可能な気象データは最大限に活用すること。
・波 浪	・ Mobile Offshore Rule Appendix I 参照		条件は統計的又は決定論的方法により決める。 (3.5.2.1).	確率論的手法により、再現期間における不規則波中の船体応答の長期分布から求める。(3.4.2) (3.4.3) 便宜的には3.6, 3.7の算式を用いる。	一般的に構造解析には構造物の動的応答、ソイルの動特性を考慮する。(R.2.8.1) 波荷重は静的波荷重を用いてよいが、それは設計波理論又はスペクトル理論により決める。(R.2.8.2) (R.2.8.3)	・波荷重は本来動的であるため、構造物の動的応答と基礎地盤の動的性質を考慮に入れて解析する。 ・許容できる時は静的等価値で表わされてもよい。 ・静的な波載荷は、設計波概念か、波のスペクトル手法を用いて定めてよい。 ・設計波パラメーター、波のスペクトルは有資格者により決定されること。 ・波力は修正孤立波理論か Stokes, 又は Skjelbreia の有限振幅波理論の5次の近似解を用いてよい。 (R.2.8)
・潮 流	”		統計的手法により決める。 (3.5.3.1) 必要ある場合潮汐、風又は密度差による潮流も考慮する。 (3.5.3.2) 深さ方向の分布を考慮する。データがない場合 Appendix A 参照。(3.5.3.3)		速度は深さ方向の分布を考慮し、それは現場のデータによる。(R.2.10.3) 浅海域でデータがない場合 $V_x = V_s (x/d)^{1/4}$ Vs: 表面での速度 x: 海底からの高さ d: 深さ	設計に用いる潮流速は、適切であればいずれの方法でもよい。 潮流速を認定する方法は、他の設計パラメーターの認定に用いられる方法と首尾一貫していること。 浅海に対する水深による潮流速度の変化の適切な計算法は $V_x = V_s (x/d)^{1/4}$ Vx: 海底面上高さxにおける潮流速 Vs: 海水面における潮流速 d: 水深 (R.2.10)
・水			統計的手法により決め、条件設定には以下の記述が必要 ・分 布 ・タイプ (floc, ridge, raft, etc) ・機械的特性 ・漂流速度及び方向		水の静的及び衝撃荷重を考慮する。 流水がある場所では氷厚、強度、速度を決める。 流水又は氷盤については氷の破壊形式を決める。 (R.2.11.1) 氷が構造物のまわりに積重	・氷による全ての静的力や衝撃力に抵抗すること。 ・浮氷の危険が存在する全ての地域において、氷の厚さと強度、速度を決定すること。 ・流水群もしくは板状の水について氷の破壊モード

BS	ACI		ABS		API
	357	318	Ship	Off.	
	「API. RP 2A」を参照。 構造物に作用する風荷重の結果は「Wind Forces on Structures」を参照。 (A.8)			風速（定常風速） a) 稼働海域に制限がない場合 i) 通常掘削時および曳航時 $\geq 36 \text{ m/s (70 kt)}$ ii) 異常時 $\geq 51.5 \text{ m/s (100 kt)}$ b) 稼働海域に制限が付く場合 $\geq 25.8 \text{ m/s (50 kt)}$	風速 ・断続的な突風(ガスト) ・継続期間が1分以上に対する平均風速 風速は平均海面上10mの高さの位置の値で代表する。
	・沖合構造物に作用する荷重は、半経験的な方法で推定する。流れポテンシャル関数の理論的な式は、後流や慣性項を組み合わせて、波のどの部分が当るかによって異なる作用波力を推定できるように組合わせてつくる。 (A.2)		船体中央における波浪による船体曲げモーメントは下記算式で求めてもよい。 $M_w = C_2 L^2 B H e K_b$ ただし $K_b = 1.4 - 0.5 C_b$ $0.64 \leq C_b < 0.8$ $K_b = 1$ $0.8 \leq C_b$ $C_2 = (2.34 C_b + 0.2) \times 10^{-2}$ C_b : 方形係数ただし0.64未満としてはならない H_e : 呼吸波高 $= 0.0172L + 3.653$ $61 \leq L < 150$ $= 0.0181L + 3.516$ $150 \leq L < 220$ $= (4.5L - 0.0071L^2 + 103) \times 10^{-2}$ $220 \leq L < 305$ $= 8.151$ $305 \leq L < 427$ 波浪による曲げモーメントの計算は実際の海洋での船体運動に基づいた統計的解析法によるものでもよい。 波浪による曲げモーメントの包絡線、船の長さ各位置での波浪曲げモーメントは船体中央の値に第6.1表に示す分布係数を乗じて求めてもよい。波浪による曲げモーメントの分布は統計的解析法によってもよい。 (6.1)	(1) 設計波 所有者（設計者）が次のいずれかの形で与える。 a) Design wave energy spectra b) Deterministic design wave (2) 波荷重 波荷重を求めるために使用する理論および係数は船級協会の承認を得ること。 (C. 305)	通常のプラットフォームの設計にはダイナミックな波荷重を静的におきかえてもよいが、水深が大きくフレキシブルな構造では動的解析が必要。
	一般に大寸法を有するコンクリート構造物は、慣性力が優勢となり、定常流には大きく影響されない。しかし流れは昇降機等の設計に重大な影響を与える。又渦のハク離の影響も考慮する。 (参考文献8*を参照) 参考文献の2.7 b と c の考え方は流れという現象の理解に役立つと思われる。 * "Oscillation of Piles in Marine Structure"			(1) 流れが波と同時に作用する場合、ベクトル的に速度を重ね合わせて波荷重を求めること。 (2) 流れのみが作用する場合の荷重は次式による。 $f_D = 0.5 C_D \cdot \rho \cdot V^2 \cdot A$ ここに、 f_D = 単位長さ当りの抗力 { t/m } ρ = 流体の密度 { ts^2/m^4 } V = 流速 { m/s } A = 単位長さ当りの投影面積 { m^2/m } (3.5.4)	深さ方向の流速分布を考慮する。浅い海域でのデータがない場合の流速分布 同 左 (2.3.3)
	固定式沖合構造物に作用する水荷重の推定には、特定地の現在の水の状態やどのような水を対象に選ぶか(1年水か多年水か群水か単水か等)といった情報を提供する気象データが必要である。 API Bulletin 2N参照(A.9)				水力は冬季の気象条件、位置、プラットフォームの大きさ形状、氷の強さにより変化し、氷の強度は温度、氷の速度、氷の組織等による。設計用水力は認められた専門家と相談して決める。 (1.3.6)

基準規則		DnV		L R		F I P
項 目		Float.	Off.	Ship	Off.	
・ 水 (つづき)			・ 厚 さ ・ 氷山と遭遇する確率 (3.5.4.2) 水の条件記述には “World Meteorological Organization Sea Ice Nomenclature” に依る。		なる場合、安全性、強度を チェックする。 (R.2.11.2)	を決定する。 (R.2.11)
・ 地 震			地震の頻度、大きさは過去のデータから決める。 (3.5.8.2) データが十分でない場合は地質学的検討により決める。 (3.5.8.3) 2つの状態について考える。 ① design level 設計期間中の最大期待値 extreme cond.として設計 ② exceptional level 設置場所での最大値 事故荷重として設計 (5.3.6.1)		設計用地震は現地の計測データにより決める。十分なデータが無い場合、似た地域でのデータを用いる。 (R.2.12.2.3) 設計用地震の他構造物～地盤の安全性を検討するために最大期待地震を決める。 (R.2.12.4) (max. credible earthquake) 津波、衝撃波を考慮する。 (R.2.12.9) 静的計算での構地震力は “Uniform Building Code” Vol. 1 International Conference of Building を参照 (R.2.12.14)	・ 設置場所が地震記録がある場合、水平力、垂直力、転倒モーメントに抵抗するように設計すること。 ・ 「設計地震」に加えて構造物～基礎等がある程度の降伏や損傷が起っても崩壊せず残存する「設定できる地震」を設定すること。 ・ 水の質量に加えて土の見かけの質量、材料減衰、逸散減衰を考慮すること。 ・ 津波の影響も考慮すること。 (R.2.12)
・ その他の環境荷重			・ 温度 再現期間中の最高、最低温度の最大期待値を用いる。 (3.5.5.1) 空中、海水の温度について考慮する。(3.5.5.2) ・ 潮汐 最大潮汐は天文潮 (Astronomical tide) と storm surge を考える。 (3.5.6.1) 最小潮汐は天文潮による。 Appendix A 参照。 (3.5.6.2) ・ 生物付着 生物付着の影響を考慮に入れる。 (3.5.7.1)	温度 高温又は低温で使用する 場合又は協会が必要と認めた場合考慮する。 (3.4.4)		
d) 変形荷重	・ プレストレス ・ 温 度 ・ クリープ ・ 収 縮 ・ 吸 水 (4.4.1)	同 左 (5.2.3.1)	(プレストレス荷重) プレストレス用テンドンにより構造物に加えられる力 プレストレス荷重はプレストレスにより伝達される力を算出し 2.2.4 を考慮して決める。 (3.3)	・ プレストレス ・ 収縮 膨脹 ・ クリープ ・ 温度変化 ・ 不等着底	・ プレストレス ・ 収縮と膨脹 ・ クリープ ・ 温度変化 (R.2.4)	
e) その他の荷重	・ 衝突 事故荷重のカテゴリーに含まれ、その特性値は協会の承認による。 (4.5.1) (4.6.2) ・ 係留時 活荷重の項参照 (4.3.1) ・ 甲板荷重 特性値は船主仕様書をベースとする。 Appendix 1 Sec. 1 参照 (4.3.2)	同 左 (5.2.5.1) (5.2.5.2) 同 左 (5.2.2.1) (5.2.2.4) 同 左 (5.2.2.2)		・ 曳航時 曳航時の波の影響を考える。		

BS	ACI		ABS		API
	357	318	Ship	Off.	
	次の2つの設計法がある。 - 設計用地震を用いて使用限界状態設計法的アプローチで設計。 - 終局限界における地震動に対して構造物-基礎が崩壊しないことをチェックする設計。(B.)				設計用地震の大きさは記録されたデータによる。アメリカ沿岸の設計用地震区域を図示してある。液状化、すべり、地盤活動の特性、作業の危険性等に関する調査も行なう。必要ある場合は津波の影響も考慮する。(1.3.7)
					生物付着 波力の増大、地震時の重量の増加など必要に応じて生物付着の影響を考慮する。(1.3.8)
	- 水和熱を含む温度 - 不等変形及び等質でない海底 - クリープ乾燥収縮 - PC鋼材によって導入されるひずみ(3.1.3)				
	- 事故荷重 - 停泊荷重、係留荷重 - 物体の落下 - 爆発 - 仮定した圧力差のロス(3.1.4)(3.1.5)		縦曲げモーメント $M_t = M_{sw} + M_w$ M_{sw}: 静水曲げモーメント M_w: 波浪曲げモーメント 静水曲げ $M_s = C_{st} \cdot L^{2.5} \cdot B(C_b + 0.25)$ 但し、$C_{st} = \left(0.618 + \frac{110-L}{462} \right) \times 10^{-2}$ $(61 < L < 110)$ $= \left(0.564 + \frac{160-L}{925} \right) \times 10^{-2}$ $(110 < L < 160)$	甲板荷重 (1) 居住区域(通路、交通の用に供する区域などを含む) 460 kg/m² (2) 作業区域 920 kg/m² (3) 貯蔵区域 1325 kg/m² (4) ヘリコプターデッキ 205 kg/m² ※ 上記荷重は最小等分布荷重であり、実際にもっと大きな荷重が作用する場合はその値を用いる。(3.5.6)	

項 目		基準規則	DnV					L R					FIP																																																																																					
		Float.				Off.	Ship					Off.	FIP																																																																																					
e) その他の荷重 (つづき)																																																																																																		
(3)	荷重係数および荷重組み合わせ	荷重特性値×荷重係数 (6.1.1.1)	荷重特性値×荷重係数 (1) ULS					荷重特性値×荷重係数 (1) ULS					基準荷重×荷重係数 (R.3.3.1)																																																																																					
		<table><tr><td></td><td>P</td><td>L</td><td>D</td><td>E</td></tr><tr><td>通常時</td><td>1.3</td><td>1.3</td><td>1.0</td><td>0.7</td></tr><tr><td>異常時</td><td>1.0</td><td>1.0</td><td>1.0</td><td>1.3</td></tr></table>		P	L	D	E	通常時	1.3	1.3	1.0	0.7	異常時	1.0	1.0	1.0	1.3	<table><tr><td></td><td>P</td><td>L</td><td>D</td><td>E</td><td>A</td></tr><tr><td>通常時</td><td>1.3</td><td>1.3</td><td>1.0</td><td>0.7</td><td>—</td></tr><tr><td>異常時</td><td>1.0</td><td>1.0</td><td>1.0</td><td>1.3</td><td>—</td></tr></table>					P	L	D	E	A	通常時	1.3	1.3	1.0	0.7	—	異常時	1.0	1.0	1.0	1.3	—	Fu = 1.2G+1.0P+1.2Ve Ve: 異常時操業状態での環境荷重 (3.9.1) 船体曲げモーメント(波浪) 1.6 Mw 船体剪断力(波浪) 1.6 Qw (3.9.2) 船体全体荷重と局部荷重の組み合わせ h _{pu} = 1.2 h _s ± 1.6 h _w SLS になろう。(3.9.5)					<table><tr><td></td><td>Gk</td><td>Qk</td><td>Dk</td><td>Vk</td></tr><tr><td>通常環境状態+max. Qk</td><td>1.2</td><td>1.6</td><td>1.1</td><td>1.3</td></tr><tr><td>異常環境状態+max. Qk</td><td>1.1</td><td>1.3</td><td>1.1</td><td>1.3</td></tr><tr><td>異常環境状態+min. Qk</td><td>0.9</td><td>0.9</td><td>1.1</td><td>1.3</td></tr></table> (R.3.3.7)						Gk	Qk	Dk	Vk	通常環境状態+max. Qk	1.2	1.6	1.1	1.3	異常環境状態+max. Qk	1.1	1.3	1.1	1.3	異常環境状態+min. Qk	0.9	0.9	1.1	1.3	<table><tr><td></td><td colspan="3">ULS</td></tr><tr><td></td><td>通常</td><td>異常</td><td>異常</td></tr><tr><td>G</td><td>1.2</td><td>1.1</td><td>0.9</td></tr><tr><td>Q</td><td>1.6</td><td>1.3</td><td>0.9</td></tr><tr><td>D</td><td>1.1</td><td>1.1</td><td>1.1</td></tr><tr><td>V</td><td>1.4</td><td>1.3</td><td>1.3</td></tr></table> * Q: 最大 ** Q: 最小 (R.3.3.3)						ULS				通常	異常	異常	G	1.2	1.1	0.9	Q	1.6	1.3	0.9	D	1.1	1.1	1.1	V	1.4	1.3	1.3
			P	L	D	E																																																																																												
		通常時	1.3	1.3	1.0	0.7																																																																																												
		異常時	1.0	1.0	1.0	1.3																																																																																												
			P	L	D	E	A																																																																																											
		通常時	1.3	1.3	1.0	0.7	—																																																																																											
		異常時	1.0	1.0	1.0	1.3	—																																																																																											
			Gk	Qk	Dk	Vk																																																																																												
		通常環境状態+max. Qk	1.2	1.6	1.1	1.3																																																																																												
異常環境状態+max. Qk	1.1	1.3	1.1	1.3																																																																																														
異常環境状態+min. Qk	0.9	0.9	1.1	1.3																																																																																														
	ULS																																																																																																	
	通常	異常	異常																																																																																															
G	1.2	1.1	0.9																																																																																															
Q	1.6	1.3	0.9																																																																																															
D	1.1	1.1	1.1																																																																																															
V	1.4	1.3	1.3																																																																																															
・建造時又は単一の操業状態では次の条件でP, Lは1.2としてよい。 ①荷重のコントロールが良くでき ②荷重の影響が精度良く算出できる場合 ・ストーム時無人であり、油やガスを貯蔵しない場合はEは1.3の代わりに1.15を用いてもよい。 (6.1.2.2)		・建造時及び修復可能な状態(retrieval phase)で荷重影響がよくコントロールできる場合は,P, Lはrf = 1.2としてよい。 ・同 左 ・土の重量, 間隙圧はrf = 1.0とする。 (4.4.4.3)		Fs = 1.0G+1.0P+1.0Vn Vn: 通常操業状態での環境荷重 (3.6.1) 船体全体荷重と局部荷重の組み合わせ (a) Head Sea Cond. 船体波浪縦曲げモーメント Mw と次の組み合わせ (i) Deck hog & sag h _{DS} = h _s + h _w (ii) Btm & Side hog: h _{DS} = h _s - h _w sag: h _{DS} = h _s + h _w 但し min. 0 (b) Beam Sea Cond. 船体波浪縦曲げモーメント 0.7 Mw と次の組み合わせ Deck, Btm Side hog, sag: h _{DS} = h _s + h _w (3.8.1)					・ミスや事故の影響を考慮する必要がある場合 rf = 1.05を用いる。 但し荷重は同時に働くものだけを考える。 局部損傷後の安定性を考えるとき rf = 1.05を用いる。 (R.3.3.11) ・建造時, 設置時に加わる短期で構造物の一生で一度加わるような荷重 rf = 1.05 (R.3.3.12)																																																																																									
(2) FLS rf = 1.0 design life は船主により規定される。 (6.1.2.3)		(2) FLS rf = 1.0 同 左 (4.4.4.4)		(4) SLS rf = 1.0 SLS になろう。(3.9.5)					(2) SLS <table><tr><td></td><td>G</td><td>Q</td><td>D</td><td>L</td></tr><tr><td>SLS</td><td>1.0</td><td>1.0</td><td>1.0</td><td>1.0</td></tr></table> (R.3.3.4)						G	Q	D	L	SLS	1.0	1.0	1.0	1.0																																																																											
	G	Q	D	L																																																																																														
SLS	1.0	1.0	1.0	1.0																																																																																														
(3) PLS <table><tr><td></td><td>P</td><td>L</td><td>D*</td><td>E</td><td>A</td></tr><tr><td>含事故荷重</td><td>1.0</td><td>1.0</td><td>0</td><td>0</td><td>1.0</td></tr><tr><td>除事故荷重</td><td>1.0</td><td>1.0</td><td>0</td><td>1.0</td><td>0</td></tr></table> *プレストレスは rf = 1.0 とする。 (6.1.2.4)			P	L	D*	E	A	含事故荷重	1.0	1.0	0	0	1.0	除事故荷重	1.0	1.0	0	1.0	0	(3) PLS rf = 1.0 衝突, 落下物のような衝撃による事故荷重ではEは考えない。 (4.4.4.5)		(b) Beam Sea Cond. 船体波浪縦曲げモーメント 0.7 Mw と次の組み合わせ Deck, Btm Side hog, sag: h _{DS} = h _s + h _w (3.8.1)					rf = 1.0																																																																							
	P	L	D*	E	A																																																																																													
含事故荷重	1.0	1.0	0	0	1.0																																																																																													
除事故荷重	1.0	1.0	0	1.0	0																																																																																													
(4) SLS rf = 1.0		(4) SLS rf = 1.0																																																																																																

BS	ACI		ABS		API																																																																																																																																											
	357	318	Ship	Off.																																																																																																																																												
			$= (0.544 + \frac{210-L}{2500}) \times 10^{-2}$ $(160 < L < 210)$ $= 0.544 \times 10^{-2} (210 < L < 250)$ $= (0.544 - \frac{L-250}{1786}) \times 10^{-2}$ $(250 < L < 427)$ 波浪曲げモーメント 環境荷重の波を参照。																																																																																																																																													
基準荷重×荷重係数 1. 終局限界状態 r_f	基準荷重 (Fk)×荷重係数 (4.4.1) (ULS)																																																																																																																																															
<table><tr><th rowspan="2">組合せ</th><th colspan="3">r_f</th></tr><tr><th>Gk</th><th>Qk</th><th>Wk</th></tr><tr><td>Gk+Qk</td><td>1.4</td><td>1.6</td><td>—</td></tr><tr><td>Gk+Wk</td><td>0.9</td><td>—</td><td>1.4</td></tr><tr><td>Gk+Qk+Wk</td><td>1.2</td><td>1.2</td><td>1.2</td></tr></table> (2.3.3)	組合せ	r_f			Gk	Qk	Wk	Gk+Qk	1.4	1.6	—	Gk+Wk	0.9	—	1.4	Gk+Qk+Wk	1.2	1.2	1.2	<table><tr><th></th><th>D</th><th>T</th><th>L_{min}</th><th>L_{max}</th><th>E_o</th><th>E_{max}</th></tr><tr><td>1</td><td>1.2</td><td>1.2</td><td>—</td><td>1.6</td><td>1.3</td><td>—</td></tr><tr><td>2</td><td>1.2</td><td>1.2</td><td>—</td><td>1.2</td><td>—</td><td>rL</td></tr><tr><td>3</td><td>0.9</td><td>0.9</td><td>0.9</td><td>—</td><td>—</td><td>rL</td></tr></table> L_{max}: 最大活荷重 L_{min}: 最小活荷重 E_o: しばしば発生する環境荷重 (1カ月に1回) E_{max}: 最大環境荷重 rL: 荷重係数 波+潮流+風 rL = 1.3 地震 (付録B参照) 水 水荷重を算定するのに使用する解析法を用いる。 • 死荷重Dに対して荷重係数 1.2 もしくはそれがより好ましくない荷重の組合せを選ぶなら、1.0 におきかえなければならない。式 (4.1) において E_o の係数 1.3 は、より好ましくない荷重の組合せ結果として起こり得るなら減少させなければならない。 • 最大設計荷重が上記の荷重組合せから決定されるとき、仮定される場合は、設計者は最大荷重効果を引き起こす、他の同時に起こる荷重組合せがあるかもしれないことを知っておかなければならない。 (SLS) D + T + L + E_o L: 活荷重 (使用期間中)		D	T	L _{min}	L _{max}	E _o	E _{max}	1	1.2	1.2	—	1.6	1.3	—	2	1.2	1.2	—	1.2	—	rL	3	0.9	0.9	0.9	—	—	rL	基準荷重×荷重係数 <table><tr><th rowspan="2">組合せ</th><th rowspan="2">r</th><th colspan="6">荷 重 係 数</th></tr><tr><th>D</th><th>L</th><th>W</th><th>E</th><th>H</th><th>F</th></tr><tr><td>D+L</td><td>1.0</td><td>1.4</td><td>1.7</td><td></td><td></td><td></td><td></td></tr><tr><td>D+L+W</td><td>0.75</td><td>1.4</td><td>1.7</td><td>1.7</td><td></td><td></td><td></td></tr><tr><td>D+W</td><td>1.0</td><td>0.9</td><td></td><td>1.3</td><td></td><td></td><td></td></tr><tr><td>D+L+H</td><td>1.0</td><td>1.4</td><td>1.7</td><td></td><td></td><td>1.7</td><td></td></tr><tr><td>D+H</td><td>1.0</td><td>0.9</td><td></td><td></td><td></td><td>1.7</td><td></td></tr><tr><td>D+L+E</td><td>0.75</td><td>1.4</td><td>1.7</td><td></td><td>1.87</td><td></td><td></td></tr><tr><td>D+E</td><td>1.0</td><td>0.9</td><td></td><td></td><td>1.43</td><td></td><td></td></tr><tr><td>D+L+F</td><td>1.0</td><td>1.4</td><td>1.7</td><td></td><td></td><td></td><td>1.4</td></tr><tr><td>D+F</td><td>1.0</td><td>0.9</td><td></td><td></td><td></td><td></td><td>1.4</td></tr><tr><td>D+L</td><td>0.75</td><td>1.4</td><td>1.7</td><td></td><td></td><td></td><td></td></tr></table> r: 軽減係数 D: 死荷重 L: 活荷重 W: 風荷重 H: 水平土圧 E: 地震荷重 F: 水平液圧	組合せ	r	荷 重 係 数						D	L	W	E	H	F	D+L	1.0	1.4	1.7					D+L+W	0.75	1.4	1.7	1.7				D+W	1.0	0.9		1.3				D+L+H	1.0	1.4	1.7			1.7		D+H	1.0	0.9				1.7		D+L+E	0.75	1.4	1.7		1.87			D+E	1.0	0.9			1.43			D+L+F	1.0	1.4	1.7				1.4	D+F	1.0	0.9					1.4	D+L	0.75	1.4	1.7					
組合せ		r_f																																																																																																																																														
	Gk	Qk	Wk																																																																																																																																													
Gk+Qk	1.4	1.6	—																																																																																																																																													
Gk+Wk	0.9	—	1.4																																																																																																																																													
Gk+Qk+Wk	1.2	1.2	1.2																																																																																																																																													
	D	T	L _{min}	L _{max}	E _o	E _{max}																																																																																																																																										
1	1.2	1.2	—	1.6	1.3	—																																																																																																																																										
2	1.2	1.2	—	1.2	—	rL																																																																																																																																										
3	0.9	0.9	0.9	—	—	rL																																																																																																																																										
組合せ	r	荷 重 係 数																																																																																																																																														
		D	L	W	E	H	F																																																																																																																																									
D+L	1.0	1.4	1.7																																																																																																																																													
D+L+W	0.75	1.4	1.7	1.7																																																																																																																																												
D+W	1.0	0.9		1.3																																																																																																																																												
D+L+H	1.0	1.4	1.7			1.7																																																																																																																																										
D+H	1.0	0.9				1.7																																																																																																																																										
D+L+E	0.75	1.4	1.7		1.87																																																																																																																																											
D+E	1.0	0.9			1.43																																																																																																																																											
D+L+F	1.0	1.4	1.7				1.4																																																																																																																																									
D+F	1.0	0.9					1.4																																																																																																																																									
D+L	0.75	1.4	1.7																																																																																																																																													

基 準		DnV		L R		F I P
項 目		Float.	Off.	Ship	Off.	
3 部材の設計 (1) 設計概要		安全性の要求 (3.1.1) 機能性の要求 (3.1.2) 協会の承認のもとに確率論的手法又は発生応力設計法を用いることができる。 (3.2.5) 半確率論的限界状態設計法 $S_f \geq R_r$ $S_f = F_k \times r_f$ $R_r = f_k / r_m$ S_f : 荷重影響 R_r : 設計部材抵抗 F_k : 荷重特性値 r_f : 荷重係数 f_k : 特性強度 r_m : 材料係数 (3.3.3)	・安全性 } の要求 (4.1.1) 機能性 } (4.1.2) ・設計標準 設計及び材料試験等は公認された標準を用いる。 (4.1.3) ・確認論的手法 理想的には確率論的手法による (4.2) ・発生応力 安全性の評価は発生応力、許容応力又は安全率で行なってもよい。 (4.3) ・半確率論的限界状態設計 本規則のベースとなっている。 $S_d \geq R_d$ $S_d = F_k \times r_f$ $R_d = f_k / r_m$ S_d : 荷重影響 R_d : 設計部材抵抗 F_k : 荷重特性値 r_f : 荷重係数 f_k : 特性強度 r_m : 材料係数	限界状態設計法による。 (ch. 3.2.1.1) 限界状態はSLS, ULS の2状態について検討するが、船の目的とする機能によっては、協会は他の限界状態の検討を要求する。 (2.1.3) 操業時又は異常時の荷重による構造物の応答がdesign criteria を越えないこと。 (2.1.4)	設計は確率論又は半確率論によるが、本ルールは半確率論的手法をベースとして限界状態設計法による。 (C.3.1.1, R.3.1.2) 安全率は材料、荷重について荷重のタイプ、各限界状態に応じて与えられる。 (R.3.1.3) 各限界状態は十分な安全性と機能性について確認する。 (R.3.2.1)	・設計は荷重や強度の特性値と部分安全係数を用いる半確率論的解析 (R.3) ・限界状態設計による。 設計荷重 = $r_f \cdot F_k$ 設計強度 = f_k / r_m r_f : 部分安全係数 F_k : 荷重の特性値 f_k : 特性強度 r_m : 部分安全係数 (R.3)
		(限界状態) ・終局限界状態 (ULS) ・疲労限界状態 (FLS) ・使用限界状態 (SLS) ・進行性破壊 (PLS) (3.2.2)	(限界状態) 同 左 (4.4.2) (設計段階) 建設、移送、設置、操業、撤収	(限界状態) ・ ULS ・ SLS (2.1)	(限界状態) ・ ULS ・ SLS ・ FLS (設計段階) 建設、設置、離脱、再使用	(限界状態) ・ ULS 海岸構造物が大きな基礎に支えられている場合、進行性破壊モードの設計 ・ SLS ・ (FLS) (F.3.2) (設計段階) 建設、設置、操業、再浮上、修繕 (R.2.13)
(2) ULS		曲げモーメントと軸力に対する抵抗仮定 (1) 平面保持 (2) コンクリートの引張無視 (3) 応力ひずみは材料で与えたものを用いる。 構造の不安定 せん断抵抗 (V_r) $V_r = V_{cr} + V_{pr} + V_{sr}$ $(V_{rmax} = 0.25 f_{cr} \cdot b \cdot d)$ V_{cr}: コンクリートと軸方向鉄筋による抵抗 $(V_{cr} = f_{vr} \cdot b \cdot d)$ V_{pr}: プレストレスまたは軸力による抵抗 $(V_{pr} = \frac{M_o}{M_{fd}} \cdot V_{fd})$ V_{sr}: せん断補強筋による抵抗 最小せん断補強筋 $A_{sr} = 0.02 \frac{f_{cr}}{f_{sr}} b \cdot s$ 面内せん断抵抗 ・版やシェルに作用する面内せん断抵抗 ねじり抵抗 付着破壊と定着破壊に対する抵抗	同 左 (7.6)	材料のS-S curve を用いた部材の強度が設計限界荷重に耐える。 崩壊時表面圧縮ひずみ 0.0035 崩壊時鉄筋P C 材ひずみ 0.01 (4.2.2)	構造物の転倒、滑動、座屈、破壊に対するチェック (R.3.2.2) 進行性破壊についてもチェックする。 (R.3.2.3) 衝突等事故の場合の人間の安全性、残存部の許容される機能保持についても検討する。 (R.3.2.5) 外圧に対する破壊に関しては ・ Design of Undersea, Pressure-resistant Concrete Structure* H. H. Haynes 1976.9 参照する。 (LR 3.2.6)	・構造物の強度は、転倒、滑動、座屈、爆縮を考慮して十分に耐えるようにすること。 ・重要な断面の破壊の結果として、あるいは滑動、転倒によって終局限界に達しないことを必要ならスウェーイの効果も考慮すること。 (R.3.2.2)

BS	ACI	
	357	318
ULS, SLS の2つの状態に対する安全度を確率的に規定している。 $R_d(F_d) \geq S_d(F_d)$ $f_d = \frac{f_k}{\gamma_m}$ $F_d = \sum \gamma f F_k$ R_d: 断面耐力設計値 f_d: 材料設計強度 f_k: 材料特性値 γ_m: 材料係数 S_d: 断面力設計値 F_d: 設計荷重 F_k: 荷重の特性値 γ_k: 荷重係数	強度と使用性の要求 - 強度 構造物の強度は、構造物またはその部材の破壊に対して妥当な安全性をもつ。考慮すべきおこりうる破壊の様式 1) 全体にわたる平衡状態の欠如 2) 危険な断面の破壊 3) 変形で生じる不安定 4) 過度の剛性またはクリープ変形 - 使用性 構造物は、厳しい載荷荷重状態やたえない環境状態のもとで操作できる能力を持つこと、構造物が使用不可能となる原因になりうる条件とは 1) 過度のクラック 2) 計算できない変形 3) 鉄筋の腐食またはコンクリートの劣化 4) 好ましくない振動 5) 過度の漏水 (4.2)	すべての部材について、断面耐力低減係数 ϕ を乗じた値が荷重係数 γ を乗じて求めた設計荷重により算出される所要強度に対し、同等以上の値となれば良い。 即ち、 $R_d \geq U_d$ $R_d = \phi R_c$ $U_c = U(\gamma_0(\sum \gamma f F))$ R_d: 断面耐力設計用値 R_c: 断面耐力算定用値 ϕ: 耐力低減係数 U_d: 所要強度 $\gamma_0, \gamma f$: 荷重係数 F: 荷重作用
(限界状態) • ULS • SLS • (FLS) (2.2)	(限界状態) • ULS • SLS • (FLS) (4.2)	(限界状態) • ULS • SLS (4)
構造物の転倒又は座屈が起こる可能性を考慮。 ULS において1つ又はそれ以上危険な断面が破壊しても転倒又は弾性的あるいは塑性的不安定による座屈により、ULS に達しないことのチェック、必要ならスウェイも考慮。 又誤操作、事故によっても壊滅的破壊に至らないような適当な確率をもつこと。 (2.2.2)	構造物は永久的な破壊をこうむらずに環境または人が原因となる極端な力に抵抗できる強度をもつこと。	• 曲げ及び軸方向荷重假定 • 平面保持 • コンクリートの引張無視 • 応力ひずみは材料で与えたものを用いる。 • 曲げ部材の水平間距離 • 曲げ部材の最小鉄筋量 • はり及び一方向スラブの曲げ鉄筋 • 圧縮部材の寸法制限 • 圧縮部材の鉄筋量の制限 • 支圧 (10) • セン断抵抗 (V_u) $V_u < \phi(V_c + V_s)$ ϕ: 耐力低減係数 V_c: コンクリート負担分 V_s: セン断補強筋負担分 V_c として軽量、ノンプレストレス、プレストレス部材にわかれる。 - 特別規定として • せいの高い曲げ、ブラケット、壁、スラブ、フーチング

項 目		基 準	DnV		L R		F I P	
			Float.	Off.	Ship	Off.		
(3)	SLS	クライテリア クラックのコントロール 変位又は運動のコントロール (6.6.1.1) 計算の仮定 クラックが生じた断面 コンクリート鋼材の線形 応力-ひずみ関係 コンクリート応力が0.6fck を越える場合はより実際の 応力-ひずみ関係を用いる。 (6.6.1.2)		同 左 (7.9)	構造物のたわみは機能を損 なわないこと。 (R.3.2.7) クラック 耐久性に悪影響を及ぼすク ラックを出さない。 (LR 3.2.12) 温度荷重 短期、長期の温度荷重を考 慮する。長期温度荷重はク ラッククリープによる剛性 低下に影響し、通常低下率 は35%を用いる。 (LR 3.4.5)	設計サービス荷重を受ける 部材は弾性計算によりクラ イテリアを満足するように する。 (2.3.2) 引張側の補強材を耐久性及 びクラック発生後の強度を 考慮して配置、引張側コン クリートを無視し、弾性係 数を考慮した鉄筋、P C 材 を含んだ修正断面係数を用 い、補強材のサイズ配置が 適正であることを確認する。 修正断面性能を持つ部材が 設計サービス荷重を受ける 際、応力と表面クラック幅 がクライテリアを満たすこ と。 (2.3.3)	(クライテリア) ① ひびわれ ② 変 形 ③ 振 動 (R.3.2.3)	
		クラックの適切な分散を得 るための最小鉄筋量 (部材 片面) $A_s = \frac{f_{tm}}{f_{sp}} \cdot b \cdot d_e$ f _{tm} : コンクリート平均 引張強度 f _{sp} : 鉄筋の比例強度 d _e : 有効引張域 = 1.5C + 10 φ C : コンクリートかぶり φ : 鉄筋直径 0.2h < d _e < 0.5 (h-x) x は全断面有効として 計算	$A_s = \frac{f_{tm} + W}{f_{sp}} \cdot b \cdot d_e$ W : クラックに作用する水 圧 (7.9.2)	クラックコントロールの最 小鉄筋量 引張応力が1N / ㎟以下の 場合の鉄筋の min.は公認さ れた標準による。 その他の場合 $A_s \times f_y = A_{ce} \times f_{tk}$ A _{ce} : = 1.5 × C + 10 φ 有効コンクリート引 張域 C : コンクリートかぶり φ : 鉄筋直径 f _{tk} : = 0.36f _{cu} コンクリート引張特 性強度				
		クロックのコントロール 次の2つの方法がある。 { 鉄筋の応力を計算する。 クラックの幅を計算する。 (6.6.2.3) クラックの幅を計算する場 合の計算方法及び幅の制限 はDnv の同意が必要 (6.6.2.4) 鉄筋の応力を計算する場合 の許容応力	同 左 (7.9)	許容表面クラック幅 グローバル荷重+ローカ ル荷重 RC : 0.12 ㎟ PC : 0.12 ㎟ (4.1.6) ポルトランドセメントで天 然の骨材の場合に適用 ・許容応力 (N / ㎟)				
		状 組 許容応力 (Mk) 態 合せ σ _s ⁴⁾ Δσ _s σ _{cm} 部 材			a) グローバル荷重 コンクリート許容圧縮強 度	クラック幅と応力の制限	RC	
		C a ¹⁾ 220 ²⁾ 120 ³⁾ — A1, A2, B			特性強度 40 50 60	CLASS クラック幅, 応力制限	・常時荷重時 表面ひびわれ幅 0.3 ㎟以下 および主筋のかぶりの 4 / 1000倍以下	
		O a ¹⁾ 180 100 0 A1			RC 10.0 12.5 15.0	RC " B クラック幅	・終局荷重時 鉄筋応力は0.8f _y 以下	
		a ¹⁾ 160 80 0 A2			PC 10.0 12.5 15.0	" C 鉄筋応力	PC	
		200 120 2 B			(4.1.2)	" 1 引張応力 0	・常時荷重時 ・表面ひびわれ幅 0.2 ㎟以下 但し、ひびわれによる PC 鋼材の応力増加は 0.2 ㎟のひびわれ幅に 相当する鉄筋応力の50 %以下。	
		b ²⁾ 0.8f _{sy} — A1, A2, B			コンクリート許容引張試 験	" 2 目視クラック	・終局荷重時 ・表面ひびわれ幅 0.3 ㎟以下 ・鉄筋応力は 0.8f _y 以下 (R.3.2.3)	
		C: 建造中, O: 操業中 σ _s : 鉄筋の応力 Δσ _s : 鉄筋の応力の増加分 σ _{cm} : コンクリートの面 内軸力 (σ _{cm} = N / A _c) A1 : 底版, 船側, 水密 壁 (検査でドライに できる所) A2 : A1 以外で、検査 でドライにできな い所 B : 甲板, 水密壁以外 の壁	状 組 許容応力 (MPa) 態 合せ σ _s Δσ _s			b) グローバル荷重+ローカ ル荷重 コンクリート許容圧縮強 度	CLASS	
		CT.L a ¹⁾ 220 ²⁾ 120 ²⁾			特性強度 40 50 60	LOADCASE RC PC		
		O a ¹⁾ 160 80			RC 2.4 3.0 3.6	水 中 通常時 B 2		
		b ²⁾ 0.8 f _{sy} —			PC 0.0 0.0 0.0	異常時 C 3		
					(4.1.3)	飛沫帯 通常時 A 1		
					コンクリート許容引張試 験	異常時 B 2		
					特性強度 40 50 60	空 中 通常時 B 2		
					RC 13.3 16.7 20.0	異常時 C 3		
					PC 13.3 16.7 20.0	建造, 曳航設置 C 3		
					(4.1.4)			

BS	ACI																																				
	357	318																																			
(クライテリア) ① たわみ, 変形 ② ひびわれ ③ 振 動	ACI - 357 ではひびわれ巾による直接的制御を行っておらず, 鉄筋量, 配筋, かぶり等を制限することによって直接的にひびわれ制御を行なう方法を採用している。(但し, ACI - 318 も見る。)	SLS についての定義はないが, たわみ, 部材厚さ等を制限することにより検討にかえている。																																			
最小必要鉄筋量 ・高強度鉄筋 $0.15 \times 10^{-2} b t \cdot d$ ・軟鋼鉄筋 $0.25 \times 10^{-2} b t \cdot d$ bt : 断面幅 d : 有効高	最小必要鉄筋量 $A_s = \frac{f_t}{f_y} \cdot b \cdot d \cdot e$ ft: コンクリートの引張強度 fy: 鉄筋の降伏点応力 b : 部材の幅 de: 有効引張域 $0.2d \leq d_e (= 1.5c + 10db) < 0.5(h-x)$ db: 鉄筋の直径 (4.5.6)	最小必要鉄筋量 はり $\frac{200}{f_y} \cdot b \cdot d$ スラブ $0.2 \times 10^{-2} b \cdot d$ fy: 鉄筋の降伏強度 b : 断面幅 d : 有効高																																			
許容ひびわれ幅 <table><tr><th></th><th>General</th><th>Severe</th></tr><tr><td>RC部材</td><td>0.3mm</td><td>最小かぶり $\times 0.04mm$</td></tr><tr><td>PC部材</td><td>0.2mm</td><td>0.1mm</td></tr></table> ひびわれ幅算定値を用いる場合 $N = \frac{3a \cdot \epsilon_m}{1 + 2 \cdot \frac{(a - C_o)}{h - x}}$ $\epsilon_m = \epsilon_1 \times \frac{1.2b \times h(a' - x)}{A_s(h-x)\alpha_y \times 9.8} \times 10^{-3}$ ひびわれ幅算定値を用いる場合 $\omega = \frac{3a t m}{1 + 2 \cdot \frac{(a - C_o)}{h - x}}$ $\epsilon_m = \epsilon_1 \times \frac{1.2b + h(a-x)}{A_s(h-x)\alpha_y \times 9.8} \times 10^{-3}$ ω : 設計表面ひびわれ幅 (cm) a : 考慮する点から最も近接する鉄筋表面までの距離 (cm) εm: ひびわれを考える位置での平均歪み Co : 引張鉄筋最小かぶり (cm) x : 中立軸高さ (cm)		General	Severe	RC部材	0.3mm	最小かぶり $\times 0.04mm$	PC部材	0.2mm	0.1mm	(ひびわれ伝播の制御) 1.0C+7ds の厚さのクラックを仮定し, 解析は (FEM) ひびわれを横切り, 圧縮域に定着された十分な鉄筋がクラックの伝播を防いでいるかどうかのチェック (許容応力) <table><tr><th rowspan="2">状 態</th><th rowspan="2">荷 重</th><th colspan="2">許 容 値</th></tr><tr><th>ΔPs</th><th>f_s</th></tr><tr><td>建設中 (有害なひびわれ)</td><td>すべての荷重</td><td>130</td><td>160</td></tr><tr><td>" (無害なひびわれ)</td><td>"</td><td>130</td><td>210 0.6fy</td></tr><tr><td>建設中</td><td>運搬 設置</td><td>130</td><td>160</td></tr><tr><td>現 場</td><td>1ヶ月に 1回</td><td>75</td><td>120</td></tr><tr><td>"</td><td>最大荷重</td><td>-</td><td>0.8fy</td></tr></table>	状 態	荷 重	許 容 値		ΔPs	f _s	建設中 (有害なひびわれ)	すべての荷重	130	160	" (無害なひびわれ)	"	130	210 0.6fy	建設中	運搬 設置	130	160	現 場	1ヶ月に 1回	75	120	"	最大荷重	-	0.8fy	(ひびわれ幅の制御) ACI - 224 委員会の推算式を基にしたひびわれ幅を与えている。 許容ひびわれ幅 屋内 0.4mm 屋外 0.3mm $Z = \sigma_s 3\sqrt{dc} A$ ここに, σs : 鉄筋の引張応力度 (kips / in ²) dc : コンクリートの最外縁から最も近接する鉄筋中心までのかぶりの厚さ (in) A : Ae / m 鉄筋1本当りの有効コンクリート面積
	General	Severe																																			
RC部材	0.3mm	最小かぶり $\times 0.04mm$																																			
PC部材	0.2mm	0.1mm																																			
状 態	荷 重	許 容 値																																			
		ΔPs	f _s																																		
建設中 (有害なひびわれ)	すべての荷重	130	160																																		
" (無害なひびわれ)	"	130	210 0.6fy																																		
建設中	運搬 設置	130	160																																		
現 場	1ヶ月に 1回	75	120																																		
"	最大荷重	-	0.8fy																																		

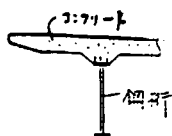
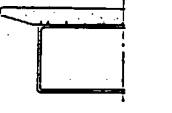
基 準		Dn V		L R		L R																	
項 目		Float.	Off.	Ship	Off.																		
1) 荷重組合せ P + L + D + 0.5E 2) 荷重組合せ P + L + D + E 3) 短期荷重の場合30%増 4) 一方向のプレストレスの場合、横方向及び tendon に隣接の鉄筋の σ_s は $\Delta\sigma_s$ とする。		<table><tr><th>水 圧 差</th><th>圧 縮 域</th></tr><tr><td>< 150 (KN/mm)</td><td>100 (mm)</td></tr><tr><td>> 150</td><td>200</td></tr></table> (7.9.4)	水 圧 差	圧 縮 域	< 150 (KN/mm)	100 (mm)	> 150	200	コンクリート許容引張強度 RC：許容応力のクライラ リアはない。 クラックは4.1.6に よる。 PC：クラックは不可	油、液化ガス等を積むもの はより高いクラスのものを 適用。貫通クラックを避け るため断面の30%以上 (min 200 mm) は引張域 を設ける。 水中部にあって面内荷重が プレストレスとバランスし 局部面外荷重によるクラッ クがコントロールされる場 合はRCの基準による。但 し tendon が断面の中心に あり、かぶりが200 mm の場 合。 PC の圧縮応力 (許容されるプラクティス) ・通常環境状態 + Max. or Min. 負荷荷重 変形荷重なし 0.33fcu 変形荷重あり 0.42fcu ・異常環境状態 + Max. or Min. 負荷荷重 変形荷重あり 0.48fcu	<table><tr><td>1) 壁厚50cm以上の部材</td><td rowspan="4"><table><tr><td></td><td>主鉄筋</td><td>PC鋼材</td></tr><tr><td>接水部</td><td>60</td><td>75</td></tr><tr><td>スブラッシュ部</td><td>75</td><td>100</td></tr></table></td></tr><tr><td>2) 壁厚50cm以下 骨材最大寸法の 1.5 倍 以上かつ最大鉄筋径の 1.5 倍以上 (R.4.3.8)</td></tr></table>	1) 壁厚50cm以上の部材	<table><tr><td></td><td>主鉄筋</td><td>PC鋼材</td></tr><tr><td>接水部</td><td>60</td><td>75</td></tr><tr><td>スブラッシュ部</td><td>75</td><td>100</td></tr></table>		主鉄筋	PC鋼材	接水部	60	75	スブラッシュ部	75	100	2) 壁厚50cm以下 骨材最大寸法の 1.5 倍 以上かつ最大鉄筋径の 1.5 倍以上 (R.4.3.8)
			水 圧 差	圧 縮 域																			
			< 150 (KN/mm)	100 (mm)																			
			> 150	200																			
1) 壁厚50cm以上の部材	<table><tr><td></td><td>主鉄筋</td><td>PC鋼材</td></tr><tr><td>接水部</td><td>60</td><td>75</td></tr><tr><td>スブラッシュ部</td><td>75</td><td>100</td></tr></table>		主鉄筋	PC鋼材	接水部	60	75	スブラッシュ部	75	100													
		主鉄筋	PC鋼材																				
接水部		60	75																				
スブラッシュ部		75	100																				
2) 壁厚50cm以下 骨材最大寸法の 1.5 倍 以上かつ最大鉄筋径の 1.5 倍以上 (R.4.3.8)																							
鉄筋棒鋼の最大間隔 主鉄筋 200 mm 補助鉄筋 300 mm					構造物又は、いかなる部分 のたわみも構造物に悪影響 を与えないこととする。 (R.3.2.3)																		
				(振動) 波、風、機械による振動は 機能を損なわず不快感をも たらさないものとする。許 容振動レベルは他の専門書 による。(R 3.2.14) (R 3.2.15)																			

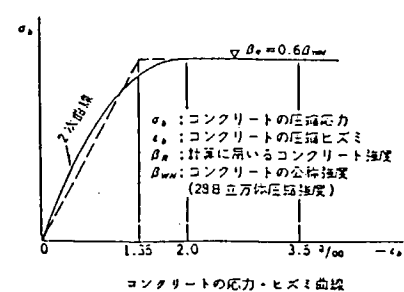
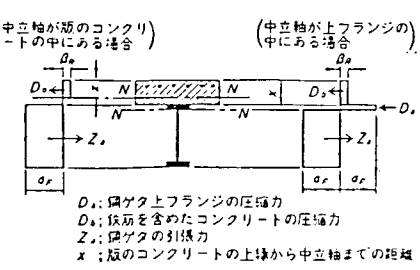
BS		ACI	
		357	318
ϵ_1 : 引張側コンクリートを無視して計算したひびわれ位置の歪み a' : 圧縮縁からひびわれ位置までの距離(cm) A_s : 引張鉄筋断面積(cm^2) σ_y : 鉄筋の降伏強度(kg/cm^2) * ひびわれ幅算定式のFactorは次の通り ① 鉄筋応力度 ② かぶり ③ 鉄筋の規格降伏強度 ④ 引張鉄筋断面積			屋内の場合 (許容ひびわれ巾 0.41 mm) $Z=175\text{kips} / \text{in}$ (31250 kg / cm) 屋外の場合 (許容ひびわれ巾 0.33 mm) $Z=145\text{kips} / \text{in}$ (25850 kg / cm) 但し、この式は非常に厳しい外気にさらされる構造物、または防水を目的として設計される構造物に対しては適用されない。
		現場打RC の場合	
		条 件	最 小 か ぶり (inch)
		土に直接打込まれ、かつ永久に土に接する場合	3
		土に接するか屋外にさらされる場合 # 6 ~ # 18 の鉄筋 # 5 以下の鉄筋	2 1 1/2
		屋外にさらされず、また地面に接しない場合 ・スラブ、壁、ジョイント # 14 ~ # 18 の鉄筋 # 11 以下の鉄筋 ・小ぶり、大ぶり、柱、主筋、タイ、スターラップ、スパイラル	1 1/2 3/4 1 1/2
		(7.7)	
(振動) 風または、機械によって振動が起こりそうな時に対策をとる。許容限界は専門文献を参照。		最大許容たわみが規定しており、部材の種類、重要度に応じて $\ell/180 \sim \ell/480$ (ℓ : 支間)である。 (9.5.2.4) たわみ計算を特に行わない一方向構造物、二方向構造物の最小厚を決定している。	

項 目	基 準	DnV		L R		F I P
		Ship	Off.	Ship	Off.	
(4)	FLS	繰返し荷重下の材料強度は特性S～Nカーブにより表わされる。(6.4.2.1) 設計S～Nカーブは特性S～Nカーブを r_m で割ったものとする。 r_m は計算精度に依りDnVの同意により決める。(6.4.2.2) 異なる変動荷重による累積疲労の計算は公認された方法による。 *Offshore Rule* Appendix D8及び4.5.1.4 参照 (6.4.3.1)	同 左 (7.7)	協会は船体の疲労強度を評価するための特別な計算を要求することがある。 (2.4.1)	繰返しの成分が支配的な荷重はコンクリート、鉄筋、P C材の疲労について考慮する。(LR 3.2.16) (通常荷重状態 クラス1) (異常荷重状態 クラス3) この基準は外部からのプレコンプレッション・プレストレスにより満たすことができる。 又この値は実験を行なった上で緩和できる。 (LR 3.2.17) 動的解析を行なう必要がある。 (LR 3.2.18)	荷重がかなり繰返し性の強いものである場合は、疲労を考慮すること。 (R 3.5.2)
(5)	PLS	構造の種類や事故荷重の種類に応じて計算モデルは弾性、塑性理論又は塑性崩壊理論を用いて決める。 (6.5.1.1)	同 左 (7.8)			

BS	ACI	
	357	318
構造物に作用する荷重がサイクリックに変動する場合に疲労の影響を考慮。	繰り返し応力のかかる断面以下の場合は、疲労の抵抗があると考える。 ①鉄筋またはP Cの最大の応力範囲が140MPa 以内 ②コンクリート 0.5f _{cu} 膜引張力がかからず、さらに曲げ引張応力が 1.4 MPa 以内。 ③最大せん断応力がコンクリートの許容せん断力をこえない。	

Appendix 2 ハイブリッド構造に関する BS , DIN 規則の比較

項 目	BS	DIN	備 考
1 総 則 (1) 適用範囲	構造用鋼材が鉄筋コンクリートあるいはプレストレストコンクリートと連結された合成橋梁に適用される。 対象とする構造は合成桁、合成箱桁、合成版、埋込桁、充填桁、永久型枠、合成柱などである。コンクリート要素に対する設計条件は普通および軽量コンクリート、場所打ちおよびプレキャストコンクリートに適用される。	鋼桁と版のコンクリートとをずれ止めにより結合した鋼合成桁に適用される。 合成の種類には、鋼桁と版のコンクリートとが計算上ずれを生じない剛な合成と、計算上考慮しなければならないずれを生じる柔な合成とがある。	  BS, DINともに上図のように鋼桁上にコンクリート床版がある構造を基本とし、BS では下図の合成箱桁など、他の合成構造についても言及している。DINでは合成の種類として剛な合成と柔な合成を示しているが、その定義、設計計算の扱いは明確でない。
(2) 特徴および背景	部分安全係数を用いた限界状態設計法を全面的に採用し、米国や西独の規準よりも詳しい内容になっている。 1957年に制定された許容応力度設計法を基本とする BS 143 を1967年以来、ヨーロッパコンクリート委員会 (CEB) やヨーロッパ鋼構造協会連合 (ECCS) らの指針を取り入れて大幅に改訂し、1979年に発行された。	限界状態設計法を基本としており、英国の規準より内容が簡潔で容量も非常に少ない。 従来の合成桁規格 DIN 1078 (道路橋) 及び DIN 4239 (建築構造) を一括し、CEB やECCS の関連委員会の助言を取り入れ、鋼合成桁設計指針として1974年に発表された。	BS, DIN とも CEB, ECCS の指針を反映している。
(3) 他規準との関連	PART 5 は合成橋梁特有の問題だけを扱い、鋼部およびコンクリート部は、PART 3 (鋼橋)、PART 4 (コンクリート橋) をそれぞれ参照するように、他のPART と一緒に使用する。	この指針では合成桁の特質のみを規定し、この指針でふれない各構造物の特有な問題については関連規定によることとしている。	
2 部材の設計 (1) 設計概要	次の関係式を満足するように設計する。 設計耐力を R^* 設計荷重作用を S^* として $R^* \geq S^*$ R^* は f_k / r_m、S^* は $r_f \cdot Q^*$ に基いて求める。 ここに f_k : 材料の特性強度 r_m : 材料に関する低減係数 r_f : 荷重係数 Q^* : 設計荷重 設計寿命は120年としている。	主ゲタの設計方法は、終局限界状態に対してケタ断面を算定し、さらに使用限界状態に対して照査する限界状態設計法によるものとしている。終局限界状態における断面の算定は、一般的には、いわゆる荷重係数設計法による。	
(2) 考慮する限界状態	終局限界状態 使用限界状態	終局限界状態 使用限界状態	
3. 終局限界状態 (1) 一 般	特別な場合を除き、曲げモーメント、せん断力および軸力の分布状態は弾性解析により求める。	曲げモーメント、せん断力などの計算方法を指示していない。	DINは曲げモーメントせん断力などの算定方法を特に指示していない。
(2) 断面の解析 a) 解析方法	コンパクトな断面の解析は、単純塑性理論により、スレンダーな断面の解析は、弾性理論により求める。 断面が次の条件を満足するときはコンパクトであると考える。 (1) ウェブおよび圧縮フランジが局部座屈による強度低下をきたさずに全塑性状態となり、かつ適当な回転能を発揮できるのは十分な剛性を有していること、この条件は以下に示す限界値を越えない場合に違反される。 Grade 43 および Grade 50 (BS 4360) の構造用鋼材を用いた圧延または組立1断面のとき	合成桁の断面内の繊維歪は中立軸からの距離に比例するものとする。 柔な合成の場合には、この仮定は合成断面を形成する鋼、コンクリートの各々の断面に適用される。 鋼桁に対しては理想弾塑性体における応力-歪関係が成り立つものとする。版のコンクリートは、引張域にある範囲に対しては無視するが、その中に配置される鉄筋プレストレス用鋼材は考慮してよい。	BS, DINとも、鋼桁の局部座屈に関して指針通りに補強されているが、或いはその恐れのない場合は合成断面が完全に塑性化するとして計算し、そうでない場合は、弾性理論により歪を制限する方法をとっている。

項 目	BS	DIN	備 考
	Grade 43: $b/t \leq 16.8$ $d/w \leq 70 (1-1.4\phi)$ ただし $0 \leq \phi \leq 0.28$ $d/w \leq 43$ ただし $\phi > 0.28$ Grade 50: $b/t \leq 12.4$ $d/w \leq 58 (1-1.4\phi)$ ただし $0 \leq \phi \leq 0.28$ $d/w \leq 36$ ただし $\phi > 0.28$ ここに、b: 鋼桁フランジの幅 t: 鋼桁フランジの有効厚 d: ウェブの純高さ、w: ウェブ厚 また、ϕ は床板中有効幅内の縦方向鉄筋が降伏応力度に達したときの引張力 $\{Ar(f_{ry}/r_m)\}$ と鋼部材の全断面積とその設計圧縮応力度との積 $\{Ar(f_y/r_m)\}$ の比である。 $\phi = \{Ar(f_{ry}/r_m)\} / \{As(f_y/r_m)\}$ (2) 圧縮フランジの横ねじり座屈が PART 3 により防止されていること。 スレンダーな断面とは、これらの条件を満たさないものである。	コンクリートの圧縮力を算定する場合は、下図の２種類の応力-歪曲線のうち、どちらか一方を用いることができる。  σ_c: コンクリートの圧縮応力 ϵ_c: コンクリートの圧縮ヒズミ σ_{pc}: 計算に用いるコンクリート強度 σ_{wk}: コンクリートの公称強度 (29.8 立方体圧縮強度) コンクリートの応力・ヒズミ曲線	
b) コンクリートフランジの有効幅	コンパクトな断面の解析では、有効幅（ウェブから片側長さ）は、支間長の $1/6$、ただし実幅以下とする。 スレンダーな断面の解析では後述の使用限界状態における有効幅を用いる。	版のコンクリートに生じる応力の分布について厳密な計算を行わない場合は、版のコンクリートの有効幅の算定は RC 橋指針による。 限界耐力の算定においては、版のコンクリートの全幅を有効としてよい。 ただし、ケタのモーメントのゼロ点間距離の $1/3$ をこえないものとする。	BS, DIN は表現が異なるが、ほぼ同一である。
c) 終局耐力算定方法	曲げ耐力 コンパクトな断面に対しては下記条件で算定する。 1) 塑性中立軸の引張側にあるコンクリートは無視 2) 鋼部材およびコンクリート床板の有効幅内にある縦方向鉄筋の全断面の降伏強度まで負荷する。 3) 塑性中立軸の圧縮側のコンクリート断面は、その圧縮強度（特性立方体強度の 0.4 倍）まで一様に負荷される。 スレンダーな断面に対しては、引張側コンクリートを無視して、鋼桁及び鉄筋の応力が制限内にあり、コンクリート応力は立方体特性強度の 0.53 倍を超えないようにする。 垂直せん断耐力 垂直せん断力を鋼桁だけで負担し、その応力が鋼橋の終局限界状態に対する限界値を超えてはならない。	鋼ゲタフランジの引張ヒズミは制限されないが、圧縮ヒズミは、供用荷重のもとで座屈の照査が行われる場合には、降伏点ヒズミ ϵ_p を限度とする。ただし、DAST 指針 008、あるいは他の方法で座屈に対する安全性が確認されるならば制限されない。 コンクリートの引張ヒズミは、最外縁の鉄筋位置あるいは鋼ゲタとコンクリートとの間の引張を受ける部分（中立軸が版のコンクリートの中にある場合）において 0.005 を限度とする。圧縮ヒズミは、曲げの場合 0.0035 を、中心軸圧縮のときは 0.002 を限度とする。軸力と曲げとが作用する場合は PC 指針による。 限界耐力へのせん断力の影響は、計算上の崩壊荷重のもとで生じるせん断力 Q_v が、 $(Q_v/Q_{pl}) \leq 0.3$ ならば無視し、Q_v が 0.3 Q_{pl} の値をこえる場合はその影響を考慮しなければならない。Q_{pl} は次式により計算するものとする。 $Q_{pl} = F_{steg} \cdot (\sigma_p / \sqrt{3})$ F_{steg}: 鋼ゲタのウェブの断面積 σ_p: 鋼材の降伏点応力度 下図に示すように、合成断面の圧縮側にコンクリートが存在し、中立軸が鋼ゲタの上フランジあるいは版のコンクリートの中にある場合、限界耐力は合成断面が完全に塑性化するものとして計算してよい。  D_{sf}: 鋼ゲタ上フランジの圧縮力 D_s: 鉄筋を含めたコンクリートの圧縮力 Z_f: 鋼ゲタの引張力 x: 版のコンクリートの上面から中立軸までの距離 塑性限界モーメント M_{pl} を計算するための応力分布の仮定	BS のスレンダーな断面と DIN のヒズミ制限による限界耐力、BS のコンパクトな断面と DIN の中立軸の位置による塑性理論の適用とが相対している。 BS にはコンクリートの引張ヒズミの制限はないが、DIN はせん断力の伝達を確実にするため制限している。 BS ではせん断力を鋼桁だけで負担することになっているが、DIN にはせん断耐力についての記述はなく、限界耐力への影響の形で考慮している。

項 目	BS	DIN	備 考
(3) 縦方向せん断 a) 縦方向せん断力の算定方法	合成桁の単位長さあたりの縦方向せん断力は、終局限界状態に応じた設計荷重を用いて、使用限界状態の方法に従って決定する。	版のコンクリートと鋼ゲタとの間に生じるせん断力は、ずれ止め、合成鉄筋または摩擦作用により伝達されるものとし、鋼ゲタとコンクリートとの付着力は無視する。鋼ゲタとコンクリート床版との合成の確保は、崩壊荷重についてのみ照査するものとし、ずれ止めに作用するすべての荷重に必要な安全係数を乗じて計算する。	
b) 合成の確保とずれ止め	ずれ止めに作用する浮き上がり力に対する考慮などを除き、終局限界状態について、ずれ止めの設計を行なう必要はない。 なお、ずれ止めから床板および鉄筋に導入される力に対し、コンクリート床板内にせん断面を仮想し、そのせん断面に沿って生じるせん断破壊に抵抗する強度を持たせるようにしている。	一般に、ずれ止めの総数は版のコンクリートに作用する最大軸力に対して計算すればよい。この場合、ずれ止めが配置されている範囲では、ずれ止めの最小輪郭（下図）に沿うせん断応力がPC 指針に示された値をこえてはならない。ただし、せん断応力がPC 指針に示された値よりも大きくなる場合には、PC 指針に従って、主引張力を補強鉄筋で受け持たせるものとする。  ずれ止め輪郭面（図中の斜線）のとり方 頭つきスタッドおよび頭なしスタッドは突合わせ溶接により鋼ゲタに取り付けるものとする。スタッドのかぶりは、DIN 1043 または DIN 1075 に示される標準的な値を下まわってはならない。また、スタッドの最小間隔 e_{min} は次のとおりとする。 ケタ軸方向 $e_{min} = 5d_1$ ケタ軸直角方向 $e_{min} = 2.5d_1$ d_1 : スタッドの幹の直径 スタッドのせん断耐荷力 $\max D_s$ は静荷重が支配的な構造物に対して次式のとおりとする。 $\max D_s = 0.25 \cdot a \cdot d_1^2 \cdot \sqrt{\beta_{WN} \cdot E_b}$ $\leq 0.55 \cdot d_1^2 \cdot \sigma_F$ σ_F : スタッド材の降伏点応力度で 3500 kg/cm ² としてよい β_{WN} : コンクリートの公称強度（28日立方体圧縮強度） E_b : コンクリートの弾性係数 $d_1 \leq 23\text{mm}$ h : スタッドの高さ a : 0.85 ($h/d_1 = 3.0$ のとき) a : 1.0 ($h/d_1 \geq 4.2$ のとき) ただし、 h/d_1 の中間値に対しては直線補間する。 橋梁および静荷重が支配的でない構造物の場合には、上式で与えられる値の2/3に低減する。 スタッドに軸方向引張力が働く場合の耐荷力についても規定している。また、ブロックジベル、高力ボルトを用いたずれ止めについても記述している。	ずれ止めの設計に、BS では使用限界状態において、DIN では終局限界状態において行うようになっている。 DIN ではずれ止めの総数の計算法は規定されているが、その間隔については明確な規定がない。
(4) 温度変化及び乾燥収縮の影響	スレンダーは断面においては縦方向応力に対して考慮する。その方法は後述の使用限界状態に対するものを用いる。 ずれ止めの設計には、これらの影響を考慮しない。	版のコンクリートと鋼ゲタとの温度差あるいは版のコンクリートの乾燥収縮などによるせん断力は、より厳密な計算を行わない場合、ケタ端より版の有効幅 b_m に等しい長さの三角形に分布すると考えてよい。この場合、崩壊荷重に対しては死荷重と活荷重との和の 1.7 倍のほかに、温度差または乾燥収縮のそれぞれ 1.3 倍を用いて端部のせん断力を計算するものとし、照査を行う。	
4 使用限界状態 (1) 一般	(1) 外力による曲げモーメントと垂直せん断力の分布は、コンクリートは全断面有効で、かつ鉄筋を無視した弾性解析により計算してよい。せん断遅れの影響は無視される。 (2) 連続桁の各中間支点上においては、(1)より得られた最大設計負モーメントによる床版コンクリートの上縁引張応力を計算する。このため、合成断面の剛性は指示された有効幅をもつコンクリートフランジが鋼部材と合成して働くものと考えて求められる。コンクリートは全断面有効でかつ鉄筋を無視するものと仮定する。もし、この応力 f_{tc} が 0.1f _{cu} を越えるならば、曲げモーメントの新しい分布を(1)により決定する。ただし、各中間支点に影響するそれぞれの側支間長の15%にわ	供用荷重による応力照査において、応力とヒズミとは一次関係にあるものとする。 一般に、架設途中、使用開始時、クリープ及び乾燥収縮の終了後の各載荷状態について検討を行う。	応力と歪の間に線形関係が成り立つものとしている。 BS は、コンクリートが全断面有効として曲げモーメント、垂直せん断力を求め、引張応力がある限度を越えると、コンクリートを無視して再計算するようにしている。 DIN では、照査する載荷状態を指示しているが、計算方法に関しては記述していない。

項 目	BS	DIN	備 考																																																																					
	たる範囲のコンクリートの合成効果は無視する。このため、床版内の縦方向引張鉄筋は考慮してよい。 (3) 連続合成桁の負モーメント域にあるコンクリートフランジが縦方向にプレストレスされているならば、曲げモーメントと垂直せん断力の分布は(1)に従って求めるものとする。																																																																							
(2) 断面の解析 a) 解析手法	曲げモーメントおよび垂直せん断力による応力は、鋼桁と圧縮をうけるコンクリートとが完全合成であるとし、指示された有効幅を用いて弾性解析により計算してよい。垂直せん断力は鋼桁だけで負担するものとし、コンクリートの引張強度は無視する。	曲げモーメント、せん断力などの算定方法を指示していない。																																																																						
b) コンクリートフランジの有効幅	一般に、フランジの片側有効幅 b_e は次の値とする。 ウェブ間のフランジ: $b_e = \Psi \cdot b$ ここに、 b はコンクリートフランジの中央面上で測ったウェブ中心間距離の半分の値である。 外面ウェブのフランジ突出部: $b_e = 0.85 \Psi \cdot b$ ここに、 b はコンクリートフランジの中央面上で測ったフランジ先端から外側ウェブの中心までの距離である。 Ψ は表で与えられる有効幅比である。 l は桁の支点中心間距離である。中間支点上の有効幅比は、両側の支間の中間支点上に対して与えられる Ψ の平均値を使用してよい。 単純桁の有効幅比(Ψ) <table><tr><th rowspan="2">b/l</th><th colspan="3">長さ 0.5 l 以上の範囲での等分布荷重状態</th><th colspan="3">支間中央での集中荷重状態</th></tr><tr><th>$l/2$ 点</th><th>$l/4$ 点</th><th>支点上</th><th>$l/2$ 点</th><th>$l/4$ 点</th><th>支点上</th></tr><tr><td>0</td><td>1.0</td><td>1.0</td><td>1.0</td><td>1.0</td><td>1.0</td><td>1.0</td></tr><tr><td>0.02</td><td>0.99</td><td>0.99</td><td>0.93</td><td>0.91</td><td>1.0</td><td>1.0</td></tr><tr><td>0.05</td><td>0.98</td><td>0.98</td><td>0.84</td><td>0.80</td><td>1.0</td><td>1.0</td></tr><tr><td>0.10</td><td>0.95</td><td>0.93</td><td>0.70</td><td>0.67</td><td>1.0</td><td>1.0</td></tr><tr><td>0.20</td><td>0.81</td><td>0.77</td><td>0.52</td><td>0.49</td><td>0.98</td><td>1.0</td></tr><tr><td>0.30</td><td>0.65</td><td>0.60</td><td>0.40</td><td>0.38</td><td>0.82</td><td>0.85</td></tr><tr><td>0.40</td><td>0.50</td><td>0.46</td><td>0.32</td><td>0.30</td><td>0.63</td><td>0.70</td></tr><tr><td>0.50</td><td>0.38</td><td>0.36</td><td>0.27</td><td>0.24</td><td>0.47</td><td>0.54</td></tr></table>	b/l	長さ 0.5 l 以上の範囲での等分布荷重状態			支間中央での集中荷重状態			$l/2$ 点	$l/4$ 点	支点上	$l/2$ 点	$l/4$ 点	支点上	0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	0.02	0.99	0.99	0.93	0.91	1.0	1.0	0.05	0.98	0.98	0.84	0.80	1.0	1.0	0.10	0.95	0.93	0.70	0.67	1.0	1.0	0.20	0.81	0.77	0.52	0.49	0.98	1.0	0.30	0.65	0.60	0.40	0.38	0.82	0.85	0.40	0.50	0.46	0.32	0.30	0.63	0.70	0.50	0.38	0.36	0.27	0.24	0.47	0.54	前述の終局限界状態の方法と同じ。	BS では単純梁、片持梁、連続梁の集中荷重、分布荷重について詳しく定めている。
b/l	長さ 0.5 l 以上の範囲での等分布荷重状態			支間中央での集中荷重状態																																																																				
	$l/2$ 点	$l/4$ 点	支点上	$l/2$ 点	$l/4$ 点	支点上																																																																		
0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0																																																																		
0.02	0.99	0.99	0.93	0.91	1.0	1.0																																																																		
0.05	0.98	0.98	0.84	0.80	1.0	1.0																																																																		
0.10	0.95	0.93	0.70	0.67	1.0	1.0																																																																		
0.20	0.81	0.77	0.52	0.49	0.98	1.0																																																																		
0.30	0.65	0.60	0.40	0.38	0.82	0.85																																																																		
0.40	0.50	0.46	0.32	0.30	0.63	0.70																																																																		
0.50	0.38	0.36	0.27	0.24	0.47	0.54																																																																		
c) 鋼桁およびコンクリートフランジの応力算定方法	鋼断面のPART 3の規定を満足するように設計し、架設法、床版の打設順序についての考慮が払われるものとする。 床版は、床版の上に直接働く荷重作用および合成部材全体またはフランジ部に働く荷重作用に抵抗しようよう設計されるものとする。これらの荷重作用は、それぞれ別個に考えるものとし、それらが同時に起こる個所では重ね合わせる。同一方向に作用する組み合わせる。同一方向に作用する組み合わせ応力(coexistent stresses)は代数和する。 コンクリートスラブおよび鉄筋の応力は弾性解析により決定し、PART 4 に示された限界値を超えてはならない。組み合わせ応力の計算においてはせん断遅れの影響を考慮してよい。ウェブ中心から距離 x の位置でのフランジにおける縦方向応力 f_x は次式で計算してよい。 $f_x = f_{\max} \{x^4 + k(1-x^4)\}$ ここで、 $x = (b-x)/b$ ウェブ中心間の部分に対し: $k = (5\Psi - 1)/4$ 外側ウェブからの突出部に対し $: k = (4.25\Psi - 1)/4$ $f_{\max}$ は 5.2.3 に従って求めたフランジの有効幅を用いて弾性解析により計算された合成断面は縦方向曲げによるコンクリートフランジの最大応力である。 Ψ は有効幅比、 b はウェブ中心間距離の半分、 x は下図で定義されたものである。 f_z の計算値が負になるならば、 f_x の値をゼロにおくものとする。	鋼桁については、構造物の種類に応じて関連規定による応力照査を行う。また、種々の載荷状態に対して、鋼桁の垂直応力が $0.9 \sigma_F$ を、かつ合成応力が σ_F を超えないこと。 版のコンクリートの応力照査は、DIN 1045、PC 指針および RC 橋指針のそれぞれの規定による。 予圧引張域のコンクリートは PC 指針の規定による。 加圧圧縮域については、クリープと乾燥収縮の終了前におけるケタ軸方向の許容圧縮応力度は PC 指針の規定によらずに表に示す値とする。ただし、クリープと乾燥収縮の終了後におけるコンクリートの許容圧縮応力度については PC 指針による。 クリープと乾燥収縮終了前のコンクリートの許容圧縮応力度 <table><tr><th colspan="4">許容圧縮応力度 (kg/cm²)</th></tr><tr><th>Bn250</th><th>Bn350</th><th>Bn450</th><th>Bn550</th></tr><tr><td>150</td><td>200</td><td>230</td><td>250</td></tr></table>	許容圧縮応力度 (kg/cm ²)				Bn250	Bn350	Bn450	Bn550	150	200	230	250	BS では、それぞれの荷重作用を別個に考え、同時に起きる所では重ね合わせるようにしている。この組み合わせ応力の計算にはせん断遅れの影響を考慮してよい。 DIN では、本指針の中にそのような記述がなく、関連規定によることとしている。																																																									
許容圧縮応力度 (kg/cm ²)																																																																								
Bn250	Bn350	Bn450	Bn550																																																																					
150	200	230	250																																																																					

項 目	BS	DIN	備 考
	合成桁のコンクリートフランジにおけるせん断応力の分布		
d) コンクリートのひびわれ制御	コンクリートフランジにおいて、全体と局部荷重が同時に作用しているところでは、全体の縦曲げによるひびわれ幅は付録Bの方法で求める。 局部曲げによるひびわれ幅はPART 4 の式で求める。それらを合計したひびわれ幅が構造物の特性、環境に応じてPART 4 の制限値を超えてはならない。 別の方法として、指示通りの配筋を行えばひびわれ制御の規定を満足しているものと考えてよい。	プレストレスされた合成ゲタにおけるコンクリートの許容引張応力は、ケタ端領域を除いてPC 指針の規定による。 また、鉄筋によるコンクリートの引張力の負担はPC 指針の規定によるものとするが、合成ゲタのケタ軸方向の照査においては、全断面の断面力によらずにコンクリート断面の断面力について考慮する。 プレストレスされない合成ゲタのヒビワレの照査は、DIN 1045 により行う。ただし、次の条件を満たす合成ゲタにおいて、ケタ軸方向鉄筋の直径 d_e が下図に示す限界値よりも小さいかまたは等しい場合には、DIN 1045 に示す持続して作用する荷重による照査は行わなくてよい。 ① St 37 あるいは St 52を用いた断面変化のない2軸対称の鋼ゲタの場合 ② ハンチ高 v が床版厚 d より小さい場合 ③ BSt 42/50 以上の異形鉄筋または異形鉄筋マットを用いた場合 図において、μ_z は上側の鉄筋断面積 F_e と版のコンクリートの断面積 F_b との比であって $\mu_z = 100 F_e / F_b$ と表現できる。 床版の下側に配置する鉄筋の断面積は上側に配置する鉄筋の断面積の $\frac{2}{3}$ 以上としなければならない。ハンチ高 v が床版厚 d よりも大きい場合、上側の鉄筋の応力は供用荷重のもとで降伏点応力をこえてはならない。 鉄筋直径と鉄筋比の関係	BS は、ひびわれ幅の算定式と限界値を与えてひびわれ制御の指針を定めているが、DINではコンクリートの引張応力で制限している。 BS, DINでも配筋方法を与え、これに従えば、ひびわれ制御の規定を満足するとしている。
(3) 縦方向せん断			
a) 縦方向せん断力の算定方法	合成桁の単位長さあたりの縦方向せん断力は、単純支持、連続支持にかかわらず、使用限界状態に対して、コンクリートフランジにはひび割れがなく鉄筋もないものと仮定して計算した換算断面を用いた弾性理論によって計算する。コンクリートフランジの有効幅は支間全長にわたり、等分布荷重の $\ell/4$ における有効幅で一定と仮定する。	終局限界状態で照査する。	BSは、せん断力の算定方法を単純化した換算断面で求めるように提案している。
b) 合成の確保とずれ止め	ずれ止めの縦方向の間隔は600 mm、床版厚の3倍およびずれ止めの高さの4倍のうち最小のものを越えてはならない。ただし、設計において、縦方向せん断力の不均一な分布、ずれおよび浮き上がりの発生に対し配慮するならばずれ止めをグループで配置できる。そのグループの間隔は個々のずれ止めに対し規定している間隔よりも大きくとれる。 スタッドの幹の径は、スタッドを溶接するフランジが	ずれ止めによる鋼桁とコンクリート床板と間の合成の確保は計算上の終局荷重について照査すればよいが、厳密な照査を行なう場合、終局荷重と同時に供用荷重に対しても照査を行なうものとする。	BS は使用限界荷重におけるずれ止めの設計に関し、静的基本強度、疲労強度、強度試験方法、かぶり、浮き上り防止対策など詳しく記述している。 DIN は終局限界状態にて設計するようになっている。

項	目	BS	DIN	備考												
		引張応力を受ける場合はその厚さの 1.5 倍以下、引張応力を受けない場合は 2 倍以下とする。特別な場合を除いてずれ止めは桁の全長にわたって配置するものとする。 おのおの支間のそれぞれの端部におけるずれ止めの寸法と間隔は、最大荷重状態を考えたときに必要な値を下回ってはならない。また、その寸法と間隔は支間長の 1/10 以上の長さにわたって保持するものとする。ずれ止めの間隔は、単位長さあたりの設計縦方向せん断力とずれ止め間隔の積、すなわち、ずれ止めに作用する荷重がずれ止めの設計静的強度 (0.55 × 基本静的強度) を越えないように決める。更に PART 10 に従って疲労に対し照査する。														
(4)	温度変化及び乾燥収縮の影響 a) 温度変化の影響	使用限界状態における温度変化および乾燥収縮によって生じる縦方向応力は鋼桁がコンパクトである断面の合成桁についてのみ考慮し、縦方向せん断力についてはすべての合成桁について考慮する。合成桁の剛性が縦方向に変化していれば (例えば鋼桁の変化、コンクリートの場所打)、単位長さあたりの縦せん断力の算定にそれを考慮する。 考慮すべき温度変化は次の 3 点である。 (1) 合成断面の桁高に沿う温度変化 (2) 鋼とコンクリートの線膨張係数の相違による合成断面内の温度差 (3) 連続部材において(1)および(2)によって生じるモーメントと支点反力の再配分による 2 次的な影響 温度変化による縦方向応力およびせん断力は、不完全合成理論解析を行わない場合、完全合成であると仮定した弾性理論によって求める。 縦方向せん断力は端部のずれ止めによってコンクリートから鋼桁へ伝達されるものとし、コンクリートと鋼桁間の付着力は無視する。ずれ止めに作用する力は桁端部から l_s の範囲にわたって $2Q/l_s$ からゼロに変化するものとして計算する。ここに、 $l_s = 2\sqrt{K \cdot Q / \epsilon_d}$ ϵ_d : コンクリート床版の中心における自由ひずみと鋼桁の中心における自由ひずみの差 K : ずれ止めの間隔 (mm) / ずれ止め係数 (N/mm) Q : 温度変化の 1 次的影響による縦方向せん断力 (付録 D 参照) また、特にスタッドの場合には、ずれ止めに作用する力は桁端部から有効支間長の 1/5 にわたって一定であると仮定してもよい。	温度変化の影響は、活荷重と温度差との組合せにおいて、次の軽減された設計荷重を用いることにより考慮する。 活荷重と温度差の 1/2 活荷重の 1/2 と温度差													
	b) 乾燥収縮の影響	ずれ止め、コンクリート床版あるいは鋼桁に対し、乾燥収縮が不利に作用するときは温度変化についての方法を用いて計算する。ただし、この場合は自由収縮ひずみ ϵ_s および持続荷重に対する弾性係数比 α を用いる。α は近似的には $2 \cdot E_s / E_c$ とし、より正確には $E_s / \phi_c \cdot E_c$ とする。$\epsilon_s \cdot \phi_c$ の値は下表に示すとおりである。なお、$\phi_c = 1 / (1 + \phi)$ とする。 収縮ひずみおよびクリープ低減係数 <table><tr><th>環境条件</th><th>ϵ_s</th><th>ϕ_c</th></tr><tr><td>非常に湿ったところ</td><td>-100×10^{-6}</td><td>0.5</td></tr><tr><td>外気中にさらされたところ</td><td>-200×10^{-6}</td><td>0.4</td></tr><tr><td>非常に乾燥したところ</td><td>-300×10^{-6}</td><td>0.3</td></tr></table>	環境条件	ϵ_s	ϕ_c	非常に湿ったところ	-100×10^{-6}	0.5	外気中にさらされたところ	-200×10^{-6}	0.4	非常に乾燥したところ	-300×10^{-6}	0.3	使用開始時における乾燥収縮は、それが不利に作用するときは考慮するものとし、有利に作用するときは必ずしも考慮しなくてもよい。それらの影響は PC 指針により計算する。	
環境条件	ϵ_s	ϕ_c														
非常に湿ったところ	-100×10^{-6}	0.5														
外気中にさらされたところ	-200×10^{-6}	0.4														
非常に乾燥したところ	-300×10^{-6}	0.3														
5	その他															
(1)	疲労強度	ずれ止めの疲労強度は PART 10 に従って決定する。	橋梁及び静荷重が支配的でない構造物に限り、DIN 1073 を準用して疲労強度の照査を行う。													
(2)	座屈	座屈に関しては、部分安全係数および設計耐力の中に含まれる。	荷重による照査を行った合成ゲタについては、座屈に対する安全性の照査を行う。供用荷重による鋼ゲタは DIN 4114 により行う。	BS では座屈に対する照査は規定していない。												

3. 第2小委員会の検討内容

3.1 耐水構造部の設計手法の検討

3.1.1 強度設計

(1) プレストレストコンクリート構造

水海域で稼動する移動式コンクリートプラットフォームの耐水壁は、厚さ2 m以上にも及ぶ多大な水圧に抵抗するため、一般に壁厚が厚くなり、せん断スパン比の小さい部材形状（ディープビーム）となることが多い。

このようなディープビームは、通常のはり部材とは異なった複雑な破壊性状を示し、理論的な取り扱いが困難とされている。

ここでは、このようなせん断スパン比の小さいプレストレストコンクリート耐水壁の破壊形状、及び、終局強度を検討するため、有現要素法による非線形応力解析を行なうとともに、既往の設計規準による終局強度の算定結果との比較検討を行なう。

(a) 耐水壁の検討モデル

検討の対象とする耐水壁は、昭和59年度設計したプレストレストコンクリート耐水壁、及び、これより耐部のハンチを取り除いた場合の2ケースとし、耐水壁形状の差による破壊性状の差による破壊性状の相違を検討することとする。図3.1.1、図3.1.2に、これら2ケースの耐水壁の検討モデルを示す。モデル化にあたっては、耐水壁1スパン部分を対象とし、両端固定のはりとして検討する。表3.1.1～表3.1.3に、耐水壁の材料定数を示す。

表3.1.1 コンクリートの材料定数

圧縮強度 f_c'	490 kg/cm ² (7,000 psi)
引張強度 f_{ct}	33.5 kg/cm ²
ヤング係数 E_c	2.2×10^5 kg/cm ²

$$f_{ct} = 5.7 \sqrt{f_c'} \text{ (psi)}$$

$$E_c = (40,000 \sqrt{f_c'} + 1.0 \times 10^6) \cdot (\omega / 145)^{1.5} \text{ (psi)} \quad \text{(Morales 式)}$$

$$\omega : \text{単位体積重量 } 1.85 \text{ ton/m}^3 \text{ (115.5 psi)}$$

表3.1.2 鉄筋の材料定数

種 別	S D 40
降伏強度 f_y	4,000 kg/cm ²
ヤング係数 E_s	2.2×10^6 kg/cm ²

表3.1.3 P C鋼材の材料定数

タ イ プ	12 strand $\phi 15.2$
降伏荷重 P_y	271.2 ton
引張荷重 P_u	319.2 ton
ヤング係数 E_p	2×10^6 kg/cm ²
降伏強度 f_{py}	16,300 kg/cm ²
有効プレストレス力 P_e *)	168 ton

*) 有効プレストレス力による圧縮応力を断面の最小部で 40 kg/cm² とする。

(b) ディープビームの終局せん断強度設計法

(i) 設計式

A C I 規 準 (A C I 317-83) では、内のリスパン ℓ_n に対する有効成 d の比が5より小さい部材 ($\ell_n/d <$

5) に対しては、ディープビームとしての特別規定を設け、せん断力に対する断面設計は、これに従うこととしている。設計法の要点は以下の通りである。

$$V_u \leq \phi V_n \quad (3.1.1)$$

$$V_n = V_c + V_s \quad (3.1.2)$$

V_u は設計せん断力、 ϕ は耐力低減係数（せん断に対して 0.85）、 V_n は断面の公称せん断強度であり、コンクリートの負担力 V_c とせん断補強筋の負担力 V_s の和で算定する。但し、 V_n の上限値は以下とする。

$$\ell_n / d < 2 \text{ の場合} \quad V_n = 8 \sqrt{f'_c} b d \quad (3.1.3)$$

$$2 \leq \ell_n / d \leq 5 \text{ の場合} \quad V_n = \frac{2}{3} \left(10 + \frac{\ell_n}{d} \right) \sqrt{f'_c} b d \quad (3.1.4)$$

f'_c はコンクリートの圧縮強度 (psi)、 b は断面の幅。

(イ) コンクリートの負担するせん断強度 V_c

$$V_c = \left(3.5 - 2.5 \frac{M_u}{V_u d} \right) \left(1.9 \sqrt{f'_c} + 2,500 \rho \frac{V_u d}{M_u} \right) b d \quad (3.1.5)$$

但し、

$$\left(3.5 - 2.5 \frac{M_u}{V_u d} \right) \leq 2.5 \quad (3.1.6)$$

$$V_c \leq 5 \sqrt{f'_c} b d \quad (3.1.7)$$

M_u は検討断面に V_u と同時に生じる設計曲げモーメント、 ρ は引張鉄筋比。

(ロ) せん断補強筋の負担するせん断強度 V_s

$$V_s = \left[\frac{A_v}{S} \cdot \left(\frac{1 + \frac{\ell_n}{d}}{12} \right) + \frac{A_{vh}}{S_2} \cdot \left(\frac{11 - \frac{\ell_n}{d}}{12} \right) \right] \cdot f_y d \quad (3.1.8)$$

A_v は引張鉄筋に垂直なせん断補強筋の断面積（間隔 S ）、 A_{vh} は、引張鉄筋に平行なせん断補強筋の断面積（間隔 S_2 ）、 f_y は鉄筋の降伏強度。

(ハ) 設計検討断面

等分布荷重が載荷された場合の設計検討断面は、支持点内側より $0.15 \ell_n$ 隔てた断面とする。

(ニ) 軽量コンクリートに対する規定

以上の設計式は、普通コンクリートに対して適用されるものであり、軽量コンクリートに対しては (3.1.

3) ～ (3.1.7) 式中の $\sqrt{f'_c}$ を以下のように修正して適用する。

- ・引張強度 f_{ct} が規定されている場合 $\sqrt{f'_c} \rightarrow f_{ct} / 6.7$
- ・引張強度が規定されていない場合 $\sqrt{f'_c} \rightarrow 0.85 \sqrt{f'_c} \sim 0.75 \sqrt{f'_c}$

(c) A C I 規準による終局せん断強度

図 3.1.3 に、単位氷圧力 ($p = 1 \text{ kg/cm}^2$) による設計検討断面 (図 3.1.1, 3.1.2) の応力度分布を示す。応力度分布は、F E M 弾性解析で算出した。表 3.1.4 に応力度分布を示す。応力度分布より算出した設計検討断面のせん断力 V_u 、曲げモーメント M_u 、せん断スパン比 $M_u / V_u d$ 、及び、A C I 規準ディープビーム設計式による設計せん断強度 ϕV_n とこれに対応する最大氷圧力 $p_{\max}$ の計算結果を示す。

表 3.1.4 A C I 設計式による設計せん断強度と最大氷圧力

耐氷壁	M_u (t・m/m)	V_u (t/m)	d (m)	$M_u / V_u d$	ϕV_n (t/m)	$p_{\max}$ (t/m ²)
モデル 1	0.0385 p	1.60 p	1.10	0.02	429	268
モデル 2	0.687 p	1.66 p	1.97	0.21	658	397

p : 単位氷圧力 (t/m²)

(d) 有限要素法による非線形応力解析

(i) 解析モデル

図 3.1.4 に、解析モデルの要素分割、及び境界条件を示す。解析モデルは耐水壁 1 スパンを対象とした平面応力問題とし、鉄筋及びテンドンは、bi-linear 型の材料特性を持つ線材としてモデル化した。コンクリート要素は、四辺形アイソパラメトリック要素、及び、定ひずみ三角形要素を用い、ひびわれ、降伏、圧壊等のコンクリート特有の材料特性を考慮した¹⁾。プレストレス力は、強制変位として与えた。

(ii) 解析結果

図 3.1.5 ～図 3.1.13 に解析結果を示す。解析は、荷重増分法で行ない、各増分荷重内において、不平衡力が許容値以内に収れんするまで、Newton-Raphson 法で繰り返し計算を行なった。

モデル 1 の解析結果は、曲げひびわれに続いて、ウェブせん断ひびわれが発生し、水圧力の増加とともに、これが進展し、終局時には、隔壁との付け根付近のコンクリートが、応力集中により圧壊する破壊性状を示した。これに対して、モデル 2 では、せん断ひびわれは発生せず、終局時まで、ほぼ弾性的な挙動を示した。終局耐力は、耐水壁ハンチ部に隣接する隔壁コンクリートの応力集中による圧壊で決定した。

非線形応力解析結果による最大水圧力は、モデル 1、モデル 2 が、それぞれ、 840 t/m^2 、 450 t/m^2 であり、ACI ディープビーム設計式による最大水圧力 $p_{\max}$ は、この 60% (モデル 1)、47% (モデル 2) となった。

(e) まとめ

昭和 59 年度試設計したプレストレストコンクリート耐水壁 (ディープビーム) を対象に、FEM 非線形応力解析、及び、既往のディープビーム設計式による検討を行なった結果、以下の知見が得られた。

- 1) せん断スパン比の小さいプレストレストコンクリート耐水壁の設計に対し、ACI 規準の設計式が適用できる。
- 2) 耐水壁と隔壁との結合部には、大きな応力集中が生じるため、部材形状の設計に際しては、応力集中をできるだけ小さくする形状を選択することが望ましい。
- 3) FEM 非線形応力解析は、設計された構造部材の終局耐力のチェック、及び、最適部材形状の設計に有効である。

(2) サンドイッチ式コンポジット構造

(a) 構造解析

(i) 荷重作用による終局限界状態検討用断面力の算定は、線形解析によるのを原則とする。

(ii) 非線形解析の適用に実績のある構造部材については非線形解析によってもよい。

終局限界状態において考慮される断面力はコンクリートのひび割れ、降伏、鋼板の座屈、降伏および鋼板とコンクリートの間のすべり、はく離などの非線形要因のため線形解析によって求められる断面力とかなり異なる可能性がある。したがって実際に即した断面力を求めるためには非線形解析によるのが合理的であるが、研究が十分に進んでいない現状では線形解析に頼らざるを得ない。線形解析によって得られた断面力は非線形解析によるものよりも大き目になると一般に言われているが、前もって確認して置く必要がある。

(b) 最終耐力

構造解析により得られた曲げモーメント、軸力およびせん断力に対して、構造物はその使用目的を損なわないように設計されなければならない。

構造部材断面の最終耐力を求める方法として現在次の 3 つの方法がある。

(i) 有限要素法非線形解析

(ii) 簡略弾塑性解析

(iii) アーチ理論、トラス理論による解析

以下に各解析法の概要を述べる。

(i) 有限要素法非線形解析

次の仮定を設ける。

(イ) コンクリートおよび鋼板の応力-歪曲線

試験結果の応力-歪曲線を図 3. 1.14 および図 3. 1.15 に示すように折線で近似する。

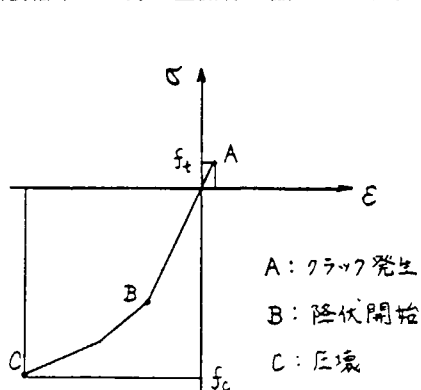


図 3. 1.14 コンクリートの応力-歪曲線

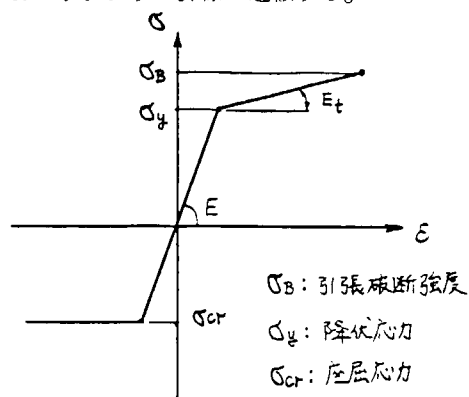


図 3. 1.15 鋼板の応力-歪曲線

(ロ) 鋼板とコンクリート

- ずれ止めのある位置

ずれ止め取付位置でコンクリートと鋼板の接点を一致させて力を伝達させる。

- ずれ止めの間

コンクリートのボンド力による結合効果を表わすために図 3. 1.16 に示す圧縮ばねとせん断ばねから構成されるリンケージ要素を用いる。圧縮ばねに引張力が作用すると鋼板とコンクリートの間にギャップが生じ力の伝達が行われない。

解析手順は次の通り。

- ① サンドイッチ式コンポジット構造を構成するコンクリートと鋼板を三角形有限要素に分割し、鋼板とコンクリートの間にリンケージ要素を設ける。

- ② 微小荷重増分に対して要素の特性は一定であると見做して応

答、計算を行い、各要素に降伏、クラックあるいはギャップなどの要素特性の変化が生じたかどうか判定する。

- ③ 要素特性が変化した場合には、次の荷重増分に対する剛性行列を計算し、次のステップの応答計算に備える。

- ④ クラックが発生した場合やコンクリートと鋼板の間にギャップが発生した場合には、そこに作用していた応力や部材力を解放する。このように応力や部材力を解放すると外力が作用していた荷重点位置には荷重方向の反力が作用する。そのために荷重はその反力分だけ小さくなる。このとき応力の再分配が行われる。このようにして崩壊するまでの過程を逐次解析する。

(ii) 簡略弾塑性解析

曲げモーメントおよび軸力が作用する構造部材の弾塑性解析を次の仮定の下に行う。この方法によると最終耐力と同時に最終たわみも求めることが出来る。

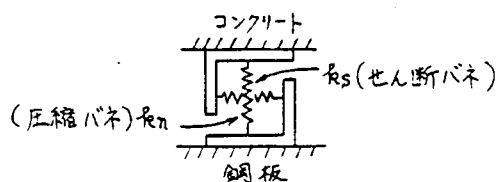


図 3. 1.16 リンケージ要素

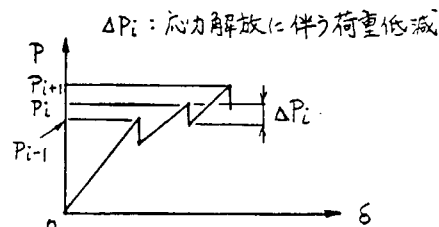


図 3. 1.17 荷重と変位の関係

(鉄筋コンクリートの場合、圧縮側の縁端が圧壊するとそれ以上の荷重に耐えることが出来ないが、サンドイッチ式コンポジット構造の場合、鋼板で囲まれているために縁端が圧壊してもそれ以上の荷重に耐えることが出来る。下側鋼板が引張破断すると崩壊する。)

(イ) 断面のひずみ分布

下側鋼板が降伏するまで断面は平面保持し、降伏後は平面保持せず一定勾配 m をもつものとする。

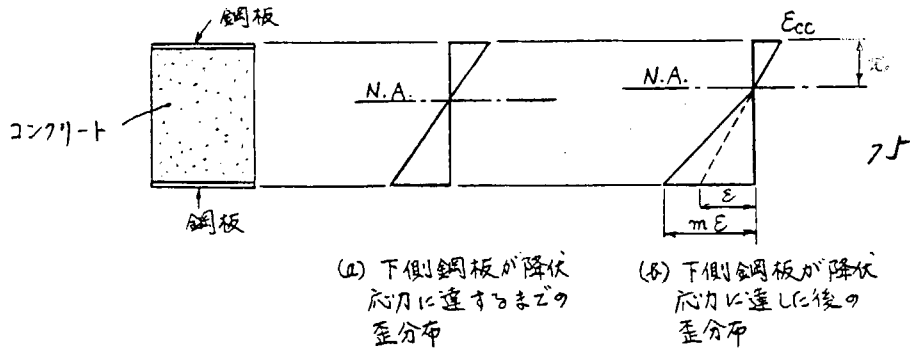


図 3.1.18 歪分布の仮定

(ロ) コンクリートと鋼板の応力-歪分布

図 3.1.19, 図 3.1.20 のように仮定する。

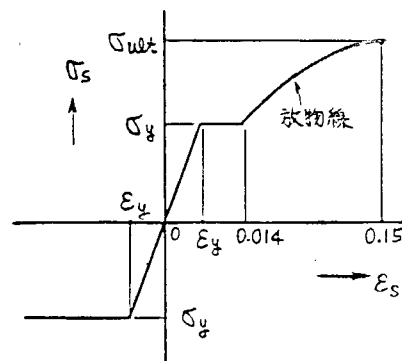
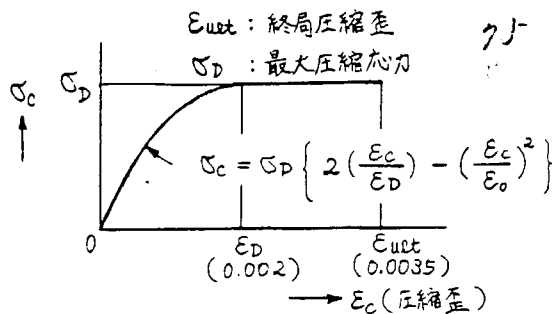
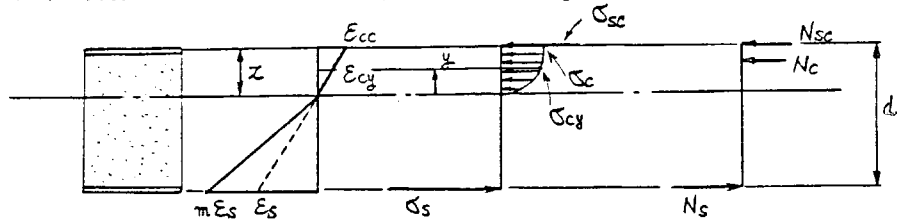


図 3.1.19 コンクリートの応力-歪曲線

図 3.1.20 鋼板の応力-歪曲線

以上のように下側鋼板が降伏した後の歪分布を図 3.1.18(b)と仮定したことに大きな特徴がある。純曲げモーメントが作用する場合の模型実験結果と計算値の比較から $m=3$ とすればよいことが分っているが曲げと軸力が作用する場合については今後の課題である。

m の導入以外は鉄筋コンクリートと同じ計算法が適用できる。



すなわち、図 3.1.21 に示すように、コンクリートに作用する圧縮力 N_c 、上下鋼板に作用する軸力 N_{sc} 、 N_s とこの断面に作用する軸力と曲げモーメントの釣合い条件から、上下鋼板の応力 σ_s 、 σ_{sc} や歪 ϵ_{cc} 、 ϵ_s を求めることが出来る。

下側鋼板が引張破断強度に達したとき最終耐力に達すると考える。

(たわみ量の計算)

サンドイッチ梁のスパン方向の曲げモーメント分布が与えられているものとする。梁を図 3. 1.22 に示すように微小部分に分割し、各微小部分に作用する曲げモーメントに対する上側鋼板の歪 ϵ_{cc} を求める。

微小部分に対して曲率 $\rho = -x / \epsilon_{cc}$ を求め、次式により各微小部分のたわみ y および回転角 θ を求める。

$$\frac{d^2 y}{d x^2} = -\frac{1}{\rho}$$

$$\theta = \frac{d y}{d x} = -\frac{1}{\rho} x + C_1$$

$$y = -\frac{1}{2\rho} x^2 + C_1 x + C_2 \quad C_1, C_2 \text{ は隣接する微小部分との連続条件より定まる。}$$

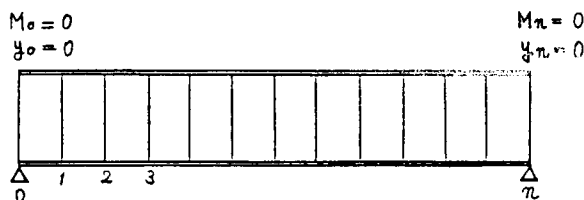


図 3. 1.22

(iii) アーチ理論、トラス理論による解析

いずれの理論も崩壊モードを仮定して最終耐力を求める。

(イ) アーチ理論

サンドイッチ式コンポジット構造のコンクリート部分には比較的低荷重の段階からクラックが発生し最終的にはアーチ効果により荷重分担する。

崩壊時には上側（圧縮側）鋼板は降伏あるいは局部座屈し、下側（引張側）鋼板は引張破断強度に達して耐荷力を失い、アーチ状のコンクリートは圧壊して崩壊する。

A-A断面の力の釣合条件から次式を得る。

(せん断力の釣合より)

$$\tau_c \cdot B \cdot C = F (= P/2) \quad (3.1.9)$$

(曲げモーメントの釣合より)

$$\sigma_c \cdot C \cdot (d - C/2) \cdot B + \sigma_u \cdot A_u \cdot d = M (= P \ell / 4) \quad (3.1.10)$$

(軸力の釣合より)

$$\sigma_l \cdot A_l - \sigma_c \cdot B \cdot C - \sigma_u \cdot A_u = T (= 0) \quad (3.1.11)$$

コンクリートの圧壊条件

$$f_c = \sigma_c / 2 + \sqrt{\sigma_c^2 + 4 \tau_c^2} / 2 \quad (3.1.12)$$

崩壊時の上下鋼板の応力状態として次の2状態がある。

(a) 圧縮側鋼板が座屈する場合

$$\sigma_u = 0, \sigma_l = \sigma_B \quad (3.1.13)$$

(b) 圧縮側鋼板が降伏する場合

$$\sigma_u = \sigma_y, \sigma_l = \sigma_B \quad (3.1.14)$$

ここに、B, d : 梁の幅および深さ

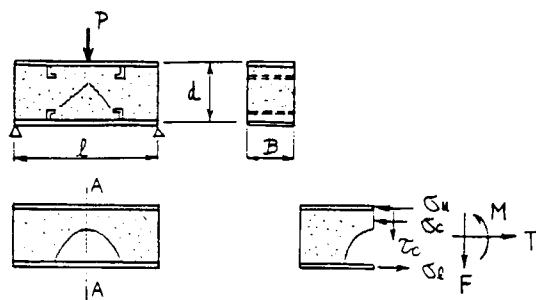


図 3. 1.23

C : コンクリートアーチ頂部の深さ
 A_l, A_u : 下側および上側鋼板の断面積
 F, M, T : セン断力, 曲げモーメントおよび軸力
 σ_l, σ_u : 下側および上側鋼板の応力
 σ_c, τ_c : コンクリートの圧縮およびせん断応力
 σ_y, σ_B : 上側鋼板の降伏応力および下側鋼板の引張破断強度

(2.1) 式～(2.4) 式から崩壊時の荷重 P_u を求める。

$$P_u = \frac{B \cdot f_c \cdot \ell}{\frac{B^2 \cdot f_c^2 \cdot \ell^2}{(\sigma_l \cdot A_l - \sigma_u \cdot A_u)^2} - 1} \left[\left\{ 4 B f_c d \frac{\sigma_l A_l}{(\sigma_l A_l - \sigma_u A_u)^2} - 1 \right\} - \sqrt{1 + 16 \frac{d^2}{\ell^2} \cdot \frac{\sigma_l^2 \cdot A_l^2}{(\sigma_l A_l - \sigma_u A_u)^2} - 8 \frac{d}{B \cdot f_c \cdot \ell^2} \cdot \sigma_l \cdot A_l} \right] \quad (3.1.15)$$

ここに, σ_l, σ_u : (3.1.13) 式または (3.1.14) 式を満足すること。

(ロ) トラス理論

$\ell/d < 3 \sim 4$ のサンドイッチ式コンポジット構造の場合の崩壊モードは図 3.1.24 に示すようになり内部コンクリートは斜トラス部材の役割をしていることが分る。

したがって, 構造のモデル化は図 3.1.24(b) のようになる。斜トラス部材の断面積 A_c の最終耐力への影響は比較的鈍であるので, 斜トラスの幅 b は梁の深さ d の 2 分の 1 として A_c を定める。

$E_s/E_c = 7$ とする。

下側(引張側)鋼板が降伏応力に達したとき最終耐力に達したと考える。

(下側鋼板が引張強度に達したとき最終耐力に達したと考えると危険側になる。)

両端支持中央集中荷重の場合, 最終耐力 P_u は次式で表わせる。

$$P_u = 2 A_l \cdot \sigma_l \cdot \tan \theta = 4 A_l \cdot \sigma_l \cdot d / \ell \quad (3.1.16)$$

ここに, $\sigma_l = \sigma_y$.

A_l = 下側鋼板の断面積

以上に述べた解析法は現在研究途上にあり, まだ不十分な面がある。たとえば,

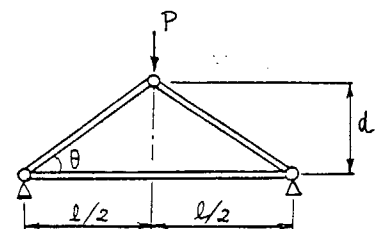
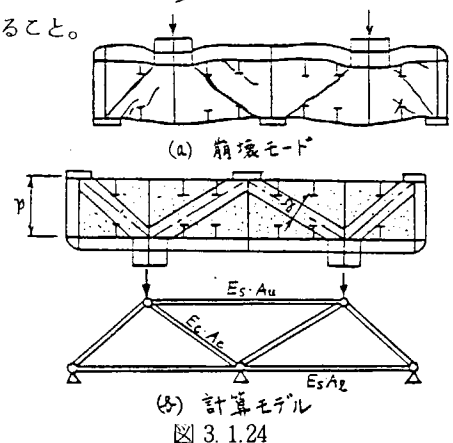
- (i) 分布荷重に対する耐力
- (ii) コンクリートと鋼板の固着度
- (iii) パネルとしての強度
- (iv) 内部コンクリートの所要強度

などを明確にする必要がある。

(3) 耐水構造部の熱応力

構造物を構成する部材間, あるいは, 部材厚方向に温度差が存在する場合, 各構造部材は, ひずみの適合条件により自由に伸縮することができず, 構造物には, 熱応力と呼ばれる内部拘束応力が発生する。

浮遊着底式構造物の冬期稼動時の設計温度条件は, 外気温 -50°C , 海水温 -2°C であり, このため, 海水面下の構造部分と, 海水面上の構造部分との間には, 大きな温度差が生じ, 上述したような熱応力が発生する。



ここでは、このような温度差により生じる耐氷壁の熱応力の一般的性状を把握するため、複雑な八角形の平面形状を有する耐氷壁を、単純な円筒シェル構造物にモデル化して検討を行なう。

(a) 検討方法

(i) 基本仮定

- 1) バラスト水の温度は海水温（ -2°C ）と同一とし、海水面下の構造物の温度は、海水温と同一とする。
- 2) 海水面上の構造物の温度は、外気温（ -50°C ）と同一とする。
- 3) 八角形の平面形状を持つ耐氷壁を円筒シェルで近似し、隔壁の影響は無視する。

(ii) 円筒シェル理論による熱応力解

図 3.1.26 に、基本仮定に基づく耐氷壁海水面近傍の変形状態を示す。

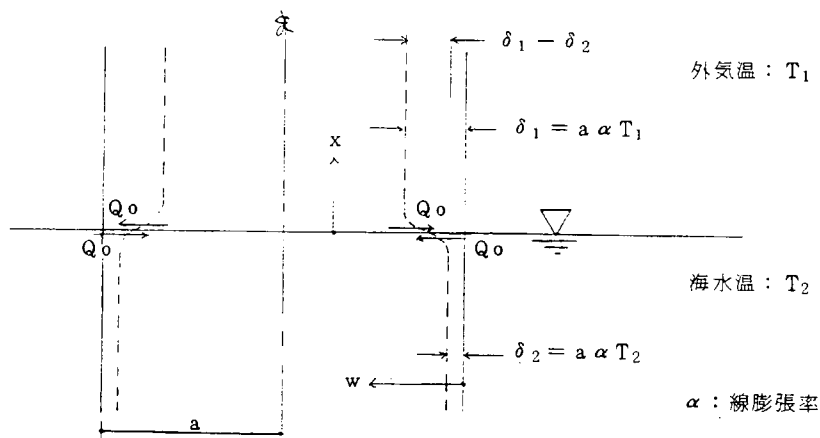


図 3.1.26 海水面における変形と不連続力

図 3.1.26 に示したように、海水面上部と下部では、温度 T_1 、 T_2 による半径方向変位 δ_1 、 δ_2 が異なるため、海水面上では、これらを一致させようとする不連続力 Q_0 、不連続モーメント M_0 が生じる。海水面両側の部材が同一の場合には Q_0 は、両側の円筒シェル端部に同一の回転角を生じさせるため、 M_0 は消滅し、不連続力は Q_0 のみとなる。

Q_0 は、半無限円筒シェル理論を用いた変位の適合条件より、下式のように定まる。

$$\frac{Q_0}{\beta^3 D} = \delta_1 - \delta_2 \quad \dots\dots\dots (3.1.17)$$

$$\delta_1 = a \alpha T_1 \quad \dots\dots\dots (3.1.18)$$

$$\delta_2 = a \alpha T_2 \quad \dots\dots\dots (3.1.19)$$

$$D = \frac{E h^3}{12 (1 - \nu^2)} \quad \dots\dots\dots (3.1.20)$$

$$\beta^4 = \frac{E h}{4 a^2 D} = \frac{3 (1 - \nu^2)}{a^2 h^2} \quad \dots\dots\dots (3.1.21)$$

ここで、

- a : 円筒の半径
- α : 円筒の線膨張係数
- T_1 : 海水面上の円筒の温度
- T_2 : 海水面下の円筒の温度
- E : ヤング係数
- ν : ポアソン比

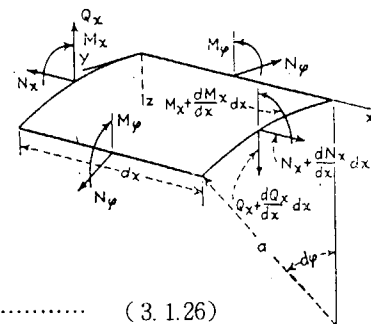
h : 円筒の厚さ

あるいは, (3.1.17) 式より

$$Q_0 = \beta^3 D \cdot a \alpha \Delta T \quad \dots\dots\dots (3.1.22)$$

$$\Delta T = T_1 - T_2 \quad \dots\dots\dots (3.1.23)$$

不連続力 Q_0 により生じる変位, 断面力は (3.1.23) 式および端部にせん断力 Q_0 をうける半無限円筒シェルの理論解を用いて, 以下のように表わされる。



$$w = -\frac{1}{2} a \alpha \Delta T \cdot \theta (\beta x) \quad \dots\dots\dots (3.1.24)$$

$$N_\varphi = \frac{1}{2} h \cdot E \alpha \Delta T \cdot \theta (\beta x) \quad \dots\dots\dots (3.1.25)$$

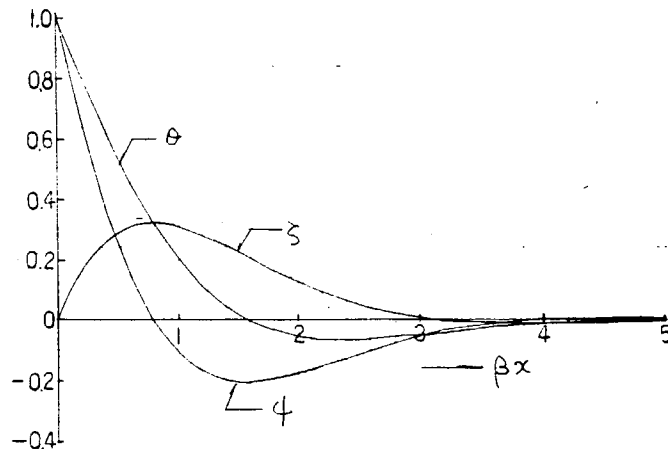
$$M_x = \frac{h^2}{4\sqrt{3}(1-\nu^2)} E \alpha \Delta T \cdot \zeta (\beta x) \quad \dots\dots\dots (3.1.26)$$

$$M_\varphi = \frac{\nu h^2}{4\sqrt{3}(1-\nu^2)} E \alpha \Delta T \cdot \zeta (\beta x) \quad \dots\dots\dots (3.1.27)$$

$$Q_x = \frac{h}{4 \times \sqrt{3}(1-\nu^2)} \cdot \sqrt{\frac{h}{a}} \cdot E \alpha \Delta T \cdot \psi (\beta x) \quad \dots\dots\dots (3.1.28)$$

ここに,

$$\left. \begin{aligned} \psi (\beta x) &= e^{-\beta x} (\cos \beta x - \sin \beta x) \\ \theta (\beta x) &= e^{-\beta x} \cos \beta x \\ \zeta (\beta x) &= e^{-\beta x} \sin \beta x \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots\dots (3.1.29)$$



(b) 検討結果

(i) 耐氷壁の熱応力の一般的性質

上に誘導した円筒シェル理論による熱応力解により, 浮遊着底式構造物の耐氷壁の熱応力の一般的性質として, 以下に述べる特徴的なことが明らかとなった。

- 1) 熱応力の大きさは, 海水温と外気温の温度差 ΔT , および, $E \cdot \alpha$ に直接比例する。
- 2) 水平方向膜力 N_φ は, 海水面において最大となり, この最大値は, 半径 a に無関係に定まる。また, N_φ による応力度 σ_φ ($\sigma_\varphi = N_\varphi / h$) の最大値は, 半径及び壁厚に無関係に定まる。
- 3) 曲げモーメント M_x , M_φ は海水面において零となり, 曲げモーメントの最大値は海水面より離れた位置に生じ, この値は半径 a に無関係に定まる。また, 曲げモーメントによる縁応力度の最大値は, 半径及び壁厚に無関係に定まる。

4) せん断応力度 τ ($\tau = Q_x / h$) は、海水面で最大となり、この値は $\sqrt{h/a}$ に比例する。

(ii) 耐水壁の熱応力の計算結果

図 3. 1.27, 図 3. 1.28 に、昭和59年度試設計したプレストレストコンクリート耐水壁部分について示したが、海水面より下部では、解析モデルの逆対称性より、符号がこれと逆になる。表 3. 1.15 に、計算に用いた諸定数を示す。

これらの熱応力計算結果より、耐水壁の設計上留意すべき点として、以下のことが挙げられる。

参 考 文 献

- 1) 上田真稔, 瀬谷均, 毛井崇博「RC円筒および円筒がせん断力を受けるときの非線形解析」第2回RC構造のせん断問題に対する解析的研究に関するコロキウム, 昭和58年10月

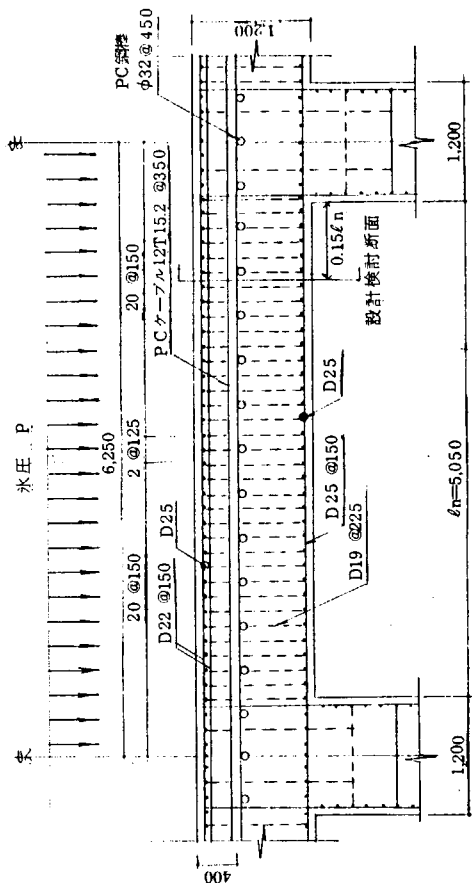


図 3.1.1 耐水壁モデル 1 (平面図)

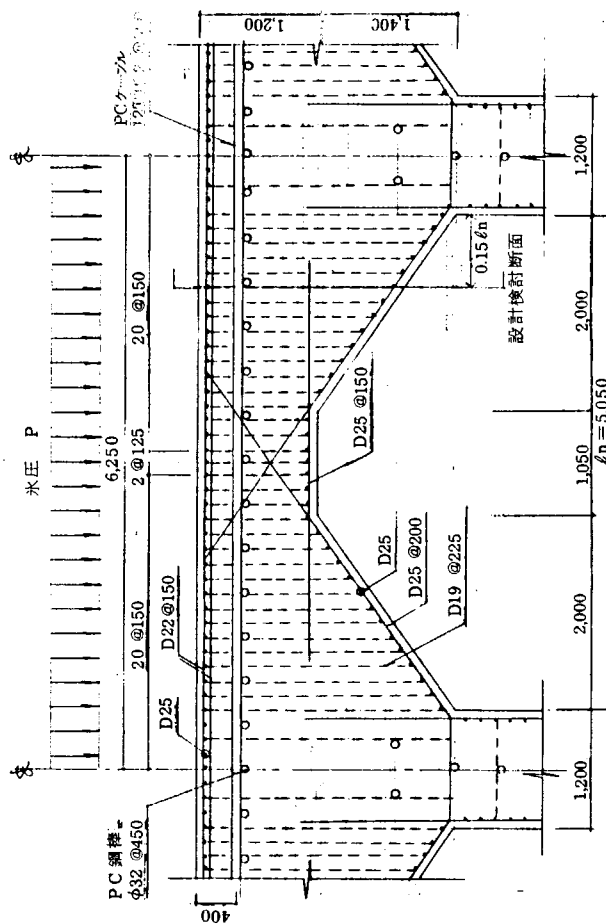


図 3.1.2 耐水壁モデル 2 (平面図)

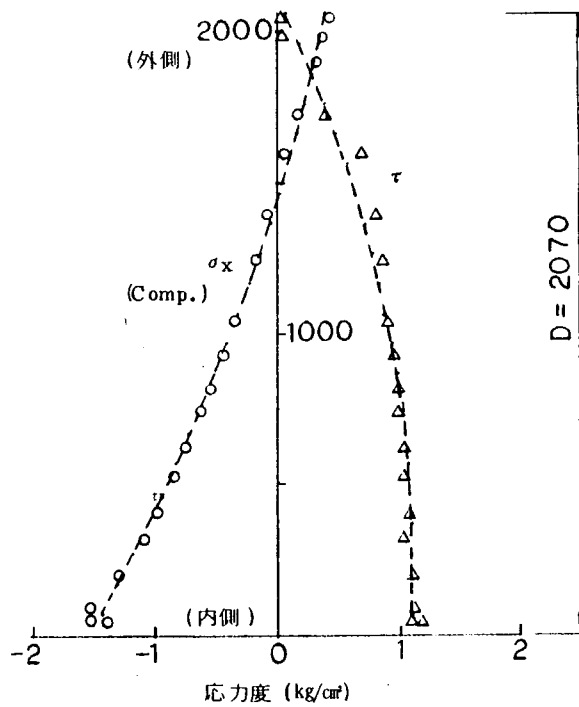
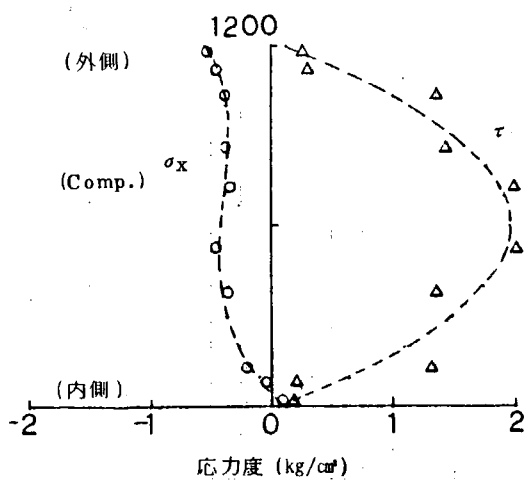
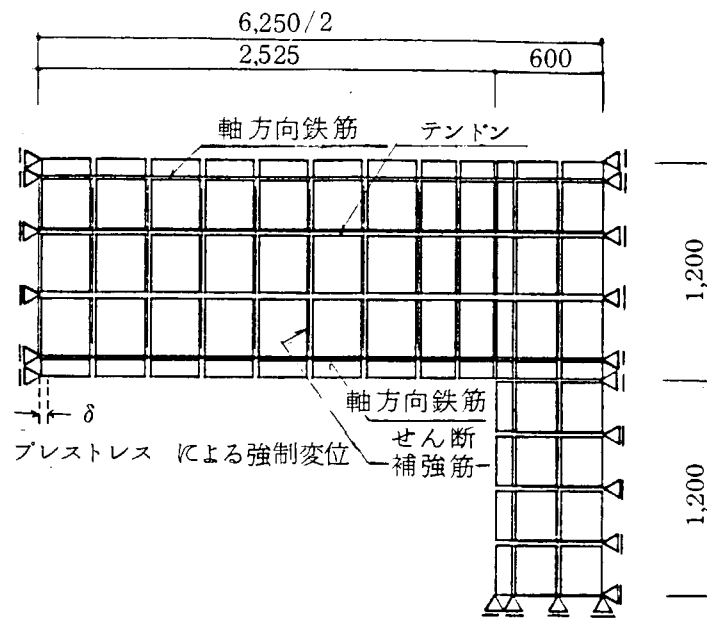
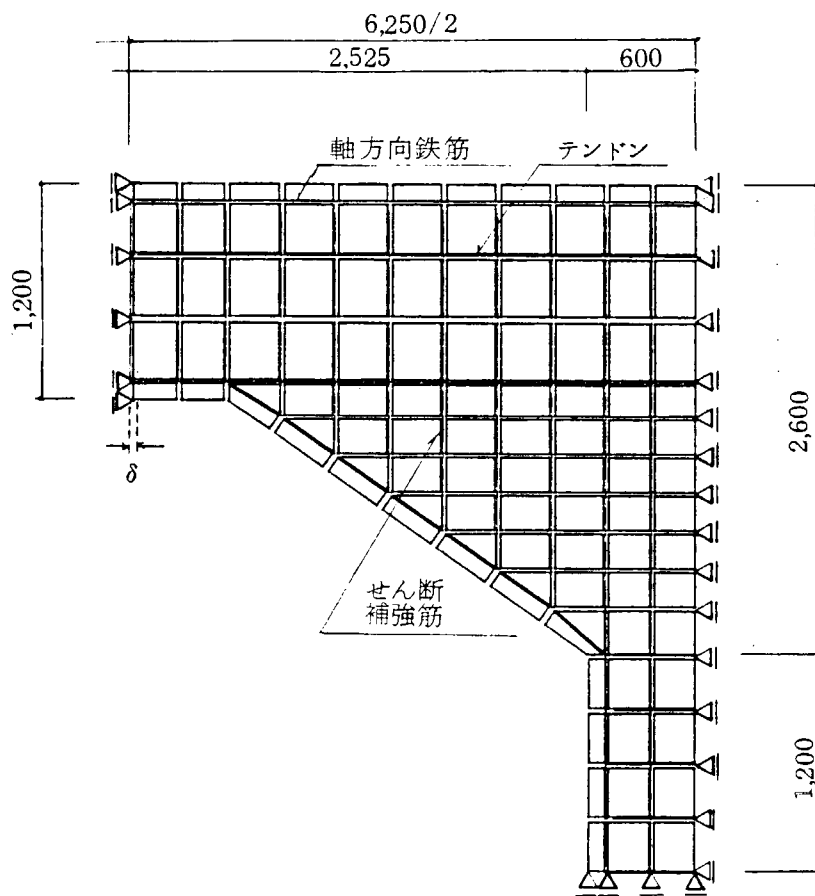


図 3.1.3 単位水圧力 (1 kg/cm²) による設計検討断面の応力度分布 (弾性解析)



(a) 耐水壁モデル 1



(b) 耐水壁モデル 2

図 3. 1. 4 解析モデル

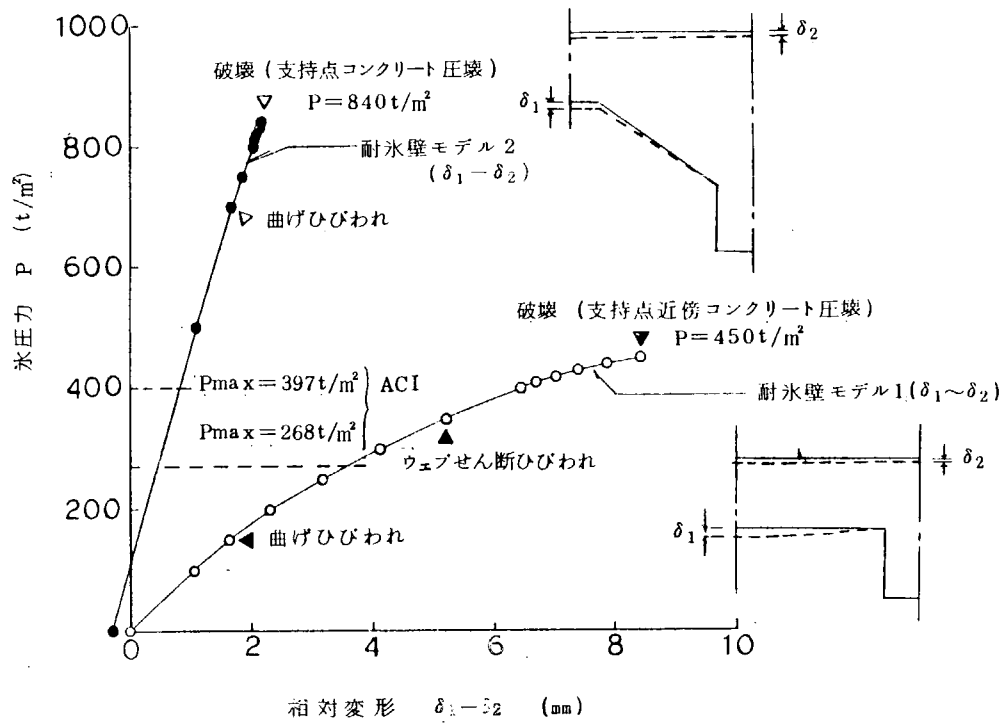


図 3.1.5 耐水壁の水圧力 P ~ 変形曲線

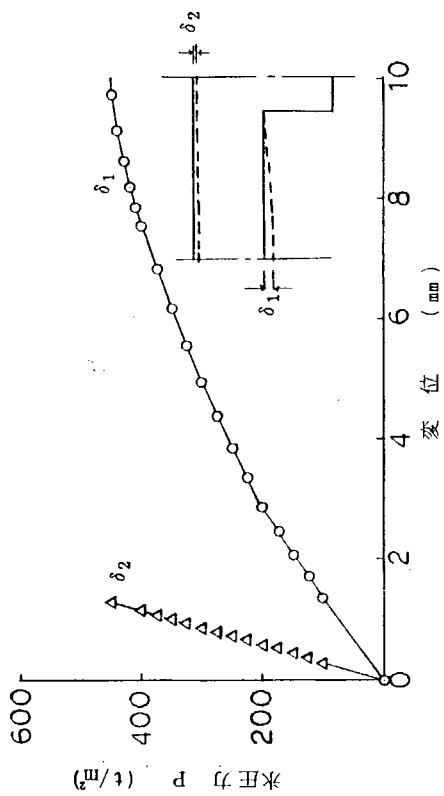


図 3.1.6 耐水壁モデル 1 水圧 ~ 変位

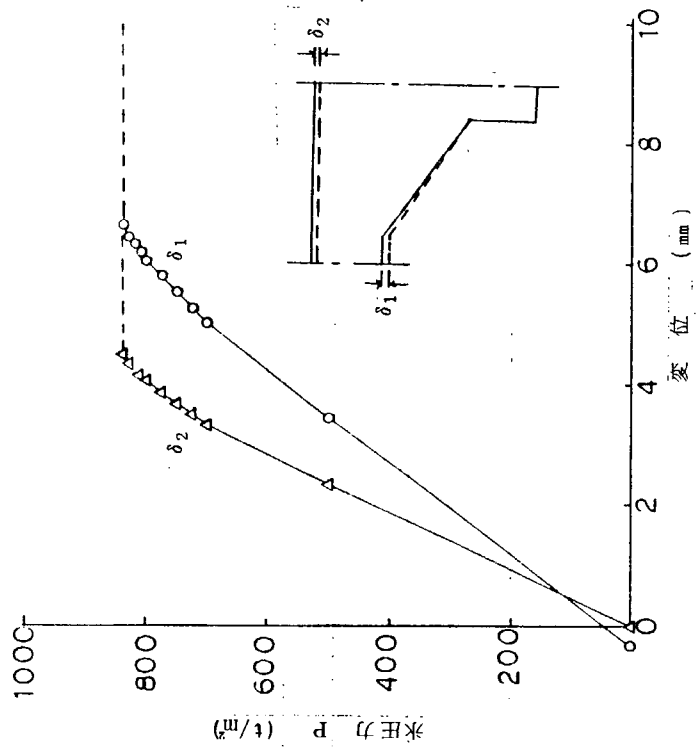


図 3.1.7 耐水壁モデル 2 水圧 ~ 変位

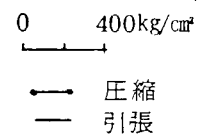
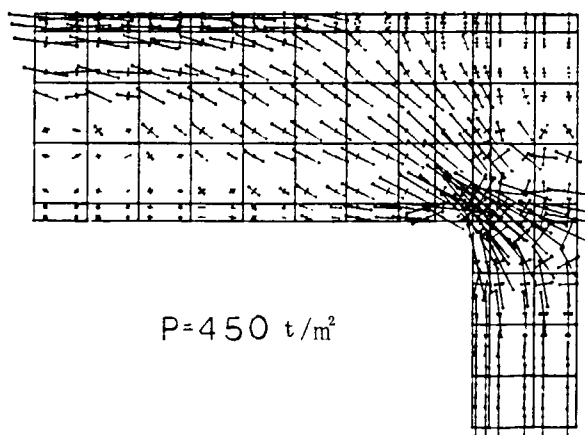
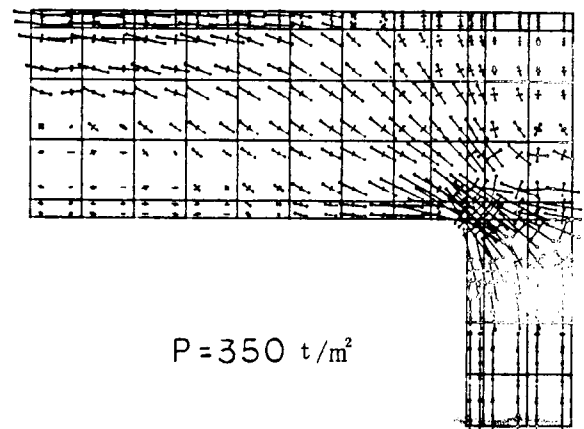
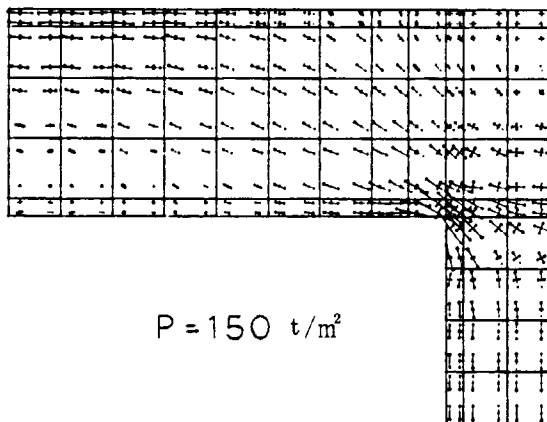
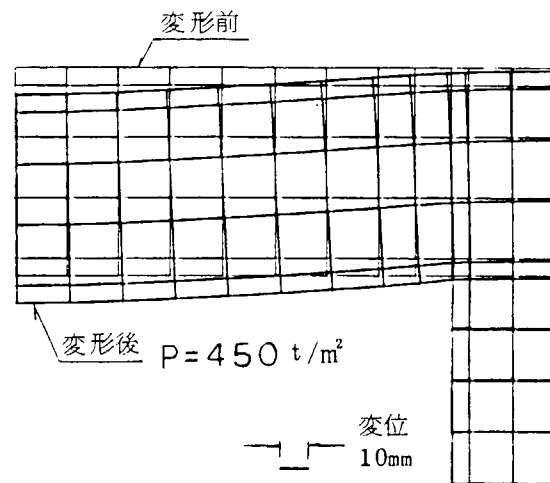


図 3.1.8 耐氷壁モデル 1 解析結果 (変形図と主応力図)

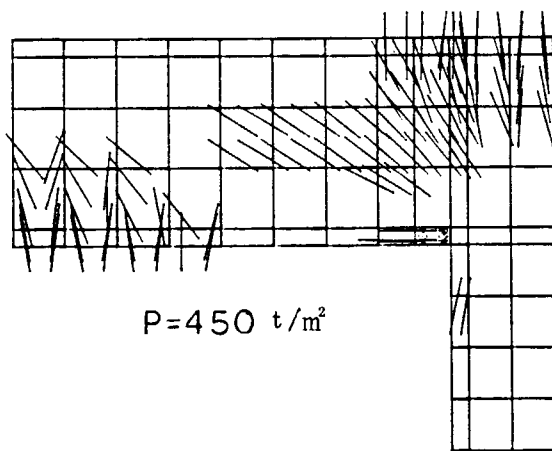
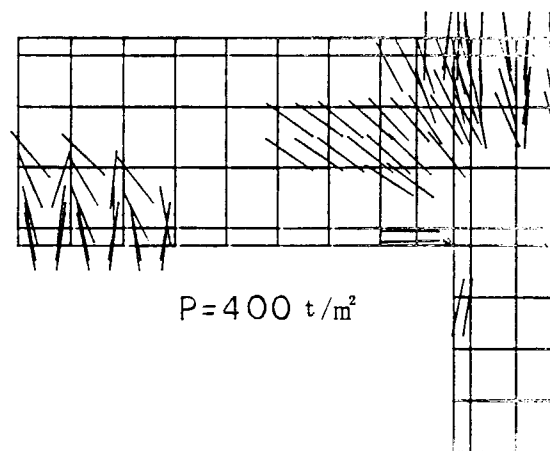
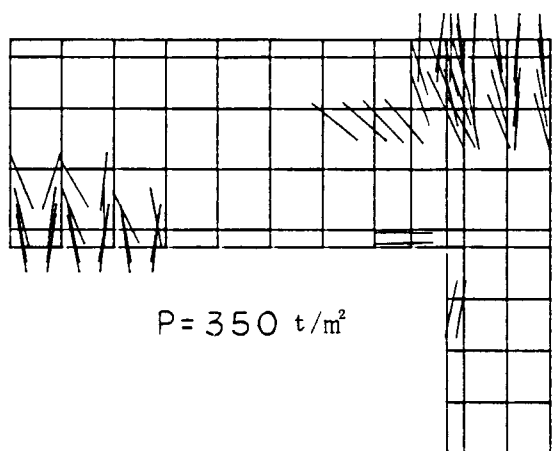
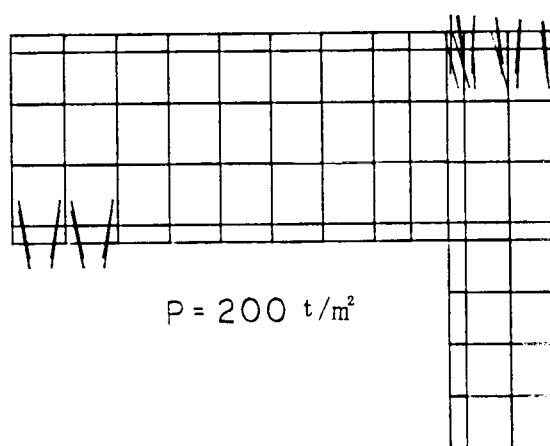
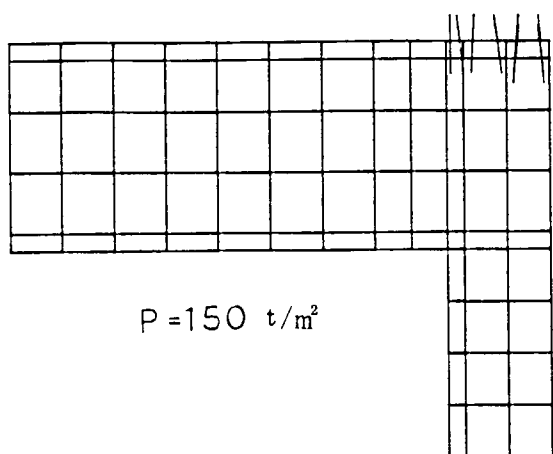


図 3.1.9 耐水壁モデル1 解析結果 (ひびわれパターン)

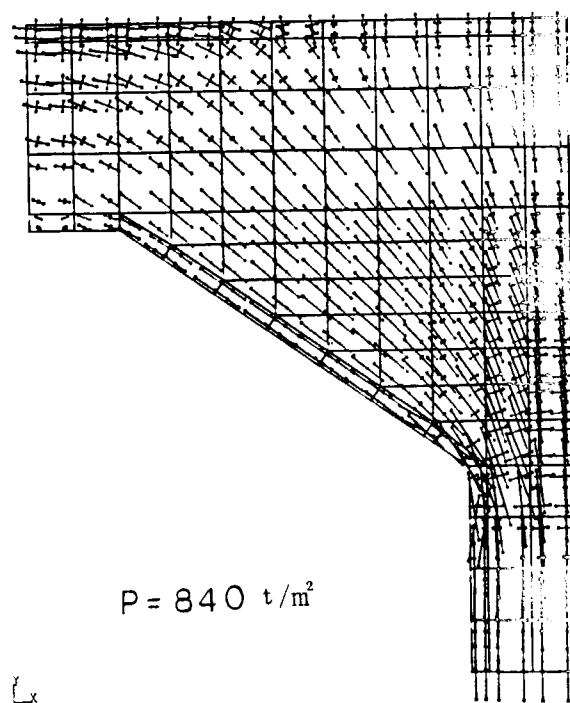
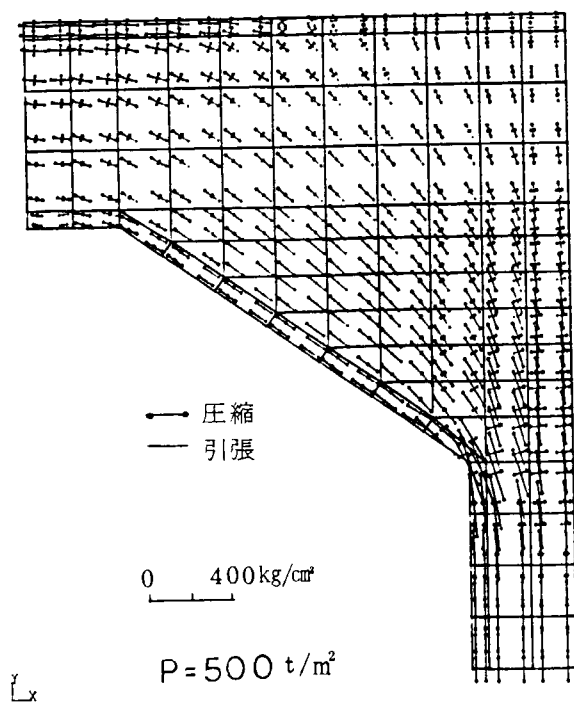
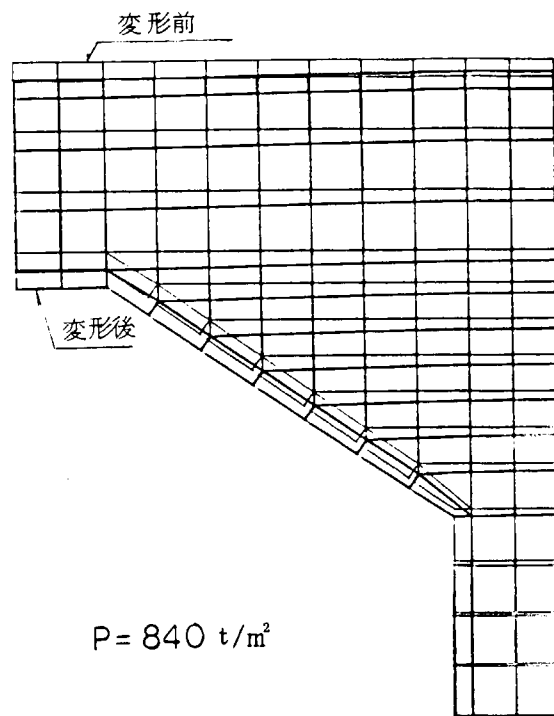
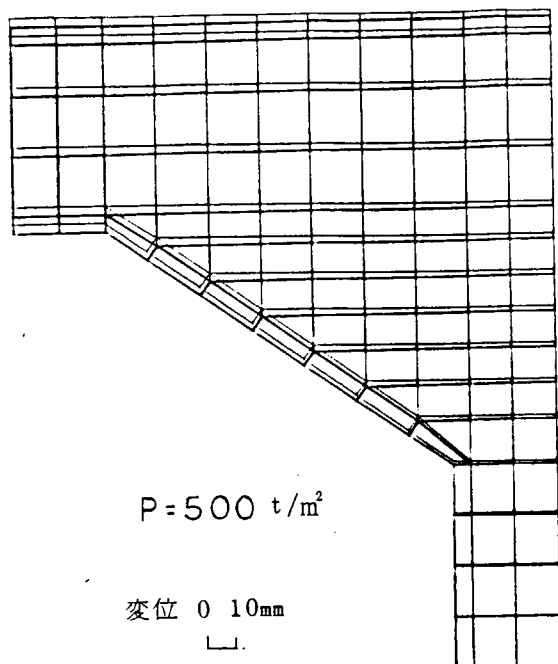


図 3.1.10 耐水壁モデル 2 解析結果 (変形図と主応力図)

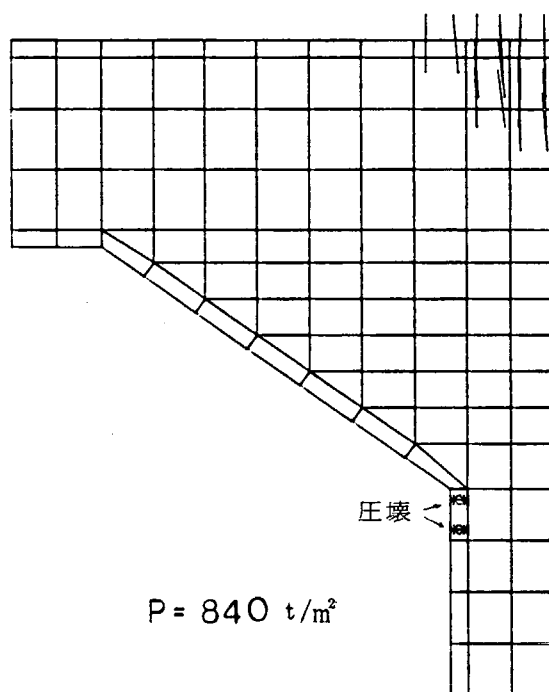
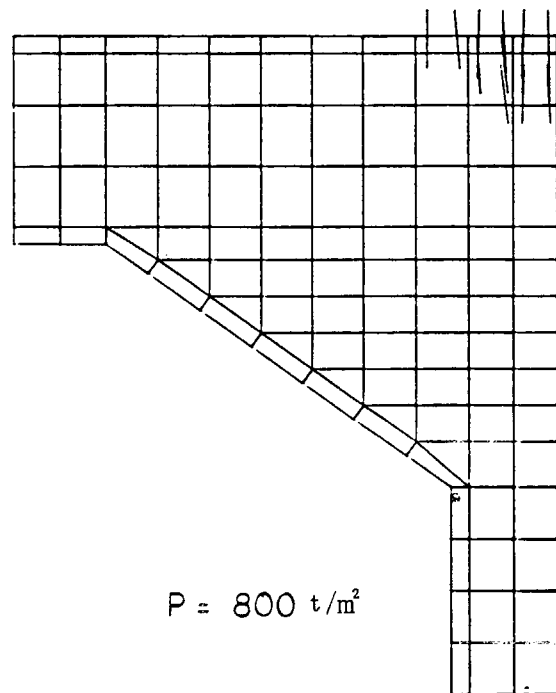
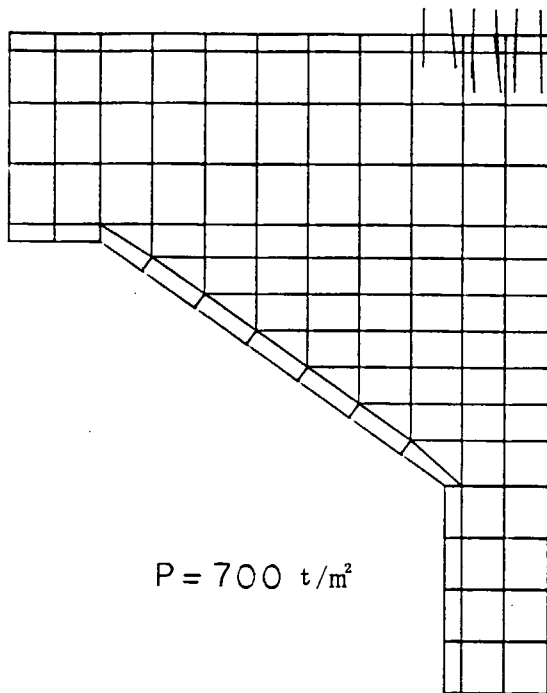


図 3. 1.11 耐氷壁モデル 2 解析結果 (ひびわれパターン)

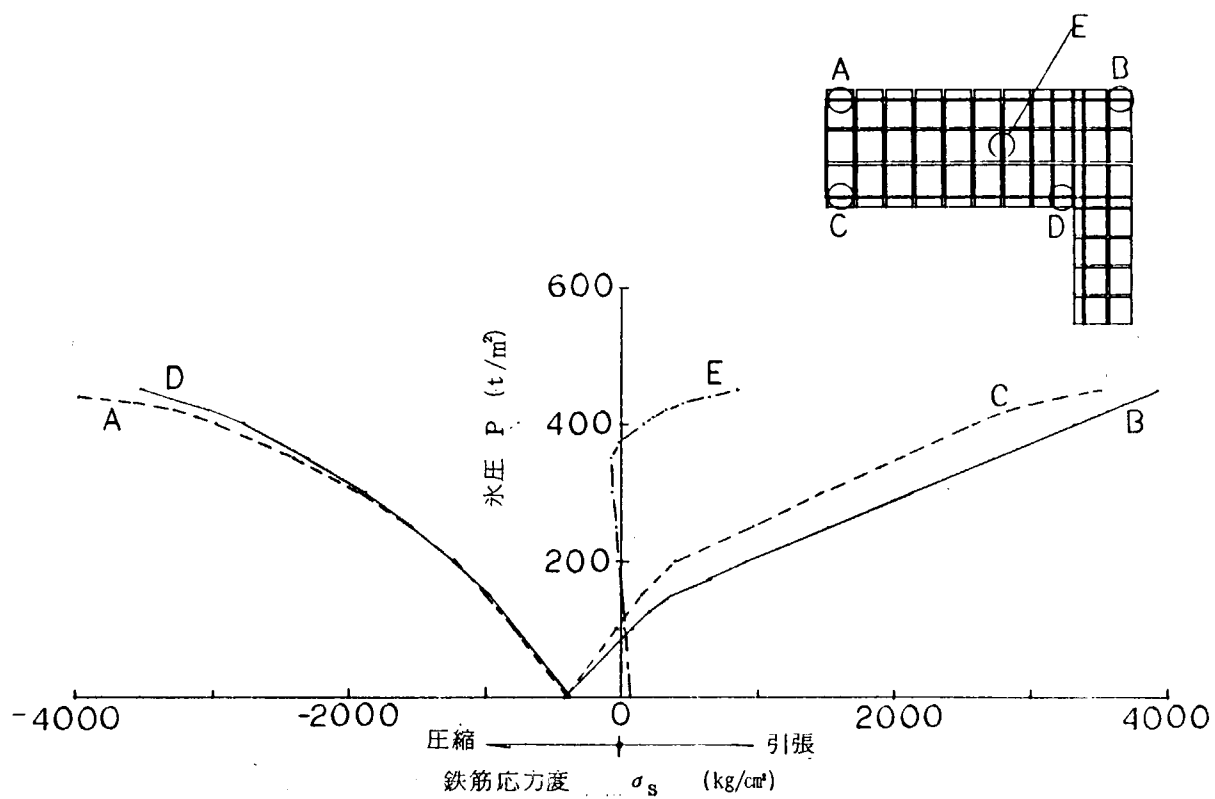


図 3.1.12 耐氷壁モデル 1 解析結果 (鉄筋応力度)

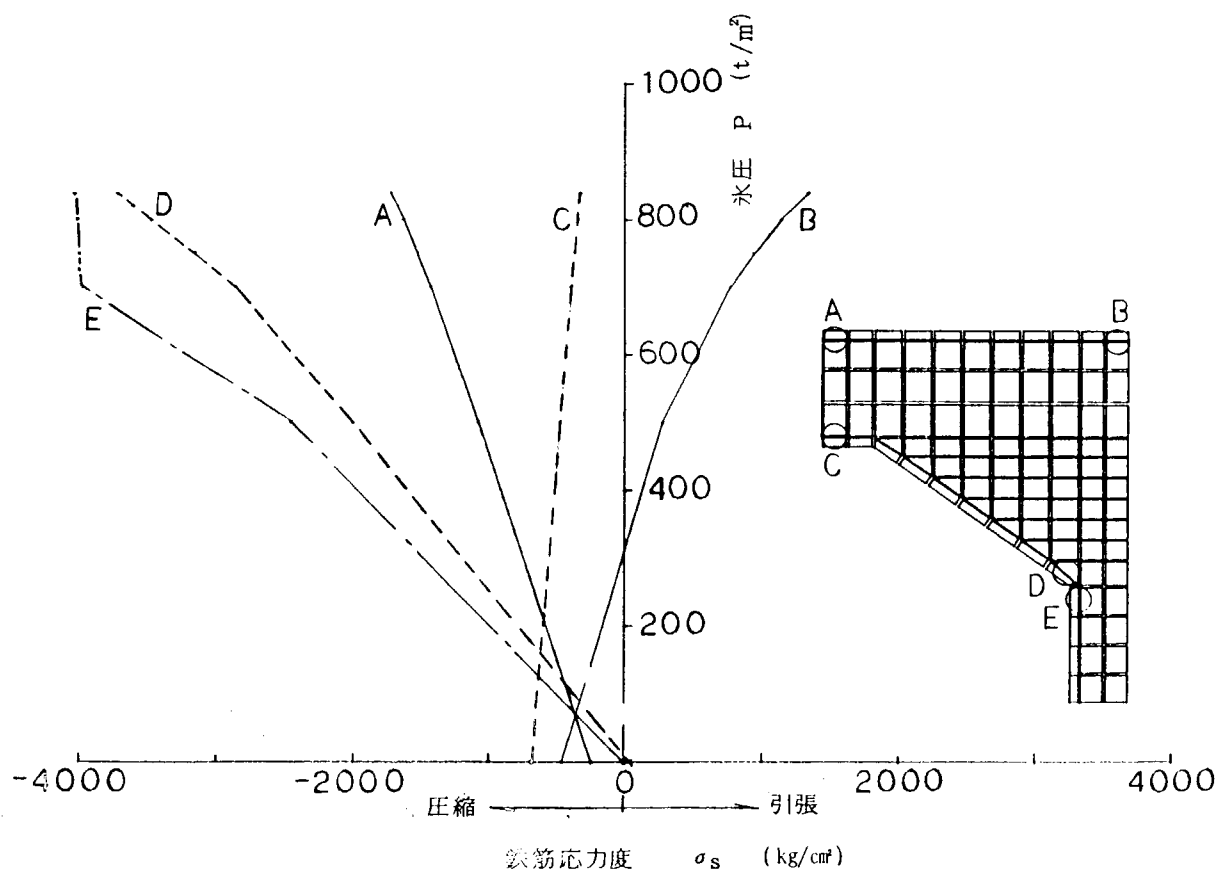


図 3.1.13 耐氷壁モデル 2 解析結果 (鉄筋応力度)

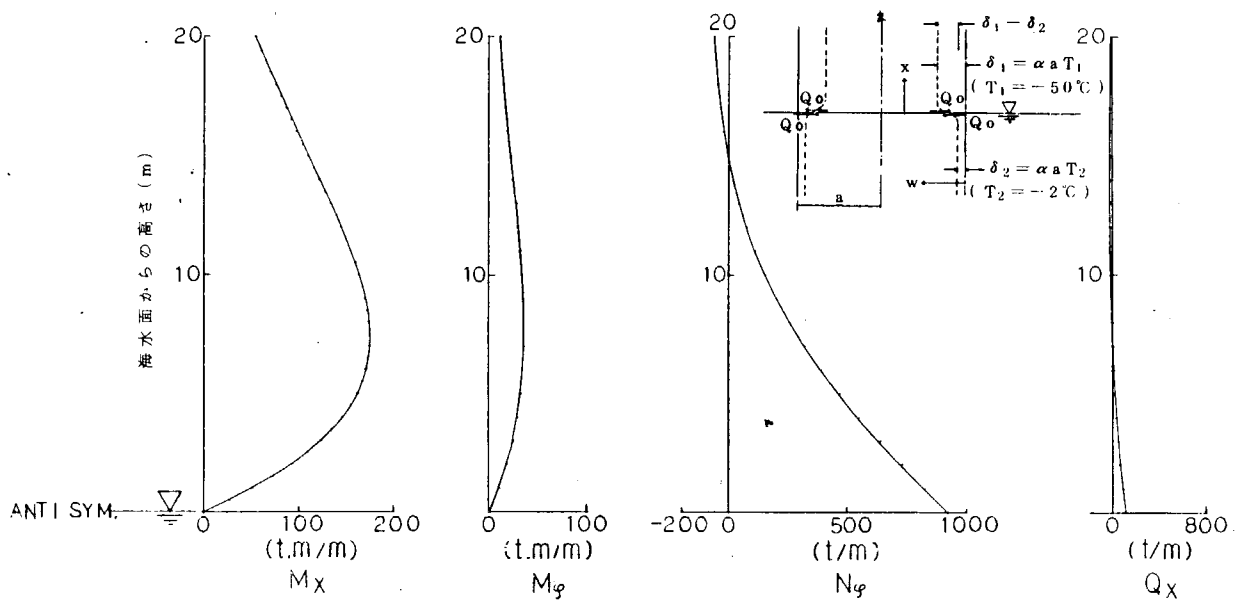


図 3.1.27 耐水壁の熱応力計算結果（断面力）

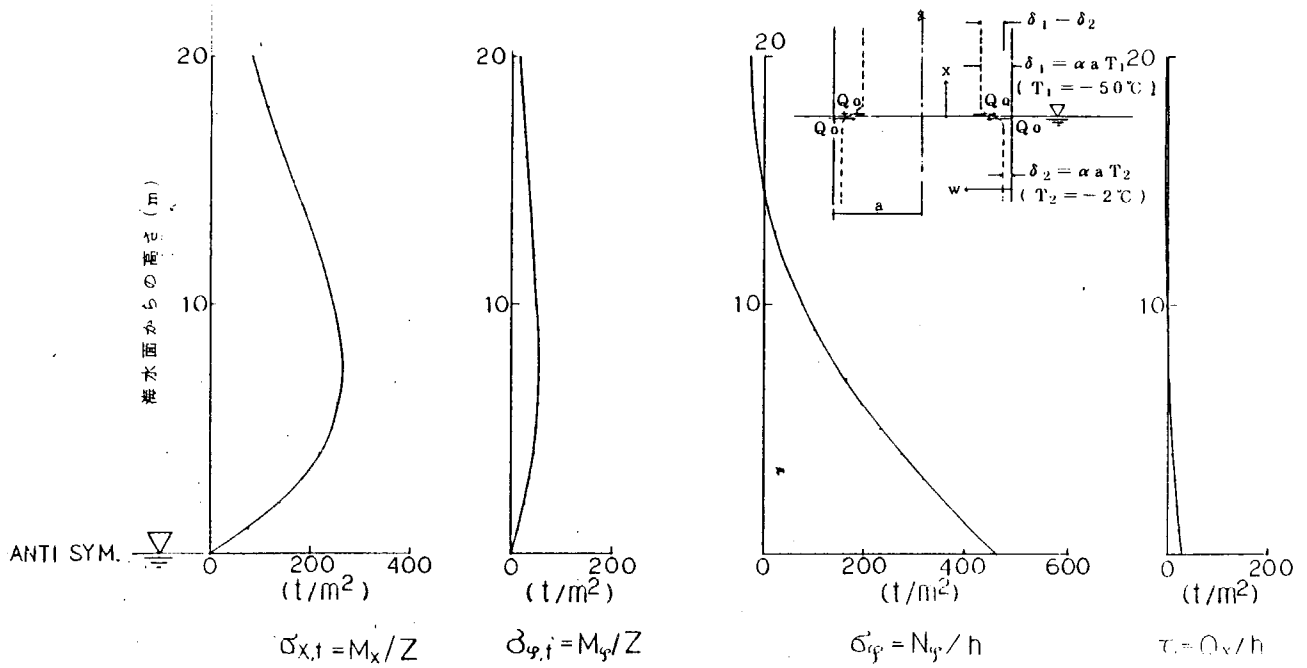


図 3.1.28 耐水壁の熱応力計算結果（応力度） 応力度 σ の符号は引張が正

3.1.2 低温，凍結融解対策

北極海およびボーフォート海を主稼働海域とする海洋構造物の設計に要求される外気温は -46°C ないし -50°C である。そこで使用材料には，良好な低温特性が要求される。鋼材については低温用鋼を用い，コンクリートについては凍結融解抵抗性の大きな耐久性の強い配合とすることが必要である。低温用鋼についてはS R 195 研究部会（研究資料 No 381）で取り上げられており，ここでは省略する。以下，コンクリートについてその低温特性，凍結融解に対する抵抗性について述べる。

(1) コンクリートの低温特性

(a) 圧縮強度

コンクリートの圧縮強度は，一般に低温になるほど増大する。またその増加率は単位水量および含水量が多いほど大きい。しかし，軽量骨材を用いた場合には，その増加率は小さい。^{1), 2)}（図 3.1.2.1 および図 3.1.2.2 参照）

(b) 引張強度

コンクリートの引張強度も圧縮強度と同様であるが， -60°C 程度で強度の増加は頭うちとなる。¹⁾（図 3.1.2.3 参照）

(c) 弾性係数とポアソン比

低温下のコンクリートの弾性係数も，低温になるほど増大し，その増加率も単位水量が多いほど大きい。しかし，圧縮強度に比べると増加率は小さい。¹⁾（図 3.1.2.4 参照）

ポアソン比は $24^{\circ}\text{C} \sim -157^{\circ}\text{C}$ の範囲ではあまり変化しない。¹⁾

(d) 熱収縮

0°C 以下に冷却されるとコンクリートの体積は内部の水による影響を受ける。水の凍結による膨張が，熱収縮にまざる場合も生じる。³⁾（図 3.1.2.5 参照）また，冷却速度によって，内外部の温度勾配が生じるため，寸法による差異もでてくる。

(2) 凍結融解に対する抵抗性

(a) 冷熱衝撃による劣化

常温から極低温への温度変化がゆるやかな場合には，温度変化を繰り返しても，常温にもどした時のコンクリートの強度はあまり変化しない。しかし，温度変化が急激な場合には著しく劣化する場合がある。³⁾（図 3.1.2.6 および図 3.1.2.7 参照）この場合，A E コンクリートで水セメント比の小さなもの，また含水率が小さなものほど劣化しにくい。

一般に軽量コンクリートは普通コンクリートに比べ，凍結融解抵抗性はかなり劣る。軽量コンクリートの場合，骨材の含水状態が大きく影響し，骨材を乾燥状態で使用し，さらに空気を連行すれば耐久性は著しく向上する。⁴⁾（図 3.1.2.8 参照）

(b) 気泡組織の影響

気泡のまわりの硬化体厚さが耐凍結融解性能に大きな影響を与える。この硬化体厚さを気泡間隔係数として，これを $200 \sim 250 \mu\text{m}$ 以下とすることが提案されている。^{5), 6)}（図 3.1.2.9 および表 3.1.2.1 参照）骨材表面が平滑な場合には耐凍結融解性は劣る。しかし，気泡間隔係数が $250 \mu\text{m}$ 以下なら十分に耐久的となる。

(c) 空気量

空気量は3%以上となると十分耐久性がでてくる。しかし多すぎると（7%以上では）逆に耐久性はそこなわれる。^{7), 8)}（図 3.1.2.10 および図 3.1.2.11 参照）

- 1) Manfore, G. E. and Lentz, A. E. : Physical Properties of Concrete at Very Low Temperature, J. PCA Research and Development Lab., 4-2 (1962).
- 2) 後藤, 三浦 : 極低温下における鉄筋コンクリート部材の性質に関する研究, 土木学会論文報告集, No 285 (1979).
- 3) 三浦 他 : 極低温の繰返しを受けたコンクリートの劣化に関する研究, 第1回コンクリート工学年次講演会講演論文集 (1979).
- 4) 千葉 他 : 人工軽量骨材コンクリート — 土木構造物への応用 —, 朝倉書店 (1969).
- 5) Backstrom, J. E. et al. : Durability Studies of Concrete, J. ACI, 30-2 (1933).
- 6) 小林 : コンクリートの耐久性に関する各種混和剤の複合効果について, 日本科学技術連盟第5回複合材料シンポジウム発表論文集 (1972).
- 7) Cordom, W. A. : Requirements for Freezing and Thawing Durability for Concrete, Proc. ASTM, Philadelphia, 63 (1963).
- 8) U.S. Interior Bureau of Reclamation : "Concrete Manual" (1975).

表 3.1.2.1 各種減水剤を用いたコンクリートの気泡組織

混 和 剤		単位水量 (kg)	練り上がりコンクリートの 空気量 (%)	硬化したコンクリート					凍結融解試験	
減水剤	A E 剤			空気量 (%)	気泡間隔係数 (μ)	気泡の粒径分布 (個／C m ³)			長さ変化が50 ×10 ⁻⁶ に達する 迄の サイクル 数	300 サイクル
						総 計	100μ以下	500μ以上		動弾性係数(%)
—	—	169(1.00)	1.8	1.3	960	810	70	8.6	4	—
—	レシコン系	149(0.88)	5.3	5.4	160	29240	14220	8.6	180	100
リクニン系 Px	—	148(0.88)	3.7	3.5	450	6400	1090	9.4	62	78
	指定	140(0.83)	5.5	5.7	240	18450	3600	21.5	105	100
ネリール系・ Ph		162(0.96)	2.5	1.9	670	5380	1930	8.5	70	84
		140(0.83)	4.5	4.5	230	25790	18810	11.8	190	100
ネリール系・ 酸系・ Pt	—	159(0.98)	2.2	1.5	680	980	110	8.4	38	20
	指定	142(0.84)	5.0	4.7	250	12720	5560	34.1	155	100
非イオン系・ C	—	154(0.91)	3.6	3.3	750	600	160	8.2	8	—
	指定	146(0.86)	4.5	4.8	700	1400	180	44.4	044	—

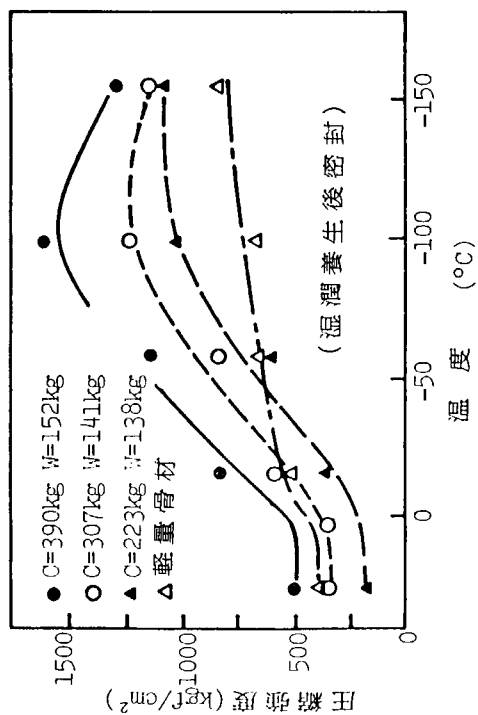


図 3.1.2.1 コンクリートの圧縮強度と温度との関係¹⁾
(配合の影響)

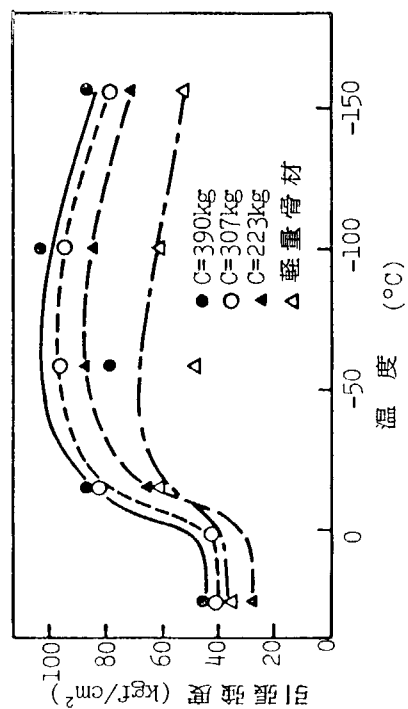


図 3.1.2.3 (a) コンクリートの引張強度と温度との関係¹⁾
(配合の影響)

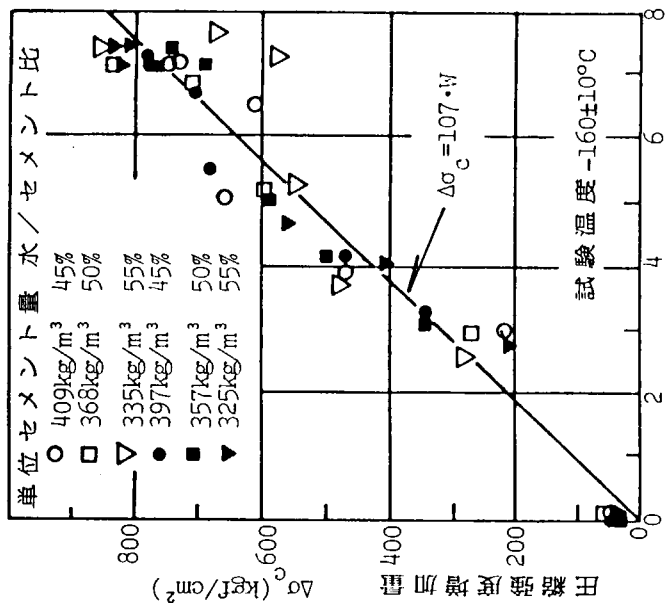


図 3.1.2.2 -160°C におけるコンクリートの圧縮強度の増加²⁾

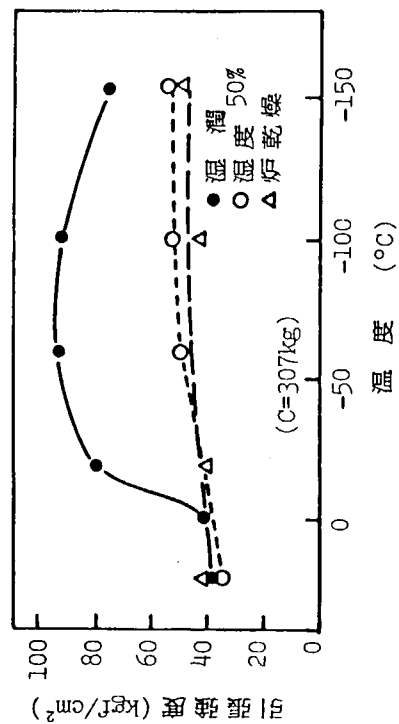


図 3.1.2.3 (b) コンクリートの引張強度と温度との関係¹⁾ (含水量の影響)

	骨 材	C(kg/m ³)	W/C (%)
配合①	普通骨材	390	39
配合②	普通骨材	307	46
配合③	普通骨材	223	62
配合④	膨張ゲツ岩	335	45

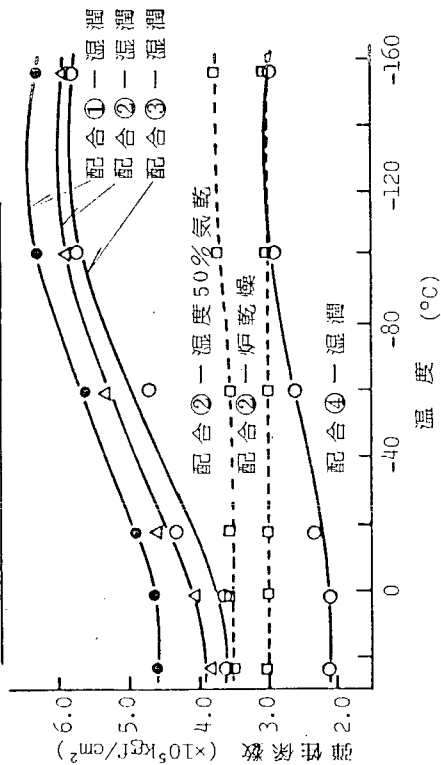


図 3.1.2.4 コンクリートの弾性係数と温度との関係¹⁾

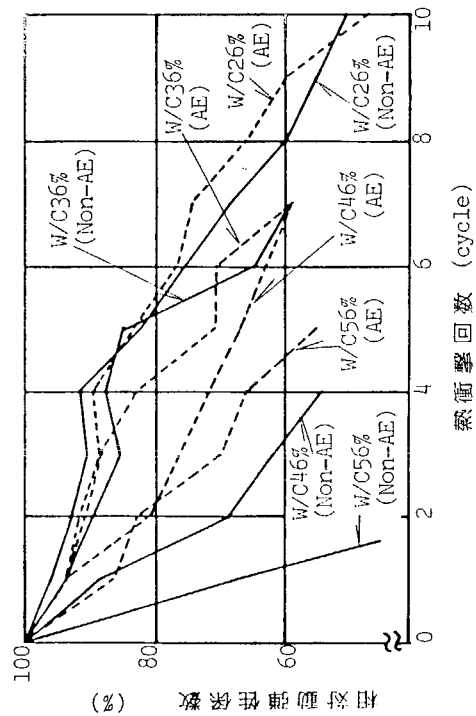


図 3.1.2.6 冷却衝撃による劣化状態と配合との関係³⁾
(10×10×40cm³角柱, 室温↔-196°C)

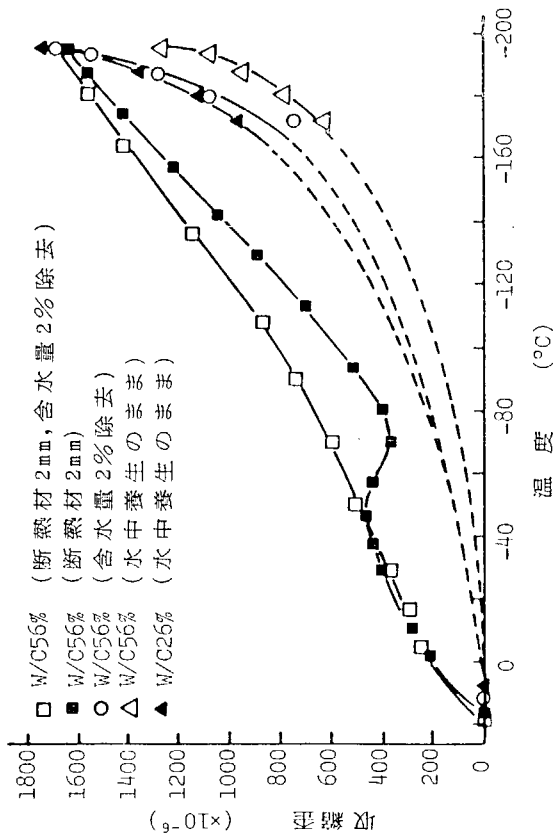


図 3.1.2.5 歪測定試験の結果 (水/セメント比, 含水量, 冷却速度の影響)³⁾

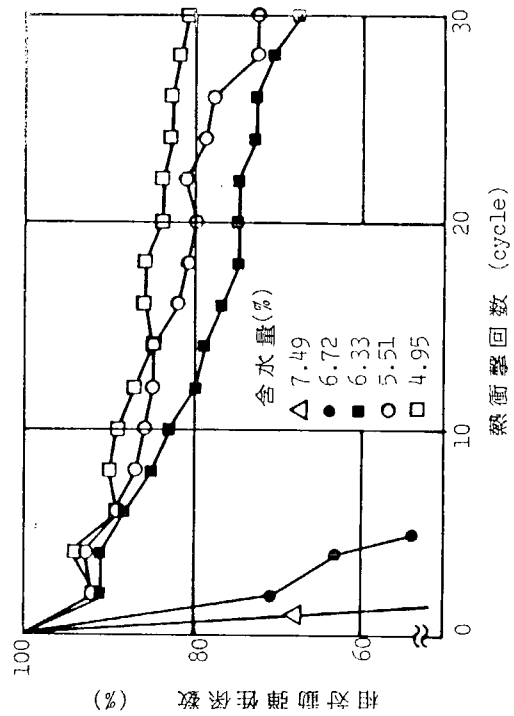


図 3.1.2.7 冷却衝撃による劣化状態 (W/C56%)³⁾
(10×10×40cm³角柱, 室温↔196°C)

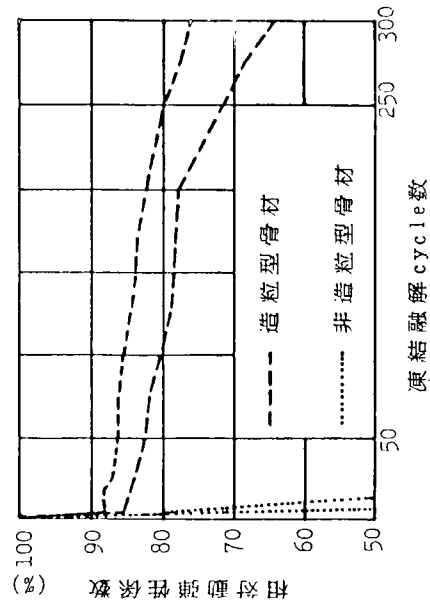
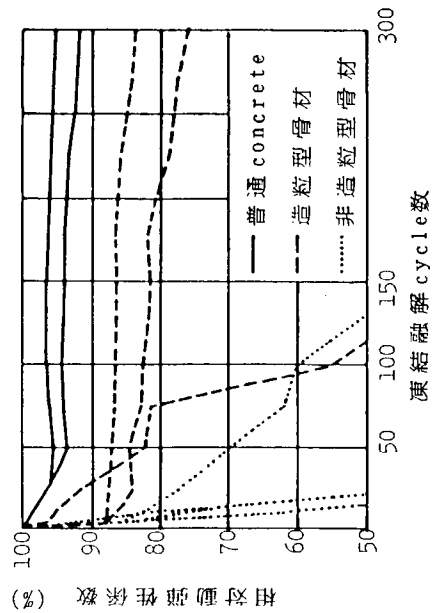


図 3.1.2.8 凍結融解に対する抵抗性試験結果⁴⁾

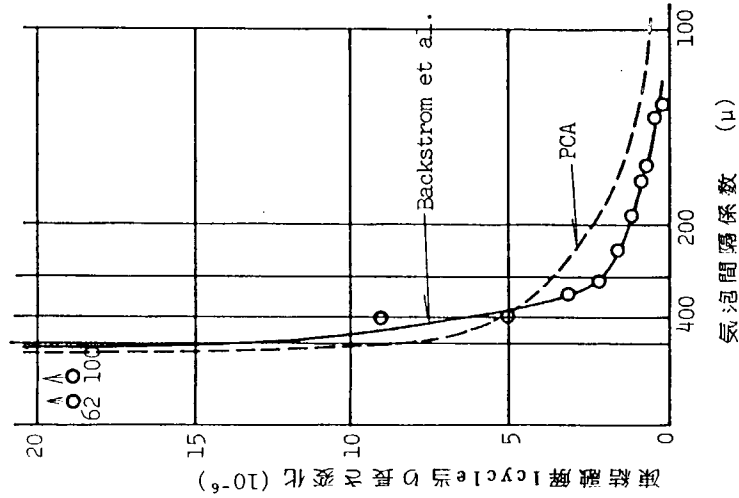


図 3.1.2.9 気泡間隔係数と凍結融解によるコンクリートの長さ変化との関係⁵⁾

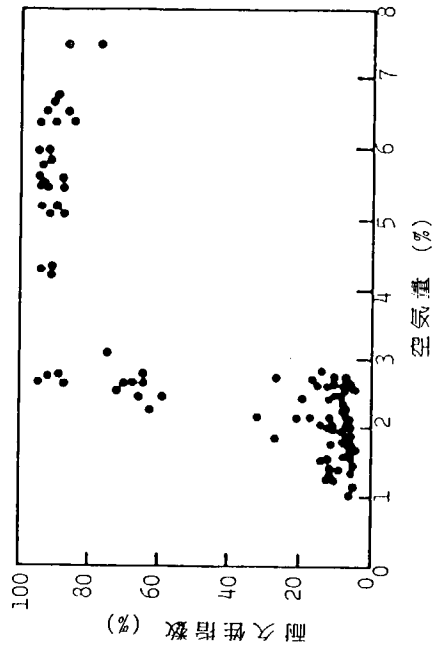


図 3.1.2.10 コンクリートの空気量と耐久性指数との関係⁷⁾

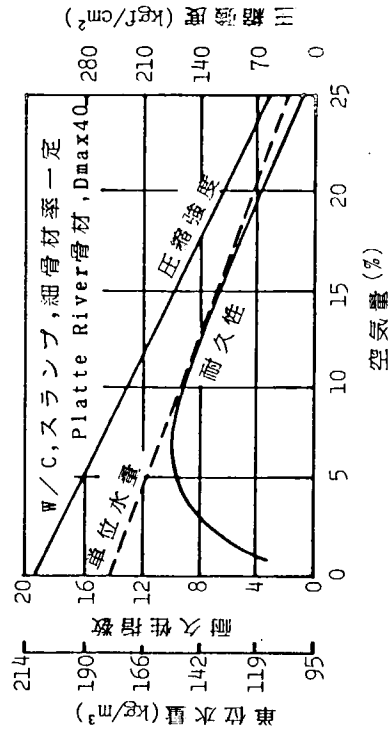


図 3.1.2.11 コンクリートの空気量と単位水量, 圧縮強度および耐久性指数との関係⁸⁾

3.1.3 摩耗，防食対策

(1) コンクリートの海水による化学的侵食

海水中の Mg^{++} SO_4^{--} によるコンクリートの侵食は次のような対策を行う。

(a) C_3A の少ないセメントを使用すること（セメントの4～8％）

特に中庸熟セメントが望ましい。

(b) 単位セメント量 390 kg/m³以上，できれば450 kg/m³程度

(c) 水セメント比 45％以下，できれば40％程度

(d) 表面塗装

エポキシ樹脂等の塗装を行い海水の浸透を防ぐことになるがすりへりを考慮する必要がある。

(2) コンクリートのかぶり厚さによる鉄筋の防食

鉄筋の腐食としては3ケースが考えられる。クラックによるもの，コンクリートの中性化によるもの，塩分によるものである。これらをコンクリート被覆で防錆する「かぶり」についての規定はいろいろあるが，絶対的なものはない。またクラック幅についても，許容クラック幅として各規準に規定されているが表面ひびわれ幅が必ずしもコンクリート内部の鉄筋と密接な関連があるわけではない。例えば大きなクラックが粗骨材のところで止っており，鉄筋に達しない場合もあり得る。しかしながら現在までの調査によると一般に「ひびわれ幅0.1～0.2 mm」許容幅の分岐点とされている。各規準の規格値を表3.1.3.1，表3.1.3.2に示す。北海での実績あるDnVや最近調査したコンクリートバージの防錆状況から判断して，

かぶり厚さ

耐水部 60mm以上（摩耗を10mm考慮）

大気中 40mm "

海中 50mm "

但し，粗骨材の最大径の1.5倍以上

ひびわれ幅 0.2 mm以下

としたい。

(3) コンクリートの塩分浸透防止策

塩分の浸透を防ぐ対策としては

(a) 密実なコンクリートの打設

一般に高強度プレストレスコンクリートを用いることが多く，水密性の高いコンクリートとなる場合が多いので問題はないが，水セメント比の小さい単位セメント量の大きいコンクリートとし現場で打継ぎ締めを十分注意して施工することである。

(b) 表面コーティング

コンクリート表面を不透水性皮膜でコーティングする。コーティング材料としてはエポキシ樹脂，ポリエステル樹脂，フラン樹脂，フェノール樹脂等の塗料がある。

またコンクリート表面へのポリマー含浸させる方策がある。

(4) 防錆剤の使用

表 3.1.3.3 市販あるいは入手できる防錆剤一覧¹⁾

商 品 名	主成分	状態	比 重	pH	使用量	製造会社名	備 考
NR-1900	Ca(NO ₂) ₂	液状	1.29±0.01	6～8	3 l/m ³	日雪マスタービルテーズ	減水効果がある 国内では市販されていない
ラスナイン	Ca(NO ₂) ₂	液状	1.2±0.01	9～11	3 l/m ³	小野田セメント	
バリックC	NaNO ₂	液状	1.24	9.0以上	3 kg/m ³	藤沢薬品工業	
サンフロー-NCR	NaNO ₂	液状			1％～6％ (セメント量)	サンフロー	
ドレックスCI	Ca(NO ₂) ₂	液状	1.2			WR グレース	

表 3.1.3.1 鋼材のかぶりに関する諸規定の一覧表¹⁾

基準 項目	海洋コンクリート 構造物設計施工指針 (案)	Guide for the Design and Construction of Fixed Offshore Con- crete Structures	Recommendations for the Design & Con- struction of Con- crete Sea Structures	Rules for the De- sign, Construction & Classification of Offshore Structures	Rules & Regulations for the Construction & Classification of Offshore Platforms	プレストレスト コンクリート パーシ規格準	Draft Guidance for the Design, Construction & Classification of Floating Concrete Structures	海洋コンクリート 防食指針 (日本コンクリート 工学会 1983)
	(土木学会 1977)	(ACI 1978)	(FIP 1977)	(DNV 1977)	(仏、海事協会 1975)	(日本海事協会 1975)	(DNV 1978)	
鉄 筋	スブラ ッシュ ゾーン	(20cm厚以上の部材) 2.5in(65mm)以上 [2.13.1]	(50cm厚以上の部材) 75 以上 (R4.3.9)	50 以上 (7.10.3.1)	65 以上 (4.11.31)	船側及び船底 外周部 70 以上	(7.1.1) ・船底、船側及び水密隔壁 ・(構造、修理のためにドック ドック可能な船の場合) 25以上	100 ~ 125
	海面 大気中	2in(50mm) 以上	75 以上	40 以上	50 以上	上記以外の部分 40 以上	・(上記以外でドックドック) (可能な船の場合) 40以上 ・デッキ及び非水密性隔壁 25以上	100 ~ 125
	海 中	2in(50mm) 以上	60 以上	50 以上	65 以上			75 ~ 100
P C 鋼 材	スブラ ッシュ ゾーン	シースかぶり 3.5in(90mm) 以上	100 以上	シースかぶり 100 以上 (7.10.3.2)	シースかぶり 75 以上	船側及び船底 外周部 100 以上	・船底、船側及び水密隔壁 (構造、修理のために ドックドック可能な 船の場合) シースかぶり 50以上	100 ~ 125
	海面 大気中	3in(75mm) 以上	100 以上	80 以上	75 以上	船側及び船底 45 以上	・(上記以外のドックドック) (不可能な船の場合) 80以上 ・デッキ及び非水密性隔壁 50以上	100 ~ 125
	海 中	3in(75mm) 以上	75 以上	100 以上	75 以上			75 ~ 100
そ の 他	・水中で施工する コンクリート 100 以上	(20in厚以下の部材) (2.13.2) ・Gmaxの1.5倍以上 ・鉄筋最大径の1.5倍 以上 ・3/4in(20mm) ・P C鋼材は上記+ 1/2in(13mm)	○(薄肉断面部材) ・Gmaxの1.5倍以上 ・鉄筋最大径の1.5倍 以上 ○ポリマー注入、 コーティングなど 特別な方法をとれば かぶりを低減して 良い。	OGmaxの1.5倍以上 [7.10.3.1]			[7.1.2] ・鉄筋最大径以上 ・シース最大径以上 ・Gmax + 5mm以上	

表 3.1.3.2 ひびわれ幅に関する諸規定の一覧表¹⁾

項目	基準	海洋コンクリート 構造物設計施工指針 (案) (土木学会 1977)	Guide for the Design and Construction of Fixed Offshore Con- crete Structures (ACI 1978)	Recommendations for the Design and Cons- truction of Concrete Sea Structures (FIP 1977)	Rules for the Design Construction and Instruction of Off- shore Structures (DNV 1977)	CEB-FIP Model Code for Concrete Struct- ures (CEB-FIP)	Building Code Req- uirements for Rein- forced Concrete (ACI, 318-77)	海洋コンクリート 防食指針 (日本コンクリート 工学会 1982)
鉄 筋	スブラッシュ ゾーン 海 大 気 中	0.15 mm (0.15 mm) 若干定義が異なる	at Offshore side dead and live loads plus monthly recur- ring environmental loads 120MPa ($\approx 1200\text{kg/cm}^2$) dead and live loads plus extreme enviro- nmental loads 0.8fy	R2.6(a) 0.3 mm かぶりの0.004 R2.6(b)・(c) 0.8fy	a) 160MPa ($\approx 1600\text{kg/cm}^2$) b) 0.8fy	severe rare frequent に対し or $\leq 0.2\text{ mm}$ or $\leq 0.1\text{ mm}$	許容応力度および かぶりで考慮している	0.2 0.1 0.1
P C 鋼 材	スブラッシュ ゾーン 海 大 気 中	0.2 mm 特になし	at Offshore site dead and live loads plus monthly recurring environmental loads $\Delta\sigma_s$ 75MPa ($\approx 750\text{kg/cm}^2$)	R2.6(a) 0.2 mm $\Delta\sigma_s \leq \frac{1}{2}\sigma_s$ R2.6(b)・(c) 0.3 mm 0.8fy	a) $\Delta\sigma_s$ 80MPa (800kg/cm ²)	rare $\leq 0.1\text{ mm}$ frequent decompression		0.2 0.1 0.1
ひびわれ幅算定式 その他		特になし	monthly recurring $\approx$ frequent extreme $\approx$ rare	R2.6(a) $\approx$ frequent R2.6(b)・(c) $\approx$ rare	a) $\approx$ frequent b) $\approx$ rare	CEB-FIPの式 かぶり厚が増すことに よる影響を考える		

コンクリートの混和剤として添加されるもので現在数種類市販されている。その種類は表 3. 1. 3. 3 の通り。

これらの防錆剤はコンクリート中の塩分量が少ない場合には、防錆剤を使用した効果が十分認められるが、塩分量が多い場合はその効果が小さくなるから注意を要する。また防錆材は水セメント比の小さい密実なコンクリートの方が効果が大きい。

(5) 鉄筋の塗装

鉄筋の塗装としてはコンクリートにひびわれが生じていても鉄筋を保護する性能が低下せず、コンクリートの付着強度も十分あり、鉄筋の曲げ加工に対しても損傷を受けないものが望ましい。最近までの実験結果によるとエポキシ樹脂を鉄筋に溶着させる粉体型のエポキシ樹脂塗料が最も適している。

その他タールエポキシ樹脂（溶液型）、エポキシ樹脂の溶液型等がある。各種塗料の塗装鉄筋耐蝕性に関するテスト結果を次に示す。

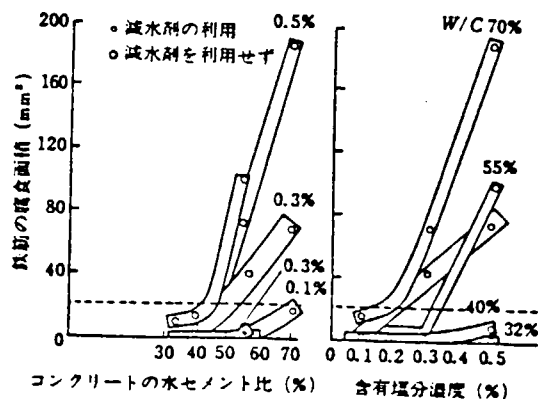


図 3. 1. 3. 1 コンクリートの品質と鉄筋の腐食面積の関係

表 3. 1. 3. 4 各種塗装鉄筋の耐食性試験⁵⁾

50℃、3%食塩水中（試験期間300日）					
下地処理		塗装鉄筋の表面観察結果			
目標膜厚 μ		プラスト処理			化成処理
塗料の種類		80	150	250	150
1	粉体エポキシ樹脂 (酸無水物)	錆(赤茶色、 数点) フクレ、錆 (数点)	○ ○	○ ○	○ ○
2	・		錆(赤茶色、 数点) フクレ、錆		
3	粉体タールエポキシ 樹脂 (ポリアミン)	フクレ、錆 (数点) フクレ、錆	錆(数点) 錆		錆(数点) 錆
4	溶液型タールエポキシ 樹脂		フクレ、錆 (赤茶色) フクレ、錆 (全面)		
5	無機ジンクリッチ		白錆(白肌一部 露出) 白錆(全面)		
6	粉体エポキシ樹脂 (酸無水物)	錆(数点) 錆(数点)	○ ○	○ ○	○ ○
7	・ (ポリアミン)		○ ○		○ ○
8	・ (酸無水物)		錆(赤茶色、 数点) 錆(数点)		錆(赤茶色、 数点) 錆(数点)
9	・ (特殊硬化剤)		フクレ、錆 (数点) フクレ		フクレ、錆 (数点) フクレ
10	溶液型タールエポキシ 樹脂		フクレ、錆 フクレ、錆 (全面)	フクレ、錆 フクレ、錆 (全面)	フクレ、錆 フクレ、錆 (全面)
11	溶液型タールエポキシ 樹脂 (MIO含有)		フクレ、錆 フクレ、錆 (全面)		フクレ、錆 フクレ、錆 (全面)

上段：水面部分の鉄筋表面、下段：水中部分の鉄筋表面、○：外観変化なし

各種塗装鉄筋の性能を次に示す。

表 3. 1. 3. 5 各種塗装鉄筋の性能⁵⁾

下 地 処 理 目 標 膜 厚 μ 塗 料 の 種 類		耐 食 性				コンクリートの付着性				耐衝撃性及び曲げ加工性			
		ブラスト処理			化成処理	ブラスト処理			化成処理	ブラスト処理			化成処理
		80	150	250	150	80	150	250	150	80	150	250	150
1	粉体エポキシ(酸無水物)	×	○	○	○	○	○	△	○	○	○	△	×
2	・		×				△				○		
3	粉体タールエポキシ(ポリアミン)	×	△		△		△	△	△	○	○	△	×
4	溶液型タールエポキシ		×				×				×		
5	無機シンクリッチ	×	△				○				×		
6	粉体エポキシ(酸無水物)		○	○	○		○			○	○	△	×
7	・ (ポリアミン)		○		○		△				○		×
8	・ (酸無水物)		×		×		×				○		×
9	・ (特殊硬化剤)		×		×		○				×		×
10	溶液型タールエポキシ		×	×	×		×	×			×		×
11	・ (MIO含有)		×		×		×				×		×

良好 ← 性能 → 劣る

○ > △ > ×

粉体エポキシ膜厚 150 μ の塗装が良好である。付着強度は約85%に低減する。鉄筋は異形鉄筋にしなければならない。

(6) 鉄筋コンクリートの電気防蝕

土中、海中、スプラッシュゾーンにてコンクリートのかぶりに頼れないときに電気防蝕法を採用する。

鉄筋の防蝕電流密度（初期値）は

※海水中 100 mA/m²
海土中 20 mA/m² } 汚染海域では20～50%増し

電流密度（定格値）は初期値の2/3～1/2に低減される。

(7) 鋼板の防食

(a) 塗 装

氷海上の鋼板に対する塗装材の選定条件としては

- (i) 耐寒性が良いこと
- (ii) 氷との摩擦係数が小さいこと
- (iii) 氷による衝撃摩耗に強いこと
- (iv) 引張強度大きく伸び率も大きいこと
- (v) 表面平滑であること
- (vi) 付着性良いこと
- (vii) 施工性良いこと

等が上げられる。これらについてはエポキシ、ウレタンなどの市販されている塗料があるが採用にあたっては摩擦試験、摩耗試験を行って決定すべきである。

(b) 電気防食

塗装については時間とともに剥離することもありうるので電気防食との併用を考えると良い。

(c) 腐蝕代

鋼材の減耗量は年間（集中腐蝕を除く）

※スプラッシュゾーン	0.3 mm/年
海中	0.1 mm/年
サンドエロージョン	0.13 mm/年

程度を考慮する。

(d) 耐蝕鋼の使用

耐蝕鋼は鉄にCu, Ni, Cr, P等の化学成分を添加することによりそれ自体の耐蝕性を良くしたものである。特に耐水部には用いた方がよい。

(8) コンクリートの摩耗

耐水部の水による摩耗については殆んどデータがなく今後の研究課題となっている。寒冷地のスプラッシュゾーンにおけるコンクリートは潮の満ち引きによる凍結融解を繰り返し海中の塩類の侵蝕作用、波浪エネルギー、砂礫や流水によるすりへり等の複合作用が考えられる。

水による摩耗については北大佐伯教授の試験結果によると、

摩擦加圧力	10kgf /cm ²
摩擦距離	5 km
摩擦相対速度	5 cm/sec
温度	-20℃

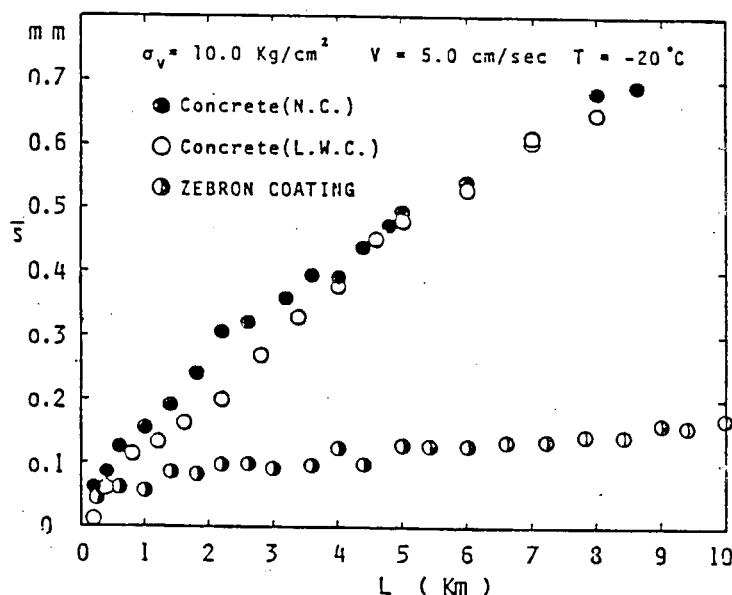


図 3.1.3.2 各材料に対する摩擦距離と平均摩耗量との関係³⁾

において約 0.5 mm のすりへりがあった。

コンクリート表面に塗装（ZEBRON）を塗布すると耐摩耗性の効果が発揮されている。

すりへり抵抗を大きくするための要件は次の通りである。

- 水セメント比を小さくし良く締固めた高強度コンクリートとする。
- 強靱な粗骨材を使用すること。
- 十分な湿潤養生を行う。
- 鋼繊維補強コンクリート（SFRC）にする。
- 表面摩擦係数を小さくする塗装をコーティングする。

参 考 文 献

- 1) 社団法人 日本コンクリート工学協会
海洋コンクリート構造物の防食指針(案)(1983年)
- 2) 産業調査会 海洋土木大事典(1983年)
- 3) 寒地技術シンポジウム(1985年11月) 佐伯浩, 浅井有一郎, 泉 例, 竹内貫弘
- 4) セメントコンクリートNo.394, 1979年12月号, 蒔田, 森, 片脇, 守屋,
促進試験による鉄筋コンクリート用防錆剤の防錆効果に関する一実験
- 5) 日本コンクリート工学協会第1回年次論文集, 1979, 片脇, 守屋
エポキシ樹脂塗装鉄筋の利用に関する基礎的研究

3.2 着底方法の検討

海洋構造物の着底問題は単にその底版部の形状・構造ばかりでなく、構造物全体の形状・大きさに影響する基本設計上重要な問題である。特に、厳しい氷海域であるボーフォート海南部の場合には、氷による巨大な水平荷重が構造物に働き、また氷丘脈による Ice Gouge などの海底面の顕著な凹凸が存在するなどの着底上困難な問題が多く、海洋構造物の基本設計を行う上で、着底問題の占める割合は特に大きい。

ここではこのボーフォート海南部の大陸棚を据付地の対象として、着底方法を考える上での課題についてまとめ、また、北海の着底型海洋構造物などの既存の方法および新しい着底方法のアイデアを紹介する。着底方法のアイデアのうち、重力式着底方法に杭を組み合わせた方法については、その効果を数量的に検討を行ってみた。また、着底方法を検討する上で参照すべき規則あるいは勧告についてまとめ、最後に海底地盤の凹凸により構造物底面に働く局所接地圧についての検討結果を示す。

3.2.1 着底及び浮上に対する設計上の課題

ハリソン湾を中心とするアラスカ北岸およびマッケンジー湾周辺のカナダ北西岸の大陸棚、いわゆるボーフォート海南部は厳しい自然環境下にあり、そこで稼動する船舶・海洋構造物にとり大きな制約となっていることは周知の事実である。従って、これらの自然環境は、海洋構造物の設計を行う上での重要な設計条件であることは言うまでもない。ここでは、着底方法を検討する上での主要な自然環境条件を取りあげ、それらが如何に着底問題に関係しているかを簡単にまとめる。

(1) 氷荷重

ボーフォート海南部に特有な、最も顕著な自然は氷である。特に冬期の Polar Pack Ice の襲来により、海洋構造物に働く氷荷重は巨大である。従来、盛土による人工島方式が採用されてきた浅い水深域と異なり、浮遊着底型構造物が適用されるより深い水深域は、図 3.2.1^D に示されるように、いわゆる Shear Zone と呼ばれる海域に当り、Polar Pack Ice と遭遇する可能性が高い。

氷による構造物全体に働く荷重いわゆる Global Ice Load は、直径 50 m の円筒状の構造物で約 5 万トン程度と言われている。この氷荷重の為、ボーフォート海南部における石油試掘用海洋構造物は、他の海域で多用されているジャッキアップ型あるいはセミサブ型海洋構造物を採用することができず、水平抵抗力のある着底型構造物とせざるを得ない。着底型構造物の場合でも、この氷による水平荷重に対し、石油掘削装置の許容限度以内に水平移動を抑える抵抗力を確保するには、構造物の大きさ、形状から底版部の構造等に至る詳細な検討を必要とする。

氷荷重の大きさについては、現地における計測、実験室における様々な形状に対するパラメトリックな実験などにより研究が進められており、今後より信頼性に富んだ設計値が求められるであろう。

(2) 海底地形及び地質

水平抵抗力を確保し、不等沈下等を避ける着底方法を検討する上で、据付予定地の海底地盤の地形と地質は設計条件であり、正確な調査が要求される。数多くの着底型海洋構造物の実績のある北海の場合、表 3.2.1 に示すように、その地形はおおむね平坦で凹凸の少ない地形であり、またその地質は硬質のシルト質粘土が支配的である。ボーフォート海南部の場合について、海底地形及び地質をまとめると以下ようになる。

(a) 海底地形

大陸棚であることから、その傾斜は比較的緩やかであるが、氷丘脈が着底した、いわゆる Grounded Ice による Scouring の為、Ice Gouge と呼ばれる溝状の凹凸が存在する。図 3.2.2 はソナーによる海底面の探照写真²⁾であるが、引っかき傷の如き Ice Gouge が至る所に見られることがわかる。また、図 3.2.3 はマッケンジー湾近傍で計測された、異った 3 種の水深における海底のプロファイル²⁾である。3 種のうち、中間の約 36 m の水深における海底の凹凸が特に顕著であることが示されている。この傾向は、図 3.2.4 の水深に対する Ice Gouge の出現頻度を示すグラフ²⁾においても明らかであり、水深 15 m から 45 m の範囲に Ice Gouge が

多く見られるこの水深域は着底型海洋構造物が最も適用されると考えられる水深域に当り、Ice Gouge 対策は不可欠であると言えるであろう。

Ice Gouge のサイズについては、マッケンジー湾近傍の計測データによると、その平均的な深さは 0.9 m ～ 1.5 m (3 ～ 5 ft) であり、²⁾また、アラスカのハリソン湾における計測記録では、水深17mの地点の典型的な Ice Gouge は、幅 7.5 m、深さ 0.5 m、リッジ高さ 0.4 m となっている。³⁾ また、Ice Gouge の出現頻度は 100 m 当り 2 ～ 8 (40 ～ 150 / Nautical Mile) と報告されている。³⁾

このような Gouge の存在により底版部の接地面積が減少し、その為接地圧力の上昇、ひいては底版部の建造コストの増加の要因となる上に、水平抵抗力の低下の大きな要因となる。地盤の凹凸による局所接地圧については 3.2.5 において詳しく検討を行うこととする。

(b) 地 質

ボーフォート海南部における海底地質は海域により異っている。アラスカのハリソン湾近傍の大陸棚の土質は、表面が薄い砂質土に覆われているところもあるが、6 m から 15 m のシルトであり、その下は永久凍土となっている。それに対し、カナダ領のマッケンジー湾近傍では砂質土が支配的であり、部分的に粘性土が存在していると報告されている。

図 3.2.5 は、ボーフォート海南部のアラスカ側で測定されたシルト層の非排水せん断強度を示したものであり、⁴⁾ 2 t / m² から 20 t / m² までの間に分布している。

水平抵抗力に関して、非粘性の砂質土と粘性のシルトあるいは粘土とは、抵抗力の働き方が本質的に異っている。砂質土の場合、水平抵抗力即ち滑動抵抗力として摩擦抵抗力が支配的であり、従って構造物の底面に働く垂直荷重と土の内部摩擦角に依存する。則ち、ある滑動抵抗力を得る為には、ある程度の構造物重量を必要とする。一方、粘性土の場合には土の粘着力が滑動抵抗力として働くことから、構造物底面と地盤との接触面積に依存することになる。従って、粘性土の場合には、ある程度以上の底面面積を必要とする。このように、砂質土と粘性土では、水による水平荷重に対する対策が異っており、据付予定海域の地質調査が構造物の設計以前に重要であるといえる。また、浮遊着底型の様に、様々な海域にわたって稼動する場合には、どちらの地質に対しても十分な滑動抵抗力を得られる着底方法が必要である。

(3) 吃水制限

日本で建造された海洋構造物をボーフォート海南部へ曳航していく航路上には、水深の浅いベーリング海がある。また、ボーフォート海の水象は夏期においても、海岸線から離れた水深の深い海域には多年氷の Polar Pack Ice が流れており危険である。従って、海洋構造物の曳航時の吃水には制限がある。造船研究協会第 186 研究部会による氷海用タンカーの概略試設計で設定された吃水である 20 m が目安となるであろう。⁵⁾

この吃水制限は、構造用材料の選択を始め構造物の設計全体に影響する因子であり、着底に関しては北海で有効であったスカートの採用を難しくするとともに、据付地点の水深が深くなるにつれ、着底に要する重量確保が難しくなるという問題がある。

(4) 短い据付期間

冬期のボーフォート海は、日照時間が極めて短く、また、厳しい低温にさらされるという外に、曳航航路が Land Fast Ice と Polar Pack Ice にとざされる。従って、曳航・据付作業は短い夏期に行なって、しまわなければならない。年により差はあるが、夏期といえども海域から氷が消失してしまう、いわゆる開水期間は余り長くはなく、平均して 70 から 100 日間といわれている。図 3.2.6 は、マッケンジー湾のある地点における 20 数年間の開水日数を示したものであるが、⁶⁾これによると、まったく開水のない年がそのうち 4 年あり、最も長い開水日数でも 110 日となっている。

このことは、短期間の据付けが行い得る着底方法が必要であることを示しており、浮遊着底型の場合には、その

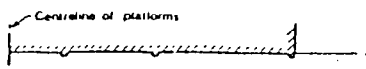
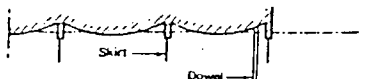
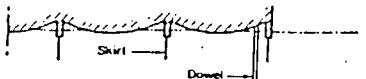
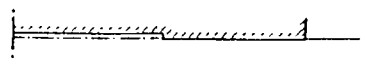
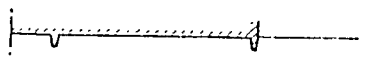
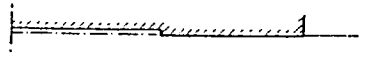
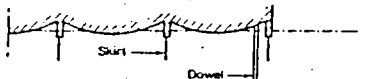
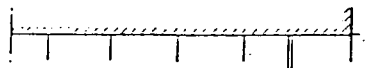
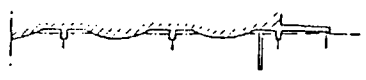
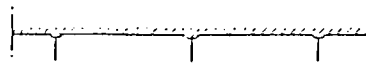
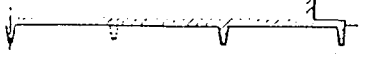
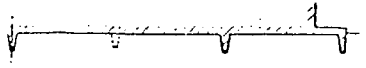
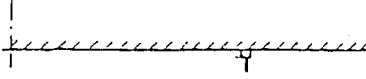
上に容易な再浮上が要求されることになる。

参 考 文 献

- 1) K. R. Croasdale
Ice Engineering for Offshore Petroleum Exploration in Canada POAC 77
- 2) J. Hnatiuk and B. D. Wright
Sea Bottom Scouring in the Canadian Beaufort Sea OTC Paper 4584, Offshore
Technology Conference 1983
- 3) V. M. Buslov et al.
Bottom Preparation for Gravity Structures in the Beaufort Sea OTC Paper 4696,
Offshore Technology Conference 1984
- 4) J. L. Wang et al.
Geotechnical Properties of Alaskan OCS Silts OTC Paper 4412, Offshore
Technology Conference 1982
- 5) 社団法人日本造船研究協会 第186研究部会
水海用船舶・海洋構造物の設計・建造に関する研究報告書 昭和60年3月 研究資料No. 377
社団法人日本造船研究協会
- 6) J. Hnatiuk
Results of An Environmental Research Program in the Canadian Beaufort Sea
OTC Paper 2445, Offshore Technology Conference, 1976

表3.2.1 北海のコンクリートプラットフォームの基礎諸元

No	構造形式	プラットフォーム名	設置年度	水深 (m)	底面積 (㎡)	スカート高 (m)	ダウエル 本数(本)
1	Doris	Ekotisk Tank	1973	70	7,400	0.4 (コンクリート)	—
2	Condeep	Beryl A	1975	120	6,200	3.0(鋼) 0.5 (コンクリート)	3
3	Condeep	Brent B	1975	140	6,200	3.5(鋼) 0.5 (コンクリート)	3
4	Doris	Frigg CDP-1	1975	98	5,600	—	—
5	Sea Tank	Frigg TP-1	1976	104	5,600	2.0 (コンクリート)	—
6	Doris	Frigg Manifold	1976	94	5,600	—	—
7	Condeep	Brent D	1976	140	6,300	4.5(鋼) 0.5 (コンクリート)	3
8	Condeep	Statfjord A	1977	145	7,800	3.0(鋼) 0.5 (コンクリート)	3
9	Andoc	Dunlin A	1977	153	10,600	4.0(鋼)	4
10	Condeep	Frigg TCP-2	1977	102	9,300	1.2(鋼) 0.5 (コンクリート)	3
11	Doris	Ninian Central	1978	136	15,400	3.5(鋼)	—
12	Sea Tank	Cormorant A	1978	150	9,700	3.0 (コンクリート)	—
13	Sea Tank	Brent C	1978	140	10,100	3.0 (コンクリート)	—
14	Condeep	Statfjord B	1981	145	18,200	3.6(鋼) 0.9 (コンクリート)	4
15	Condeep	Statfjord C	1984	146	12,770	3.8(鋼)	4

底 部 形 状 0m 20m 40m 60m	海底面の形状		海 底 地 質	グラウト量 (m^3)
	100 m 当りの 標高差 (m)	傾斜($^\circ$)		
	0.0	0.1	密なシルト質細砂	—
	0.4	0.2	硬質シルト質粘土 但し、表層(0~10m厚)は、密なシルト質細砂	9,800
	0.2	0.0	硬質シルト質粘土 但し、砂層をかむ	7,000
	< 0.5	0.2	硬質シルト質粘土 但し、表層(8m厚)は、密なシルト質細砂	—
	1.0	0.6	硬質シルト質粘土 但し、表層(3~7m厚)は、密なシルト質細砂	—
	—	0.0	密なシルト質細砂	—
	0.2	0.0	硬質シルト質粘土 但し、砂層をかむ	6,400
	0.3	0.0	硬質シルト質粘土 但し、表層(2~10m)は砂層	7,200
	0.2	0.0	硬質シルト質粘土 但し、砂層をかむ	5,000
	1.0	0.6	硬質シルト質粘土 但し、表層(3~6m厚)は密なシルト質細砂	13,700
	—	0.0	硬質シルト質粘土 但し、砂層をかむ	6,000
	0.6	0.3	硬質シルト質粘土 但し、砂層をかむ	7,500
	0.3	0.0	硬質シルト質粘土 但し、砂層をかむ	4,500
	不 明	不 明	硬質粘土 但し、表層(0.2~1.5m厚)は砂質土	10,000
	不 明	不 明	硬質粘土 但し、表層(0~3m厚)は砂質土	不 明

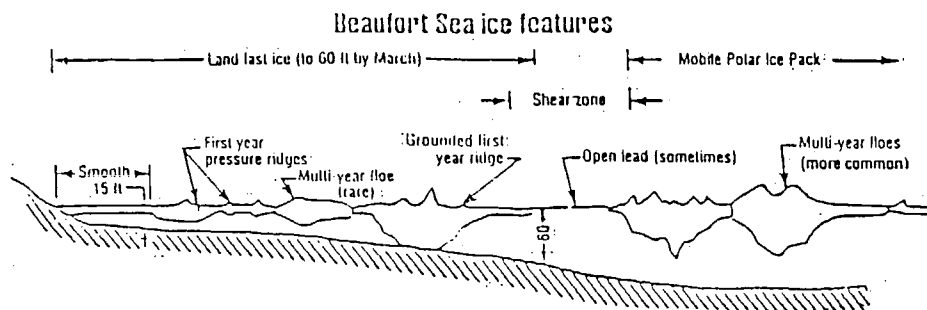


図 3. 2. 1 ポーフォート海の氷の状態

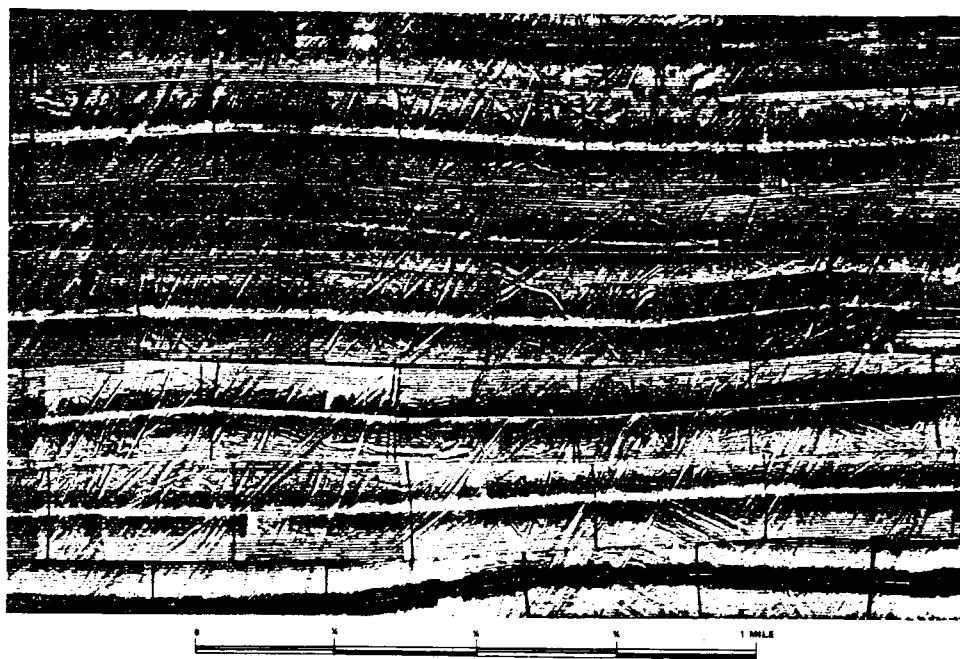


図 3. 2. 2 ソナーによる海底面探照図

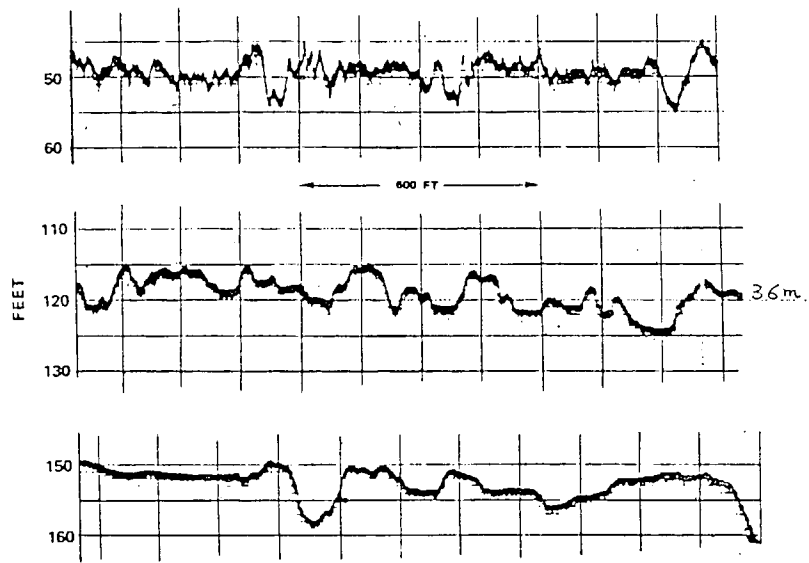


図 3. 2. 3 海底地形のプロファイル

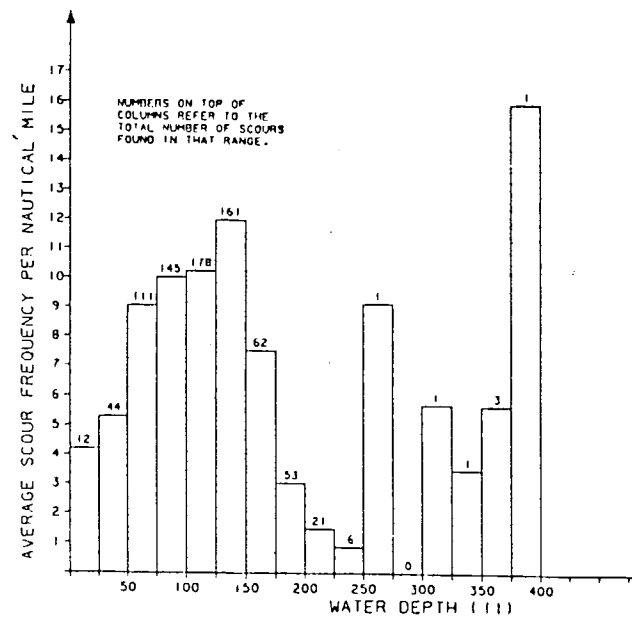


図 3. 2. 4 Ice Gouge 出現頻度

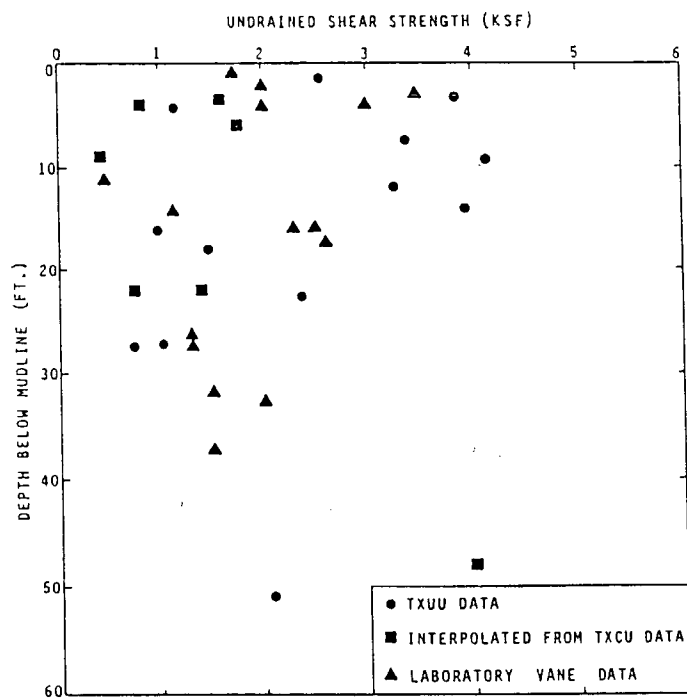


図 3.2.5 ボーフォート海のシルトの非排水剪断強度

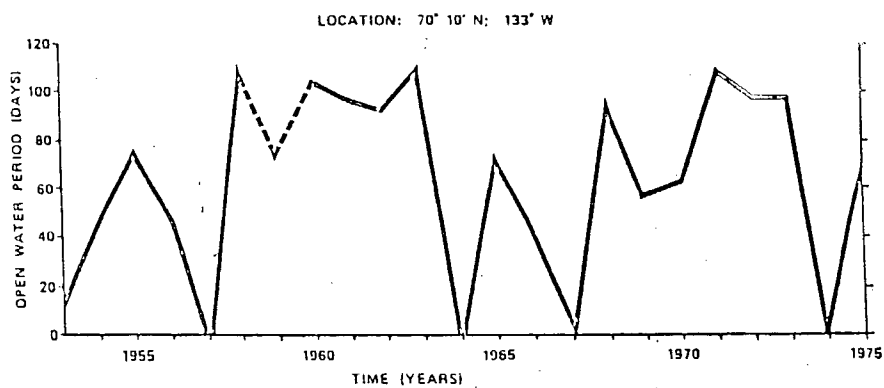


図 3.2.6 ボーフォート海の年間開氷日数

3.2.2 既存の着底方法

着底型海洋構造物の例として最も良く知られている北海の場合は、水深が150 m近くあり、また海底地形も傾斜、凹凸がほとんどみられないなど、ここで対象としているボーフォート海南部とは大いに異っているが、典型的な重力式海洋構造物として参考になる点が多い。

ここでは、これら北海の海洋構造物とボーフォート海で既に実現している盛土による人工島方式以外の海洋構造物の着底方法を簡単に紹介する。

(1) 北海の海洋構造物の着底方法

北海では1973年以来既に10数基の重力式海洋構造物が設置され稼動している。表3.2.1は、これらの基礎諸元などをまとめたものである。^{1) 2)} 北海の重力式海洋構造物の特徴は次のようにまとめられるであろう。

i) 基礎（底版部）の安定性の向上、洗掘の防止およびiii) で述べるグラウト注入の為のコンパートメント構成を目的としたスカートの採用。

ii) 安定性を確保する為の広い底面積

iii) 基礎底面の圧力を一様とする為の、底面と海底面の隙間へのグラウト注入

また、スカート貫入時に、波浪等による構造物の横移動によってスカートが損傷を受けるのを防ぐ目的で、ドウェル（鋼パイプ）を用いる場合もある。

典型的な北海の重力式海洋構造物として、図3.2.7に示す Condeep Brent B ³⁾ を選び、その据付手順を以下に示す。

i) 据付地点を特定後アンカリングを行う。

ii) バラスト（海水）を注入していき、ドウェルが海底に2 m貫入した時点でバラスト注入を停止し、据付地点の再確認を行う。

iii) バラスト注入を再開し、スカートが海底貫入後は、スカートに囲まれた部分の水圧をバルブ操作により調整しながら貫入を継続していく。海底地盤の傾斜（1/400）に対し構造物を水平に保つ為、バラストタンクを選択しつつバラスト注入を行う。また、底版部のドームの一部は、海底面に接触する場合があるが、ドーム設計圧を越えないように監視を行う。

iv) スカート貫入量が予定値に達したら、バラスト注入を終了する。

v) バラスト注入終了3日後に底面と海底面との隙間にグラウトを注入する。

北海で実績のあるこの着底方法をボーフォート海で使用するには

i) 吃水制限がある為、スカートの使用が制限される。

ii) 試掘用の浮遊着底型海洋構造物の場合には、グラウトを注入する方法は適当ではない。

などの問題点があると考えられる。

(2) Caisson Retained Island — “MOLIKPAQ”

浅水深域で従来より行なわれている人工島方式をより深い水深域に応用した方式と考えられるのがCaisson Retained Island 方式である。1984年秋にマッケンジー湾のTarsiut P-45に設置された鋼製の Mobile Arctic Caisson Rig “MOLIKPAQ” は、その最近の例といえるであろう。同様の着底方法を採用したものとしては、他に Tarsiut Caisson Island (1981), CRI (1982) があげられる。また、海底面に砂を敷きつめる点で類似しているものとして、SSDC (1982) がある。

この方式の特徴は据付地点の軟弱な土を排除し、砂あるいは砂利を敷きつめることにより、平坦な強度のある砂質地盤を形成する点にある。“MOLIKPAQ” の場合には、水深25.5 mの地点が据付地点であり、軟弱な表層地盤を約4 mの深さまで削り取り、その上に約10 mの深さに砂を敷きつめて着底地盤を形成している。この時の実質水深は19.5 mである。⁴⁾ また、鋼製ケーソン着底後、滑動抵抗を得る為に、ケーソン内部にも砂を敷きつめる点

が「MOLIKPAQ」の特徴である。(図3.2.8参照)

Caisson Retained Island 方式は確実性に富む方法であるが、反面浚渫及び砂・砂利の埋立てという着底準備を含む着底作業に時間とコストがかかる。「MOLIKPAQ」の場合、着底準備に6週間、更に着底後のケーソン内部への砂の搬入に10日以上を要している。このことは、何度も浮遊・着底を繰り返す構造物の場合には、短い開水日数とコストの点で問題があると考えられる。その上、この方法は据付地点の水深が深くなるにつれて、着底地盤形成の為にコストが増大し、また地盤の整地(底部に働く接地圧を均等とする為には一般に整地の許容誤差は約±0.3mといわれている)⁵⁾が困難となる。また、砂および砂利の資源は、カナダ領のマッケンジー湾近傍とは異なり、アラスカ側では余り豊富ではないと言われている。また、砂を使用すること自体にも環境問題の点から難しくなっているとも報告されている。⁶⁾

(3) 「SUPER CIDS」

世界初の鋼とコンクリートのハイブリッド型海洋構造物である「SUPER CIDS」は、1984年よりアラスカ・ハドソン湾にて稼動を開始している。この「SUPER CIDS」は10.7mから16.8mの水深で稼動し、「MOLIKPAQ」の場合と異なり、海底地盤に対する着底準備が不要な設計となっている。砂質土あるいは粘性土を問わず十分な滑動抵抗力を得る為に、広い底部面積と十分な自重を持ち、また海底面の凹凸に対処する為の深いスカート(1.5m)を設けている。⁷⁾ユニークな鋼製の底版とコンクリート製函体との組み合わせは、砂質土において十分な滑動抵抗を得る為に十分な自重を必要とすることが、その採用の1つの理由であろうと考えられる。(図3.2.9参照)

「SUPER CIDS」の着底方法が秀れている点は、「MOLIKPAQ」と異なり、時間とコストのかかる着底準備が不要であり、迅速かつ容易に着底・据付が可能である点にあり、また高さの異なるコンクリート製函体を適宜採用することができることから広範囲の地質に適用可能であるといえる。しかし、未整地の海底面に着底する為に、底版部の設計圧力は「MOLIKPAQ」よりも大となり、それ故に建造コストも増加すると考えられる。また、スカートを設けた構造物を再浮上させる場合、地盤が粘土層であるとその引抜きが難しいという意見もある。生産型構造物の場合は別として、試掘用の浮遊着底型の場合には、スカートを使用する為には再浮上用としてスカート内部を加圧するなどの対策を取る必要があろう。⁸⁾

参 考 文 献

1) FIP

Foundations of Concrete Gravity Structures in the North Sea FIP State of Art Report FIP/6/2 August 1979

2) O. Eide and K.H. Andersen

Foundation Engineering for Gravity Structures in the Northern North Sea
Norwegian Geotechnical Institute Publication Nr. 154

3) Ove T. Eide and Leif G. Larsen

Installation of the Shell /Esso Brent B Condeep Production Platform
OTC Paper 2434, Offshore Technology Conference, 1976

4) T.G. Gijzel et al.

Installation of Mobile Arctic Caisson Molikpaq
OTC Paper 4942, Offshore Technology Conference, 1985

- 5) V.M. Buslov et al.
Bottom Preparation for Gravity Structures in the Beaufort Sea
OTC Paper 4676, Offshore Technology Conference, 1984
- 6) B. C. Gerwick et al.
Application of Multiple Spuds (Dowels) to Development of Shiding Resistance
for Gravity-Base Platform
OTC Paper 4553, Offshore Technology Conference 1983
- 7) S. B. Wetmore
The Concrete Island Drilling System Super Series
OTC Paper 4801, Offshore Technology Conference 1984
- 8) J. C. Bruce
Second Generation Arctic Platform Lesson From First Generation Design
Experience
OTC Paper 4798, Offshore Technology Conference, 1984

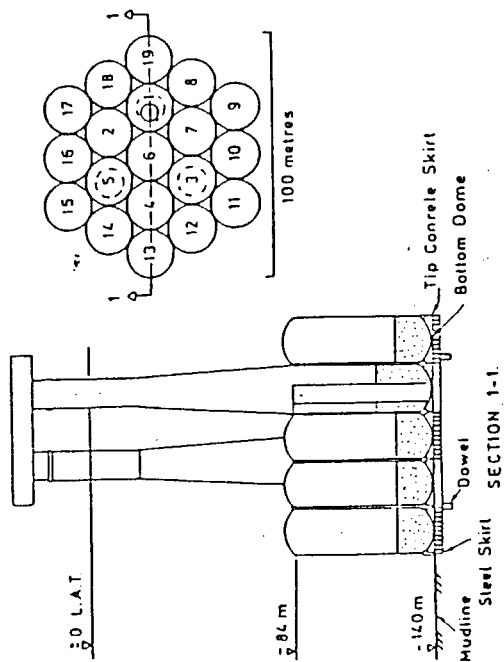


図 3.2.7 "Condeep Brent B"

図 3.2.8 Tarsiut P-45 の "MOLIKPAQ"

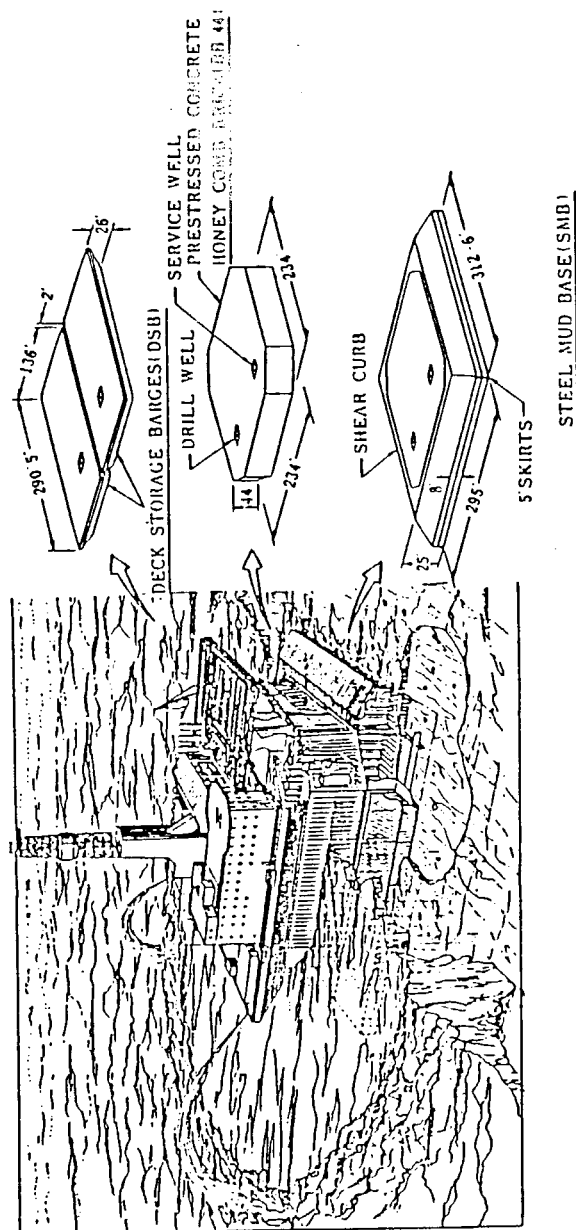
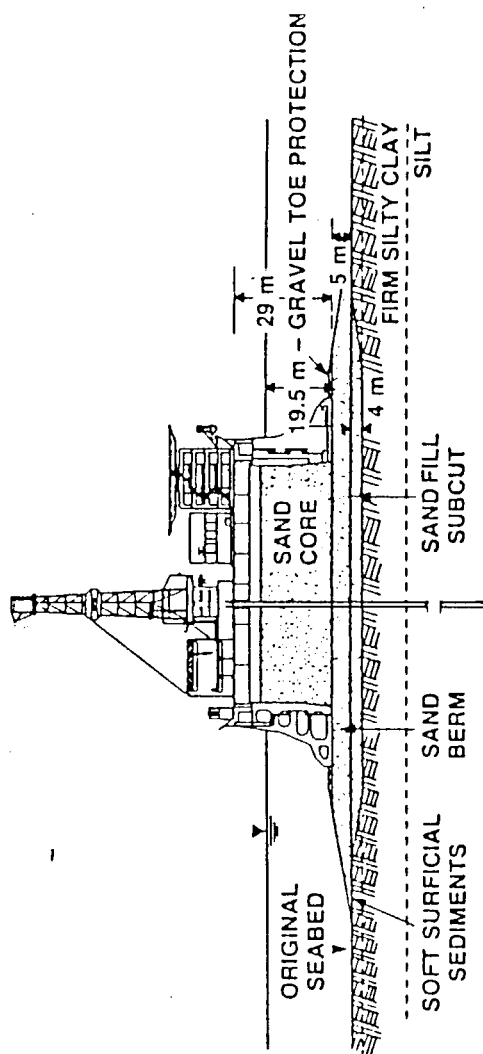
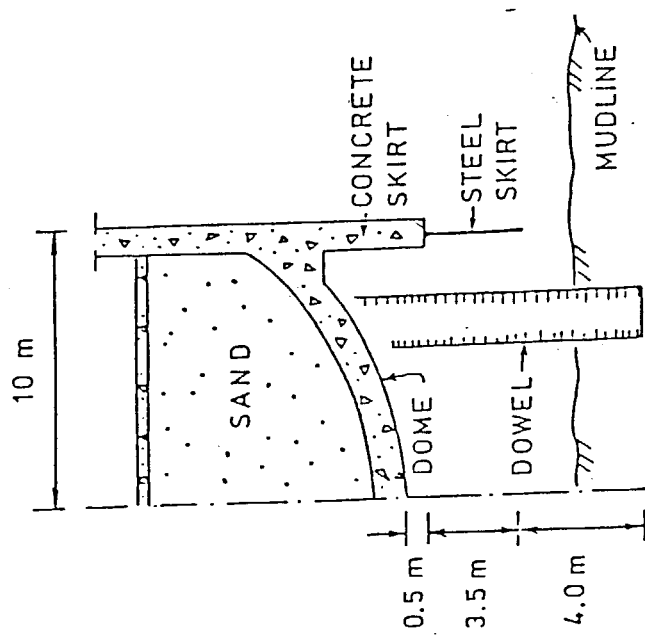


図 3.2.9 "SUPER CIDS" の構成



3.2.3 他の着底方法

以上の既存の着底方法以外にも、ボーフォート海という環境条件に適した着底方法が概念設計という段階では様々に試みられている。ここでは、それらのうち比較的实现性が高いと思われる2種類についてとり上げてみる。

1つは、北海で採用されたスカートとグラウトを使用する方法をボーフォート海の浮遊着底型に適合するように改良した方法といえるものであり、R・C・Byrd らによる「ACES (Arctic Exploration Structure)」¹⁾あるいは、V・M・Buslov らによる浮遊着底型構造物の概念設計²⁾に取り入れられている。また1つは、従来の重力式着底方法に加えて、氷による水平荷重に耐えることを目的とした杭（スパッド）を使用する方法であり、B・C・Gewick らによる「SAMS」³⁾あるいは R・M・Kliemer らによる氷海用構造物の概念設計⁴⁾に示されている。

図3.2.10に示されているR・C・Byrd らによる方法は、北海におけるのと同様2.1mの深いスカートを使用するものであるが、グラウトを注入する替りに砂を注入する点が異っている。砂の注入により、海底面のgouge等の凹凸をなくし、構造物底面に働く接地圧を一様にするを図っている。また、スカートの海底地盤への貫入により、海底面表層部に時によりみられる軟弱地盤以下にせん断損傷面を設け、水平抵抗力の確保を図っている。¹⁾グラウトの替りに砂を使用する為、再浮上が容易であり、またSand Retained Islandの如き海底面に対する着底前処理が不要であることなど、技術・コストの点から実現性の高い方法と思われる。しかし、自重の重いコンクリート製構造物である上に、2.1mの深いスカート进行している為吃水が深くなることが避けられない。また、再浮上時のスカートの引抜きについても検討が必要であろう。

図3.2.11に示すV・M・Buslov らによる着底方法も、グラウトの替りに砂を用いる点でR・C・Byrd らと同様であるが、海底面と構造物底部とを一定の間隔に保つ為に仮設の支持体をそれらの間に設け、また底部外周回りに重しをつけた布により砂を充填する部分を確保する方法としており、スカートを使用しないという点が異っている。²⁾この方法とすることにより迅速な着底・再浮上が可能となり、スカートによる吃水増加も防ぐことができるが、未処理の海底面に直接砂を盛り上げることになり、滑動抵抗が十分得られるか否か、また十分なバラスト重量が得られるか否か検討を必要とする面が残されている。

図3.2.12³⁾及び図3.2.13⁴⁾に示す杭を用いる方法は、スカート使用による吃水の増加がない点、また有効な杭引抜き方法を採用することにより、スカートの引抜きより迅速・確実に再浮上が可能である点でスカートを使用する方法に比べ有効であると言われている。しかし、重力式着底方法と杭を組み合わせた場合の滑動抵抗については、どの程度杭が有効であるのか理論的・数量的に論じられておらず、評価も下し難い。以下では重力式と杭（スパッド）を組み合わせた方法について杭に働く滑動抵抗を算定し、その効果を検討してみる。

(1) スパッドの使用目的

比較的浅海域に設置された重力式構造物に氷盤等の衝突等による水平荷重が作用した場合、安定上、滑動が最も危険となる。滑動抵抗力を増加（補強）する方法として以下の各工法が挙げられるものの、いずれの工法も適用上の問題点を含んでいる。

滑動抵抗補強工法	問題点
砂質土の場合 バラスト追加による重量増加	移設困難／地盤反力増大／コスト・工期増加
粘性土の場合 底面積の増加	コスト・工期増加
スカートの設置	吃水深増加
軟弱表層土の浚渫・置換	コスト・工期増加／環境保全

特に浮遊着底式プラットフォームにおいては、吃水深への影響が少なく、かつ、幾つかの移設地点での様々な地

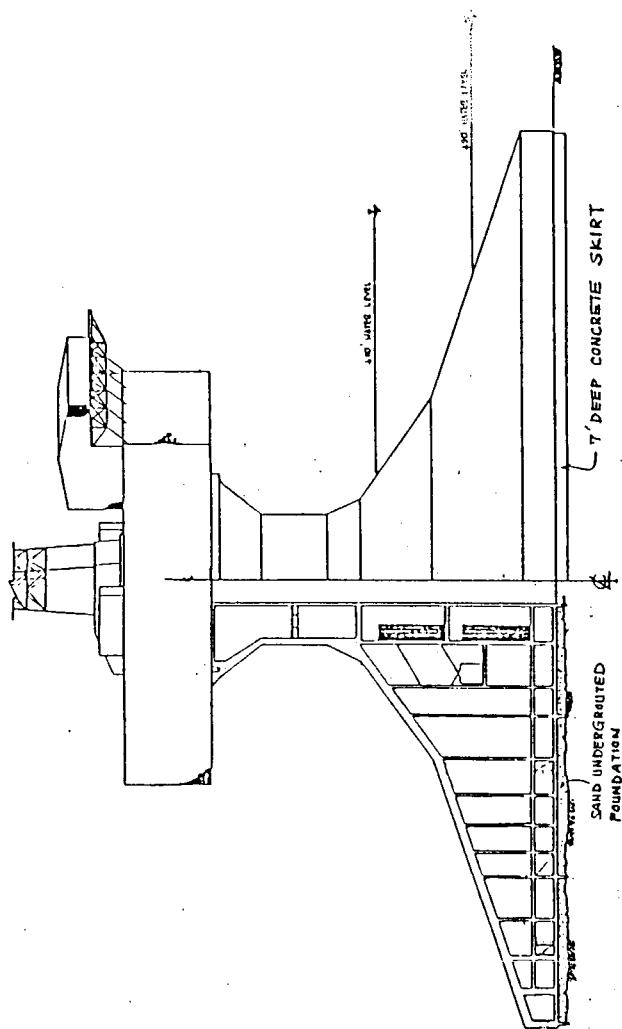


図 3.2.10 "ACES" の着底図

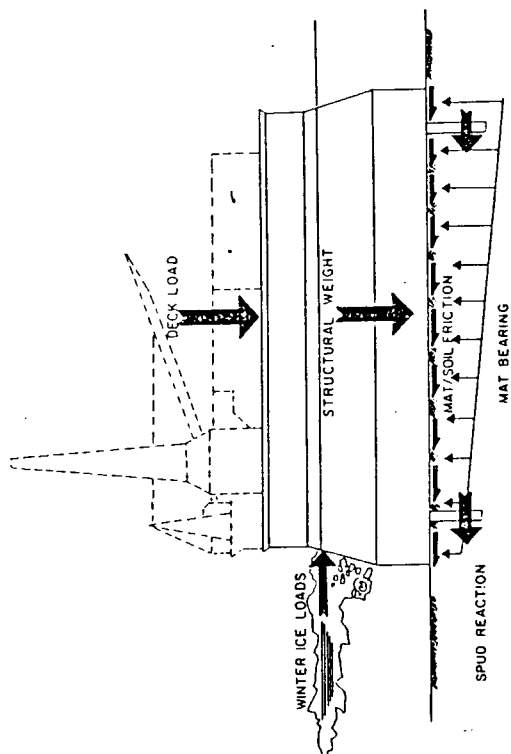


図 3.2.12 "SAMS" の着底方法

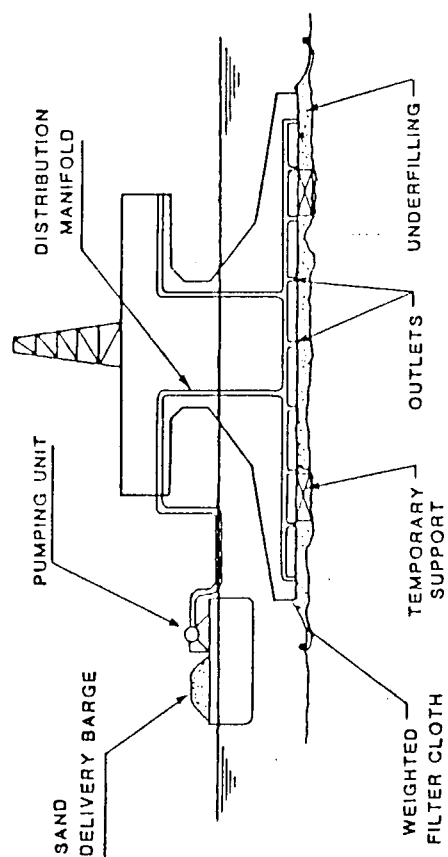


図 3.2.11 Buslov による着底方法

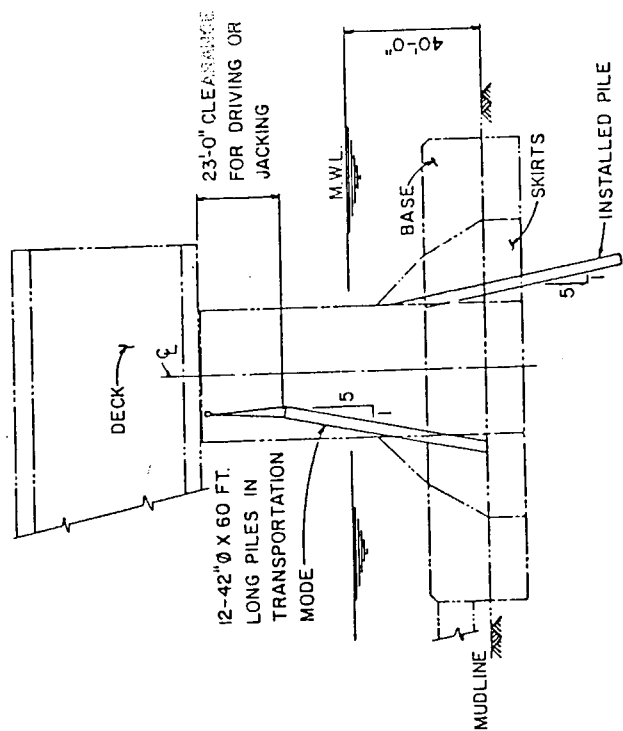


図 3.2.13 Gewick による着底方法

盤条件に適合し得る工法が望まれる。これら要求を満たす可能性がある工法として、スパッドが提案されてきている。しかしながら、スパッドを用いたプラットフォームは、現在のところ未だなく、前述の様にSOHIO社の試掘用プラットフォーム「SAMS」の概念設計において、採用されているのみである。

(2) スパッド使用上の留意事項

スパッドとは、構造物が着底した後、地盤内に打設される大口径鋼管杭である。前掲の図3.2.12に示す様に、スパッドを用いることは、氷荷重等の水平力作用時の滑動抵抗力として、構造物の底面摩擦力およびスパッドによる水平抵抗力の両方を期待することを意図している。

スパッドを用いるに際し、以下の各項に留意する必要がある。

- スパッドを打設した場合でも鉛直荷重による底面摩擦力を確保する目的より、構造物とスパッド間の拘束は水平方向のみとし、鉛直方向には、自由にスライドできる構造とする必要がある。
- 地盤条件・氷荷重条件に応じて、スパッドの所要本数／深度を適宜選定する。
- 構造物着底後、スパッドを打設するため、着底直後の安定性は底面摩擦力のみで確保する必要がある。
- 構造物底面の摩擦力とスパッドの水平抵抗力の算定には、地盤が同一の水平方向歪み（変位）を生じたときの各々の抵抗力を考慮していると思われる。図3.2.14に示す様に一般には底面摩擦力は、比較的微小な水平変位でも、最大値となり得るが、他方スパッドはある程度水平変位が大きくなった後、抵抗力を生じる。

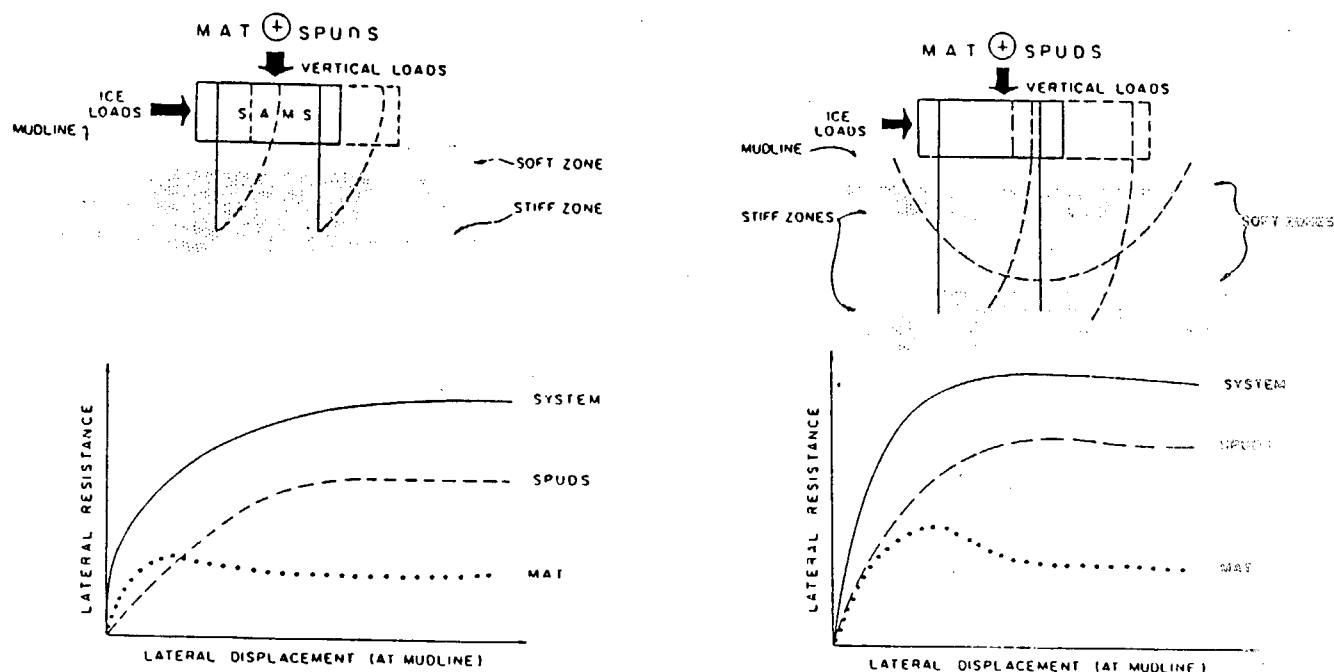


図3.2.14 底面摩擦力とスパッドの抵抗力の相関性³⁾

(3) 既存の重力式構造物における滑動抵抗の考え方

従来の構造物基礎の考え方は、例えば、我国の橋梁／港湾構造物／建築構造物等の設計基準等に依れば、「直接基礎においては、底面摩擦力のみにより、杭基礎においては杭の水平抵抗力のみにより、水平荷重に抵抗すること」⁵⁾と規定されている。

また、構造物底面下に高さ4～5mのスカートを設置している北海の重力式プラットフォームにおいても、滑動抵抗力は図3.2.15に示す様に表層土が軟弱な場合、スカート先端地盤でのせん断抵抗力を、また、中間に軟弱土層を挟んだ場合には、その軟弱層に沿った滑り面の滑動抵抗力を各々採用しており、スカートによる水平抵抗力等は、

設計上考慮されていない。

現在計画中の Troll 油田（水深 300 m～340 m）向けプラットフォームにおいて地盤が軟弱であることから、目下、重力式案と杭基礎案の両方が別個に検討されており、両基礎を併用することによる滑動抵抗は考慮されていない模様である。

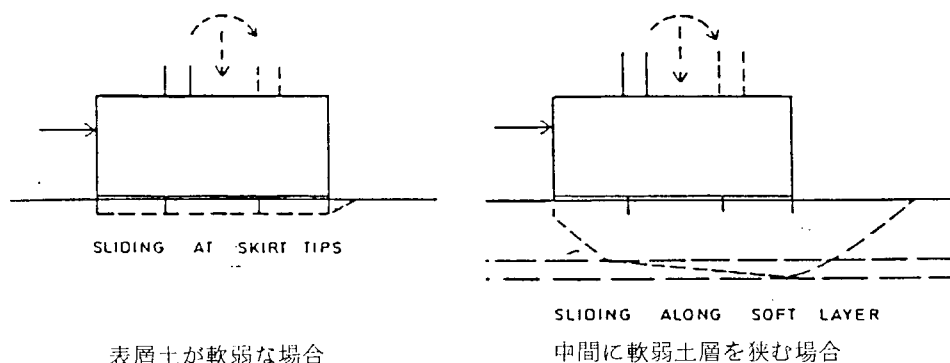


図 3.2.15 重力式構造物の滑動抵抗模式図

上述の様に、底面摩擦力と杭の水平抵抗力を合算する考えは、これまでの基礎（土質）工学上例を見ない方法と言える。従って、当手法による滑動解析は、模型実験等による十分な検証が必要であろう。

(4) 底面摩擦／スパッド併用時の滑動抵抗力の算出方法

(a) 基本設定事項

底面摩擦力およびスパッドによる水平抵抗力はともに海底地盤が変形することにより生じる。つまり、地盤の変位量に応じて滑動抵抗力を求めることになる。

当設計では、地盤の変形性状を簡略化するために、以下に示す 2 条件を設定する。

① 構造物直下地盤は、底面摩擦を受け持つエリアとスパッドの変形に追随するエリアより成り立っていると考える。

② 局所的に変位が集中することではなく、底面摩擦による場合でも、スパッドによる場合でも、着目する箇所ではほぼ等しい変位が生じると設定する。

①におけるスパッドの変形に追随するエリアは、スパッド径の 2 倍の直径を有する円形範囲と設定する。すなわち、当設定は、杭構造物において「各杭の中心間隔が杭径の 2.5 倍以上ある場合には、各々を単杭と見なせる」との基本事項に依っている。また、②ではスパッドの変形に追随するエリアの変位量は、そのエリアに隣接した地盤の底面摩擦によって導入される変位量にはほぼ等しいと設定した。

上記①、②条件を模式的に図 3.2.16 に示す。

上記設定事項より、滑動抵抗力を求めるためには地盤の変位を如何に把握するかがポイントと考えられる。

(b) 荷重／地盤特性

地盤の水平変位（歪み）を正確に把握するには、荷重特性ならびに地盤特性を明らかにする必要がある。

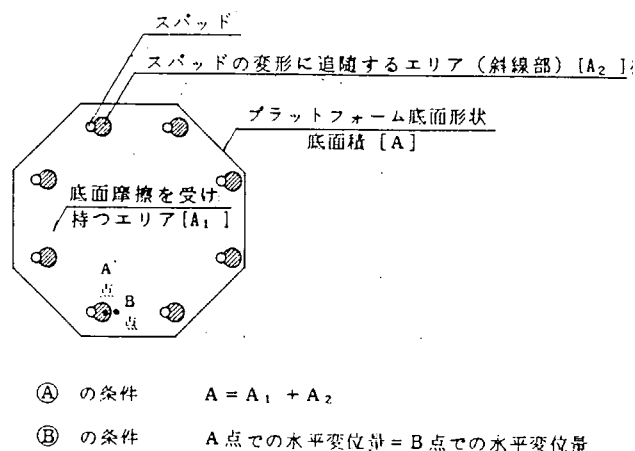
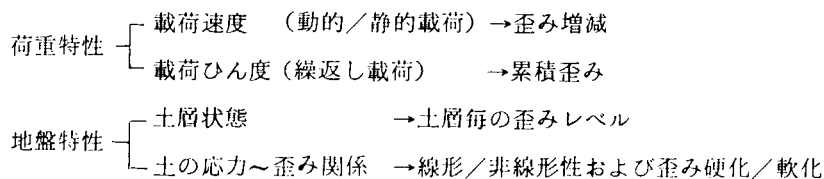


図 3.2.16 底面摩擦／スパッド併用時の水平抵抗力算定上の設定条件説明図



当検討では、これら諸特性を以下の様に考えることとする。

- ・ 荷重特性：一般に氷盤の衝突による荷重は、夏期における衝突時速度が $0.3 \sim 1.0 \text{ m/sec}$ 程度であり、やや動的といえるが、他方、来襲頻度の高い冬期においては、極めて緩速载荷（衝突時速度： 0.1 m/sec 以下）であり、静的荷重と考えられる。また、主要氷荷重の来襲頻度による累積歪み効果は、対象構造物が浮遊・着底式、つまり一定の場所に着底している期間が1～2年と短いいため、累積効果も小さいと考えられる。従がって、当検討では静的荷重が作用すると考え、かつ、繰返し载荷は考慮しないものとする。
- ・ 地盤特性：北極海の浅海域での海底地盤では、通常過圧密粘性土が表層を形成し、その下にはかなり強度の高い永久凍土もしくは、砂層が存在することが多い。つまり、強度特性の異なった土層により成り立っている場合をも想定する必要がある。また、設計上問題となる表層粘性土は、地盤、スパッドの終局強度照査レベルの歪み領域では、非線形性（歪み硬化/軟化）をもつと思われるため、導入歪みレベルに応じた土質定数を設定することが望まれる。

(c) 滑動抵抗力

$$R = R_1 + R_2$$

R : 底面摩擦/スパッドによる滑動抵抗力の合計値

R_1 : 底面摩擦力による滑動抵抗力

$$R_1 = \tau \cdot A_1$$

τ : 地盤の非排水せん断強度

A_1 : 底面摩擦を受け持つエリア

(図 3. 2.16 参照)

R_2 : スパッドによる滑動抵抗力

$$R_2 = n \cdot p$$

n : スパッド本数

p : スパッド1本当りの滑動（水平）抵抗力

但し、スパッドによる水平抵抗力 P の算出では、以下の2項目を満足させる必要がある。

- スパッドに発生する最大曲げモーメント — スパッド本体の曲げ耐力より定まる。
- スパッドの水平抵抗力により構造物に生じる最大水平反力 — 構造物底面の支圧強度より定まる。

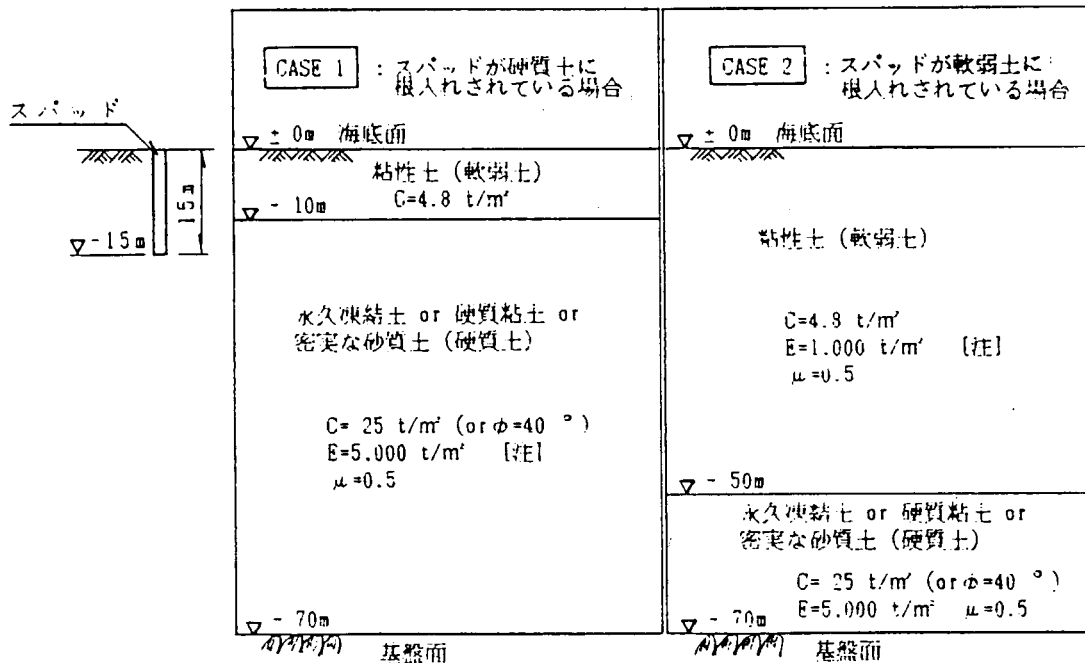
(5) スパッドによる水平抵抗力の試算

(a) 試算条件

試算条件は、SR 197 昭和59年度第2小委員会で取りあげた浮遊着底式プレストレスコンクリート構造物の試験設計で用いた諸条件に準拠する。

(i) 地盤条件

スパッドの根入れ部の地盤条件を考慮して図 3. 2.17 に示す2ケースを取り上げる。



[注] 弾性係数は、基本的には採取試料を用いた土質試験結果に基づくこととするが、ここでは歪みレベルが 0.2 ~ 0.5 %程度時の粘性土の割線弾性係数を想定した。

図 3.2.17 試算に用いる地盤条件

(ii) 荷重条件

鉛直力 $V = 70,000t$

水平力 (水荷重) $H = 60,000t + \alpha$ [注] (作用高: 海底面上30m)

[注] 水平力 60,000 t は、スパッドなしの場合の底面摩擦力のみによる最大水平抵抗力であり、 α はスパッドを導入したことによる増加水平抵抗力を示す。

(iii) 構造物条件

(イ) 構造物形状

プレストレストコンクリート構造物

平面: 150 m × 150 m の正八角形

(計算上 136 m × 136 m の正方形に換算)

(ロ) スパッド形状

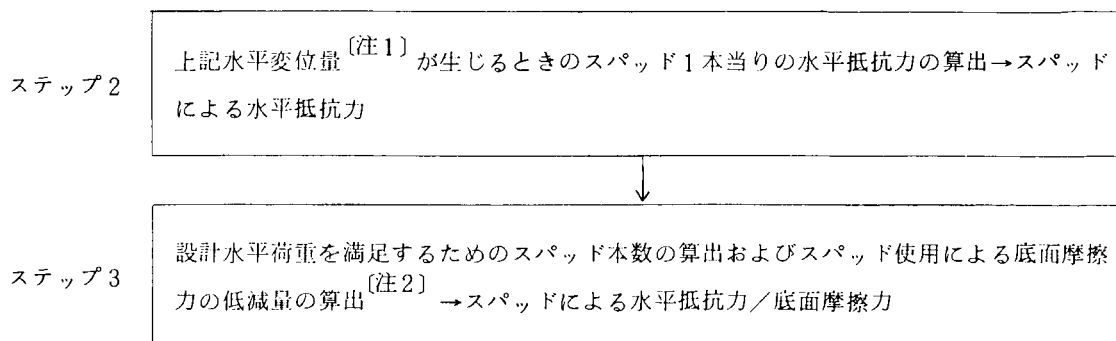
外径 200 cm, 板厚 10 cm, 根入れ長 15 m

(b) 試算手順

試算手順のフローチャートを図 3.2.18 に示す。

ステップ 1

水平力 [H (底面摩擦力のみで支持し得る最大水平荷重)] 作用時の地盤水平変位量^[注1]
を有限要素法等にて算出→水平変位量



〔注1〕 ステップ1では、スパッドはモデル化していないので底面摩擦力のみで、水平力〔H〕を支持する場合の水平変位量を求めることになる。しかし、(4)項で述べた様に、スパッドによる地盤の変位と底面摩擦による地盤の変位が同様であると設定しており、当ステップで求めた水平変位量は、スパッドの使用の如何に拘わらず作用水平力の大きさのみによって定まる。

従って、ステップ2では、ステップ1で求めた水平変位量と同等の変位がスパッドに生じるときの水平力を求める。

〔注2〕 ステップ1で用いる水平力〔H〕は、底面摩擦力のみで支持し得る最大水平荷重であり、この場合底面摩擦を受け持つエリアとして、全底面積を考慮している。

従って、スパッドを用いたことにより、底面摩擦を受け持つエリアが減少するため、底面摩擦力を低減する必要がある。

図 3. 2.18 試 算 手 順

(c) ステップ1（水平変位量の算出）

底面摩擦のみで支持し得る最大水平力 60.000 t が作用したときの地盤の水平方向変位量を求める。当解析は、(a)で示した様に地盤の歪みレベルが 0.2～0.5 %程度であろうと想定されるため、弾性解析を用いることとする。また、(a)で述べた2種類の地盤を用いて、各々を有限要素で離散化し、各点での水平変位量を算出することとした。

解析モデルを図 3. 2.19に示す。

水平変位量分布を図 3. 2.20, 3. 2.21に示す。

(d) ステップ2（スパッドによる水平抵抗力の算出）

(i) 解析モデル

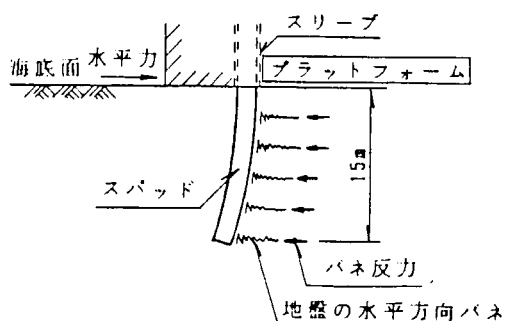


図 3. 2.22 スパッドにおける力の均合い
模式図

スパッドは、図 3. 2.22に示す様に集中荷重(水平力)を受ける弾性支承（地盤の水平方向バネ）上の梁として解析する。但し、スパッド頭部は、スリーブおよび周辺のコンクリート部材によって拘束されるため、回転を生じないと考える。従って、図 3. 2.23に示す様に

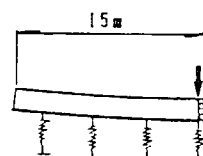


図 3. 2.23 スパッドに作用する断面力
算出用解析モデル図

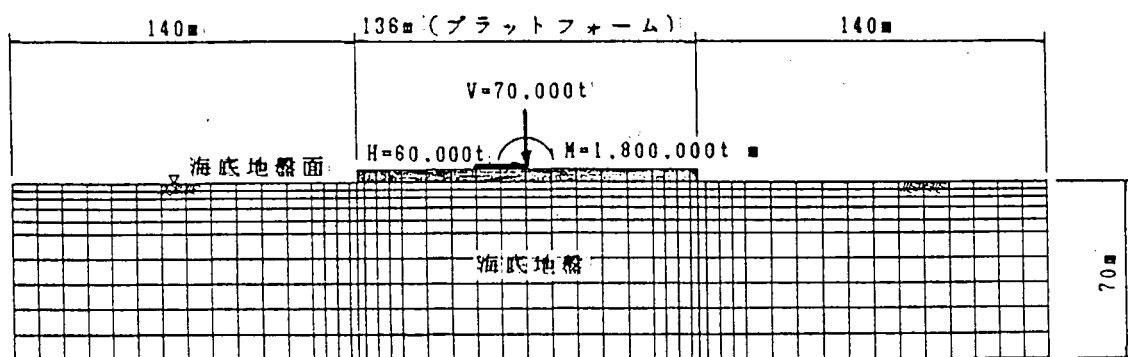


図 3. 2.19 地盤変形解析用モデル図

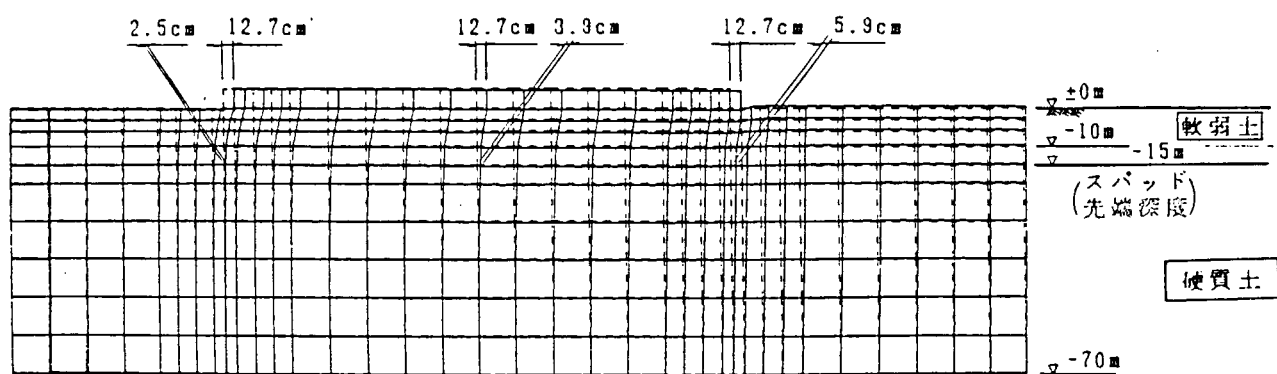


図 3. 2.20 水平変位量分布図 (CASE 1 地盤の場合)

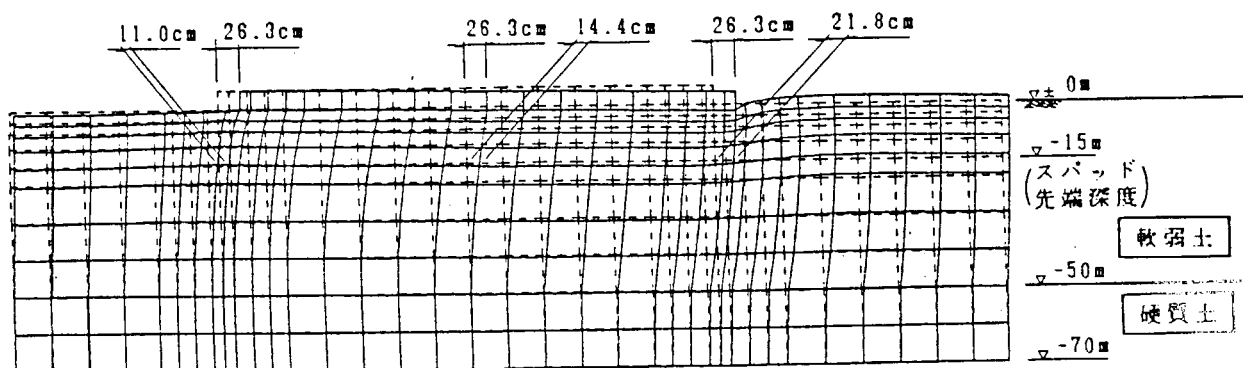


図 3. 2.21 水平変位量分布図 (CASE 2 地盤の場合)

地盤バネで支持された弾性支承上の梁について解析を行なう。

(ii) スパッド水平抵抗力算出用地盤の水平方向バネ定数の推算

水平方向バネは、載荷面積（スパッド幅）および着目する変位量によって異なってくる。ここでは、日本道路協会編「道路橋示方書」⁵⁾に基づき、水平方向バネを求める。

$$k = k_{oy}^{-\frac{1}{2}}$$

k : 水平方向地盤反力係数 (kg/cm^3)

k_o : 地盤変位量を 1 cm としたときの k 値

$$k_o = \alpha \cdot E_o \cdot D^{-\frac{3}{4}} \quad (\text{kg}/\text{cm}^3)$$

E_o : 地盤の弾性係数

$$E_o = 28 N \quad (\text{kg}/\text{cm}^3)$$

N : 標準貫入試験より定まる N 値

α : E_o の求め方に対応する係数

D : くい径 (cm)

y : 基準変位量 (cm)

軟弱土の場合、 $N = 8$ 程度であることから ($C = 0.6 N$)

$E_o \div 2,000 \text{ t}/\text{m}^2$ となる。また、 $\alpha = 0.2$, $D = 200 \text{ cm}$ 等を用いると

$k_o = 0.7 \text{ kg}/\text{cm}^3$ が得られる。

基準変位量 y として、CASE 1, 2 のスパッド頭部および下端部の水平変位量の平均値を用いる。

CASE 1 : 基準変位量 $y = 10 \text{ cm} \rightarrow k = 0.2 \text{ kg}/\text{cm}^3$

CASE 2 : 基準変位量 $y = 20 \text{ cm} \rightarrow k = 0.15 \text{ kg}/\text{cm}^3$

従って、地盤の水平方向バネ定数 K は、次式より求まる。

$$K = k \cdot D \cdot L$$

D : スパッド外径

L : 計算上のバネ間隔

$D = 2 \text{ m}$, $L = 2 \text{ m}$ とすると

CASE 1 : $K = 800 \text{ t}/\text{m}$

CASE 2 : $K = 600 \text{ t}/\text{m}$

また、CASE 1 における硬質土については、軟弱土の 5 倍の強度（粘着力もしくは N 値）を想定しており

$K = 4,000 \text{ t}/\text{m}$ とする。

(iii) 算出結果

CASE 1 : スパッドが硬質土に根入れされている場合

水平力 $H = 950 \text{ t}$ のとき

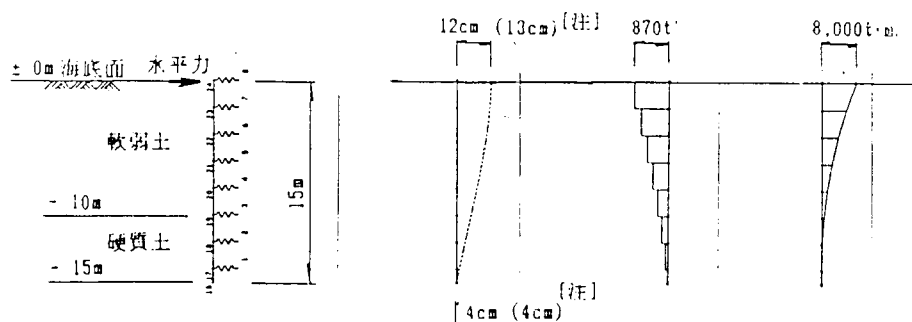


図 3.24 CASE 1 におけるスパッドの変位量および断面力図

CASE 2：スパッドが軟弱土に根入れされている場合

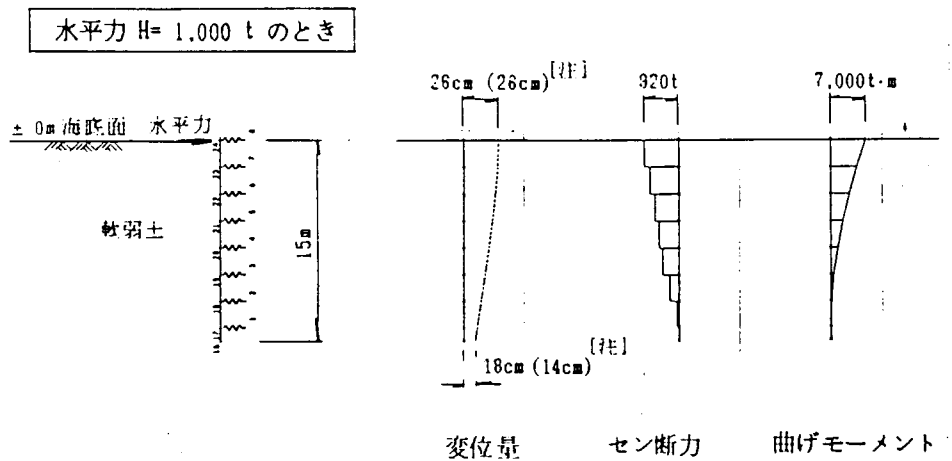


図 3.2.25 CASE 2 におけるスパッドの変位量および断面力図

〔注〕 () 内水平変位量は、前項(c)で求めたプラットフォーム中央部の地盤の水平変位量を示す。(図 3.2.20, 3.2.21 参照)

上記水平力 950 t (CASE 1), 1,000 t (CASE 2) は、スパッドの水平変位量を、ステップ 1 で求めた底面摩擦力による地盤の水平変位量に一致させたときの値である。これら水平力がスパッドの水平抵抗力となるには、(4)(c)項で述べた下記 2 項目を満足する必要がある。

- (イ) スパッドの曲げ耐力
- (ロ) 構造物底版のスパッド水平方向支持点での支圧耐力
- (イ) スパッド曲げ耐力 M_a の算定

$$M_a = \sigma_{sa} \cdot Z$$

σ_{sa} : 設計水平荷重作用時許容曲げ応力度

$$\sigma_{sa} = 2,950 \text{ kg/cm}^2 \text{ (SMA 58 相当品使用時に安全率 1.5 を考慮)}$$

$$Z = 0.27 \text{ m}^3 \quad Z : \text{スパッド断面係数}$$

$M_a = 8,000 \text{ t} \cdot \text{m}$ となり、上記両ケースで算出したスパッド頭部曲げモーメントを満足している。

- (ロ) 構造物底版の支圧耐力

$$\text{支圧面積} = 0.8 \text{ m (底版厚)} \times 2.0 \text{ m (スパッド外径)}$$

$$= 1.6 \text{ m}^2$$

$$\text{支圧力} = 1,000 \text{ t (CASE 2)}$$

$$\text{支圧応力度} = \frac{1,000}{1.6} \text{ t/m}^2 = 60 \text{ kg/cm}^2$$

コンクリートの支圧強度を軸圧縮強度と考える。ノルウェー船級協会編「海洋構造物設計・施工・検査基準」⁶⁾ に拠ると、

$$\text{軸圧縮強度 } \sigma_{na} = 0.85 \cdot 0.85 \cdot \frac{f_{c'}}{1.5}$$

$$f_{c'} = \text{コンクリート設計基準強度} \quad f_{c'} = 450 \text{ kg/cm}^2 \text{ より}$$

$$\sigma_{na} = 215 \text{ kg/cm}^2 > 60 \text{ kg/cm}^2$$

以上より、前掲の水平力 950 t (CASE 1), 1,000 t (CASE 2) は、共にスパッド 1 本当たりの水平抵抗

力となろう。

(e) ステップ3 (所要スパッド本数の算出)

ここでは地盤がCASE 1の場合に、水平荷重 80,000 t が作用したとき、つまり、底面摩擦力のみでは 60,000 t が許容水平荷重であったが、スパッドを導入することにより水平抵抗力として 20,000 t 増加させるケースを取り上げる。

(d) ステップ2より、スパッド1本当たりの水平抵抗力が 950 t / 本であるから、22本のスパッドを用いることとする。

(4)(c) 項より

(イ) 底面摩擦力による水平抵抗力

$$= 60,000 \text{ t} \cdot \frac{A_1 \text{ (底面摩擦が受け持つエリア)}}{A_0 \text{ (全面積)}}$$

ここで $A_0 = 18,400 \text{ m}^2$

$$A_1 = 18,400 - 13 \text{ m}^2 / \text{本} \times 22 \text{ 本} = 18,100 \text{ m}^2$$

13 m² / 本 : スパッドの変形に追随するエリア

$$= 59,000 \text{ t}$$

(ロ) スパッドによる水平抵抗力 = 950 t / 本 × 22 本 = 21,000 t

以上より、全水平抵抗力は 80,000 t となり、水平荷重が 20,000 t 増加して 80,000 t となった場合、スパッドを22本用いることになる。

(6) 考 察

(4), (5)項でスパッドを用いたときの滑動抵抗力の算出手法並びに試算例を示した。

しかしながら、スパッドを含めた滑動解析手法として、未だ確立されたものがないため、今後、あらゆる角度から検証を行なっていく必要があると考えられる。主な検討項目を示すと

(a) 現位置 / 室内試験に基づく地盤の応力 / 歪み特性を考慮した土質定数の設定

— 特に地盤の非線形挙動の把握および地盤の降伏条件を明らかにする。等

(b) プラットフォームのみならずスパッドをも含めた一体化モデルによる地盤の変形挙動 / 解析手法の開発

— 底面摩擦力による地盤の変形は、広範囲に及ぶ一方、スパッドの水平抵抗力による変形は、かなり局在化することが予想される。等

(c) 模型実験等による解析手法の照査検討

参 考 文 献

1) R. C. Byrd et al.

The Arctic Cone Exploration Structure : A Mobile Offshore Drilling Unit for Heavy Ice Cover

OTC Paper 4800, Offshore Technology Conference, 1984

2) V. M. Buslov et al.

Bottom Preparation for Gravity Structures in the Beaufort Sea

OTC Paper 4696, Offshore Technology Conference, 1984

3) B. C. Gerwick Jr. et al.

Application of Multiple Spuds (Dowels) to Development of Sliding Resistance

for Gravity - Base Platform

OTC 4553, Offshore Technology Conference, 1983

4) R. M. Kliewer and G. A. Forbes

A fixed Platform providing on Integrated Deck on a Multiple Leg Ice
Resistant Structure

OTC Paper 3886, Offshore Technology Conference, 1980

5) 日本道路協会

道路橋示方書・同解説 N 下部構造編

日本道路協会, 昭和54年

6) Det norske Veritas

Rules for the Design Construction and Inspection of Offshore Structures

Det norske Veritas, 1977

3.2.4 着底に関する規則あるいは勧告

規則としては DnV, ABS また勧告としては FIP, ACI, API および DOE の各制定機関の着底に関連する部分を一覧表の形に表 3.2.2 にまとめた。

各制定機関により表現の差はあるが内容はほぼ同等であり、大きく分類して、据付地に関する調査、設計上の一般的要求事項、杭基礎の設計、重力式の設計にまとめられる。FIP 及び ACI はコンクリート製重力式海洋構造物を対象としていることから、杭基礎の設計は含まれていない。また、API では重力式構造物の基礎としてではなく、土中貫入量より基礎幅が広い基礎 (Shallow Foundation) として計算式が与えられているが、広い意味で重力式基礎に関するものとしてここではまとめている。

浮遊着底型海洋構造物として幅広く着底方法を考えれば、杭基礎もその方法の 1 つとして取り上げるべきであろうが、氷海用構造物として杭のみの基礎は採用される可能性は低いと考えられるので、表 3.2.2 では杭基礎については記述を省略している。

重力式基礎の設計において各規則・勧告の差は、主に安全係数の値にあると思われる。ABS では、安全係数が他より大きく設定されているが、これは荷重条件に荷重係数を設定していないことによるものと考えられる。

表 3.2.2 着底に関する規則あるいは勧告 (1/2)

制 定 機 関	D n V	A B S	A C I
規則あるいは勧告の名称	RULES FOR THE DESIGN CONSTRUCTION AND INSPECTION OF OFFSHORE STRUC- TURES 1977	RULES FOR BUILDING AND CLASSING OFFSHORE INSTALLA- TIONS PART 1 STRUCTURES 1983	GUIDE FOR THE DESIGN AND CONST- RUCTION OF FIXED OFFSHORE CONCRETE STRUCTURES (ACI REPORT 357R - 78)
対 象 構 造 物	鋼製あるいはコンクリート製 海洋構造物 有脚型, 着底型, 浮遊型 (船舶を除く)	鋼製あるいはコンクリート製 海洋構造物 浮遊係留型又は着底型 (船舶, Mobile Unit を除 く)	RC, PC 製固定式海洋構造 物
着 底 に 関 す る 章	SECSION 9 FOUNDATIONS	SECTION 8 FOUNDATIONS	CHAPTER 5 FOUNDATIONS
据付地盤に関する調査	◦ 海底地形の測量, 転石等の有無の調査, 海底面の変動等の調査 ◦ 地層の構成及び分布の調査 ◦ 地盤の物理的力学的性質の調査		
設計上の要求事項	◦ 限界状態設計法 (終局限界状態及び使用限界状態) による [API, DOE を除く] ◦ 土の設計上の力学的特性の把握 ◦ 荷重条件 (終局限界状態及び使用限界状態 [API, DOE を除く]) の把握 ◦ 地盤の安定性の評価 (傾斜地盤など) ◦ 地盤の沈下, 変位の検討 ◦ 地盤と構造物の相互作用の検討 ◦ 波浪等による繰返し荷重の影響の検討 ◦ 浸透/浸食等による地盤の不安定化 (軟化, パイピング等) の影響 ◦ 洗掘及び洗掘防止方法の検討 ◦ 地震による地盤の不安定化の検討		

A P I	F I P	D O E
API RECOMMENDED PRACTICE FOR PLANNING, DESIGNING AND CONSTRUCTING FIXED OFFSHORE PLATFORMS (API RP 2A 10TH EDITION MARCH 1979)	FIP RECOMMENDATIONS DESIGN AND CONST- RUCTION OF CONCRETE SEA STRUCTURES 4 TH EDITION	OFFSHORE INSTALLA- TIONS GUIDANCE ON DESIGN AND CONSTRUCTION APRIL 1984
有脚型、抗支持型、フーティ ング型その他の型式の鋼製構 造物	RC、PC製海洋構造物 (港湾構造物、船舶を除く)	石油生産関連洋上設備 (掘削船および潜水型設備を 除く)
FOUNDATION DESIGN	5. FOUNDATIONS	SECTION 3 FOUNDATION AND SITE INVESTIGA- TIONS

表 3.2.2 着底に関する規則あるいは勧告 (2/2)

制 定 機 関	D n V	A B S	A C I
杭 基 礎 の 設 計	省 略		記述なし
重 力 式 基 礎 の 設 計			
滑動に対する抵抗力	設計平均せん断応力 < 設計せん断強度 1) 有効応力法による場合 設計せん断強度 $= \frac{C'}{r_{mc}} + \sigma' \frac{\tan \phi}{r_{mf}}$ ここで, C' ; 土の粘着力 σ' ; 垂直応力 ϕ ; 土の内部摩擦角 r_{mc} ; 材料係数 = 1.2 r_{mf} ; 材料係数 = 1.3 2) 全応力法による場合 設計せん断強度 $= \frac{C_u}{r_{mc}}$ ここで, C_u ; 非排水せん断強度 r_{mc} ; 材料係数 = 1.3	設計平均せん断応力 < 設計せん断強度 1) 有効応力法による場合 設計せん断強度 $= \frac{\text{粘性項} + \text{摩擦項}}{\text{安全係数}}$ 2) 全応力法による場合 設計せん断強度 $= \frac{\text{非排水せん断強度}}{\text{安全係数}}$ 安全係数: 稼動状態荷重条件の場合 2.0 設計状態荷重条件の場合 1.5	設計平均せん断応力 < 設計せん断強度 1) 有効応力法による場合 設計せん断強度 $= \frac{\text{粘性項}}{r_c} + \frac{\text{摩擦項}}{r_f}$ 2) 全応力法による場合 設計せん断強度 $= \frac{\text{非排水せん断強度}}{r_c}$ ここで, r_c ; 材料係数 = 1.4 r_f ; 材料係数 = 1.2 (信頼できるデータの場合)
地盤支持力	$\frac{F_v r_f}{A'} \leq q_d$ ここで, F_v ; 垂直荷重 A' ; 有効底面積 r_f ; 荷重係数 q_d ; 地盤支持力	設計垂直応力 < 地盤支持力	設計垂直応力 < 地盤支持力 (地盤支持力の計算においては上述の材料係数を用いる)

A P I	F I P	D O E
省 略	記 述 な し	省 略
非排水状態で $\frac{C A}{H} > 1.5$ 排水状態で, $\frac{C' A + Q \tan \phi}{H} > 1.5$ ここで, C': 非排水せん断強度 A: 底面積 H: 設計水平荷重 Q: 地盤支持力 φ: 土の内部摩擦角	実際の状態を最も良く代表する排水状態について安定性計算を行う。 計算方法に関する具体的記述なし。	計算方法に関する具体的記述なし。(英国規格CP 2004に準拠する) 安全係数 最も厳しい荷重条件下で 1.5 以上 月に1回程度生じる荷重条件下で 2.0 以上
$\frac{\text{地盤支持力}}{\text{地盤反力}} > 2.0$ (地盤支持力の計算式は、非排水、排水それぞれの状態のフーティング形状毎に示されているが省略する。)		

3.2.5 海底地盤の凹凸

着底式構造物の据付時、海底地盤に不陸（凹凸）がある場合、構造物の鉛直荷重が、凸部のみで支持される恐れが生じる。この状態では、地盤凸部に過大な载荷重が生じ、その反力が構造物底面に作用することになる。この反力、つまり「局所接地圧」がしばしば据付後の作業時に生じる地盤反力等を超過することがあるため、構造物底面（底盤）は、当接地圧に耐え得る様に設計されねばならない。

ここでは、まず局所接地圧に影響を及ぼす要因ならびに算定フローを示し、つづいて、北海の既存着底式プラットフォームにおける局所接地圧に関する設計手法ならびに実測例を紹介するとともに氷海向けプラットフォームの局所接地圧に関する現況についても考察を加える。

最後に、SR 197 昭和59年度第2小委員会で取り上げた浮遊着底式プレストレスコンクリート構造物の試設計に用いた諸条件に基づき、局所接地圧の試算を行ない、構造物底面の設計荷重を求めることとする。

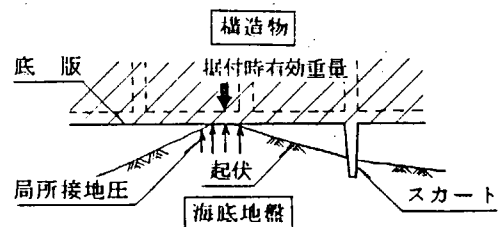
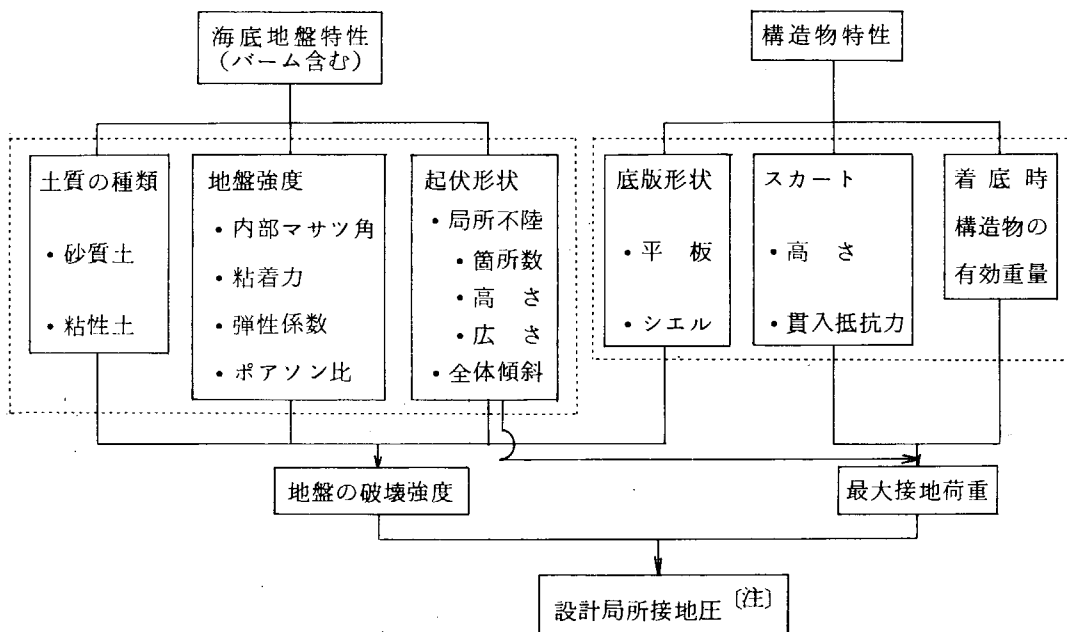


図 3.2.26 局所接地圧概念図

図 3.2.26 より、局所接地圧は、海底地盤および構造物の諸特性により、影響を受けることが推測される。

図 3.2.27 では、局所接地圧に影響を及ぼすと考えられる要因を挙げるとともにその算定フローの概略を示す。



〔注〕 局所接地圧は、地盤の破壊強度／最大接地荷重のうち、小さい方の値とする。しかし、最大接地荷重の算定には、局所不陸の程度を極めて正確に把握する必要があるため、通常、局所接地圧として、地盤の破壊強度を採用することが多い様である。

図 3.2.27 設計局所接地圧算定フロー

(2) 北海向け着底式プラットフォームにおける局所接地圧

(a) 設計手法

設計手法	基本方針	特徴
①	地盤条件（土質種／強度／起伏の程度）に基づき、地盤の終局耐力を求め、これを局所接地圧と考え、底版の設計荷重とする。	- 最も安全な設計方法である。 - 対象地盤によっては、極めて不経済なものとなる。 - 局所接地圧の観点のみから見るとスカートは必ずしも必要とは限らない。
②	底版を、所定の接地圧まで支持し得る様に設計し、沈設時、底版に設置したロードセルや歪み計により接地圧を計測し、所定の接地圧が作用する前にバラスト操作により沈設を止め、過大な接地圧が生じない様にする。	- 最も実績のある方法である。 - スカートの装着は必須である。
③	プラットフォームの沈設を途中で停止することにより、底版が海底地盤に接触することを避ける。 スカートの貫入抵抗が予想より小さい場合や、予期せぬ不陸などが生じる場合には、極めて危険となるため、予防策として、コンクリートスカートをを用いるなどして、沈設速度を充分小さくするなどが考えられる。	- 経済的ではあるが、危険側の設計となりやすい。 - スカートの装着は必須である。 - 底盤と海底面とのクリアランスを正確に計測すること及び慎重なバラスト作業が要求される。

(b) 実測例¹⁾

(i) EKOFISK TANK

海底地盤：密実なシルト質砂
スカート：高 0.4 m (コンクリート)

地盤の不陸が 0.3 m 以上の場合、底版に過大な応力の発生が予想され、かつ、グラウトも準備された。しかし、曳航に先立ち掘付地盤の不陸を計測したところ 0.1 m 以下であったため、グラウトは取りやめとなった。

(ii) FRIGG TCP-2

海底地盤：硬質シルト質粘土、但し表層（3～6 m 厚）は、密なシルト質細砂
スカート：高 1.7 m（上部コンクリート／下部スチール）

海底地盤が 0.6° 傾斜しており、底版の両端部での地盤の高低差は、1 m であった。従って、垂直にプラット

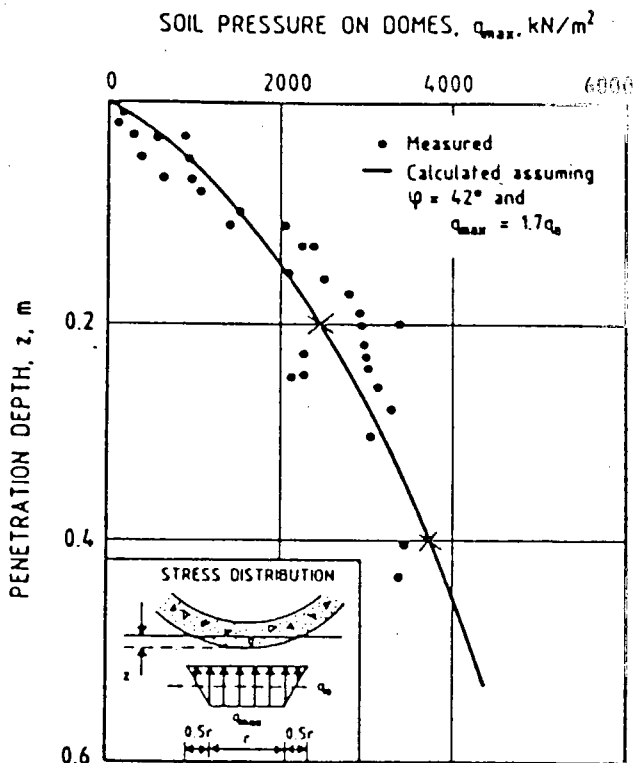


図 3.2.28 ドーム状の底版に作用した局所接地圧の実測例-1 (FRIGG TCP-2)

フォームを据付けたため、一部の底版（ドーム状のシェル構造）には、図 3. 2.28 に示す局所接地圧（最大 340 t / m² 程度）が生じた。

[参考試算]

図 3. 2.28 のうち、実線で示される計算より得られた局所接地圧を推算する。推算は、Smits（オランダ デルフト土質研究所）²⁾ により提案された手法を用いて行なう。

地盤の破壊強度 $\bar{q}_a$ は砂質土の場合、次式で表わされる。

$$\bar{q}_a = \frac{\sqrt{\pi}}{4} \cdot r \cdot d \cdot N_r$$

ここで r = 土の単位体積重量 $r = 1.0 \text{ t} / \text{m}^3$

d = 接地面の直径

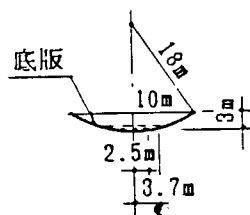
N_r = 支持力係数

$$N_r = 0.9 \left[e^{\pi \tan \varphi \tan^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right)} - 1 \right] \tan \varphi$$

φ : 内部摩擦角

$\varphi = 42^\circ$ を代入して、 $N_r = 68$

底版（ドーム）形状は、下図の通りとする。



貫入量	接地面の直径 (d)
0.2 m	5.0 m
0.4 m	7.4 m

以上より

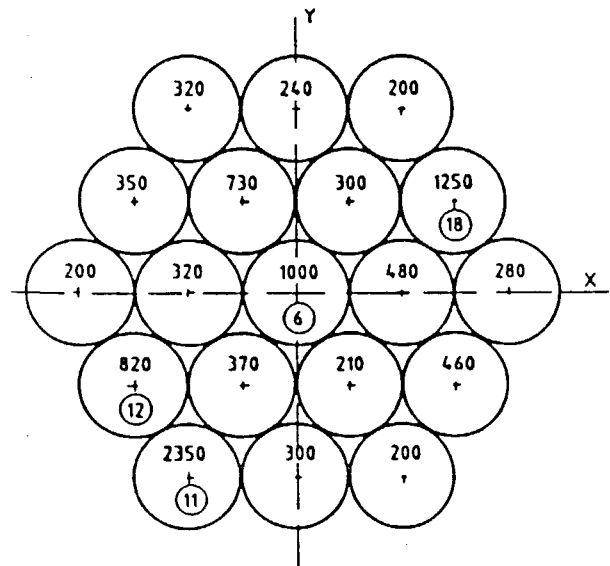
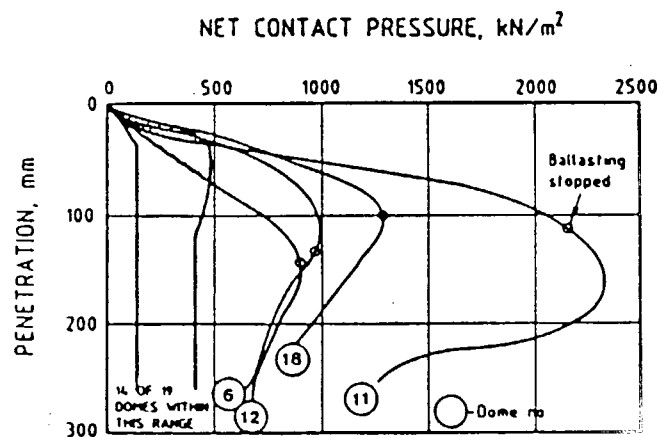
貫入量	$\bar{q}_a$	$q_{\max.} (1.7 \bar{q}_a)$
0.2 m	150 t / m ²	250 t / m ²
0.4 m	220 t / m ²	370 t / m ²

これら算定値を図 3. 2.28 にプロットしたところ、殆ど一致しており、(×にて表示) 上記試算手法は妥当と考えられる。

(iii) BRENT D

海底地盤：硬質粘土、但し、表層は薄い砂質土

スカート：高 5.0 m（上部コンクリート / 下部スチール）



NET CONTACT PRESSURE, kN/m²

図 3. 2.29 ドーム状の底版に作用した局所接地圧の実測例 - 2 (BRENT D)

FRI GG TCP-2 と同様のドーム状のシェル構造底板が表部砂質土と接触し、図 3. 2. 29 に示す様にドーム⑩に、 $235 \text{ t} / \text{m}^2$ の局所接地圧が生じたため、バラスト作業を中止した。しかし、プラットフォームは更に 0.1 m 程度地盤に貫入し、表部の薄い砂質土層を貫通したため、図 3. 2. 29 に示す様に貫入量は増加したが、接地圧は急激に減少した。

(3) 氷海向け着底式プラットフォームにおける局所接地圧

(a) 検討上の制約条件

局所接地圧の検討に影響を及ぼす幾つかの要因について、前項で述べた北海向け着底式プラットフォームと、氷海向け着底式プラットフォームとの比較を表 3. 2. 3 に示す。また、北極海における既存の着底式プラットフォームの基礎形状／地盤特性を表 3. 2. 4 に示す。

表 3. 2. 3 対象海域別局所接地圧の影響要因比較

対象海域	氷海（北極海）向け着底式プラットフォーム	北海向け着底式プラットフォーム
対象水深	30 m 以浅	100 ～ 150 m
海底地盤特性	軟弱粘性土 ($C = 3 \sim 10 \text{ t} / \text{m}^2$) または サンドバーム ($\phi = 30 \sim 35^\circ$) 但し、Grounded Ice により海底面に不陸が生じていることが多い。	硬質粘性土 ($C = 20 \sim 30 \text{ t} / \text{m}^2$) または 密実な砂質土 ($\phi = 40 \sim 45^\circ$)
移設のための再浮上の必要性	有	無
スカート	曳航時／移設時において吃水深の制限を受けるため、大半は装着されていない。	殆どの場合、3 m ～ 5 m 高さのスカートを装着している。
グラウト	必要に応じて砂グラウトを行なう場合有り。しかし、浮遊着底式構造物の場合、移設が要求されるため、セメントグラウトの使用には問題がある。	殆どの場合、セメントグラウトを実施している。

表 3. 2. 3 に示す様に、既存の氷海向けプラットフォームの局所接地圧検討上の要因として、①曳航／移設時の吃水深の制限 ②対象水深が、30m 以浅であること、③ Ice gouging 等による不陸があること、④殆どの地盤は、比較的軟弱な粘性土より成ること等が挙げられる。また、表 3. 2. 4 に示す様に着底式プラットフォームは、かつての埋立人工島に比べ、埋立土量が削減できることから、ケーソン+サンドバーム方式を採用してきている。この場合、ケーソン底面にはバーム天端面の不陸が局所接地圧を与える。従って、次項では局所接地圧に多大な影響を及ぼす海底地盤の整地技術の一つであるサンドバームを構築した場合の天端敷均し精度を中心として、北極海の既存の着底式構造物について紹介する。

表 3.2.4 北極海における着底式プラットフォームの基礎形状／地盤特性

構造形式	プラットフォーム名	設置年度	水 深	スカート	ダウエル	グラウト	地 盤
ケーソン式 人 工 島	Tarsiut	1981	6.5 m (バーム天端)	無	無	無	バーム：砂 海底土：粘土質シルト
ケーソン式 人 工 島	CRI	1983	9.1 m (バーム天端)	無	無	無	バーム：砂 海底土：過圧密～正規圧密 シルト質粘度
ケーソン式 人 工 島	Molikpaq	1984	19.5 m (バーム天端)	無	無	無	バーム：砂 海底土：シルト質粘度
ケーソン式 人 工 島	Super CIDS	1984	12～18m	1.5mスチール	無	無	要求地盤強度 粘性土： $C \geq 10t / m^2$ 砂質土： $\phi \geq 35^\circ \sim 40^\circ$ （水 深により異なる）

(b) 海底地盤の整地

当項では、実績を考慮して下記 2 ケースについて検討を行なう。

ケース	整 地 方 法	実 績 例
①	現地盤に直接据付ける。整地なし。	Super CIDS
②	バームを構築し、天端均しを行なう。	Molikpaq、CRI 等

ケース①：整地せず、現地盤に直接プラットフォームを据付ける場合

北海のコンクリートプラットフォームと同様の方法である。目下、実績としては、Super CIDS のみであるが、今後、環境保全等の見地より、当方式が主流になるとと思われる。

〔実績例 1〕－ Super CIDS （3.2.2 (3)項参照）

水深12m～18mの海底地盤にプラットフォームを据付ける場合、Ice gouging による不陸（高さ 0.9 m以下）が充分予想されるため、高さ 1.5 mのスカートを用いることにより、Ice gouging による影響を低減させる。

ケース②：サンドバーム上にプラットフォームを据付ける場合

表 3.2.5 サンドバーム施工精度

プラットフォーム	バーム天端	敷均し精度	工事船舶	備 考
Molikpaq 〔鋼製〕 (3.2.2 (2) 項参照)	水深 19.5 m (現地盤水深 25.5 m)	要求値 * ± 0.15 m	自走式ホッパー浚渫船 “Geopotes X”	*但し、実際の精度は ± 0.15 m以上であっ たものの、ケーソンの 据付には問題がなかつ た。 出典 OTC 4940 ³⁾
CRI 〔鋼製〕 (Caisson Retained Island)	水深 9.1 m (現地盤水深 14m)	実績値 ± 0.1 m	自走式サクシオン ホッパー浚渫船 “Gateway” 他	出典 OTC 4945 ⁴⁾

表 3.2.5 (つづき)

プラットフォーム	バーム天端	敷均し精度	工事船舶	備考
Tarsiut 〔コンクリート〕	水深 6.5 m (現地盤水深 21m)	設定値 ± 0.15 m 実績値 ± 0.3 m	自走式ホッパー 浚渫船 “Geopotes X”	経験上、サンドバームの不陸による局所接地圧として100～125 t/m ² を考慮すべきと報告している。 出典 Proceeding of FIP/CPCI Symposia 1984 ⁵⁾

表 3.2.5 より、サンドバーム天端の敷均し精度は、天端水深／施工機械／施工時環境条件等により変化するが、おおよそ ± 0.2 m ～ 0.3 m 程度と思われる。

(4) 局所接地圧の算定方法

プラットフォームの据付時の構造物自重／バラスト重量等により海底面の起伏が平坦化されると考える。接地圧の算定には、地盤の変形（圧縮）特性に基づく弾性解と地盤の破壊に基づく塑性解とがあり、両者の解のうち小さい方が、局所接地圧となる。ここでは、北極海向けプラットフォームを対象として、海底地盤（サンドバームを含む）が粘性土の場合と砂質土の場合の両方のケースを取りあげ、各々の局所接地圧の算定手法を示す。また、算定上の準拠基準として、ノルウェー船級協会“海洋構造物の設計・施工・検査基準”⁶⁾を用いることとする。

(a) 粘性土の場合

当検討では、(3)項で述べた様に北極海では海底表層土が殆ど粘性土であることにより、現地盤に直接構造物を据付ける場合を想定している。

(i) 弾性解

$$q_{eo} = \frac{E}{\frac{\pi}{4}(1-\nu^2) \cdot b} \cdot h$$

E: 弾性係数

ν: ポアソン比

h: 起伏高さ

b: 起伏幅

(ii) 塑性解

$$q_{ep} = 6.17 \cdot Cu$$

Cu: 非排水せん断強度

起伏形状に関係なく最大局所接地圧は一定である。

(b) 砂質土の場合

当検討は、サンドバーム上に構造物が着座する場合を想定している。

(i) 弾性解（粘性土に同じ）

$$q_{eo} = \frac{E}{\frac{\pi}{4}(1-\nu^2) b} \cdot h$$

(ii) 塑性解

$$q_{sp} = \frac{1}{2} \cdot r' \cdot b \cdot N_r \cdot S_r$$

r' : 土の単位体積重量

b : 起伏幅

N_r : 支持力係数

S_r : 形状係数 $S_r = 0.6$ (一定)

(5) 設計局所接地圧の算出

(a) 粘性土の場合

前述の昭和59年度浮遊着底式構造物の試設計で採用した地盤条件 ($C_u = 4.8 \text{ t/m}^2$, $E = 1,000 \text{ t/m}^2$) を用いる。

(i) 弾性解 $q_{ce} = 1700 \frac{h}{b} \text{ (t/m}^2\text{)}$

(ii) 塑性解 $q_{cp} = 30 \text{ (t/m}^2\text{)}$

上述の様に起伏形状に関係なく常に局所接地圧として 30 t/m^2 を考慮すれば良い。(図 3. 2.30 参照)

(b) 砂質土の場合

参考試算として、サンドバーム上に構造物が着底するときの局所接地圧を求める。表 3. 2.5 よりバーム天端の不陸は、 $\pm 0.2 \sim 0.3 \text{ m}$ 程度であろう。また、バームの内部摩擦角は $30 \sim 35^\circ$ 程度と考えられる。

以上より試算条件として、 $\phi = 35^\circ$ ($N_r = 48$), $E = 1,500 \text{ t/m}^2$, $h = 0.3 \text{ m}$, $r' = 1.0 \text{ t/m}^3$, $\nu = 0.5$ を用いる。

(i) 弾性解 $q_{ce} = \frac{750}{b} \text{ (t/m}^2\text{)}$

(ii) 塑性解 $q_{cp} = 14.4b \text{ (t/m}^2\text{)}$

図 3. 2.31 に示す様に起伏幅 7 m 程度するとき、局所接地圧は 100 t/m^2 となることが予想される。

したがって、現行の底版は 30 t/m^2 で設計されているため、底版を補強するとともに、下記対策等をも考慮する必要がある。

- ① 据付時に底版に作用する荷重を計測し、もし過大な荷重が作用した場合には、沈設を止める。
- ② スカートを設けることおよび底版下部に、高さ 0.3 m 程度の補強リブ等を設けることにより、直接底版と海底地盤とが接触しない様な構造とする。(図 3. 2.32 参照)

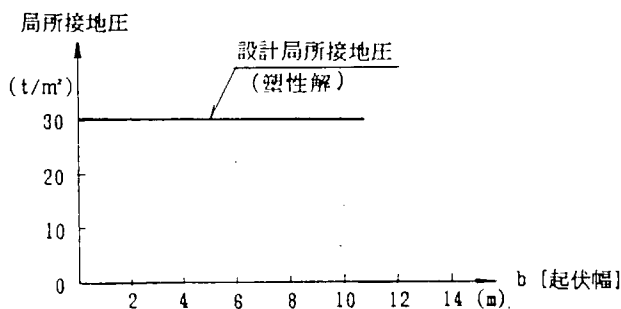


図 3. 2.30 粘性土における局所接地圧～起伏形状

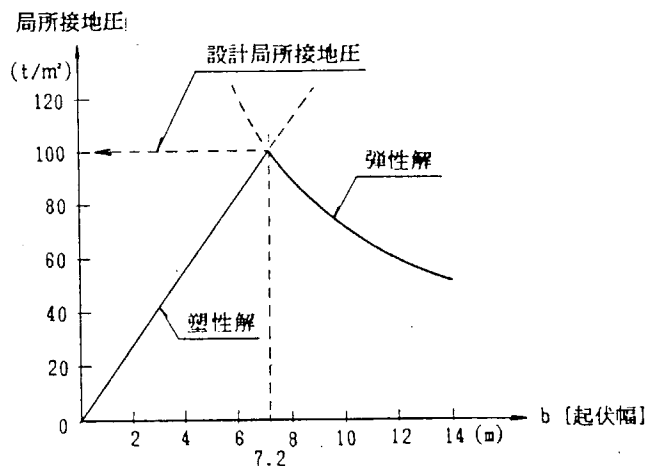


図 3. 2.31 砂質土における局所接地圧～起伏形状

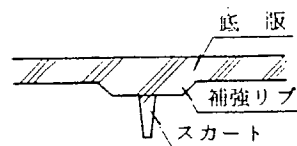


図 3. 2.32 底版の補強例

参 考 文 献

- 1) O. Eide et al, "Foundation Engineering for Gravity Structures in the Northern North Sea", NR. 154, Norwegian Geotechnical Institute, 1984
- 2) F. P. Smits, "Geotechnical Design of Gravity Structures", Part XXI No 4, Delft Soil Mechanics Laboratory, 1980
- 3) J. Hnatiuk et al, "Molikpaq: An Integrated Mobile Arctic Drilling Caisson", OTC Paper 4940, Offshore Technology Conference, 1985
- 4) M. I. Comyn et al, "Operational Experience with an Arctic Structure: The Caisson Retained Island", OTC Paper 4945, Offshore Technology Conference, 1985
- 5) J. Fitzpatrick, "Tarsiut Concrete Caissons", Proceeding of the FIP/CPCI SYMPOSIA, 1984
- 6) Det norske Veritas, "Rules for the Design Construction and Inspection of Offshore Structure", Det norske Veritas, 1977

4. 第3小委員会の検討内容

4.1 沈設時及び再浮上時安定に関する調査研究

4.1.1 コンクリートプラットフォームの沈設実績

コンクリートプラットフォームの数多くは、北海に設置されている。ここでは、1973年から1979年にかけてこの北海に設置されているコンクリートプラットフォームについての沈設実績を述べる。

(1) 建造場所、曳航ルート及び設置場所

図4.1.1は北海におけるコンクリートプラットフォームの建造場所、曳航ルート、設置場所の概略を示したものである。

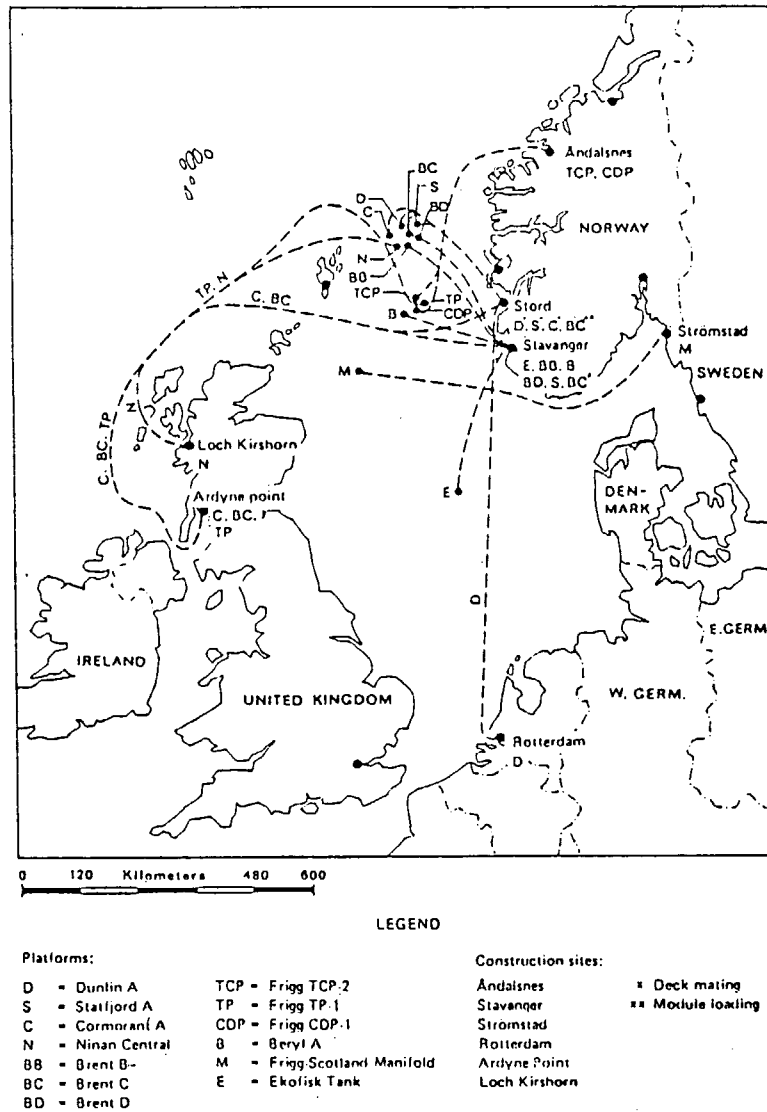


図 4.1.1

(2) プラットフォーム形状

図 4.1.2 ～図 4.1.12 に北海におけるコンクリートプラットフォームの形状を示す。

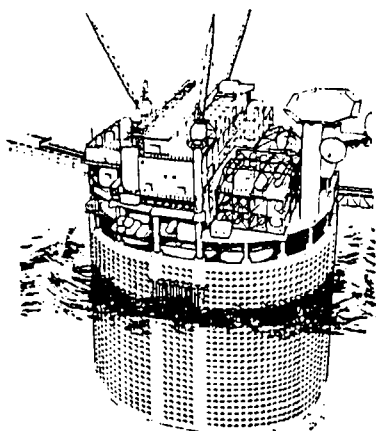


図 4.1.2 Ekofisk Tank, Doris

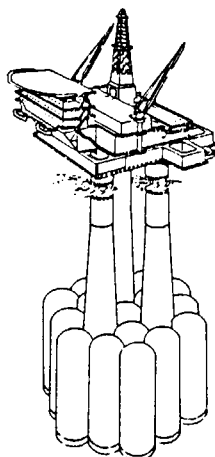


図 4.1.3 Brent Band D, Condeep

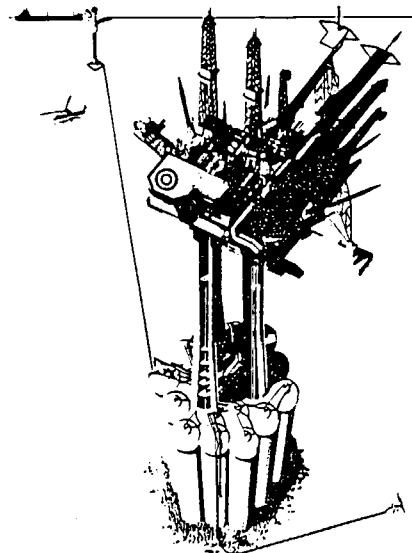


図 4.1.4 Beryl A, Condeep

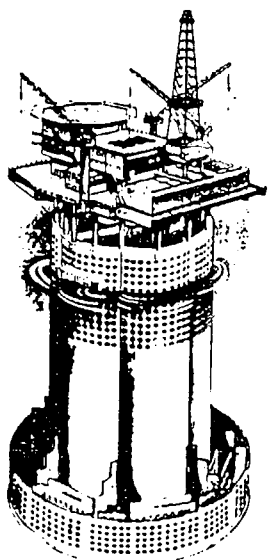


図 4.1.5 Frigg CDP-1, Doris

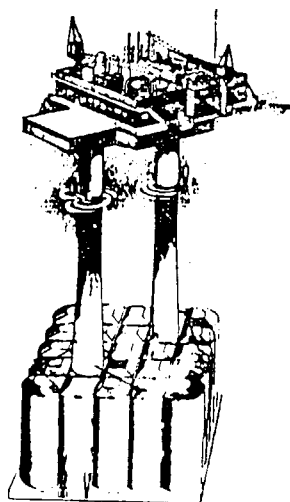


図 4.1.6 Frigg TP-1, Sea Tank

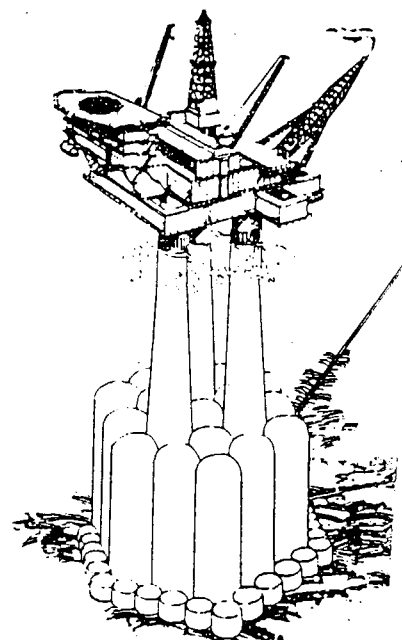


図 4.1.7 Statfjord A Condeep

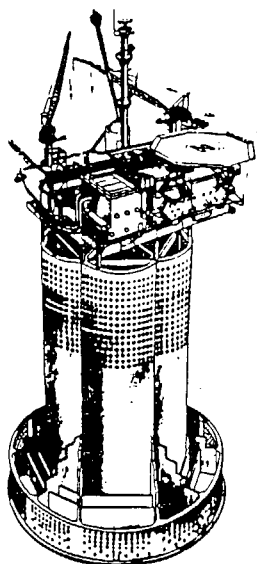


图 4.1.8 Frigg-Scotland Manifold, Doris

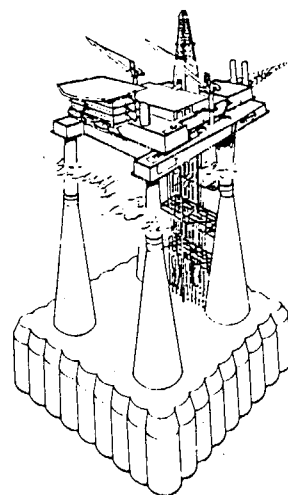


图 4.1.9 Dunlin A, ANDOC

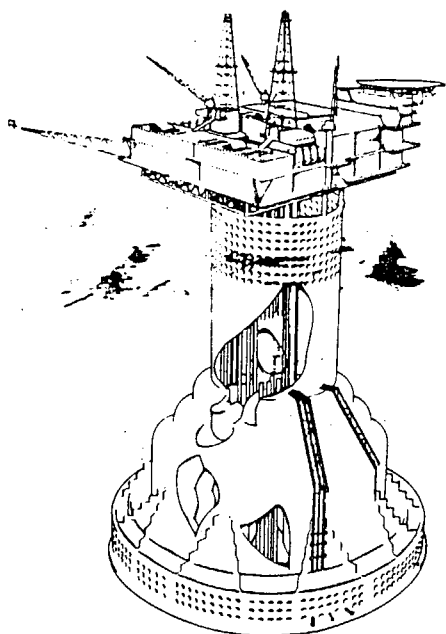


图 4.1.10 Ninian Central, Doris

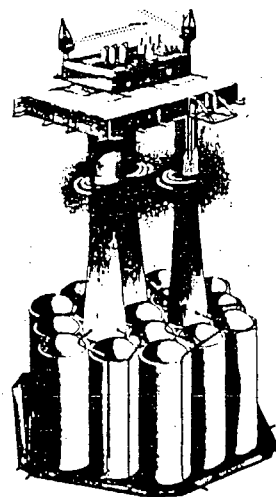


图 4.1.11 Frigg TCP-Z, Condeep

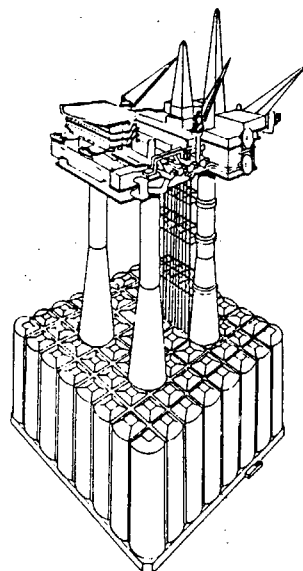


图 4.1.12 Cormorant A and Brent C, Sea Tank

(3) 実 績

表 4.1.1, 表 4.1.2 に(2)で示したコンクリートプラットフォームの着底時の施工実績を示す。これらの表より以下のことがいえる。

- (a) スカートは、コンクリート製と鋼製があり、コンディープタイプの Beryl A, Brent B, Brent D, Statfjord A, Frigg TCP-2 の 5 基については、コンクリートのスカートの下にさらに鋼製スカートを用いている。また、鋼製スカートを使用しているタイプには、着底時の横すべりによる鋼製スカートの破壊防止のために、3 本程度のダウエルを用いているものが多い。また、スカートの高さについては、海底地盤の地質にもよるが、コンクリート製のもので 0.5 ～ 3.0 m、鋼製のもので 2.0 ～ 5.0 m のものが多い。
- (b) 北海の海底地盤は、ほとんど平坦であり比較的密なシルト質細砂及び礫、シルト質粘土から成っている。
- (c) 沈設時の海象条件は、一般に有義波高 1.5 m 以下の条件で行なわれているが、Ninian Central の場合には有義波高 2.5 m となっており、かなり厳しい海象条件の下でも沈設を行なっていることがわかる。
- (d) コンクリートプラットフォームの建造当初では、沈設はアンカーを使用せずタグボートで行なっていたため、たとえば、Ekofisk では、計画設置位置から 19 m もはなれて据え付けられている。最近では、タグボートの他にアンカーやガイドなどを併用することにより据え付け精度を高めているようになっている。
- (e) スカートの貫入速度は、15～30 cm / 時程度のものが多いが、Dunlin A のように 50 cm / 時とかなり速いものもある。最近では、貫入速度はできるだけゆっくりと行ないプラットフォームの底版に作用する局所土圧をできるだけ小さく抑え、海底地盤を乱さないようにし、レベル調整を行ない易くしている。
- (f) スカートの貫入深さをみると、スカートが完全に貫入していないものがあるが、これは、海底地盤が傾いているために貫入を途中で打止めてグラウトによりプラットフォームの傾きを調整しているためである。また、貫入深さがスカート高より大きくなっているものもあるが、これは、海底地盤に底版が貫入したために大きくなったと考えられる。
- (g) スカートの貫入抵抗によるモーメント及び、これによる偏心量が大きいプラットフォームは、グラウト後の傾きも大きくなっている。
- (h) Brent C は、グラウト量が 4,500 m³ と少なくグラウト後のプラットフォームの傾きも最も小さくなっている。これは、他のプラットフォームよりスカートの貫入速度が遅く、地盤がパイピング等を起さなかったためにグラウトがほとんど漏れなかったためと考えられる。

表 4.1.1

No.	名 称	タイプ	オペレーター	据付年度	水中重量 (万トン)	底面積 (m^2)	スカート高 (m)	ダクト本数	水深 (m)	海底面の形状		海底地質	着底時の波浸		着底時の風速 (m/s)	泥留量 (m^3)
										100m 程度の 傾斜角	傾 斜 角		有底波高 (m)	波高 (m)		
1	Ekofisk Tank	Doris	Phillips	1973	19	7,400	0.4 (コンクリート)	なし	70	0.0 $^{\circ}$	0.1 $^{\circ}$	底なシルト質細砂	—	—	—	泥留量 97ポート 19 m^3
2	Beryl A	Condeeep	Mobil	1975	17	6,200	3.0 (鋼) 0.5 (コンクリート)	3本	120	0.4	0.2 $^{\circ}$	底なシルト質細砂(0.0 $^{\circ}$) 表層は硬いシルト質粘土	0.8	6.0	1~2	82 m^3
3	Brent B	Condeeep	Shell	1975	17	6,200	3.5 (鋼) 0.5 (コンクリート)	3本	140	0.2	0.0	砂層をはさんだ 硬いシルト質粘土	0.5	5~7	1~2	アンカーなし 97ポート 3隻 25 m^3
4	Frigg CDP-1	Doris	Elf	1976	18	5,600	なし	なし	98	<0.5	0.2 $^{\circ}$	底なシルト質細砂(8 m) 表層は硬いシルト質粘土	—	—	—	97ポート 4隻 19 m^3
5	Frigg TP-1	Sea Tank	Elf	1976	18	5,600	2.0 (コンクリート)	なし	104	1.0	0.6 $^{\circ}$	底なシルト質細砂(3 m) 表層は硬いシルト質粘土	1.5	—	6 (南東)	アンカーなし 97ポートのみ 1 m^3
6	Frigg Scotland Manifold	Doris	Total	1976	18	5,600	なし	なし	94	—	0.0	底なシルト質細砂	1.8	6.0	5 (北西)	7 m^3
7	Brent D	Condeeep	Shell	1976	18	6,300	4.5 (鋼) 0.5 (コンクリート)	3本	140	0.2	0.0	砂層をはさんだ 硬いシルト質粘土	1.0	7.0	3 (西南面)	8 m^3
8	Statfjord A	Condeeep	Mobil	1977	20	7,800	3.0 (鋼) 0.5 (コンクリート)	3本	145	0.3	0.0	硬いシルト質粘土 表層は砂層(2~10 m)	1.3	7.5	1~2 (南西)	
9	Dunlin A	Andoc	Shell	1977	20	10,600	4.0 (鋼)	4本	153	0.2	0.0	砂層をはさんだ 硬いシルト質粘土	2.0	8.0	3 (北東)	
10	Frigg TCP-2	Condeeep	Elf	1977	16	9,300	1.2 (鋼) 0.5 (コンクリート)	3本	102	1.0	0.6 $^{\circ}$	底なシルト質細砂(3~6 m) 表層は硬いシルト質粘土	1.3	7.5	3 (北西)	アンカーなし 97ポートのみ 2 m^3
11	Ninian Central	Doris	Chevron	1978	32	15,400	3.5 (鋼)	なし	136	—	0.0	砂層をはさんだ 硬いシルト質粘土	2.5	—	4	10 m^3
12	Cormorant A	Sea Tank	Shell	1978	23	9,700	3.0 (コンクリート)	なし	150	0.6	0.3 $^{\circ}$	砂層をはさんだ 硬いシルト質粘土	1~2	—	3	
13	Brent C	Sea Tank	Shell	1978	19	10,100	3.0 (コンクリート)	なし	140	0.3	0.0	砂層をはさんだ 硬いシルト質粘土	1	—	1~2	

表 4. 1. 2

No.	名 称	バラスト注水速度 (m ³ /時)		スカート吸入速度 (cm/時)		スカート部水の排水速度 (m ³ /分)		スカート吸入深 (m)	バラスト注水量		バラスト容量 W (ガトン)	R/W (%)	吸入バラストのモーター (台)	吸入バラストの水量 (m ³)	グラウト量 (m ³)	グラウト注入時間 (日)	グラウト後のグラウトのグラウト量 (m ³)
		平均	最高	平均	最高	平均	最高		R (ガトン)	W (ガトン)							
1	Ekofisk Tank	—	—	—	—	—	—	なし	—	—	—	—	—	—	—	—	—
2	Beryl A	6,000	20,000	20	100	0.3	1.1	4.0	14	16	16	85	110	9	9,800	20	0.08°
3	Brent B	4,000	7,500	15	15	0.3	0.3	4.0	16	17	17	95	56	7	7,800	20	0.04°
4	Frigg CDP-1	—	—	—	—	—	—	なし	—	—	—	—	—	—	—	—	—
5	Frigg TP-1	—	—	—	—	—	—	1.6	4	8	8	50	5	10	—	—	—
6	Frigg Scotland Manifold	—	—	—	—	—	—	なし	—	—	—	—	—	—	—	—	—
7	Brent D	6,000	10,000	25	40	0.4	0.7	5.0	13	17.5	17.5	75	26	3	6,400	10	—
8	Statfjord A	6,000	8,000	15	25	0.3	0.5	4.1	13	17.5	17.5	75	25	8	7,200	8	0.06°
9	Dunlin A	7,000	15,000	50	110	1.5	3.2	3.9	6	15	15	35	15	3	—	14	—
10	Frigg TCP-2	1,500	2,000	15	20	0.4	0.5	1.2~2.2	8	15	15	55	80	25	13,700	9	0.08°
11	Ninian Central	17,000	25,000	30	40	1.3	1.7	3.7~3.9	20	32	32	65	—	—	6,000	9	—
12	Cormorant A	3,500	8,000	11	25	0.3	0.7	2.4	8	15	15	55	13	6	7,500	17	0.03°
13	Brent C	900	1,100	6	10	0.2	0.3	2.6	5	15	15	35	38	7	4,500	13	0.01°

4.1.2 沈設及び再浮上工法

(1) 沈 設

重力式構造物の沈設には、クレーン船で吊り上げ沈設する工法と浮力を利用して浮上させた状態からバラストを注入して沈設する工法が考えられる。土木の分野で扱っている構造物（例えば防波堤ケーソン）では、クレーン船で吊り上げ沈設する工法が多いが、プラットフォームのような大型構造物の場合にはクレーン船で吊り上げることは不可能であり、浮力を利用する工法が一般的である。ちなみに、北海で設置されたコンクリート製プラットフォームはすべてこの方法で行われている。これらの曳航、沈設実績を表 4.1.3 に示す。

また、これらのコンクリート製プラットフォームを沈設する際に生ずる問題を対策するために、さまざまな工法が行われている。

第 1 に、着底時に、浮力等による水平動揺、水平移動を防止するために、ダウエルを設け、スカートよりも先に海底面に貫入させることによって、プラットフォームの横すべりを防止している。また、沈設作業を行うときの気象、海象条件を制限し、静穏な条件のときにのみ着底させるようにしている。

第 2 に、着底時の動揺、過大な貫入速度により、底版、海底面及びスカートにより閉じ込められた水に過剰水圧、負圧が生じ、基礎地盤にパイピングが発生する。このパイピングを防止するために、スカート、底版に、排水設備を設け、底版、海底面、スカートにより囲まれた水に過剰水圧、負圧が生じない様にしている。

第 3 に、スカート貫入時に、地質が不均一あるいは、海底面が傾斜しているために、プラットフォームが傾かないよう、バラストを偏心させて注水させたり、スカート室内の水圧を変えて、プラットフォームの傾斜を防止している。

第 4 に、海底面の凸凹により底版に集中応力が作用することを防止するために、底版が海底面に当たらないように、スカートを 2 段にしたり、貫入を途中でやめ、グラウト量を増加したりしている。

以上のように、北海におけるコンクリートプラットフォームでは、いろいろな対策が行われて来ているが、今後の検討課題としては、次の様なことがあげられる。

- ・ 着底時の海象・気象条件の設定
- ・ より合理的な排水設備、沈設、貫入速度の設定
- ・ パイピングを生じない過剰水圧の許容値の設定
- ・ グラウト量の増加に対する経済性を含めた下げ止まり高の決定

Norwegian Contractors は、特に沈設方法、沈設時の気象海象条件として以下に示す方法及び条件を提案している。

(a) 沈設方法

プラットフォームの多くは、曳船で図 4.1.13 のように四方に引かれて位置決めされ、バラスト注入して沈設される。また、既に近くに他のプラットフォームが設置されている場合には、アンカリングし、正確な位置決めを行うことになる。さらに正確な位置決めが必要な場合（特に、テンプレート上に沈設する場合）には、あらかじめガイドを設置しておき、それと連絡する方法が行われる。これらの各位置決め方法による精度のちがいは表 4.1.4 の通りである。

(b) 沈設時の気象海象条件

表 4.1.4 に示す設置工法別の据え付け精度を得るための気象海象条件の基準を表 4.1.5 に示す。

(2) 再浮上工法

北海に設置されているコンクリート製重力式プラットフォームは、油やガスの生産が終了した時には航行上の障害となるため撤去する必要がある。このため、現在ではプラットフォームの計画の段階から撤去のための設備を取り付けることを義務づける規程が発行されている。しかし、既に建造したプラットフォームの大部分は、このような規程が発行されていなかった時のものであり、撤去のための設備は取り付けられていない。このような既設のプ

表 4.1.4 設置工法別の精度

設置工法	直線変位	方位
曳船のみ	$\pm 5.0m$	$\pm 1.0^\circ$
曳船+アンカー	$\pm 0.5m$	$\pm 0.5^\circ$
曳船+ガイド	$\pm 0.35m$	$\pm 0.5^\circ$

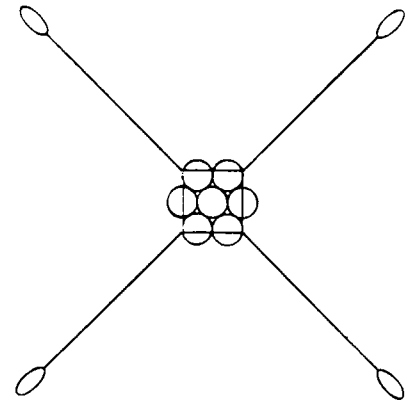


図 4.1.13 沈設時のタグボートの配置状況

表 4.1.5 気象・海象基準

条 件	風 速 m/秒	波周期 秒	波 高 H _{1/10} , m	潮 流 m/秒
オペレーションの開始	5	10	1.0	0.5
据 え 付 け 中	10	8	2.0	0.5
気 象 限 度 (越えてはならない)	10	10	1.5	0.5
	5	14	1.0	0.5
スタンバイ・ 夏季の暴風	20	10	5.0	0.6

プラットフォームを撤去する方法の一例を図 4.1.14 に示す。これは、第11回の OTC（1979 年）で発表されたものであり、20 年以上メンテナンスなしに海中にあったバラスト装置や配管類は使用できないものと考え、これに対してコンクリート自体は十分信頼できるものと考えて検討したものである。この方法では、まず、プラットフォーム内部の配管類を切断し、モジュール・ルームに水中コンクリートを打設する。この結果、独立した区画を確保することができ、浮上時の安定性が得られることになる。次いで、この独立区画にポンプと区画内の水位を監視するための圧力計を設置し、排水することにより浮上させ、曳航するものである。

これらの一連の作業中では、次のような理由でプラットフォームが海底面から離れる時が最も危険である。

- ① 底版と海底との間に大きなサクションが生じる可能性がある。とくに粘性地盤において著るしい。
- ② 底版に付着あるいは離脱するグラウトの重量が不明である。
- ③ 離底時のプラットフォームの水際面積が小さく、浮力の変化による吃水の変化が大きい。

①の底版と海底との間のサクションに対してはジェットングが有効な方法と考えられる。この他、物理的、化学的、電気的な方法によりサクション力を無くする研究が行なわれており、水中での制御発破の研究も行なわれている。

②のグラウトについては、その比重が 1.2 程度であり、水中重量は 0.2 t/m^3 と小さいので、多量のグラウトが付着したり、浮上中に落ちたとしても浮力の変化は数百トン程度に納まると推定される。従って、あまり大きな影響はないものと考えられる。

③の吃水変化に対しては、浮力コントロール用の小さなコンクリートケーソンを鋼製デッキから吊り下げることで対応できる。すなわち、もし急浮上が始まった時には、ケーソンが水中から現われて重み付けをし、浮力の変化をコントロールすることができるわけである。このケーソンの重量は 1,000 ～ 2,000 トン程度のもので

あると考えられる。

表 4.1.3 北海におけるコンクリートプラットフォームの曳航と沈設の実績

Towage and emplacement of concrete North Sea structures

UNIT	Date of Tow and Departure Point	Tow Displacement (ton)	Draft with/ Without Doweis (metres)	Distance (Nautical Miles)		Total Tow Time (days)	Mean Open Sea Speed (Knots)	Total Tug LHP.	Total static B.P. tonnes	No. of fwd tugs	Speed of Immersion (m/hr)		Time to Emplace (hrs)	Conditions at touch down Wind force/ Wave height, Period	*Water ballast added to emplace (ton)	Distance off target (metres)
				Channels or Fjords	Open Sea						max.	at sea-bed				
Beryl A (Condeeep)	July 75 Stavanger	338.000	82	44	118.4	6	2.36	68.000	584	5	8	8	45	SE ty 2	90.000	32
Brant B (Condeeep)	August 75 Stavanger	384.500	78	44	184	7	2.20	68.000	584	5	12	6	39	Sty 2/3	124.000	25
Frigg CDP. 1 (C.G. Doris)	August 75 Andalsnes	209.000	67	44	268	8	1.89	44.500	372	4	5.6	2	39	WSW 3/4	6.000	14
FRIGG MCPD1 (Doris)	June 76 Kalvik	206.000	66.5	25	350	11.0	1.6	43.000	335	4	6	1.6	13	NW 3/4	70.000	8
BRENT D (Condeeep)	July 76 Stavanger	382.000	116/113	48	172	8	2.30	72.000	545	5	6	6	11	WSW 3	12.500	8
FRIGG TP. 1 (See Tank)	May-June 76 Ardyne	166.000/ 209.000	35 inc. to 64	147	620	11.5	2.78	54.000	440	4	10	Minimal	11.7	SE 4	4.500	1
STATFJORD A (Condeeep) (Base Tow)	Aug. 76 Stavanger	370.000	65.2/60.5	75	40	3	2.70	78.000	605	6						
STATFJORD A (Condeeep)	May 77 Stord	457.000	119/114.3	24	165	5	2.06	68.000	565	5	8	8	7	SW 1-2 1.3m 8s	13.000	10
DUNLIN A (Andoc) (Base Tow)	July 76 Rotterdam	232.000	25.2	65	508.5	7.10	2.98	78.000	560	6						
DUNLIN A (Andoc)	June 77 Stord	419.000	131.2/129 (locally 151.2/149)	32	136	5	2.3	68.000	632	6	10.5	5	4	NE 3 2m 8 secs	2.500	12
FRIGG TOP 2 (Condeeep)	June 77 Andalsnes	282.760	91.54/86.04	44	307	14	2.15	68.000	565	5	6.2	6.2	6	NNW 3 1.5 m 4/5 secs	5.000	2
BRENT C (Seabank) (N. Channel)	July 77 Ardyne	298.000	38.4/38.4m	146.NC 53.F	738	13.12	3.42	84.000	645	5						
CORMORANT A (Seabank) (N. Channel)	June 77 Ardyne	346.500	37.5/37.5m	146.NC 27.F	687	8.58	3.34	95.000	730	6						
Ninian Central (Howard Doris)	May 78 Rassay	601.220	84.2	—	499	12	1.8	76.500	585	5	—	—	19			10
STATFJORD B (Condeeep)	August 81 Vatsfjord	825.000	130/127	70	164	5.5	1.7	86.000	715	5	7	1	6 1.5m 7 sec	W 1/2	11.000	15

Notes: 1. Speed of immersion of TP.1 at contact with sea bed was related to moving at slow speed onto a sloping sea bed.

2. Calculated from commencement of tug re-arrangement to point where unit no longer considered in transit condition.

	STEP 1	STEP 2	STEP 3
説明図			
作業手順	① デッキ上載設備の撤去 ② 他構造物との連絡パイプの切断 ③ モジュール・ルームへのコンクリート打設	④ コラム部の排水 ⑤ ポンプ配置 (ゴムポート上にポンプ配置) ⑥ 曳索の取付 (鋼製バンド) ⑦ 補助ケーソンの吊下げ	⑧ ケーソン内排水 (第一段階) ⑨ 曳船の配備
	STEP 4	STEP 5	STEP 6
説明図			
作業手順	⑩ ジェットング作業 ⑪ ケーソン内排水 (第二段階)	⑬ プラットフォームの敷底	⑭ 補助ケーソン撤去 ⑮ 曳船

図 4. 1.14 プラットフォームの撤去方法の一例

4. 1. 3 沈設時における構造物の動揺解析

(1) 解析条件及び方法

前年度では、着底式コンクリート構造物の曳航中の動揺特性を三次元特異点分布法を用いて解析した。

今年度はサイドでのコンクリート構造物の沈設時の動揺について構造物底面と海底面との距離が短くなることにより動揺がどの様になるかを解析する。

解析に際し仮定した条件は次の通りである。

- (a) コンクリート構造物の形状は59年度調査研究での試設計と同一とする (図 4. 1.15 参照)
- (b) 解析方法については有限要素法，ハイブリッド有限要素法，領域分割法等も考えられるが，ここでは一般的で

もあり59年度も使用した三次元特異点分布法を使用する。

(c) 構造物の沈降速度を考慮した計算は極めて複雑となる為ここでは沈降は極めてゆっくり行われるものと考え、計算上は各吃水で静的に釣り合った状態での動揺を計算する。

(d) 沈降は図 4. 1.15のWATER BALLAST タンク内（直径 45.5 mと 16.5 mの円周方向隔壁で囲まれた部分）に海水を注入することにより行われるものとする。

(e) 構造物底部のスカーフはとりあえず無視する。

(f) 不規則波中の動揺計算に使用する波スペクトラムは、59年度は曳航中の動揺を計算するので I S S Cスペクトラムを使用した。今回は比較的沿岸に近い据付サイドでの動揺を扱う為、Bretschneider — 光易のスペクトラムを用いる。

(2) 解析結果

(a) 入力データ

計算は吃水 60 m, 70 m, 75 m の 3 種類について規則波中での動揺、又吃水 74 m について不規則波中での動揺特性について行った。

各吃水での諸数値を表 4. 1. 6 に示す。

又構造物の要素分割を図 4. 1.16 に示す。これは吃水 70 m の時のものであるが他の吃水についてはネック部の高さのみ各要素の一边が波長の $\frac{1}{10}$ 以下になる様に分割数を変更してある。

(b) 計算結果

(i) 規則波中応答特性

吃水 60 m, 70 m, 75 m における規則波中のサージ、ヒープ、ピッチの応答特性をそれぞれ図 4. 1.17, 図 4. 1.18, 図 4. 1.19 に示す。

これらの図より規則波中においては吃水が増加していった場合特にヒープの減少が著しいことが判る。サージについてはそれ程の大きな変化は無いが $T = 10.5$ 秒より長周期ではやはり多少の減少が見られる。これは海面下の海水の粒子速度が水深が増加するにつれて減少するが、一般に水平方向の粒子速度の減少よりも乗直方向の減少の方が激しいことから説明される。

又、これらの図には59年度に行った吃水 60 m の時の曲線も合せて記載してあるがこれは水深が極めて大きい時のものであり、今回の吃水 60 m の曲線と比べることにより、水深の影響が判る。この場合水深が浅くなると海面下の同じレベルでも海水の粒子速度は垂直方向は遅くなるが水平方向は逆に速くなるといわれ図もその傾向を示している。

但しこれらの粒子速度による説明は一般的なものなので実際はDiffraction Force, 附加質量の影響により変わってくる。

(ii) 不規則波中の応答特性

吃水 75 m における応答特性を図 4. 1.20, 図 4. 1.21, 図 4. 1.22 に示す。

これより沈設時の構造物の動揺の値を求めてみる。

沈設時の海象条件については設計条件に記されていないが、59年度報告書の中で平常時（1年確率期待値）として以下の数値がある。

最大波高 $H_{max} = 7.0 \text{ m}$

有義波高 $H_{\frac{1}{3}} = 4.0 \text{ m} \quad (= H_s)$

周 期 $T_{\frac{1}{3}} = 10.0 \text{ sec} \quad (= T_s)$

実際の沈設作業をこの様な波浪の海上で行うかどうかはそれぞれの工事の性質にもよるが通常はもっと穏かな海象のもとで行われるものと思われる。今、波形のSteepnessを上記の波と同一とすると

$T \frac{1}{3}$ (sec)	6	8	10
$H \frac{1}{3}$ (m)	1.44	2.57	4.00

の関係が得られる。ここでは一応 $T \frac{1}{3} = 8 \text{ sec}$ の条件で各運動の有義片振幅及び最大振幅を求めると表 4.1.7 の様になる。

表 4.1.7 吃水75mにおける動揺 ($T \frac{1}{3} = 8 \text{ sec}$, $H \frac{1}{3} = 2.57 \text{ m}$)

	有 義 片 振 幅	最 大 片 振 幅
サージ (m)	0.144	0.288
ヒープ (m)	0.072	0.144
ピッチ (deg)	0.035	0.070

$$\text{有義片振幅} = (R_s / H_s) \times H \frac{1}{3} \times 2$$

$$\text{最大片振幅} = \text{有義片振幅} \times 2$$

構造物底部端の上下運動はヒープとピッチの合成となるが位相の関係を無視して単純に最大値を重ねさせても 0.21 m の振幅となる。

(c) スカートの影響

今回の計算ではスカートを無視した。スカートの影響については定性的には格子状スカート内の海水は構造物と共に運動すると考えれば構造物の深さがスカートの高さの分だけ増加したとした場合に近いと思われる。又、粘性ダンピングも増加するので動揺は小さくなると推定されるが今回の様に45mの深さのローワーパートに対し1.5mのスカート高さではほとんど影響は無いと思われる。

(d) 沈設 / 接地

実際の設置作業においては動揺しながら降下して行く構造物と海底面が接触を起こしてから沈設が終るまでの間に構造物に過大な力が加わり損傷を起こす様なことがあってはならない。この損傷を起こすか否かは構造物の強度及び荷重による。この荷重は海底地盤の性状と構造物の動揺特性により大幅に変化する。動揺については一般的には小さい程好ましいのは明らかであるがどの程度の性能が必要かは関連する各要素を総合的に判断して決める必要がある。今回の計算結果は一定の仮定のもとに得られたものでこの様な構造物の動揺についての目安を与えるものである。

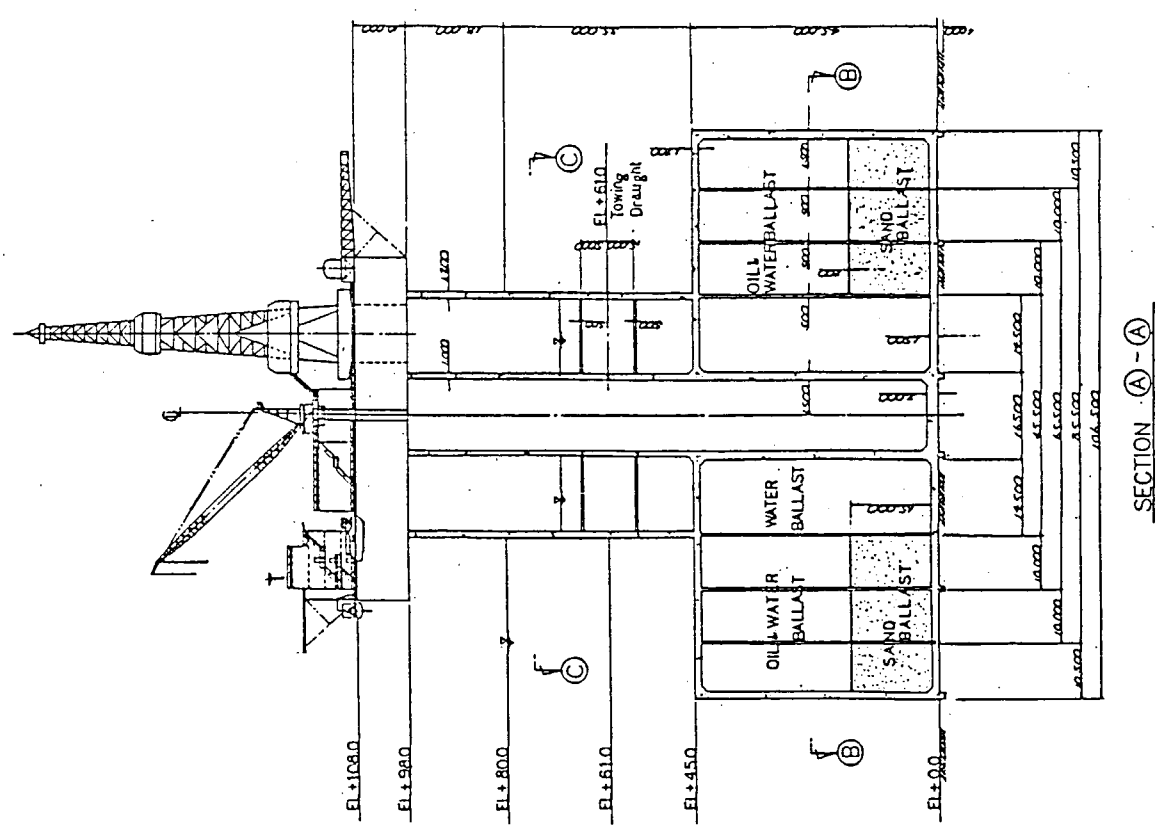
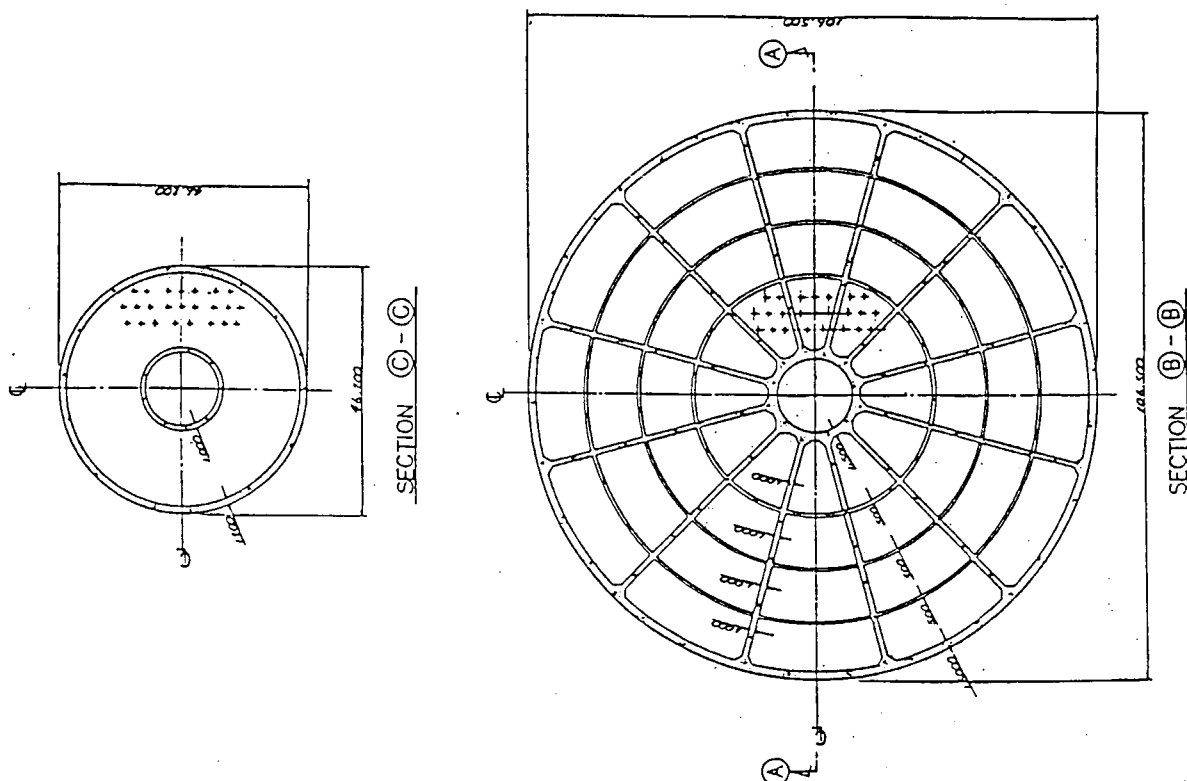
表 4.1.6 入力データ

Draft (m)	HYDRO					Ballast Water		Free Surface Correction			
	Vol. (m ³)	Disp. (ton)	KB(m)	BM(m)	KM (m)	$\delta \omega$ (ton)	KG (m)	Total KG (m)	F.S.E GGo (m)	KGo (m)	GoM (m)
60.0	426,008	436,658	24.27	0.52	24.79	0	—	21.11	0	21.11	3.68
70.0	442,768	453,837	25.81	0.51	26.32	17,179	8.68	20.64	0.43	21.07	5.25
75.0	451,148	462,427	26.68	0.50	27.18	25,769	12.27	20.62	0.42	21.04	6.14

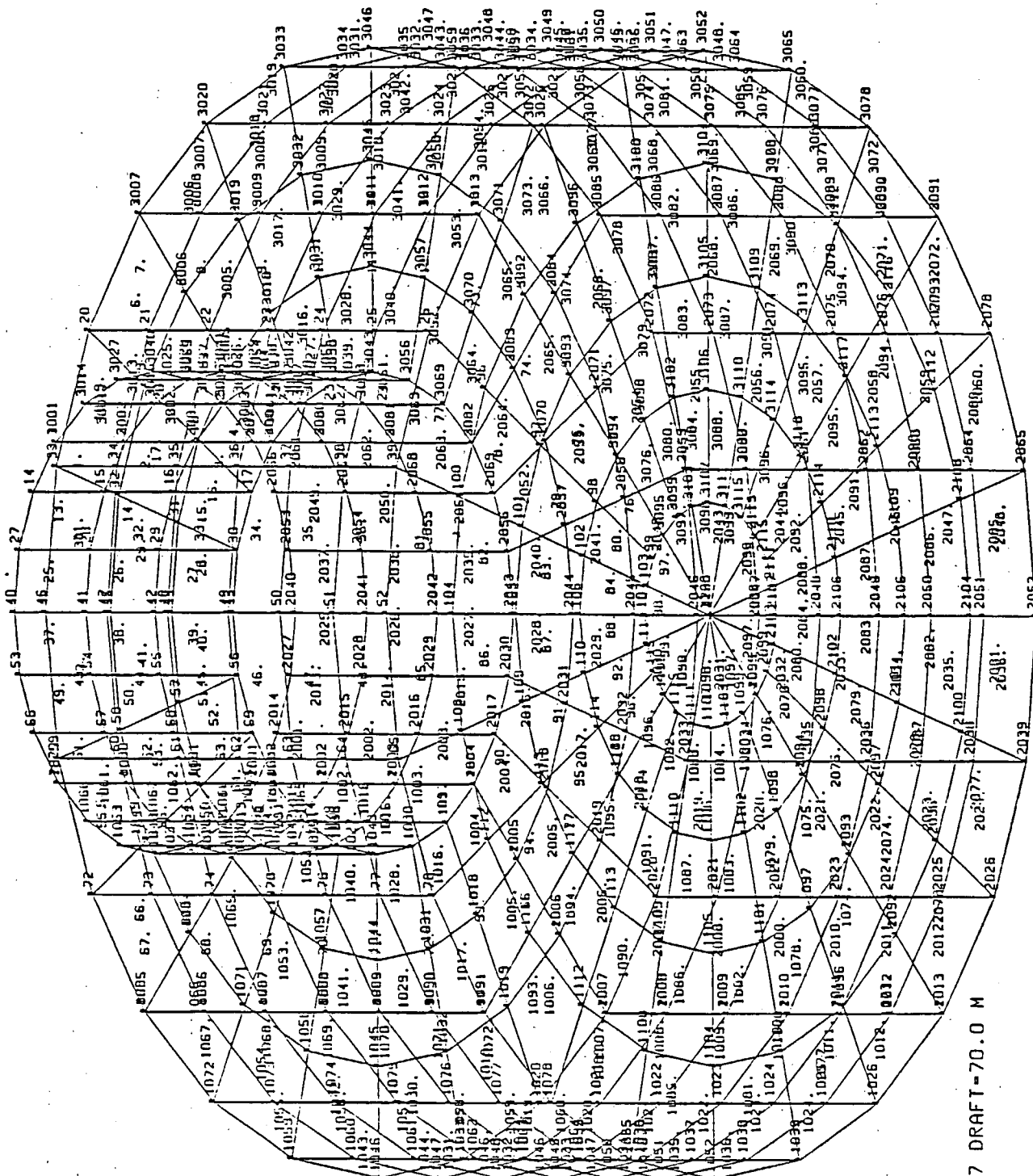
。バラストタンク内自由水面による影響 (GGo)

$$GGo = I \cdot \rho / \text{Disp} \quad \text{ここで } I : \text{自由水面の慣性モーメント, } \rho : \text{タンク内液体比重}$$

I については、外径 44.5 m、内径 16.5 m のドーナツ状の液面を想定する（実際は放射状の隔壁によりいくつか分割されるので GGo は更に小さくなる）



4.1.15



SR-197 DRAFT-70.0 M

图 4.1.16 要素分割图

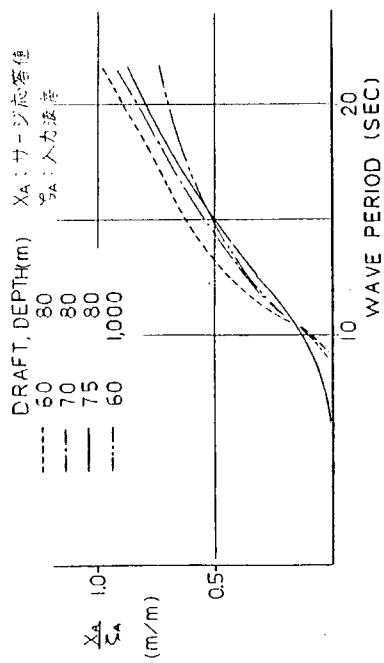


図 4.1.17 規則波中応答特性 (サージ)

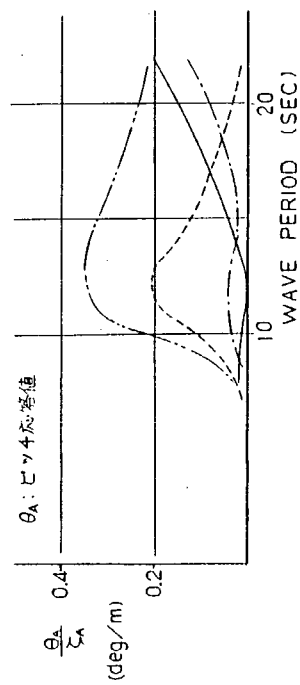


図 4.1.19 規則波中応答特性 (ピッチ)

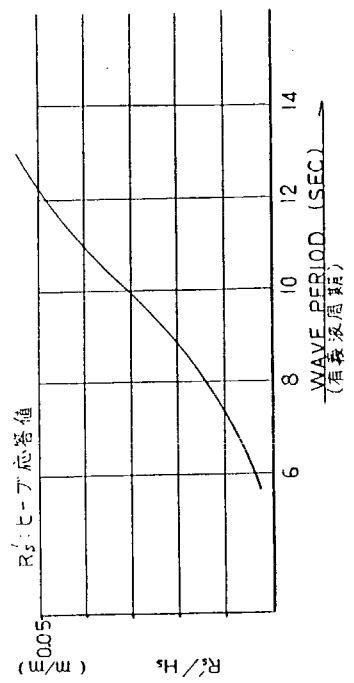


図 4.1.21 不規則波中応答特性 (ヒープ)

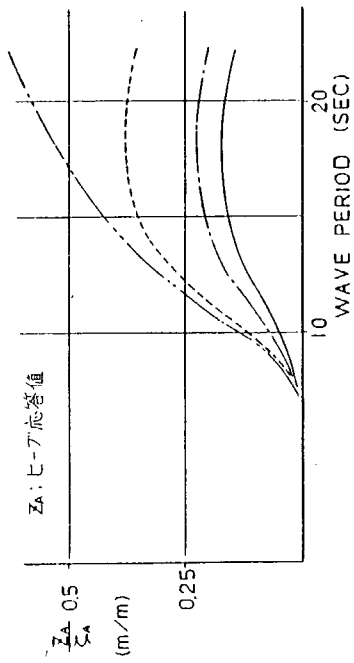


図 4.1.18 規則波中応答特性 (ヒープ)

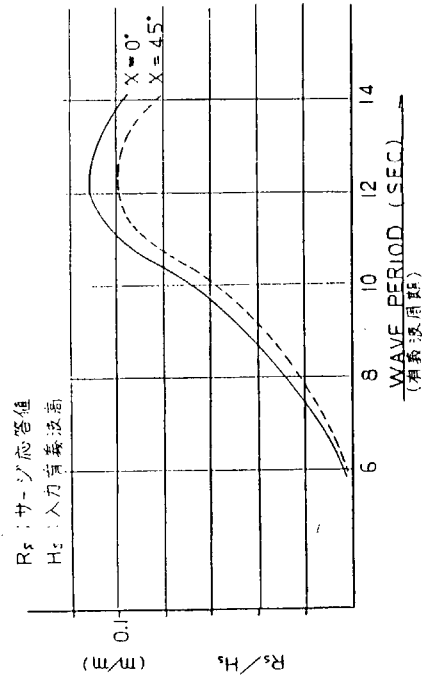


図 4.1.20 不規則波中応答特性 (サージ)

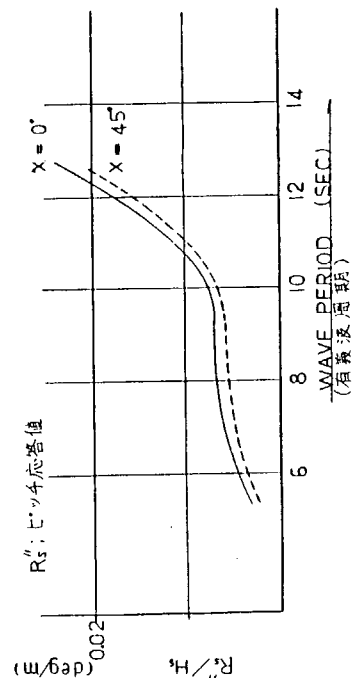


図 4.1.22 不規則波中応答特性 (ピッチ)

4.1.4 沈設時の地盤への影響と対策工法

(1) 沈設手順

重力式プラットフォームの沈設は次の手順で行なわれるのが一般的である。

- ① 位置決め
- ② バラスト注入による沈降
- ③ ダウエル貫入（先端部の着地）
- ④ スカートの貫入
- ⑤ 底版部接地
- ⑥ グラウト注入

以下においては、プラットフォームの底部に取り付けてあるダウエル、スカートの役割と貫入について、底版部接地からグラウト注入までの施工上の問題点について等を述べる。

(2) ダウエル

ダウエルは一番はじめに海底に接する部材であり、スカートの下数mまで突出している大口径（ $\phi 1 \sim 3$ m）の中空鋼製パイプである。このダウエルを貫入させることにより、沈降中のプラットフォームの横移動を防止し、スカートの破壊を防止しようとするものである。しかし、これまでに北海に設置されたプラットフォームの半分はこのダウエルの無いものであり、その効果についてはまだ明確にはなっていないようである。

(3) スカート

スカートは底版と海底面との空間を仕切り、グラウト注入の型枠となることにより、海底面の凹凸に対処しようとするものであり、同時に侵食を防護し、基礎の改善をはかるものである。スカートは鋼製のものとコンクリート

$$R = k_p(d)A_pq_c(d) + A_s \int_0^d k_f(z)q_c(z)dz$$

where

d depth of tip of penetrating member, m
 $k_p(z)$ empirical coefficient relating q_c to end resistance
 $k_f(z)$ empirical coefficient relating q_c to skin friction
 $q_c(z)$ cone resistance, MPa
 A_p tip area of penetrating member, m^2
 A_s side area of penetrating member, per unit penetration depth, m^2/m .

Table F4.1 Numerical values of coefficients k_p and k_f for sand and clay

Type of soil	Most probable (R_{prob})		Highest expected (R_{max})	
	k_p	k_f	k_p	k_f
CLAY	0.4	0.03	0.6	0.05
SAND	0.3	0.001	0.6	0.003

Note:

Experience has shown that values of k_p and k_f for the upper 1–1.5 m should be 25 to 50 percent lower than those given in the table due to local "piping" or lateral movement of the platform.

Use of skirts with increased tip area or with stiffeners will reduce the k_f -values.

Highly stratified soils or sand/clay mixtures will receive k_p and k_f values in between those given above.

製のものがあり、鋼製のものは厚さ20～30mm、コンクリート製のものは厚さ0.3～1.2 m程度のものが多い。長さは3～4 mのものも多く、鋼とコンクリートの2段になったものもある。

スカート貫入抵抗の計算はDnVの規準にも明示されており、これまでの経験からかなり信頼性の高い計算がなされている。鋼製スカートの貫入抵抗の計算は前頁の式の通りである。

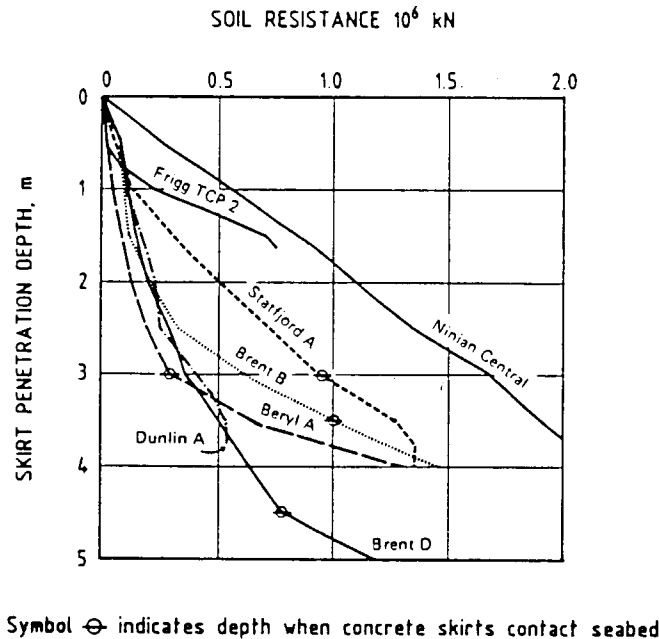


図 4.1.23 鋼製スカートの貫入深さと貫入抵抗値

一方、コンクリート製スカートの貫入抵抗は支持力公式から計算される。

スカートを所定の深さまで完全に貫入させるためには、十分な荷重をかける必要があるが、この時、プラットフォームを水平に保つことと、スカート区画内の水圧を過大にしない様にするのが重要である。このためには、バラストのコントロールと区画内の水を排水するための配管が必要になる。

図 4.1.23は鋼製スカートの貫入深さと貫入抵抗値の実績を、図 4.1.24はスカートの貫入量、バラスト量と経過時間を示したものである。

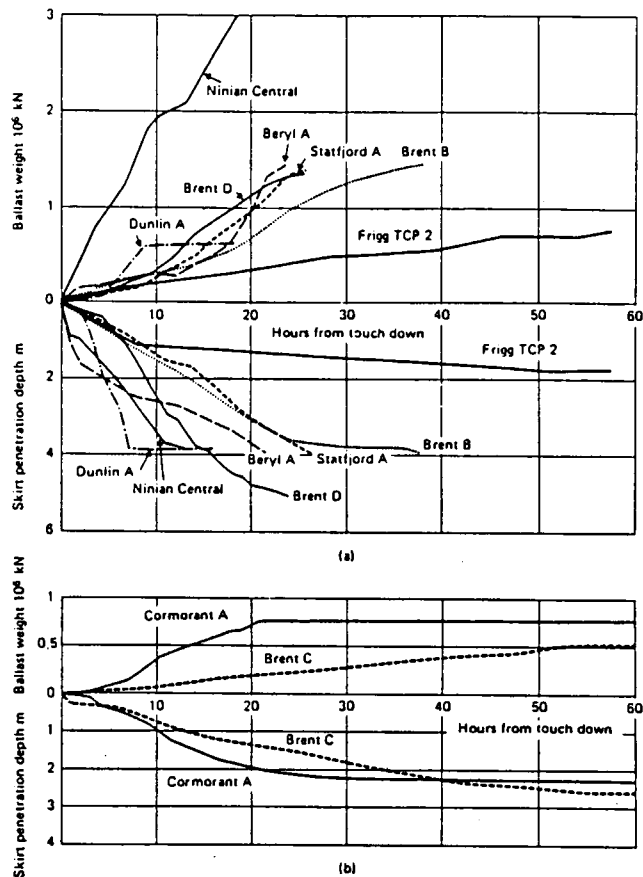
(4) 底版部接地

スカートが貫入するとプラットフォーム底版が海底面と接する。この時、地盤の凹凸、底版面の形状によっては底版に過大な応力が発生することがある。これを防止するためには沈設作業中の監視が重要であり、適切なバラストコントロールが必要になる。

(5) グラウト注入

グラウト注入は、底版全体に荷重を分散させ、スカート貫入の進行を防いでプラットフォームを鉛直に保ち、暴風時に底版下の水が流出するのを防止するために行われる。

グラウトの施工は、注入パイプを通し、重力のみの作用でスカート隔室内に流入させており、グラウトポンプを使用しない工法が一般的に行われている。このため、グラウトは比重の差によってスカート隔室内の海水と置換することになり、スカート隔室内の海水の排水パイプから押し出されることになる。グラウト注入パイプは隔室の中央に設置され、注入パイプの先端にはグラウトボックスがあり、グラウト流入時の分離を防止するようになっている。一方、排水パイプは底版面から上に伸び、その先端は外海に接している。グラウト注入の最後には、排水パイプ中にグラウトコラムと呼ばれる柱ができ、スカート隔室内には一定の圧力が作用することになり、あらかじめ設置してある圧力計で確認できるようになっている。(図 4.1.25 参照)



Ballast weight and skirt penetration depth as a function of time for various platforms. (a) Steel skirts. (b) Concrete skirts used on sea tank structures.

図 4.1.24 スカートの貫入量，バラスト量と経過時間

グラウト注入中には次のことに注意する必要がある。

① グラウト注入中の隔壁内の過大な圧力。

② スカート隔壁からの水およびグラウトの漏洩。

①の対策として、圧力計が反応し始めた時点から、高流量で行っている注入をゆっくりとした注入に変える必要がある。

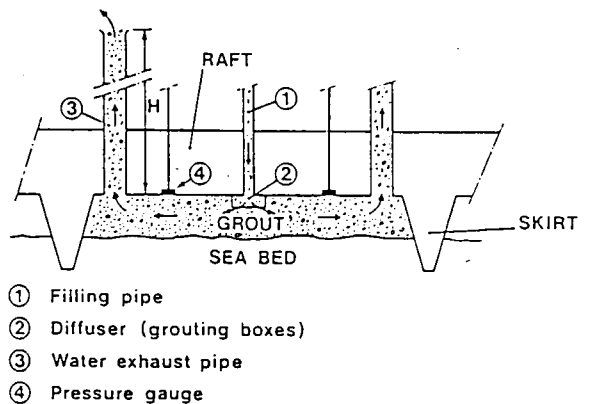
②については、注入中スカート隔壁内の水圧をモニターで監視することで対処する。

過去のグラウト注入において問題が起った例としては、

① Brent B油田の Condeep プラットフォーム (1975年)

② Frigg TP-1 油田 (1976年), Cormorant A 油田 (1978年) の Sea Tank プラットフォーム

があり、①の場合、グラウト注入パイプの破損により、セル本体の中へグラウトが洩れ出した。この復旧作業に時間がかかり、工程が遅れたと報告されている。②の場合は海底面上にグラウトが漏洩したものである。その原因



Overpressure at the end of the filling :

$$\Delta p = H \times (\gamma_{\text{grout}} - \gamma_{\text{seawater}})$$

図 4.1.25 グラウト施工法

としては、スカート貫入時にパイピングによりスカート下部に間げきができたため、あるいはプレキャストスカートの継ぎ目のシーリングが不十分であったためと考えられている。しかし、1978年のBrent C油田のSea Tankプラットフォームでは、グラウト技術の改善とゆっくりとしたスカート貫入で洩れを小さくすることができたと報告されている。(図4.1.23参照)

次に、グラウト材料の品質・強度・量について述べる。

1979年にNorwegian Geotechnical Instituteは、グラウトに必要な特性として以下のことをあげている。

- ① グラウトの単位体積重量 $12 \sim 15 \text{ KN/m}^3$ ($1.2 \sim 1.5 \text{ tf/m}^3$)。
- ② 28日圧縮強度で $500 \sim 3000 \text{ KN/m}^2$ ($5 \sim 30 \text{ kgf/cm}^2$)を下回らない。
- ③ ブリージングがなるべく2%よりも小さい。
- ④ 熟放射が小さい。
- ⑤ 注入後凝結するまでの時間が6～8時間を下回らない。
- ⑥ 粘性が小さい。
- ⑦ 置換する海水を一掃し、海水との混合が起こらない。

上記の特性を満たすものとして、シリカセメントのグラウトが最もよく用いられる。

また、1977年Solmarineは上記以外の必要項目として次のことをあげている。

- ⑧ 現場での運搬を簡単にし、単位コストを下げるため、設計強度を得るための材料をできるだけ少なくする。
- ⑨ マッシュファンネル粘度30秒
- ⑩ 凝結温度は、外気温が 7°C の時、躯体中で 25°C を越えない。

スラグセメントが 300 kg/m^3 含まれているグラウトにおいて上記の特性を満足し、グラウトの安定は添加材 52 g/m^3 で得られたと報告されている。

過去におけるグラウト施工例を表4.1.8に示す。

表4.1.8 グラウト施工例

Structure	Year Installed	Approximate Grout Quantity, m^3	Grouting Time, Days	Max. Tilt at End of Grouting, Degree
Beryl A	1975	9,800	20	0.08
Brent B	1975	7,800	20	0.04
Brent D	1976	6,400	10	•
Statfjord A	1977	7,200	8	0.06
Dunlin A	1977	•	14	•
Frigg TCP-2	1977	13,700	9	0.08
Brent C	1978	4,500	13	0.01
Ninian Central	1978	6,000	9	•
Cormorant A	1978	7,500	17	0.03

• Not available yet

参 考 文 献

- 1) O. Eide, O. Kjekstad, and E. Brylawski ; Installation of Concrete Gravity Structures in North Sea, Marine Geotechnology, Volume 3, Number 4
- 2) North Sea Report ; Precise Placement of Gravity Structures, Ocean Industry February 1981
- 3) A. A. Denton : Towing requires special guidelines, Offshore, May 1982
- 4) North Sea Report : Precise Placement of Gravity Structures, OCEAN INDUSTRY, FEB. 1981
- 5) L. Pliskin : REMOVAL OF CONCRETE GRAVITY PLATFORMS, OTC 3475, 1979
- 6) DET NORSKE VERITAS. : RULES FOR THE DESIGN CONSTRUCTION AND INSPECTION OF OFFSHORE STRUCTURES, 1977
- 7) O. Eide 他 : Installation of Concrete Gravity Structures in the North Sea, NORWEGIAN GEOTECHNICAL INSTITUTE, PUBLICATION NR. 129, 1979
- 8) O. Eide 他 : Foundation Engineering for Gravity Structures in the Northern North Sea, NORWEGIAN GEOTECHNICAL INSTITUTE, PUBLICATION NR. 154, 1984
- 9) C. BOON 他 : STABILITY OF GRAVITY-TYPE PLATFORMS BY FILLING UNDER THE RAFT, OTC 2963, 1977
- 10) O. Eide 他 : Installation of the Shell / Esso Brent B Condeeep Production Platform, OTC 2434, 1976

4.2 地震時の安全性に関する調査研究

4.2.1 設計地震動の設定方法

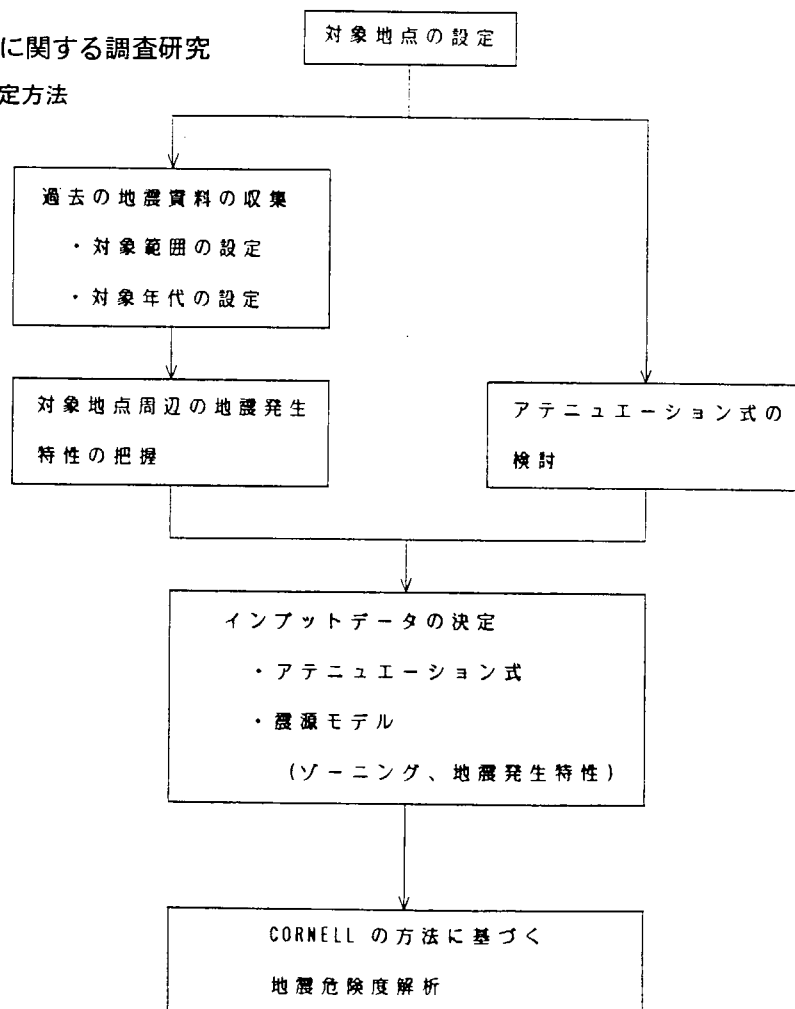


図 4.2.1 地震危険度解析ブロックフロー

(1) はじめに

設計震度の設定方法には、過去の地震記録から統計的に判断する方法と地質構造等から決定論的に判断する方法がある。

前回報告書（S 60年 3月）では、一般的な方法として「新耐震設計法（案）」に示されている手法について述べているが、本報告書では統計的に判断する方法の中で最も進んでいると思われる「C. A. Cornell による手法」について説明する。

この手法は、既往地震のマグニチュードと震央距離のみから判断する一般的な手法と異なり、震央距離、震源深さ、マグニチュード等の地震記録より震源域のゾーニングを行い、地震発生確率をポアソン分布に従うと仮定した上で、ある対象地点における地震々度の確率分布を求め、再現期間内での最大地震々度の期待値を求める方法である。つまり、既往の地震データより時間的・空間的な確率分布を仮定することで、より合理的に地震危険度を求める方法と言える。

本解析におけるブロックフローを図 4. 2. 1 に示す。

(2) 解析手法の概要

(a) 解析モデル

- (i) 震源域を扇形でモデル化する。（図 4. 2. 2）
- (ii) 震源の深さは一定とする。
- (iii) 地震は、空間的には震源域のどこでも一様に発生し、時間的には年平均発生率 ν のポアソン過程に従うと仮定する。年平均発生率 ν は過去の地震資料から次式で求める。

$$\nu = \frac{N}{A}$$

ここに、 N は A 年間にこの震源域で発生したマグニチュード m_0 以上の地震の数。

- (iv) 発生する地震のマグニチュードの分布は

Gutenberg - Richter の関係式に従うとする。

$$\text{(図 4. 2. 3) 即ち, } \log_{10} N(m) = a - b m \quad (4. 2. 2)$$

ここに、 $N(m)$ はマグニチュード m 以上の地震数である。係数の a 、 b は過去の地震資料から決定する。

(4. 2. 2) 式より、マグニチュード m の確率分布関数 $F_M(m)$ が求まる。

$$F_M(m) = \frac{1 - \exp \{-2.3 b (m - m_0)\}}{1 - \exp \{-2.3 b (m_1 - m_0)\}}, \quad m_0 \leq m \leq m_1 \quad (4. 2. 3)$$

(b) 最大加速度 y の年超過確率

震源距離 R の地点にマグニチュード M の地震が起きたときの対象地点の最大加速度 Y が次式で表わされるとする。

$$Y = f(M, R) \quad (4. 2. 2')$$

上式は、アテニュエーション式と呼ばれるものであるが、既に多くの式が提案されているので、その中から条件にあうものを選べばよい。

$R = r$ の地点に地震が発生した時、対象地点の最大加速度 Y がある値 y 以上になる確率は次式で

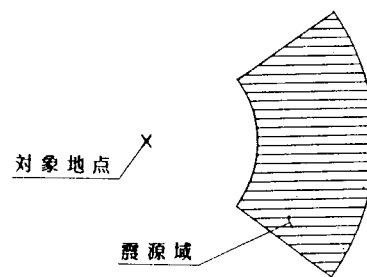


図 4. 2. 2

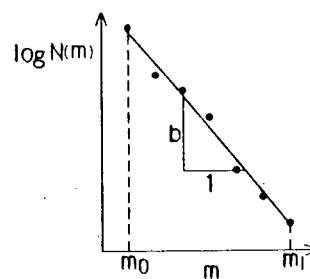


図 4. 2. 3

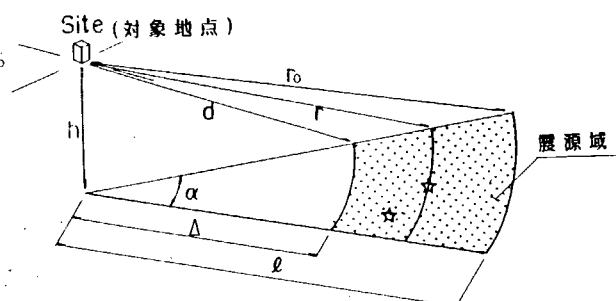


図 4. 2. 4

表わされる。

$$\begin{aligned} P[Y > y | R = r] &= P[M > f^{-1}(y, r)] \\ &= P[M > m] \\ &= 1 - F_M(m) \end{aligned}$$

ここに, $m = f^{-1}(y, r)$

この扇形の震源域に地震が発生したとき, 対象地点の最大加速度 Y がある値 y 以上になる確率は, 震源距離 R の確率密度関数 $f_R(r)$ を導入し, 4.2.5 式を $d < r < r_0$ の範囲で積分することによって得られる。

$$P[Y > y] = \int_d^{r_0} P[Y > y | R = r] f_R(r) dr \quad (4.2.6)$$

ここに,

$$f_R(r) = \frac{2r}{r_0^2 - d^2} \quad (4.2.7)$$

対象地点での最大加速度 Y がある値 y を超える地震の発生は, 年平均発生率 $P[Y > y] \cdot \nu$ ポアソン過程に従うから, この震源域の地震によって, t 年間に対象地点の加速度 Y がある値 y を n 回超える確率は次式で表わされる。

$$P_N(n) = \frac{\exp(-P[Y > y] \cdot \nu \cdot t) \cdot (P[Y > y] \cdot \nu \cdot t)^n}{n!} \quad (4.2.8)$$

したがって, この震源域の地震によって, 1 年間に対象地点の加速度 Y がある値 y を一度も超えない確率は次式で表わされる。

$$F_{Y_{\max}}(y) = \exp(-P[Y > y] \cdot \nu) \quad (4.2.9)$$

震源域が複数ある場合, すべての震源域の地震によって, 1 年間に対象地点の加速度 Y がある値 y を一度も超

$$\begin{aligned} F_{Y_{\max}}(y) &= \prod_j \exp(-P_j[Y > y] \cdot \nu_j) \quad \text{えない確率は次式で表わされる。} \\ &= \exp(-\sum_j P_j[Y > y] \cdot \nu_j) \end{aligned} \quad (4.2.10)$$

故に, 1 年間に対象地点の最大加速度 Y がある値 y を一回以上超える確率 (年超過確率) は次式で表わされる。

$$P[Y_{\max} > y] = 1 - F_{Y_{\max}}(y) \quad (4.2.11)$$

また再現期間 T_y は, $P[Y_{\max} > y]$ の逆数で与えられる。

図 4.2.5 に, 最大加速度の y の年超過確率算定の全体フローを示した。

(3) 解析例

解析例として, 東京および大阪の地震危険度解析結果を示す。

(a) 使用した過去の地震資料

- ・ 1926 ~ 1981 年の気象庁資料
- ・ マグニチュード 5 以上の地震
- ・ 対象地点から 200 km 以内の地震

(b) 使用したアテニュエーション式

$$\log Y = 0.318 M - 0.973 \log R + 1.28$$

ここに, Y ; 基盤の最大加速度

M ; マグニチュード

R ; 震源距離 (km)

(c) 対象地点周辺の地震発生特性及びゾーニング

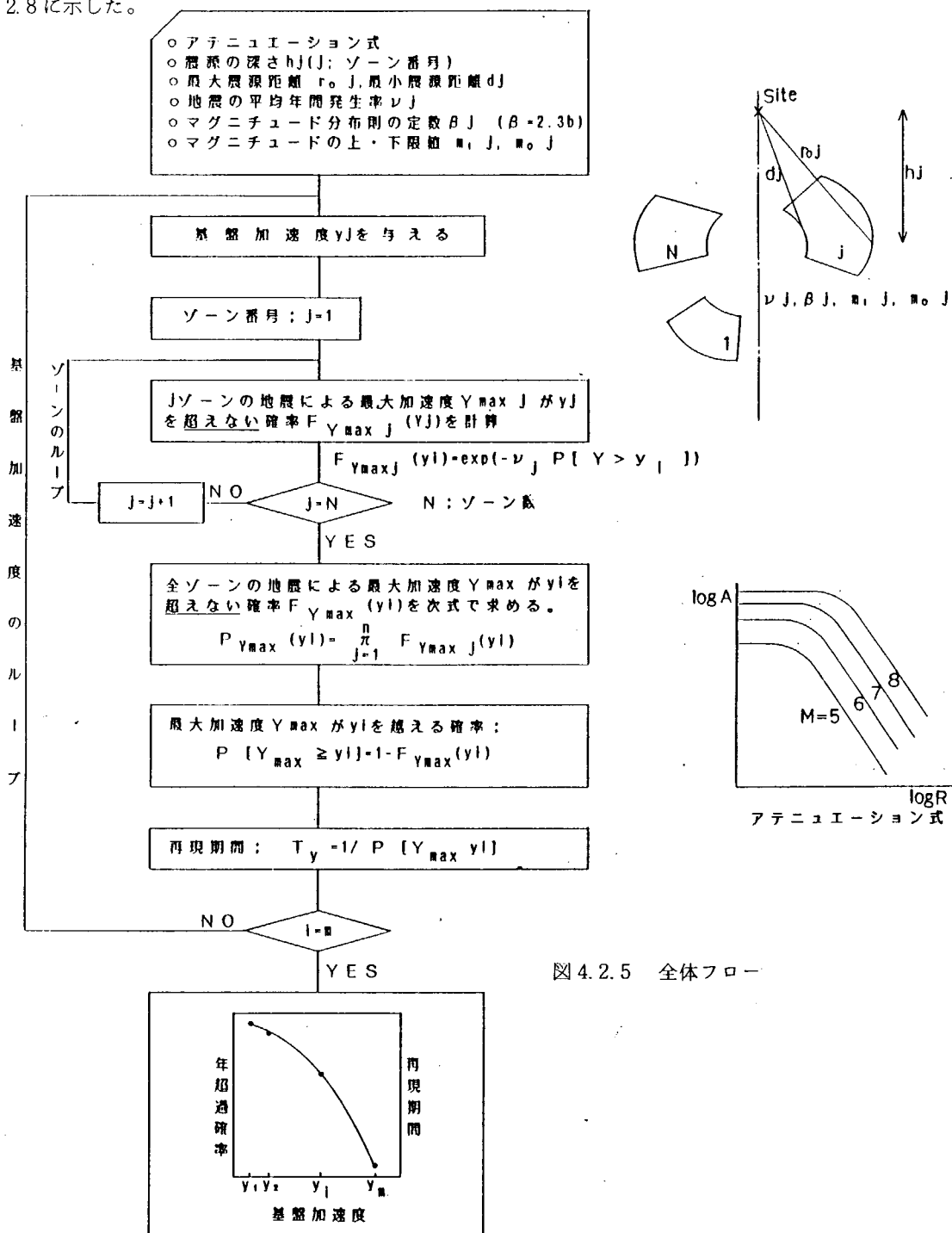
対象地点周辺の震央マップとゾーニングを図4.2.6，図4.2.7に示す。

全ゾーンの地震の年平均発生率 ν および b 値は次のとおりである。

	年平均発生率	b 値
東京	12.8	1.30
大阪	5.57	0.84

(d) 基盤最大加速度と年超過確率の関係

図4.2.8に示した。



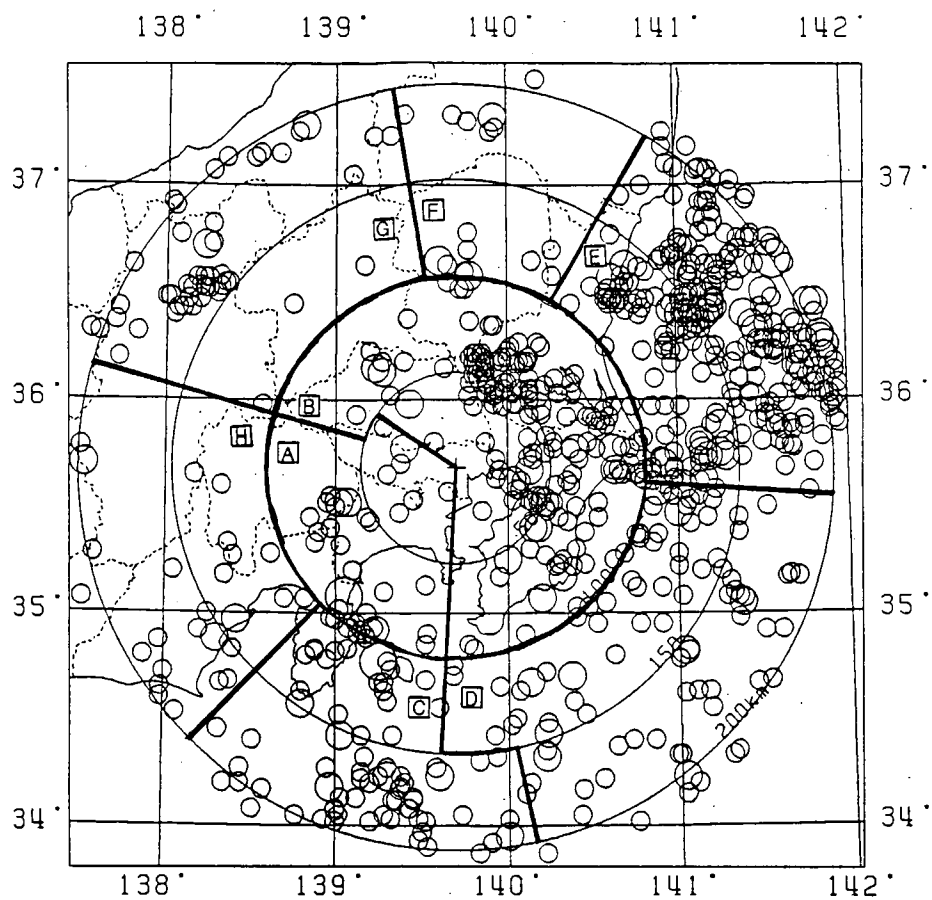


図 4.2.6 震央の分布とゾーニング (東京)

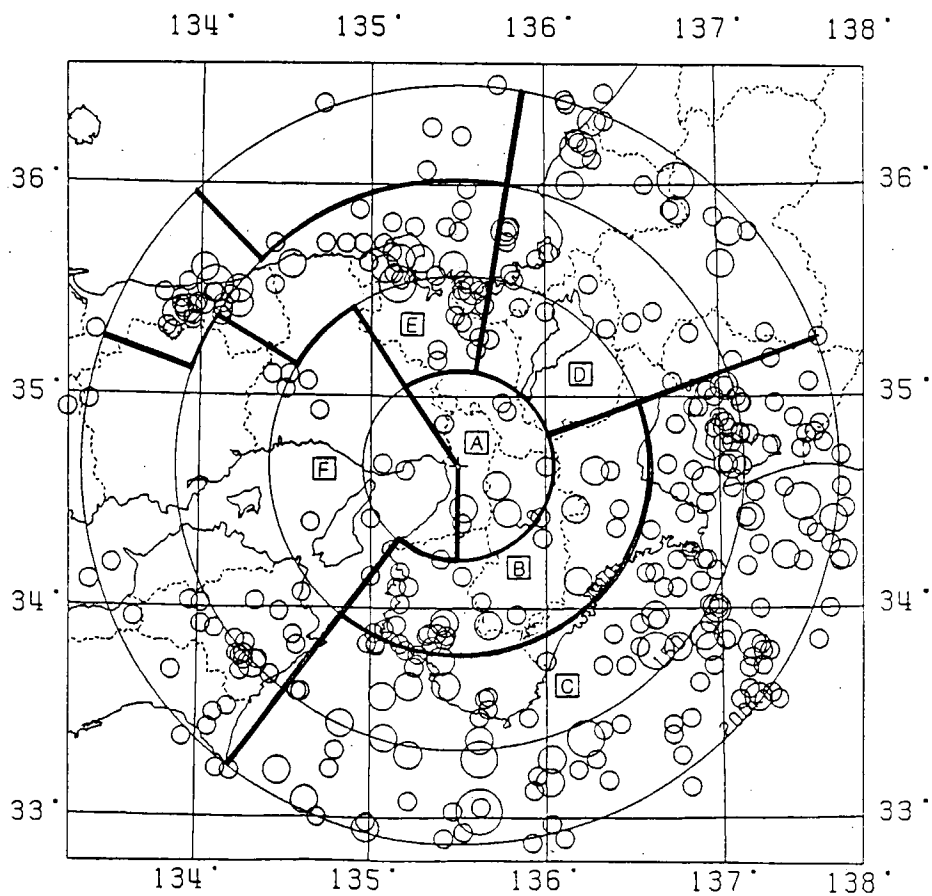


図 4.2.7 震央の分布とゾーニング (大阪)

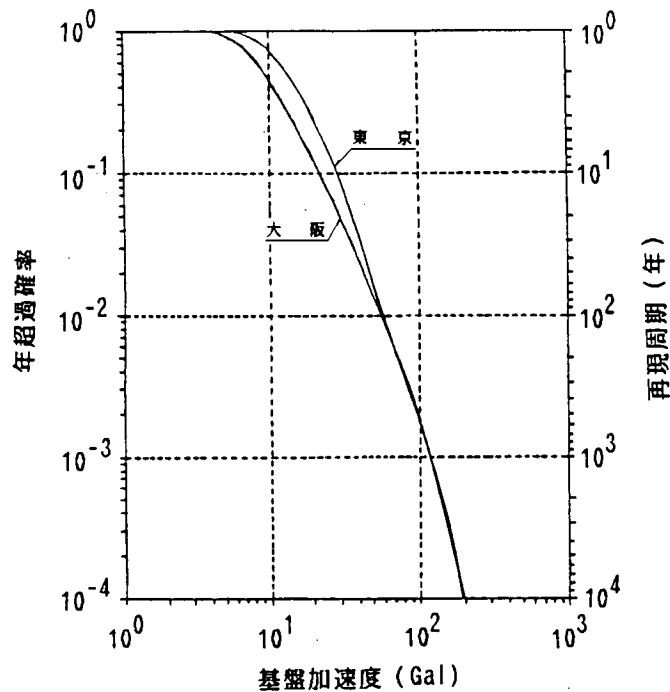


図 4.2.8 基盤最大加速度と年超過確率

4.2.2 付加質量の計算方法

(1) はじめに

地震時の付加質量の計算方法としては、前回報告書（S 60年 3 月）の中で Westergaard の式、Jacobsen の式等による計算方法を示したが、本報告書ではこれら既往の研究成果及び各種基準における計算式をまとめると共に、固有関数展開法により付加質量の計算を行い水の圧縮性、表面波による影響について検討し、さらに各種基準式の適用性及び耐震設計への適用についても検討した。

(2) 従来の地震時動水圧算定法

(a) 従来の研究

動水圧に関する研究はかなり古くから行なわれており、最初の例はダムに作用する動水圧を求めた Westergaard の研究（1933）であろう。最近では人間の海洋への進出気運が高まる中で多くの研究者たちが動水圧について研究を重ねている。特に電子計算機の発達により高度で複雑なものへのアプローチも可能となり、数多い研究成果が生まれている。ここで、従来行なわれている研究の根本的な考え方を説明し、研究成果を若干紹介する。

最初に、多くの研究の根本的な考え方を説明する。図 4.2.9 に考え方のフローを示す。まず、流体場を保存力の場合であると仮定し流れの連続条件を速度ポテンシャル（ ϕ ）で記述する。この基礎方程式と

- ① 自由表面の条件
- ② 海底面の不透過条件
- ③ 構造物表面の不透過条件
- ④ 無限遠方の放射条件

の 4 つの境界条件を満足する速度ポテンシャル（ ϕ ）を誘導する。動水圧は求まった速度ポテンシャル（ ϕ ）を構造物表面に沿って時間（ t ）で微分することにより計算できる。各研究とも多少の相違はあるものの基本的には図 4.2.9 のフローに沿った解析を行っており、各研究の工夫は方程式の解法と境界条件の表現方法の 2 つに見ることができる。方程式の解法を分類すると、

- ① 固有関数展開法

② 境界積分法（グリーン関数法）

③ 有限要素法

の3種となる。

一方，境界条件の表現方法については先に示した構造物表面での不透過条件を工夫することにより，

① 構造物の形状特性

② 構造物の剛性

等を考慮した解析が行われている。

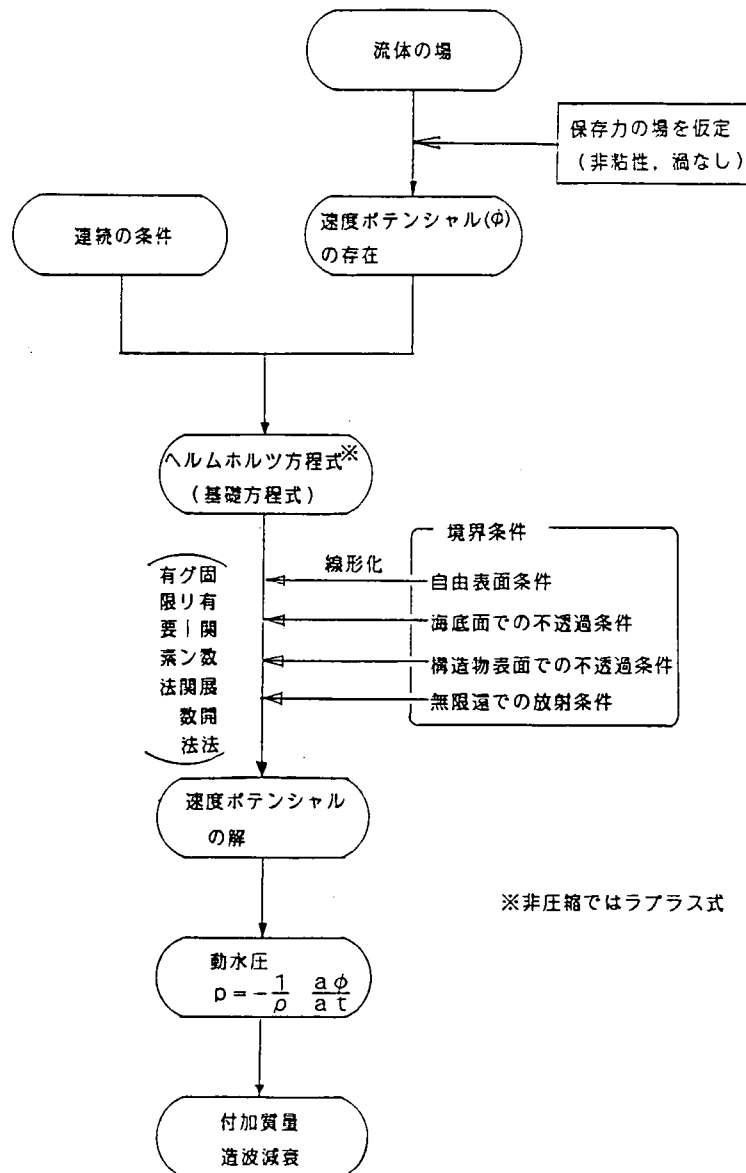


図 4.2.9 解析フロー図

次に三次元の水中構造物に作用する地震時動水圧に関する代表的研究例を紹介する。桜井・土岐は円筒構造物について動水圧分布を求めたが、これらの研究が日本での先駆的な研究と思われる。小坪らはだ円形筒構造物について動水圧分布を求めたのをはじめ，多柱基礎に対する動水圧の2次元及び3次元論的考察を行い，その理論の妥当性を2次元実験で検証した。さらに，任意配置・任意柱径の円筒群に対する煩雑な計算を必要としない動水

圧の解析法を示しその解析結果を実験結果と比較した。喜岡は、グリーン関数法を用い、全没水円筒構造物の付加質量を求め、Byrd の実験結果と比較しその妥当性を確めた。清川らは、面対称構造物の付加質量を解析的（固有関数展開法）に求め、従来不明確であった矩形断面構造物の付加質量特性を明らかにした。また、軸対称構造物に対して流体の圧縮性を考慮した解析を行い、その影響を論じている。さらに、全没水円筒構造物についてもポテンシャル接続法（固有関数展開法的一种）を用いて動水圧を求め、喜岡の結果と比較した。田中は、片持梁の振動特性を有する弾性円柱の付加質量について論じている。西岡らは、高周波領域で低振幅振動する円柱体に作用する流体力を振動実験により解明し、不規則、非定常な地震が入力する場合の構造物の応答を数値シミュレーション結果と比較した。

(b) 簡易算定法

(a)で述べたように、構造物表面の境界条件のもとで流体場の速度ポテンシャルを求めることにより、構造物表面に作用する動水圧を求めることができる。しかし、その数値計算が非常に複雑となることより、従来より数々の簡易算定法が提案されている。ここでは、動水圧の各種簡易算定法と各種基準類の動水圧算定法を紹介する

(i) 各種提案式

水中で剛振動する単円柱に対する付加質量係数の深さ方向分布を表わす近似式は、次の通りである。(動水圧分布にするためには付加質量係数 $\times \rho \times A \times K_H$ (ρ :流体の単位重量 (t/m^3), A :円柱断面積 (m^2), K_H :水平震度) とすればよい。)

(イ) 桜井の式

$$C_M = \left(1 - \frac{Z}{H}\right)^{\frac{D}{2H}}, \text{ ただし } \frac{D}{H} \leq 0.3$$

(ロ) 土岐の式

$$C_M = \left(1 - \frac{1}{4} \frac{D}{H}\right) \cdot \left(1 - \frac{Z}{H}\right)^{\frac{1}{3}}, \text{ ただし } \frac{D}{H} \leq 2.0$$

(ハ) 小坪の式-(1) (だ円柱も可)

$$C_M = C \left(1 - \frac{Z}{H}\right)^{\beta}, \text{ ただし } \frac{D}{H} \leq 2.0$$

ここで C , β は D/H の値に応じて決まる定数で下図より求める。図 4.2.11, 図 4.2.12 の h は水深、 d_2 はだ円の運動方向厚、 d_1 はそれに直角方向幅である。

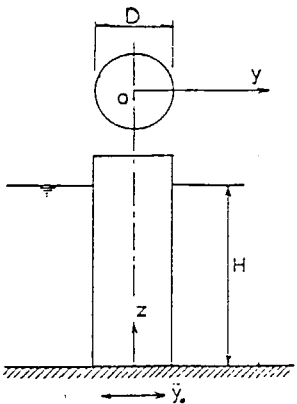


図 4.2.10 座標系

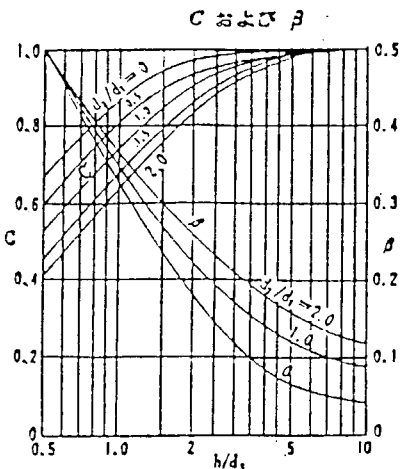


図 4.2.11

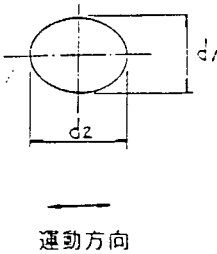


図 4.2.12

(二) 小坪の式-(2)

$$C_M = C_F \left(1 - \frac{Z}{H}\right)^{\beta_F} \left(1 + \frac{Z}{H}\right)^3,$$

$$\text{ただし } \frac{D}{H} \leq 1.0$$

上式は影響が大きい範囲で水の圧縮性及び表面波の効果を考慮している。

C_F , β_F は D/H , C_H の値に応じて定まる値で図 4.2.13 より求まる。ここで, $C_H = \omega H / C$ (ω = 角周波数 ($= 2\pi / T$), C : 流体中の音波伝播速度)

(ホ) Westergaard (ウェスターガード) の式

貯水池の堤体(直立壁)に作用する動水圧の近似式としてウェスターガード式がある。本節では主に三次元円柱が対象だが, 参考としてここに紹介する。

$$p = \frac{7}{8} \omega_0 \alpha \sqrt{h y}$$

$$P_d = \int_0^y p dy = \frac{7}{12} \omega_0 \alpha h^{\frac{1}{2}} y^{\frac{3}{2}}$$

$$Y = \frac{2}{5} y$$

ここに p : 任意の点の動水圧 (t / m^2)

P : 動水圧による全水平力 (t / m)

Y : P_d の作用点

ω_0 : 流体の単位体積重量 (t / m^3)

α : 地震の水平震度

(ii) 各種基準類

内外の基準での動水圧の記述についてまとめる。海洋構造物の耐震設計に用いられる国際基準には

- DnV 基準
- API-RP-2A
- ACI 357R-78

がある。前者2つは鋼製ジャケットタイプの構造物を対象としており, 最後のものは具体的な手法の記述は見当たらない。

国内の海洋構造物関連の主要な基準における動水圧について記述を分類すると表 4.2.1 になる。各基準は壁状構造物に対しては多少の相違はあるものの前述のウェスターガードの近似式を用いて動水圧を規定している。一方, 柱状構造物に対しては構造物周囲での水の廻り込みを考慮し, 断面形状に応じて動水圧を規定している。その他, 上下地震動による動水圧や内水による動水圧を規定しているものもある。

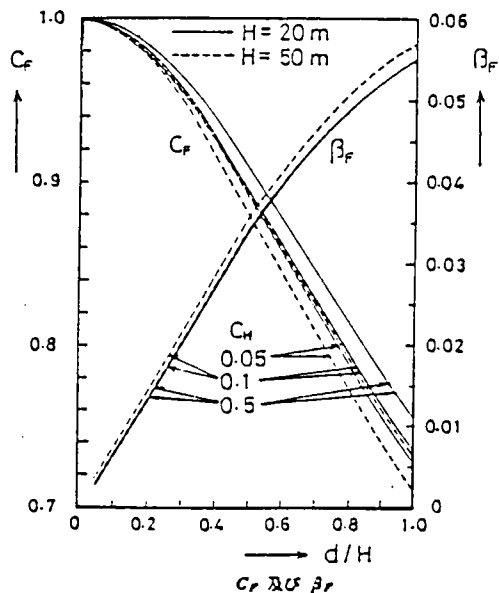


図 4.2.13

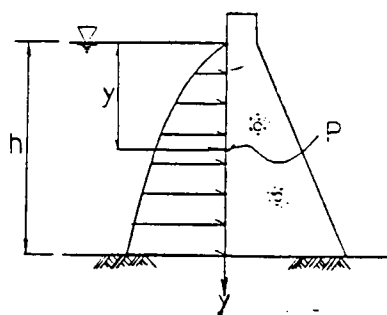


図 4.2.14

表 4. 2. 1

基 準 名	年 月	発行所	動 水 圧			
			壁状構造物	柱状構造物	上下地震動	内 水
道路橋示方書・同解説 V. 耐震設計編	昭和55年5月	日本道路協会	○	○	—	—
下部構造設計基準・同解説	1977	本州四国 連絡橋公団	○	○	—	—
海洋コンクリート構造物設計施工指針（案）	1977	土木学会	○壁体の 傾斜考慮	○	—	○
海洋鋼構造設計指針（案）	昭和48年8月	土木学会	○	○	○	—
港湾の施設の技術上の基準・同解説	昭和53年3月	日本港湾協会	○	—	—	○
（参考）海洋構造物の設計・施工および 検査に関する規則	1977 （1979改訂）	ノルウェー 船級協会	ジャケット構造部材の形状に応じた付加質量係数 と抗力係数			

以下に各基準の抜粋を挙げる。基準によっては動水圧の算定法が全く同様なものがあるが、ここではすべてを紹介することにする。

(4) 道路橋示法書・同解説 V 耐震設計編

(1) 壁状構造物に作用する動水圧

片面にのみ水が存在する壁状構造物に作用する動水圧およびその作用位置は、式(3.5.1)、式(3.5.2)により算出するものとする(図-3.5.1参照)。

$$P = \frac{7}{12} k_h w_0 b h^2 \quad \dots\dots\dots (3.5.1)$$

$$h_g = \frac{1}{2} h \quad \dots\dots\dots (3.5.2)$$

ここに、

P : 構造物に作用する全動水圧 (t)

k_h : 4.2に規定する設計水平震度

w_0 : 水の単位重量 (t/m³)

h : 水深 (m)

h_g : 地盤面から全動水圧の合力作用点までの距離 (m)

b : 動水圧の作用方向に直角方向の躯体幅 (m)

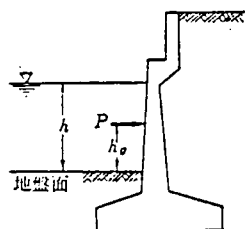


図-3.5.1 壁状構造物に作用する動水圧

(2) 柱状構造物に作用する動水圧

周辺を完全に水でとり囲まれた柱状構造物に作用する動水圧およびその作用位置は、式(3.5.3)、式(3.5.4)、式(3.5.5)、式(3.5.6)により算出するものとする(図-3.5.2参照)。

$\frac{b}{h} \leq 2.0$ の場合

$$P = \frac{3}{4} k_h w_0 b^2 h \left(1 - \frac{b}{4h}\right) \quad \dots\dots\dots (3.5.3)$$

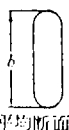
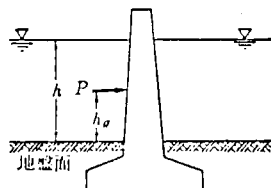
$2.0 < \frac{b}{h} \leq 3.1$ の場合

$$P = \frac{3}{8} k_h w_0 b^2 h \quad \dots\dots\dots (3.5.4)$$

$3.1 < \frac{b}{h}$ の場合

$$P = \frac{7}{6} k_h w_0 b h^2 \quad \dots\dots\dots (3.5.5)$$

$$h_g = \frac{1}{2} h \quad \dots\dots\dots (3.5.6)$$



平均断面

図-3.5.2 柱状構造物に作用する動水圧

(1) 壁体構造物

$$P_y = \frac{7}{8} \mu \cdot K_D \cdot w_0 \cdot \sqrt{h \cdot y}$$

$$P = \frac{7}{12} \mu \cdot K_D \cdot w_0 \cdot b \cdot h^2$$

$$y_a = \frac{3}{5} h$$

ここに P_y : 水面から y (m) における動水圧 (t/m^2)

P : 水面から海底までの動水圧の合力 (t)

y_a : 動水圧の合力の作用位置の水面からの距離 (m)

μ : 構造物背面の水の有無による補正係数

(背面に水がない場合は 1.0, ある場合は 2.0)

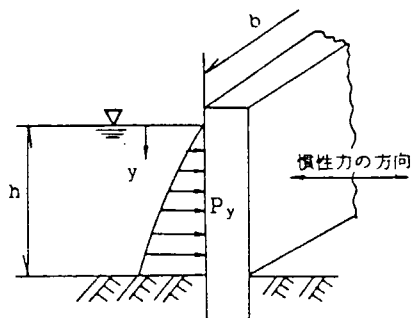
K_D : 設計水平震度

w_0 : 海水の単位重量 (t/m^3)

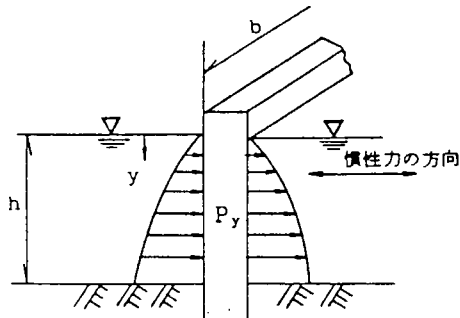
h : 構造物の位置での水深 (m)

y : 着目位置の水深 (m)

b : 地震に直角方向の構造物の幅 (m)



(a) 背面に水がない場合



(b) 背面に水がある場合

(2) 柱状構造物

$$P_y = \alpha \cdot \beta \cdot K_D \cdot w_0 \cdot A \cdot \sqrt[3]{\frac{y}{h}}$$

$$P = \frac{3}{4} \cdot \alpha \cdot \beta \cdot K_D \cdot w_0 \cdot A \cdot h$$

$$y_a = \frac{4}{7} h$$

ここに P_y : 水面から y (m) における動水圧 (t/m)

P : 水面から海底までの動水圧の合力 (t)

y_a : 動水圧の合力の作用位置の水面からの距離 (m)

α : 運動様式による補正係数 (1.0)

β : 構造物の形状による補正係数

$$b/h \leq 2 \text{ の時, } \beta = \frac{b}{a} (1 - b/4h)$$

$$2 \leq b/h \leq 4 \text{ の時 } \beta = \frac{b}{a} (0.7 - b/10h)$$

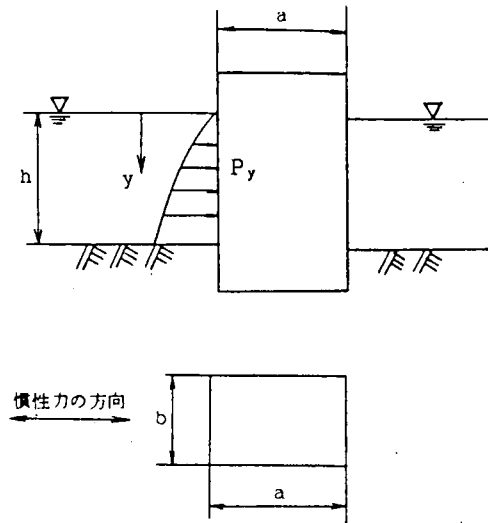
K_D : 設計水平震度

w_0 : 海水の単位重量 (t/m^3)

A : 構造物の水平断面積 $a \times b$ (m^2)

Y : 着目位置の水深 (m)

h : 構造物の位置での水深 (m)



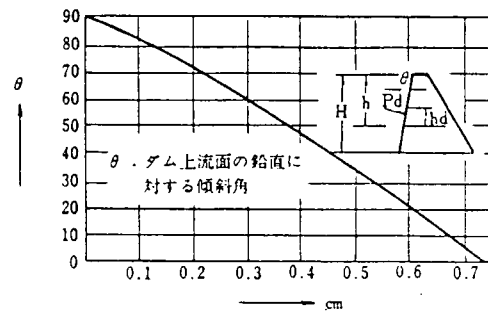
(イ) 海洋コンクリート構造物設計施工指針 (案)

(1) 壁体に作用する地震時動

水圧は次式により求めるものとする。

$$P_d = C w_0 k H$$

$$C = \frac{C_m}{2} \left[\frac{h}{H} \left(2 - \frac{h}{H} \right) + \sqrt{\frac{h}{H} \left(2 - \frac{h}{H} \right)} \right] \quad \dots\dots\dots (75)$$



解説図 26

ここに, P_d : 深さ h における動水圧 (t/m^3)

w_0 : 水の単位重量 (t/m^3)

k : 設計震度

H : 水面から基礎地盤までの水深 (m)

h : 水面から動水圧を求める点までの水深 (m)

C_m : P_d が最大となるときの C 値

ただし, 壁体が鉛直に近い場合は次式を用いても差支えない。

$$P_d = \frac{7}{8} w_0 k \sqrt{H \cdot h} \quad \dots\dots\dots (76)$$

(2) 柱状体に作用する地震時動水圧は次式により求めるものとする。ただし, $b/a \leq 3$ とする。

$b/H \leq 2$ の場合

$$P_d = \alpha k w_0 A \frac{b}{a} \left(1 - \frac{b}{4H} \right) \sqrt{\frac{h}{H}}$$

$2 \leq b/H \leq 4$ の場合

$$P_d = \alpha k w_0 A \frac{b}{a} \left(0.7 - \frac{b}{10H} \right) \sqrt{\frac{h}{H}}$$

..... (79)

ここに、 P_h ：海面から深さ h (m) における地震時水圧 (t/m)

α ：運動様式による補正係数 (通常は $\alpha = 1.0$)

A ：構造物の水平断面積 (m²)

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)

中詰の間隙を占める水については慣性力を考え、動水圧は考慮しない。

(3) 中空部の水圧による動水圧は次式による。

直方体の空間を占める水がその空間の一辺と平行な方向に振動する地震を受けたときに、その振動方向に垂直な壁面に作用する動水圧は次式により求めるものとする。

$$P_d = \pm \frac{7}{8} C k w_0 \sqrt{H \cdot h} \quad \dots\dots\dots (77)$$

ここに、 P_d ：動水圧 (t/m²)

L ：水が占める空間の振動方向の長さ (m)

C ：補正係数

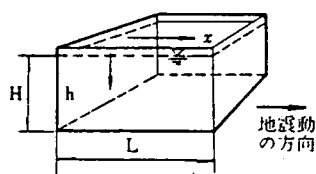
$$\frac{L}{H} < 1.5 \text{ のとき} \quad C = \frac{L}{1.5 H}$$

$$\frac{L}{H} \geq 1.5 \text{ のとき} \quad C = 1.0$$

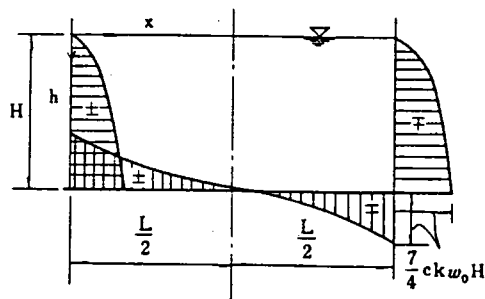
このとき、底面に作用する動水圧は次式により計算する。

$$P_d = \pm \frac{7}{8} C k w_0 H \frac{\cosh\left(\frac{\pi}{2} \cdot \frac{x}{H}\right) - \cosh\left(\frac{\pi}{2} \cdot \frac{L-x}{H}\right)}{\sinh\left(\frac{\pi}{2} \cdot \frac{L}{H}\right)} \quad \dots\dots\dots (78)$$

ここに、 x ：振動方向に垂直な壁面から動水圧を求める点までの距離 (m)



解説図 27



解説図 28

(二) 海洋鋼構造物設計指針（案）

2.9.6 水の付加質量と地震時動水圧

構造物固有振動周期の計算にあたっては、適当量の水の付加質量を、応力計算に当っては適当な動水圧を考慮するものとする。動水圧の作用方向は慣性力の方と一致させるものとする。付加質量は動水圧から換算するものとする。

(1) 壁状構造物の動水圧

片面にのみ水が存在するものとみなしてよい壁状構造物の動水圧は次式による。

$$P = \frac{7}{12} K_h W_0 b H^2 \dots\dots\dots (2.9.4)$$

$$H_g = \frac{1}{2} H \dots\dots\dots (2.9.5)$$

ここに、 P ：構造物に加わる全動水圧

K_h ：水平方向設計震度

W_0 ：水の単位重量

H ：水深

H_g ：全動水圧の合力作用点の
海底からの距離

b ：動水圧の作用方向に直角
方向の躯体幅

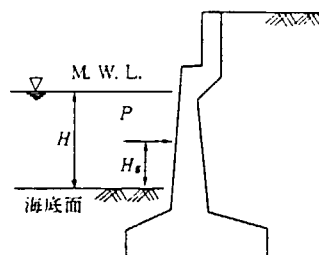


図2.9.3

(2) 柱状構造物の動水圧

周辺を完全に水でとりこまれた柱状構造物の動水圧はつぎの式による。

$$\frac{b}{H} \leq 2.0 \text{ のとき } P = \frac{3}{4} K_h W_0 b^2 H \left(1 - \frac{b}{4H} \right) \dots\dots\dots (2.9.6)$$

$$\frac{b}{H} \geq 2.0 \text{ のとき } P = \frac{3}{8} K_h W_0 b^2 H \dots\dots\dots (2.9.7)$$

$$H_g = \frac{1}{2} h \dots\dots\dots (2.9.8)$$

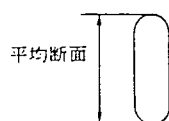
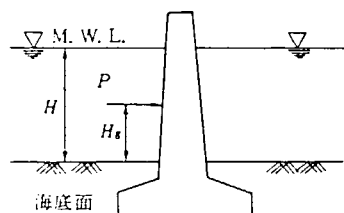


図2.9.4

2.9.7 海中構造物中に空隙がある場合の動水圧

図 2.9.5 のように海中構造物の内部に空隙がある場合には，地震上下動によって，動水圧 P が働く。

分布動水圧 P は次式により与えられる。

$$P = K_y W_0 H \quad \dots\dots\dots (2.9.9)$$

ここに， K_y ：鉛直方向震度

W_0 ：水の単位重量

H ：動水圧作用点の深さ

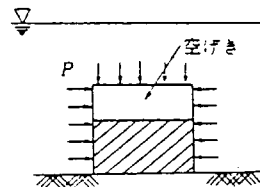


図 2.9.5

(中) 港湾の施設の技術上の基準・同解説

(1) 壁体に作用する動水圧は式 (解 12.9) により算定する。

$$p_{dw} = \pm \frac{7}{8} k \gamma_w \sqrt{Hy} \quad \text{(解 12.9)}$$

ここに

p_{dw} ：動水圧 (t/m^2)

k ：設計震度

γ_w ：水の単位体積重量 (t/m^3)

y ：水面から動水圧を求める点までの深さ (m)

H ：水深 (m)

(2) 直方体状の空間を占める水がその空間の一辺と平行な方向に振動する地震動を受けたときに，その振動方向に垂直な壁面に作用する動水圧は式 (解 12.10) により計算する (図-解 12.2 参照)。

$$p_{dw} = \pm \frac{7}{8} c k \gamma_w \sqrt{Hy} \quad \text{(解 12.10)}$$

ここに

p_{dw} ：動水圧 (t/m^2)

k ：設計震度

γ_w ：水の単位体積重量 (t/m^3)

y ：水面から動水圧を求める点までの深さ (m)

H ：水深 (m)

L ：水が占める空間の振動方向の長さ (m)

c ：補正係数

$$\frac{L}{H} < 1.5 \text{ のとき} \quad c = \frac{L}{1.5H}$$

$$\frac{L}{H} \geq 1.5 \text{ のとき} \quad c = 1.0$$

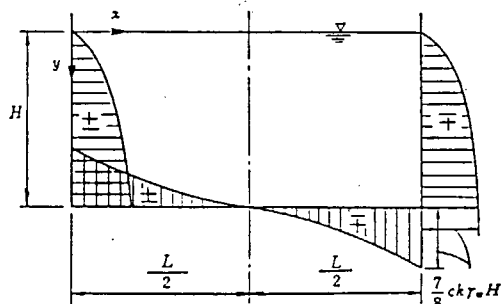
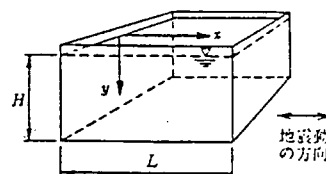


図-解 12.2 直方体状の中空部の水による動水圧

このとき底面に作用する動水圧は，式 (解 12.11) により計算する。

$$p_{dw} = \pm \frac{7}{8} c k \gamma_w H \frac{\cosh\left(\frac{\pi}{2} \frac{x}{H}\right) - \cosh\left(\frac{\pi}{2} \frac{L-x}{H}\right)}{\sinh\left(\frac{\pi}{2} \frac{L}{H}\right)} \quad \text{(解 12.11)}$$

ここに

x ：振動方向に垂直な壁面から動水圧を求める点までの距離 (m)

(3) 固有関数展開法による地震時動水圧の算定

(a) 解析概要

固有関数展開法による地震時動水圧の解析解の誘導及び解析上の仮定について考察する。

(i) 基礎方程式

流体場が保存力の場合であると仮定すれば、流体場は速度ポテンシャル ϕ が存在し、質量保存の条件（連続の条件）を用いれば速度ポテンシャルは次式で記述される。

$$\nabla^2 \phi = \frac{1}{c^2} \frac{\partial^2 \phi}{\partial t^2} \quad (4.2.12)$$

ここで c は音速

いま、 $\phi = \phi e^{i\omega t}$ とおくと 4.2.12 式は

$$\nabla^2 \phi + \frac{\omega^2}{c^2} \phi = 0 \quad (4.2.13)$$

と変形されヘルムホルツの方程式となる。この式は $c \rightarrow \infty$ とすると（流体の圧縮性を無視する） $\nabla^2 \phi = 0$ のラプラスの方程式となる。（4.2.13）式を円筒座標系（ r, θ, z ）で書き換えると

$$\frac{\partial^2 \phi}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial \phi}{\partial r} + \frac{1}{r^2} \frac{\partial^2 \phi}{\partial \theta^2} + \frac{\partial^2 \phi}{\partial z^2} + \frac{\omega^2}{c^2} \phi = 0 \quad (4.2.14)$$

となる。

(ii) 境界条件

(1) 自由表面条件

自由表面上での境界条件は次の 2 式で与えられる。

$$\frac{\partial \eta}{\partial t} + \frac{\partial \phi}{\partial x} \cdot \frac{\partial \eta}{\partial x} + \frac{\partial \phi}{\partial y} \cdot \frac{\partial \eta}{\partial y} - \frac{\partial \phi}{\partial z} = 0 \quad \text{at } z = \eta \quad (4.2.15)$$

$$-\frac{\partial \phi}{\partial t} + \frac{1}{2} q^2 + g\eta = 0 \quad \text{at } z = \eta \quad (4.2.16)$$

ここで η : 自由表面位置

$$q^2 = \left(\frac{\partial \phi}{\partial x} \right)^2 + \left(\frac{\partial \phi}{\partial y} \right)^2$$

（4.2.15）式は一般に運動学的境界条件と言われるもので、自由表面（ $Z = \eta$ ）の移動速度は水面での水粒子の鉛直方向速度と等しいということを表わしている。2.2.5 式は力学的境界条件であり、自由表面では圧力は大気圧（ $= 0$ ）に等しいことを示している。（4.2.15）式（4.2.16）式はともに非線形である。表面波の波高が非常に小さいと仮定し（4.2.15）式、（4.2.16）式を $Z = 0$ まわりでテーラー展開して 2 次以上の微小項を無視すると（4.2.15）式、（4.2.16）式は以下のように線形化される。

$$\frac{\partial \eta}{\partial t} + \frac{\partial \phi}{\partial z} = 0 \quad \text{at } z = 0 \quad (4.2.17)$$

$$-\frac{\partial \phi}{\partial t} + g\eta = 0 \quad \text{at } z = 0 \quad (4.2.18)$$

（4.2.17）式と（4.2.18）式より η を消去すれば

$$\frac{\partial^2 \phi}{\partial t^2} + g \frac{\partial \phi}{\partial z} = 0 \quad \text{at } z = 0 \quad (4.2.19)$$

となる。

(4.2.19) 式が自由表面での線形化された境界条件であるが、 $\phi = \phi e^{i\omega t}$ とおけば (4.2.19) 式は

$$-\frac{\omega^2}{g}\phi + \frac{\partial\phi}{\partial z} = 0 \quad \text{at } z = 0 \quad (4.2.20)$$

と変形できる。

(ロ) 海底面の不透過条件

海底面上では水粒子の出入りはなく、海底面は一種の流線と考えられる。したがって、鉛直方向の水粒子速度はゼロ、すなわち、次式となる。

$$\frac{\partial\phi}{\partial z} = 0 \quad \text{at } z = -h \quad (4.2.21)$$

(ハ) 構造物表面での不透過条件

構造物表面では水粒子は構造物と同じ運動をするので次式が成立する。

$$\frac{\partial\phi}{\partial n} = n_x \frac{\partial A}{\partial t} \quad \text{at 構造物表面} \quad (4.2.22)$$

ここで n : 構造物表面での単位法線ベクトル

n_x : 単位法線ベクトルの振動方向成分

A : 構造物の変位

いま、構造物が剛体で調和振動を行うと仮定すれば

$$A = a_0 e^{i\omega t}$$

となり、かつ $\phi = \phi e^{i\omega t}$ とおくと (4.2.22) 式は次式となる。

$$\frac{\partial\phi}{\partial n} = n_x i\omega a_0 \quad \text{at 構造物表面} \quad (4.2.23)$$

(ニ) 放射条件

Sommerfeld によればヘルムホルツ方程式の外部境界値問題は解の一意性が保証されるために (4.2.24) 式を満足する必要がある。(4.2.24) 式の物理的意味は無限遠方での波は outgoing wave のみであるということである。

$$\lim_{r \rightarrow \infty} \sqrt{r} \left(\frac{\partial\phi}{\partial r} - i k_0 \phi \right) = 0 \quad \text{at infinity} \quad (4.2.24)$$

ここで $\phi = \phi e^{i\omega t}$

$$k_0 : k_0 \tanh k_0 h = \frac{\omega^2}{g} \text{ の実根}$$

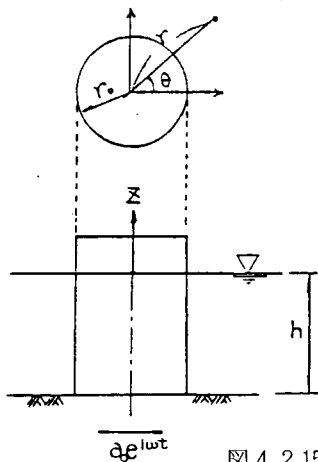


図 4.2.15 座標系

(iii) 解析解

前述までの内容をここで整理する。流体中で調和振動する剛体の円筒構造に対する速度ポテンシャル(ϕ)は、 $\phi = \phi e^{i\omega t}$ と変数分離することにより (4.2.25) 式～ (4.2.29) 式に示す境界値問題を解けば求まる。基礎方程式

$$\frac{\partial^2 \phi}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial \phi}{\partial r} + \frac{1}{r^2} \frac{\partial^2 \phi}{\partial \theta^2} + \frac{\partial^2 \phi}{\partial z^2} + \frac{\omega^2}{c^2} \phi = 0 \quad (4.2.25)$$

境界条件

$$\frac{\partial \phi}{\partial z} - \frac{\omega^2}{g} \phi = 0 \quad \text{at } z = 0 \quad (4.2.26)$$

$$\frac{\partial \phi}{\partial z} = 0 \quad \text{at } z = -h \quad (4.2.27)$$

$$\frac{\partial \phi}{\partial n} = i\omega a_0 \cos \theta \quad \text{at } r = r_0 \quad (4.2.28)$$

$$\lim_{r \rightarrow \infty} \sqrt{r} \left(\frac{\partial \phi}{\partial r} - i k_0 \phi \right) = 0 \quad \text{at infinity} \quad (4.2.29)$$

$$k_0 : k_0 \tanh k_0 h = \frac{\omega^2}{g} \text{ の実根}$$

(イ) 速度ポテンシャル

(4.2.25) 式～ (4.2.29) 式を満足する解は

$$\begin{aligned} \phi(r, \theta, z, t) = i\omega a_0 \left\{ \frac{4 \sinh \lambda_0 h \cosh \lambda_0 (z+h)}{k_0 \{ \sinh 2 \lambda_0 h + 2 \lambda_0 h \}} \cdot \frac{H_0^{(1)}(k_0 r)}{H_1^{(1)}(k_0 r_0)} \right. \\ + \sum_{n=1}^N \frac{4 \sin \lambda_n h \cos \lambda_n (z+h)}{k_n \{ \sin 2 \lambda_n h + 2 \lambda_n h \}} \cdot \frac{H_1^{(1)}(k_n r)}{H_1^{(1)}(k_n r_0)} \\ + \sum_{n=N+1}^{\infty} \frac{4 \sin \lambda_n h \cos \lambda_n (z+h)}{k_n \{ \sin 2 \lambda_n h + 2 \lambda_n h \}} \cdot \frac{K_1(k_n r)}{K_1(k_n r_0)} \Bigg\} \\ \times \cos \theta \cdot e^{i\omega t} \end{aligned}$$

ここに、 $H_0^{(1)}$: 1 次の第1種ハンケル関数

K_1 : 1 次の第2種変形ベッセル関数

λ_0 : $\lambda_0 \tanh \lambda_0 h = \frac{\omega^2}{g}$ の解

λ_n : $\lambda_n \tan \lambda_n h = -\frac{\omega^2}{g}$ の解

$$\left. \begin{aligned} k_0 : k_0 &= \sqrt{\lambda_0^2 + \frac{\omega^2}{c^2}} \\ k_n : k_n &= \sqrt{\left| \lambda_n^2 - \frac{\omega^2}{c^2} \right|} \end{aligned} \right\} \quad (4.2.31)$$

N : $\lambda_n^2 \leq \frac{\omega^2}{c^2}$ を満たす n の最大値 (整数)

(4.2.30) 式の第1項は表面発生波の影響のために、第2項は流体の圧縮性の影響のために付け加わる項である。

ただし、圧縮性の影響は (4.2.30) 式より明らかなように第2項のみに現われるのではなく、すべての項に現われる。

(ロ) 動水圧

任意点における動水圧 p は次式で与えられる。

$$p = -\rho \frac{\partial \phi}{\partial t} \quad (\rho: \text{水の密度}) \quad (4.2.32)$$

この動水圧による円筒深さ方向単位長さ当りの水平力 f は

$$f(z, t) = \int_0^{2\pi} p(r_0, \theta, z, t) \cdot r_0 \cdot \cos \theta \, d\theta \quad (4.2.33)$$

で求まる。(4.2.33) 式を計算すると f は

$$f(z, t) = M(z) \cdot \underbrace{(-a_0 \omega^2 e^{i\omega t})}_{\text{振動加速度}} + D(z) \cdot \underbrace{(ia_0 \omega e^{i\omega t})}_{\text{振動速度}} \quad (4.2.34)$$

ここに

$$M(z) = -\pi \rho r_0 \left[\frac{8 \sinh \lambda_0 h \cdot \cosh \lambda_0 (z+h) \cdot \{A_0 J_1(k_0 r_0) + B_0 Y_1(k_0 r_0)\}}{k_0 (\sinh^2 \lambda_0 h + 2 \lambda_0 h) \cdot (A_0^2 + B_0^2)} \right. \\ \left. + \sum_{n=1}^N \frac{8 \sin \lambda_n h \cdot \cos \lambda_n (z+h) \{A_n J_1(k_n r_0) + B_n Y_1(k_n r_0)\}}{k_n (\sin^2 \lambda_n h + 2 \lambda_n h) \cdot (A_n^2 + B_n^2)} \right. \\ \left. - \sum_{n=N+1}^{\infty} \frac{8 \sin \lambda_n h \cdot \cos \lambda_n (z+h) \cdot K_1(k_n r_0)}{k_n (\sin^2 \lambda_n h + 2 \lambda_n h) \{K_0(k_n r_0) + K_2(k_n r_0)\}} \right] \\ D(z) = \pi \omega \rho r_0 \left[\frac{8 \sinh \lambda_0 h \cdot \cosh \lambda_0 (z+h) \cdot \{A_0 Y_1(k_0 r_0) - B_0 J_1(k_0 r_0)\}}{k_0 (\sinh^2 \lambda_0 h + 2 \lambda_0 h) \cdot (A_0^2 + B_0^2)} \right. \\ \left. + \sum_{n=1}^N \frac{8 \sin \lambda_n h \cdot \cos \lambda_n (z+h) \{A_n Y_1(k_n r_0) - B_n J_1(k_n r_0)\}}{k_n (\sin^2 \lambda_n h + 2 \lambda_n h) \cdot (A_n^2 + B_n^2)} \right] \\ \left\{ \begin{array}{ll} A_n = J_0(k_n r_0) - J_2(k_n r_0) & J_m: m \text{ 次の第1種ベッセル関数} \\ B_n = Y_0(k_n r_0) - Y_2(k_n r_0) & Y_m: m \text{ 次の第2種ベッセル関数} \end{array} \right.$$

となり、振動加速度に比例する部分と振動速度に比例する部分に分離できる。

(4.2.34) 式で $M(Z)$ を付加質量、 $D(Z)$ を減衰定数と呼ぶことにする。

(iv) 解析上の仮定の妥当性

ここでは、解析上の仮定を整理しその妥当性を考察する。

(イ) 解析上の仮定

解析上の仮定を以下のとおりである。

- ① 流体場は保存力場である。(ポテンシャルが存在する)
- ② 自由表面で発生する波は微小振幅波である。
- ③ 構造物は剛体である。
- ④ 構造物の振動は調和振動である。

以上4つの仮定のうち①、②は流体場に関する仮定であり、構造物に作用する流体力(動水圧)と密接に関連している。③、④は流体力を解析的に解くための便法である。ここでは、流体場に関する仮定①②について考察を行う。

(ロ) 保存力場の仮定

ここで言う“保存力場”とは渦なし・非粘性で流体の運動は重力のみに支配されている場を意味する。

“保存力の場”と実現象を比較すると、相違点は表面張力の作用と物体運動に伴う造渦現象（粘性の影響の結果）があげられる。

① 表面張力の影響

表面張力の影響により発生する波に表面張力波があるが、その周期は、0.07秒以下、波長は1.7 cm以下である。確かに、構造物が0.1秒以下の短周期振動をした時、表面張力波は発生するが、その波高は高々1～2 mmであり影響を議論するにはあまりにも小さい。

② 粘性の影響

粘性の影響で一番顕著なものは海底面あるいは構造物表面での造渦現象によるエネルギー逸散である。一般に、波が存在する流体場では水粒子の運動は振動流的であるため、海底面付近の境界層（粘性の影響で渦が発生し乱流状態になっている層）は一方向流（たとえば開水路流れ）のように十分発達できない。そのため、粘性の影響は海底面近傍に限られ流体場を保存力の場としても実現象とはほぼ相違ないと言える。一方、構造物表面の影響は小型構造物ほど現われる。たとえば、モリソン式中の速度に比例する流体力（抗力）は粘性による（渦の放出による）エネルギー逸散の結果として生じる力である。したがって、粘性によるエネルギー逸散は主に物体表面からの渦の放出という形で生じ、その結果生じる流体力が構造物の挙動に多大な影響を与える可能性がある。たとえば、自由浮体の運動をポテンシャル理論で解析した場合、ロール運動を強振点付近で説明できない事例は渦放出の効果を示す端的な例と言える。そこで、物体が振動した場合の渦の発生・放出について従来の研究をもとに考察する。Keulegan & Carpenter は調和振動をする振動流中に置かれた円柱の表面では振動振幅が円柱の直径の半分以下の場合、顕著な流れの剥離は起らず、流れはポテンシャルで記述できることを明らかにした。また、Batehlor は静水中で振動する円柱で、振動振幅が直径の1/3以下である時、 KC 数 $< 2\pi/3$ ならば円柱表面での剥離は発生せず振動円柱に作用する減衰力は円柱表面での摩擦力に起因するとした。

地震動のように地盤の絶対変位がせいぜい数10cmの場合、上記の研究成果を考えると構造物表面での流れの剥離（渦の放出に対応）は起らず流れの場を構造物表面近傍を除いてポテンシャルで記述しても問題はないといえる。

（参考－1）ポテンシャル理論の適用限界

（参考－2）物体表面での摩擦力によるエネルギー損失

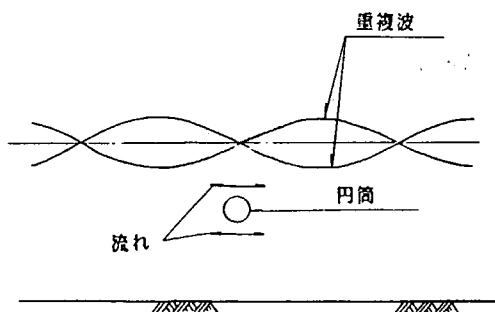


図 4.2.16 振動流

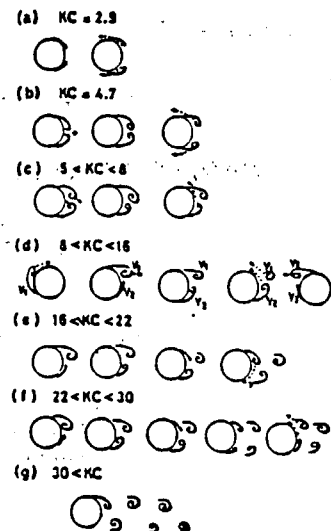


図 4.2.17 渦の発生状況

(参考－1) ポテンシャル理論の適用限界

ポテンシャル理論の適用限界を振動流中に設置された円筒まわりの造渦現象に関する実験報告を参照にして考察する。実験は図 4. 2. 16 に示すように 2 次元水路に重複波を造り出し重複波の節に起こる振動流を利用して行った。

図 4. 2. 17 は円筒まわりの渦の発生・放出状況を示している。KC 数 ($= U_m T / D$; U_m : 流速の振幅, T : 重複波の周期, D : 円筒の直径) が 3 程度で渦の発生が見られ 5 以上で円筒表面から渦が放出する。さらに KC 数が大きくなると一周の間に複数の渦が放出する。原論文では、渦のようすがさらに詳細に記述されており、渦放出の限界 KC 数は 5 であると結論づけている。KC 数 = 5 とは、一様流中の円柱のカルマン渦の発生条件であるストロハルス数 ($= D / U T_s$; D : 円筒直径, U : 流速, T_s : カルマン渦の発生周期) $= 0.2$ に対応している。

図 4. 2. 18 は渦放出の限界と円筒の振動周期、直径との関係を示す。縦軸は KC 数であり、横軸は振動周期 (T) を直径 (d) と重力加速度 (g) で無次元化したものである。振動加速度 (a) をパラメータにして 5 種の直線を示している。

$\alpha = 0.2$ (入力加速度 (a) 200gal) の場合、 $T^2 g / 2 \pi d = 25$ のとき KC 数が 5 となり渦の放出が起る。すなわち、直径 10 m の構造物なら周期 13 秒以上、直径 50 m の構造物なら周期 28 秒以上の振動が起れば構造物表面から渦が放出させ粘性の影響による流体力が生じるということである。この図によると、直径 10 m 以上構造物に対して振動加速度にもよるが振動周期が 8 秒以内でないと渦放出は起らないといえる。一方、地震の卓越周期は 0.01～1 秒程度であることを考えると本報告で想定しているマシブな大型構造物では構造物表面での渦放出は起らず粘性による影響はほとんど無視しうると考えられる。

(参考－2) 物体表面での摩擦力によるエネルギー損失

Batchelor によれば振動振幅が円柱の直径の $1/3$ 以内である時、 $KC < 2\pi/3$ (≈ 2.1) ならば、円柱表面での剥離は発生せず、振動円柱に作用する減衰力は円柱境界に作用する摩擦力によるものと考え、このときの抗力係数として

$$C_D = 4\pi \left(\frac{\nu}{2\omega a_0^2} \right)^{\frac{1}{2}} \quad (4.235)$$

ここに、 ν : 動粘性係数 ($10^6 \text{ m}^2 \cdot \text{s}$)

$$\text{振動波形} = a_0 \sin \omega t$$

を提案している。モリソン式で現われる抗力

$$f_D = C_D \cdot \frac{\rho_0}{2} v |v| \times D \quad (\text{m 当り}) \quad (4.236)$$

は振動波形を $x = a_0 \sin \omega t$ とおくと次式のように線形化される。

$$\begin{aligned} f_D &= C_D \cdot \frac{4}{3\pi} \rho_0 \cdot \omega a_0 D \times v \\ &= C_D \cdot \frac{4}{3} \pi \rho_0 \cdot \omega a_0 \cos \omega t \\ &= 4\pi \left(\frac{\nu}{2\omega a_0^2} \right)^{\frac{1}{2}} \frac{4}{3\pi} \rho_0 \cdot \omega^2 a_0^2 \cdot D \cos \omega t \\ &= 3.77 \times \sqrt{\nu \rho_0} \cdot \omega^{\frac{3}{2}} \cdot a_0 \cdot D \cos \omega t \end{aligned} \quad (4.237)$$

一方、慣性力は

$$f_1 = M a = \frac{\pi}{4} D^2 \cdot \rho \cdot (-a_0 \omega^2 \sin \omega t) \quad (4.2.38)$$

(m 当り)

今、慣性力と抗力の比を取ると

$$\frac{\text{抗力}}{\text{慣性力}} = \frac{|f_D|}{|f_1|} = \frac{3.77 \sqrt{\nu} \rho_0 \omega^{\frac{3}{2}} \cdot D a_0}{0.785 D^2 \rho \omega^2 a_0} \quad (4.2.39)$$

$$\rho_0 = 1.03 \text{ t/m}^3 \quad \rho = 2.45 \text{ t/m}^3 \quad \nu = 10^{-6}$$

とすると (4.2.39) 式は

$$R = 2 \times 10^{-3} \frac{1}{\sqrt{\omega} D} \quad (4.2.40)$$

振動周期が 0.01 ~ 1 秒、直径 1 m 以上の場合、

$$R < 10^{-3}$$

であり、抗力は慣性力に比較してはるかに小さく、摩擦力による力は無視しうることが明らかである。

(v) 微小振幅波の仮定

構造物の振動により自由表面上に波が発生する。自由表面上の境界条件は前述のように非線形であるので、 $H/L \ll 1$ (H : 波高, L : 波長) の条件 (微小振幅) のもとに線形化を行った。地震動による地盤変位 (構造物が剛体なら構造物の絶対変位) は 10cm オーダーであると考えられるので、特に問題はないと思われる。

(b) 数値計算結果

(i) 記号・用語の定義

今後使用する記号・用語を以下のように定義する。

D : 円筒直径

H : 水深

T : 振動周期

a_0 : 振動振幅

ρ : 流体密度

C_M : 付加質量係数

$$C_M(Z) = \frac{M(Z)}{\rho \pi (D/2)^2}$$

C_V : 減衰係数

$$C_V(Z) = \frac{D(Z)}{\rho \pi (D/2)^2 \cdot \omega}$$

M_V : 動水圧係数

$$M_V(Z) = \frac{1}{\rho \pi (D/2)^2} \sqrt{M(Z)^2 + \frac{D(Z)^2}{\omega^2}}$$

$M(Z)$, $D(Z)$ は (4.2.34) 式の付加質量と減衰定数

(ii) 付加質量係数

まず、付加質量係数について議論を進めていく。(4.2.30) 式、(4.2.31) 式を見れば、地震時動水圧は、

① 円筒の振動

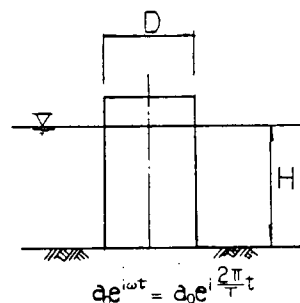


図 4.2.19

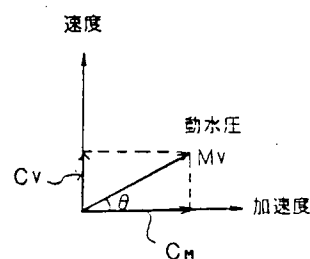


図 4.2.20

② 流体の圧縮性

③ 表面波

の3つの要素の影響を受ける。簡単のために、流体の圧縮性と表面波の影響を除いた場合について考察する。流体の圧縮性と表面波の影響を除くと(4.2.34)式は $D(Z) = 0$ となり、動水圧は振動加速度に比例する力のみになる。したがって、(i)に示した定義によれば付加質量係数(C_M)は動水圧係数(M_V)と等しくなる。

図4.2.21は非圧縮・表面波なしの場合の付加質量係数である。縦軸は付加質量係数(表示は動水圧係数であるが実質的には同じである)であり、横軸は円筒の直径と水深の比(D/H)である。付加質量係数は自由表面の影響を受け深さ方向に分布を持つが(図4.2.22参照)、ここでは深さ方向に平均した値を用いる。

D/H が小さくなる(円筒が細長くなる)と付加質量係数は大きくなり1に近づく。非圧縮流体中を非定常運転する円柱の付加質量の理論値は $\rho\pi a^2$ (a :円柱の半径)であり、付加質量係数が1に相当する。これは $D/H \rightarrow 0$ の極限に対応し計算値に一致する。逆に、 D/H が大きくなる(扁平な円筒になる)と付加質量係数は小さくなりゼロに漸近する。図4.2.22に付加質量係数の深さ方向分布を示す。図中の●印は田中が $D/H = 1.0$ の模型で行った実験値であり、この値はよく理論を説明している。

(iii) 流体の圧縮性の影響

2.2.19式の第2項が流体の圧縮性を考慮することにより付加される項であるが、これは N 個の進行波成分により成っている。

発生限界は、

$$H > (N - \frac{1}{2}) \pi C \cdot \frac{1}{W}$$

ここで C : 流体中の音速

で表現できる。この式によると、高振動・大水深ほど圧縮性が大きく影響することがわかる。

図4.2.23は振動周期と圧縮性の影響度合の関係を示したものである。横軸は無次元化した周期である。縦軸の M_V^* は非圧縮・表面波なしの場合の動水圧係数、 M_V は圧縮性を考慮した場合の動水圧係数である。すなわち、縦軸が0とは $M_V^* = M_V$ であり圧縮性の影響はないことを示し、縦軸が100%とは圧縮性のために動水圧係数が非圧縮の場合の2倍であるということである。この図より、 $CT/H < 10$ となると圧縮性の影響が現われると言える。図4.2.24は $CT/H < 10$ の範囲を図示したものであるが、通常地震の卓越周期領域で大水深ばかりでなく浅海域でも圧縮性の影響があることがわかる。

構造物の振動により生じる動水圧は圧縮性の影響により振動加速度と位相差を持つ(図4.2.25)。

このため、動的応答解析を行う場合は注意が必要である。図4.2.26と図4.2.27に付加質量係数と減衰係数の深さ方向分布を示す。

(iv) 表面波の影響

図4.2.28は無次元角振動数 $D\omega^2/g$ に対する表面波の影響を示したものである。

この図から、表面波の影響は $D\omega^2/g < 100$ で現われることがわかる。

図4.2.29に $D\omega^2/g = 4\pi D/g \cdot T^2 < 100$ の範囲を図示する。たとえば、振動周期1秒の場合直径25m以下、周期2秒の場合直径100m以下の構造物は表面波の影響を受ける。

動水圧は表面波の影響を受けると圧縮性の場合と同様に振動加速度と位相差を持つ。この位相差を図4.2.30に図示する。縦軸は深さ、横軸は位相差である。直径に比べ水深が浅くなるほど表面波の影響は相対

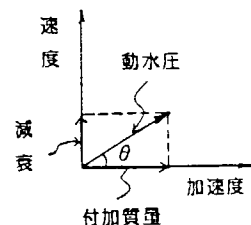


図 4.2.25

的に深い部分まで及ぶことがわかる。

図 4. 2.31 と図 4. 2.32 は付加質量係数と減衰係数の深さ方向分布の一例を示す。

(v) 周波数依存性

図 4. 2.33 は動水圧係数と振動周波数の関係を表わす。縦軸は動水圧係数、横軸は無次元化した角周波数である。動水圧係数は低周波数領域（長周期振動領域）と高周波数領域（短周期振動領域）で変化している。これは前節までの議論で明らかなように、前者で表面発生波、後者で流体の圧縮性の影響が現われたものである。

$100 < D \omega^2 / g < 4000$ の領域では動水圧係数は一定である。この領域は振動周期 $T = 0.6$ 秒 ~ 0.1 秒 ($D = 10$ m), $T = 1.4$ 秒 ~ 0.2 秒 ($D = 50$ m) に相当する。

(vi) 従来の簡易算定法との比較

従来設計に用いた動水圧の簡易算定法と本理論の若干の比較を行う。比較は付加質量係数の形で次の 2 つの簡易式について行う。

1) 本州四国連絡橋公団下部構造設計基準・同解説（1977）

2) ウェスターガードの簡略式

2) は壁体構造物に作用する動水圧式であるが、以下のように無次元化して比較する。

$$C_M(Z) = \frac{\frac{7}{8} K_H \omega_0 \sqrt{ZH}}{K_H \omega_0 H} = \frac{7}{8} \sqrt{\frac{Z}{H}}$$

図 4. 2.34 に $D/H = 0.1, 2.0, 4.0$ について比較したものを示す。この比較は流体の圧縮性や表面波の影響がない周波数領域で行った。直径と水深の比が大きくなる（扁平な円筒に近くなる）ほど本理論と本四公団の算定式はよく一致するが、直径と水深の比が小さいと結果は大きく違う。本四公団の算定式は橋脚のように比較的幅広の構造物に対する規準なので、細長い構造物に対しては近似の程度が悪いと考えられる。

(vii) 円筒構造以外への適用

(i) 没水円筒への応用

没水円筒に対する動水圧について 2, 3 の研究をもとに考察する。没水円筒に作用する動水圧は清川、喜岡らにより解析的に求められている。この値と本理論により推定した値を比較する。本理論では没水円筒に作用する動水圧を直接求めることはできないので、次の方法により推定する。図 4. 2.35 に示すように水面までの動水圧分布を求め、海底面から構造物天端までの部分が作用する動水圧とする。図 4. 2.36 は本理論の推定した値と他の研

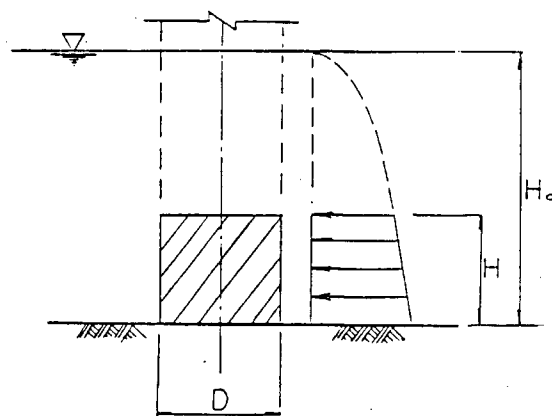


図 4. 2.35

究の解析値、実験値を比較したものを示す。縦軸は海底面から構造物天端までの平均付加質量係数、横軸は水深と構造物高との比である。 $H_0/H = 1$ とは構造物が水面まであるときであり本理論は清川の解析と一致し、実験値もよく説明する。 H_0/H が大きくなる程（構造物が深く水中に沈む程）本理論による推定値は清川や喜岡の解析値・Byrd の実験値と大きくずれている。すなわち、本理論による推定値は実際よりかなり大きな値となり、その傾向は水中に没する深さが深いほど顕著となる。

(ロ) 断面形状の効果

本理論は円筒を対象としているが、角筒に対する適用性を調べる。角筒は振動方向が辺に平行な場合と対角線に平行な場合の2種を考える。図4.2.37は本理論と角筒の場合の解析結果を付加質量の形で比較したものである。比較は $H/D = 1.0, 5.0$ について行っているが、付加質量分布は円筒と角筒ではかなり相違する。また、同じ角筒でも振動方向の違いにより大きく異なる。このように、角筒構造構造物に本理論をむやみに適用すると（たとえば、角筒を等価断面積の円筒に置き替えて解析する）危険側の解析となるので注意が必要である。図4.2.37によると付加質量係数は角筒円筒の1.3倍になっている（ $H/D = 1.0, H/D = 5.0$ の双方）。したがって、角筒に作用する動水圧の概略値は円筒の動水圧の1.3倍程度と考えれば十分である。

(c) ま と め

以上に述べた事項を以下に整理する。

- (i) 剛体円筒構造物が振動する時、構造物に動水圧が作用するが、この動水圧は固有関数展開法を用いて解析的に求めることができる。
- (ii) 動水圧係数は構造物が偏平になる（直径に比べ水深が小さくなる）程小さくなる。→図4.2.21参照
- (iii) 動水圧は一般的な地震の卓越周期（0.1～1秒）の範囲ではほぼ一定である。しかし、構造物の振動周期に依っては、流体の圧縮性や表面波の影響によりその値は大きく変化する。→図4.2.33参照
- (iv) 流体の圧縮性や表面波の影響は付加質量の変化ならびに速度に比例する流体力（造波減衰）の発生という形で現われる。
- (v) 流体の圧縮性の影響は大水深構造物や高周波振動領域で顕著に現われる。→図4.2.23参照
- (vi) 表面波の影響は直径が小さい構造物や低周波振動領域で顕著に現われる。→図4.2.28参照
- (vii) 振動が非常に長周期（たとえば、直径10mで8秒以上）の場合、粘性による造渦現象が顕著になり本理論は現象を十分説明できない。逆に、一般の地震の卓越周期の範囲では本理論の適用性は非常によいと言える。
- (ix) 没水円筒構造物に対して非没水円筒構造物に作用する動水圧を用いて推定した動水圧は厳密解ならびに実験値と比較すると、没水水深が深くなるほど大きく算定される。→図4.2.36参照

(4) 耐震設計への適用方法

(3)で紹介した方法により動水圧は比較的簡単に求められるが、ここで、動水圧の耐震設計への適用方法について述べる。

耐震設計は大きく静的解析と動的解析の2つに分けられる。図4.2.38に耐震設計の流れを示す。空中の構造物の耐震設計と流体中の構造物の耐震設計との最大の相異は流体と構造物との相互作用の有無である。相互作用は、静的解析の場合、動水圧という形で表現され、他方動的解析の場合は付加質量ならびに減衰として表現される。

(a) 静的解析への適用

静的解析には震度法がある（修正震度法も考え方は震度法に近いが、構造物の応答特性を考慮した擬似動解と言えるので、ここでは、動的解析に分類する。）

震度法では設計震度に応じた動水圧を荷重として作用させればよい。一般に動水圧は(3)で示したように（たとえば、図4.2.33参照）流体の圧縮性や表面波の影響により周波数依存性がある。しかし、震度法による耐震設計を行い場合、地震動の卓越周期などを考えると動水圧を周波数に依存しない周波数領域（ $100 < \omega^2 D / g < 4000$ 、たとえば振動周期＝0.1秒）で求めてやれば十分であると考えられる。

(b) 動的解析への適用

動的解析には修正震度法と時刻歴応答解析法がある。

(i) 修正震度法への適用

修正震度法は震度法と同様に動水圧を荷重として作用させればよい。修正震度法では構造物の一次固有周期により構造物の応答倍率が決定されるので、固有周期を計算する際付加質量の効果を忘れてはならない。

図 4.2.39 に応答倍率の計算フローを示す。

- (イ) 流体を無視した構造物の一次固有周期 (T_b) を求める。
- (ロ) (イ) で求めた固有周期で構造物が振動した場合の付加質量 (M_b) を求める。
- (ハ) (ロ) で求めた付加質量を考慮して再び構造物の一次固有周期 (T_o) を求める。
- (ニ) (ハ) で求めた固有周期で構造物が振動した場合の付加質量 (M_o) を求める。
- (ホ) (ロ) で求めた付加質量 (M_b) と (ニ) で求めた付加質量 (M_o) を比較し、両者が大体等しいなら構造物の一次固有周期は (ハ) で求めた周期に等しいとして応答倍率を求める。
- (ヘ) もし、(ホ) で $M_b \neq M_o$ の時はフローに沿って計算を収束するまで繰り返す。収束したらその時の T_o を構造物の一次固有周期として応答倍率を求める。

(ii) 時刻歴応答解析法

時刻歴応答解析法では流体と構造物の連成の考え方により 2 つに分類できる。

(イ) 擬似連成解析

流体と構造物の相互作用を付加質量及び減衰で評価して適当なモデルで解析する。付加質量及び減衰は周波数依存性があるが、この解析では付加質量及び減衰を構造物の卓越振動周期付近の値で代表させ、厳密な意味では周波数依存性を考慮しない。

(ロ) 連成解析

流体と構造物を構造物の変形特性及び振動周波数を考慮した形で連成させ、より現実に近い形で解析する。

ここでは(イ)の場合について設計手順を議論することとする。

(iii) 擬似連成解析法

(イ) 構造物と流体の相互作用

水中構造物の耐震設計上問題となるものは、構造物と流体の相互作用の結果生じる流体力であることを繰返し述べてきたが、ここでもう一度この相互作用についてまとめる。

構造物と流体の相互作用により付加される要素は、

- ・ 付加質量
- ・ 減 衰

である。この 2 つはすでに議論したように、振動周期の影響を大きく受ける。特に減衰は振動周期により次の 4 つに分類できると言える。

① 流体の圧縮性による減衰

高周波（短周期）領域の振動では流体の圧縮性の効果が現われ、流体が変形することによる減衰が生じる。

② 無減衰

①と③の中間領域では流体力による減衰は起らず、流体力はすべて付加質量の形（すなわち、加速度に比例する）で表わされる。この領域では付加質量はほぼ一定である。

③ 造波減衰

低周波（長周期）領域では構造物の振動により自由表面に散乱波が発生し、これによる減衰が生じる。

④ 粘性減衰

③より長周期の極低周波領域では構造物表面から渦が放出されることによる減衰が生ずる。これはいわゆる抗力に相当する。

①、③は速度に1次比例する形で、④は2次比例する形で表現される。

付加質量及び減衰は周波数の影響を受けるが、その影響の程度は構造物の直径や設置位置の水深と深く関連する。たとえば図4.2.40に示した構造物に対して振動周期の影響を示したのが表4.2.2である。この表によると、④の減衰は振動周期が20秒以上にならないと支配的にならず地震動の卓越周期を考えると現実的でない。①、③の減衰は地盤条件や構造物の条件によっては一般の地震の卓越周期範囲内でも影響を与えることが考えられる。したがって、本理論を用いて付加質量及び減衰を決定する場合、地盤特性や構造物の特性を十分考慮することが肝要である。

(ロ) モデル化

付加質量、減衰が適切に決まれば使用する応答解析プログラムは特定する必要はない。ここでは便宜上Nuppを想定することにする。モデル化は基本的には地上構造物と同様に行う。図4.2.41に示すように、地上構造物の動解と同様、構造物を適当に分割して質量とそれを結ぶせん断バネ及び曲げバネに置換する。水中部分については水との相互作用による付加質量と減衰を加える。付加質量と減衰は水深方向に分布を持つが、各部分の相当する深さの値を平均して用いれば十分と考えられる。

(ハ) 付加質量・減衰の決定と応答計算

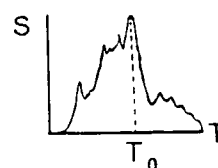
擬似連成解析では、付加質量・減衰は構造物の卓越振動周期付近の値で代表させる。しかし、付加質量・減衰は一部周波数領域で周波数依存性が顕著であり、構造物の卓越振動周期は付加質量に依存するので、付加質量・減衰の計算と動的応答計算を付加質量・減衰を計算した周期と構造物の卓越振動周期がある程度等しくなるまで繰り返し計算することが必要である。この方法の一例を示す。

計算手順を図4.2.42に示し、若干の説明を加える。

① 構造物下面への入力波形の決定

地震動入力基盤から構造物下面にいたる地盤の特性を考慮した構造物下面での振動波形を適当な方法で求める(SHAKE等を利用)。

求めた振動波形のスペクトルより卓越振動周期を求める。



② 付加質量・減衰の決定

①で求めた卓越振動周期に対する付加質量・減衰を本理論より求める。

③ 動的応答計算

付加質量・減衰を考慮した動的応答計算を行う。

④ 構造物の代表的な位置の応答速度スペクトルを求め構造物の卓越振動周期 (T_b) を求める。

⑤ T_b で付加質量・減衰を再計算し、②の結果と比較して等しければ付加質量・減衰は正しく評価されていると判断して応答計算は終了。等しくなければ新たに計算した付加質量・減衰を用いて収束するまで応答計算を繰り返す。

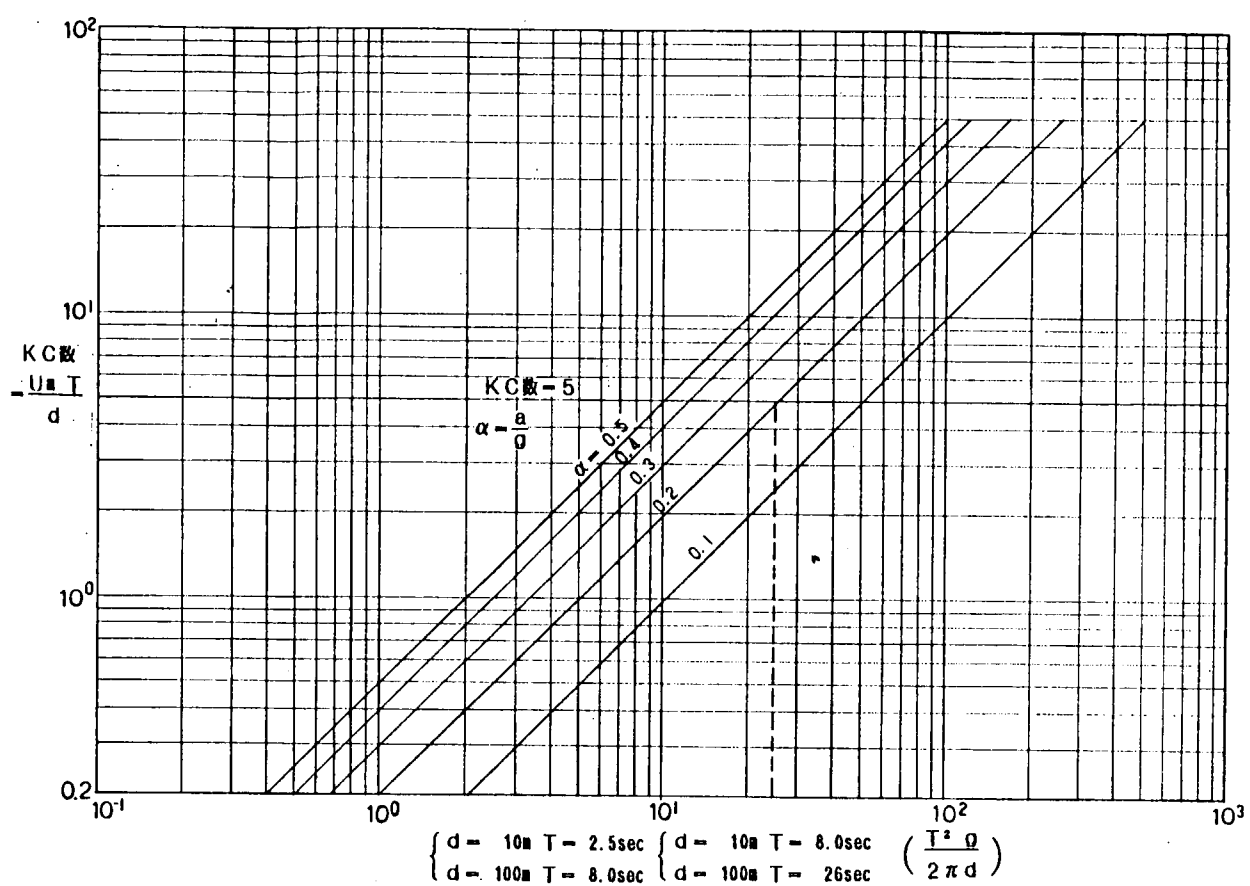


図 4.2.18 渦の発生限界

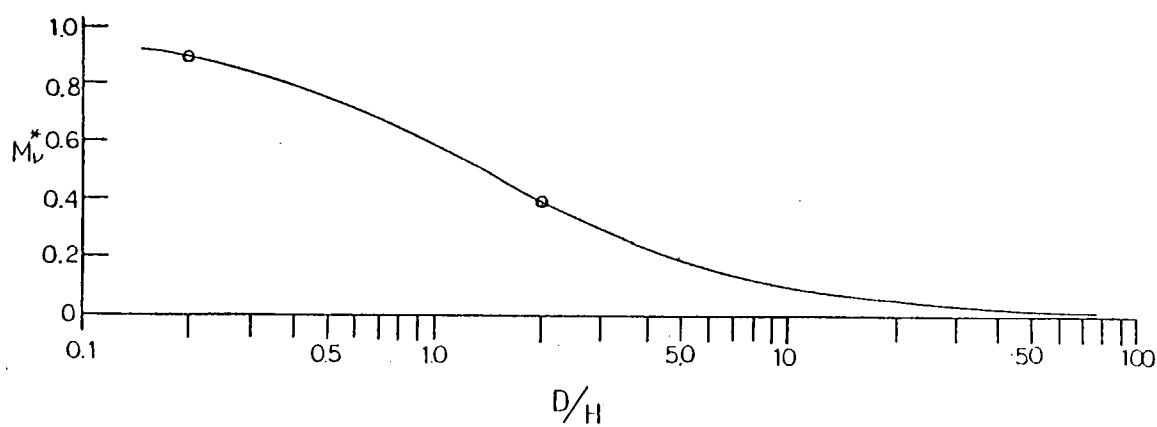


図 4.2.21 付加質量係数（非圧縮，非表面波）

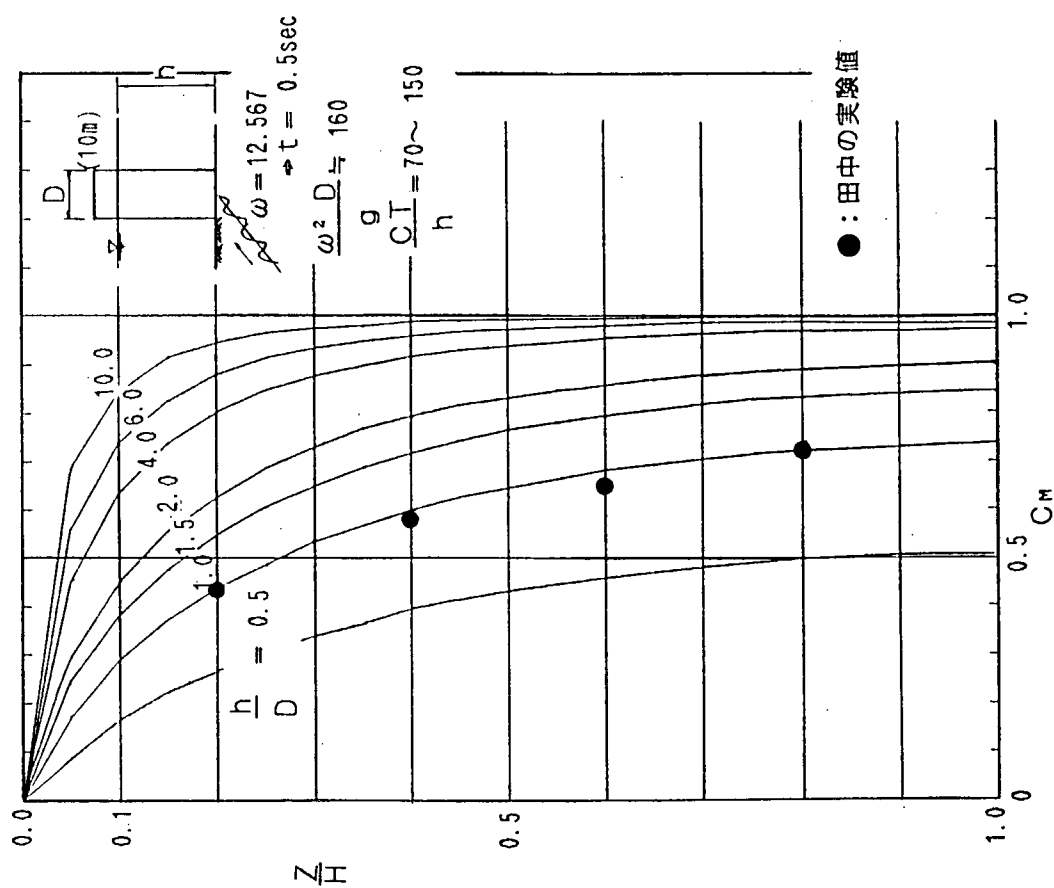
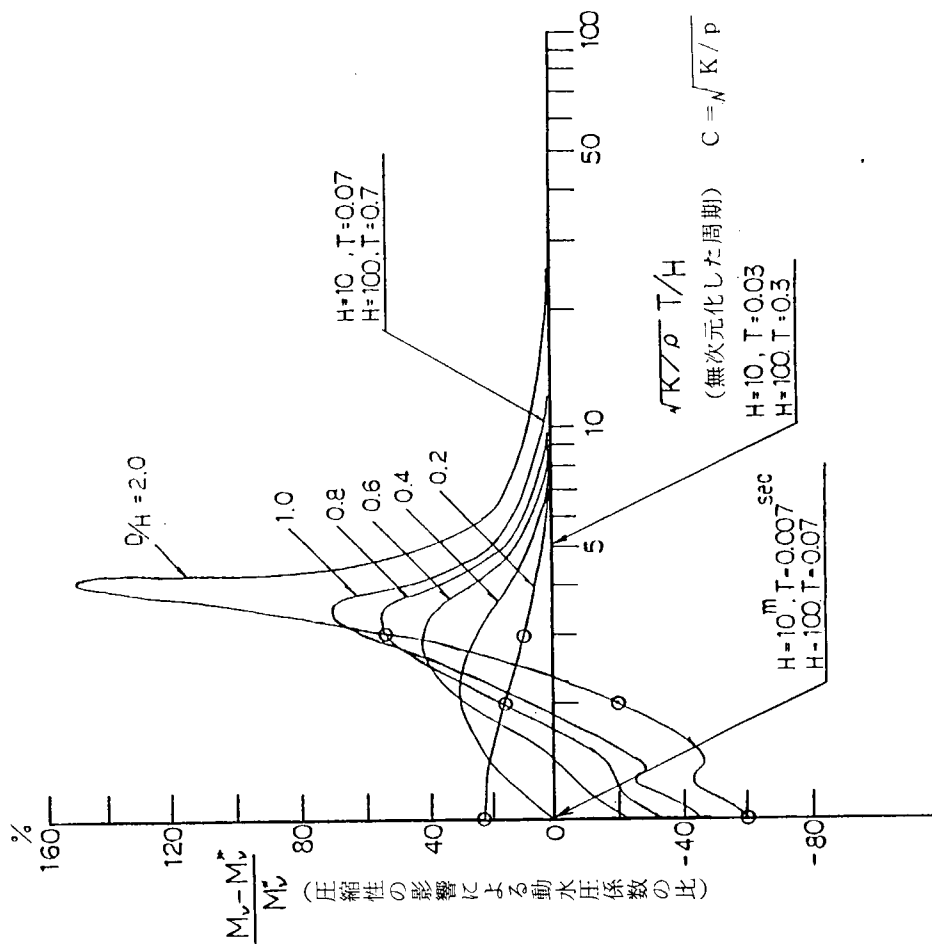


図 4.2.22 付加質量係数

図 4.2.23 圧縮性の影響(1)

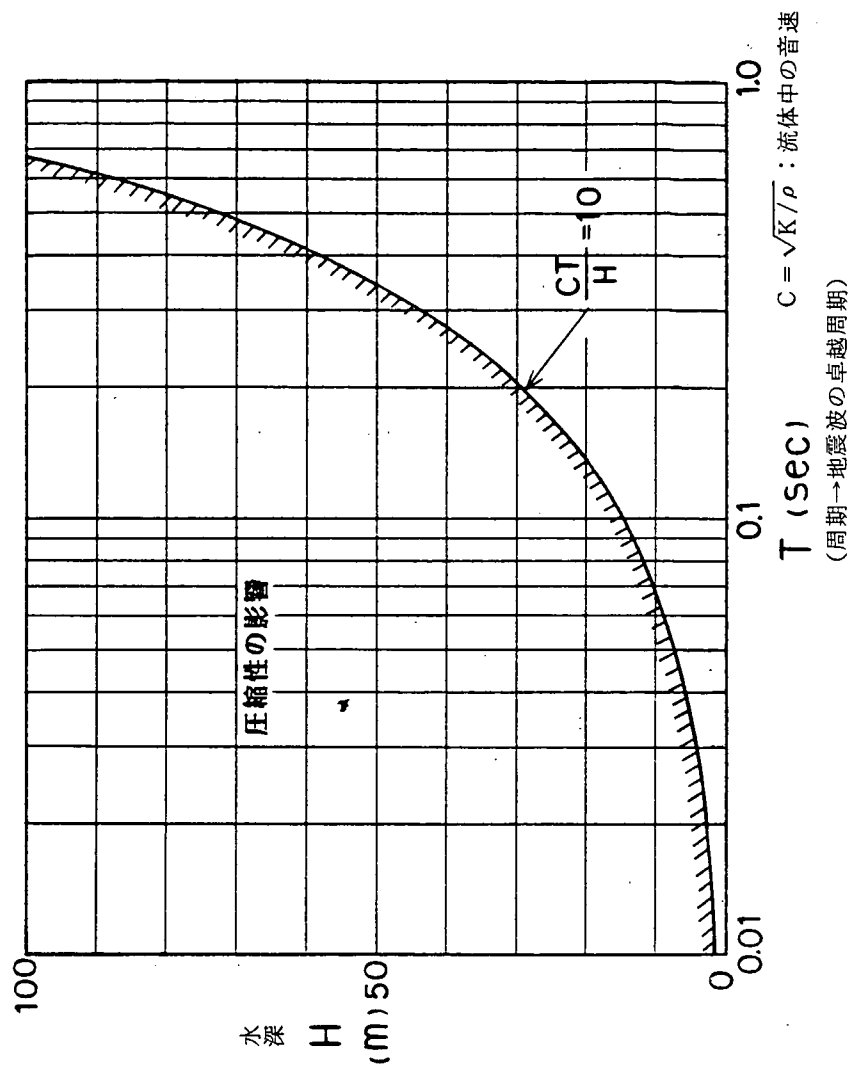


図 4.2.24. 圧縮性の影響(2)

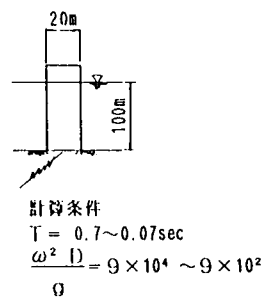
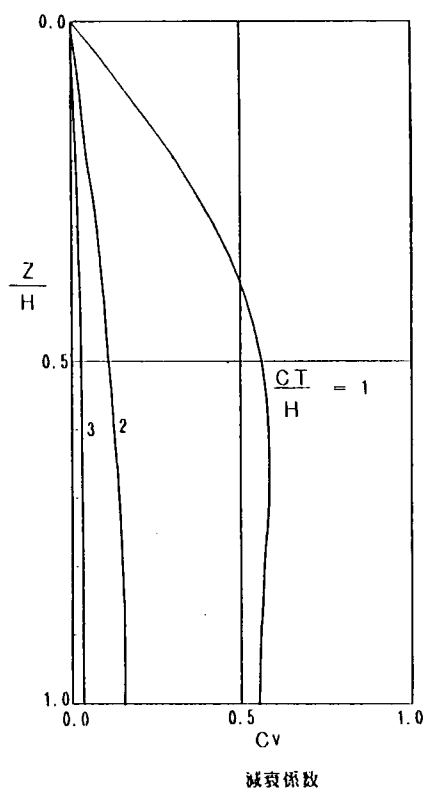
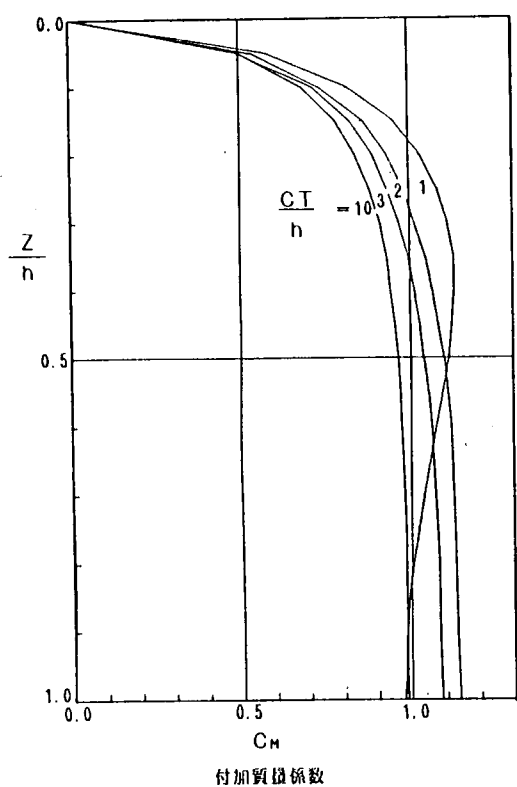


図 4. 2.26 付加質量係数と減衰係数(1)

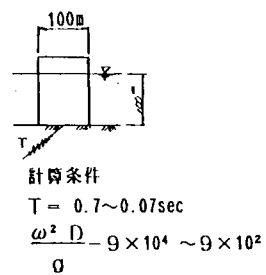
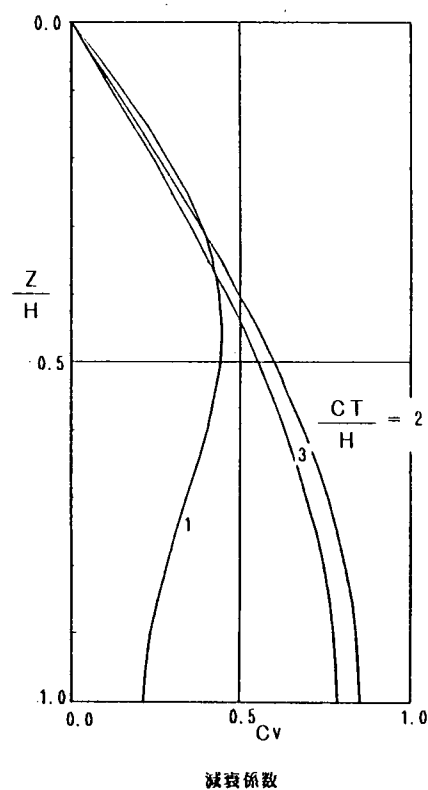
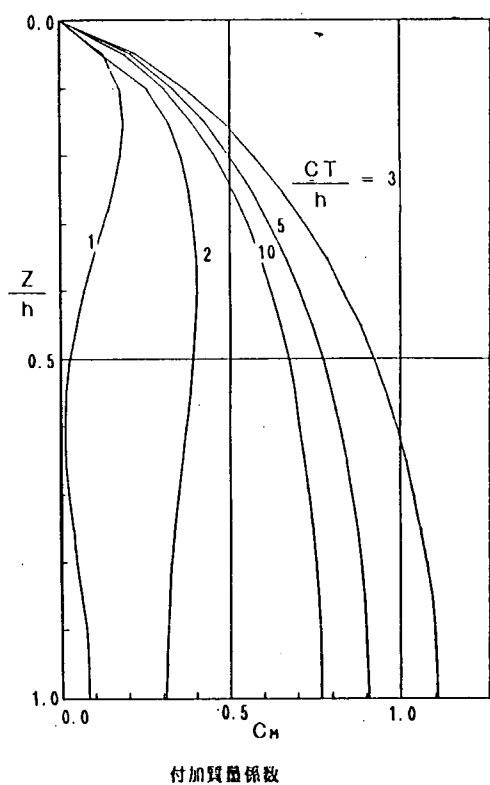


図 4. 2.27 付加質量係数と減衰係数(2)

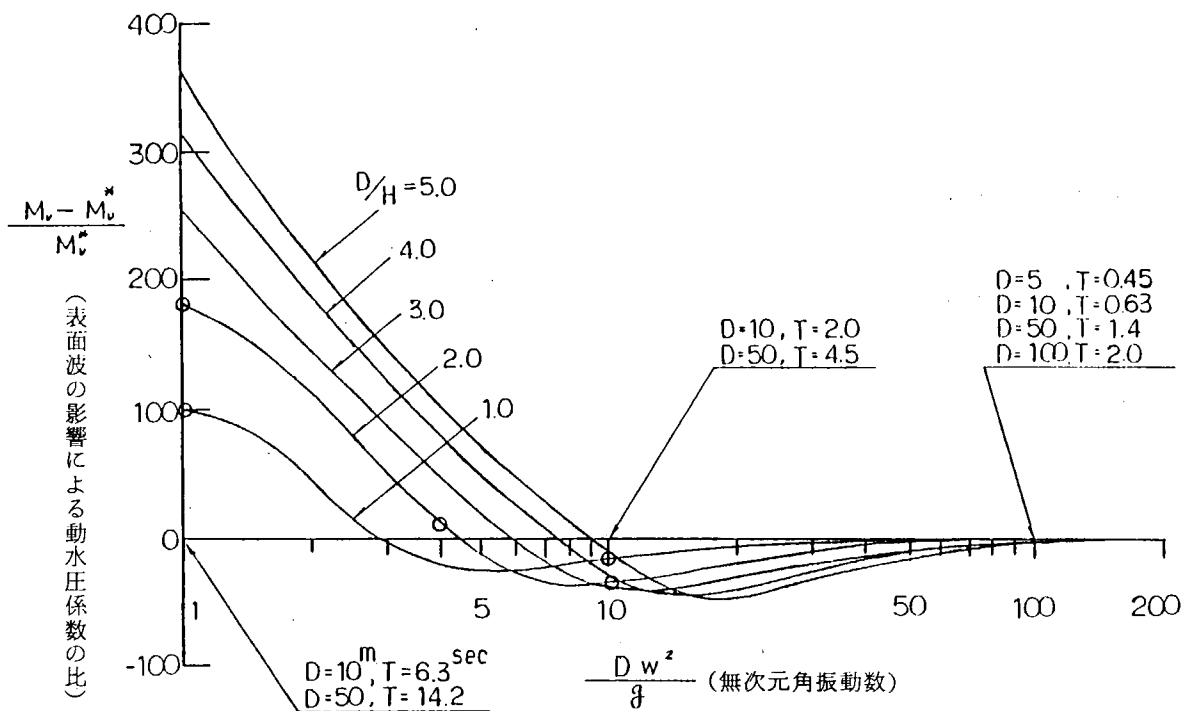
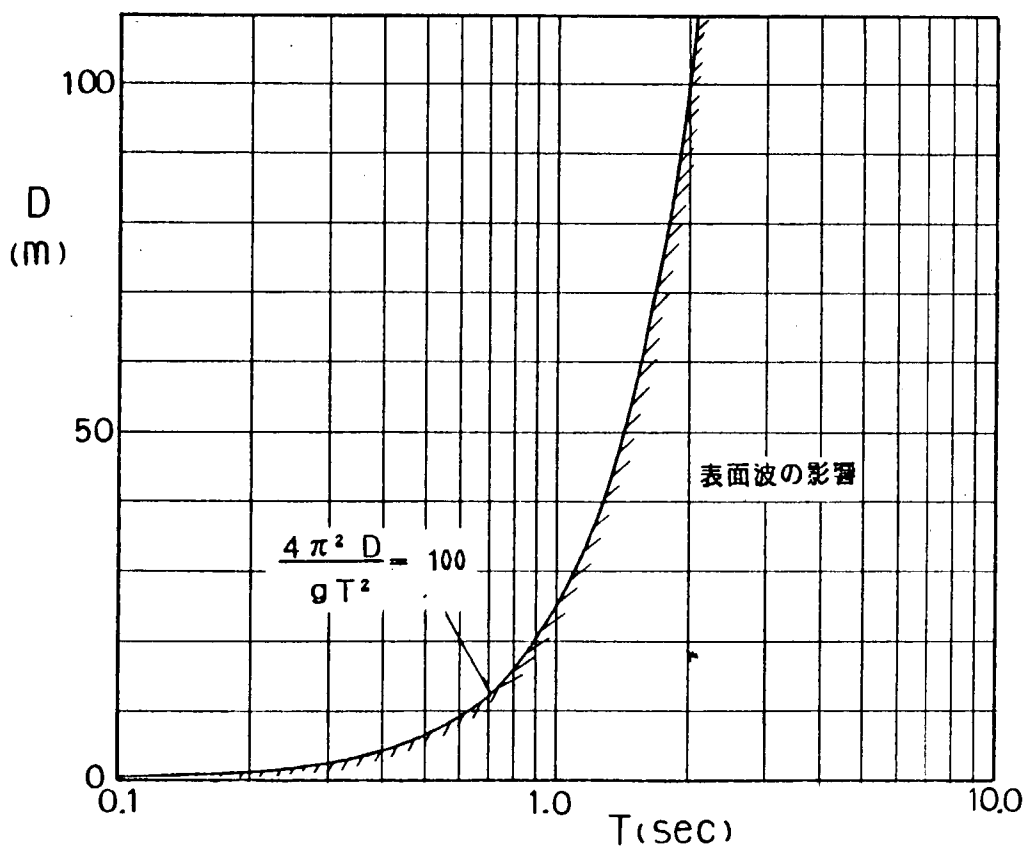


図 4.2.28 発生表面波の影響(1)



(周期→地震動卓越周期)
図 4.2.29 発生表面波の影響(2)

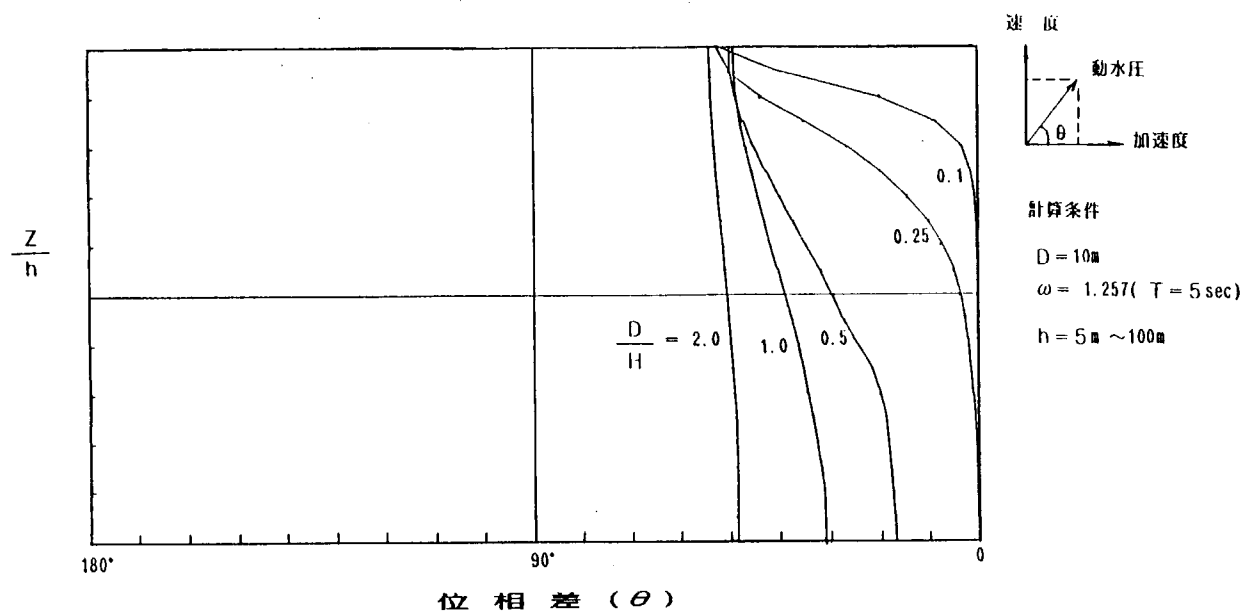


図 4. 2.30 発生表面波の影響(3)

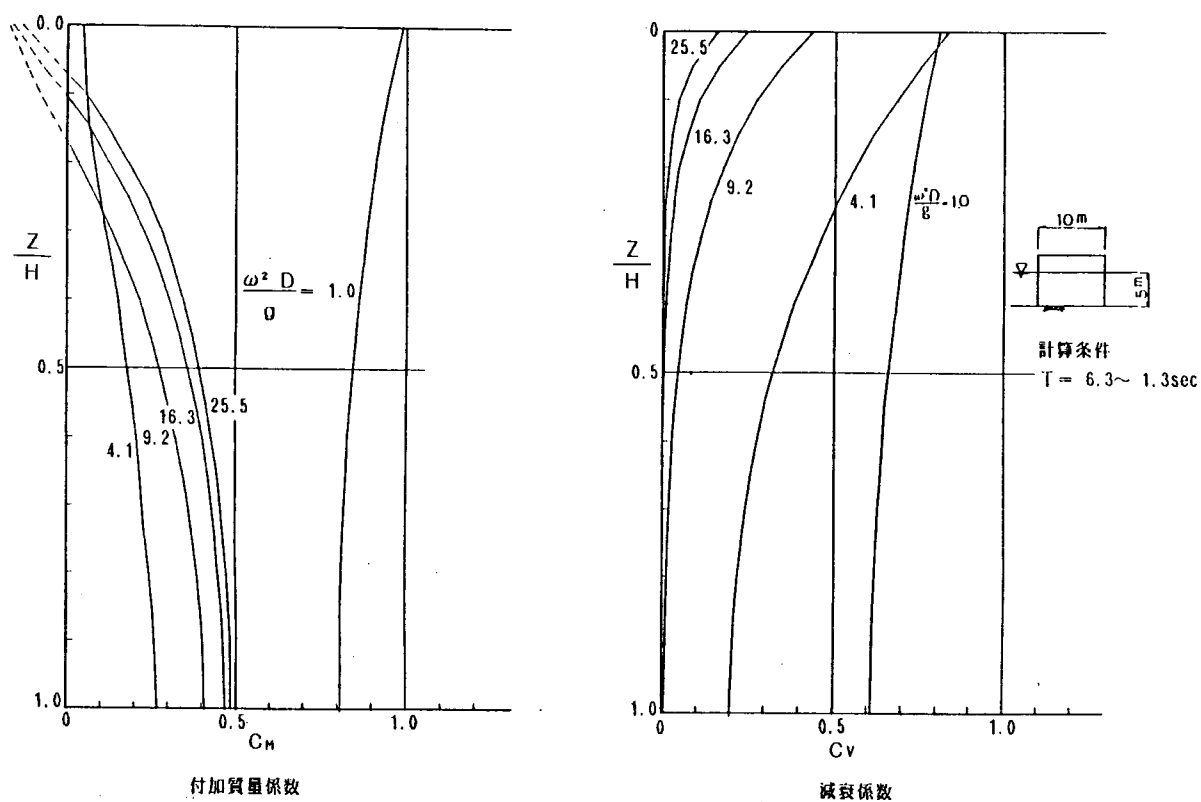


図 4. 2.31 付加質量係数と減衰係数(1)

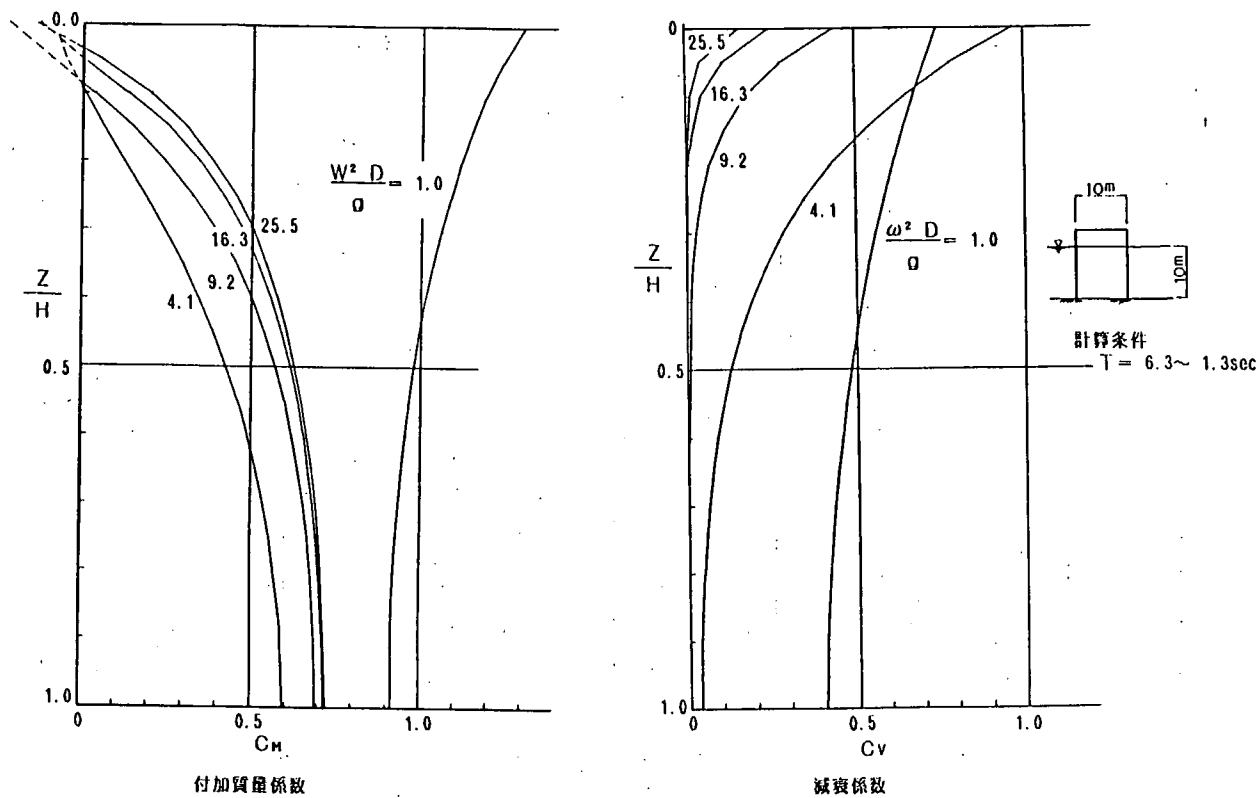


図 4.2.32 付加質量係数と減衰係数(2)

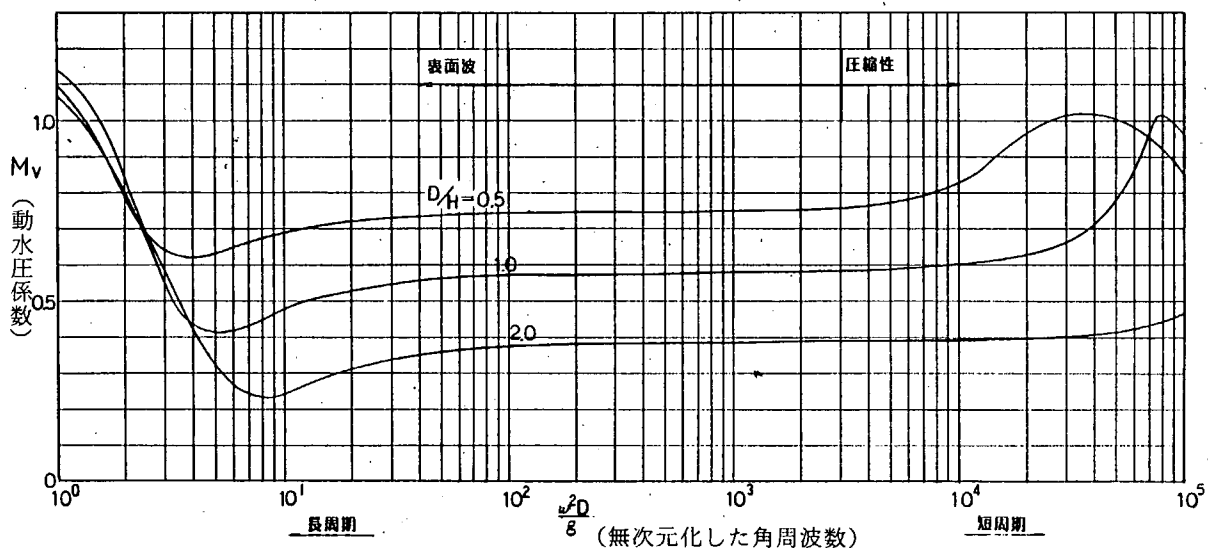


図 4.2.33 動水圧の周波数依存性

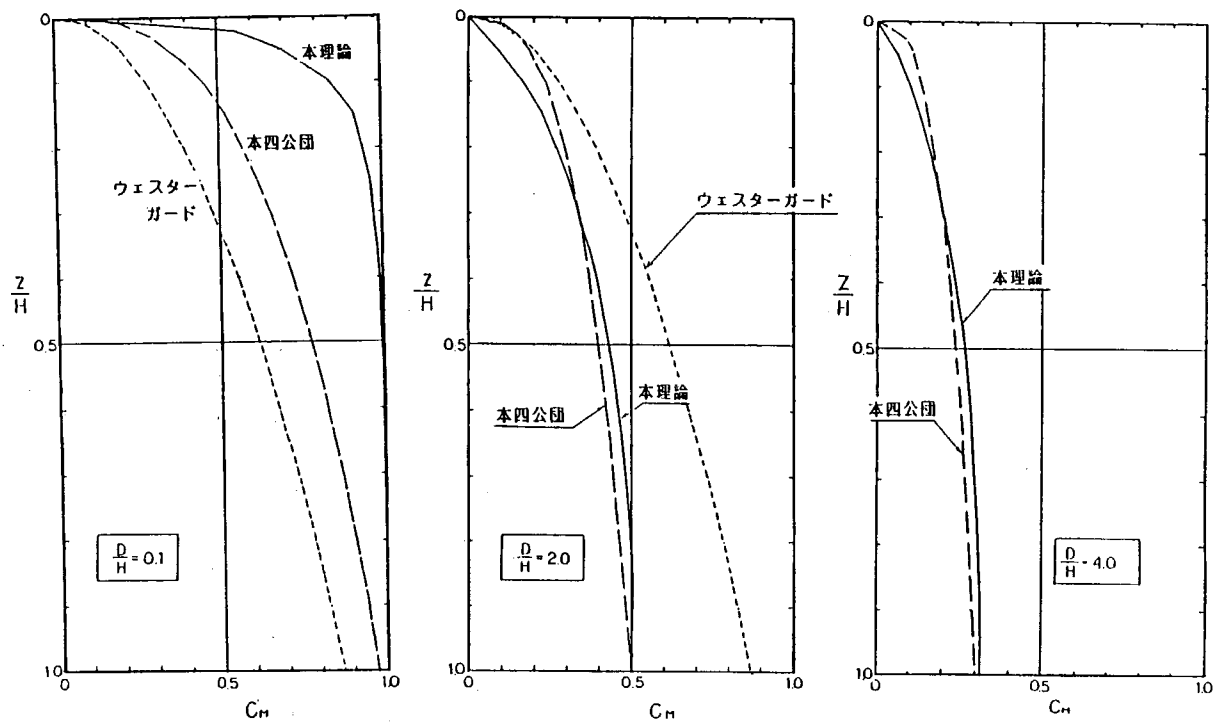


図 4. 2.34 簡易算定式との比較

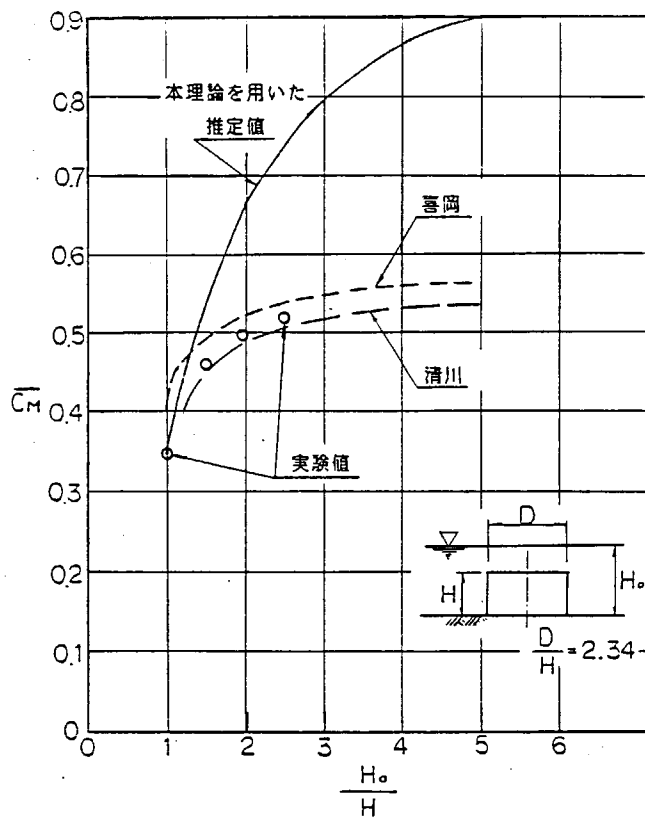


図 4. 2.36 没水円筒に作用する動水圧

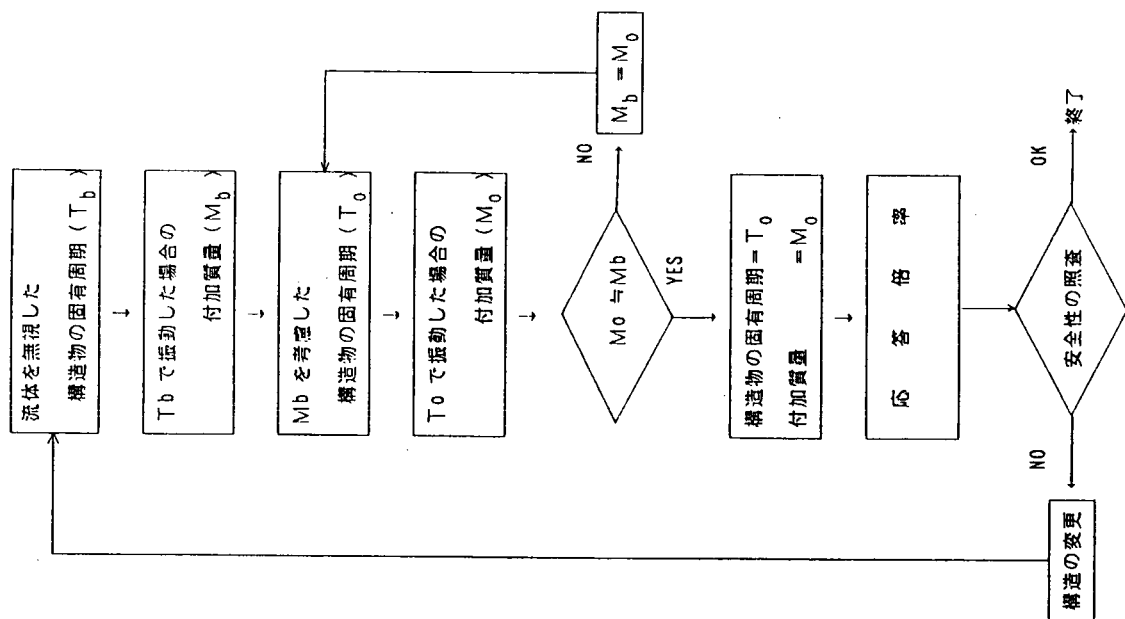


図 4.2.39 修正震度法の計算フロー

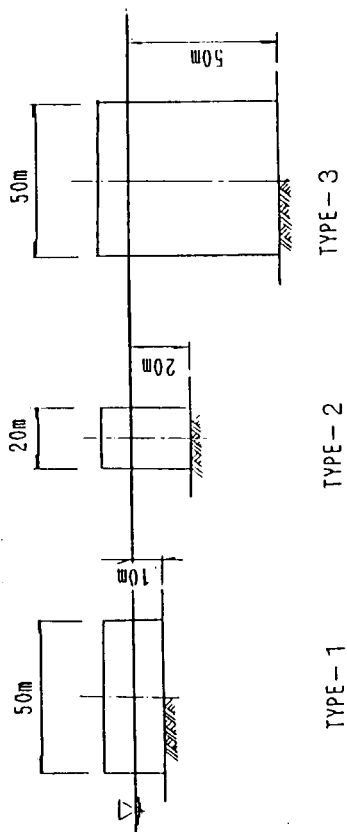


図 4.2.40 検討形状

表 4.2.2 振動周期と減衰

	付加質量 (ほぼ一定な範囲)	減 衰		
		①	② (減衰なし)	③
TYPE-1	$0.02 < T < 2.0$	$T < 0.02$	$0.02 < T < 2.0$	$2.0 < T < 28$
TYPE-2	$0.09 < T < 2.8$	$T < 0.09$	$0.09 < T < 2.8$	$2.8 < T < 18$
TYPE-3	$0.2 < T < 4.5$	$T < 0.2$	$0.2 < T < 4.5$	$4.5 < T < 28$

[単位は秒]

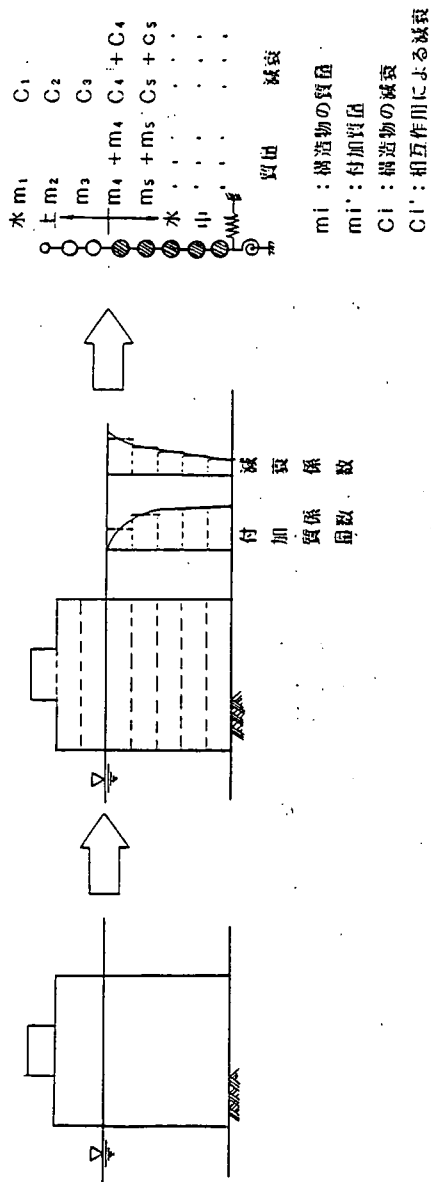


図 4.2.41 解析モデルの例

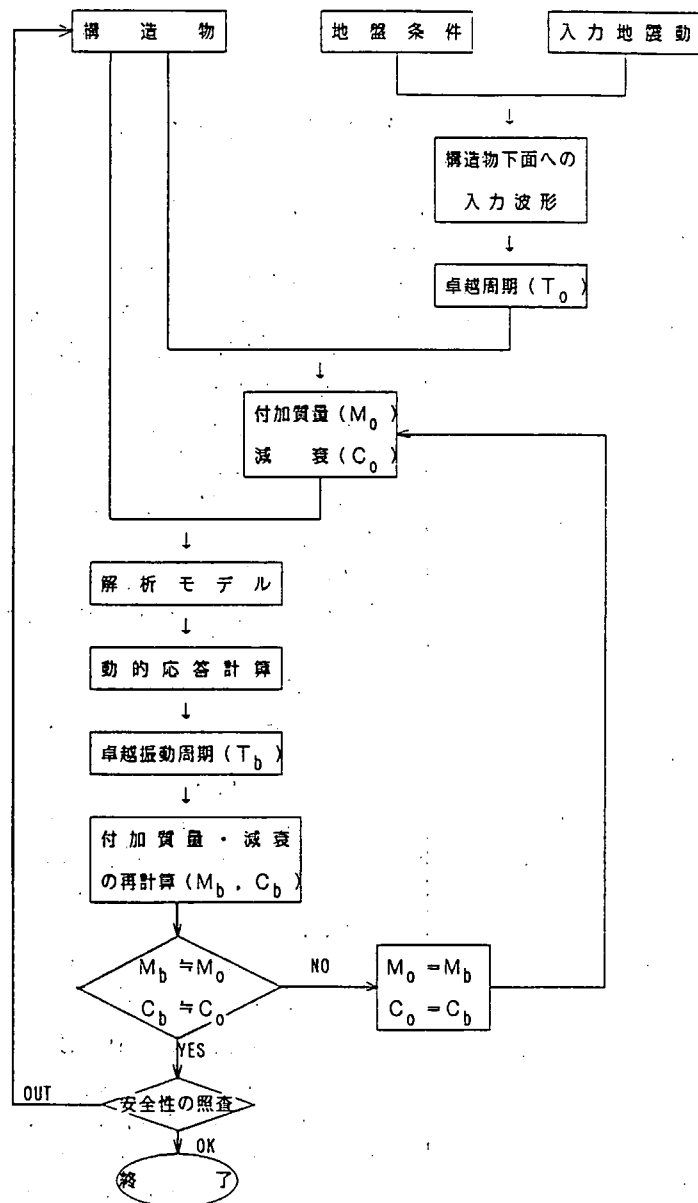


図 4.2.42 解析フロー図

4.2.3 海洋構造物周辺地盤の地震による液状化に対する検討

海底地盤が動的な荷重に対して鋭敏な粘土や、液状化しやすい粒径の砂質土からなりたっている場合には、地震、波浪その他の振動による地盤強度の低下について十分な検討を加える必要がある。

ここでは地震による液状化について既存の指針における規定および現状における解析方法と問題点についてのべる。

(1) 各指針等における液状化に関する規定

(a) 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編 (S 55)

(i) 3 章 耐震設計上考慮すべき荷重および設計条件

3.7 耐震設計上土質定数を低減させる土層

3.7.1 流動化する砂質土層

(1) 流動化の判定を行う必要がある土層

地下水位面が現地盤面から10m以内にある沖積層で、かつ現地盤面から20m以内の範囲における平均粒径 D_{50} が0.02mm以上2.0mm以下である飽和砂質土層は地震時に流動化の可能性があるため、(2)項によって流動化の判定を行うものとする。

(2) 流動化の判定

流動化の判定を行う必要がある土層に対しては、式(3.7.1)で定義される流動化に対する抵抗率 F_L を求め、この値が1.0以下の土層については流動化するものとする。流動化すると判定された土層の耐震設計上の取扱いは、3.7.3の規定によるものとする。

$$F_L = R/L \quad (3.7.1)$$

$$R = R_1 + R_2 \quad (3.7.2)$$

$$L = r_d \cdot k_s \cdot \frac{\sigma_v}{\sigma'_v} \quad (3.7.3)$$

$$r_d = 1.0 - 0.015x \quad (3.7.4)$$

$$k_s = \nu_1 \cdot \nu_2 \cdot \nu_3 \cdot k_{s0} \quad (3.7.5)$$

$$\sigma_v = \{\gamma_{t1}h_w + \gamma_{t2}(x - h_w)\}/10 \quad (3.7.6)$$

$$\sigma'_v = \{\gamma_{t1}h_w + \gamma'_{t2}(x - h_w)\}/10 \quad (3.7.7)$$

ここに、

F_L : 流動化に対する抵抗率

R : 動的せん断強度比

L : 地震時せん断応力比

r_d : 地震時せん断応力比の深さ方向の低減係数

k_s : 流動化の判定に用いる地表面での水平震度

σ_v : 全上載圧 (kg/cm²)

σ'_v : 有効上載圧 (kg/cm²)

R_1 : N 値と有効上載圧 σ'_v の関数で表わされる動的せん断強度比の第1項であり、図-3.7.1によるものとする。

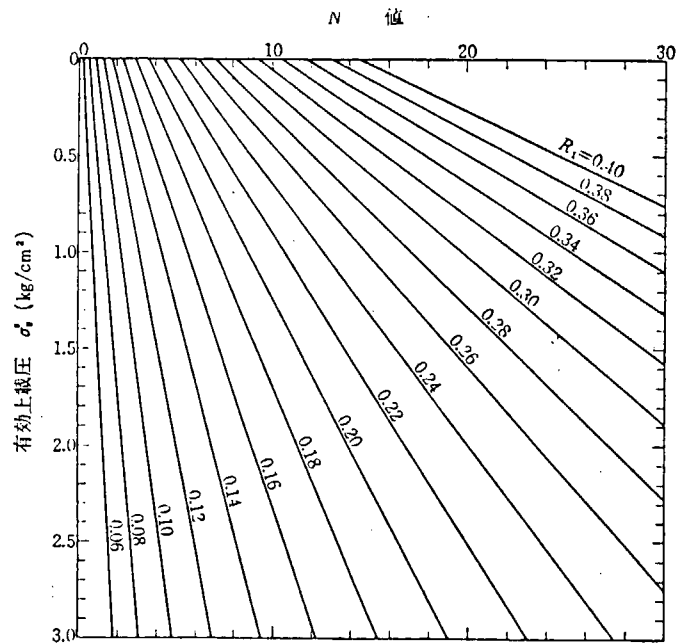


図-3.7.1 N 値、有効上載圧 σ'_0 と動的せん断強度比の第1項 R_1 の関係

R_2 : 平均粒径 D_{50} の関数で表わされる動的せん断強度比の第2項であり、図 3.7.2 に示るものとする。

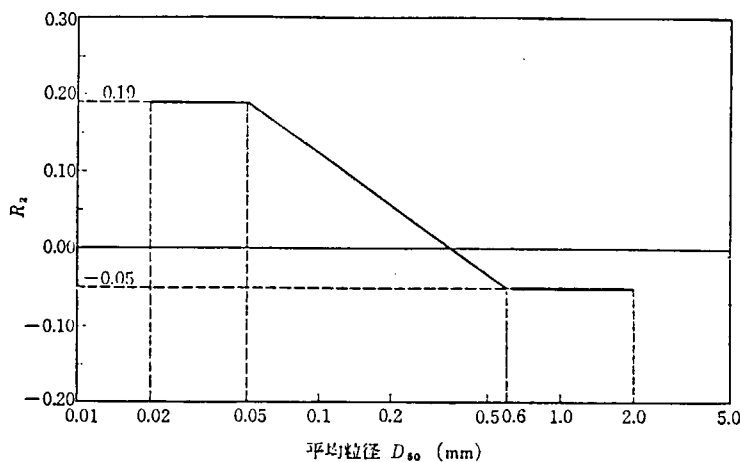


図-3.7.2 平均粒径 D_{50} と動的せん断強度比の第2項 R_2 の関係

x : 地表面からの深さ (m)

ν_1 : 4.3に規定する地域別補正係数

ν_2 : 4.3に規定する地盤別補正係数

ν_3 : 4.3に規定する重要度別補正係数

k_{10} : 流動化の判定に用いる標準設計水平震度 (0.15とする)

γ_{11} : 地下水位面より浅い位置での土の単位重量 (t/m^3)

砂質地盤の場合は、おおよそ $1.6 \sim 1.8 t/m^3$ である。

γ_{12} : 地下水位面より深い位置での土の単位重量 (t/m^3)

砂質地盤の場合は、おおよそ $1.8 \sim 2.0 t/m^3$ である。

γ'_{12} : 地下水位面より深い位置での土の有効単位重量 (t/m^3)

砂質地盤の場合は、おおよそ $0.8 \sim 1.0 t/m^3$ である。

h_w : 地表面から地下水位面までの深さ (m)

- (1) 新潟地震 (1964年) の際の昭和大橋の被害には、流動化現象が大きく関係していたと考えられ、ゆるい飽和砂質土層が地震時に流動化し、構造物に著しい被害を及ぼすことが認識されるようになった。そこで、砂質土層の流動化に関する研究成果と橋の調査設計における実務の実態とを踏まえて、流動化に対する判断方法を定めた。

条文において、流動化の判定を行う必要がある土層を規定したのは次のような根拠による。

- 1) 地下水位が低くなると有効上載圧が増加し、土の動的強度が大きくなることが期待できる。また経験によっても、地下水位が高い場合に流動化が生じている例が多い。そこで、流動化の判定を行う必要がある土層における地下水位面は現地盤面から10m以内とした。

また、現地盤面から20mより深い位置にある土層は有効上載圧も大きく、流動化した例が極めて少ない。そこで、流動化の判定を行う必要がある土層は、現地盤面から20mより浅い位置にある飽和砂質土層とした。

- 2) 洪積層においては、流動化したという事例は報告されていない。そこで、流動化の判定を行う必要がある土層としては沖積層における土層を対象とした。

- 3) 粒径が大きい土では透水性が高いため、過剰間げき水圧は生じにくい。また粒径が十分小さい土では、粘着力により動的強度が地震時に急激に減少することは少ないと考えられる。そこで、実際の地震や実験室における振動実験で流動化した砂質土の粒径増加曲線を集めて検討した結果から、流動化の判定を行う必要がある土層としては、平均粒径 D_{50} が 0.02mm と 2.0mm の間にある飽和砂質土層を対象とした。

- (2) (1)項で流動化の判定を行う必要があるとされた土層に対して、 N 値と D_{50} を用いた流動化の可能性の具体的な判定の方法を条文のように規定した。ここで、流動化の判定規準として、式 (3.7.1) で表わされる流動化に対する抵抗率 F_L の値が 1.0 以下の場合に流動化するとしたのは、地震時に流動化した土層と流動化しなかった土層における F_L の値を算出し、その結果から工学的に判断して規定したものである。

図-3.7.1 および 図-3.7.2 は、かく乱砂質試料の採取と振動三軸試験によって得られたデータに基づいて描いたものである。これらの関係を式で表わすと、動的せん断強度比 R は次のようになる。

$0.02\text{mm} \leq D_{50} \leq 0.05\text{mm}$ の場合

$$R = 0.0882 \sqrt{\frac{N}{\sigma'_v + 0.7}} + 0.19 \quad \cdots \cdots \text{(解 3.7.1)}$$

$0.05\text{mm} < D_{50} \leq 0.6\text{mm}$ の場合

$$R = 0.0882 \sqrt{\frac{N}{\sigma'_v + 0.7}} + 0.225 \log_{10} \left(\frac{0.35}{D_{50}} \right) \quad \cdots \cdots \text{(解 3.7.2)}$$

$0.6\text{mm} < D_{50} \leq 2.0\text{mm}$ の場合

$$R = 0.0882 \sqrt{\frac{N}{\sigma'_v + 0.7}} - 0.05 \quad \cdots \cdots \text{(解 3.7.3)}$$

上式あるいは図-3.7.2から、深度および N 値が同一の値でも平均粒径 D_{50} が小さくなると R が大きくなり、流動化に対する抵抗率は大きくなることがわかる。

地震時せん断応力比 L は式 (3.7.3) によるが、これには地下水位、地表面加速度などの影響が考慮されている。ここで、流動化の判定に用いる地表面での水平震度 k は、流動化の判定に用いる標準設計水平震度 k_{50} に係数 ν_1 , ν_2 , ν_3 を乗じて求めるものとする。 k_{50} の値 (0.15) は、従来の耐震設計指針などを考慮するとともに実測結果を参照して定めた。

以上に示すように、砂質土層の流動化の可能性は N 値以外の多くの要因にも影響されるので、この編では N 値およびその他の定数で流動化の判定をする方法を採用した。式 (3.7.1) によって F_L を求めるために必要な地盤定数は、 N 値、平均粒径 D_{50} 、

全土載重 σ_v 、有効土載重 σ'_v である。

式 (3.7.4) で定義した地震時せん断応力の深さ方向の低減係数 r_d は、地盤の地震時の変形特性を考慮した係数であって、実際の地盤をモデル化した多数の応答計算例から定めた。

なお、とくに必要があると判断される場合には、当該地点での詳細な地質・土質調査、室内の動的土質試験、地盤の応答解析などを実施し、さらに既往のデータも参考にして流動化の判定を行うのがよい。

(b) 港湾の施設の技術上の基準・同解説 (S 54)

(i) 第2編 設計条件 第11章 地震及び地震力

11.4 砂質土の液状化

ゆるく詰まった飽和砂質土は地震により液状化し構造物に被害を及ぼすことがあるので、必要に応じ構造物の設計、施工の際にこれを考慮するものとする。

〔解説〕

(1) 液状化の予測

対象とする砂質土から成る地盤が設計で考慮する最大の地震によって液状化するか否かは、以下のいずれかの方法により予測するものとする。

- ① 粒径分布及び N 値による方法
- ② 振動せん断試験による方法
- ③ 砂層の振動試験による方法

砂層の振動試験による方法は、振動台上の砂箱に対象地盤の砂質土により飽和砂層を作り、振動を与えて砂層が液状化するか否かを調べる方法である。この方法は、砂質土に実際に振動を与えるという点では実際の地震動に近い状態といえるが、地震動による地盤の応力状態をそのまま再現させることは難しい。したがって、振動試験により得られた結果に適切な補正を行って、実際の地盤の液状化の予測に利用する。また、振動試験に必要な試料の量も多い。したがって、通常は粒径分布及び N 値による方法又は振動せん断試験による方法を用いる。

いずれの方法を用いるかは、対象とする構造物の重要性を考慮して決める。一般には、粒径分布及び N 値による方法によって液状化の予測を行う。特に重要な構造物については振動せん断試験による方法を併用することがぞましい。

(2) 粒径分布及び N 値による方法

粒径分布及び N 値による方法により液状化の予測を行うときは、図-解 11.1 に示す液状化の可能性のある

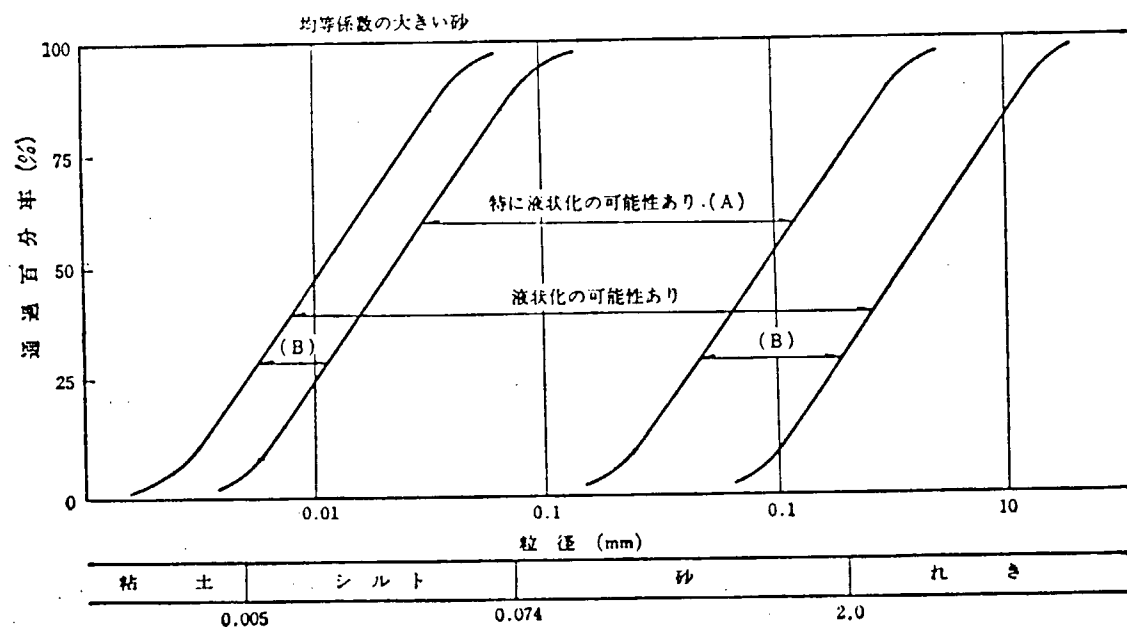
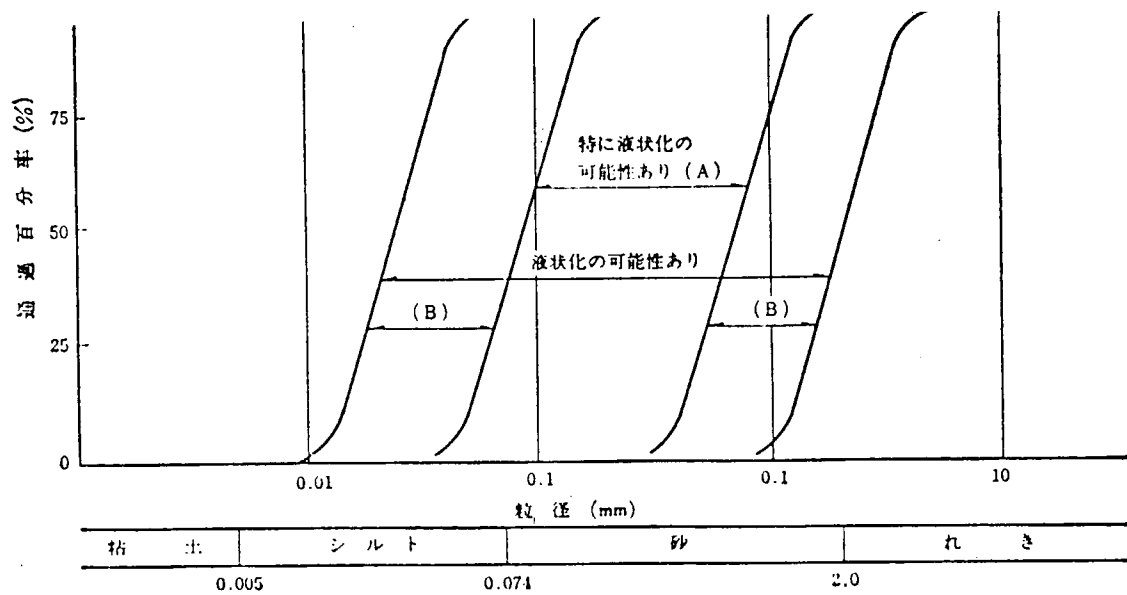


図-解 11.1 液状化の可能性のある土の粒径分布

土の粒径分布の範囲に含まれる土で、かつ、地盤の N 値が図-解 11.2 に示す液状化に対する限界 N 値よりも小さいときに液状化の発生が予測されるとするのを標準とする。

粒径分布が図-解 11.1 の (A) の範囲の土に対する限界 N 値には図-解 11.2 の直線 (A) を用い、同様に粒径分布が (B) の範囲の土には直線 (B) を用いる。

図-解 11.1 及び図-解 11.2 は、港湾技術研究所において種々の砂質土について実施した砂層の振動試験の結果と地震による地盤の液状化の事例に基づいて導かれたものである⁹⁾。構造物の建設にあたって対象とする地盤は多種多様で

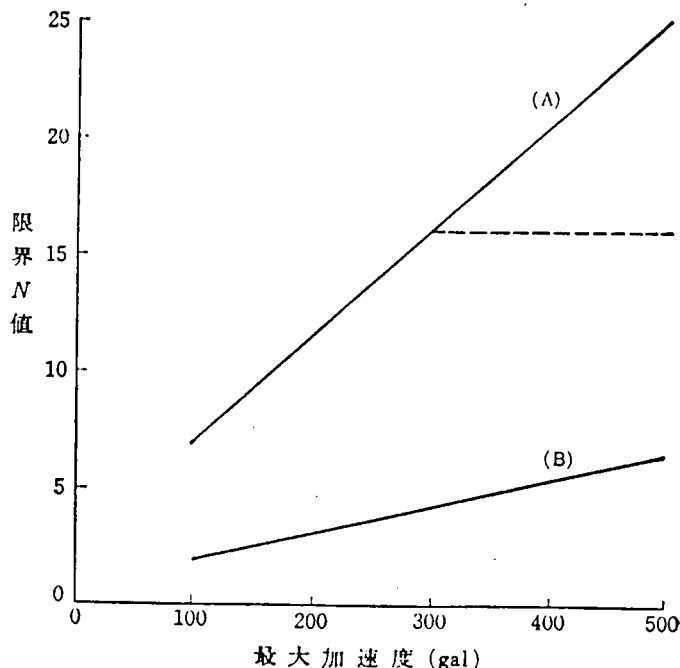


図-解 11.2 液状化に対する限界 N 値と地震最大加速度

あるので、図-解 11.1 及び図-解 11.2 の適用にあたっては、それらが導かれた過程をよく理解し、その適用が適切であるよう留意しなければならない。

図-解 11.2 の点線は、地盤の相対密度が約 80% に対応している。相対密度が 80% 以上の砂質土は液状化する可能性が小さいとする意見がある。⁹⁾ したがって、対象地盤の N 値が直線 (A) と点線の間の範囲にあるときは、液状化の可能性が小さいと判断してよいことが多いと思われる。図-解 11.2 の直線 (B) はその根拠とする砂層の振動試験の数が直線 (A) の場合よりも非常に少ない。したがって直線 (B) により液状化の予測を行うときは、十分慎重に行わなければならない。

図-解 11.2 に示す限界 N 値は地震動の最大加速度の関数となっている。多くの港湾構造物は震度法により耐震設計されるが、この場合、構造物の耐震設計で考慮する地震動と液状化に対する地盤の安定の検討で考慮する地震動をほぼ同じものとしようとすれば、設計震度と地震動の最大加速度の対応関係が必要となる。この点については研究の歴史が浅いが、重力式係船岸については過去の震害例を解析して両者を対応づけたものがある (本編 11.2 設計震度 参照)。

(3) 振動せん断試験による方法

振動せん断試験による方法では、地震時に対象地盤に生ずるせん断応力を推定し、このせん断応力に対して液状化現象が発生するかどうかを振動せん断試験により判定するものとする。地震時に対象地盤に生ずるせん断応力は、地盤の地震応答計算により推定することがのぞましい。振動せん断試験には振動三軸圧縮試験機、振動単純せん断試験機、又はそれらに準ずる振動せん断試験機を用いるものとする。

(4) 対策

地盤の液状化対策としては現在のところ次のものが考えられる。

- ① 対象地盤を改良し液状化の可能性がないものとする。
- ② 液状化現象が発生しても構造物に致命的な被害が生じないように構造物を設計する。

前者の対策を行うときは、改良後の地盤について液状化の予測を行い、液状化の可能性がないと判定されるようにすればよい。

後者の対策を行うときは、液状化した地盤のせん断抵抗は無視するものとする⁹⁾。

対策の選定にあたっては、万一、液状化が発生したときに予想される被害の形式と程度、構造物の重要性、工費等を考慮して適切な対策を選定する。

- (5) 耐震設計に用いる地盤の加速度波形及びその最大振幅は、想定する地震の規模、震央距離、地盤の動的応答特性を考慮して選定することがのぞましい。

(c) 海洋コンクリート構造物設計施工指針案（土木学会），1977

(i) 第6章 地盤および基礎の設計

6.7 地盤の強さに対する振動の影響

海底地盤が動的な荷重に対して鋭敏な粘土や、液状化しやすい粒径の砂質土からなりたっている場合には、地震、波浪その他の振動による地盤強度の低下について十分な検討を加えておかなければならない。

(ii) 第7章 耐震設計 7.4 設計法

7.4.4 動的解析

重要な海洋コンクリート構造物、過去に類例の少ない海洋コンクリート構造物については7.4.2または7.4.3と併せて動的解析に基づく設計を行なうことを原則とする。

海洋コンクリート構造物の動的解析に当っては、構造物の振動特性、海水の影響、地盤の影響、地震動の特性等を考慮して、構造物の地震時挙動が正しく把握できる方法で行なうものとする。

【解 説】

動的解析においては、応力の検証のみならず、構造物全体として有害な変形や相対変位が生じないか、また、流動化現象などの地盤の強度低下の可能性がないかなどについても検討する必要がある。

(iii) 7.5 地震時における安全度

7.5.3 地盤の安定

海洋コンクリート構造物の基礎地盤は、構造物の耐震性に必要な安定性をもつものでなければならない。

【解 説】 水で飽和したゆる詰めの砂質土からなる地盤は、地震時に流動化することがあり、完全に流動化した砂質土は単位体積重量が約 2 t/m^3 の流体とほぼ同じ挙動を示す。また、砂質地盤は流動化に伴って沈下が生ずるのが普通である。粘土・シルト・ローム等のように粘着性の強い土では流動化現象は起こりにくい、振動によって攪乱を受けるとその強度は一般に低下するといわれている。

(d) 海洋鋼構造物設計指針案（土木学会），1973

(i) 第4章 地盤および基礎の設計

4.8 土の強さに対する動揺の影響

海底地盤においては動揺的な外からの刺激に対して考えるべき土の強さは、長期的に考えるべき値より大きいものであってはならない。

とくに、鋭敏な粘土や液状化しやすい粒径の砂質土に対しては、強さの低下について十分な検討を加えなければならない。

(e) Rules for the design construction and inspection of offshore Structures (DnV), 1977

(i) 9. 基礎

9.3.3 繰り返し载荷の影響

9.3.3.4 全ての地盤に於いて、繰り返しせん断応力によって間隙水圧は上昇する。この間隙水圧の上昇及びこれに伴って生じるせん断ひずみの増加によって、土の強度は減少する。設計に於いては、これを考慮せねばならない。

(ii) 付録G 動的解析

G 5 土と構造物の相互作用 G 5.11 土の性質

G 5.1.11 例えば、繰り返し载荷による土の強度、剛性の低下は構造物の応答解析に於いて考慮せねばならない。

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

(i) 付録B 耐震設計 B 11 他の要因

B 11.4 繰り返しの影響

大きな繰り返し载荷を受けた場合、構造物及び地盤は共に剛性や強度の低下が生じることがある。この点をも検討する必要がある。

(g) Recommendations for the design and construction of concrete sea structures (FIP), 1974

(i) R 5 基礎 R 5.3.1 砂地盤における支持力

R 5.3.1.3 動的载荷の項目の解説

(前略) 波力による繰り返し载荷などにより、地盤中には繰り返し応力が発生する。これによって地盤は圧密が進み、過剰間隙水圧が排水する時間がなければ、間隙水圧は上昇し、地盤の有効応力は減少する。そして、最終的には、地盤のせん断破壊が生じる可能性がある。—— (中略) —— それゆえ、基礎の設計に於いては砂地盤の液状化の可能性を考慮せねばならない。

(h) Planning designing and constructing fixed offshore platforms (API), 1984

(i) 2.6 基礎の設計

2.6.14 浅い基礎の動的挙動

動的载荷の地盤に与える影響及び構造物の応答に与える影響は、考慮すべき必要がある。

(ii) 2.6.14 浅い基礎の動的挙動に対する補足

大きな繰り返し载荷については、土の非線型の挙動が卓越する。こうした場合には、地盤の応答解析が必要であろうし、少なくとも土の剛性の変化を与えた解析が必要である。

(2) 地震時の液状化解析の現状とその問題点

(a) 概要

以上のように、各指針においては、動的载荷(地震、波等)を受ける場合について、液状化に対する検討が必要であるとされている。しかしながら、各指針ではその具体的検討方法については明記されていない。ここでは、地震時の液状化解析の現状を示す論文として、

K. Ishihara and Y. Yawada (1982), Seismic response analysis for soil- tank system under influence of fluid motion, 4th International Conference on Numerical Methods in Geomechanics

を例にとって、解析の流れを検討し現状の解析方法の問題点を考える。尚、ここでは、海洋構造物の地震時の液状化解析で特に問題となる地震時の動水圧の見積り等の問題はとり扱わない。

図 4.2.43 に液状化解析のフローを示す。

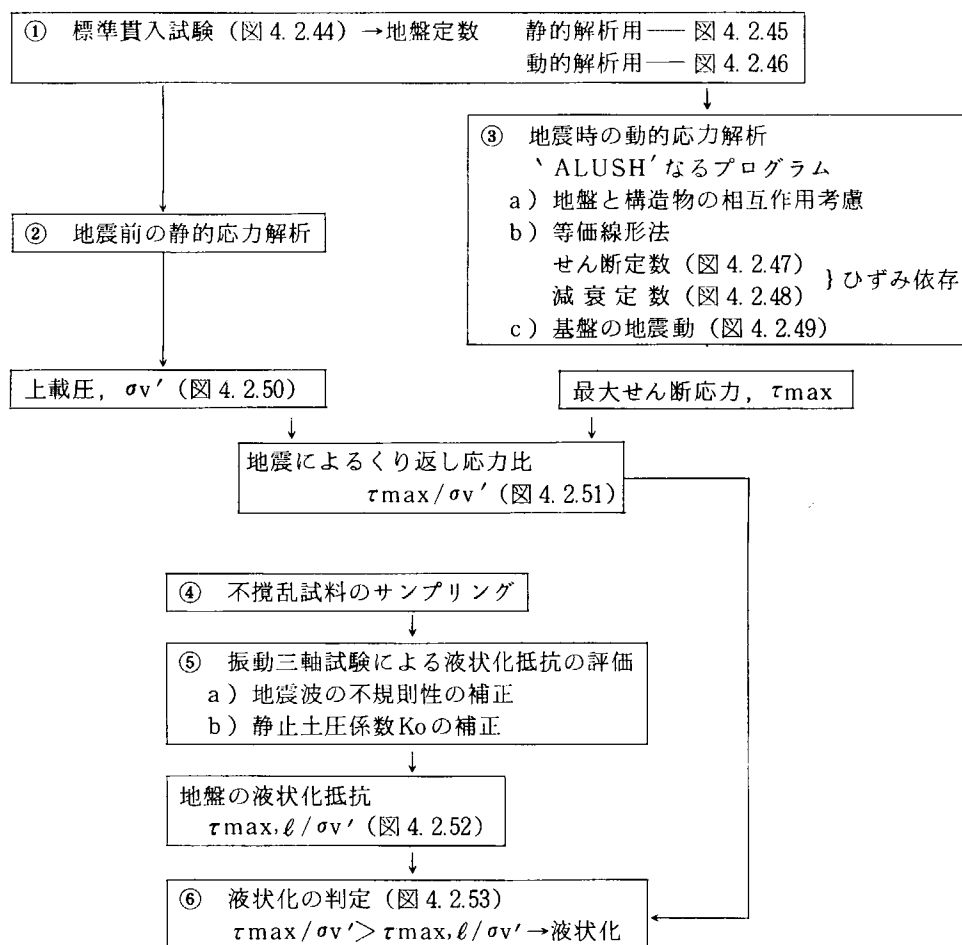


図 4. 2.43 液状化解析のフロー

(b) 解析上の問題点

図 4. 2. 43 に示した液状化解析のフローにもとづき、各ステップにおける問題点について以下に示す。

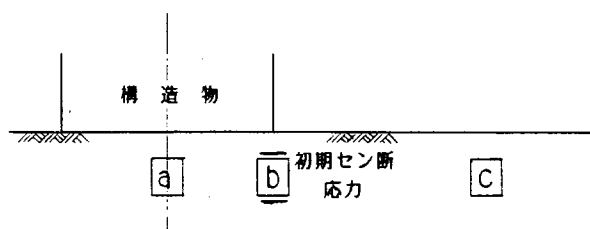
(i) ③地震時の動的応力解析

(i) `ALUSH` による解析は全応力法に基づいており、そのため間隙水圧の上昇に伴う土の剛性の低下を無視している。このため、本解析で得られた $\tau_{\max}$ は、実際に作用する値より過大であると考えられる。

(ii) ⑤振動三軸による液状化抵抗の評価

(i) 現地盤では生じる透水を無視した非排水状態で実験している。

(ii) 現地盤に於ける応力、変位の拘束状態を正確に再現していない。こうした条件によって、液状化抵抗は大きく変化するが、室内土質試験でこれを考慮するのは大変手間がかかり、現状では技術的に不可能である。



	a	b	c
初期せん断応力	なし	あり	なし
地震時の 変位の拘束状態	拘束自由	a と c の 中間	平面ひずみ 状態

(c) 海底地盤の液状化検討に特有の問題

液状化抵抗を求める際 (⑤) に必要な、不攪乱試料のサンプリング (④) が非常に困難である。液状化抵抗は試料の乱れに大変敏感である (特に密な資料) ことを考えると、サンプリング技術の向上や原位置試験技術の向上が不可欠である。海底地盤の液状化解析では、この点で解析全体の精度がほぼ規定されてしまうと考えられる。それゆえ、図 4.2.43 中の数値計算等の精度の向上も、こうした問題とのからみで考えていかねば、意味がないと思われる。

地盤の液状化抵抗を推定するための原位置試験の利用については、例えば、

H. B. Seed et al. (1983) : Evaluation of liquefaction potential using Field performance data,
Proc. ASCE, vol. 109, GT3.

に詳しく、図 4.2.54 のような標準貫入試験とコーン貫入試験結果と液状抵抗を結びつける試みが行われている。しかし、こうした研究で扱われている液状化抵抗は、構造物がない場合の水平地盤 (level ground conditions) に於けるもので、構造物周辺地盤の液状化特性の解析に使用することはできない。

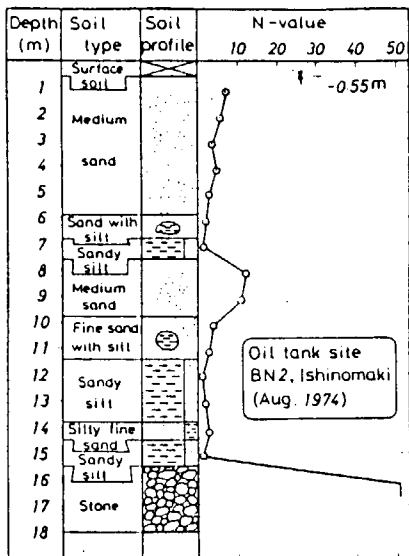


図 4. 2.44 標準貫入試験結果

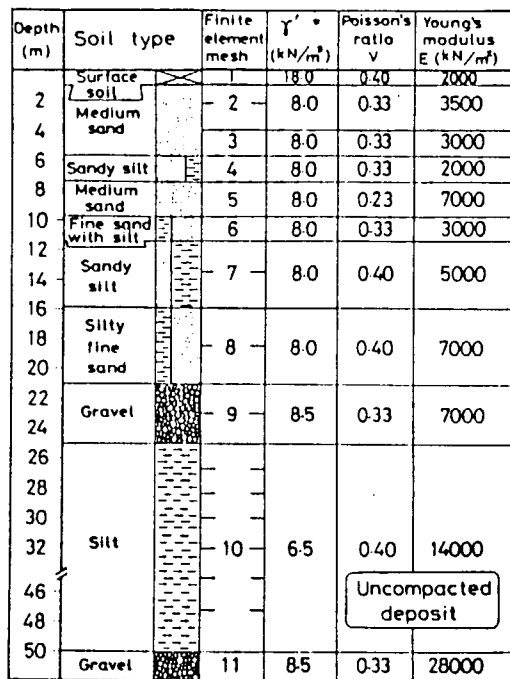
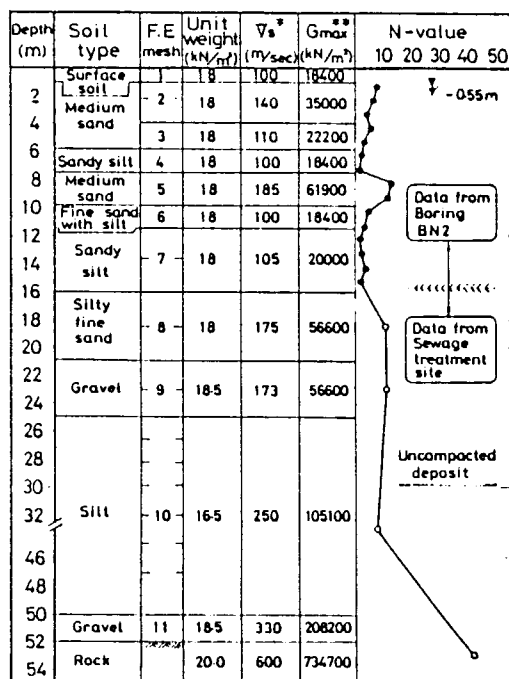


図 4. 2.45 静的応力解析に用いた地盤定数



* Velocity of shear wave propagation
** Shear modulus at small strains

図 4. 2.46 地震応答解析に用いた地盤定数

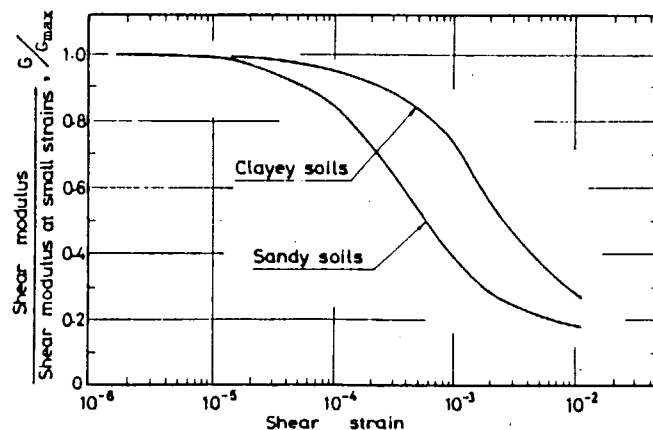


図 4. 2.47 地盤のせん断定数とひずみの関係

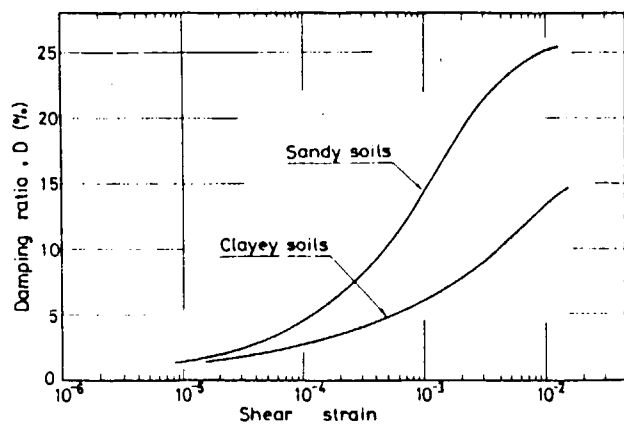


図 4. 2.48 地盤の減衰定数とひずみの関係

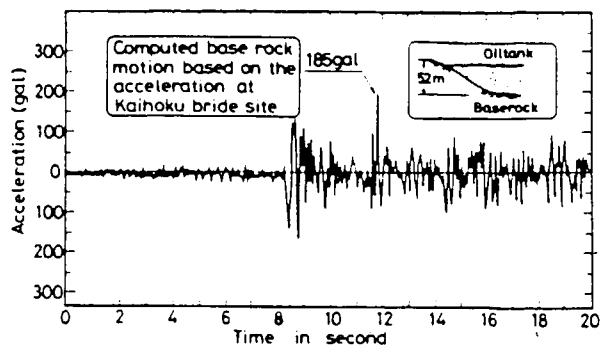


図 4. 2.49 基盤の地震動

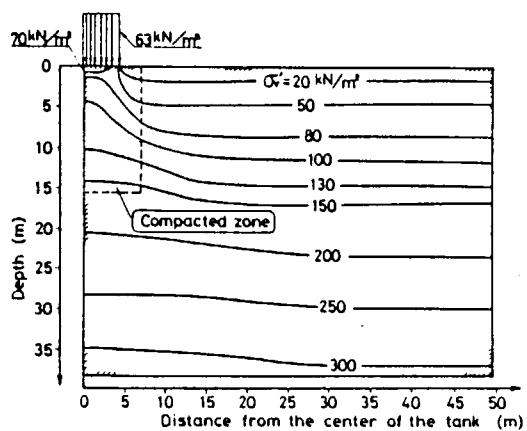


図 4. 2.50 地震前の上載圧

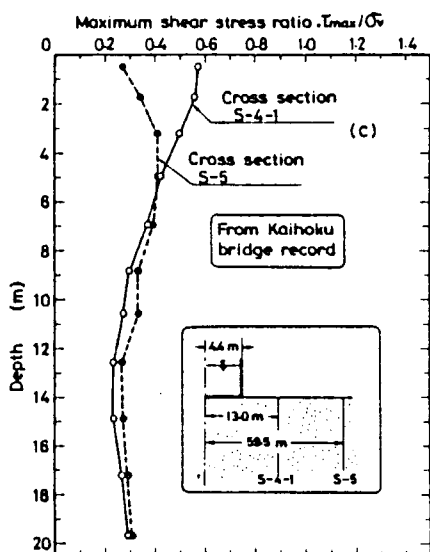
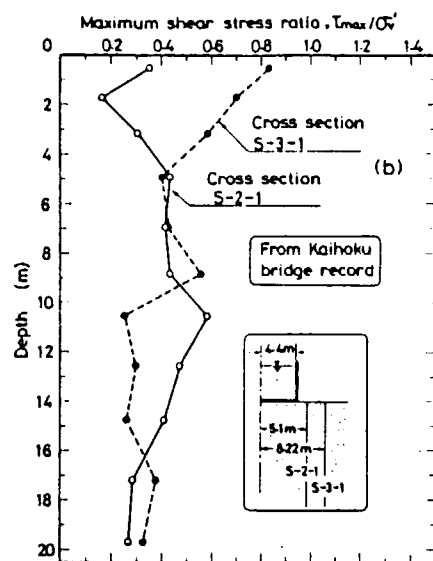
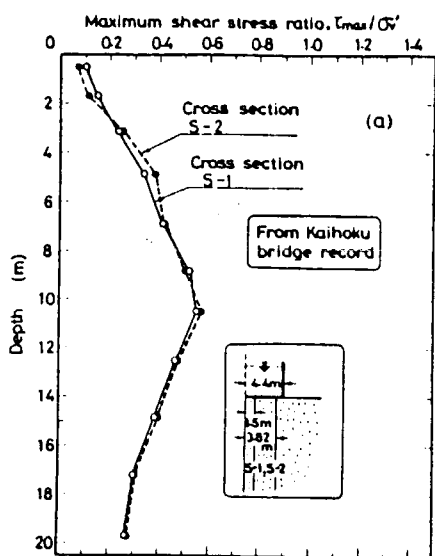


図 4.2.51 地震による地盤に作用するくり返し応力比

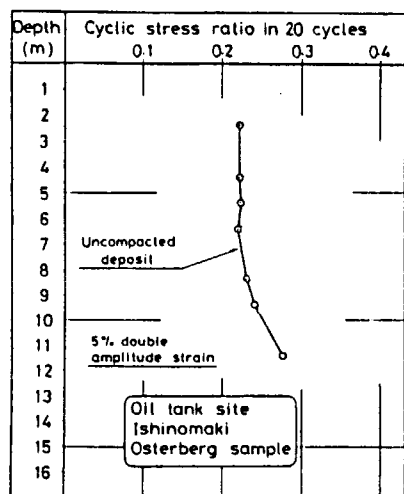


図 4.2.52 地盤の液状化抵抗

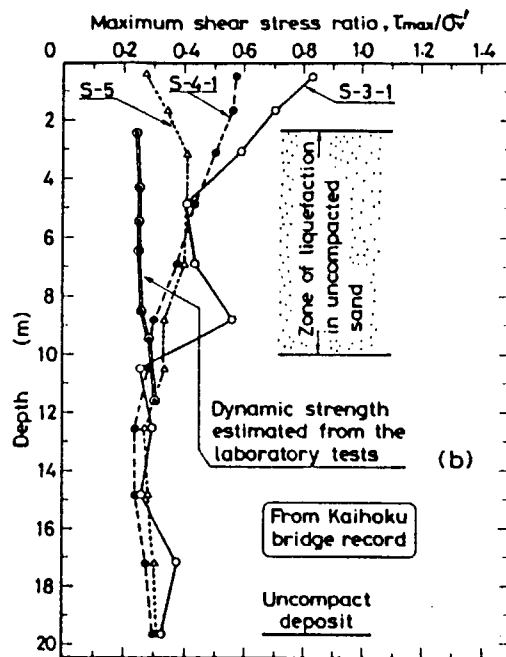
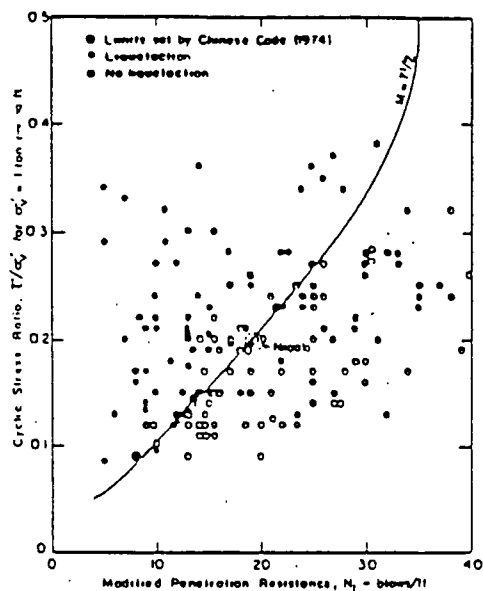
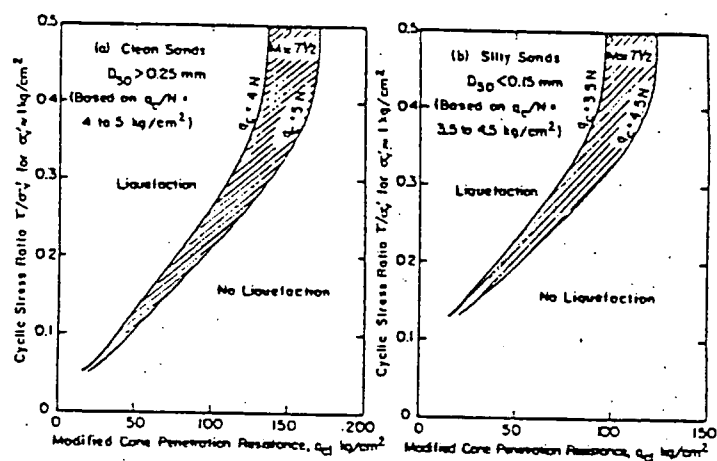


図 4.2.53 液状化の判定



—Correlation between Field Liquefaction Behavior of Sands ($D_m > 0.25$ mm) under Level Ground Conditions and Standard Penetration Resistance (All Data)



—Proposed Correlation between Liquefaction Resistance of Sands for Level Ground Conditions and Cone Penetration Resistance

図 4.2.54 原位試験結果と液状化抵抗

4.2.4 滑動を許す設計法

(1) 滑動解析導入の背景

強地震地域における海洋構造物は、

- ① 浮力により有効重量が減少する。
- ② 周辺水が付加質量として作用するため慣性力が増加する。

などの理由から、陸上構造物よりも滑動抵抗力の面で非常に不利な条件のもとで設計されているにもかかわらず、海底石油開発、原発洋上立地、大水深防波堤など強地震地域における海洋構造物の必要性は、ますます大きくなってきている。

従来の設計法では、滑動、転倒、地盤反力などに対して適当な安全率を確保することにより海洋構造物を設計しているが、海洋重力式構造物を対象とした代表的基準である DnV Rule では、日本における各種基準の滑動に対する安全率よりもかなり厳しい安全率を要求している。

このため、従来の基準（特に DnV Rule）に従って海洋重力式構造物を設計する場合、滑動抵抗力の面から必要な重量を確保するため、形状を大きくしたり、バラストを多くしたりする必要があり、経済的にも他の構造形式に比べて割高となっている。

以上の問題点を解決するため、構造物が地盤との間に相互変位を生じる、つまり滑動することにより慣性力が静止摩擦力に相当する力で頭打ちになる一種の免震効果に着目し、これを設計に応用することにより、より経済的な海洋構造物を設計する考え方即ち、地震時に構造物の滑動を許す新しい設計法を導入した。

(2) 表示記号

以下の表示記号を使用する。

F_n	鉛直力
F_s	摩擦力
μ_s	静止摩擦係数
μ_d	動摩擦係数
$\Delta_{ij}^s, \Delta_{ij}^n$	相対変位
K_s, K_n	バネ剛性
G, G_0	せん断ひずみが r のときのせん断変形係数及び初期せん断変形係数
$h, h_{\max}$	減衰定数及び最大減衰定数
r	せん断ひずみ（せん断変形係数の決定には $0.65 r_{\max}$ を用いる）
$r_{0.5}$	正規化せん断変形係数 G/G_0 が 0.5 のときのせん断ひずみ
S_u	最大せん断強度
σ_0	有効拘束圧
W	構造物の重量
W_{add}	付加重量
P_u	浮力による揚圧力
ϕ	内部摩擦角
r	土の総単位体積重量
r'	土の有効単位体積重量
e	土の間隙比
α	滑動係数
M	構造物の質量
M_{add}	付加質量

U_{max} 入力地震動の最大加速度
 U_c 構造物が滑動を開始する時の加速度
 δ_{max} 最大滑動量
 $\bar{\delta}_{max}$ 最大滑動量の平均値
 $\delta_{max(0.95)}$ 最大滑動量の95%信頼上限値

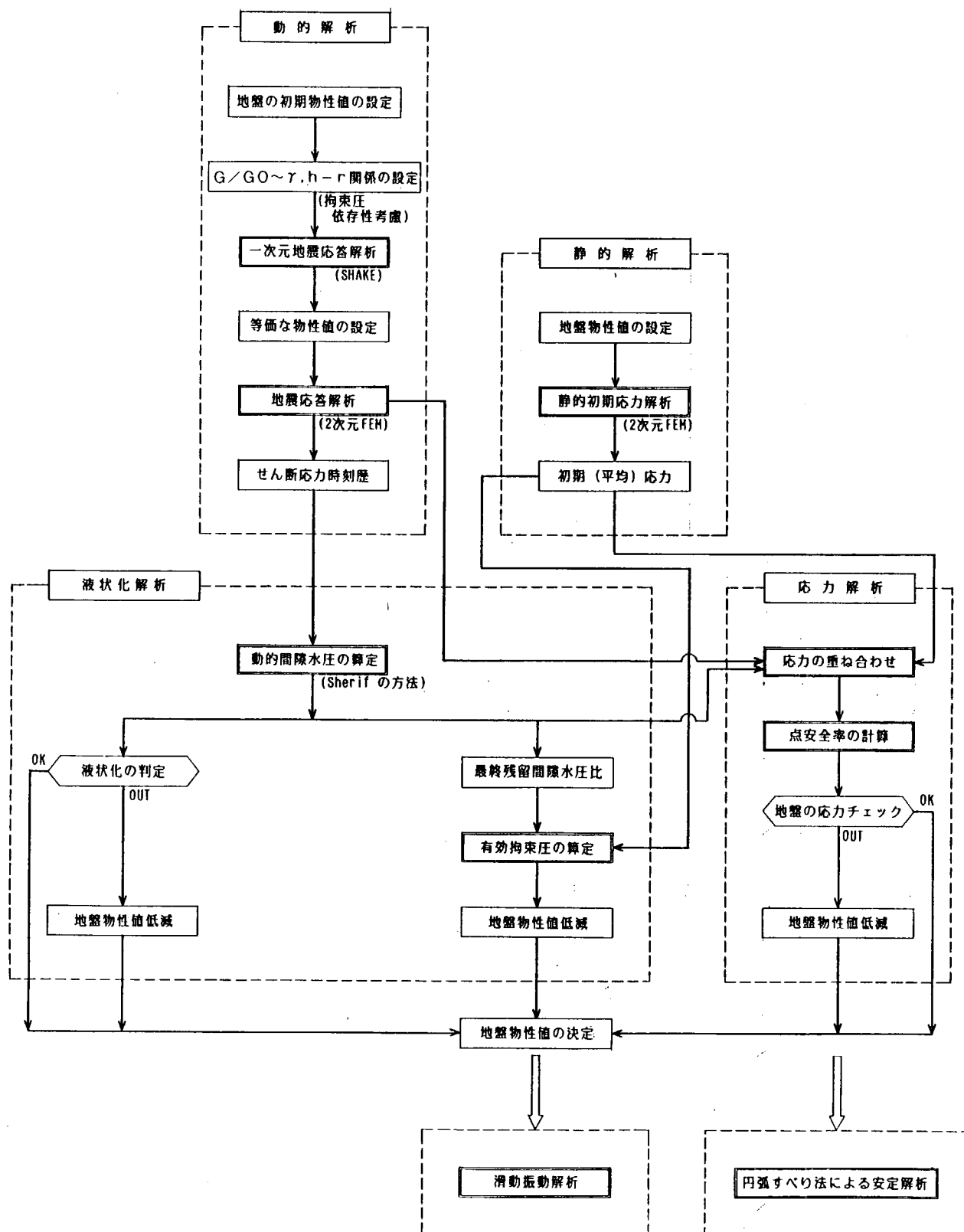


図 4.2.55 耐震設計フロー

(3) 滑動を許す設計法の特徴

図 4.2.55 に滑動を許す耐震設計法のフローチャートを示す。この設計法の主な特徴は以下の通りである。

- 土と構造物との動的相互作用は 2 次元有限要素でモデル化する。
- 周辺の海水による減衰を考慮することができる。
- 非線形の滑動挙動を解析するためにコネクティングエレメント（非線形連結要素）を構造物と地盤との間に用いる。
- 液状化を含めた基礎地盤の安全解析を行うことができる。

(4) 解析手順

(a) 剛体すべり解析（方法 1）

滑動思想の有効性を確認するため、まず簡易なモデルを採用した。

基本的な仮定は以下の通りである。

- 構造物と地盤は剛体とする。
- 構造物と地盤との間にはクーロン摩擦力のみが作用するものとし、粘着力は考慮しない。
- 静止及び動摩擦係数を用いる。動摩擦係数は速度依存性を考慮せず一定とする。
- 両摩擦係数間の移行は瞬間的に行われるものとする。
- 周辺の海水による動水圧は付加質量として考慮する。
- 構造物の転倒に対する安定は従来の設計法でチェックする。

解析モデルの概念図は図 4.2.56 に示す通りである。

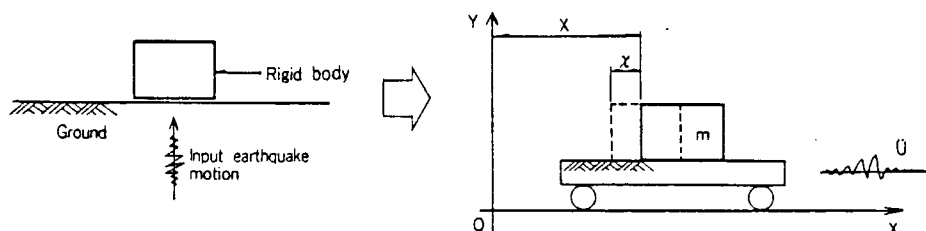


図 4.2.56 剛体すべり解析のモデル

(b) 動的非線形解析（方法 2）

基礎地盤の安定解析を含む動的非線形解析の主な特徴及び仮定は以下の通りである。

- (i) 構造物と地盤は線形のアイソパラメトリック平面応力あるいは平面ひずみ有限要素でモデル化する。一方、構造物と地盤との間の滑動・浮上りのような諸現象は非線形コネクティング要素でモデル化する。

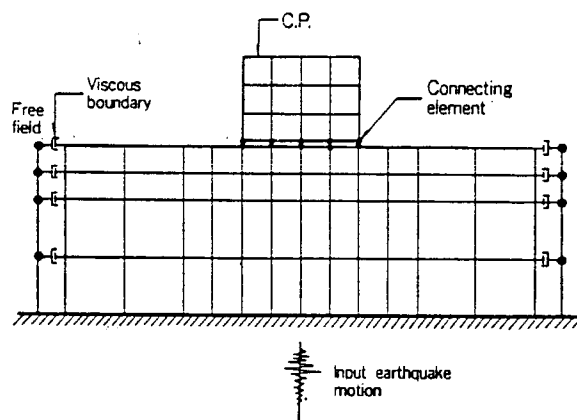


図 4.2.57 二次元 FEM 非線形動的解析モデル

- (ii) コネクティング要素の非線形応答は逐次直接積分法で計算する。また土の非線形特性は等価線形法で評価する。

非線形滑動挙動を計算するため図 4.258 に示す 2 種類の非線形コネクティング要素を用いる。

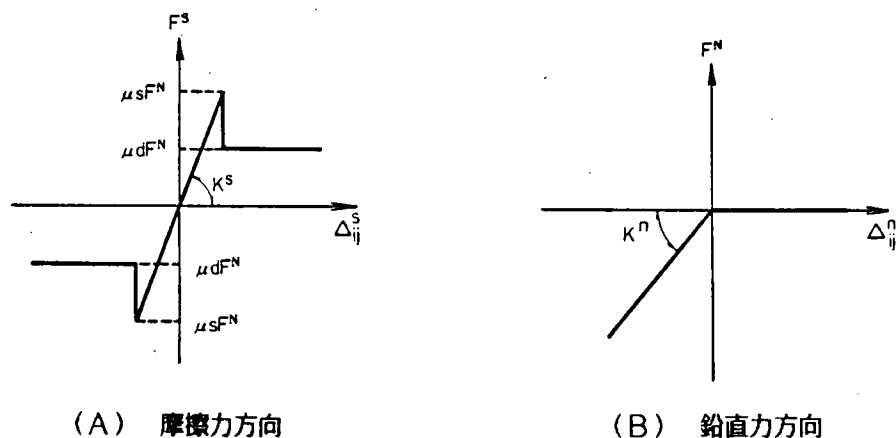


図 4.258 非線形コネクティング要素

- (iii) 土の動的特性の評価には拘束圧及びひずみ依存性を考慮できる以下に示す方程式を用いる。図 4.259 に土の動的特性の変化の模式図を示す。

$$\frac{G}{G_0} = \frac{1}{1 + |r/r_{0.5}|} \quad (4.2.41)$$

$$r_{0.5} = \frac{S_u}{G_0} \quad (4.2.42)$$

$$h = h_{\max} \left(1 - \frac{G}{G_0} \right) + 1 \quad (4.2.43)$$

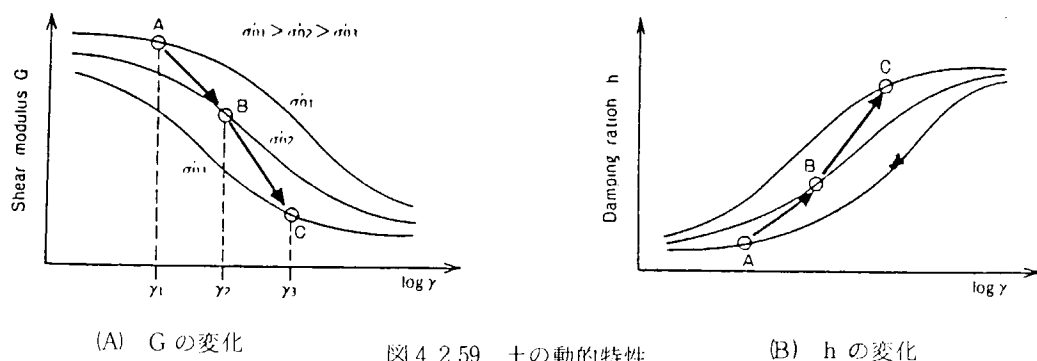


図 4.259 土の動的特性

- (iv) 動的な間隙水圧の上昇の計算には単純で実用的な Sherif の方法を用いる。
- (v) 地盤の安定解析はモール・クーロンの破壊基準を適用し、以下の手順で行う。
- 土要素の破壊安全係数は、土の初期応力と動的応力を重ね合わせた有効応力で計算する。
 - 破壊安全係数の分布よりすべり面を仮定する。
 - すべり面に作用している垂直応力とせん断応力を用いてすべり安定解析を行う。
- (vi) 質量の評価は分布質量法による。周辺水の動水圧効果は仮想質量法による。
- (vii) 構造物と地盤の減衰は内部及び外部減衰で評価する。

Ⅳ) 周辺水の動水効果による減衰は相対速度に比例すると仮定する。

Ⅴ) 地盤の水平方向の無限性の評価には Lysmer, Kuhlemeyer によって開発された近似化粘性境界理論を用いる。

(5) パラメータスタディ

構造物の地震時の滑動挙動を把握するため、各種のパラメータスタディを実施した。解析条件は以下の通りである。

。 対象構造物

パラメータスタディを行うにあたり次のようなコンクリートプラットフォームを対象とする (図 4. 2.60)。

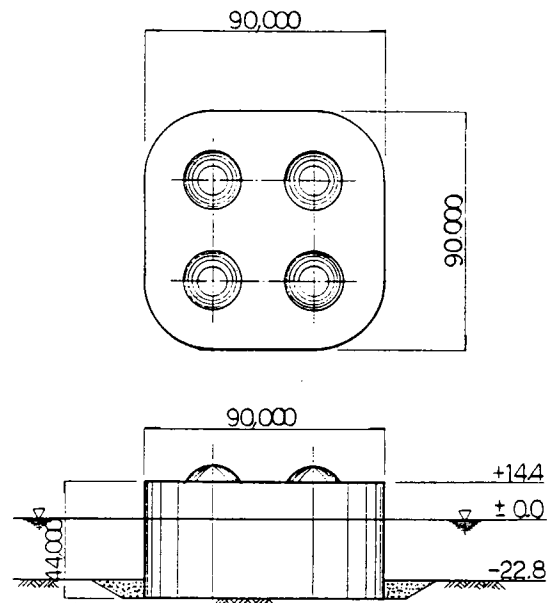


図 4. 2.60 対象構造物

$$W = 302,000 \text{ (t)}$$

$$W_{add} = 47,000 \text{ (t)}$$

$$P_u = 247,000 \text{ (t)}$$

。 土の特性

現象の説明を分かり易くするため、基礎地盤モデル全層を以下の特性を持つ砂層とした。

$$\phi = 30^\circ$$

$$\gamma = 2.0 \text{ t/m}^3$$

$$\gamma' = 1.0 \text{ t/m}^3$$

$$e = 0.67$$

$$\mu_s = 0.577, \quad \mu_d = 0.289$$

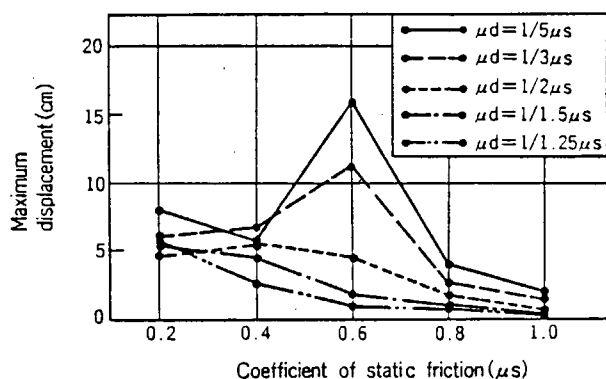
(a) 地震動特性及び摩擦係数の影響

特性の異なる地震動として短周期の卓越した EL Centro 波及び長周期の卓越した Hachinohe 波を選び、剛体すべり解析により構造物と地震との静心及び動摩擦係数の変化が最大滑動量に及ぼす影響を検討した。

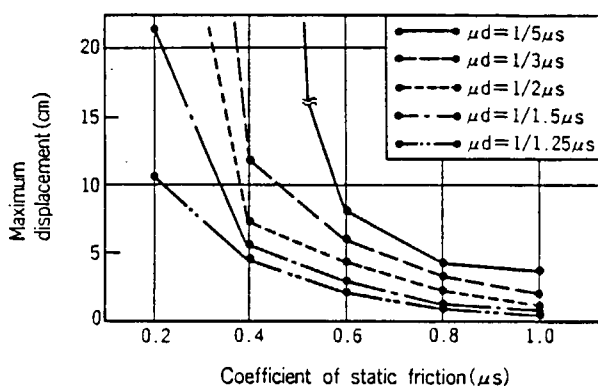
入力地震動の最大加速度は 200 cm/sec^2 とし、 μ_s 及び μ_d は以下に示す範囲を考えた。

$$\mu_s = 0.2 \sim 1.0, \mu_d = 0.2 \mu_s \sim 0.8 \mu_s$$

結果を図4.2.61に示す。これより最大滑動量の分布は地震波により大きく異なることがわかる。また静止及び動摩擦係数の大きさ、両者の比率によっても大きくバラツクことがわかる。著者等は以前に実施した各種の正弦波を用いた解析でも同様の結果を得ている。即ち、滑動挙動は地震動特性及び摩擦係数に対して強い非線形性を示す。



(A) エルセントロ波

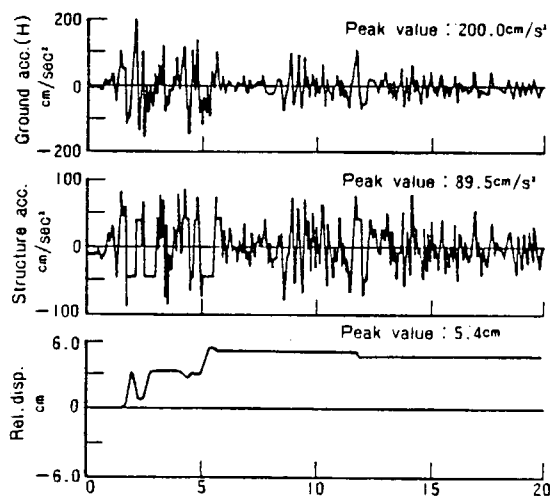


(B) 八戸波

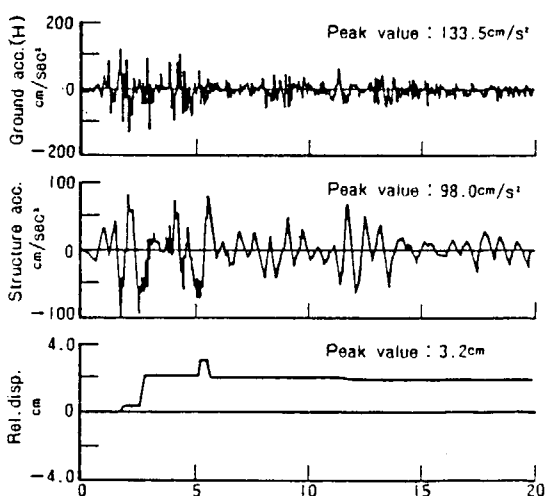
図4.2.61 剛体すべり解析による最大滑動量

(b) 土一構造物の相互作用の影響

土一構造物の相互作用の影響を検討するため、同じ条件で剛体すべり解析と非線形動的解析を実施し比較検討した。また、鉛直地震動を考慮する場合とそうでない場合について解析を実施し、鉛直地震動による影響についても検討した。入力地震動はEl Centro波とし、水平動の最大加速度を200 cm/sec²、鉛直動の最大加速度を100 cm/sec²とした。尚、FEM解析では、入力地震動として無限遠方地盤表面で剛体すべり解析と同じ地震動となるように逆応答した結果を用いた。結果を図4.2.62、図4.2.63に示す。土一構造物の相互作用あるいは鉛直地震動の影響により応答性状に違いがみられるが、その影響はそれ程明確には表われていない。これは滑動挙動のみの解析における剛体すべり解析の有用性を意味している。



(A) 方法-1



(B) 方法-2

図4.2.62 水平地震動のみに対する応答

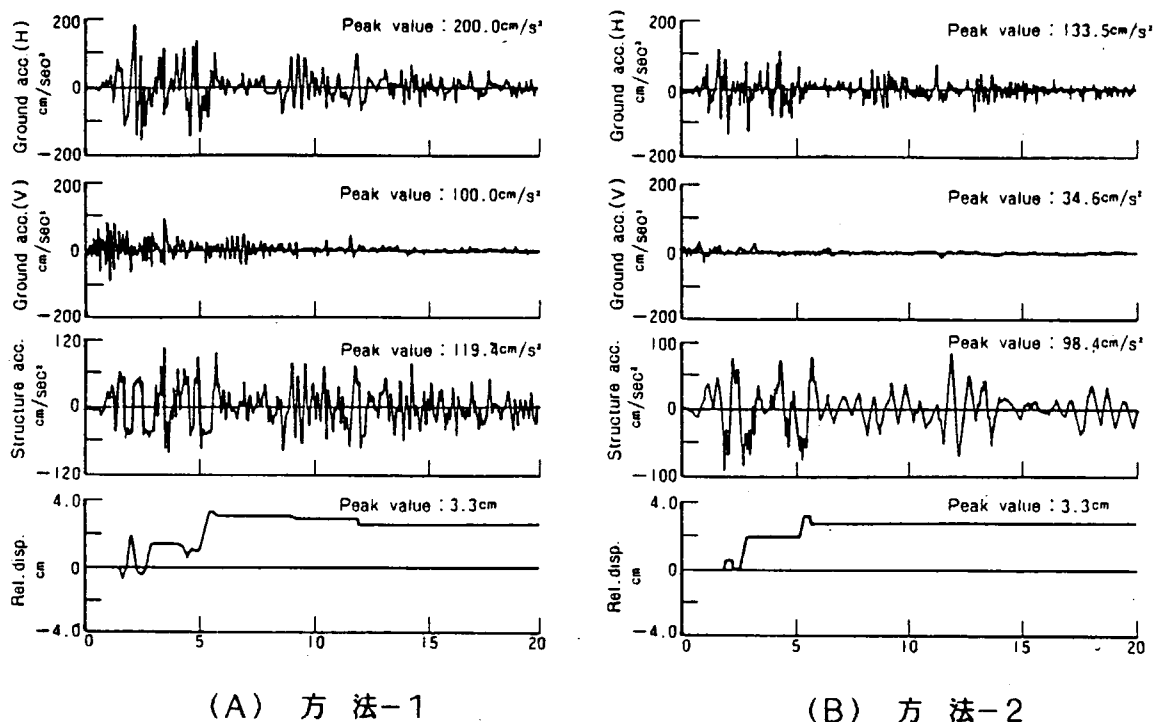


図 4. 2.63 鉛直地震動を考慮した場合の応答

(6) 基礎地盤の安定

基礎地盤の安定については、滑動を許容する設計思想の場合とそうでない場合との動的せん断応力及び間隙水圧上昇における相違を説明する。図 4. 2.64 は構造物中央直下での動的せん断応力及び間隙水圧上昇のタイムヒストリーで、設計思想により最大動的せん断応力で約 25%，最大間隙水圧比で約 30% の差が見られる。これは、滑動を許容する設計法の有利さを示している。図 4. 2.65 は滑動を許容する場合の基礎地盤モデル全体の最終間隙水圧比の分布を示している。間隙水圧比は上方にいく程大きく、また、構造物中央部より端部付近で大きな値となっている。

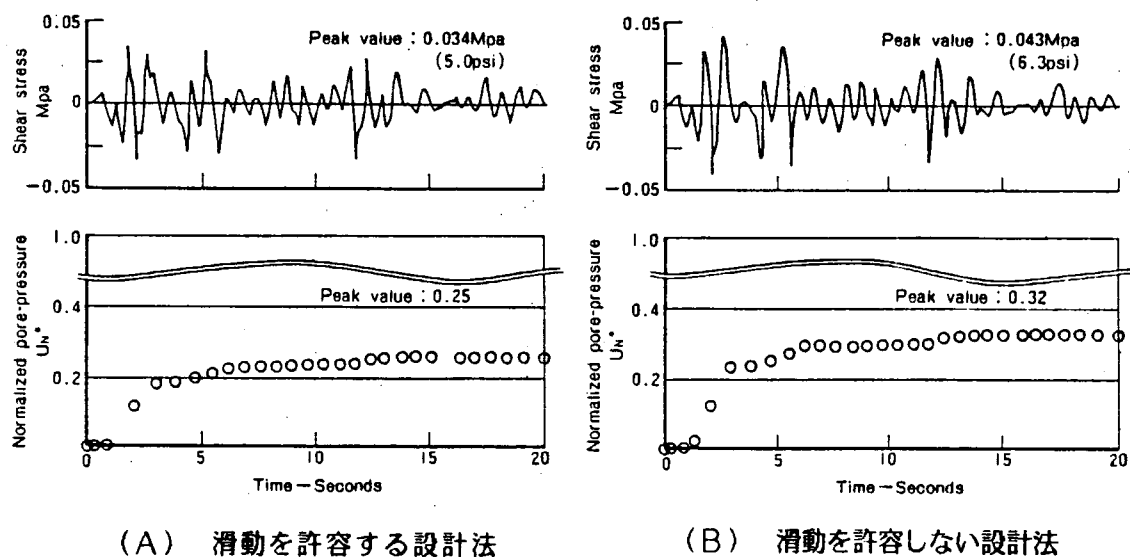


図 4. 2.64 El Centro 波による動的せん断応力及び間隙水圧比

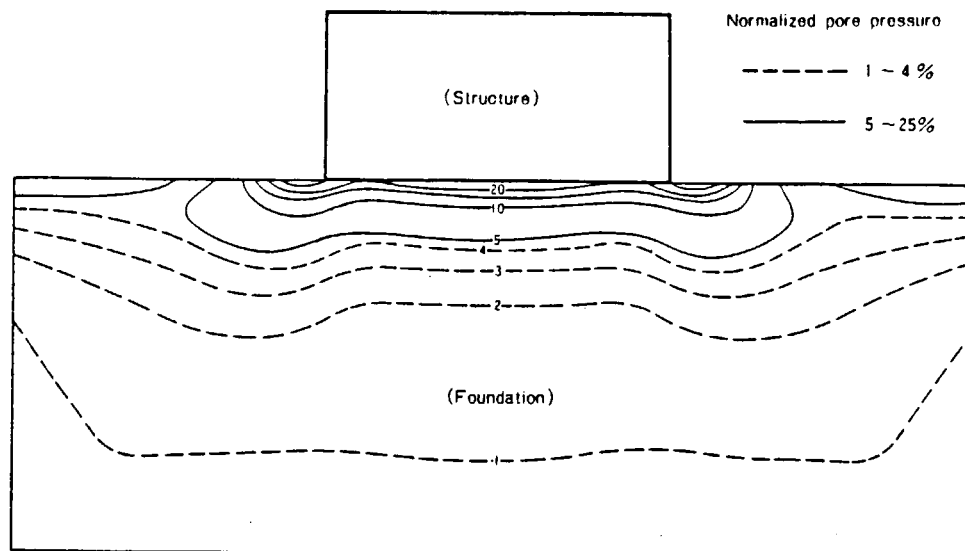


図 4.2.65 El Centro 波による間隙水圧比の分布
(滑動を許容する場合)

(7) 滑動量の統計的解析

実際の設計では起り得る最大滑動量の値が必要になるが、滑動量は地震動の特性に対し強い非線形性を示すため、設計地震動を用いて解析して結果が起り得る最大滑動量を与えるとは限らない。そこで、過去に記録された多数の地震波を用いて剛体すべり解析を行い、統計的に滑動量の上限値の推定を行った。

(a) 過去の地震記録を用いた滑動量の算定

既応の地震観測記録 (N = 176) を用いて剛体すべり解析を行い、最大滑動量を算定した。解析は (4.2.44) 式に示す滑り易さを示す指数である滑動係数 α の範囲 $\alpha = 0.1 \sim 0.9$ (9 水準) について行った。解析ケースの総数は $\Sigma M = 176 \times 9 = 1584$ である。尚、入力最大加速度は一定の値を用い $U_{\max} = 100 \text{ cm/sec}^2$ とした。

$$\alpha = \frac{(M \cdot g - P_u) \cdot \mu_s}{(M + M_{\text{add}}) \cdot U_{\max}} \quad (4.2.44)$$

滑動係数 α は想定した構造物が滑動を開始するときの加速度である $U_c = (M \cdot g - P_u) \cdot \mu_s / (M + M_{\text{add}})$ を入力加速度の最大値 $U_{\max}$ で除した無次元値で、従って、 $\alpha < 1.0$ で構造物は滑動し、 $\alpha \geq 1.0$ では滑動しない。(4.2.44) 式を構成するパラメータは構造物及び建設地点の状況により変化する。運動方程式より、構造物や建設地点が変わっても α が同じ値であれば、全く同じ滑動挙動を示すことが分かる。従って、滑動量は入力地震動の最大加速度に正比例することになる。

(b) 統計解析

上記の $\Sigma M = 1584$ ケースの数値解析結果について、 α の値毎に最大滑動量の分布を調べた。この分布は図 4.2.66 に示すように対数正規分布に適合する。これらの α 毎の分布より最大滑動量の平均値 $\bar{\delta}_{\max}$ 及び 95% 信頼上限値 $\delta_{\max}(0.95)$ を求め設計チャートとしてプロットしたものが図 4.2.67 である。

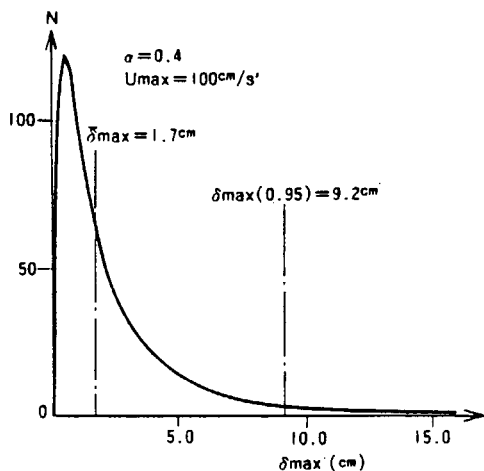


図 4. 2.66 対数正規分布

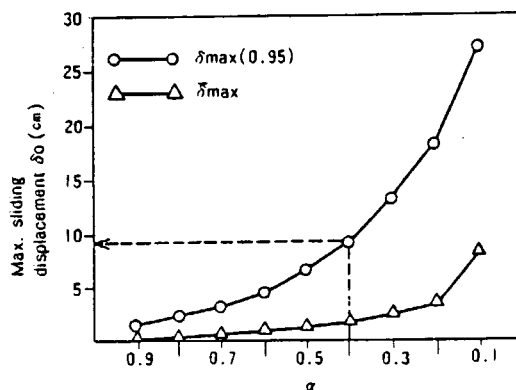


図 4. 2.67 設計チャート

(c) 滑動量の上限值 $\delta_{\max}(0.95)$ の推定。

以上の数値解析及び統計解析により次のことがいえる。

- $\alpha = 0.1 \sim 0.9$ としたことにより，滑動を生じ得る全ての条件の構造物について解析を行ったことになる。
- $N = 176$ 個の地震波を用いたことにより，予想される地震動特性の変化はほぼ全て考慮したことになる。
- 入力地震動の最大加速度を $U_{\max} = 100 \text{ cm/sec}^2$ と一定値にしたことにより， α の値が同じであれば図 4. 2.67 は任意の $U_{\max}$ の値に対して適用できる。

従って，図 4. 2.67 は全ての構造物及び地震動に対して有効であるといえる。最大滑動量の統計的な上限値 $\delta_{\max}(0.95)$ の推定手順は以下の通りである。

- (i) 対象構造物について α の値を計算する。
- (ii) 図 4. 2.67 より α に相当する δ_o の値を読みとる。
- (iii) $\delta_{\max}(0.95)$ は設計地震動の最大加速度 $U_{\max}$ を用いて (4.2.45) 式より算定できる。

$$\delta_{\max(0.95)} = \delta_o \times \frac{U_{\max}}{100} \quad (4.2.45)$$

この相対変位を吸収するために，関連部分の詳細な設計が準備される。

(8) 滑動を許容しない場合との設計比較

滑動を許容する設計法と従来から行われている滑動と許容しない設計法を比較するために，図 4. 2.60 に示したコンクリートプラントフォームについて，滑動を許容しない条件で設計を行った。

(a) 設計条件

(i) 土質条件

海底面下	0 m ~ 7 m	N 値 0
	7 m ~ 33 m	N 値 17 ~ 20
	33 m ~	N 値 50

(ii) 水 深

23.2 m

(iii) 地 震

海底地盤表面での最大加速度 $U_{\max} = 200 \text{ cm/sec}^2$

(Ⅳ) 貯油量

$$Q = 50,000 \text{ kl}$$

(Ⅴ) 貯油方式

原油単独貯油方式

(b) 設計概要

(i) 滑動を許容する場合

C Pは滑動を除く安定要件に対し、外形が最小寸法となるように設計した。八戸波による滑動量は4.3 cm、基礎地盤に発生した最大間隙水圧比は23%であった。C Pは軟弱な最上層を撤去後、砂層に設置する。滑動を許容することにより数量が大幅に減少し、基礎地盤の改良も不要となった。

(ii) 滑動を許容しない場合（設計－A）

C Pの形状は表4.2.3に示すように、滑動を許容する場合と同じとし、滑動を抑えるため以下の方策を考慮した。

- － 砂バラストによる有効重量の増加
- － 土のせん断強度の増加（碎石によるコンパクションパイルで海底面下20mまで地盤改良を実施する）

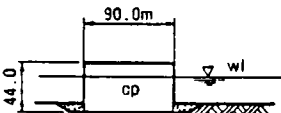
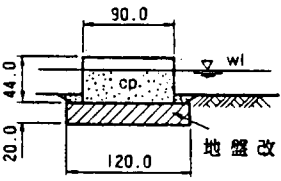
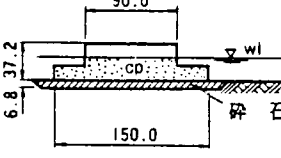
(iii) 滑動を許容しない場合（設計－B）

地盤反力を低減させるため函体基部を拡大し、浮力を低減させるため海底地盤最上部の軟弱層を碎石で置換して、C Pの設置面を現海底面位置とする。また、必要な有効重量は砂バラストを多量に用いて確保する。

(c) 設計比較

以上の結果を表4.2.3に示す。滑動を許容しない場合は、TYPE A,Bとも滑動を許容する場合に比べ数量が非常に多くなる。また、地盤改良が必要となるため工期も大幅に長くなる。尚、砂バラストを多量に用いるとC Pの移設は事実上困難となる。以上のように、強地震域での重力式海洋構造物の建設には、滑動を許す設計法の採用が非常に有利である。

表 4.2.3

設計思想		形状	総重量 (t)	数量	
				項目	体積 (m ³)
滑動を許容			290,000	コンクリート	45,000
				砂バラスト	12,000
				水バラスト	150,000
				浚 渫	88,000
滑動を許容せず	設計－A		440,000	コンクリート	58,000
				砂バラスト	148,000
				地盤改良	288,000
				浚 渫	88,000
	設計－B		790,000	コンクリート	72,000
				砂バラスト	309,000
				浚 渫	205,000
				砕 石	205,000

参 考 文 献

- 1) C. A. Cornell; Engineering Seismic Risk Analysis, BSSA, Volume 58, Number 5, TP1583 ~ 1606, October 1968
- 2) Westergaard, H. M; Water Pressures on dams during earthquakes, Trans. ASCE, Vol. 98, 1933
- 3) 桜井彰雄; 水中に立てられた柱状構造物の振動, 土木技術, 第16巻, 第6号, 昭和36.6
- 4) 後藤尚男, 土岐憲三; 水中構造物の振動と耐震設計に関する基礎的研究, 土木学会論文集, No. 100, 昭和38.12
- 5) 小平清真; だ円形水中橋脚に働く地震力とその弾性振動, 土木学会論文集, No. 120, 昭和40.8
- 6) 小平清真, 高西照彦; 多柱基礎への水の付加質量について, 土木学会論文集, No. 248, 昭和51年4月
- 7) 小平清真, 高西照彦; 多柱基礎橋脚に対する水の付加質量の三次元解析, 土木学会論文集, No. 259, 昭和52年3月
- 8) 小平清真, 高西照彦; 任意に配置された異なる柱径をもつ多柱基礎に働く地震動時水圧の解析法, 土木学会論文集, No. 276, 昭和53年8月
- 9) 喜岡 渉; 大型海洋構造物に作用する地震時付加質量, 第28回海岸工学講演会論文集, 1981
- 10) Byrd, R. C.; Laboratory study of the fluid-structure interaction of submerged tanks and caissons in earthquakes, Univ. of Calif., Berkeley, Report No. EERC 78~80, 1978
- 11) 清川哲志, 小林 浩; 面対称柱体の水中振動による付加質量特性の研究, 土木学会論文集, No. 321, 昭和57年5月
- 12) 清川哲志; 流体の圧縮性を考慮した軸対称構造物の付加質量解析, 第32回海岸工学講演会論文集, 1984
- 13) 清川哲志, 田中正博, 小林 浩; 全没水大型円筒構造物の地震時付加質量, 第29回海岸工学講演会論文集, 1982
- 14) 田中良弘; 円柱海洋構造物の地震応答解析, 第30回海岸工学講演会論文集, 1983
- 15) 堀川清司; 海岸工学, 東大出版会
- 16) 松本 喬, 高橋俊彦; 有限要素法 (FEM) による任意形状浮体の動揺解析について, 第1回情報システム部研究開発報告会 報文集 1985
- 17) 沢本正樹, 菊地健治; 振動流中におかれた円柱に作用する揚力, 第26回海岸工学講演会論文集, 1979
- 18) 日野幹夫; 流体力学, 技報堂
- 19) Keulegan, G. H. & Carpenter, L. H.; Forces on Cylinders and Plates in an Oscillating Fluid, J. of Research of the National Bureau of Standards, Research
- 20) Batchelor, G. K.; An Introduction to Fluid Dynamics, Cambridge University Press, 1970
- 21) 西岡 隆, 南 忠夫, 山口浩吉, 佐野 忍; 地震時に海洋構造物に作用する流体力の実験的研究, 土木学会論文集, 第340号 1983 12月
- 22) H. YAMAMOTO, K. HORIKOSHI, T. KIMURA and S. HIRASHIMA; NEW ASEISMIC DESIGN OF CONCRETE PLATFORM SUBJECTED TO STRONG EARTHQUAKE MOTION, BOSS '85, Delft, The Netherlands, July 1 - 5, pp. 927 ~ pp. 938
- 23) 木村哲郎, 平島 繁, 大田貴博, 藤本信夫; 重力式海洋構造物の滑動を考慮した耐震設計手法, 土木学会第40回年次学術講演会概要集, S60年9月, 第1部 I - 363, pp. 725 ~ pp. 726
- 24) H. Yamamoto, T. Kimura, S. Hirashima, T. Ohta; NEW ASEISMIC DESIGN METHOD OF OFF-SHORE GRAVITY STRUCTURE IN HIGHLY SEISMIC REGIONS, OMAE '86, TOKYO, JAPAN, April 13-18

4.3 波力による海底地盤の液状化解析

4.3.1 液状化について

(1) 砂地盤の液状化現象

砂地盤の液状化現象は、外力として作用した繰返しせん断応力が、地盤内の間隙水圧を上昇させ、地盤内の有効応力を低下させ、地盤の支持力が急激に失われる現象を示す。

(2) 液状化発生の危険度

砂地盤の液状化現象は次の両者の比較によって決まる。

(a) 外力——主として、地盤内に発生するせん断応力の大きさと、その繰返し回数が重要なパラメータ。

(b) 砂質土の液状化抵抗——原位置試験や、室内試験によって評価する。

すなわち、外力が土の抵抗を上まわる場合に液状化が生じることになる。

4.3.2 海底地盤に液状化を引き起こす可能性のある外力

(1) 考慮すべき外力

海底砂地盤の液状化危険度を検討するうえで、次の外力を考える必要がある。

(a) 地震動

(b) 台風等に伴う波浪力

北海では強い地震は起こらないので、波浪による液状化のみ検討しているが、日本近海では地震と台風の両者について検討が必要である。

(2) 地震力と波浪力の違い

地震力及び波浪力は、いずれも海底地盤の応力を変化させ、砂地盤内に繰返しせん断応力を発生させるという点では、本質的に変わらないが、両者には次のような違いが指摘できる。

(a) 入力機構——地震動は地盤下部からの加速度に伴う入力であるが、波浪力は海底表面から加わった力による入力である。

(b) 周期——波浪力の周期は、約10秒のオーダーで、地震の周期に比してかなり長い。ゆえに、透水性の良い地盤では、波によるくり返し中に間隙水圧の排水現象が生じうる。

(c) 継続時間——地震の継続時間に比較して、波浪力の継続時間は非常に長い。したがって、波浪力の引き起こすせん断力の繰返し回数は多いことになる。

4.3.3 海底面に構造物がない場合の波による液状化の解析方法

ここでは、海底面に構造物がない場合の波による液状化の解析方法を、概説する。この場合は、埋設されたパイプライン周辺の液状化にも対応し、又後述する海底面に構造物がある場合の液状化解析にも、重要な知見を与える。

(1) 波浪による海底地盤中のせん断応力

微小振幅波論により、図4.3.1のように海底面に於ける変動水圧分布、 $p(x)$ 、が下のように求まる。

$$p(x) = p_0 \cdot \cos\left(\frac{2\pi}{L}x - \frac{2\pi}{T}t\right) \quad (4.3.1)$$

ただし、

$$p_0 = \rho_w \cdot g \cdot \frac{H}{Z} \cdot \frac{1}{\cosh\left(2\pi \frac{h}{L}\right)} \quad (4.3.2)$$

ρ_w ：水の単位体積重量、 g ：重力加速度、 H ：波高、 L ：波長、 T ：波の周期、 h ：水深
地盤を飽和した等方弾性体と仮定すると、波によるせん断応力、 τ 、は、

$$\tau = p_0 \cdot \frac{2\pi Z}{L} \cdot e^{-2\pi Z/L} \quad (4.3.3)$$

と表わされる。ここで、上載圧, σ_v'

$$\sigma_v' = \rho' \cdot g \cdot Z \quad (\rho' = \text{地盤の水中単位重量}) \quad (4.3.4)$$

と表わされるので、地盤の液状化解析で最も重要な要素である、くり返し応力比, τ/σ_v' は、

$$\tau/\sigma_v' = \frac{2\pi}{\rho'g} p_0 \cdot \frac{1}{L} e^{-2\pi Z/L} \quad (4.3.5)$$

と表わせる。(4.3.5)式で $Z=0$ とおくと、海底面でのくり返し応力比が

$$(\tau/\sigma_v')_0 = \frac{2\pi}{\rho'g} \frac{p_0}{L} \quad (4.3.6)$$

と求まる。これより、任意の深さ, Z , に於けるくり返し応力比が、海底面でのくり返し応力比を用いて、下記のように表わされる。

$$(\tau/\sigma_v') \quad (\tau/\sigma_v')_0 = e^{-2\pi Z/L} \quad (4.3.7)$$

これを Z/L について図示すると、図4.3.2となる。

以上の検討から、(4.3.2), (4.3.6)式を用いると、海底面に於ける波浪によるくり返し応力比が

$$(\tau/\sigma_v')_0 = \pi \cdot \frac{\rho_w}{\rho'} \cdot \frac{H}{L} \cdot \frac{1}{\cosh(2\pi \frac{h}{L})} \quad (4.3.8)$$

と示せ、図4.3.2を用いると、任意の深さ Z の点に於けるくり返し応力比が求まる。ここで、(4.3.8)式の H/L の値は砕波の条件によって上限値が存在し、波浪によるくり返し応力の値も上限値が存在する。砕波条件として、

$$H/L \leq \frac{1}{7} \cdot \tanh\left(\frac{2\pi h}{L}\right) \quad (4.3.9)$$

が成立するので、(4.3.8)式に代入して

$$(\tau/\sigma_v')_0 \leq \frac{\pi}{7} \cdot \frac{\rho_w}{\rho'} \cdot \frac{\sinh\left(\frac{2\pi h}{L}\right)}{\cosh^2\left(\frac{2\pi h}{L}\right)} \quad (4.3.10)$$

なる式が成立する。(4.3.8)式を、破波の条件(4.3.10式)を考慮してグラフに示したのが、図4.3.3であり、波の諸元と水深から、海底面でのくり返し応力比が分かる。

(2) 海の波の不規則性の影響

現実には生じている海洋波は不規則波であるので、(4.3.8)式で得られる海底地盤に作用するくり返し応力も、不規則な時間履歴を有している。一般に室内土質試験では、一定振幅の規則波を供試体と与え、その液状化特性を調査する方法がとられているので、ここで波による不規則なくり返し応力を、等価な一定振幅のくり返し応力に変換する必要が生じる。海洋波の場合にこの問題を詳細に扱った研究は今だ存在せず、ここでは参考文献²⁾で提案されている方法を述べる。

これは、くり返し載荷時の砂の強度は、不規則な波の中の大振幅の波で強く規定されることから、有義波の諸元をもって不規則波に対する等価な規則波として扱うものである。又、波の繰返し回数は、対象の嵐のうちで有義波が出現している継続時間を求め、これを有義波の周期で除せば求まる。

(3) 波浪による液状化の予測例

海底地盤の液状化抵抗は、前述のように、原位置試験やサンプリングした不攪乱試料を用いた室内土質試験によって求められる。ここでは、参考文献の室内土質試験結果を用い、液状化の予測を行う。この実験は、豊浦標準砂を用い実験室内で人工的に作成した供試体を用い、非排水条件下で液状化抵抗を求めたものである。図4.3.4に、相対密度 $D_r = 75 \sim 82\%$ の密詰め供試体のくり返し応力比 τ/σ_v' と液状化までのくり返し回数のグラフを示す。尚、実験は静止土圧係数、 K_0 ，を変化させて行っている。

ここで注意すべきは、上記の実験は非排水条件下で実施している点である。前述したように、波によるくり返し載荷は周期が長いために、くり返しせん断中に部分排水が生じる可能性がある。しかしながら、現実の海底地盤は良くしまっていて、透水係数の値はかなり小さく、近似的に非排水条件が成立すること（例えば、参考文献³⁾），及び、非排水条件で求めた液状化抵抗は安全側の値であることを考え、非排水条件下で液状化抵抗を求めることとした。

前述した事項を用いて、液状化の予測を行う。予測の対象とする海域、海象、地盤条件を以下のように仮定する。

水深； $h = 20\text{ m}$

有義波の諸元；波高 $H = 10\text{ m}$ ，波長 $L = 150\text{ m}$ ，周期 $T = 10\text{ sec}$

有義波の出現時間； 1 hour

地盤条件；密な砂地盤で、静止土圧係数 $K_0 = 1.0$

(図4.3.4の液状化抵抗を示すものとする。)

step 1.

$h = 10\text{ m}$ ， $H = 10\text{ m}$ ， $L = 150\text{ m}$ を用いて、(4.3.8)式(又は図4.3.3)を用いて、海底面に於ける波によるくり返し応力比が、下のように求まる。

$$(\tau/\sigma_v')_0 = 0.1619 \quad (4.3.11)$$

step 2.

有義波の出現時間 $1\text{ hr} = 3,600\text{ sec}$ を有義波の周期 $T = 10\text{ sec}$ で除して、等価なくり返し回数 $N = 360$ 回となる。

step 3.

図4.3.4の室内土質試験結果で、 $K_0 = 1.0$ に対して、くり返し回数 $N = 360$ 回に対応する液状化抵抗として、下の値を得る。

$$\tau/\sigma_v' = 0.1159 \quad (4.3.12)$$

step 4.

海底面に於けるくり返し応力比(4.3.11)の方が、液状化抵抗(4.3.12)よりも大きいので、この地盤は液状化を生じる。図4.3.2のように海底面からの距離が増すにつれ、波力によるくり返し応力比は減衰するので、この値が液状化抵抗に等しい深さまで液状化が進行する。この深さは、(4.3.7)式より

$$0.1159 / 0.1619 = e^{-2\pi \frac{Z}{150}}$$

$$\therefore Z = 8.0\text{ m}$$

となる。つまり、この地点では海底面からの深さが8.0 mの地点まで液状化が生じる。

4.3.4 重力式構造物周辺地盤の液状化の解析方法

参考文献⁴⁾を用いて、重力式構造物周辺地盤の液状化の解析方法について、簡単に述べる。この論文は、コンクリート重力式プラットフォームの先がけとなった Ekofisk タンクを例にとって、液状化の検討をしている。

(1) Ekofisk タンクの諸元

Ekofisk タンクの寸法及び海域、地盤条件を図 4.3.5 に示す。

(2) タンクに作用する外力

タンクに作用する波力は、タンクの直径が約 90m と大きいので、反射波を考慮の上、タンク底面での水平力 F_H 及びモーメント F_M (図 4.3.6(ア)) を求めた。

(3) 地盤中の応力

タンク周辺の地盤中の応力は、図 4.3.6(ア)の水平力及びモーメントを、図 4.3.6(イ), (ウ)のように地盤表面に分布するとして、弾性論によって計算する。波自体による地盤中の応力は、水深が深いことから無視できるものと仮定する。

(4) 間隙水圧の上昇

波による繰り返し中に生じる地盤中の間隙水圧の上昇現象は、文献 4) の著者等が開発した計算機のプログラムによって予測している。このプログラムの骨格は、非排水条件下の土質試験結果を用い、それに Biot の圧密方程式を用いて、間隙水圧の消散の影響を考慮できるようになっている。詳細については、ここでは触れない。

(5) 解析結果

タンク中心の海底面下 2 m の A 地点及び、タンク端の海底面下 5 m の B 地点に於ける間隙水圧の時刻履歴を図 4.3.7 に示す。図中には、非排水条件を用いた解析(波線)と、間隙水圧の消散を考慮した解析(実線)の両者を示す。

間隙水圧の消散を考慮した解析結果を見ると、間隙水圧比 u/σ'_{vo} は、A 地点で最大 8 %、B 地点で最大 22 % に達しているのが分る。嵐の終了時には、A、B 両地点共に 6 % まで間隙水圧が減少しているのが分る。

参 考 文 献

- 1) 時松孝次 (1985) ; 日本近海の液状化の可能性と解析に有効なピエゾコーン, フグロ・セミナー No.1/85
- 2) Ishihara, K. and Yamazaki, A. (1984) ; Analysis of Waveinduced liquefaction in seabed deposits of sand, Soils and Foundations, Vol. 24, No. 3
- 3) Bjerrum, L. (1973) ; Geotechnical problems involved in foundations of structures in the North sea, Géotechnique, Vol. 23, No. 3
- 4) Rahman, M. S., Seed, H. B. and Bookker, J. R. (1977) ; Pore Pressure development under offshore gravity structures, Proc. of the ASCE, Vol. 103, No. GT12

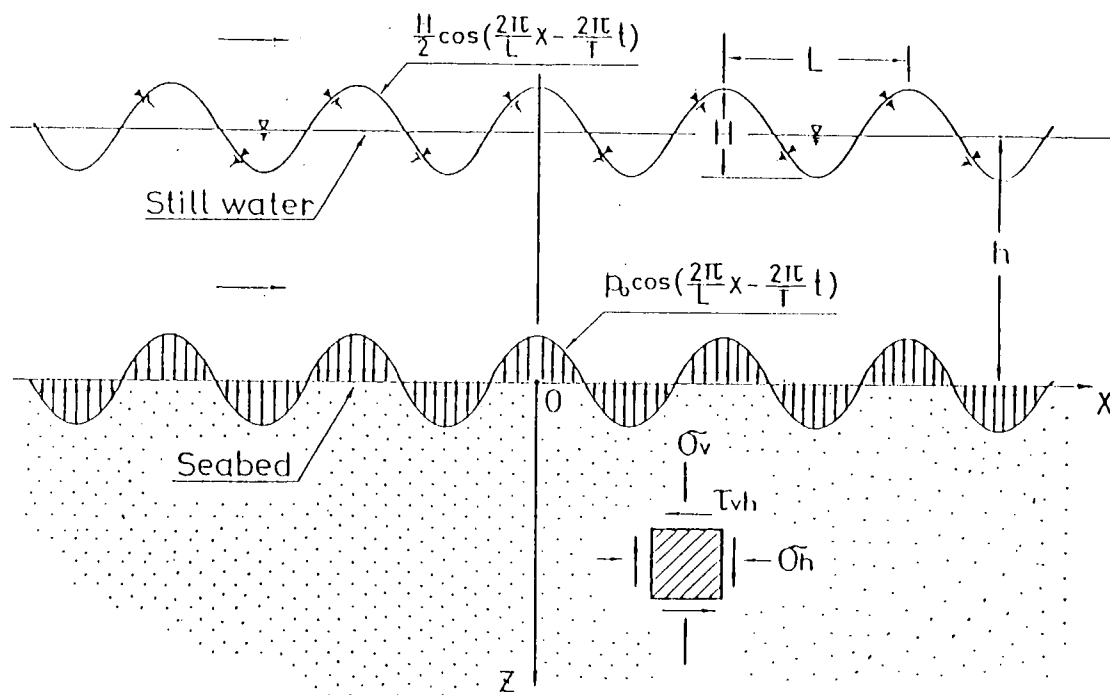


図 4.3.1 海底面に於ける波による変動圧力

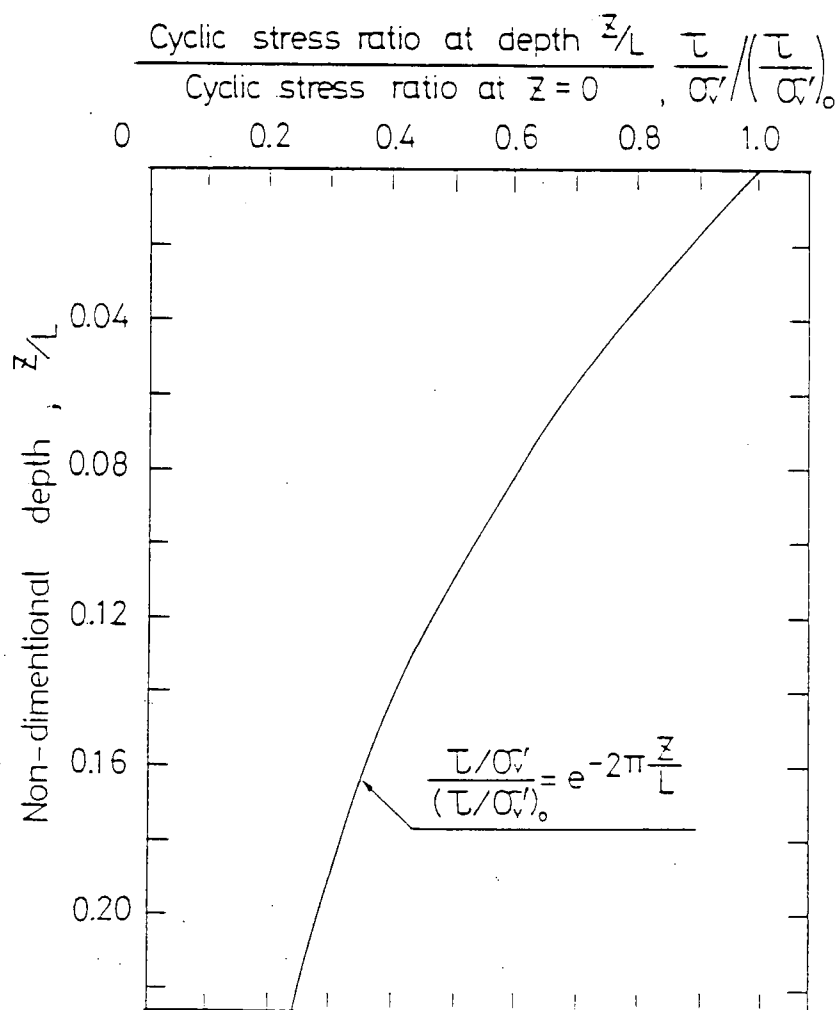


図 4.3.2 くり返し応力比の分布

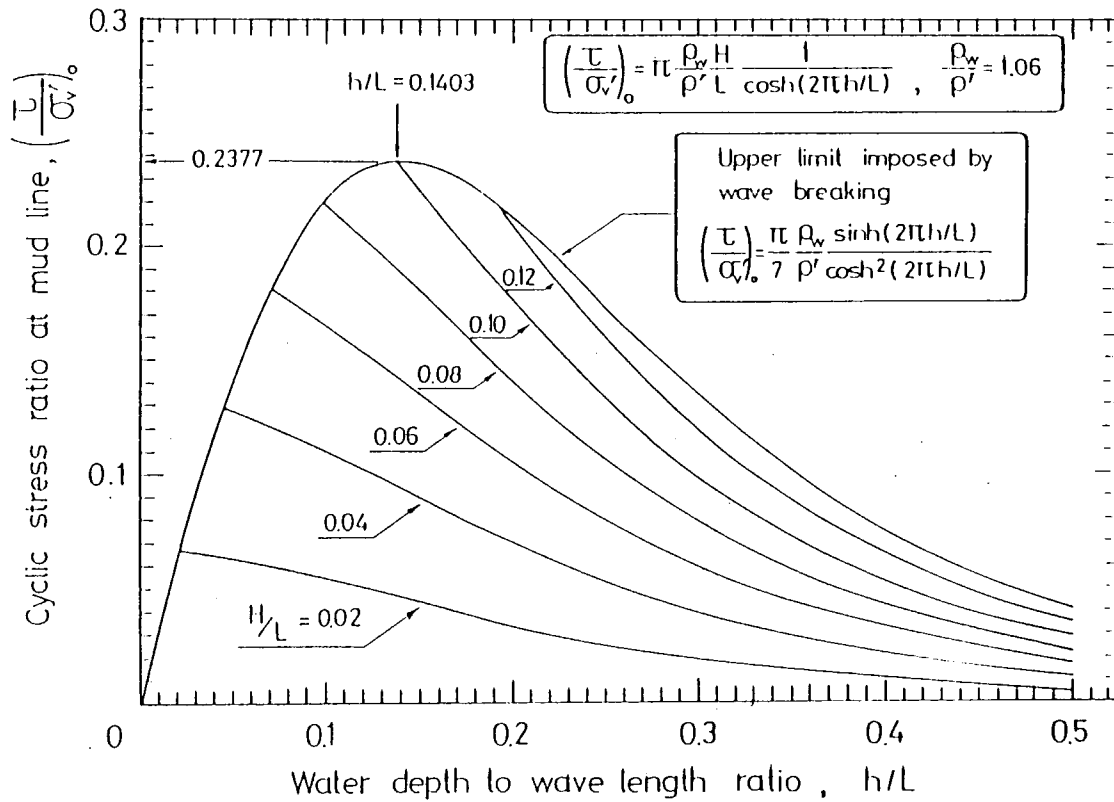


図 4.3.3 海底面での波力による繰り返し応力比の変化

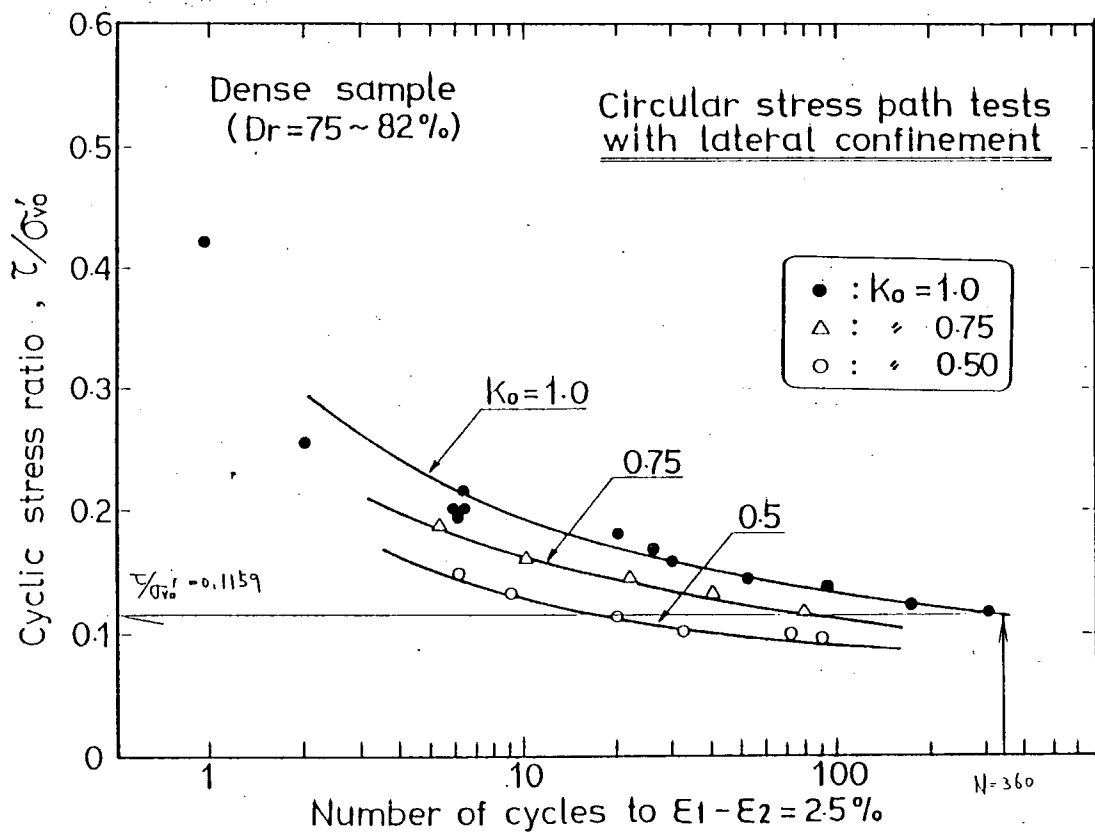


図 4.3.4 室内土質液状化試験の例 (参考文献 2))

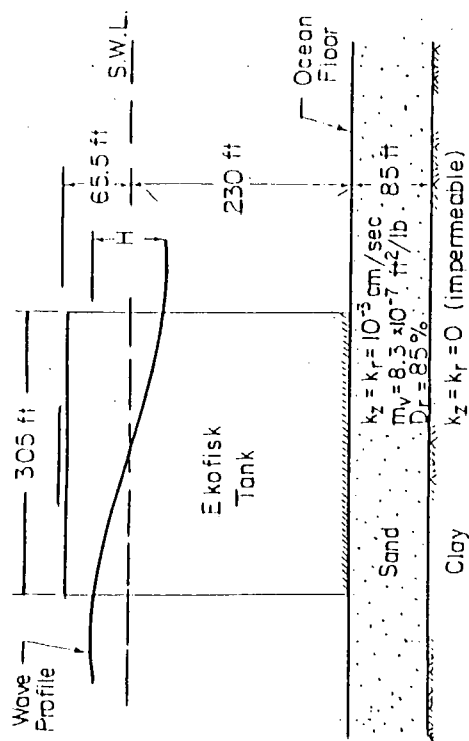


図 4.3.5 解析の対象となった Ekofisk タンクの諸元

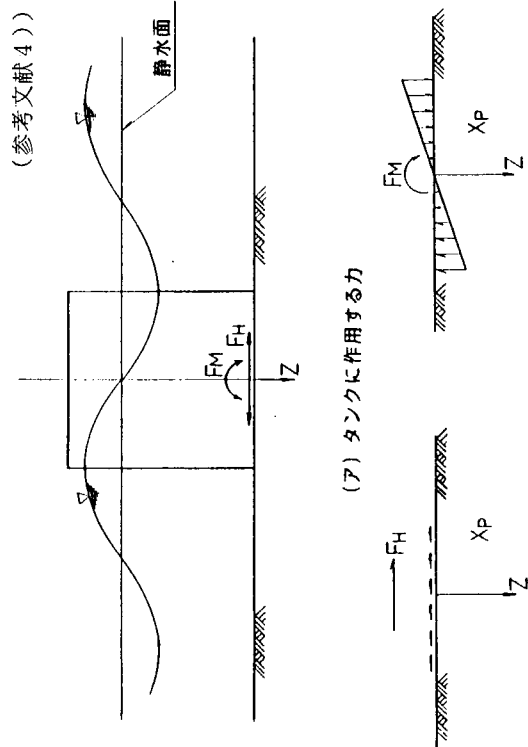


図 4.3.6 タンク周辺地盤の応力解析

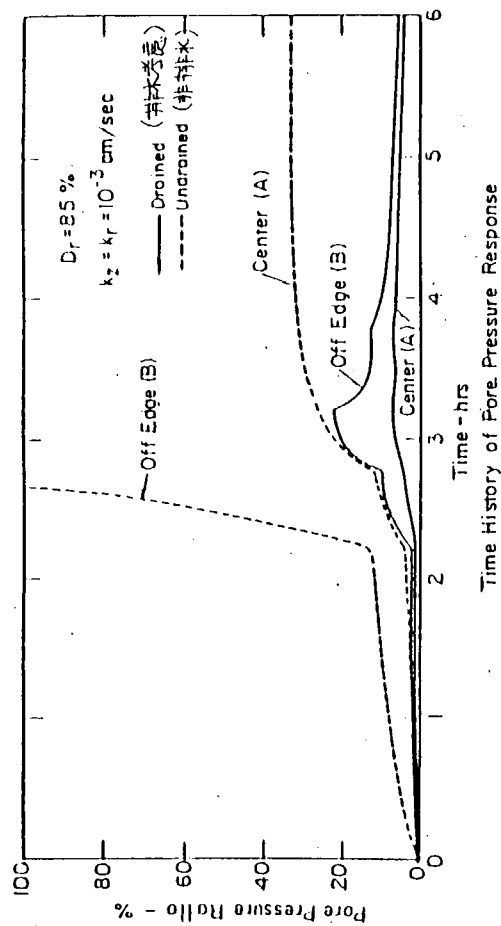
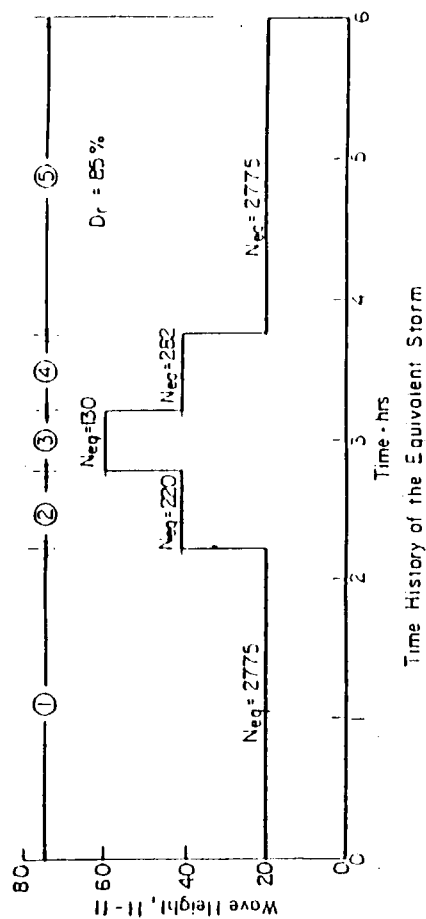


図 4.3.7 Ekofisk タンク周辺地盤の液状化解析結果 (参考文献 4))

5. コンクリート製実験機による耐久性および強度の調査研究

5.1 目的および調査研究概要

5.1.1 目 的

コンクリートは疲労に強く、耐食性に富むなど耐久性に優れ、ドックへの定期的な入渠によるメンテナンスが困難な大規模海洋構造物には最適な材料といわれている。我国でも浮栈橋等で鉄筋コンクリート構造のものが見受けられるが、プレストレストコンクリート構造のものは少ない。

海洋環境下のコンクリート構造物の耐久性調査の報告は、いままでのところ、スプラッシュゾーンを対象とした海面より上の構造物または部材に限られている。海洋環境下におけるコンクリート構造物の劣化機構の解明は、1950年代から60年代にわたり、腐食科学の研究者によって発表された一連の研究が契機となって急速に進歩した。その結果、海洋環境下におけるコンクリート構造物の耐久性は、コンクリート自体の劣化によって決まるのではなく、その中の鉄筋の腐食によって支配されるという考え方になってきている¹⁾。

本調査研究は、建造後約8年を経過したプレストレストコンクリートバージをドックインさせ、その耐久性や強度を調査し、またコンクリートの化学分析、物理分析を詳細に行い、その劣化機構を考察し、本研究部会のメインテーマである海洋コンクリート構造物に関する設計技術指針を作成するための資料を得ることを目的として実施した。

なお、本調査研究は大成建設㈱が担当した。

5.1.2 調査研究概要

調査対象実験機には、浮栈橋として稼働中のコンクリート製バージ「C-BOAT 500」を選んだ。

ドックイン後、外観調査で全様を把握し、変状の部位、状況を調査記録した。その結果をもとに詳細調査の位置を選定し、鉄筋調査およびコンクリートの化学分析、物理分析を実施した。また、バージの縦強度剛性の低下の有無を調べるための載荷実験を行った。調査の項目とその概要を以下に示す。また、調査研究のフローを図5.1.1に示す。

(1) 現地耐久性調査

(a) 生物付着状況調査

生物付着状況調査として、ドックイン後、調査区画を定めて付着生物の分類および重量の測定を行った。

(b) 外観変状調査

バージ外表面清掃後にバージ全体を目視により調査し、バージに生じている変状の特徴、程度を観察記録した。主たる変状は錆汁、孔食による穴、鉄筋腐食、外部との接触によるひびわれおよび欠けなどである。この調査結果を以後の詳細調査箇所の選定資料とした。

(c) 鉄筋腐食状況調査

鉄筋の腐食状況は非破壊で調査することができないので、かぶりコンクリートを研って鉄筋を露出させ、目視によって腐食の有無、程度を観察し、鉄筋の状態（かぶり、径、ピッチ等）をノギスを用いて測定した。

調査位置は、海中部、飛沫帯部、甲板の変状部から選んだ。なお、健全部についても調査した。

(d) シュミットハンマーによるコンクリート強度の推定

軽量コンクリート用のシュミットハンマーを用いて反発硬度を測定し、コンクリート強度を推定した。コア採取位置の推定強度は後の圧縮強度試験結果と比較してその相関を求め、他部分の実強度の推定を行った。

(e) コア採取

試験室レベルでの材質調査用の試料採取のためにコアボーリングを行った。コア径は70mmとした。なお、採取前にシュミットハンマーでその位置の反発硬度を測定した。

(f) 補 修

調査終了後も使用されるため、水密性の保持および防食のためにコアボーリング跡、鉄筋折り出し跡を、樹脂

系あるいはモルタル系の材料を用いて修復した。

(2) 曲げ載荷実験

縦強度に関する特性として、特に断面の初期剛性の経年変化の有無を調べたものである。中央一点載荷（80.89 tまで載荷）によって曲げモーメントを生じさせ、それによるたわみ、ひずみを測定し、進水前の剛性と比較検討した。

(3) コンクリートの材質調査

本調査は、採取したコア供試体を用いて以下に示す各種測定を行い、コンクリートバージの現況（劣化の有無、程度）の定量的な評価を試みた。現地調査の定性的なものとの関連を把握した。

(a) 圧縮強度試験

コア供試体を整形して圧縮強度試験を行うとともに、シュミットハンマーによる推定強度との相関を求め、コア採取しなかった場所の強度を推定した。

(b) 化学分析

主として、コンクリート中の塩分および遊離消石灰の含有量分析を行い、それが耐久性に及ぼす影響を考察した。

(c) 物理分析

主として、セメント水和物の化学変化を把握するために、X線回折（X.R.D）、示差熱分析（D.T.A）、赤外線吸収スペクトル解析（I.R）を行った。また、塩素量の定量分析を走査型電子顕微鏡（S.E.M）を用いて行い、化学分析結果と比較検討した。

(4) 調査研究工程および実施場所

調査研究工程は表 5.1.1 に示すとおりである。

現地調査は、川崎重工業(株)坂出工場修繕用ドック内にて、ドライの状態で昭和60年4月22日より4月29日まで実施した。その後、5月より8月初旬までの約3ヶ月間に、採取したコアサンプルを用いて大成建(株)技術研究所内でコンクリート材質調査を実施した。

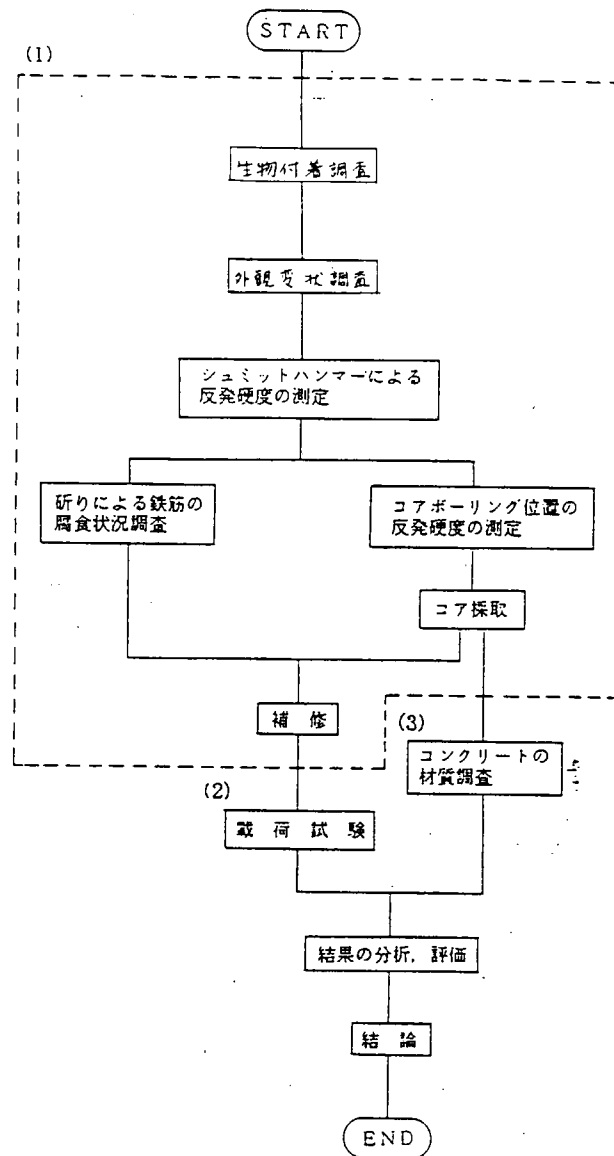
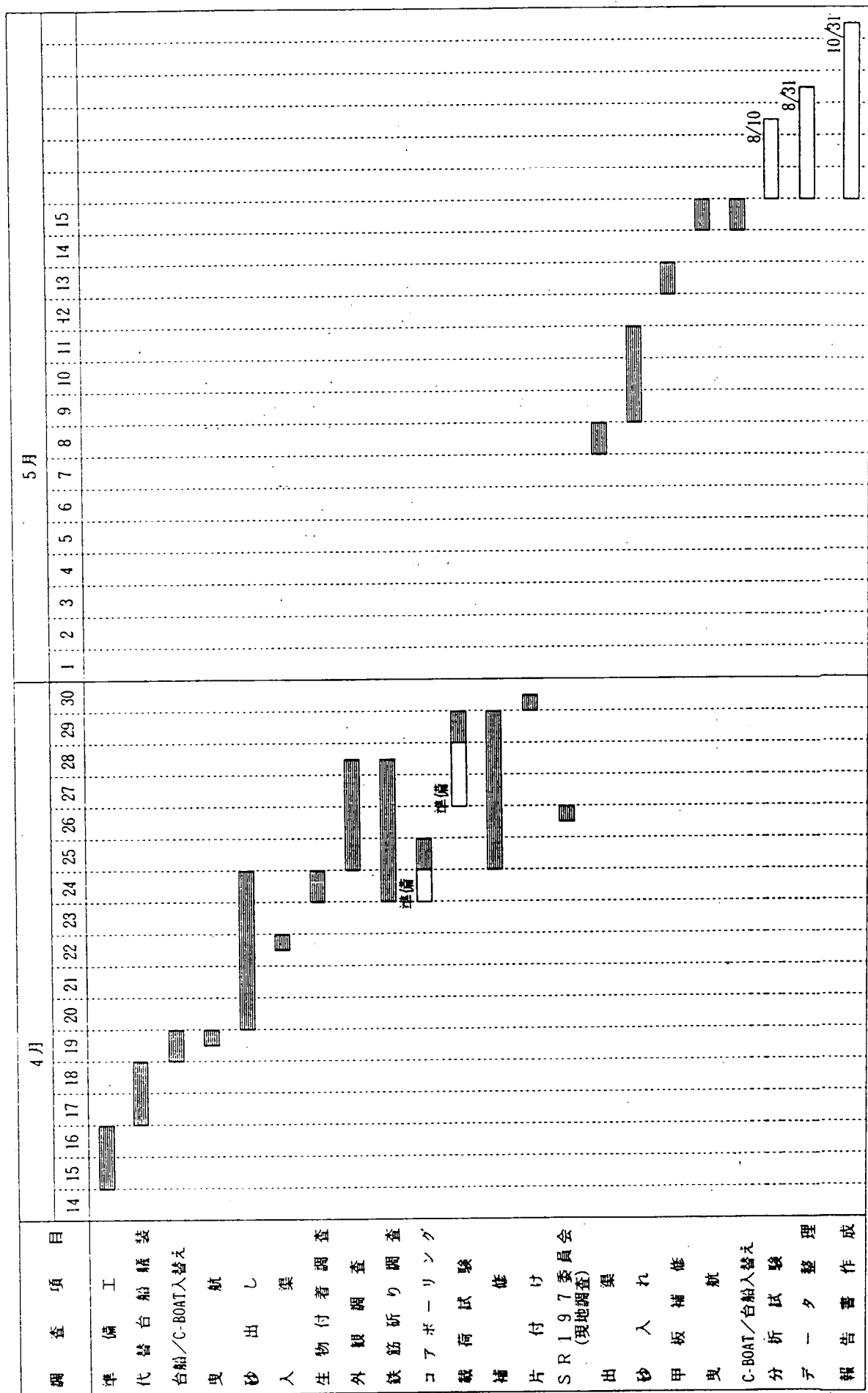


図 5. 1. 1 調査研究フロー

表5.1.1 調査工程表



5.1.3. 調査対象海洋構造物の概要

本調査研究で対象としたコンクリート製海洋構造物は、昭和52年に大成建設㈱が建造したプレストレストコンクリート製バージ「C-BOAT 500」²⁾である。建造当時は甲板に2つの倉口（11m×5m）を有していたが、約1年後浮棧橋として使用するために倉口をふさぎ、デッキバージの形状とした。また、軽荷状態では乾舷が大きすぎるため、船倉内に海砂を入れて調整した。

主要寸法、構造概要、経歴等を以下に示す。また、改造後のバージ一般図を図5.1.2に、バラストの配置状況を図5.1.3に示す。

(1) 主要寸法

- 長さ…… 37.0 m
- 幅……… 9.0 m
- 深さ…… 3.1 m
- 吃水……軽荷吃水 1.17 m，浮棧橋使用時吃水約 2.0 m

(2) 構造概要

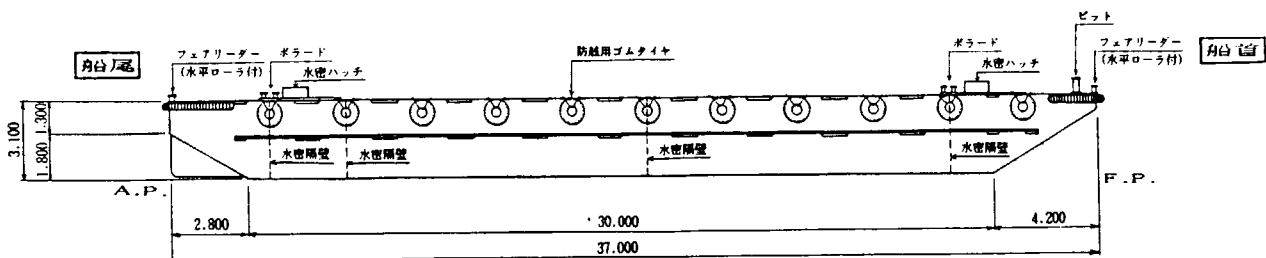
- 縦方向……プレストレストコンクリート構造（VSL工法）
- 横方向……鉄筋コンクリート構造
- 主要部……プレキャストブロック工法
- 船首・船尾部……現場打ち工法

(3) 使用材料

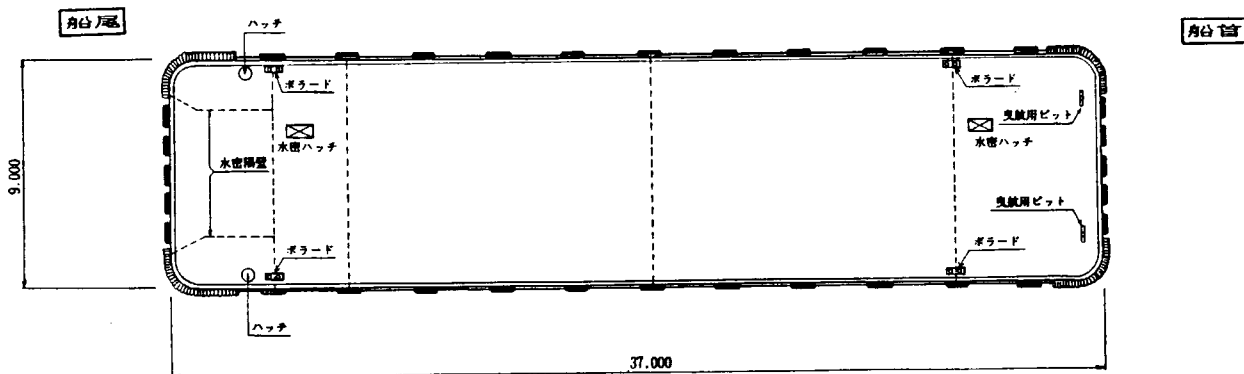
- コンクリート
 - 軽量コンクリート（比重 1.81）
 - 設計基準強度…… 450 kg/cm²
 - 調合設計強度…… 500 kg/cm²
 - 水セメント比…… 35%
 - スランプ …… 18±2 cm
- コンクリート材料
 - セメント……普通ポルトランドセメント
 - 粗骨材……人工軽量骨材（メサライト）
 - 細骨材……人工軽量骨材（メサライト）＋川砂
 - 混和剤……高性能減水剤（マイティ－150）
- 接合部モルタル
 - 無収縮モルタル
 - フロー値…… 55 秒（P ロート）
 - 圧縮強度…… 600 kg/cm²
- 鉄筋
 - SD 30
- 塗料
 - エポキシ系船底塗料（船首，船尾，舷側のみコーティング）

(4) 経歴

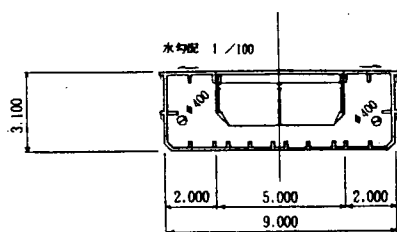
- 昭和52年12月 9 日 進水（千葉中央港）
- 12 月 東京湾内で曳航実験
- 53年10月 甲板部改造
- 10月28日 千葉中央港から坂出港まで曳航
- 11月 2 日
- 11 月 本四公団瀬居基地岸壁に係留，浮棧橋として稼働開始（係留場所図 5.1.4 参照）
- 60年 4 月 川崎重工業㈱坂出工場にて調査
- 60年 5 月 浮棧橋として復帰



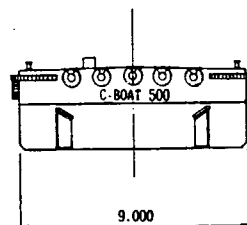
側面図



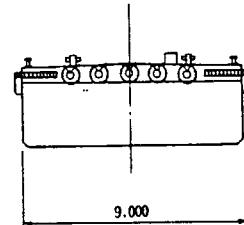
平面図



標準断面図 (SECTION A-A)



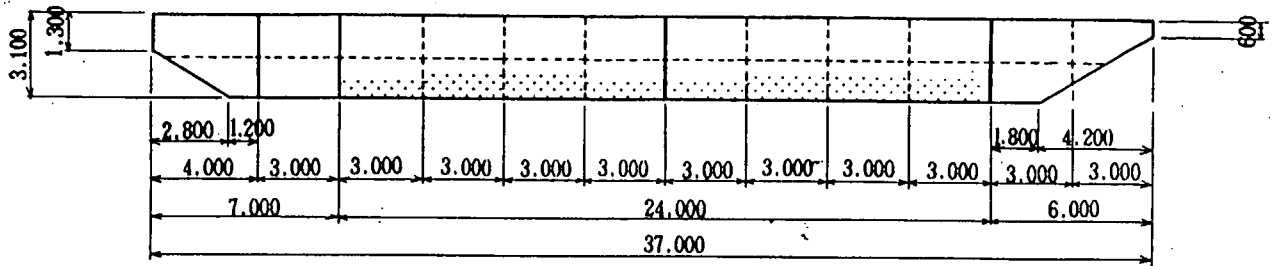
船尾正面図



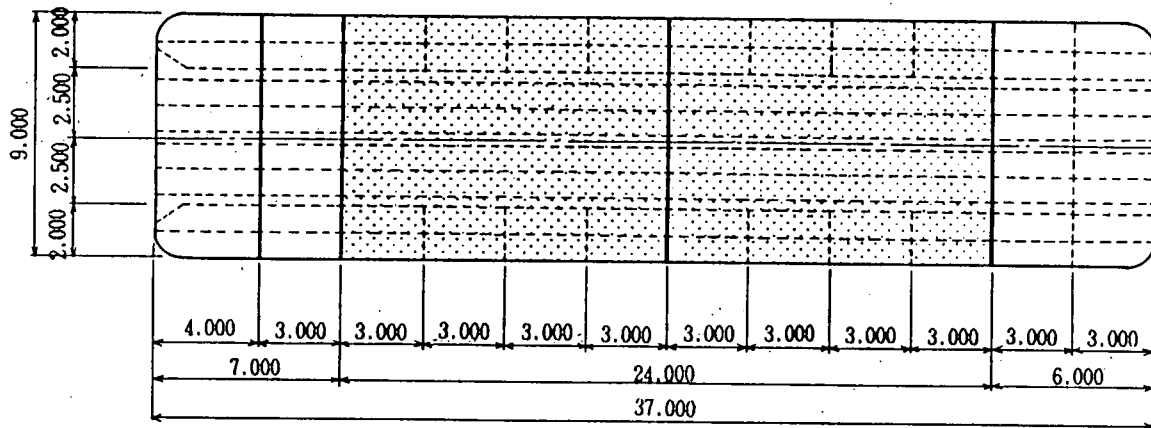
船首正面図

図 5.1.2 C-BOAT 500 一般図

縦断面



底板



横断面

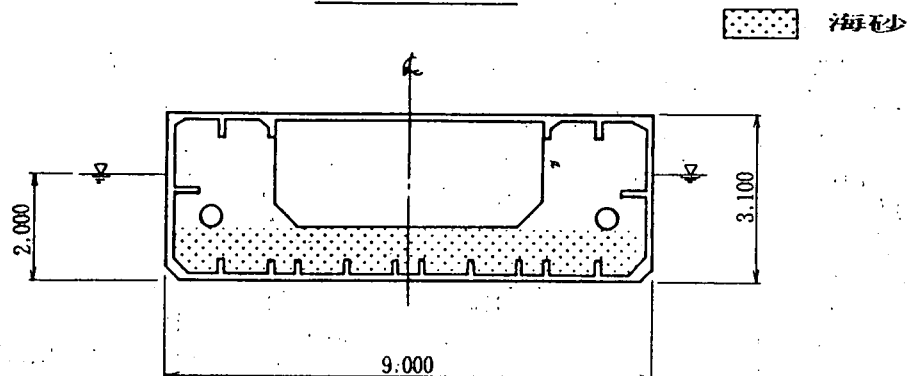


図 5.1.3 パラスト (海砂) 配置図

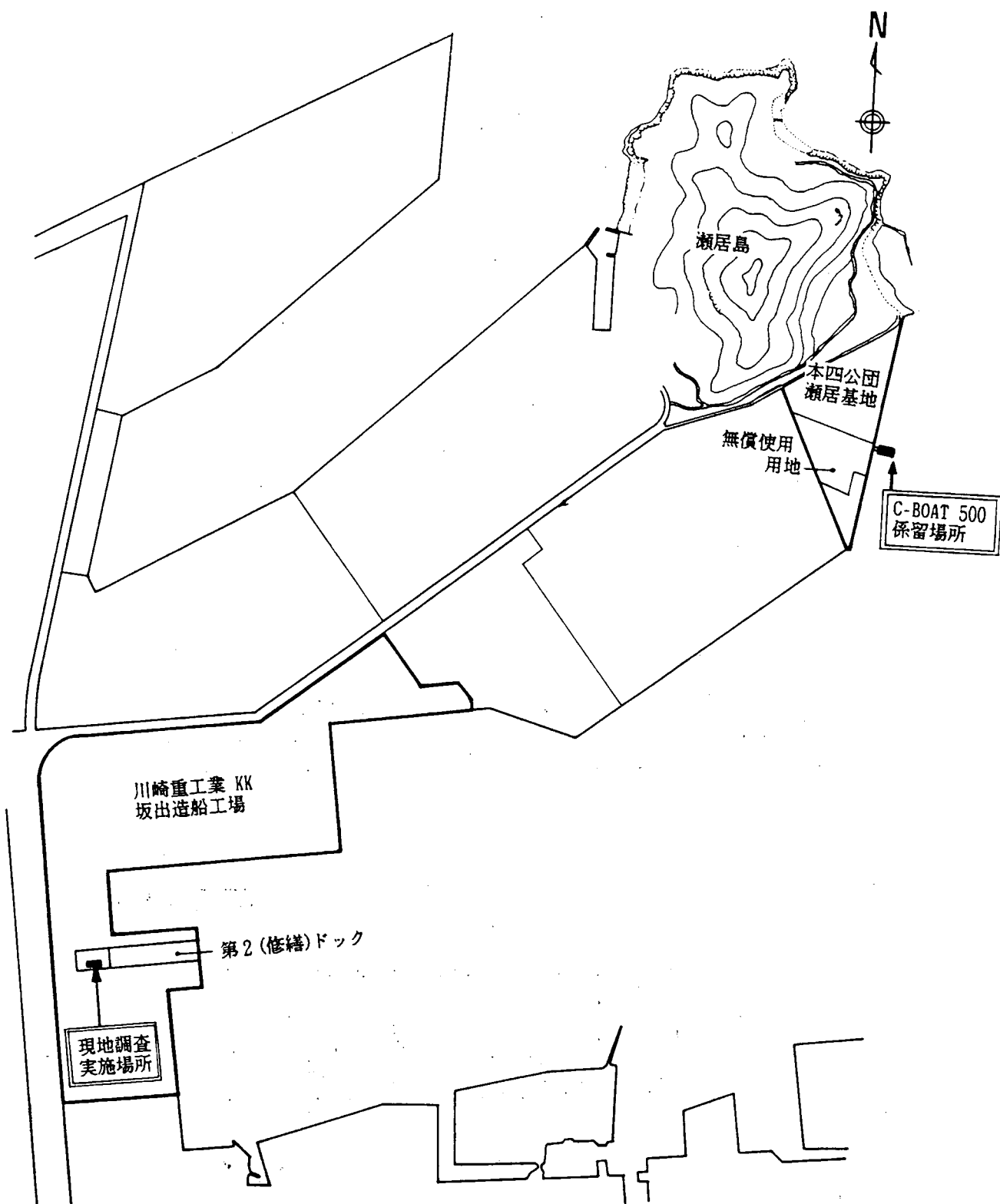


図 5.1.4 C-BOAT 500 係留場所および現地調査実施場所

5.2 生物付着に関する調査

5.2.1 調査対象海洋構造物の設置状況

調査対象海洋構造物（以下 C-BOAT と称す）の経歴は前節で述べたとおりである。主として坂出港内本四公団瀬居基地岸壁に、船尾を岸壁側にして左舷を北、右舷を南へ向けた状態で、昭和53年11月から調査時直前までアンカーチェーン係留されていた。その間、甲板部を除いて特にメンテナンス等行われていない。

5.2.2 調査方法

ドライドックへ入渠して1日おいて、以下の方法で調査を実施した。

バージの左舷、右舷および底に付着した生物をヘラで削り落とし、生物の種類別に仕分けてその重量を測定した。付着状況の位置による差異が明確にあらわれるように、目視により測定区分を決定した。図5.2.1に生物付着量の調査区分位置を示す。分類した生物の重量は電気天秤で1gまで測定した。なお、重量の測定に際して、生物の含水量の考慮は特に行わず、削り落したままの状態での測定した。貝殻の細かい破片や泥状のものなど分類が困難なものは「その他」として計上した。

5.2.3 調査結果および考察

図5.2.2に生物付着量の調査結果を示す。これより、以下のことが明らかになった。

- (1) 舷側面への生物付着量は約 20 kg/㎡であり、二枚貝類とフジツボ類が非常に多い。
- (2) 生物は吃水線以下に付着しており、吃水線付近では藻や海草類が多い。
- (3) 左舷ではフジツボの付着量が多く、右舷（特に上部）では二枚貝の付着が多い。
- (4) 底面への生物付着量は中央部より舷側寄りにおいて多い。舷側寄りでは側面と同様にフジツボ類が多く、中央部においてはヒドロ虫類が多い。
- (5) 舷側の塗装の色違い（青、白）による生物付着量の差異はみられない。

以上のことから舷側の面している方位により、および舷側、船底により付着生物が異なることが確認された。塗装色の違いによる生物付着量の差異が認められなかったのは、曝露期間が長期にわたったためと思われる。

海域その他条件が違うが、阿賀沖プラットフォームの建設5年後の付着生物調査結果（表5.2.1）³⁾にくらべると、本調査のコンクリートバージの生物付着量はかなり少ないといえる。

表 5.2.1 阿賀沖プラットフォームの付着生物（5年）

水 深 (m)	付着生物の湿重量 (kgf/㎡)
0	58.5
10	29.5
20	20.0
30	13.0

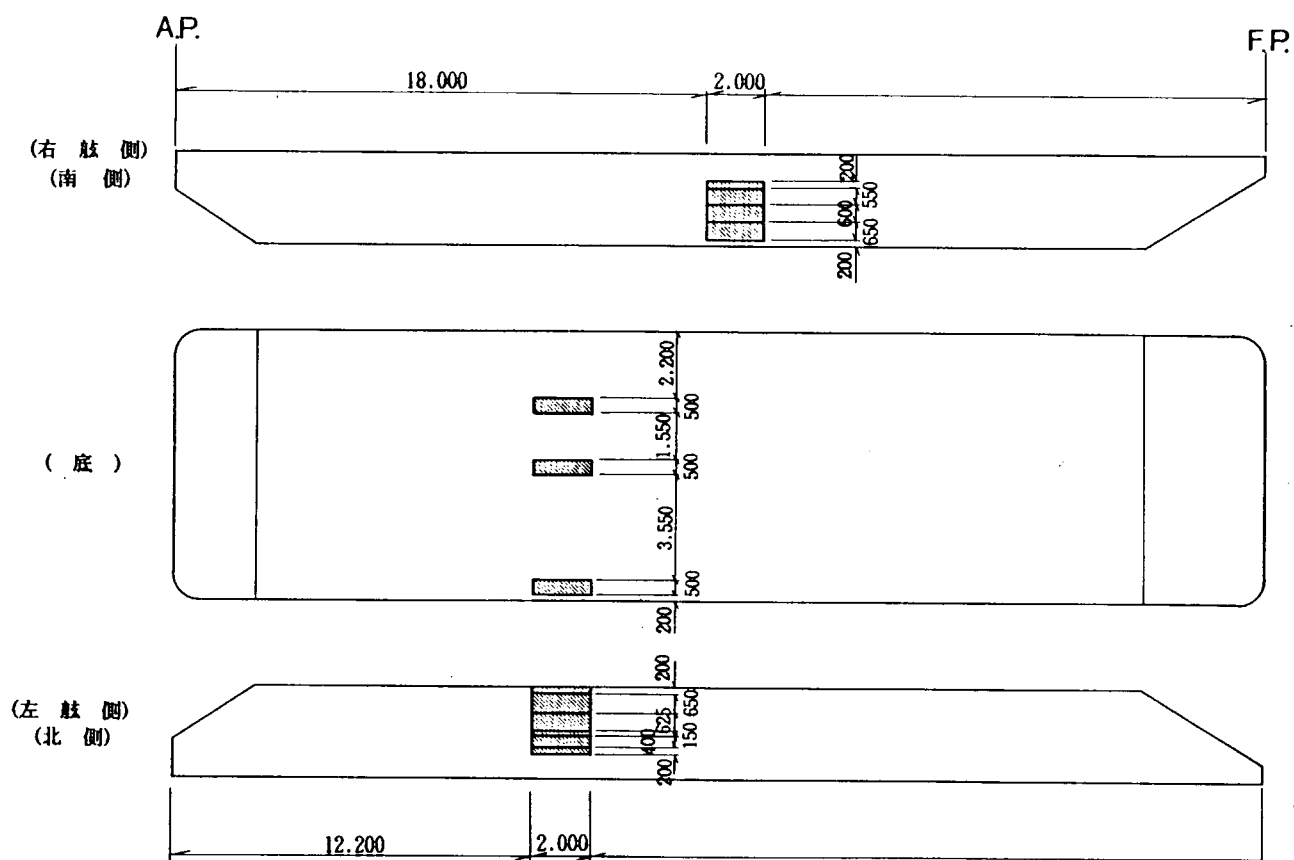


図 5.2.1 生物付着状況調査位置

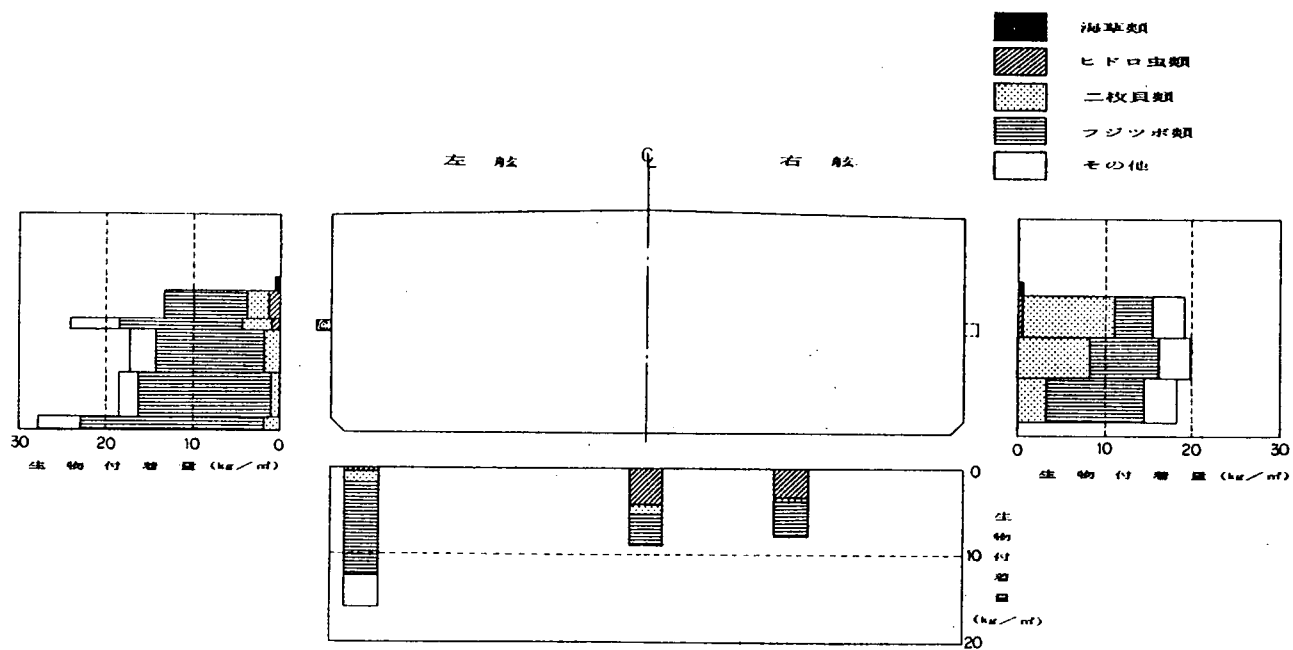


図 5.2.2 生物付着量調査結果

5.3 耐久性に関する現地調査

5.3.1 調査概要

耐久性に関する現地調査として、付着生物を除去した後、目視による表面の変状（コンクリートの欠落、摩耗、鉄筋の発錆など）の観察および鉄筋を折り出しての鉄筋腐食状況調査、コンクリートの中性化調査を実施した。

5.3.2 外観変状調査

バース全体の外表面および内表面に生じている変状を目視により観察した。その変状発生位置を図5.3.1.および図5.3.2に示す。また、外観の特徴別に表5.3.1にまとめて示す。

表5.3.1 外観の特徴別一覧表

		錆 汁	錆汁・穴	錆 汁 鉄筋露出	ジャンカ	ひびわれ	磨 耗	欠 落	計
外 部	位 置	2, 10 12, 13 16, 29	1, 5～9 11, 15 17～28				14	3, 4 30, 31	—
	数	6	20	0	0	0	1	4	31
内 部	位 置			1～3 5～9 12, 16～20	11	4, 10 13～15		21	—
	数	0	0	14	1	5	0	1	21

これらの変状は、内的要因によるものと外的要因によるものとに大別でき、それぞれ以下のように確認あるいは推察される。

(1) 内的要因による変状

- ・甲板プレキャスト部の変状箇所は、プラスチック系スペーサーとコンクリートのハダわかれから水分の浸透があり鉄筋が発錆したものと考えられる。
- ・甲板場所打ち部の変状箇所は上端面墨出し用鉄筋が取除かれず残ったものである。
- ・プレキャスト部の外表面では2ブロックの底面に多数の赤錆がみられた以外には、底面、側面とも変状はほとんど認められなかった。変状のみられたブロックについて、その原因は明らかでないが、施工管理に関係したものである可能性が強い。
- ・場所打ち部の底面において、多くの欠陥（錆、穴）が確認された。その状況から以下の原因が考えられる。
 - ① コンクリート打込み前に除去できなかった異物（木片等）
 - ② 結束線の処理不完全
 - ③ 型枠の目止め不完全
- ・プレキャスト部の内表面では、特に隅角部で鉄筋のコンクリートかぶり厚さがほとんどない箇所での発錆が多い。
- ・底板ブロック接合部において、ブロックと接合モルタルの境界部に数ヶ所変状がみられた。その原因として以下のことが考えられる。
 - ① ブロック端面と接合モルタルの間へゴミ等が介在
 - ② 接合用鉄筋台直しによるコンクリートのひび割れ

以上のことから内的要因は施工管理の不十分さに起因することが多く、コンクリートの品質からのものはほとんどないといえる。

(2) 外的要因による変状

- 左舷船尾付近に何物かの衝突による損傷が認められた。生物の付着状況からはかなり古い損傷と推察される。損傷の程度は、一部に深さ約30mmに達する箇所もあり、その位置の鉄筋の一部欠損、腐食がみられた。
- 左舷スケグの底端に衝突による損傷がみられた。この箇所のコンクリート剥離面は新しく、本調査のための移動の際に生じたものと思われる。
- 右舷船尾付近にアンカーチェーンとの接触磨耗が観察されたが、その位置での発錆もなく、鉄筋には何ら影響を及ぼしていない。
- 木製防舷材およびその取付部コンクリートの欠損状態は図 5. 3. 3 に示すとおりである。計画どおりバージ本体構造に障害になるような欠損は認められない。

以上のことから、外的要因による若干の損傷はみられるが構造的に重大な障害になる損傷はなかったことが確認された。

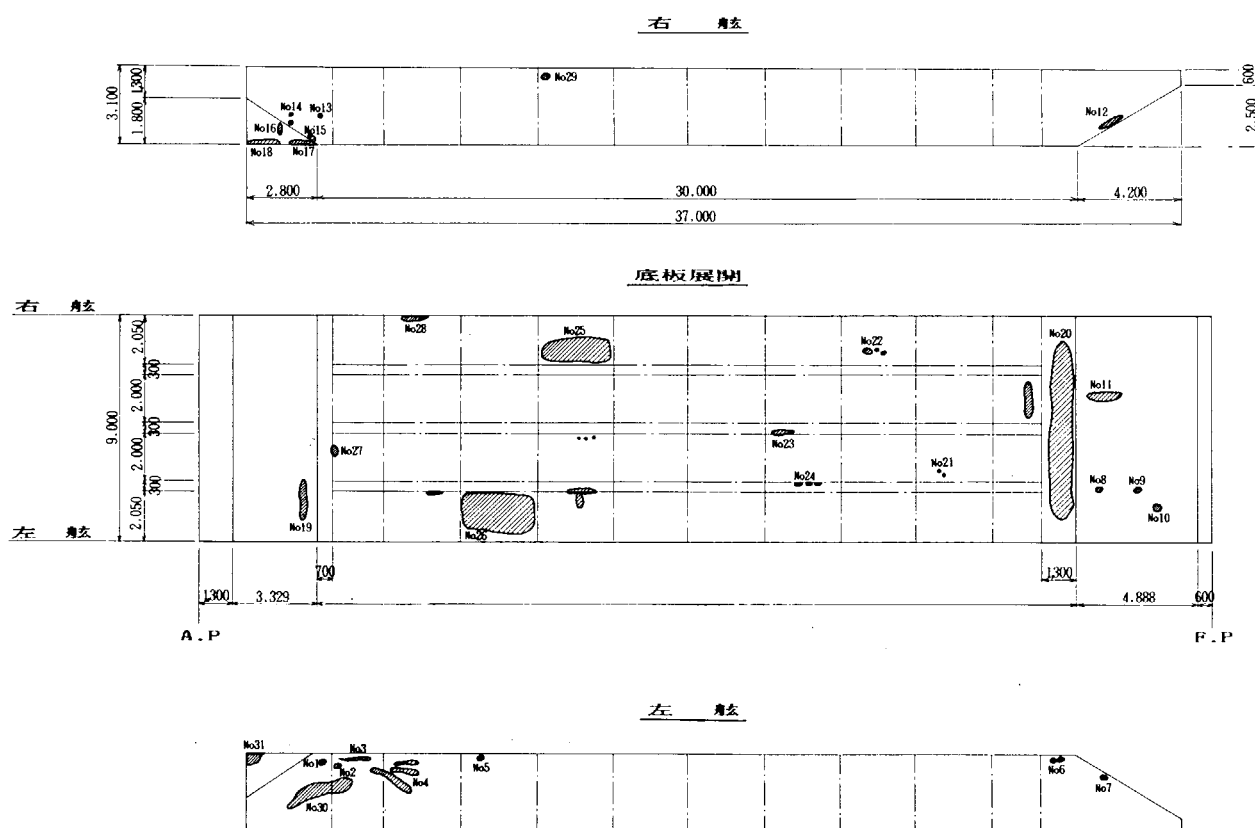


図 5. 3. 1 外観変状位置（外部）

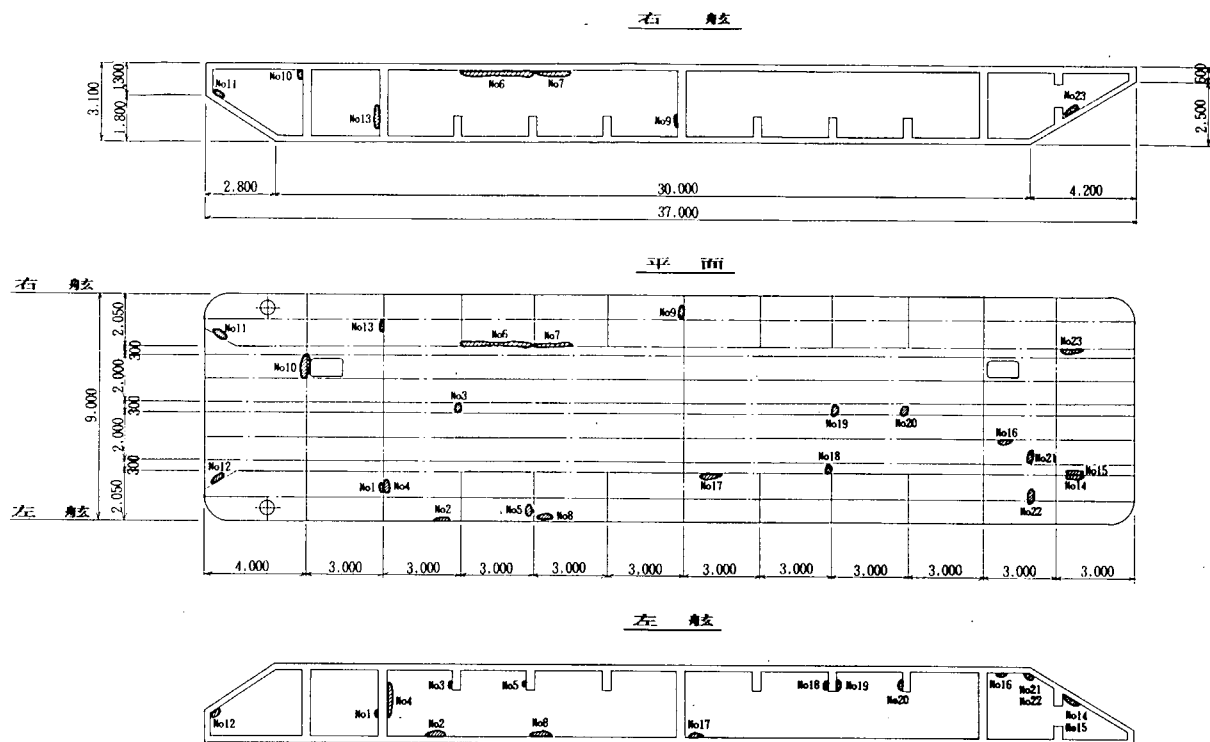


図 5. 3. 2 外観変状位置 (内部)

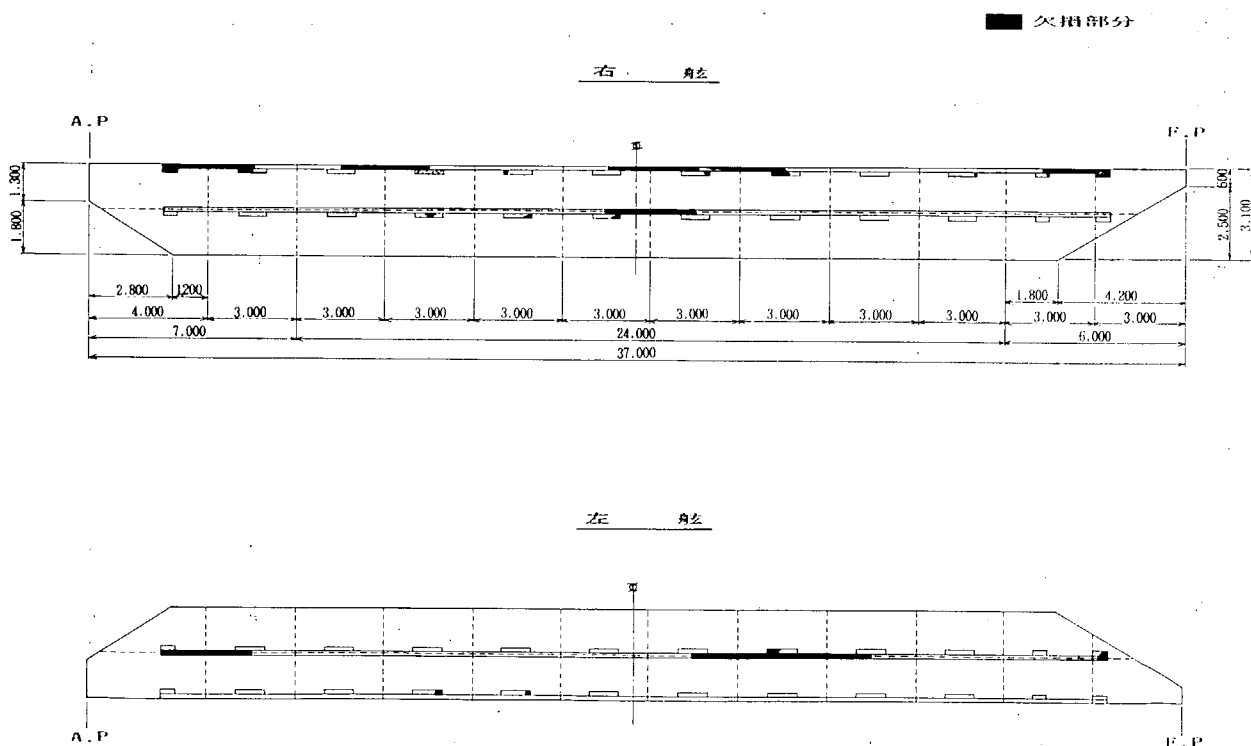


図 5. 3. 3 防舷材の損傷状態

5.3.3 鉄筋腐食状況調査

外観変状調査結果から、変状の著しい箇所全て、中程度の箇所、健全な箇所から適当に選択し、図 5.3.4 に示す 22 ケ所について鉄筋を研り出し、鉄筋のコンクリートかぶり厚さ、コンクリートの中性化深さ、鉄筋の腐食程度を調査した。

各箇所の調査結果のスケッチを図 5.3.5～図 5.3.10. に示す。鉄筋の腐食状況は表 5.3.2 脚注に示すように分類し、図中にその記号で示した。その結果をまとめたものを表 5.3.2 に示す。

位置別に特徴をまとめると以下のようなものである。

- ・甲板……場所打ち部の組立筋の処理の悪い所およびスパーサーの浮きによる所で鉄筋の損傷がみられたのみである。
- ・内部……かぶり不足による鉄筋の腐食がみられ、一部断面の損失が認められる。
- ・外部……側板ではかぶり不足の箇所で鉄筋の一部断面損失がみられたのみである。

底板ではかぶり厚さが設計値に対して比較的良好に守られているにもかかわらず、腐食が部分的に進行しており、局部的には鉄筋が消失している位置が 6 箇所認められた。

なお、C 3－1、C 3－2 は外的要因により鉄筋が露出していた箇所である。

以上、位置別に変状の特徴を述べたが、構造物としては全体的に健全な状態を維持している。特に、塗装を施している側板ではほとんど劣化がみられず、塗装の効果が大きいものと推察できる。また、プレキャスト部においては側板面が均し面であり、結束線等の浮きもなかったことも一因と考えられる。

底板部には孔食現象が進んだことによる鉄筋の部分的消失がみられたことは重要である。

また、中性化の影響については、各位置での中性化深さはほとんど 0 mm であり、鉄筋腐食の原因とは考えられない。

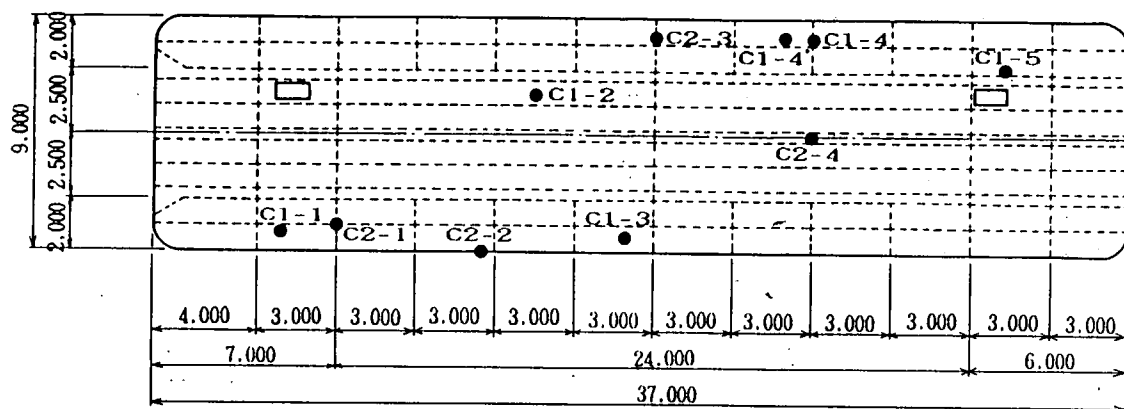
表 5.3.2 鉄筋腐食状況調査結果一覧

記 号	位 置	かぶり厚さ (mm)		中性化深さ (mm)	(※1) 鉄筋腐食程度	(※2) 表面劣化程度	
		設 計	実 測				
C1-1	甲 板 部	現 場 打 部	12	9.9	0	Ⅱ	0'
C1-2		改 造 後 打 部	25	32.6	0	0	0
C1-3		プレキャスト部	12	12.2	0	0	0'
C1-4		プレキャスト部	12	11.5	0	Ⅲ	Ⅱ
C1-4'		プレキャスト部	12	9.6	0	Ⅲ	Ⅱ
C1-5		現 場 打 部	12	21.7	0	0	I
C2-1	内 部	壁 現 場 打 部	9	9.2	0	Ⅱ	Ⅲ
C2-2		側プレキャスト部	9	3.2	0	Ⅲ	I
C2-3		壁 現 場 打 部	9	0	0	Ⅱ	Ⅲ
C2-4		梁ジョイント部	9	0	1	Ⅲ	Ⅲ
C2-5		底プレキャスト部	9	5.5	0	0	0
C3-1	外 部	ス ケ グ	12	15.0	0	Ⅱ	Ⅲ
C3-2		側 現 場 打 部	20	32.0	0	Ⅲ	Ⅲ
C3-3		ス ケ グ	12	—	0	Ⅲ	Ⅲ
C3-4		底プレキャスト部	12	8.0	0	Ⅲ	I
C3-5		底プレキャスト部	12	12.0	0	Ⅲ	0
C3-6		底プレキャスト部	12	6.0	0	0	Ⅲ
C3-7		側プレキャスト部	20	6.5	0	Ⅲ	I
C3-8		底ジョイント部	12	7.5	0	Ⅲ	I
C3-9		底 現 場 打 部	12	7.5	0	Ⅲ	I
C3-10		底 現 場 打 部	12	9.0	0	Ⅲ	Ⅲ
C3-11		底 現 場 打 部	12	12.0	0	Ⅲ	I

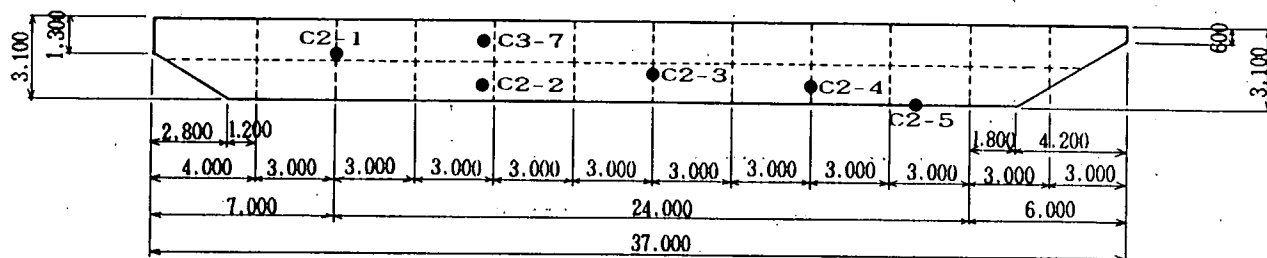
- (※1)
- 0 ……健全
 - I ……ブリージング部の赤錆
 - Ⅱ ……全面の赤錆
 - Ⅲ ……断面損失あり

- (※2)
- 0 ……健全
 - 0' ……既補修箇所
 - I ……錆汁による変色
 - Ⅱ ……浮き
 - Ⅲ ……剥離

甲板



側面



底板

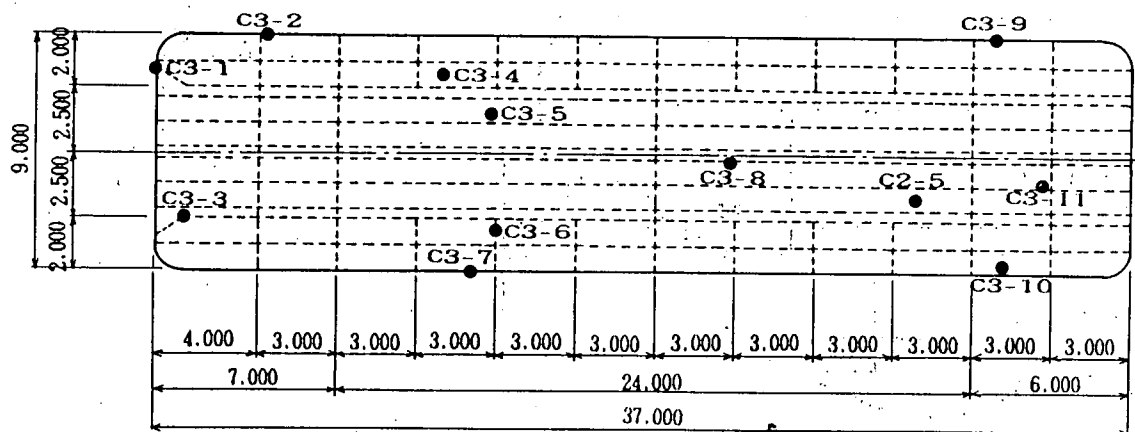
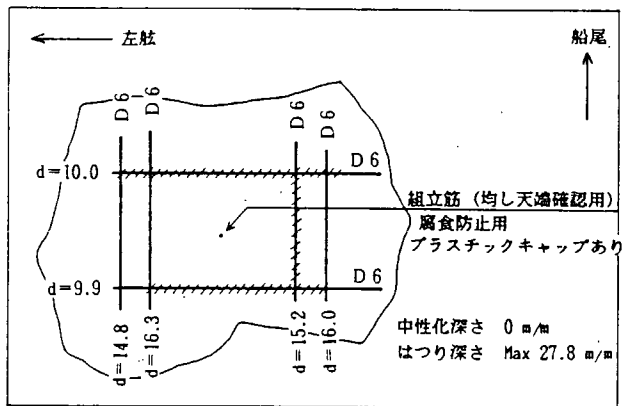
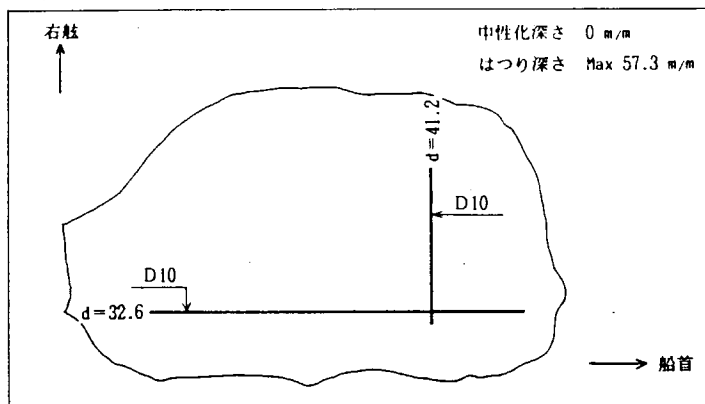


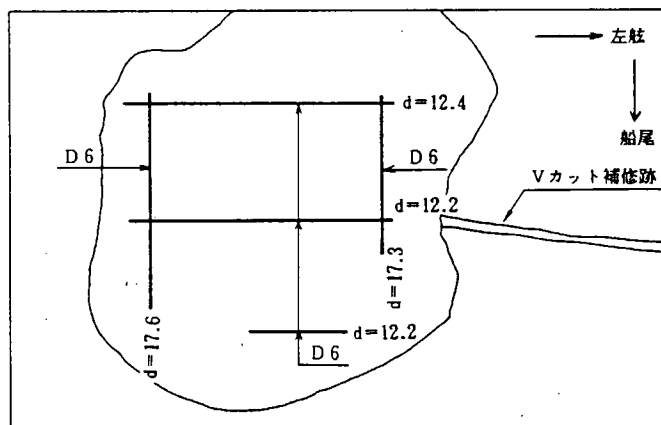
图 5.3.4 鉄筋腐食状況調査位置



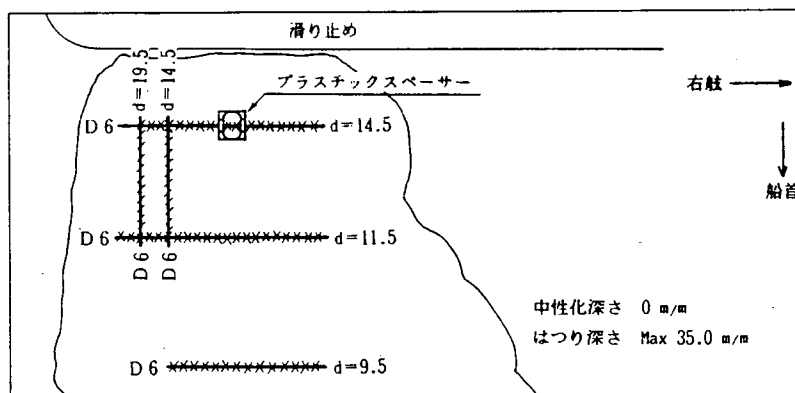
C1-1



C1-2

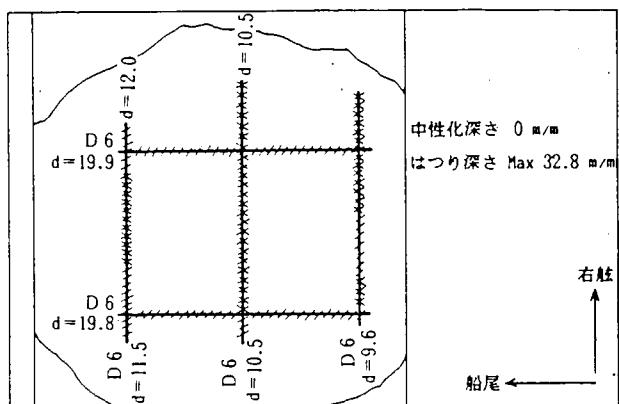


C1-3

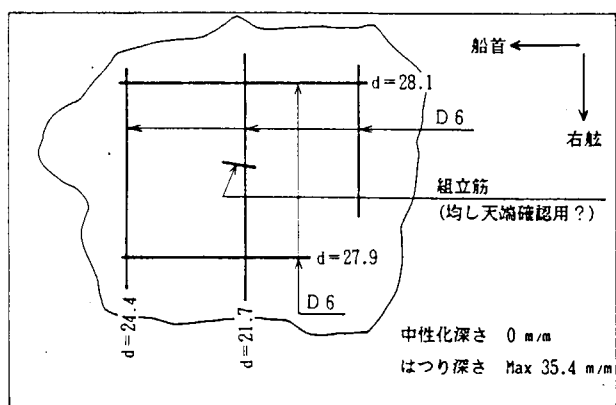


C1-4

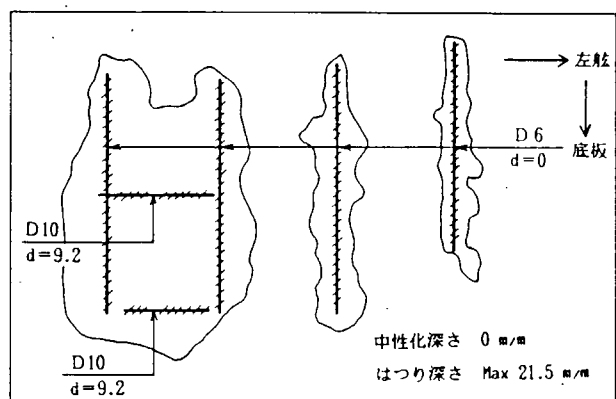
図 5.3.5 鉄筋腐食状況図(1)



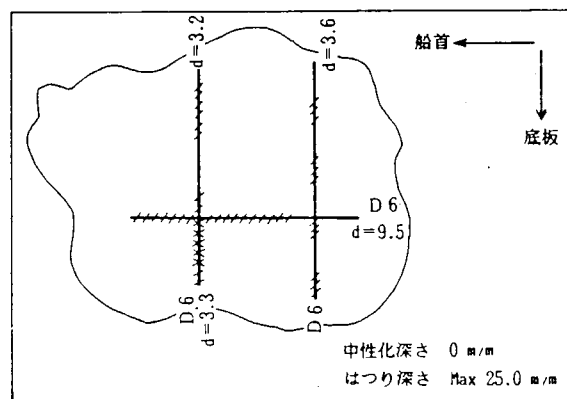
C1-4'



C1-5

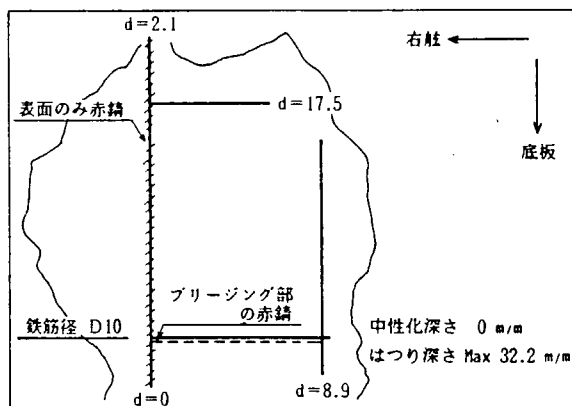


C2-1

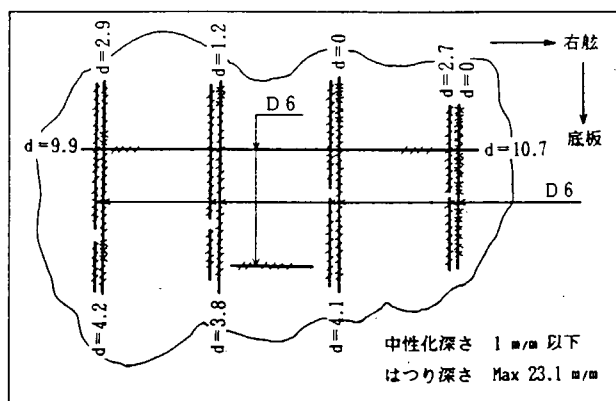


C2-2

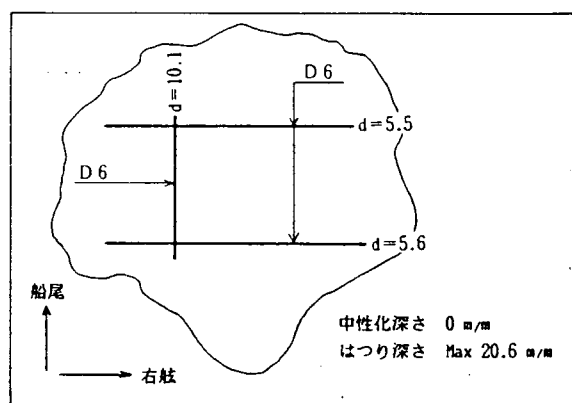
図 5.3.6 鉄筋腐食状況図(2)



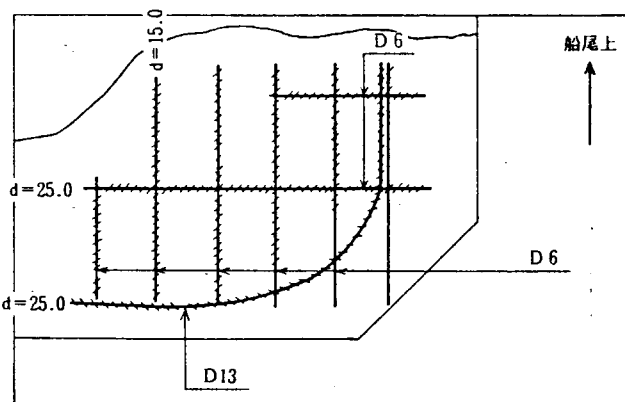
C2-3



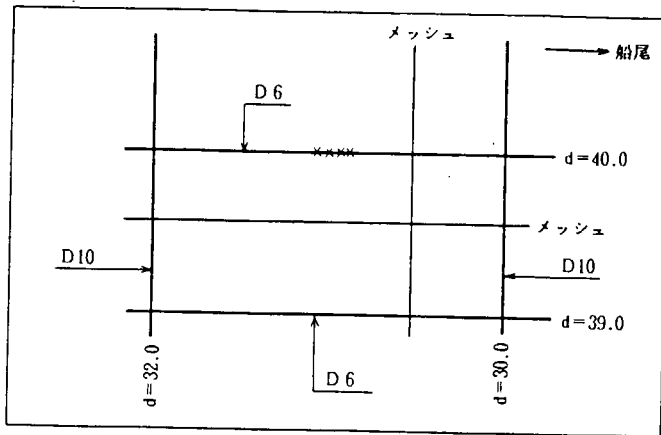
C2-4



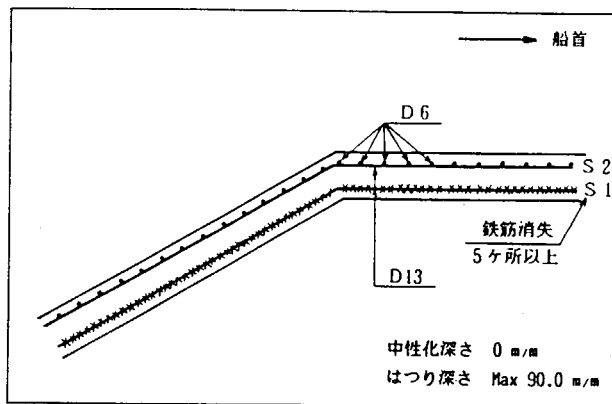
C2-5



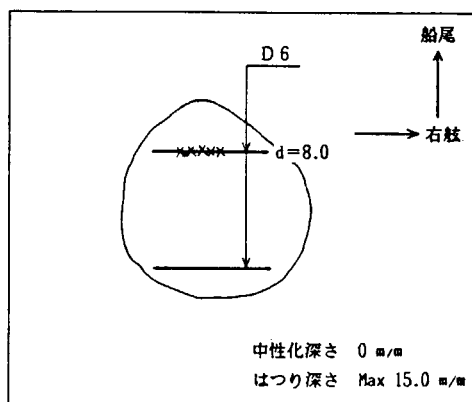
C3-1



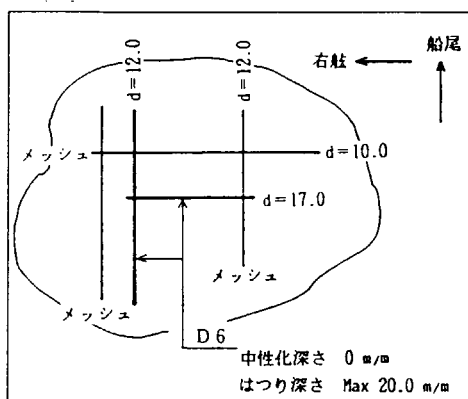
C3-2



C3-3



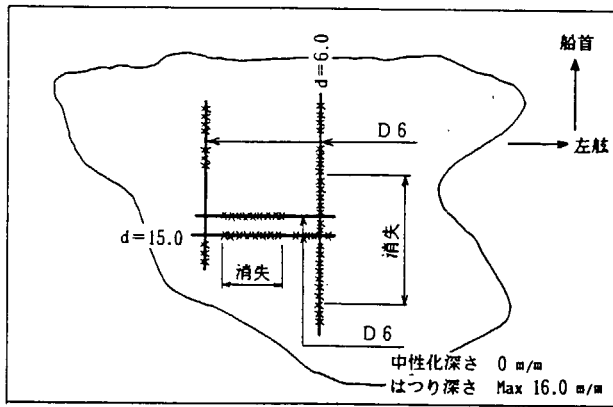
C3-4



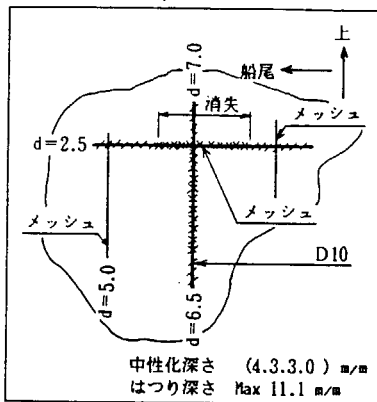
C3-5

図 5.3.8 鉄筋腐食状況図(4)

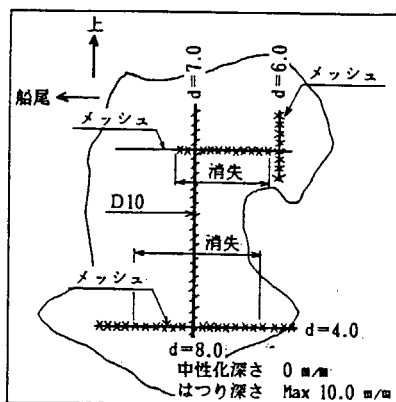
C3-6



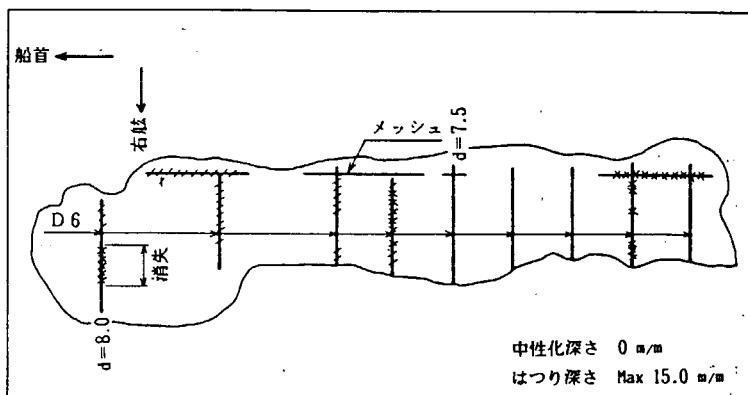
C3-7 (1)



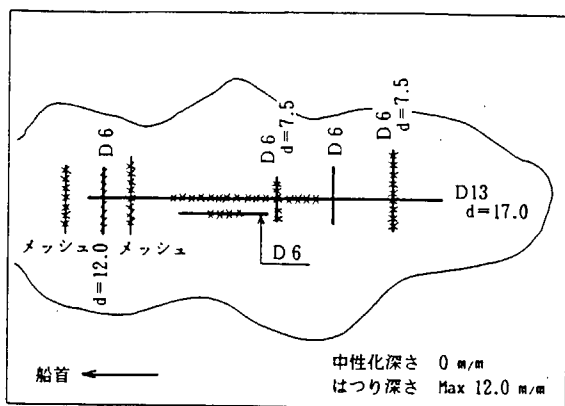
C3-7 (2)



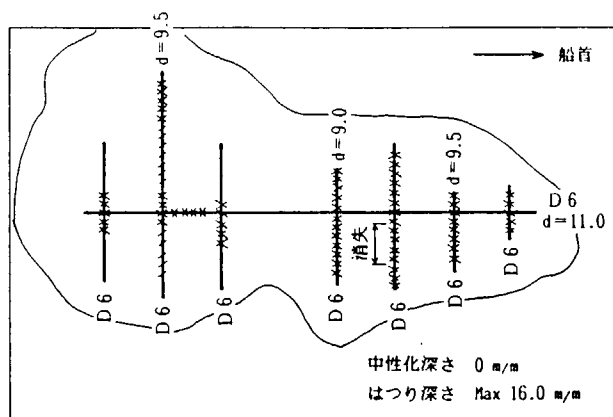
C3-8



C3-9



C3-10



C3-11

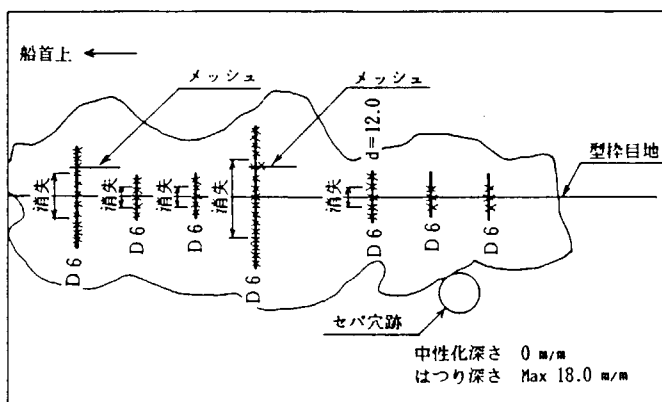


图 5.3.10. 鉄筋腐食状況図(6)

5.4 コンクリートの材質調査

5.4.1. サンプルの採取と調査概要

コアボーリングにより室内材質試験供試体を採取した。コアボーリング位置は図 5. 4. 1 に示すとおりで計17箇所である。採取コアの直径は約70mmである。なお、採取コアの鉄筋に腐食はみられなかった。

コアボーリング位置については、採取前にシュミットハンマーを用い非破壊試験による強度推定を行った。シュミットハンマーによる強度推定は簡便であり、これも含めて53点について試験した。室内圧縮試験の結果との比較検討で各部の強度劣化の有無を判定した。

化学分析、物理分析用試料は採取したコアを図 5. 4. 2 に示すように表層より層状に水を使用しないでスライスし、すり鉢で粉碎し、48時間真空乾燥し、脱炭酸デシケータに保存したものである。

試料の分析は図 5. 4. 3 の分析フローに沿って実施した。

なお、それぞれのコアについて実施した試験項目の一覧を表 5. 4. 1 に示す。

表 5. 4. 1 室内試験実施項目一覧

名称	位 置	圧 縮 試 験	P H	塩 分 分 析		遊 離 消石灰	X.R.D.	D.T.A.	I. R.	S.E.M.	塗装の 有 無
				Free NaCl	Total CaCl						
B-1	場所打ち、側板、飛沫帯		⑧	⑧	⑧	④					有
1'	“、側板、船内	○									無
2	プレキャスト、甲板、飛沫帯	○									“
3	“ 側板、飛沫帯	○	⑧	⑧	⑧	④					有
4	“ 側板、海中		⑧	⑧	⑧	④					“
5	“ 底板、海中		⑧	⑧	⑧	④	⑧	⑧	⑧	⑧	無
6	“ 甲板、飛沫帯		⑧	⑧	⑧	④	⑧	⑧	⑧	⑧	“
7	“ 側板、飛沫帯	○	⑧	⑧	⑧	④					有
8	“ 側板、海中										“
9	“ 底板、海中										無
10	ジョイント、底板、海中										“
11	プレキャスト甲板、飛沫帯		⑧	⑧	⑧	④	⑧	⑧	⑧	⑧	“
12	“ 側板、飛沫帯	○	⑧	⑧	⑧	④					有
13	“ 側板、海中										“
14	“ 底板、海中		⑧	⑧	⑧	④	⑧	⑧	⑧	⑧	無
15	ジョイント、底板、海中	○	⑧	⑧	⑧	④	⑧	⑧	⑧	⑧	“
16	場所打ち、側板、飛沫帯										有
計		6	80	80	80	40	40	40	40	40	有 8 無 9

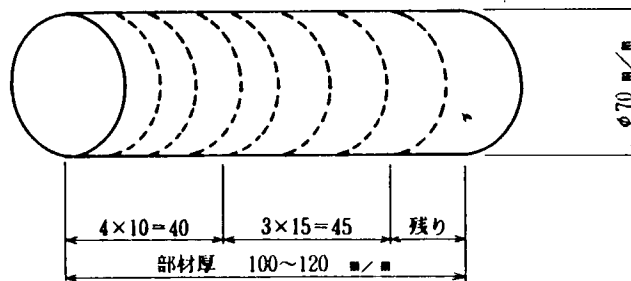
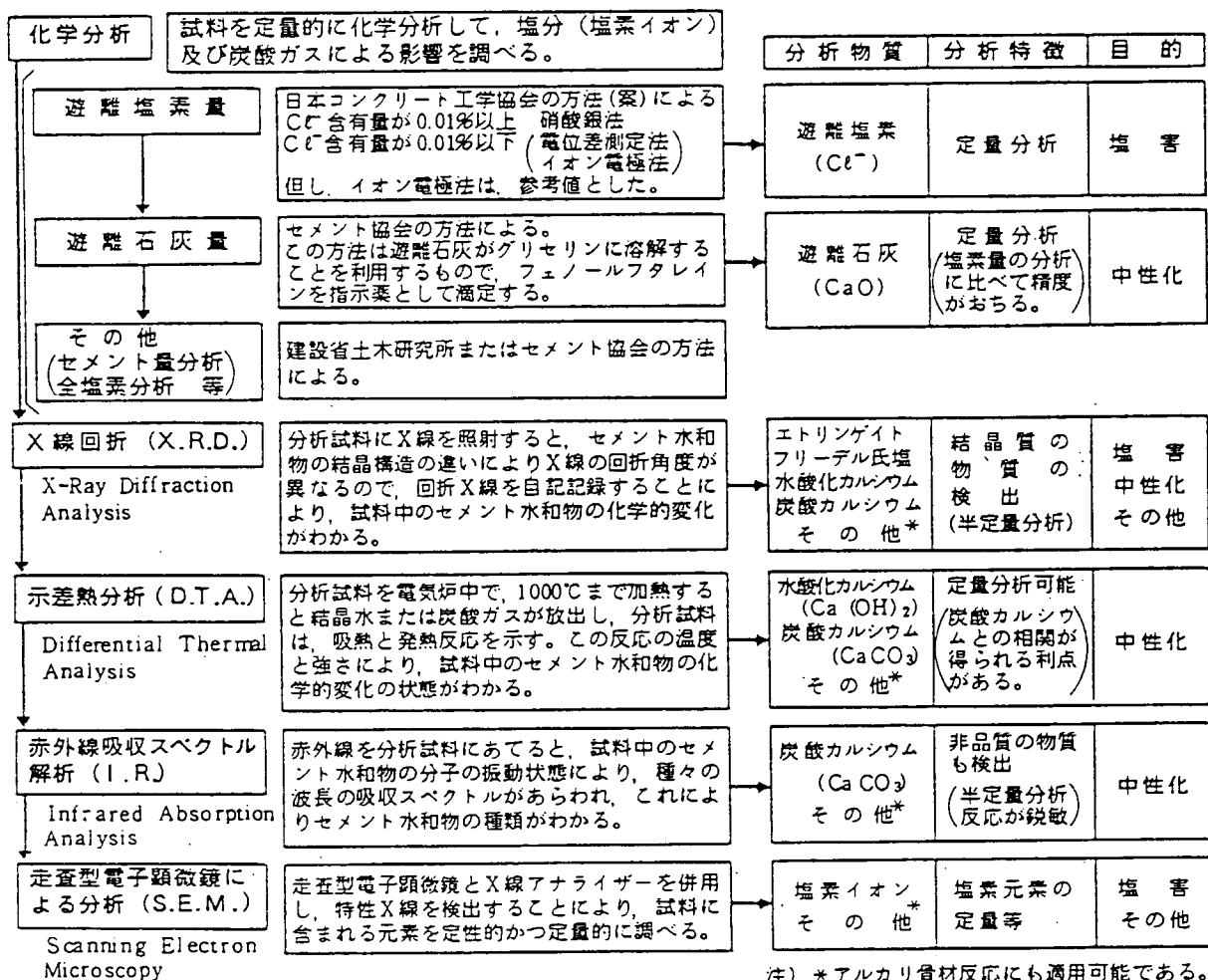


図 5.4.2 コアのスライス方法



注) *アルカリ骨材反応にも適用可能である。

図 5.4.3 分析フロー図

5.4.2. コンクリート強度

(1) シュミットハンマーによる非破壊試験

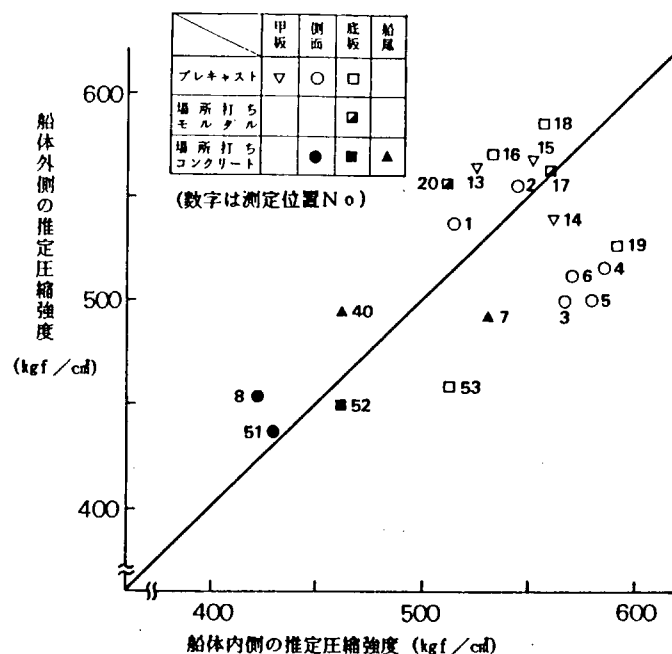


図 5.4.4 船体内部および外部の推定圧縮強度の相異

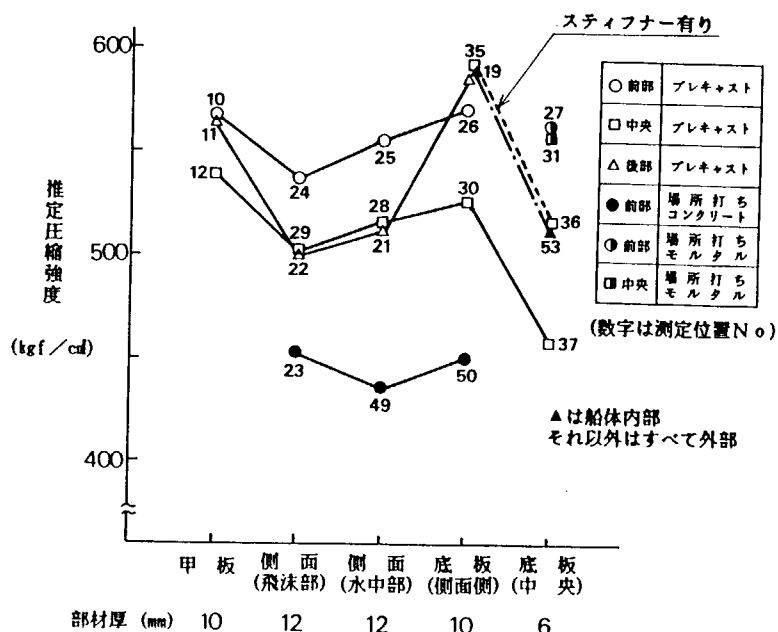


図 5.4.5 推定圧縮強度に及ぼす測定位置の影響

軽量コンクリート用のLR型シュミットハンマーを使用して行った。

測定面の凹凸、乾湿は測定値に影響するためグラインダー、サンドペーパーで平滑に仕上げて、ドライヤーで表面を乾燥させ表乾状態とした。測定数は一箇所につき25点とし、各測定間隔は3cmの基盤の目状（5×5=25）として、その平均反発硬度から圧縮強度を推定した。

LR型シュミットハンマーによる軽量コンクリートの圧縮強度の推定に通常用いられているのは、

$$F_c = 10.1R + 2^{3)}$$

F_c : 圧縮強度の推定値, R : 反発硬度

であるので, 本報告においても上式により推定強度を算出した。また, 測定面の傾斜角に対する補正は, LR型に関する一般的な資料がないため, N型, NR型に関する資料を用いて行なった。

バージ内外面における推定強度を材料別に集計してその平均値を比較すると表 5.4.2 に示すようになる。場所打ち部の強度がやや低い設計基準強度を上まわっていることが確認された。

表 5.4.2 シュミットハンマーによる推定圧縮強度 (kgf/cm^2)

	内 面	外 面	設計基準強度 (配合設計強度)
プレキャスト部	553	534	450 (500)
場所打ち部	468	473	450 (500)
ジョイントモルタル	535	559	500

図 5.4.4 に示されるように, バージの内面と外面の推定強度は, 位置によってはかなり相違するが, その優劣は位置により逆転しており明確な傾向は得られていない。その原因としては, 人工軽量骨材に対するセメントペーストのかぶり厚さの差異や, 表乾状態とはいえその乾湿の程度差, シュミットハンマーの打撃角度に対する補正にN型ハンマーのものを転用したことなどが考えられる。

図 5.4.5 からバージ外面における推定強度は, 空中部 (甲板) や水中部 (側面・底面) に比較して飛沫部 (側面) が若干小さいことが認められる。また, 部材厚が大きい場合ならびに裏面にスティフナーの支持がある場合の板剛性が高い方が, 反発硬度が大きく推定強度も大きくなる。

(2) 圧縮強度試験

採取したコア全部について実施する予定であったが, 爆烈的な破壊を呈し, 以後の分析試料の確保が困難となったため, 6 供試体についてのみ行った。

圧縮強度試験結果の一覧を表 5.4.3 に示す。結果は標準供試体寸法でないため, JIS A 1107, 米国開拓局資料を参考に補正した。試験結果によればプレキャスト部のコンクリート強度のバラツキはほとんどなく, 配合設計, 強度 $500 \text{ kg}/\text{cm}^2$ を十分満足している。また, 場所打ち部, ジョイントモルタル部においても, 十分配合設計強度を満足している。

表 5.4.3 圧縮強度試験結果

供試体 番 号	平均直径 (cm)	平均高さ (cm)	(1) 補正係数	断 面 積 (cm^2)	最大荷重 (tf)	圧縮強度 (kgf/cm^2)	参 考 値
							(2) 圧縮強度 (kgf/cm^2)
B-1	6.8	9.4	0.953	36.32	23.90	627	610
B-2	6.8	12.2	0.969	36.32	25.50	667	649
B-3	6.8	8.0	0.920	36.32	23.30	590	574
B-7	6.8	8.3	0.927	36.32	23.35	596	580
B-12	6.8	7.8	0.915	36.32	21.90	552	537
B-15	6.8	10.6	0.964	36.32	22.95	609	592

注 (1) JISA1107 による高さと直径の比 h/d に関する補正係数

(2) 参考値の圧縮強度は, コア直径 10cm 未満の場合, 米国開拓局資料を参考に補正したものである。

$$\alpha = 0.0086d + 0.914$$

α = 補正係数

d : コア直径 cm

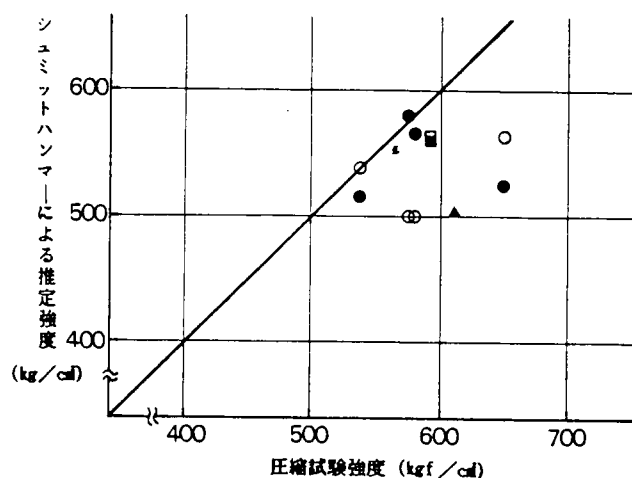


図 5. 4. 6 推定強度と試験強度の相関

(3) シュミットハンマーによる推定強度と圧縮試験による強度の比較

現地でのシュミットハンマーによる強度推定値と圧縮強度試験との相関を図 5. 4. 6 に示す。また、材料別の平均値で比較したものを表 5. 4. 4 に示す。

表 5. 4. 4 推定強度と試験強度の比較（平均値）(kgf/cm²)

	シュミットハンマーによる推定強度		圧縮試験による強度
	内 面	外 面	
プレキャスト部	553	534	585 (4)
場所打ち部	468	473	610 (1)
ジョイントモルタル	535	559	592 (1)

いずれも圧縮試験結果の方が大きく、シュミットハンマーによる推定強度は安全側であり、このことを考慮に入れば全て配合強度を上まわっていることが推測され、経年による強度劣化はないものと推察される。

5. 4. 3. 化学分析

化学分析として、塩分量（Free - NaCl, Total - NaCl）、遊離消石灰及び P.H. 試験を実施した。

(1) 塩分分析

鉄筋に有害な作用を加える塩素は、コンクリート中の細孔内の間隙水に溶解している塩素イオンである。コンクリート中のセメント鉱物のアルミン酸三石灰は塩素イオンと反応して、フリーデル氏塩（ $C_3A \cdot CaCl_2 \cdot 10 H_2O$ ）を生成し、塩素を固定し、鉄筋に対し無害とする働きをもつと云われている。そのため、塩分分析として間隙水中の塩素イオンを対象とした「遊離塩分」と固定された塩素も含む「全塩分」の 2 方法で分析した。分析結果を図 5. 4. 7 ～図 5. 4. 9 に示す。

本構造物では、骨材として軽量骨材および川砂が使用されていること、ならびに使用混和剤は高性能減水剤（マイティー 150）で、その塩化カルシウム含有量は 0.1 % 以下であることを考えると材料中に初期に含まれて存在した塩分量は微々たるものと判断される。

塩分分析の結果をみると塗装の有無による差が非常に大きく、塗装による塩分の遮断効果が大きいことが認められる。

非塗装部で曝露環境による差をみると海中部、飛沫帯部、船内底板、船内の順で塩分浸透量が多い。ここで、船内底板部に塩分が浸透していたことはバラスト用の砂に海砂が使用されていたためと考えられる。海中部の塩分

の浸透量が大きい理由として、飛沫帯での浸透の原因である“拡散現象”より水圧による“透水現象”による影響が大きいものと考えられる。

鉄筋位置での塩分量は表 5. 4. 5 に示すように土木学会、日本建築学会の許容塩分量にくらべてはるかに高濃度である部分でも鉄筋の腐食は認められなかった。

遊離塩分と全塩分の割合は、一定の値を与えておらず10～60%の間で変化しており法則性が見出されないが、全試料の平均で 34.6%となっている。高濃度になっている曝露表面付近では、内部の低濃度部より高く遊離している結果が得られた。

表 5. 4. 5 鉄筋位置での塩分含有量

ボーリング 番 号	かぶり mm	かぶり位置遊離 NaCl含有量*		かぶり位置全 NaCl含有量*		腐食有無
		重量%	㎡当り重量kg/㎡	重量%	㎡当り重量kg/㎡	
B-1 外	15	0.013	0.234	0.036	0.648	無
B-3 外	22	0.002	0.036	0.013	0.234	〃
B-4 外	19	0.005	0.090	0.014	0.252	〃
B-5 外	10	0.701	12.618	1.086	19.548	〃
B-5 内	14	0.338	6.084	0.599	10.782	〃
B-6 外	12	0.158	2.844	0.308	5.544	〃
B-7 外	28	0.004	0.072	0.011	0.198	〃
B-11 外	13	0.172	3.096	0.351	6.318	〃
B-12 外	15	0.004	0.072	0.014	0.252	〃
B-14 外	9	0.669	12.042	1.077	19.386	〃
B-14 内	18	0.091	1.638	0.188	3.384	〃
B-15 外	10	0.504	10.886	0.869	18.770	〃
B-15 内	23	0.009	0.194	0.056	1.210	〃

注) * (軽量コンクリート単位重量 1.8 t/㎡
 ジョイントモルタル 〃 2.16 t/㎡

 土木学会 許容塩分量 0.462 kg/㎡
 日本建築学会 〃 0.185 kg/㎡

(2) 遊離消石灰分析

遊離消石灰は、セメント鉱物が水と反応して生成したものであり、これがコンクリート中の PH を高アルカリに維持する力となっている。しかし、大気中の炭酸ガスと反応し、炭酸カルシウムとなることにより、表面から徐々に中性化していく。

この炭酸ガスの影響は、塩分の浸透に比べて深層まで作用するには時間がかかるので、本分析では表層から4層までを分析の対象とした。分析結果を図 5. 4. 7～図 5. 4. 9. に示す。

現地でのフェノールフタレン溶液による中性化深さ測定は、全て0mmとなっているが、本分析の結果をみるとB-5の表層部で中性化が進んでいることがうかがえる。他の部分については、表層部においてわずかに炭酸化の影響がみられるだけで、中性化深さ0mmを裏付ける結果となっている。

(3) PH試験

コンクリート中の細孔内の間隙水は、炭酸化の影響を受けていなければ、水酸化カルシウムが飽和した水溶液で

そのPHは12~13の高アルカリを呈す。

本分析では、コンクリート試料 40 g を水 200 cc で溶解するので、コンクリート中の間隙水と同じ状態を表わすものでなく、実際以上に希釈した状態である。にもかかわらず表層も含めて、全てPH = 12 を示した。これはフェノールフタレインによる方法および前述の遊離消石灰の分析による結果と良く対応している。

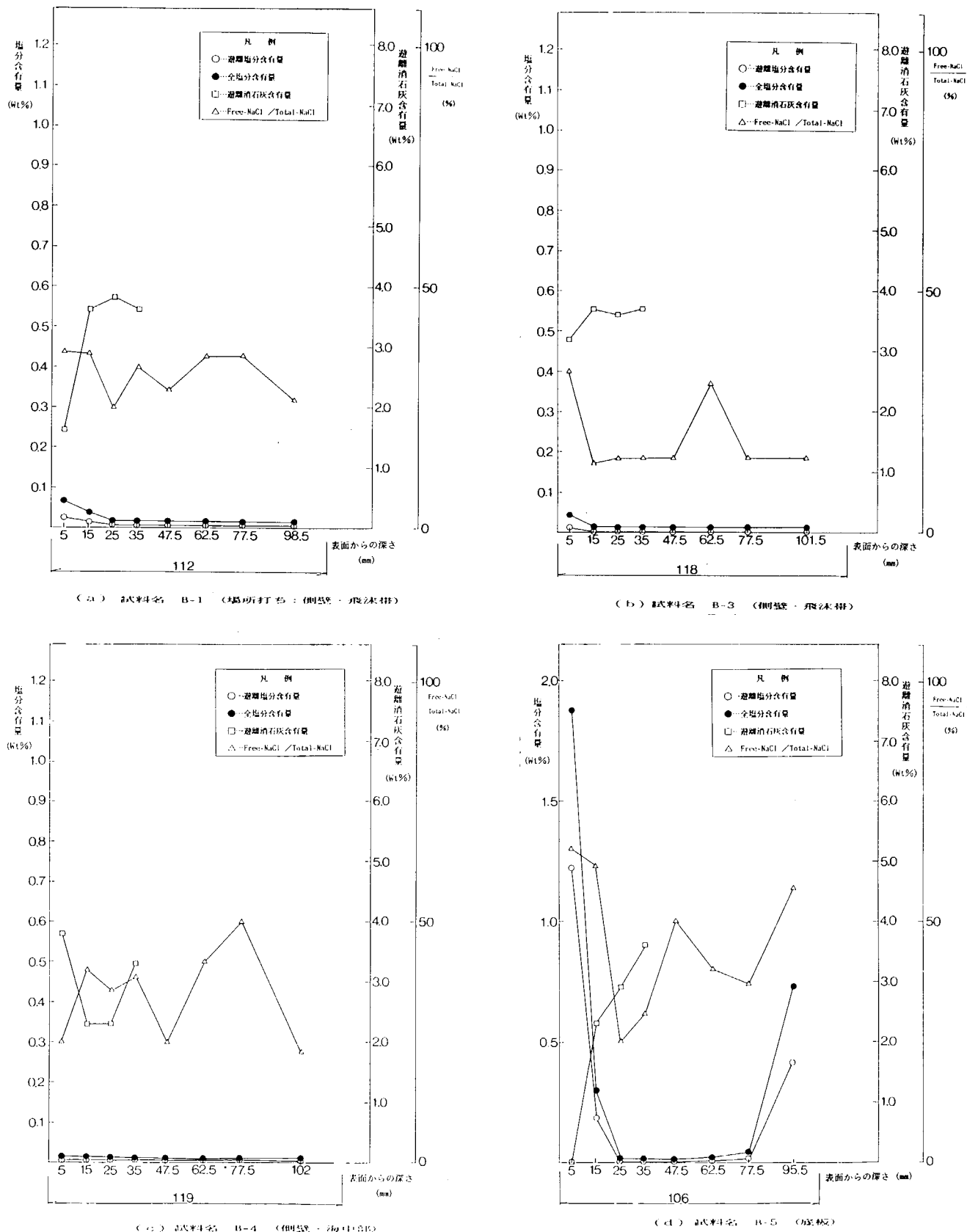
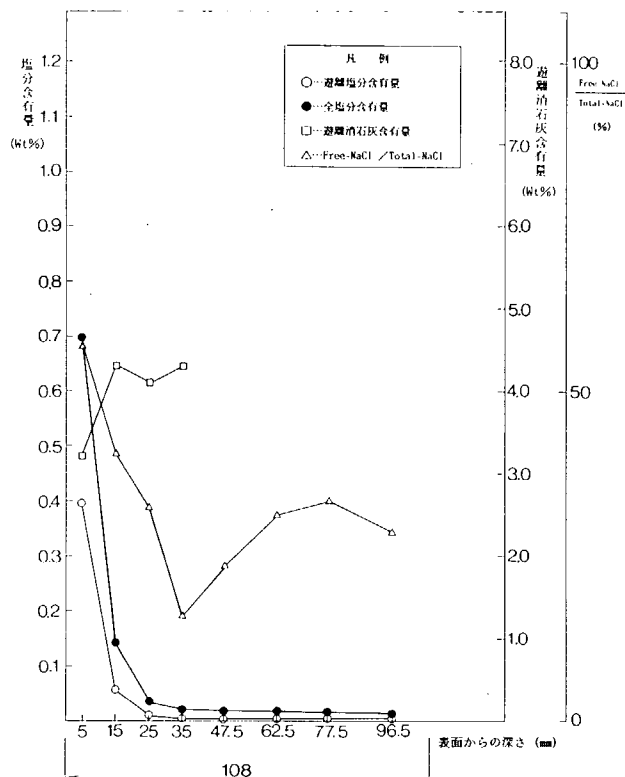
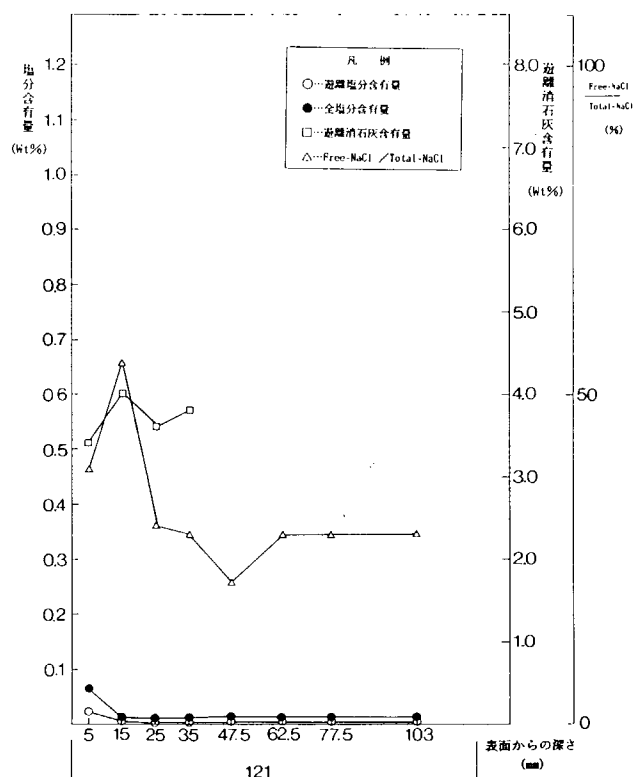


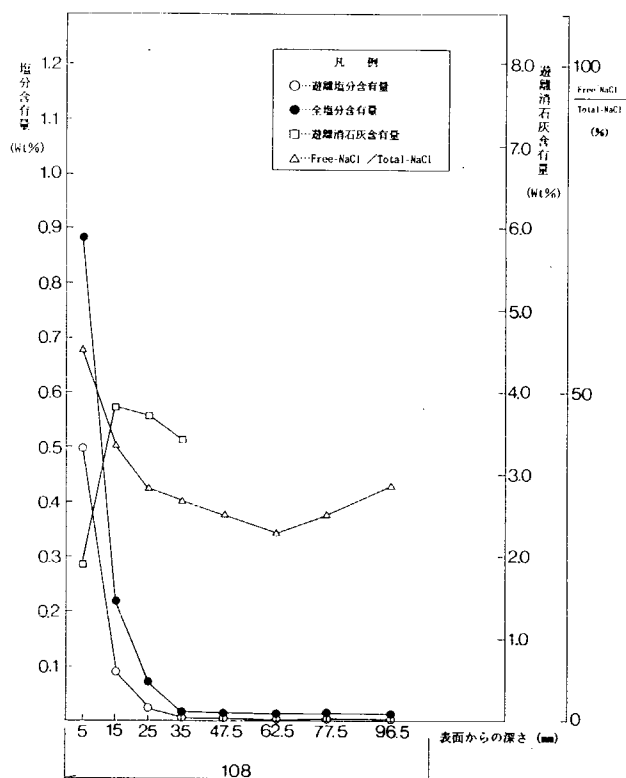
図 5. 4. 7 塩分分析および遊離消石灰分析結果 (1)



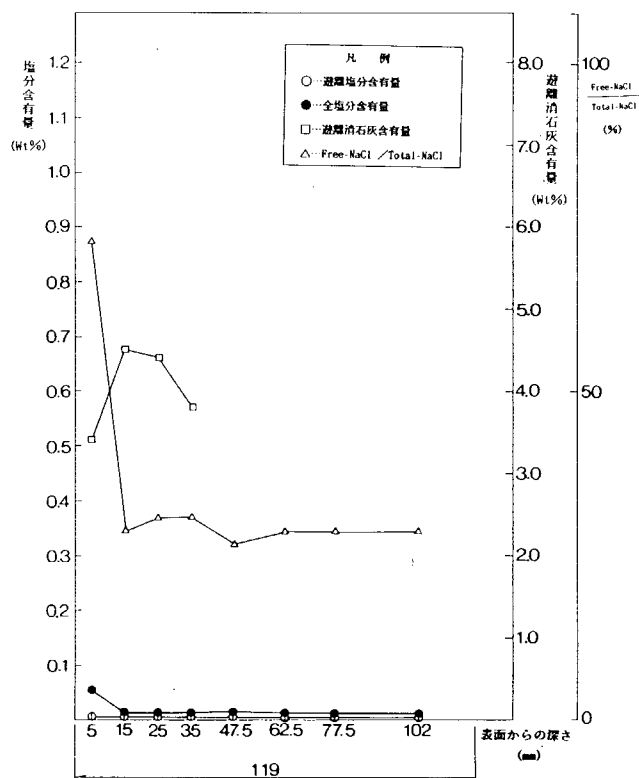
(c) 試料名 B-6 (中板)



(f) 試料名 B-7 (側壁・飛沫部)



(g) 試料名 B-11 (中板)



(h) 試料名 B-12 (側壁・飛沫部)

図 5. 4. 8 塩分分析および遊離消石灰分析結果(2)

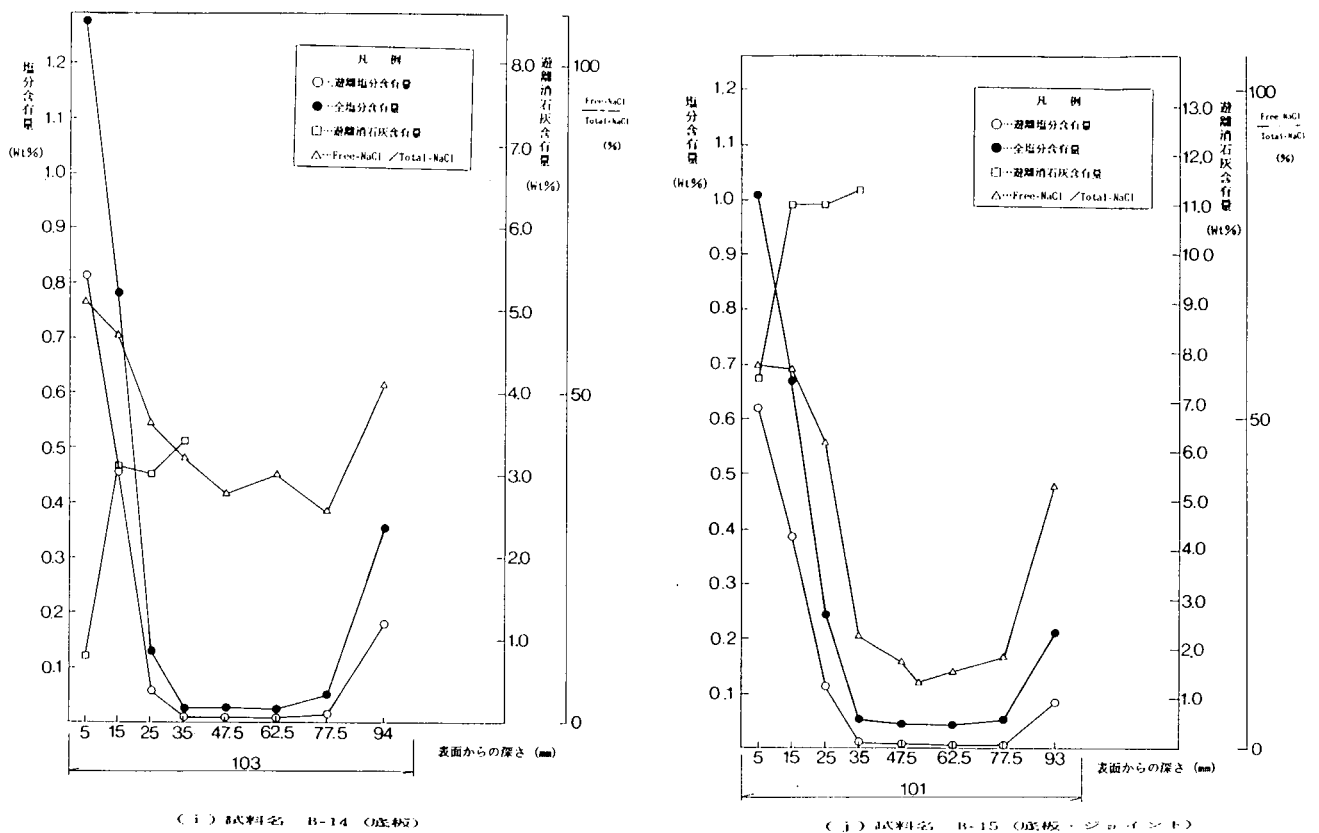


図 5.4.9 塩分分析および遊離消石灰分析結果(3)

5.4.4. 物理分析

物理分析として、X.R.D., D.T.A., I.R. 及び S.E.M.による分析を実施した。分析したサンプルは、化学分析を行なったもののなかで、塗装を施していない B-5, 6, 11, 14, 15 の 5 本のコアである。

(1) X.R.D.による分析

X.R.D.分析の結果を図 5.4.10 に示す。

フリーデル氏塩の分布は、塩分分析の結果と良く対応し、表層より 20mm の深さまで検出された。これは、コンクリート中のセメント鉱物の一つの C_3A と塩素イオンとが反応して生じたものである。

また、B-15を除いて表層部でエトリンガイトが検出されている。これは、海水中の硫酸イオンと C_3A とが反応して生じたものであり、膨張性の化合物である。一方、B-15においては、表層から内部までエトリンガイトが検出されているが、これはジョイントモルタルに使用した CSA が、エトリンガイト系の膨張材のためによる。

また、全ての供試体においてアリットまたはベリットが検出されているが、本構造物の使用コンクリートは高強度のため、未反応のセメントが残存していることを示している。

中性化に関係のある炭酸カルシウムも表層で検出されているが、水酸化カルシウムも B-5 を除いて表層において存在しており、化学分析による結果と良く対応している。B-5 については、表層において水酸化カルシウムが存在しておらず遊離消石灰の分析と同様な結果を与えており、中性化しているものと考えられる。

(2) D.T.A.による分析

セメント水和物は、100℃以上になると次のようになる。

吸熱ピーク 105℃ : 毛細管空隙に含まれる自由水が失われる。
 330 : フリーデル氏塩 ($3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot \text{CaCl}_2 \cdot 10\text{H}_2\text{O}$) が分解される。
 500 : 水酸化カルシウムが分解される。
 ~ 580 $\text{Ca}(\text{OH})_2 \rightarrow \text{CaO} + \text{H}_2\text{O}$
 825 : 炭酸カルシウムが分解される。
 $\text{CaCO}_3 \rightarrow \text{CaO} + \text{CO}_2$

発熱ピーク 900 : カルシウムシリケート (CS) が生成する。
 ~ 1000

これらの吸熱、発熱ピークの大きさをみることで各セメント水和物がどの程度存在するか分析するものである。

D. T. A. による分析結果を図 5. 4.11 に示す。

この結果を見ると、まず B-5 と B-14 の表層部の $\text{Ca}(\text{OH})_2$ の吸熱ピークが小さい点が目立つ。これらは、ともに底板の海側に接する部分であり、海水中でも炭酸化することを示している。特に B-5 については、その他の分析結果と良く一致している。

次に、B-15 の 900 ~ 1000℃ の発熱ピークが、他のサンプルよりも小さい点が目立つが、これはジョイント部でシリカ分 (ie. 骨材) が少ないモルタルのため、カルシウムシリケートの生成が小さいことを示しているものと判断される。ただし、このジョイントモルタルには珪砂が含まれているためピークは小さいが 560 ~ 570℃ 付近で石英が α 型 $\rightarrow$ β 型へ転移する現象が全体で見られる。

その他、B-5 で特に顕著であるが、330℃ 付近で吸熱ピークが見られ、フリーデル氏塩が存在していることが認められる。

(3) I. R. (赤外線吸収スペクトル解析) による分析

電磁波を試料に照射すると試料内の特定の物質が反応して、電磁波に変化を及ぼす。X 線が物質の構造の変化を反映させるのに対して赤外線は波長が長く、波のエネルギーが小さいので原子間の結合の性質を反映し、それに固有の波長が吸収される。

したがって、赤外線連続スペクトルを粉末試料に照射して、透過赤外線を熱電流に変換して吸光度を測定することにより、ハロゲン、無機塩などの検出に用いることができる。

連続スペクトルを得るプリズムには、炭化珪素 (SiC) を使用し、2.5 ~ 15.4 μ の範囲の赤外線を照射する。チャートの横軸には波長の逆数 (= 波数; 単位 cm^{-1}) をとるので、4,000 ~ 650 cm^{-1} の波数範囲で測定する。

I. R. で検出できるセメント水和物中の化合物には以下のものがある。

CO_3^{2-} ;	1450 ~ 1410 cm^{-1} (vs)	
	880 ~ 860	(m)
	780 ~ 760	(m)
SO_4^{2-} ;	1130 ~ 1030	(vs)
	680 ~ 610	(m~w) vs; very strong
OH^- ;	3400	(vs) m; medium
SiO^- ;	960	(vs) w; weak

I. R. による分析結果を図 5. 4.12 に示す。各サンプルともに OH^- (水酸化カルシウムまたは各種の結晶水) と SiO^- (シリカ分) が顕著に検出されている。また、ピークが弱い CO_3^{2-} についても全試料で検出されており、非常に鋭敏に反応している。

(4) S. E. M. (走査型電子顕微鏡) による分析

走査型電子顕微鏡は、光学顕微鏡の実体顕微鏡に対応する電子顕微鏡であり、透過型電子顕微鏡は試料を透過し

た電子線で結像させるのに対し、テレビのブラウン管の像のように、偏向コイルという装置でさいころ状の試料の表面に電子線を走査させ、その時に試料の表面から飛び出す二次電子をとらえる顕微鏡である。

試料中のセメント水和物の表面から放出された二次電子の量は、表面の凹凸と関連があるので、この二次電子の量を検出器によって変換し、ブラウン管に結像させる。

走査型電子顕微鏡ではコンクリート試料を粉末にせずに、自然の状態のまま観察できる利点があり、X線マイクロアナライザーという装置と連動させると、試料中のセメント水和物の微小な部分の化学分析も行える。これは、一次電子線が照射されると試料中の含有元素が励起され、元素特有の特性X線（蛍光X線と呼ぶ）を発生することを応用したもので、このX線を分光室に導き、波長を分析することによって含有元素の存在、また特性X線の強度から含有量を求めることができる。

S.E.M. 分析用試料として、ボーリングサンプルを所定の深さでスライスしたものから、その厚さ程度を一辺とするほぼ立方体を切り出した。その各試料の深さ方向に3ヶ所（約81 μm $\times$ 96 μm ）について、セメントペースト中の全塩素定量分析を実施した。その結果を図5.413に示す。但し、含有量はセメントペーストに対するC1⁻の重量含有量で表わされている。コンクリートに対するNaClの重量含有量に換算するには、この結果に約0.25を乗ずればよい。それによれば、化学分析による全塩分含有量と比較的よい一致がみられる。

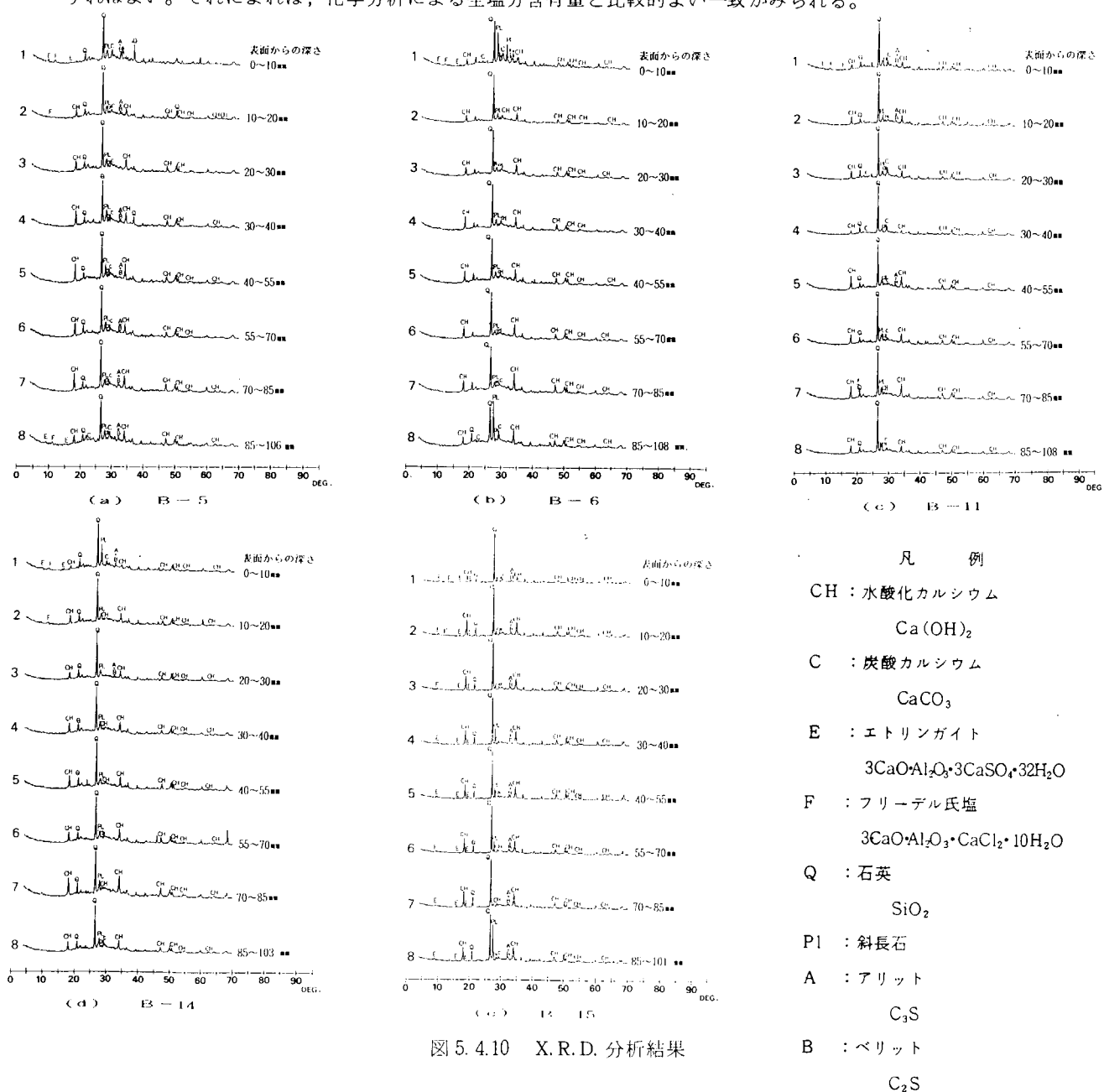
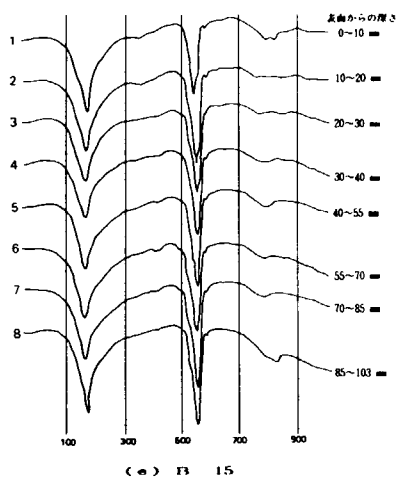
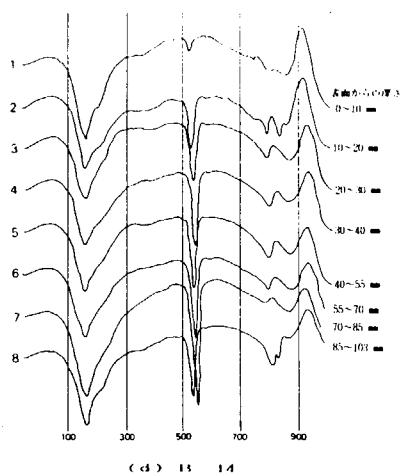
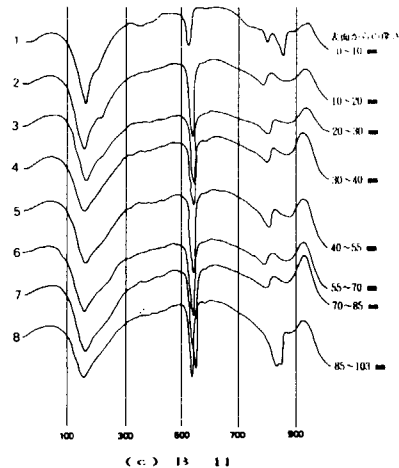
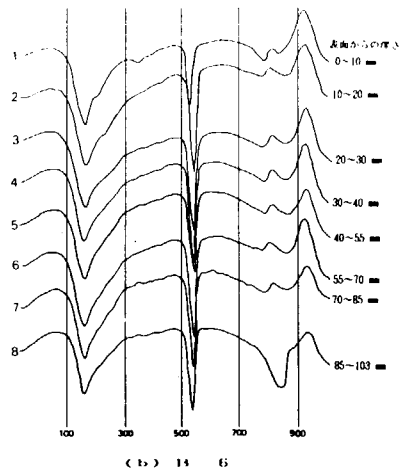
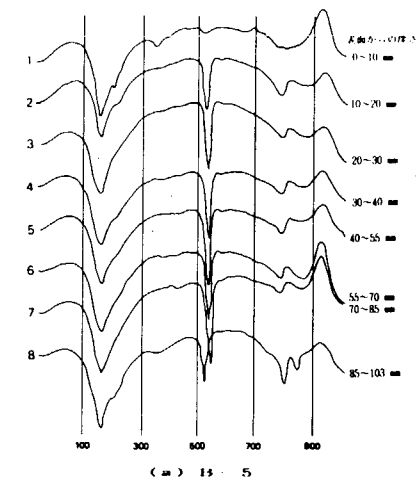


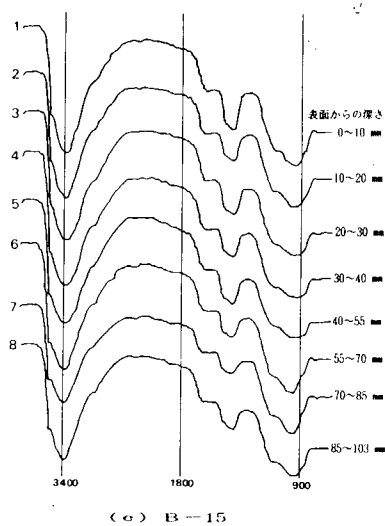
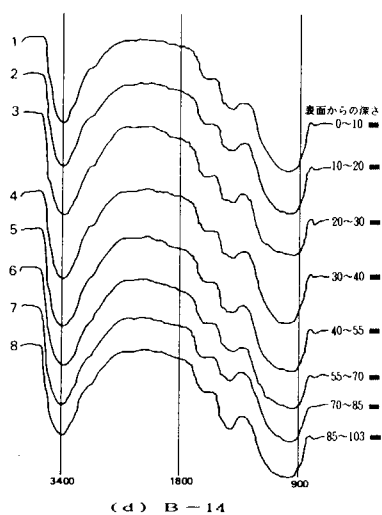
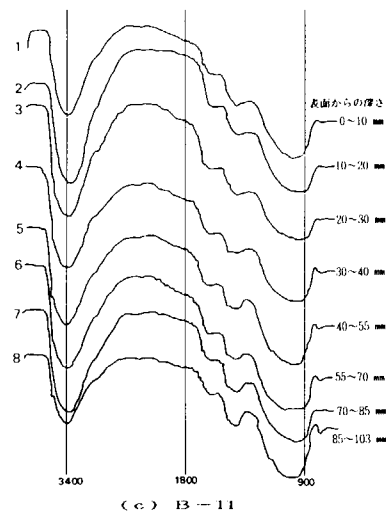
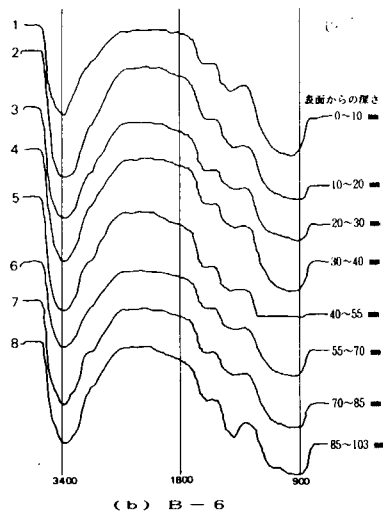
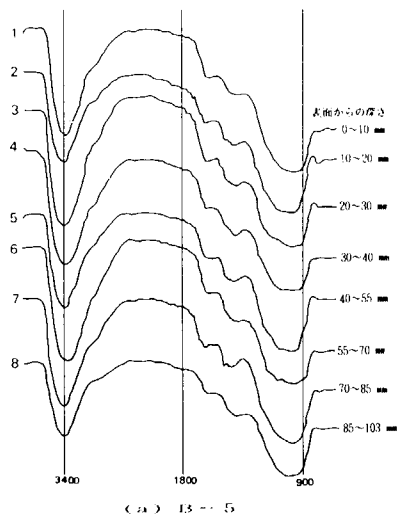
図 5.410 X.R.D. 分析結果



凡 例

105 °C……………自由水 蒸発
 330 °C……………フリーデル氏塩 分解
 500 ~ 580 °C………水酸化カルシウム分解
 825 °C……………炭酸カルシウム 分解
 900 ~ 1,000 °C ……カルシウムシリケート
 生成

図 5. 4.11 D.T.A. 分析結果



凡 例		
CO_3^{--}	1,450~1,410	vs
	880~ 860	m
	780~ 760	m
SO_4^{--}	1,130~1,080	vs
	680~ 610	mm
OH^-	3,440	vs
SiO^-	960	vs

図 5.4.12 I.R. 分析結果

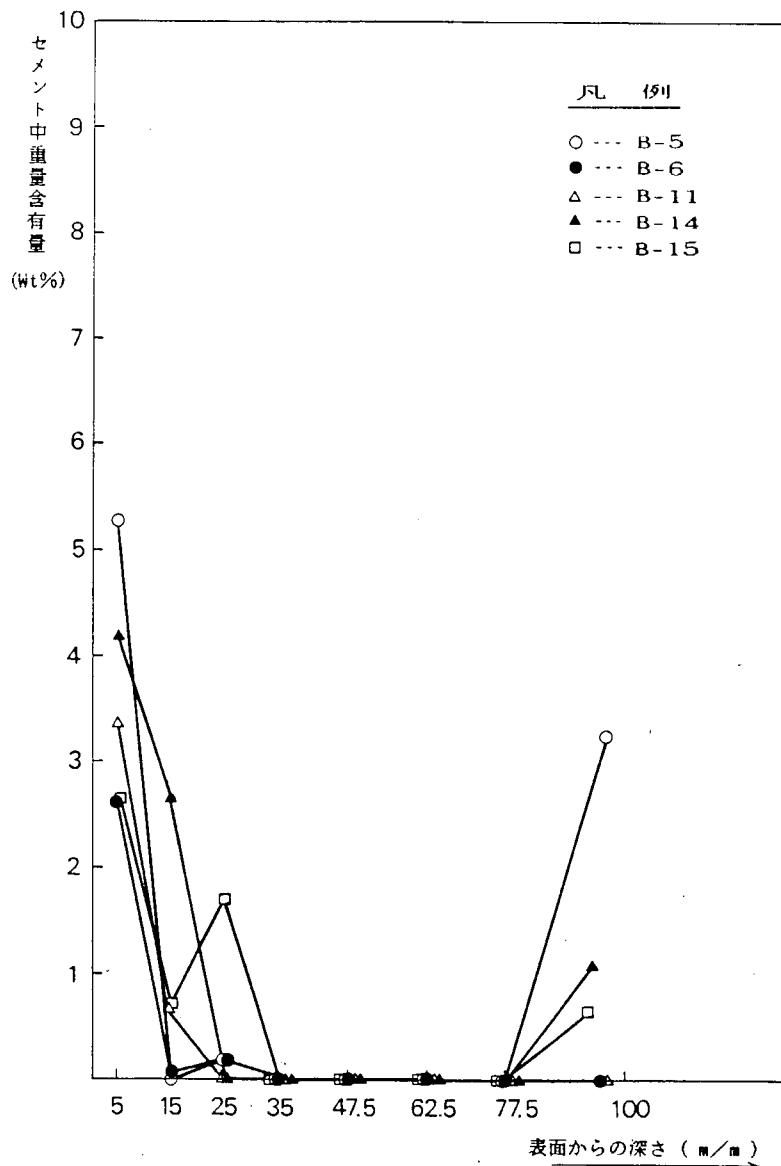


図 5.4.13 全塩素測定結果 (S.E.M.)

5.5 構造強度に関する調査

5.5.1 曲げ載荷実験概要

バージの全体の剛性の低下の有無を調べることを目的としたもので、中央一点載荷によって曲げモーメントを生じさせ、それによるたわみおよびコンクリートのひずみを測定して進水前の剛性と比較したものである。

(1) 載荷方法

図 5.5.1 に載荷方法を示す。長さ 37.0 m、幅 9.0 m の船体の③および⑩通りを支点とし、⑦通りに重錘を載せる中央一点載荷方式である。スパンは 24.0 m で、支点および載荷点ともに横隔壁のある位置である。

支点は、コンクリート盤木を横ならべにして船体幅 9.0 m 全体で受けるものとした。

載荷は、約 3.5 t のコンクリートブロックを用いて約 14 t ピッチで 6 段階に分けて載荷し、たわみおよびひずみの測定を各荷重段階で行った。各荷重段階での荷重は、① 14.16 t、② 28.40 t、③ 42.65 t、④ 56.82 t、⑤ 70.61 t、⑥ 80.89 t (全ブロック載荷時) であり、全ブロック載荷後の除荷は⑥→⑤→④→③→②→①の順に行い、この時も各段階でたわみおよびひずみの測定を行った。

(2) たわみおよびコンクリートひずみの測定

たわみは、図 5.5.2 に示すように変位計をスパン中央点、 $\frac{1}{4}$ スパン点および支点の両舷側の計 10 点について変位を測定し、支点変位の影響を除いて求めた。

コンクリートのひずみは、図 5.5.3 に示すように A 断面（スパン中央）、B 断面（A 断面より 30 cm 船首側の断面）および C 断面（中央ブロックの打継目位置）の 3 断面について合計 40 点を船体外側にストレインゲージを貼り付けて測定した。

ストレインゲージの貼付位置は主として船底で、スティフナーのある部分、ない部分、打継目の位置とし、他に甲板および側面にも貼り付けた。主として B 断面のひずみを測定したのは、スパン中央の A 断面は船体横断方向に隔壁が存在し、B 断面部分とは異なるひずみになることが予想されたためである。また、C 断面は打継目部分であり、B 断面の軽量コンクリートとは異なりモルタルであるため、この部分のひずみも測定した。

ストレインゲージの貼付工程は、まず貼付位置の表面をグラインダーで削り、エポキシ樹脂を塗布してその上にストレインゲージを貼り付け、さらに湿気を防ぐためにハマタイトで表面をコーティングした。

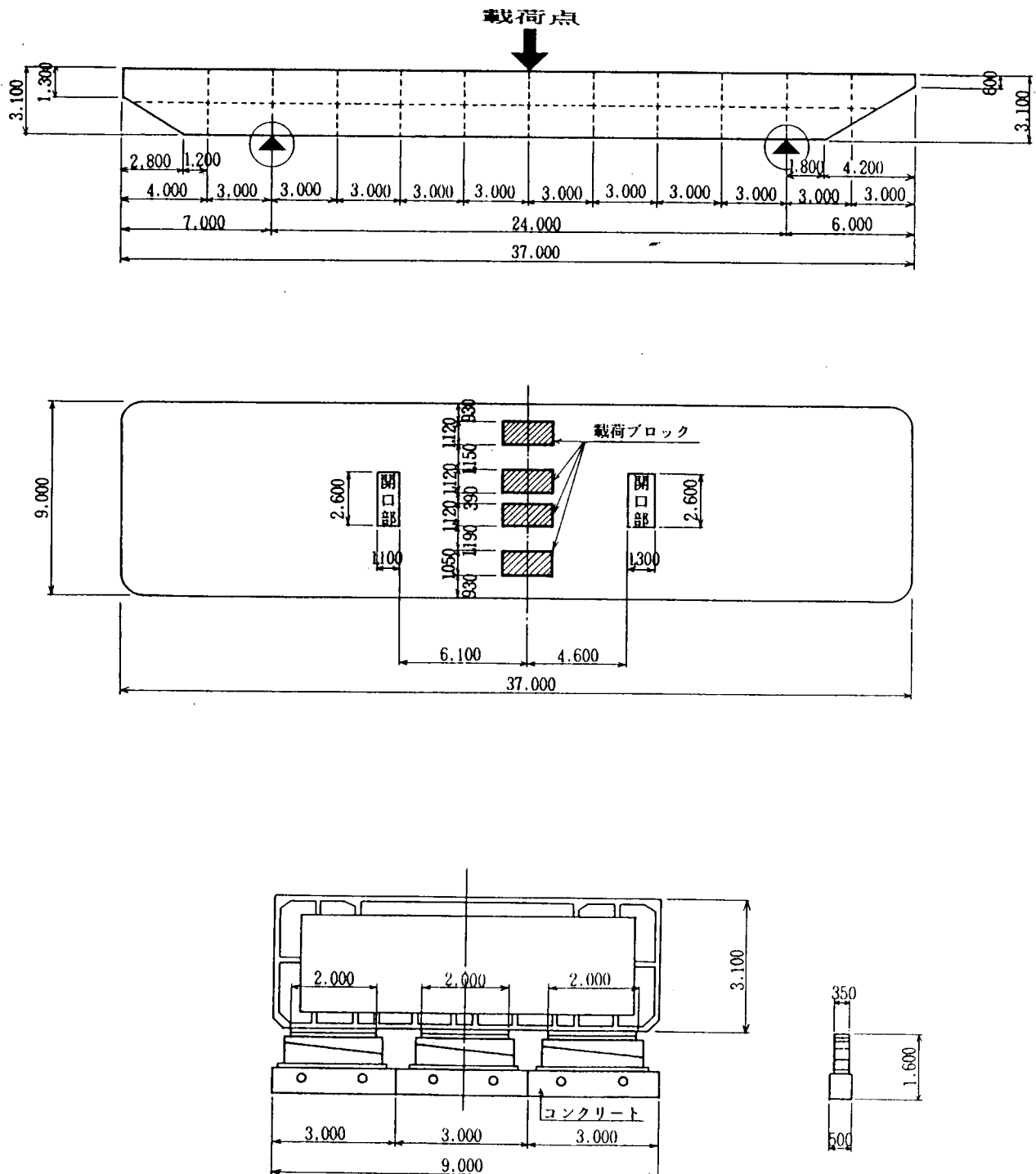


図 5.5.1 支点および荷点位置

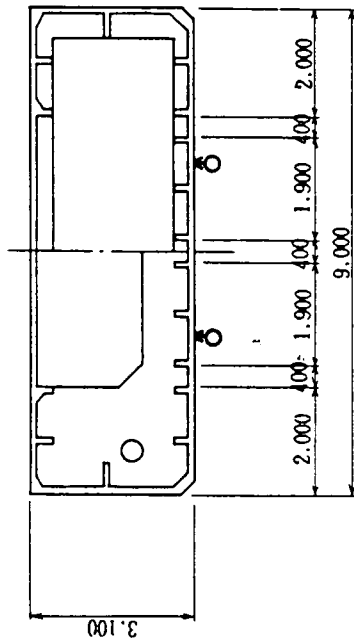
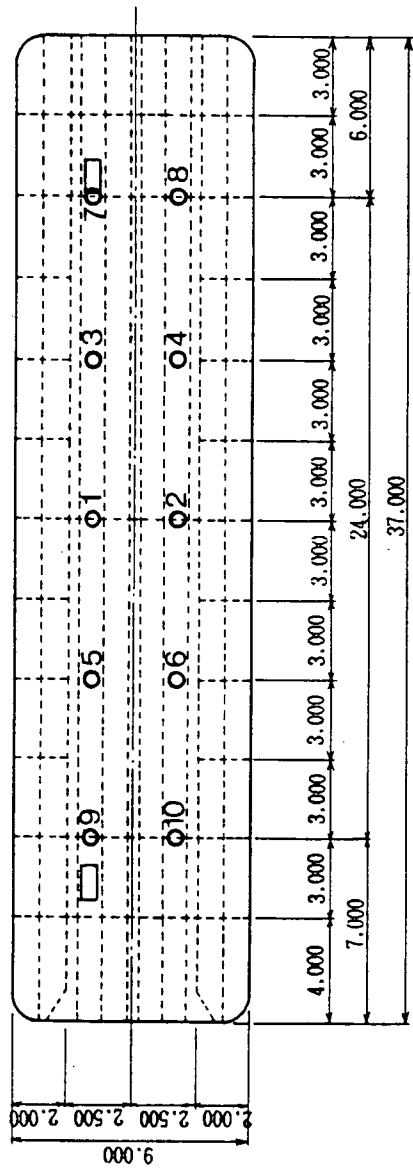
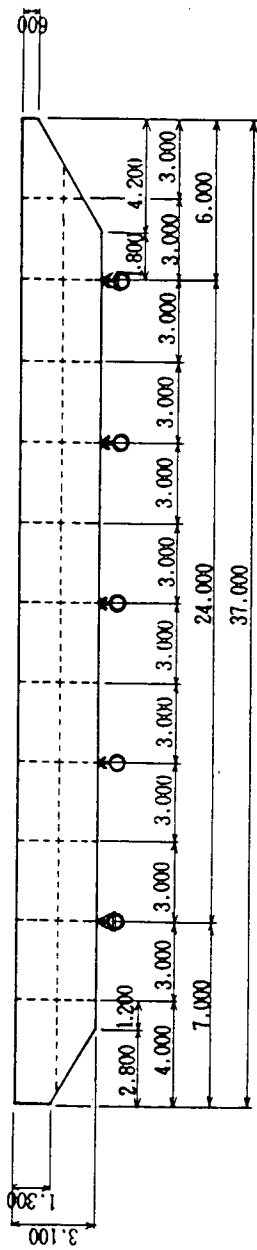


图 5.5.2 变位测定点位置

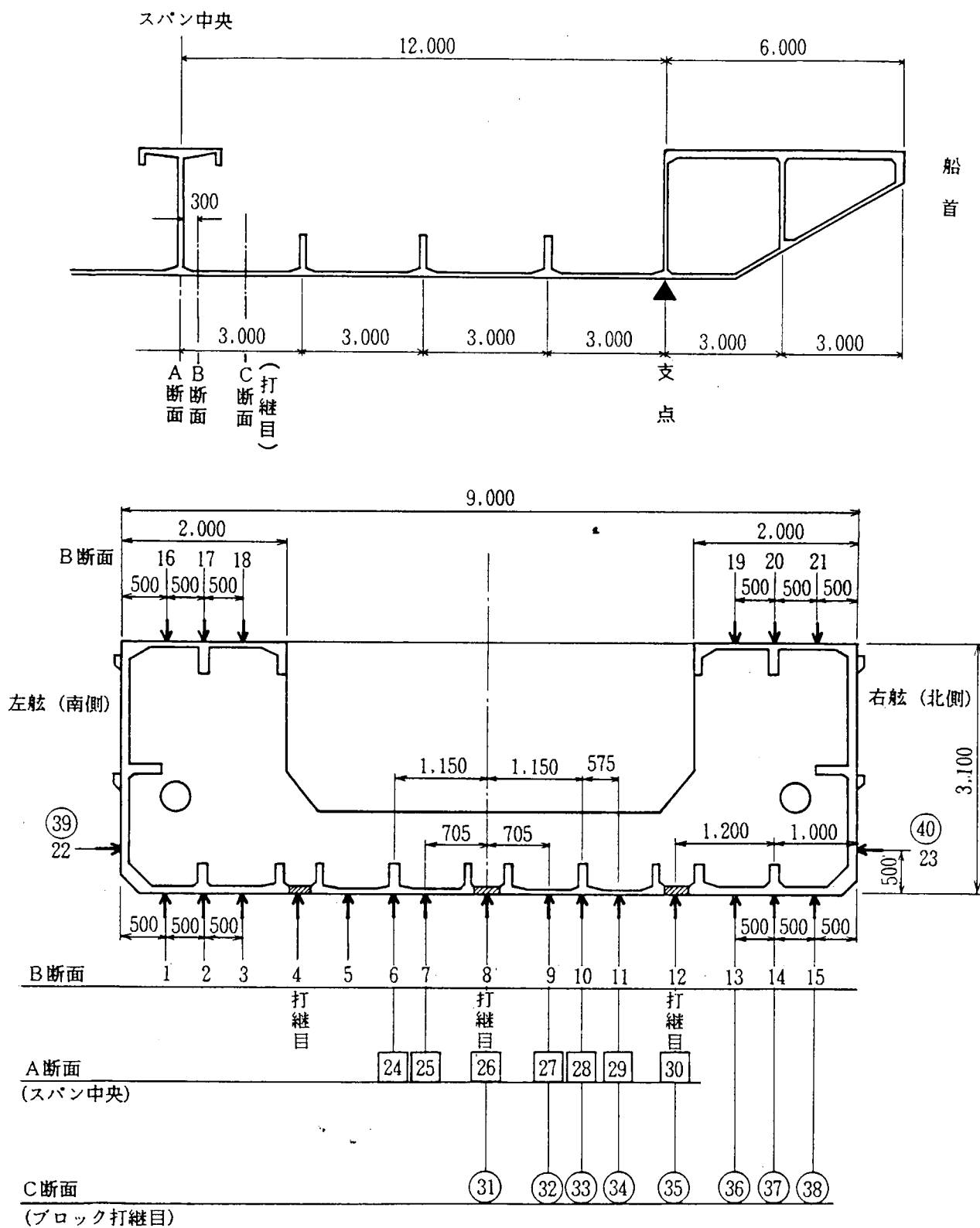


図 5.5.3 ストレインゲージ貼付位置

5.5.2 理論計算

建造時および改造時のデータに基づいて、標準断面性能ならびにその値を用いた時の載荷による変形量を求めた。その結果は表 5.5.1 に示すとおりである。ただし、セット時に自重により既に $492 \text{ t} \cdot \text{m}$ の曲げモーメントが生じることになる。変形量、ひずみはセット時からの変化とした。

表 5.5.1 理論計算結果

	建 造 時	改 造 後	試 験 時
断 面 積 (m^2)	2.522	3.209	2.852
中 立 軸 位 置 (m)	1.253	1.636	1.460
断面 2 次モーメント (m^4)	3.657	5.381	4.587
コンクリートのヤング係数 (t/cm^2)	1.85×10^6	1.85×10^6	1.85×10^6
プレ ス ト レ ス (kg/cm^2)	58.8	改造後新たにプレ ストレスは導入さ れていない。	—
中央下端の応力が零 になる曲げモーメン ト ($\text{t} \cdot \text{m}$)	1716	1934	1847
ひびわれ発生時の推 定曲げモーメント ($\text{t} \cdot \text{m}$)	2446	2756	2633
80.89 t 載荷による 変形量 (mm)	3.44	2.34	2.75
80.89 t 載荷時の中 央下端の引張ひずみ ($\times 10^{-6}$)	89.9	79.8	83.5

5.5.3 実験結果および考察

(1) たわみ

図 5.5.4 に各変位測定点の結果を、図 5.5.5 にスパン中央およびスパン (ℓ) の $\frac{1}{4}\ell$ 点における左右両舷の平均たわみを示す。

図 5.5.4 より左右両舷側の変位は、スパン中央、 $\frac{1}{4}$ 点および支点のいずれの位置においても、片側載荷となった③の荷重段階を除きはほぼ同じ値となった。また、船首側および船尾側の $\frac{1}{4}\ell$ 点におけるたわみはほぼ一致している。これらのことは、荷重が均等に載荷され、支点の支持も均等に行われてねじり等の影響はほとんどなかったことを示している。

図 5.5.5 によりスパン中央におけるたわみは、荷重の増大とともにほぼ直線的に増大しており、弾性体に近い挙動を示している。しかも、全荷重載荷時 ($P = 80.89 \text{ t}$) におけるたわみ 2.6 mm は計算値 2.75 mm とほぼ一致している。

以上の結果は、船体の曲げ剛性が 7 年経過後においてもほとんど低下していないことを示している。

除荷後のたわみの値がマイナス 0.6 mm 前後となった原因は次に述べるような温度変化によることが考えられる。

曲げ載荷実験は午前10時00分頃から12時20分頃まで晴天下で行われたが、太陽の直射を受ける上床板と日影の下床板とは数度の温度差を生じ、上向きのそりを生じたと考えられる。

この時のコンクリート面の温度変化は測定していなかったので、除荷後の $\frac{1}{4}l$ 点の残留たわみがほぼ0になるように温度変化があり、実験中の温度変化は二次モードで変化したと仮定してたわみの補正を試みた。この結果を図5.5.6に示すが、この仮定によれば実験時理論剛性より実際の剛性が約6%低下するが、この程度では材質劣化によるものとは判断できない。

(2) コンクリートのひずみ

図5.5.7～図5.5.8は、各点でのコンクリートのひずみを荷重との関係で示したものである。

図中に示した破線の直線は計算上から求まる荷重－ひずみ曲線である。 $P = 80.89 \text{ t}$ のとき軽量コンクリートのヤング係数を $1.85 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ としたとき、下端のコンクリートのひずみは約 83.5×10^{-6} となる。

図5.5.7～図5.5.8より各点のひずみは荷重の増大につれて大きくなる傾向にあるが、複雑な挙動をしており各点でまちまちの値となっている。

各点のひずみ分布を断面ごとに示したものが図5.5.9～図5.5.10である。図5.5.9は、B断面について荷重が対称に載荷された②、④、⑥の段階におけるひずみ分布を示したものである。この図より、船体底板の両舷の端部（ひずみゲージNa①、Na⑭）が極めて大きく、計算値の約1.4～1.0倍であるのに対し、底板中央部は $P = 80.89 \text{ t}$ において $20 \sim 40 \times 10^{-6}$ で計算値の $\frac{1}{4} \sim \frac{1}{2}$ の値となっている。また、リブが存在する部分のひずみ（ゲージNa②⑥⑩⑭）は、存在しない部分（ゲージNa④⑤⑦⑧⑨⑪⑫など）より約 10×10^{-6} 程度大きくなっている。打継目部分のひずみ（ゲージNa④⑧⑫）は腹部の軽量コンクリートの場合とはほぼ同じ値となっており、コンクリートの品質の相違の影響は認められない。

図5.5.10は、A、B、C各断面での $P = 80.89 \text{ t}$ のときのひずみ分布を示している。A断面はスパン中央で横隔壁が存在する部分でいい、B断面はA断面より30cm船首側に位置した部分であるが、A断面のひずみは船底中央部付近（ゲージNa⑳、㉑、㉒）においてB断面の場合より小さく、側部ではほぼ同じ値となっている。（ゲージNa㉑、㉒）C断面でのひずみは、C断面がスパン中央より1.5m支点到に近いにもかかわらず、B断面でのひずみ分布とはほぼ同様の値となっており、打継目であることの影響は認められない。

以上の結果より、コンクリートのひずみが計算値よりも大きくなった部分は船体側面部底板のみであり、他の部分のひずみは計算値より著しく小さいことから、コンクリートの強度低下は認められない。

船体側面部のブロックの底板の厚さは、100mmと船体中央部の60mmの場合より厚くなっているが大きなひずみ（ゲージNa①②⑭⑮）が生じており、上からの荷重は主として船体側面部底板で支持されていることを示している。また、図5.5.7～図5.5.8において船体側面部（ゲージNa㉑、㉒、㉓、㉔）のひずみは計算値より小さい。

船体側面部底板の引張ひずみが計算値の約 80×10^{-6} に比べて南側で約1.4倍、北側で約1.0倍となったこと、および底板中央部が $\frac{1}{2}$ 以下になったことは次のように考えられる。すなわち、底板の温度は上昇していないのに上床板および南側側板は太陽の直射により温度が上昇し、全体として上向きのそり変形が生じた。この結果、底板のみが載荷荷重と逆方向の縦曲げを受けることとなった。そのため載荷荷重によるひずみは、側板に近い底板ではほぼ計算通り、底板中央部ではこの逆向きの縦曲げの影響を受けて小さくなったと考えられる。南側の側板に近い底板部のひずみが北側に比べて大きいことも上記のような状況が生じたことを裏付けていると考えられる。縦曲げに関しては、側板の剛性が底板のそれよりも大きいことも上記の状況を生じさせた他の要因であると考えられる。

図5.5.7～図5.5.8において船体上床板（ゲージNa⑯⑰⑱⑲⑳㉑）のひずみは、Na⑯⑲のひずみゲージの値を除き、約80t載荷後において圧縮縁であるにもかかわらず引張ひずみとなっている。

これは前述のように、太陽の直射によって上向きにそりを生じたこと、ダミーゲージは日陰においていたため上床板のひずみゲージと温度差を生じ、ゼロ点が移動したことも考えられる。

除荷後，船体上床板のひずみは，引張ひずみとなっているものが多く，船体下床板のひずみは下床板中央部では圧縮ひずみとなっているものが多い。（図 5. 5.11 参照）

これらのことは，太陽の直射により船体が上向きにそりを生じたことの裏付けとなっていると考えられる。

以上のことにより，屋外実験であったための直射日光による熱変形の影響があり多少測定値に問題があったが，全体剛性の経年変化はほとんどないことが認められた。

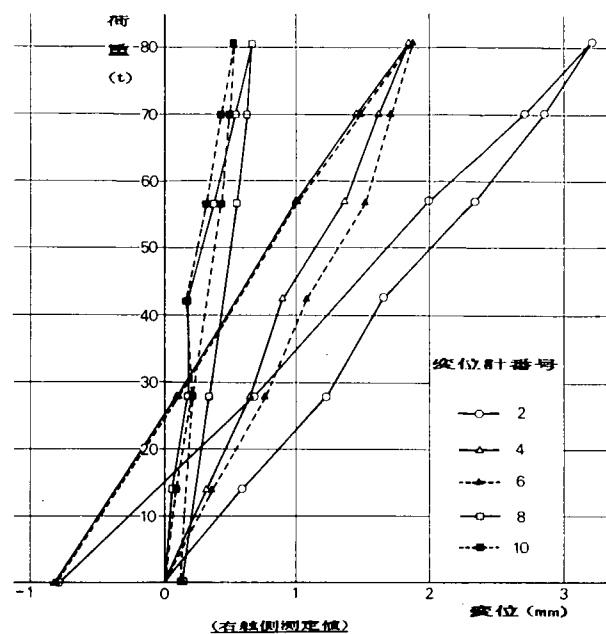
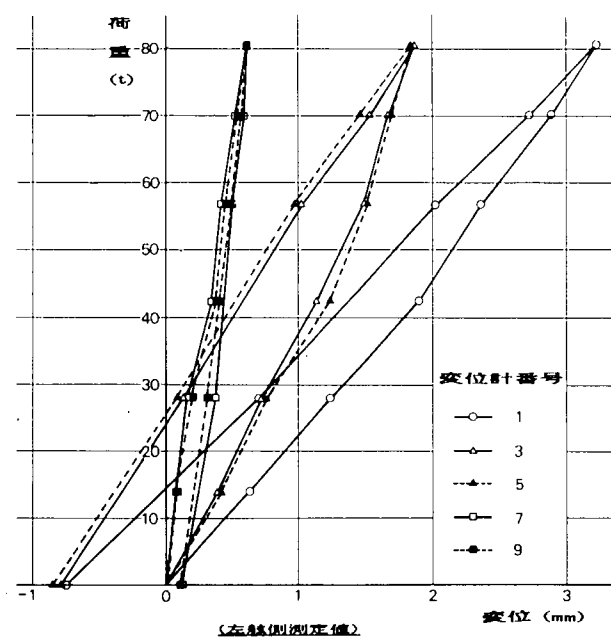


図 5.5.4 荷重 — 変位曲線

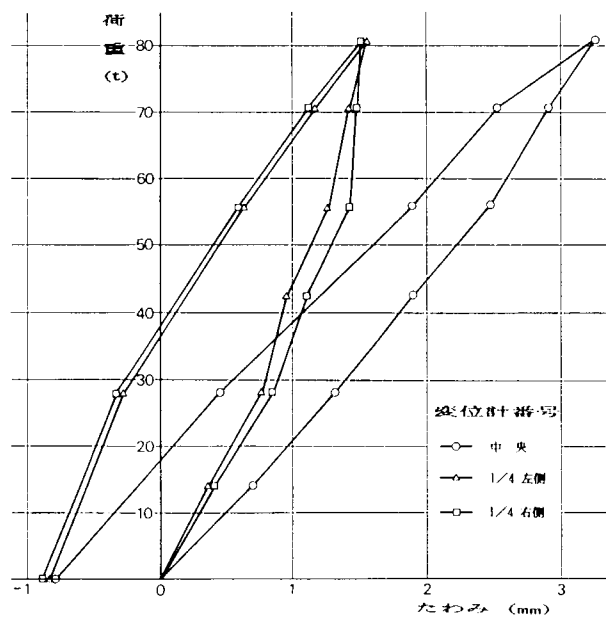


図 5.5.5 荷重 — たわみ曲線

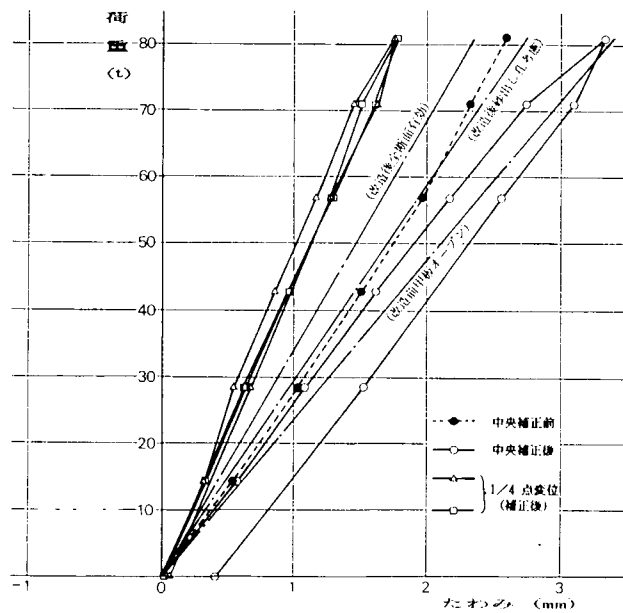
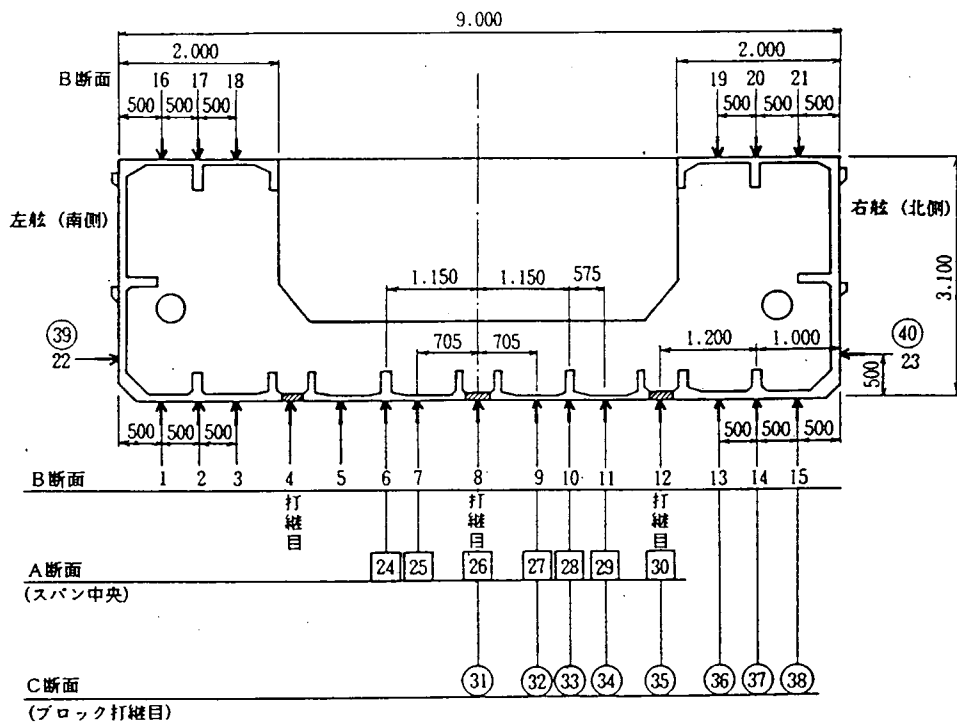
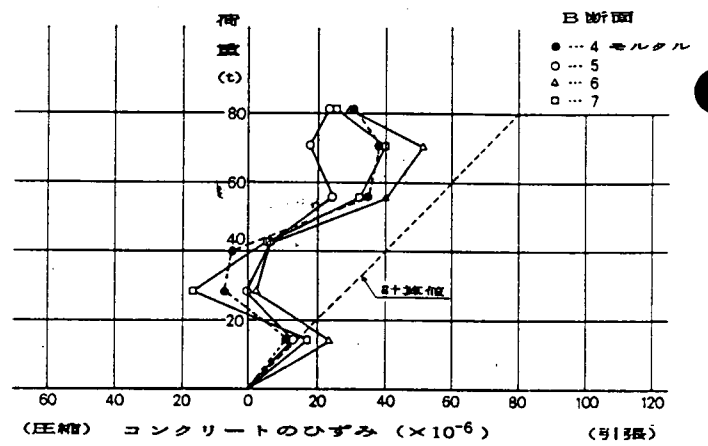
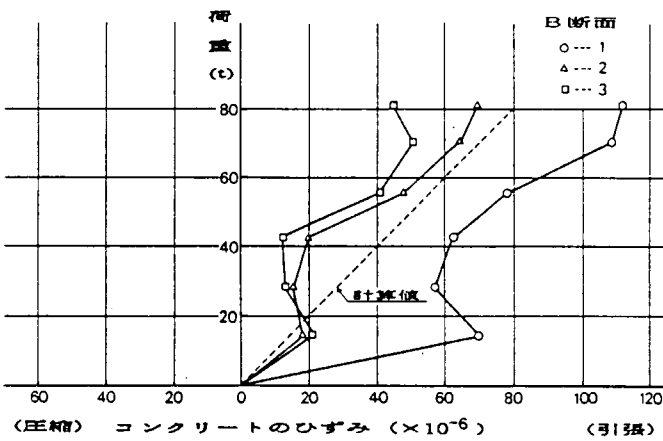
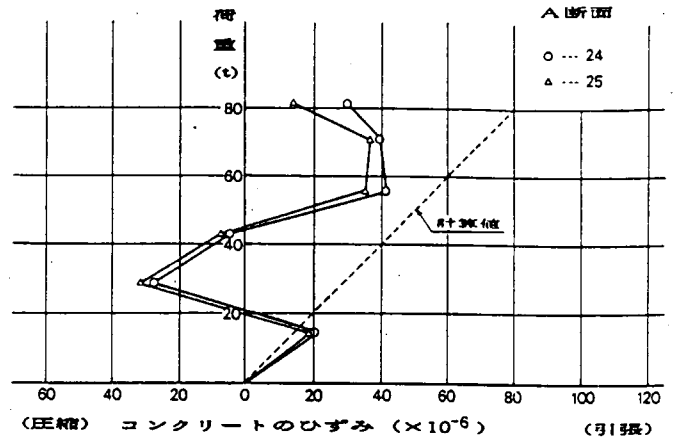


図 5.5.6 補正後の荷重 — たわみ曲線



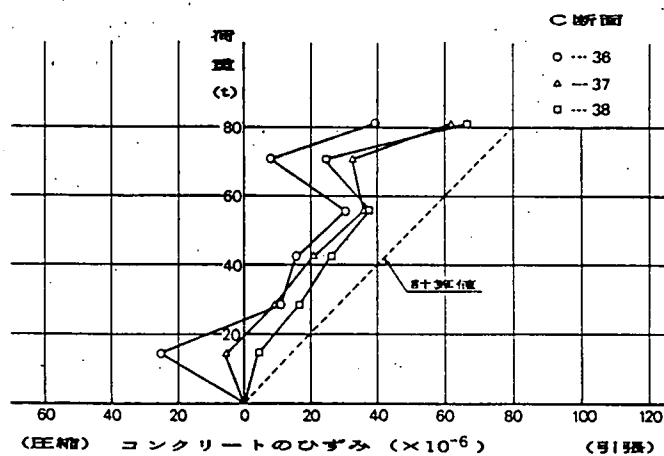
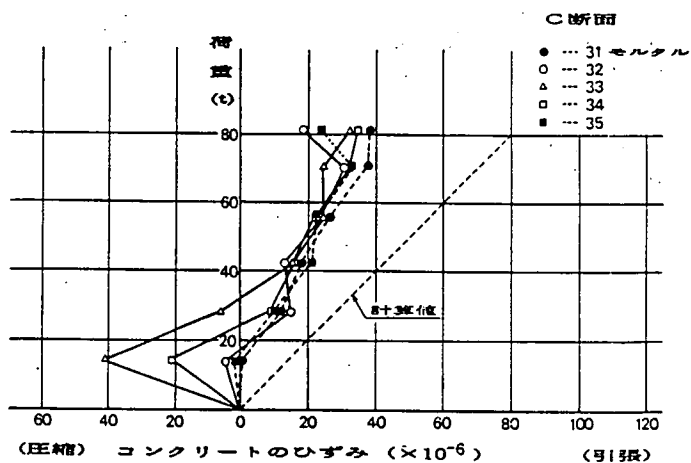
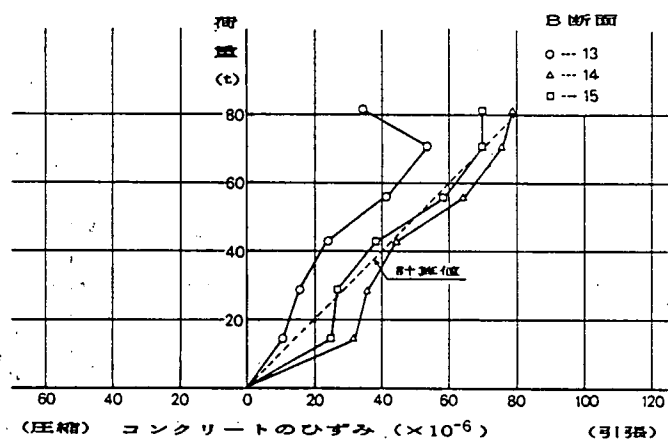
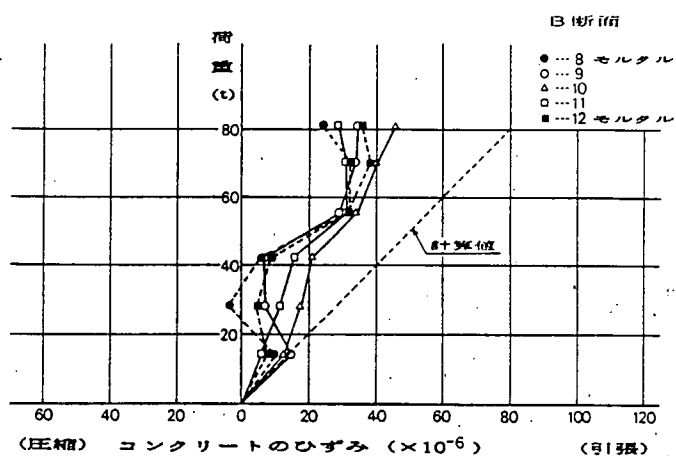
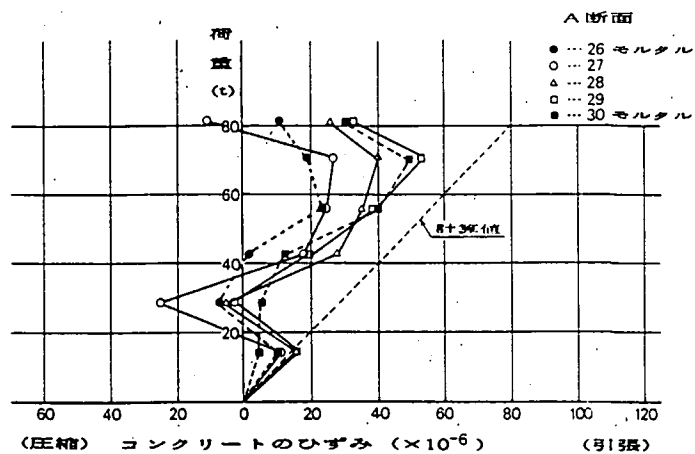


図 5.5.7 荷重 — ひずみ曲線(1)

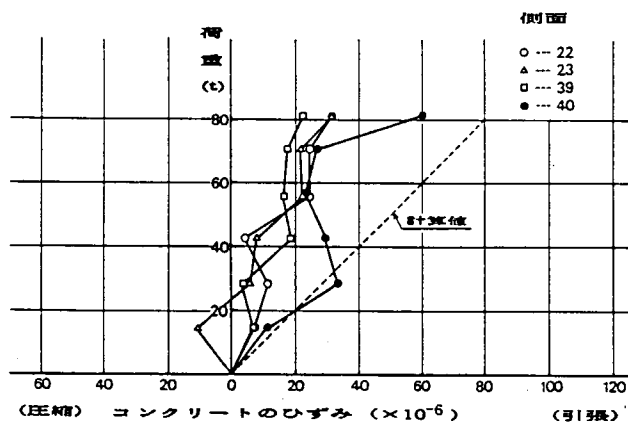
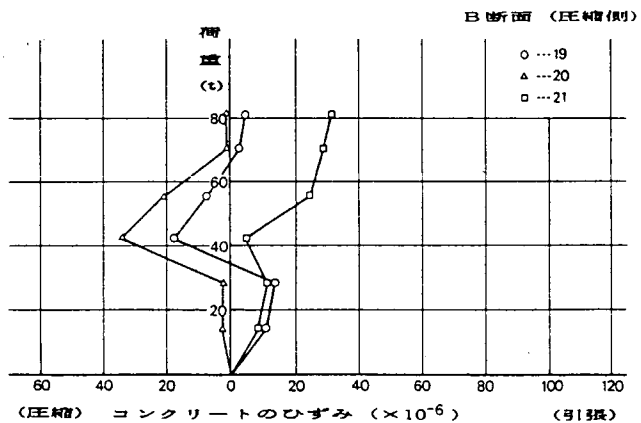
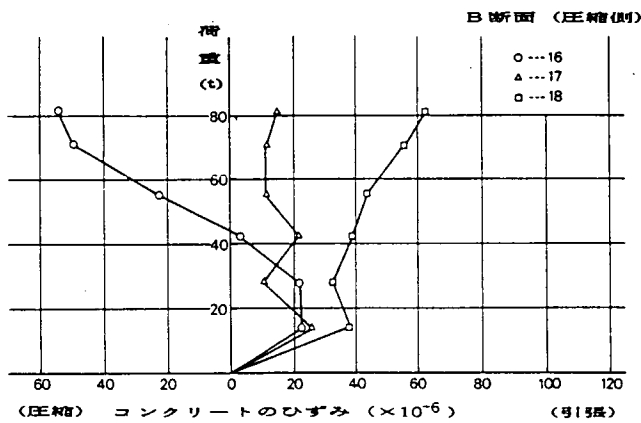


図 5. 5. 8 荷重 — ひずみ曲線(2)

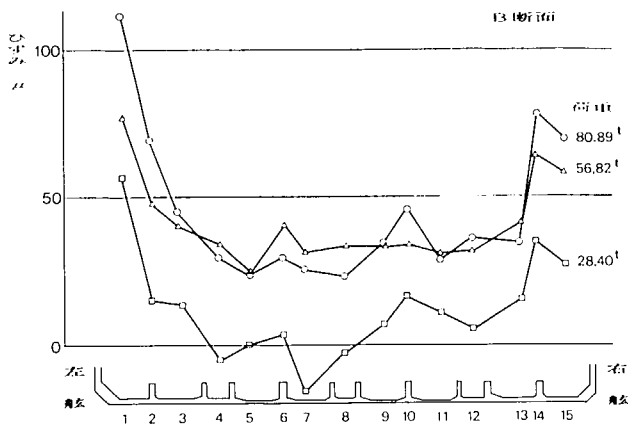


図 5.5.9 ひずみ分布(1)

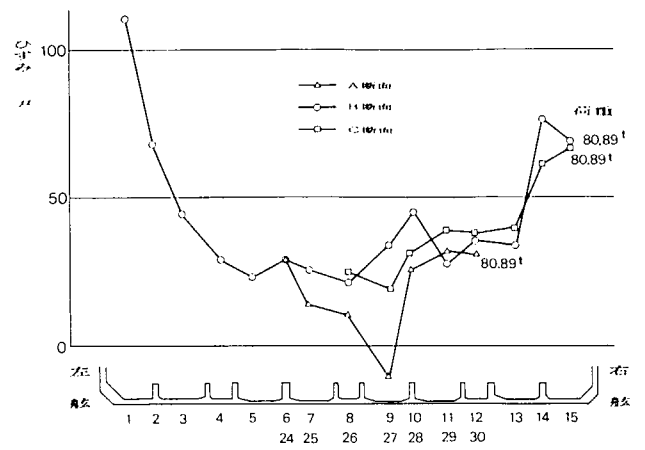
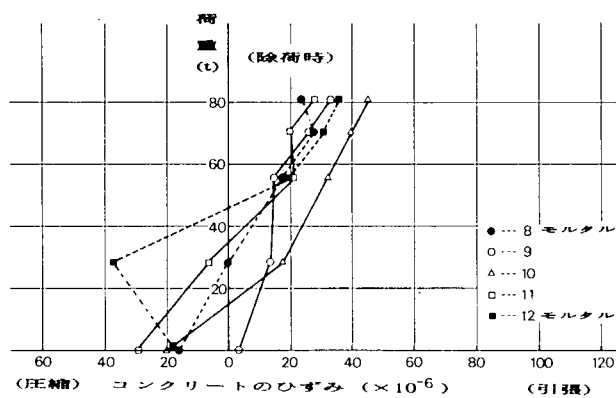
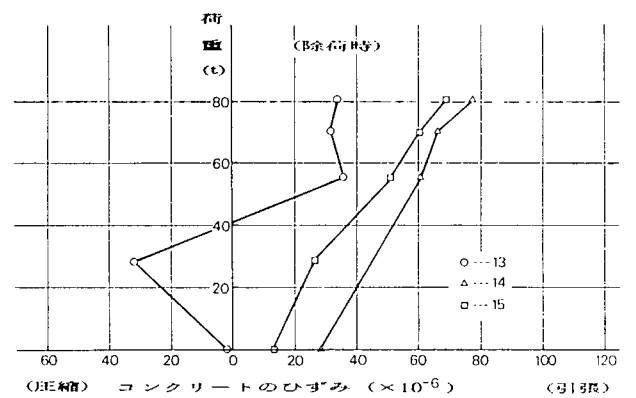


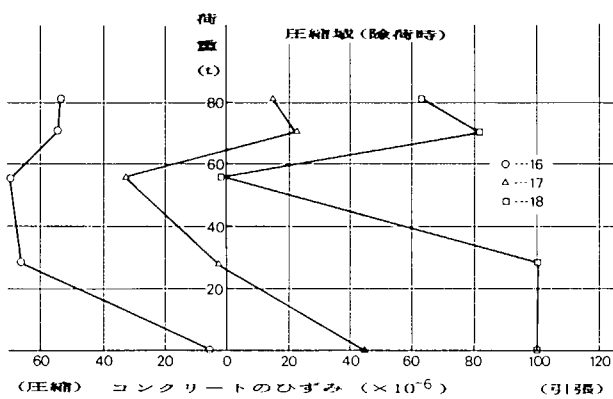
図 5.5.10 ひずみ分布(2)



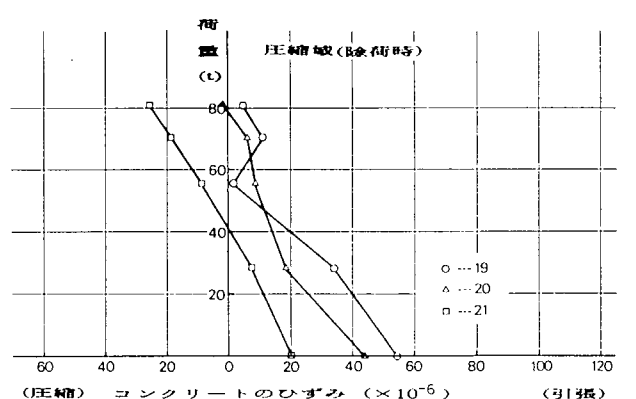
(a)



(b)



(c)



(d)

図 5.5.11 除荷時のコンクリートのひずみ変化

5.6 調査後の修復

調査終了後も使用に供されるため、鉄筋調査箇所、コアボーリング採取跡を修復した。エポキシ樹脂を用いる方法を主体とし、コアボーリング跡には人工軽量骨材をプレパックし、主としてエポキシ樹脂を充填した。鉄筋調査箇所には主として樹脂モルタルを使用した。

今後の調査の際の比較が可能なようにセメント系材料による補修も行った。修復方法の概要を図5.6.1、図5.6.2に示す。また、修復箇所別修復方法の一覧を表5.6.1に示す。

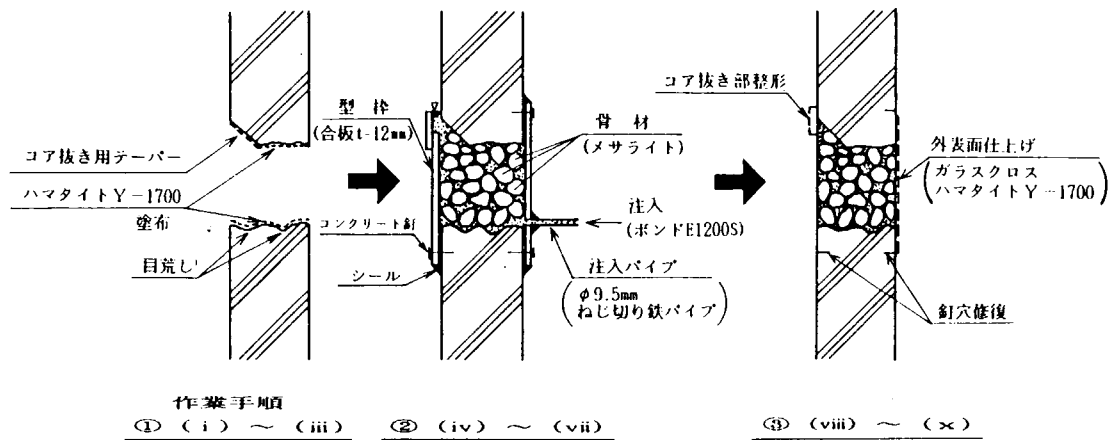


図 5.6.1 コア採取跡の修復方法

表 5.6.1 修復箇所別修復方法一覧

ボーリング跡の補修		鉄筋調査跡の補修*	
No.	方 法	No.	方 法
B-1	樹脂プレパクト（低発熱型エポキシ樹脂）	C1-1	樹脂モルタル充填（KR 3000）
1'	無収縮モルタル充填	2	〃
2	〃	3	〃
3	樹脂プレパクト（低発熱型エポキシ樹脂）	4	無収縮モルタル充填
4	〃	4'	樹脂モルタル充填（KR 3000）
5	〃	5	無収縮モルタル充填
6	〃	C2-1	樹脂モルタル充填（KR 3000）
7	〃	2	〃
8	〃	3	〃
9	〃	4	〃
10	〃	5	〃
11	〃	C3-1	ジェットモルタル充填**（KR 3000 + ジェットモルタル）
12	〃	2	〃
13	〃	3	樹脂モルタル充填（KR 3000 + ハマタイト Y-1700）
14	〃	4	樹脂モルタル充填（KR 3000）
15	〃	5	〃
16	〃	6	〃
		7	〃
		8	〃
		9	樹脂モルタル充填（KR 3000 + ハマタイト Y-1700）
		10	〃
		11	〃

注) * プライマー及び外側表面の仕上げには、全てハマタイト Y-1700 を塗布

** 鉄筋がかくれる程度まで、KR 3000 モルタルで充填し、かぶり部分をジェットモルタルで修復

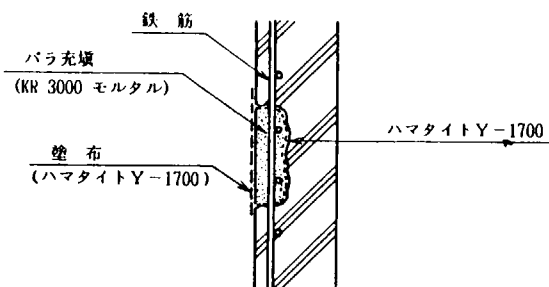


図 5.6.2 鉄筋調査跡の修復方法

5.7 結 論

5.7.1 生物付着

生物付着の観察から約8年間での付着量は約 20 kg/㎡であり、他の例に比べると少ない傾向がみられた。また、付着生物による構造物表面の劣化等は観察されなかった。

5.7.2 損傷の特徴

C-BOAT 500 の各部材の損傷程度を曝露環境によってまとめると表 5.7.1 に示すとおりである。

側板のエポキシ樹脂コーティングされた側板の外側は、種々の分析結果からこのコーティングにより外部環境から遮断されているものと考えられ、非塩分性環境に分類した。

表 5.7.1 損傷の程度

環境分類	曝 露 環 境	部 材	損傷の程度
塩 分 環 境	ス プ ラ ッ シ ュ ゾ ー ン	甲板外側	小
	海 中	底板外側	大
	その他 (バラスト用海砂) に接する部分	底板内側	小
非塩分性環境	船 内	甲板内側 側板内側	中
	エポキシ樹脂コーティング	側板外側	小

外観変状調査の結果では、構造物全体としては健全な状態を維持している。特徴的な変状として底板部、特に場所打ち部のコンクリート部分に局部的にスポット状の穴および錆汁の発生がみられた。主として結束線の処理が不十分であったことが推察されるこれらの箇所では、設計かぶりが比較的良く保持されていたにもかかわらず、鉄筋腐食による損傷の程度が他の部材に比べて進行しており、孔食が進んだところでは、局部的な鉄筋消失に及んでいるところもあった。また、場所打ち部の型枠の目地に沿って錆汁の発生が見られたが、これは型枠の目地部から施工時にモルタル分が流れ、その部分のコンクリートの水密性能が他に比べて小さく、海水が浸透しやすかったためと考えられる。

従来、海水中では大気中に比べて酸素の供給量が小さいため鉄筋の腐食の進行は遅いものと考えられていたが、今回の鉄筋調査の結果から、H Arup の鉄筋腐食の考え方 (5.7.3 参照) を検討する必要がある。

底板と同じように側板の下部も海水中に位置しているが、エポキシ樹脂コーティングの効果で塩分分析の結果を見るとおりでは、塩分の浸透は完全に遮断されており、鉄筋腐食による損傷の発生は見られなかった。

バージ内部にも特に隅角部に多く錆の発生が観察されたが、これらはかぶりゼロの部分もあり、原因はかぶり不足で説明できる。

ほとんどの部材で中性化深さはゼロであったが、底板部材の1ヶ所で CO_2 の供給が少ないにもかかわらず中性化が進んでいる箇所があった。しかし、中性化深さは10mm以下なので劣化の大勢には影響していない。

コンクリート中の C_3A と海水中の SO_4^{2-} イオンが反応して生成するエトリンガイトは表層付近のみ限定されておりそれによる劣化は見られなかった。

以上のことから、施工に十分注意して密実なコンクリート部材を製作し、鉄筋までの海水の浸透に対する抵抗を大きくする必要がある。特にコンクリートそのものは健全でも、型枠目地部、結束線の処理など施工管理上の問題があげられる。

5.7.3. 底板部の鉄筋腐食と塩分含有量

H. Arup はコンクリート中の鉄筋の腐食状態を4段階に分類している。この分類によれば底板部の鉄筋腐食は“孔食”に分類され、“電気抵抗が小さい”、“高アルカリ性分の存在”または“酸素供給量が限定される”場合は、特に発達するとしている。

C-BOAT 500 は、配合強度が 500 kg/cm^2 で、単位セメント量が 550 kg/m^3 の非常に富配合なコンクリートであること、底板部分は海中に位置し酸素の供給量が小さいこと、海水が浸透しコンクリートは濡れており電気抵抗も小さいことなど、上記の孔食が発達する条件を満たしている。

現在の腐食状態は、海中の弱点部の塩分浸透量が多い箇所では孔食が発生した状態であり、損傷の範囲は限定されている。しかし、塩分の浸透は水圧による“透水現象”の他に“拡散現象”でも生じるので、今後健全な箇所でも経年的に塩分濃度が増加していくから将来損傷箇所は海中部の底板のみでなく、スプラッシュゾーンでの甲板においても発生していくものと予想される。

塩分分析結果から見掛けの拡散係数を算定し、この係数を利用して今後の塩分含有量を推算した。その結果から今後の塩分含有量の経年変化は図5.7.1に示すよう予測される。

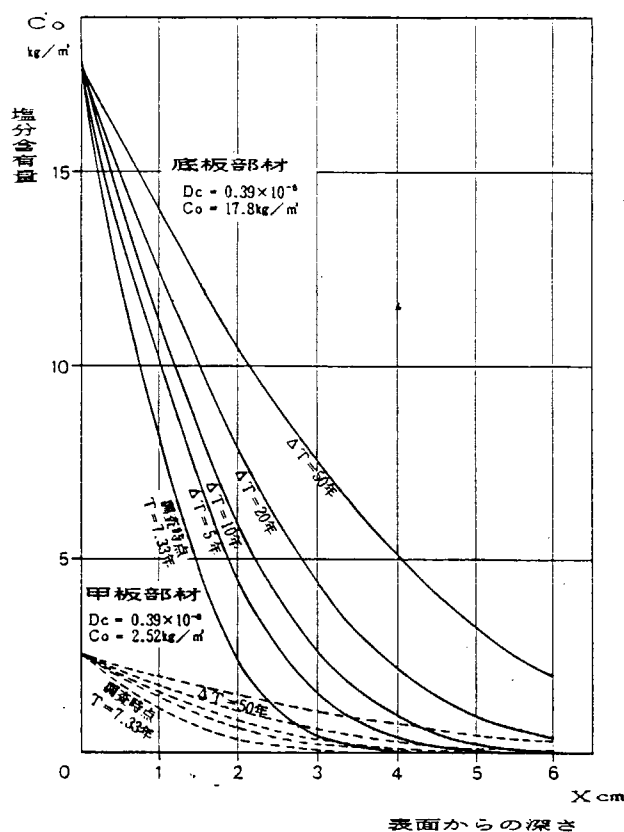


図 5.7.1 塩分含有量の経年予測

5.7.4 コンクリート強度およびバージ全体剛性

コンクリート強度については、コアボーリングしたサンプルの圧縮試験およびシュミットハンマーによる推定強度から配合強度以上の強度が確認され、強度劣化はないと考えられる。

バージ全体剛性に関しては、バージの中央一点載荷実験の荷重とたわみの関係は建造時のコンクリートデータを用いた計算値からの荷重とたわみの関係とはほぼ同じであり、全体剛性としての低下がないことから構造全体での材料特性は変化していないといえる。

5.7.5 ま と め

今回、浮遊式海洋コンクリート構造物実機の詳細な耐久性調査の機会に恵まれ、海中部・飛沫帯部の部材について種々の耐久性に関する観察、各部材の塩分含有量等について数多くのデータを収集できた。

これらの調査結果は、海洋コンクリート構造物の設計技術指針作成のための貴重な資料になるものと確信される。

参 考 文 献

- 1) 小林一輔；鋼材腐食によるコンクリート構造物の劣化機構；土木施工 1984. 5
- 2) 小林理市他；コンクリートバージ C-BOAT 500 の建造；コンクリート工学 1978. 11
- 3) 山下敢一；海洋プラットフォームの点検・補修；日本造船学会誌第 617 号，S. 55. 11
- 4) H. Arup；The mechanisms of the protection of steel by concrete；Corrosion of Reinforcement in Concrete Construction edited by Crane, Chap. 10 pp149～157；Ellis Horwood Limited

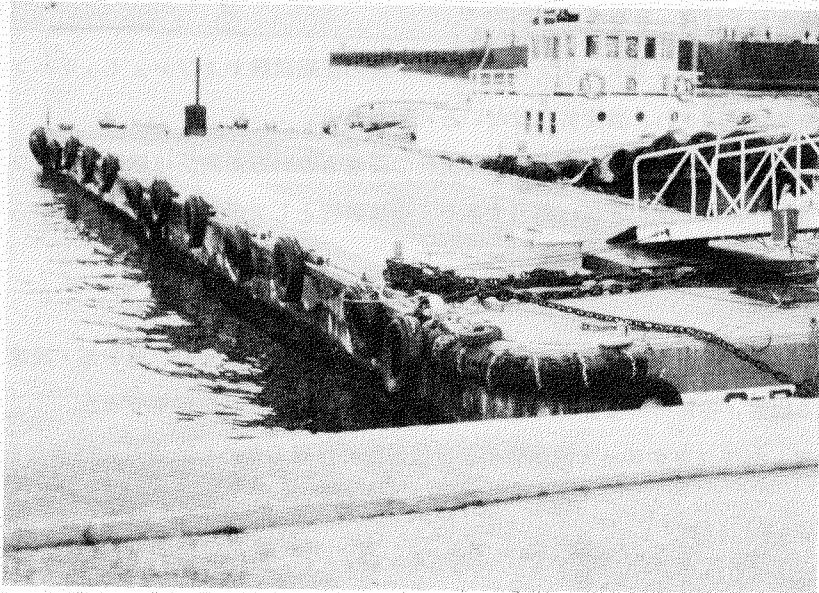


写真1. 係留中のC-BOAT 500

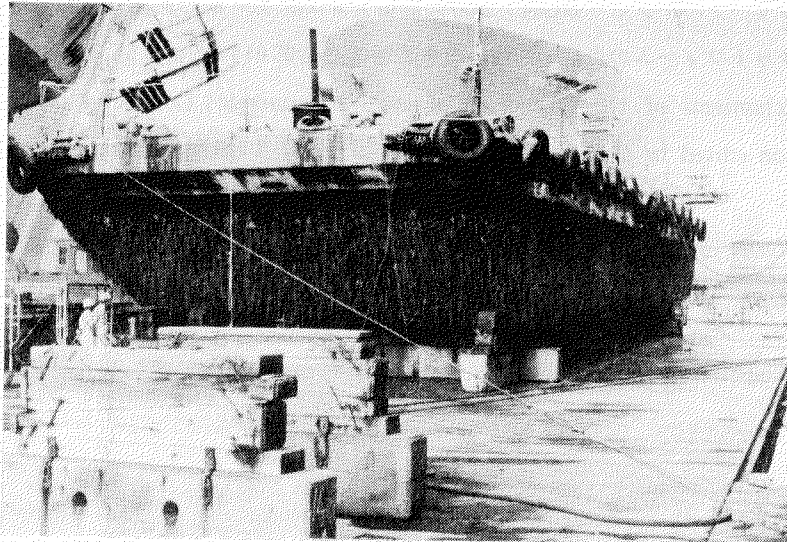


写真2. ドックイン直後

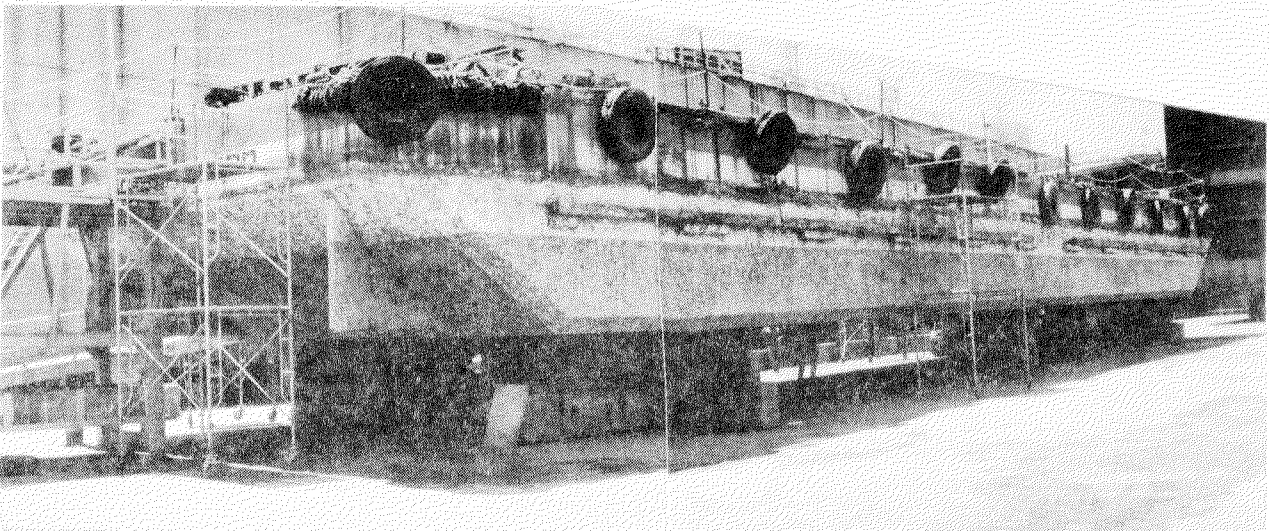


写真3. 外観調査中

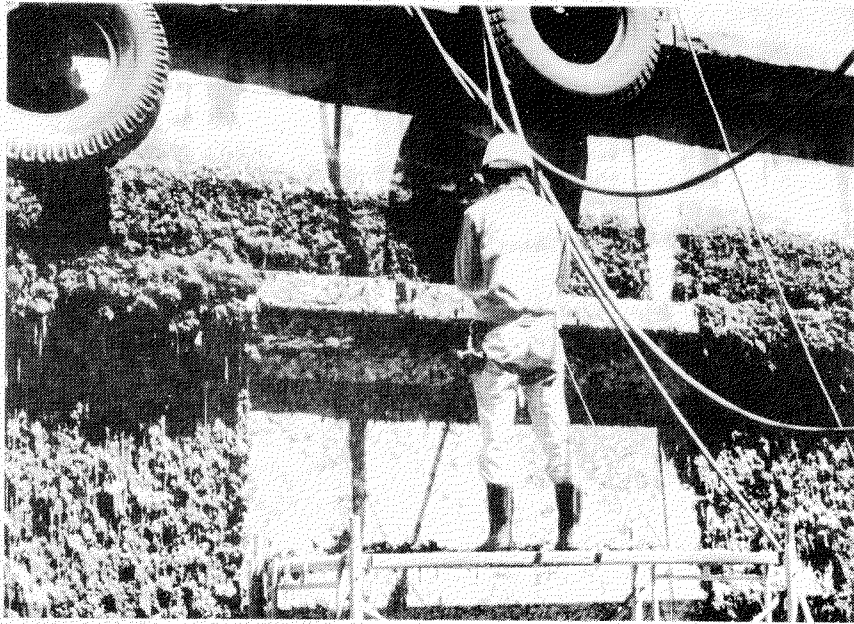


写真4. 生物付着状況調査

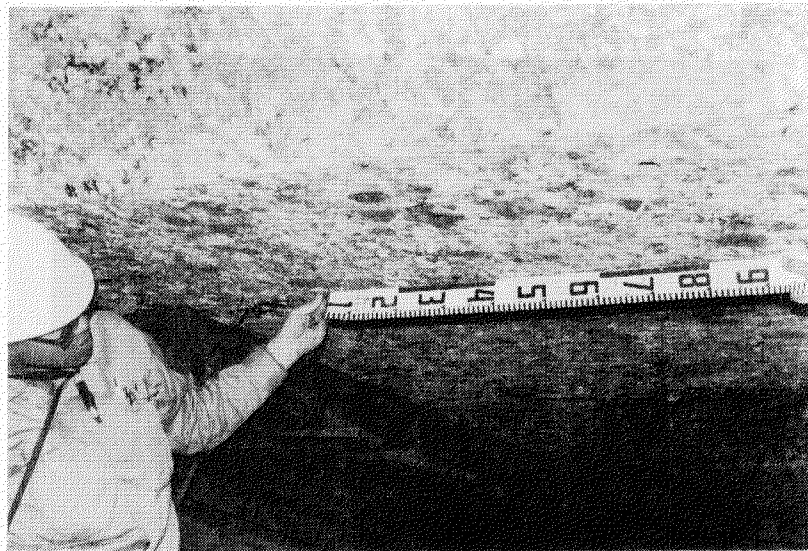


写真5. 外観変状調査

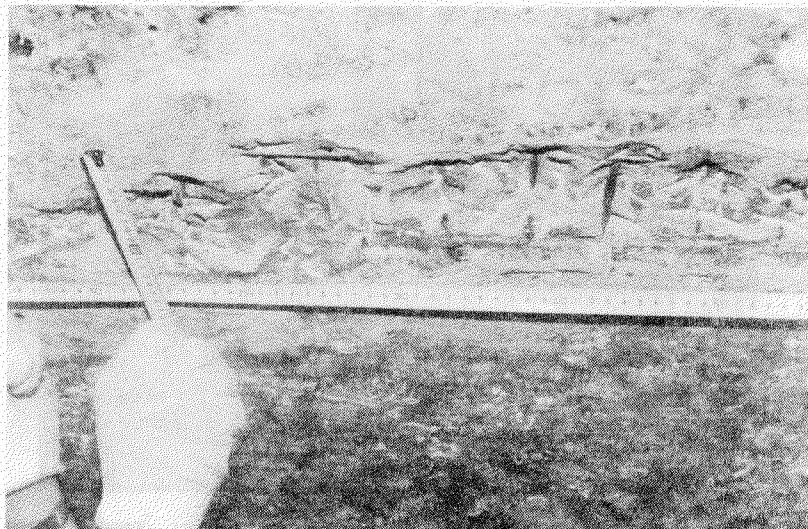


写真6. 鉄筋腐食状況調査

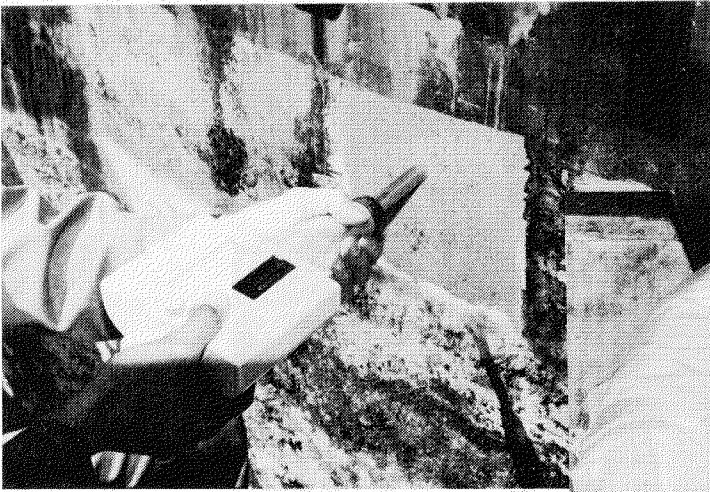


写真7. シュミットハンマー

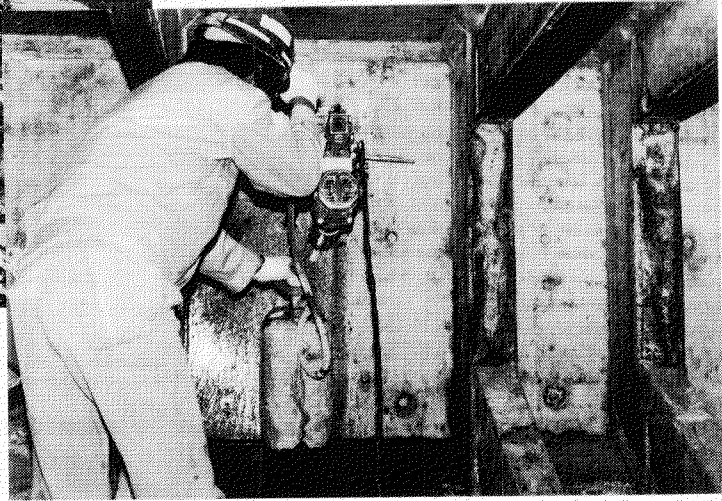


写真8. コアボーリング

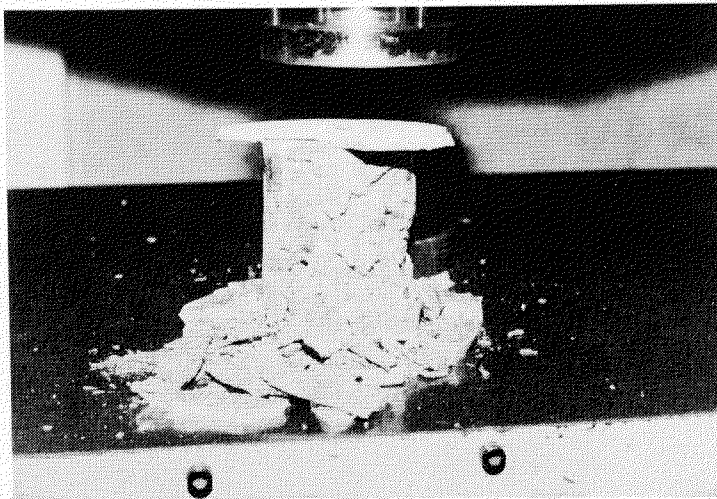


写真9. 圧縮試験

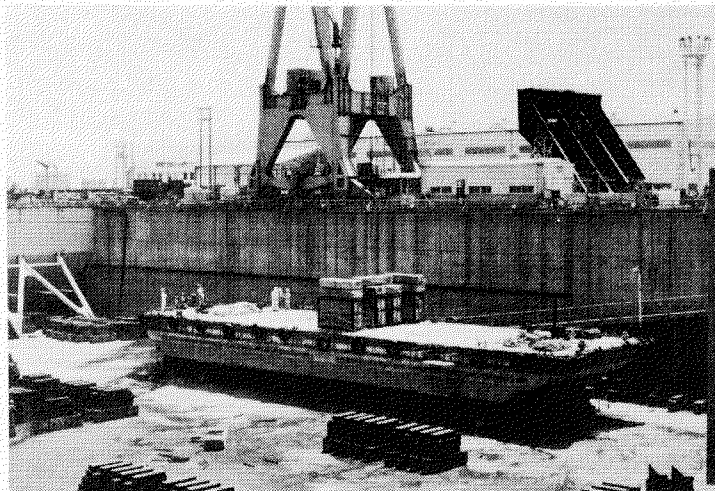


写真10. 曲げ裁荷実験

6. 海洋コンクリート構造物設計・建造法指針案（目次）

第 1 章	総 則	2. 定着具及び接続具
1-1	一 般	3. シ ー ス
1-2	適 用	4. グラウト材
1. 適用対象		2-5 鋼 材
2. 使用／稼働条件		1. 種 類
3. 検 査		2. 強度及び定数
1-3 設計原理		3. 接合用材料
1. 安全性の評価		2-6 その他の材料
(1) 建造／進水時		2-7 耐 久 性
(2) 曳 航 時		1. 一 般
(3) 沈設／掘付／離脱時		2. コンクリート
(4) 稼 働 時		3. かぶ り
2. 限界状態		4. 鉄筋の防錆処理
(1) 機能上の限界状態		5. 鋼材の防食
(2) 強度上の限界状態		2-8 材料の品質検査
(3) 全損状態		1. コンクリート
3. 荷重係数と材料係数		2. 鋼材及び溶接部
4. 確 認		第 3 章 荷 重
1-4 定 義		3-1 荷重の種類
1-5 設計手順		1. 一 般
第 2 章 材料及び強度		2. 死 荷 重
2-1 一 般		3. 活 荷 重
2-2 コンクリート		4. 環境荷重
1. コンクリート用材料		(1) 波 力
(1) セメント		(2) 流 体 力
(2) 水		(3) 風 荷 重
(3) 骨 材		(4) 氷 荷 重
(4) 混 和 材		(5) 地震時の荷重
(5) 混 和 剤		(6) その他の荷重
2. コンクリートの配合設計		5. 変形荷重
(1) 水セメント比		(1) プレストレスト力
(2) 空 気 量		(2) 熱 応 力
(3) 強 度		(3) クリープ
2-3 補強用鉄筋		(4) 乾燥収縮及び膨張
1. 鉄 筋		(5) 沈 下
2. 金 網		6. その他の荷重
2-4 PC資材		(1) 衝 突
1. PC鋼材の強度		(2) 曳 航 時

	(3) 沈設／据付／離脱時
	(4) 係留力
3-2	荷重の設定方法
	1. 設計用荷重
	2. 荷重の組合わせ
第4章	地盤及び基礎
4-1	地盤調査
	1. 現地調査
	(1) 海底地形調査
	(2) 地質調査
	(3) 底質調査
	2. 土質調査
	(1) 物理探査
	(2) 原位置調査
	(3) ボーリング調査
	(4) サンプルング試験
4-2	地盤の特性と判定
	1. 土の特性値
	(1) 土の物理定数
	(2) 動的特性
	2. 地盤の支持力
	(1) 鉛直方向支持力
	(2) 滑動抵抗
	3. 地盤の安定
	(1) 斜面安定
	(2) 洗掘
	(3) 液状化
	4. 地盤の沈下
	(1) 圧密沈下
	(2) 不等沈下
	(3) 広域沈下
	5. 地盤改良
4-3	基礎工法の選択
	1. 直接基礎
	(1) 地盤反力
	(2) 安定
	(3) グラウト
	2. その他の基礎
	(1) マウンド基礎
	(2) 杭基礎

第5章	設計の基本方針
5-1	限界状態
	1. 機能上の限界状態
	(1) 変形限界状態
	(2) 運動限界状態
	(3) 海洋汚染限界状態
	2. 強度上の限界状態
	(1) ひび割れ
	(2) 部材崩壊
	(3) 疲労
	(4) 部材の等級
	3. 全損状態
	(1) 崩壊進行状態
	(2) 終局限界状態
5-2	設計用材料定数
	1. コンクリート
	2. 鋼
	3. 材料係数
5-3	設計用荷重
	1. 常時荷重
	2. 異常時荷重
	3. 荷重係数
5-4	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
	1. 構造形態の選定
	2. 材料の選定
6-2	安全性／保全性の検討
	1. 安全性の検討
	(1) 一般
	(2) 浮遊式構造物
	(3) 浮遊／着底及び着底式構造物
	2. 保全性の検討
6-3	沈設／据付／着底工法の検討
	1. 一般
	2. 沈設
	(1) 浮遊時の安定性
	(2) 位置決め／位置保持
	(3) バラストによる沈設
	3. 据付

	(1) 地盤特性		(1) パーシャルプレストレスト
	(2) ダウルの貫入		(2) フルプレストレスト
	(3) スカートの貫入		(3) 緩和量の検討
	(4) 底盤接地		3. 終局強度の算定
	4. 掘付後の処理		4. ひび割れ強度の算定
	(1) グラウト	7-4	ハイブリッド構造
	(2) 地盤処理		1. 定義
	5. 計測システム		2. 合成構造
	6. 再浮上／離脱		3. 混合構造
第 7 章	構造解析と断面強度判定		4. ずれ止めの強度
7-1	構造解析の方針／判定	7-5	フェロセメント
	1. 一般		1. 定義
	2. 解析法		2. 構成材料
	(1) 解析モデル		(1) モルタル
	(2) 線形解析		(2) 補強材
	(3) 非線形解析		3. 構造解析及び強度判定
	(4) 工作誤差		(1) ひび割れ強度
	3. 静的解析		(2) 降伏強度
	(1) 一般		(3) 崩壊強度
	(2) ひび割れの影響		(4) 疲労強度
	(3) 塑性降伏の影響		(5) 漏水強度
	(4) 降伏線理論	第 8 章	施工及び品質管理
	4. 動的解析	8-1	一般事項
	(1) 一般		(1) 施工計画
	(2) 荷重の選択		(2) 材料保管と品質管理
	(3) 疲労設計		(3) 施工と品質管理
	(3) 係留構造物の解析		(4) 完成時の検査
7-2	鉄筋コンクリート		(5) 定期検査
	1. 一般	8-2	鉄筋コンクリート構造
	(1) 最小板厚		(1) 配筋
	(2) 最小鉄筋量／つりあい鉄筋比		(2) 型枠
	(3) 配筋上の留意事項（ピッチ／定着長／）		(3) 混練，打設，養生
	2. 終局強度の算定		(4) プレキャスト部材の接合
	3. ひび割れ強度の算定		(5) 海上におけるコンクリートの施工
7-3	プレストレストコンクリート		(6) 補修
	1. 一般	8-3	プレストレストコンクリート構造
	(1) コンクリートの強度		(1) 施工計画
	(2) プレストレス導入方法		(2) PC鋼材の配置
	(3) 定着端の処理等		(3) 配筋及びコンクリートの施工
	2. 導入力の算定		(4) プレストレッシング

- (5) グラウト
 - (6) 定着具の保護
- 8-4 鋼及びハイブリッド構造
- (1) 鋼材の切断，加工（溶接，ボルト）
 - (2) スタッド及び配置，埋込み金物
 - (3) 海上における接合
 - (4) 配筋
 - (5) コンクリート打設及び養生
 - (6) 防食

- 8-5 運搬・据付
- (1) 施工計画
 - (2) 進水
 - (3) 運搬
 - (4) 係留
 - (5) 海底基礎工事
 - (6) 水中コンクリート
 - (7) 測量・沈設・据付

7. 結 言

3カ年計画の第2年度にあたる昭和60年度に行った研究の詳細については前章までに述べたが、その研究結果を概略とりまとめると次のようになる。

(1) 第1小委員会の検討結果

設計指針のベースとなる限界状態設計法を基本とした規準・規則について主として構造設計に関する項目の記述内容を調査、比較し共通な記述、独自の記述を抽出し指針作成の参考資料を得た。また、陸上構造物を対象とする鋼・コンクリートコンポジット構造物に関する二つの規則の設計法を調査、比較した。さらに、海洋構造物として固有な構造様式について設計上の問題点を摘出し、設計方法、基準の検討基本方針を考察するとともに設計時にあらかじめ考慮すべき事項を摘出した。

(2) 第2小委員会の検討結果

プレストレストコンクリート耐氷壁の設計において適用可能な設計式、部材形状の選択、FEM非線形応力解析の有効性に関する資料を得、また、サンドイッチ式コンポジット耐氷壁については数種の線形解析法の適用上の知見が得られ、さらに、外気温と海水温の温度差に基づく熱応力について耐氷壁設計上の留意点を明らかにした。また、コンクリートの低温特性及び凍結融解対策ならびに摩耗・腐食対策をとりまとめた。

次に、海洋コンクリート構造物の着底方法については、着底・浮上に対する自然環境条件の影響をまとめるとともに既存の方法及び新しい着底方法のアイデアを紹介した。また、新アイデアのうち重力式着底に杭を組合わせた方法の効果を数量的に検討し、さらに参照すべき規則あるいは勧告をまとめるとともに海底地盤の凹凸により構造物底面に働く局所接地圧を求めた。

(3) 第3小委員会の検討結果

コンクリートプラットフォームの沈設時及び再浮上時の安定性に関し、沈設の実績をまとめ、沈設、再浮上工法の現状及び今後の検討課題を明らかとし、また、沈設時における構造物の動揺特性について三次元特異点分布法により解析して応答特性を求め、さらに沈設時の地盤への影響を検討し対策工法の施工上の問題点をまとめた。

次に、地震時の安定性に関し、設計地震動を設定し、付加質量の計算方法を検討するとともに地震による液状化に対する解析方法及び問題点を明らかにし、さらに地震時に構造物の滑動を許す新しい設計法を導入した。一方、波力による海底地盤の液状化に関し解析方法を検討した。

(4) コンクリート製実機による実験的研究

建造後約8年を経過したプレストレストコンクリートバージを入渠させ、その耐久性や強度を実験的に研究し、またバージから採取した試料によりコンクリートの化学分析、物理分析を行って、その劣化機構を考察し設計指針を作成するための資料を得た。

(5) 設計・建造法指針案（目次）の作成

幹事会において海洋コンクリート構造物設計・建造法指針の構成等を検討し詳細目次案を作成した。

以上の研究を通じて得られた資料に基づき、最終年度である次年度はさらにこれらを発展させた理論解析及び模型実験等を行って資料を充実させるとともに設計・建造法指針を作成する予定である。