

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. 390

## 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62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61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)

部会長	藤田 譲 (東京理科大学)	山口 正記 (熊谷組)
	井畔 瑞人 (清水建設)	熊倉 靖 (石川島播磨重工業)
	伊東利成 (日本海事協会)	菅 信 (船舶技術研究所)
	小田弘雄 (大林組)	小林理市 (大成建設)
	小林佑規 (船舶技術研究所)	高羽 登 (日本セメント)
	下村嘉平衛 (間組)	渡辺元雄 (三菱重工業)
	土岐高史 (竹中工務店)	服部陽一 (日立造船)
	橋本泰明 (住友重機械工業)	山本治生 (鹿島建設)
	松岡一祥 (船舶技術研究所)	吉識恒夫 (川崎重工業)
	吉識恒夫 (三井造船)	渡辺稔浩 (日本鋼管)
関係官庁	遠藤謙 (海上技術安全局)	後藤芳博 (海上技術安全局)

### 幹事会

(敬称略)

主査	松岡一祥 (船舶技術研究所)	小林理市 (大成建設)
委員	伊東利成 (日本海事協会)	野口憲一 (大成建設)
	高羽登 (日本セメント)	山本治生 (鹿島建設)
	服部陽一 (日立造船)	吉識恒夫 (川崎造船)

### 第1小委員会

(敬称略)

主査	吉識恒夫 (三井造船)	菅 信 (船舶技術研究所)
委員	太田隆義 (清水建設)	熊倉 靖 (石川島播磨重工業)
	坪井東一郎 (三井造船)	
	波田成人 (住友重機械工業)	

### 第2小委員会

(敬称略)

主査	服部陽一 (日立造船)	増井直樹 (大林組)
委員	田村一美 (三菱重工業)	持田哲雄 (竹中工務店)
	松岡一祥 (船舶技術研究所)	
	山下寛 (川崎重工業)	松石正克 (日立造船)

第 3 小 委 員 会

(敬称略)

主 査 山 木 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. 鋼・コンクリート合成箱型構造物の応力解析 .....	2
2.1 鋼・コンクリート合成箱型構造物継手調査 .....	2
2.1.1 目的及び調査概要 .....	2
2.1.2 継手の種類とその特徴 .....	2
2.1.3 国内外の規準の比較 .....	8
2.1.4 設計・試験方法の提案 .....	14
2.1.5 今後の問題点 .....	16
2.2 鋼・コンクリート継手部の応力解析 .....	19
2.2.1 目 的 .....	19
2.2.2 船底桁継手部応力分布 .....	19
2.2.3 船側外板継手部応力分布 .....	29
2.3 鋼・コンクリート合成構造物の熱応力解析 .....	39
2.3.1 目的及び調査概要 .....	39
2.3.2 基準、規則類の調査結果 .....	39
2.3.3 温度分布実船調査 .....	39
2.3.4 熱応力分布調査 .....	41
2.3.5 考 察 .....	42
3. サンドイッチ式コンポジット構造の設計手法確立のための基礎的研究 .....	46
3.1 サンドイッチ式コンポジット構造の設計手法確立のための実験的研究（模型実験及び解析） .....	46
3.1.1 研究の目的と方針 .....	46
3.1.2 模型実験 .....	46
3.1.3 理論解析 .....	47
3.1.4 ま と め .....	50
3.2 ハイブリッド床版の強度 .....	66
3.2.1 概 要 .....	66
3.2.2 材料、試験片及び実験方法 .....	66
3.2.3 解析方法 .....	67
3.2.4 結果の比較検討 .....	68
3.2.5 結 論 .....	69
4. 着底式海洋構造物の沈設及び再浮上時の安定性に関する実験 .....	75
4.1 実験の背景及び目的 .....	75
4.2 沈設時の波浪に対する安定性実験 .....	76
4.2.1 実験の概要 .....	76
4.2.2 実験結果と数値計算の比較 .....	81
4.3 再浮上時の安定性実験 .....	83
4.3.1 実験の目的及び概要 .....	83
4.3.2 実験方法 .....	83
4.3.3 実験結果及び考察 .....	87
4.4 総 括 .....	89
5. 結 言 .....	95

# 海洋コンクリート構造物設計・建造法指針

## 目 次

第1章 総 則	99
1 - 1 一 般	99
1. 適 用	99
2. 構造形態	99
3. 設計年数	99
4. 檢 査	99
1 - 2 定 義	99
1 - 3 設計原理	100
1. 安全性の評価	100
2. 設計方法	101
3. 荷重係数と材料係数	101
4. 安 全 率	102
5. 確 認	102
1 - 4 設計手順	102
第2章 材料および強度	104
2 - 1 一 般	104
2 - 2 コンクリート	104
1. コンクリート用材料	104
(1) セメント	104
(2) 水	105
(3) 骨 材	105
(4) 混 和 材	105
(5) 混 和 劑	106
2. コンクリートの配合設計	106
(1) 水セメント比	106
(2) 単位セメント量	106
(3) 空 気 量	107
(4) 許容塩分含有量	107
(5) 強 度	107
2 - 3 補強用鋼材	107
1. 鉄筋の種類および強度	107
2. 金 網	108
2 - 4 プレストレス用材料	108
1. P C 鋼材の種類および強度	108
2. 定着具および接続具	110
3. 接合用材料	111

4. シース	111
5. P C グラウト材	111
2-5 構造用鋼材	111
1. 種類	111
2. 強度および定数	112
3. 接合用材料	112
2-6 その他の材料	113
2-7 防食	113
1. 一般	113
2. かぶり	114
3. 鉄筋の防錆処理	114
4. 鋼材の防食	115
2-8 材料の品質検査	115
1. コンクリート	115
2. 鋼材	117
3. 接合用材料	117
4. P C グラウト	117
 第3章 荷重	118
3-1 一般	118
3-2 死荷重	118
3-3 活荷重	118
3-4 環境荷重	119
1. 波力	119
2. 流体力（潮流力）	124
3. 風荷重	124
4. 地震荷重	125
5. 氷荷重	125
6. その他の環境荷重	125
3-5 変形荷重	125
3-6 その他の荷重	126
1. 事故荷重	126
2. 曲航時の荷重	127
3. 係留力	128
4. 沈設、据付および離脱時の荷重	128
 第4章 地盤	129
4-1 地盤調査	129
1. 一般	129
2. 海底地形調査	129

3. 底質調査	130
4. 地質調査	131
5. 土質調査	131
4-2 地盤の特性	133
1. 土の特性値	133
2. 地盤の支持力	134
(1) 鉛直支持力	134
(2) 水平支持力	134
3. 地盤の安定	135
(1) 斜面の安定	135
(2) 洗掘	135
(3) 地盤の強度低下	136
4. 地盤の沈下	136
 第5章 設計の基本方針	137
5-1 一般	137
5-2 限界状態	137
1. 機能上の限界状態	137
2. 構造強度上の限界状態	138
3. 姿勢安定上の限界状態	138
4. 漸進的崩壊限界状態	138
5-3 設計用材料強度および定数	138
1. コンクリート	138
2. 鋼材	138
3. 材料係数	139
5-4 設計用荷重	140
1. 荷重の設定方法	140
2. 荷重の組み合せ	140
(1) 常時	140
(2) 異常時	141
5-5 安全率	142
 第6章 構造計画	142
6-1 構造計画の基本	142
1. 構造形態の選定	142
2. 材料の選定	143
3. 安全性・保全性の検討	143
6-2 浮遊式構造物	145
1. 一般	145
2. 係留方法の検討	145

6 - 3 浮遊・着底および着底式構造物	145
1. 一般	145
2. 基礎型式の選定	146
(1) 地盤の改良	146
(2) 直接基礎	146
(3) その他の基礎	147
3. 沈設、据付および着底工法の検討	147
(1) 沈設および据付	147
(2) 着底	149
4. 再浮上および離脱の検討	151
 第7章 構造解析と断面算定	152
7 - 1 構造解析の方針・判定	152
1. 一般	152
2. 解析法	152
(1) 解析モデル	152
(2) 線形解析	152
(3) 非線形解析	152
3. 静的解析	153
(1) 荷重	153
(2) 断面定数	153
(3) 降伏線理論	153
4. 動的解析	154
(1) 一般	154
(2) 荷重の選択	154
(3) 疲労設計	154
(4) 係留構造物の解析	154
5. 耐震設計	154
(1) 一般	154
(2) 設計地震動	155
(3) 設計方法	158
(4) 地震時荷重	159
(5) 滑動に対する検討	159
(6) その他	161
6. 耐水設計	161
(1) 一般	161
(2) 設計海域の氷象	161
(3) 設計方法	162
(4) 水荷重	162
7 - 2 鉄筋コンクリート	165

1. 一 般	165
2. 配筋方法	166
3. 終局強度	168
4. 疲 労	173
5. ひび割れ	173
7-3 プレストレストコンクリート	175
1. 一 般	175
2. 断面設計の基本事項	176
3. 終局強度	177
4. 疲 労	179
5. ひび割れ	179
7-4 ハイブリッド（複合）構造	180
1. 一 般	180
2. 複合構造部材	180
3. 複合構造物	182
4. ずれ止めの強度	182
7-5 フェロセメント	183
1. 定 義	183
2. 構成材料	183
(1) モルタル	183
(2) 補 強 材	184
3. 構造解析	184
(1) ひび割れ発生強度	185
(2) 衝撃強度	186
(3) 降伏強度	186
(4) 崩壊強度	186
(5) 疲労強度	187
(6) 漏水強度	187
第8章 施工および品質管理	188
8-1 一 般	188
1. 施工計画	188
2. 材料保管	188
3. 施工と品質管理	188
4. 完成時の検査および補修	189
8-2 鉄筋コンクリート構造	190
1. 配 筋	190
2. 型 枠	190
3. プレキャスト部材の接合	190
8-3 プレストレストコンクリート構造	191

1.	P C 鋼材の配置および配筋	191
2.	プレストレッシング	191
3.	グラウト	191
4.	定着具の保護	191
8 - 4	ハイブリッド構造	192
1.	鋼材の切断、加工および組立て	192
2.	スタッドボルト、埋込み金物および鉄筋	192
3.	コンクリート打設および養生	192
4.	洋上における接合	193
5.	防食	194
8 - 5	進水、曳航、沈設および据付け等	194
1.	施工計画	194
2.	進水	195
3.	曳航	195
4.	位置決め	195
5.	海底基礎地盤の改良・整地	195
6.	水中コンクリート	196
7.	沈設・据付け	196
8.	計測システム	197

## 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取り入れる設計がふえつつあり、新たな注目を集めている。コンクリートは力学的には圧縮に強いが反面引張に弱い。このことがコンクリートの用途を狭めて来たといえるが、氷海域では大きな氷荷重が加わるので構造物は巨視的には圧縮にさらされる。これが氷海構造物にコンクリートが用いられる理由の一つであろう。

ところがこのような海洋コンクリート構造物の構造強度や外力に対する応答特性等について十分解明されておらず、研究の歴史も浅いので設計・施工技術等が確立されていないのが実状である。このような情況に鑑み、日本造船研究協会に「海洋コンクリート構造物の設計技術に関する調査研究部会」（第197研究部会）が設置され、昭和59年度より3ヶ年で海洋コンクリート構造物の設計技術に関する基本的問題点を研究し、基準作成の基礎的作業を実施した。

最終年度にあたる本年度は第1、第2、第3の各小委員会及び幹事会において、前年度までに抽出された諸技術課題を解明するための理論解析及び模型実験等を行うとともに、海洋コンクリート構造物の設計・建造法指針を作成した。

以下の各章にその詳細を述べる。

## 2. 鋼・コンクリート合成箱型構造物の応力解析

近年、鋼とコンクリートのそれぞれの利点を生かした鋼・コンクリート合成構造が海洋構造物にも適用されつつある。道路橋、鉄道橋などの陸上構造物においては、既に、鋼・コンクリート合成構造の使用実績も多く、設計手法やその力学的挙動に関する研究例も少くない。又、これら構造物の設計、建造に関し、設計指針及び基準として、まとめられているものもある。

一方、海洋構造物に関しては、荷重の負荷状態や構造様式が陸上構造物と異なる為、陸上構造物を対象とした現設計指針や基準をそのまま海洋構造物に適用するには、まだ解明すべき問題点が多々ある。

本研究部会の第1小委員会では、昭和59年度から浮遊式コンクリート製海洋構造物の設計技術に関し、種々検討を行なってきた。なかでも鋼・コンクリート合成構造については、昭和59年度にプラント台船を対象に、試設計を行い、設計上の問題点を抽出した。更に、昭和60年度では、陸上の鋼・コンクリート合成構造の設計に関する規準の調査を行い、それらを比較整理した。

今年度（昭和61年度）は、鋼・コンクリート合成構造の設計上重要な問題点と思われる鋼とコンクリートの継手部の構造形式及び設計手法を中心に検討を行った。

まず現在使用されている、あるいは考えられる継手形式及びその設計法について、文献、諸基準等の調査を行い、海洋構造物の継手部構造形式として、合理的な継手形式及び設計法についてその基礎資料を得た。更に、今後海洋構造物固有の問題として解明すべき課題について提案を行った。

次に、昭和59年度試設計を行った鋼・コンクリート製プラント台船の船底横桁及び船側構造の継手部構造形式を対象に選び、それら継手部について弾性応力解析を行い、その挙動に関し検討した。本解析では継手部に作用する種々の荷重について、継手部近傍の応力状態を検討し、今後の継手部設計の基礎資料とした。又、鋼・コンクリート製大型海洋構造物に関し、鋼とコンクリートの温度差による継手部近傍の強度上の問題について調査を行った。調査対象として、先ず鋼製実船の温度分布を実測し、その結果をもとに鋼・コンクリート製プラント台船の温度分布を推定し、熱応力計算を実施して、設計上の問題点を検討した。

### 2.1 鋼・コンクリート合成構造物継手調査

#### 2.1.1 目的及び調査概要

鋼材とコンクリートを組み合わせた合成構造物は、鋼材の強靱性とコンクリートの圧縮強度、剛度などの材料特性をいかした合理的な構造であり、従来から鉄道、道路橋等に用いられてきたが、近年、海洋構造物などに適用範囲が拡大してきた。

しかし、この種の構造物において最大の問題点となるのは、鋼部材とコンクリート部材の継手形式及びその設計法である。これらの点に関しても、現在は、鉄道橋、橋梁等の分野において若干の規準はあるが、海洋構造物に適用できるかどうかは、国内外とも十分に研究されていない。

また、海洋構造物の設計法は、許容応力度法から、荷重作用および抵抗強度の不確実性を考慮した限界状態設計法へ移行しつつある。

従って、本調査では、限界状態設計法を基本に合理的な継手形式及び、設計法、解析、実験研究、適用例について基礎資料を得ることを目的とし、資料の収集、整理を行なうと共に、今後、解明すべき課題についての提案を行なった。

#### 2.1.2 継手の種類とその特徴

合成構造物に用いられる継手形式は、表2.1.1に示すように馬蹄形ジベル、スタッドジベル等が提案されている。馬蹄形ジベルについては、さまざまな実験及び解析が行なわれ、十分な設計法も確立され、鉄道橋等で多く用いら

れている。但し、馬蹄形ジベルは、一方向から受ける荷重に対して設計されている。

スタッドジベルは、道路橋等で最も多く用いられている形式であり、多くの規準で耐力の算定方法及び構造細目について詳細に定められている。

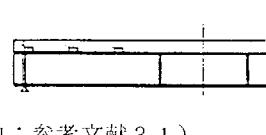
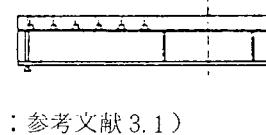
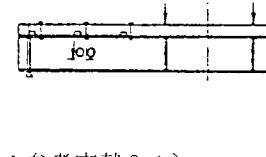
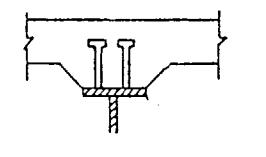
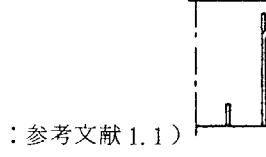
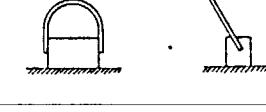
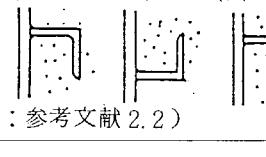
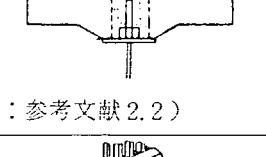
また、スタッドジベルは、海洋構造物特有の交番荷重に対しても耐力の方向性がなく、海洋構造物に適した継手構造である。

上記以外の形式としては、ブロックジベル、ボルト締め、形鋼ジベル及びトラス型ジベル等が提案されているが、研究段階のものが多く、海洋構造物に適用するには、設計法が十分に確立されていない。

以上のまとめとして、海洋構造物への適用性に関する評価を表2.1.2に示した。適用性の評価として特に算定式の信頼性、荷重の方向性を重視した。

この表より、継手の種類としては、さまざまな形式が提案されているが、海洋構造物に使用する形式として、現段階では、スタッドジベルが適していると思われる。

表 2.1.1 継手形式とその特徴

	種類	構造
馬蹄形ジベル	1 みぞ形と輪形筋との併用 (輪形筋45°)	
	2 みぞ形と輪形筋との併用 (輪形筋90°)	
	3 みぞ形とボルトの併用	
スタッドジベル	4 頭付きスタッドジベル	
	5 頭なしスタッドジベル	
その他	6 ブロックと輪形筋の併用	
	7 形鋼ジベル	
	8 ボルト締め (プレキャスト版用)	
	9 トラス型ジベル	

適用例	特徴	設計法
従来から鉄道橋等に最も用いられた継手構造である。	(1) 従来から鉄道橋等に最も多く用いられている。 (2) 疲労の恐れがある場合には、スラブの浮き上がり防止のためボルト締めを併用。 (3) 静的には、現行の計算式で十分の耐力を持つ。 (4) 荷重の作用方向に対して、みぞ形及び輪形筋を取り付けるため、2方向から荷重を受ける場合には適さない。	(1) 道路橋示方書(許容応力度法) <ul style="list-style-type: none"><li>・ジベルの許容せん断力のチェック(疲労なし)</li><li>・ジベルの許容せん断力のチェック(疲労考慮)</li><li>・ジベルの最大、最小間隔のチェック</li><li>・曲げと引張が働いた時のジベルの応力チェック</li><li>・ジベルの降伏に対する安全度のチェック</li><li>・鋼げたフランジの疲労のチェック</li><li>・コンクリートの圧縮耐力のチェック</li></ul> (出典:参考文献2.2) (2) BS <ul style="list-style-type: none"><li>・ULSとSLSのチェック</li><li>・材料の部分安全係数あり</li><li>・温度変化、乾燥収縮のチェック</li></ul> (出典:参考文献2.2)
現在、道路橋等に最も多く用いられている。 ・浮消波堤 (福山港)	(1) 最も現在用いられて、特に道路橋に用いられている。又、施工性もよく、設計法も十分に確立されている。	(1) 道路橋示方書、鉄道橋示方書 <ul style="list-style-type: none"><li>・ジベルの許容せん断力のチェック</li><li>・ジベルの最大、最小間隔のチェック</li></ul> (出典:参考文献2.6) (2) AASHTO(疲労、終局のチェック) <ul style="list-style-type: none"><li>・疲労許容せん断力のチェック</li><li>・終局強度照査における所要本数</li><li>・終局耐力のチェック</li></ul> (出典:参考文献2.1) (3) DIN(終局耐力のみで疲労は考慮せず) <ul style="list-style-type: none"><li>・せん断耐力のチェック</li><li>・軸方向引張耐力のチェック</li><li>・合成耐荷力のチェック</li></ul> (出典:参考文献2.14)
	全周溶接	ずれ止め前面のコンクリートの支圧応力のチェック (出典:参考文献2.14)
提案段階で適用例がない。	(1) スタッドジベルに比べ剛性が高く、施工が容易なため、今後、防波堤ケーソン等の港湾構造物に適すると言われている。	(1) せん断の耐荷力式が提案されている。 (2) ジベル前面のコンクリート支圧応力のチェック (出典:参考文献2.4)
プレキャストスラブ合成桁	(1) 急速施工のため必要とするプレキャストスラブ合成桁に用いられる。	
提案段階で適用例がない。	(1) 鋼とコンクリート間の2方向水平せん断力及びアップリフト力に対して、スタッド以上の優れた効果をもつと言われている。	(1) 許容せん断力式が提案されている。 (出典:参考文献5.2)

表 2.1.1 (つづき) 継手形式とその特徴

種類		実験 /
馬蹄形ジベル	1 みぞ形と輪形筋との併用 (輪形筋 45°)	<p>(1) 終局耐力</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・現行の規定より算出した許容耐力の約 9 倍、降伏荷重の約 6 倍。</li> </ul> <p>(2) 疲労耐力</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・200 万回 → 現行の算出式の 3 倍、降伏荷重の 1.5 ~ 2 倍の耐力がある。</li> <li>・コンクリートが強いとコンクリートに余り変状がなく、ジベル取付部のコンクリートが弱いとジベル前面のコンクリートが粉状に崩れ、ジベル</li> </ul> <p>(3) ずれ定数 (単位長ずれを起こさせるための荷重)</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・ばらつき 100 ~ 200 t/mm</li> <li>・平均 150 t/mm → 実物大換算で 300 t/mm</li> </ul> <p>(このずれ定数では、通常のピッチに配置すれば、完全合成桁で算出し</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・設計荷重付近のずれ定数は、測定が難しくバラツキも大きいので、0.5</li> <li>・軽量コンクリートを使用した場合、等しい強度の普通コンクリートに比</li> <li>ある。</li> </ul>
	2 みぞ形と輪形筋との併用 (輪形筋 90°)	
	3 みぞ形とボルトとの併用	
スタッドジベル	4 頭付きスタッドジベル	<p>(1) 終局耐力</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・ずれ止めが弱い場合 → 重ね梁的となり鋼桁の負担率が増し、コンクリート</li> <li>・ずれ止めが強い場合 → 鋼桁の下フランジが降伏し、中立軸が上昇し、</li> </ul> <p>(2) 疲労耐力</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・溶着による母材の熱影響部でえぐられるように切れる。</li> <li>・全盛りの上止端から幹が切断される。</li> <li>・幹部の中間で切断される。</li> <li>・鋼板の引張疲労強度</li> <li>・10 万回で <math>23 \text{ kg/cm}^2</math> 200 万回で <math>10.1 \text{ kg/cm}^2</math> の実験結果が得られた。</li> </ul> <p>(3) ずれ定数</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・スタッドにせん断力を作用させた実験では、継手を線形バネ定数 <math>K =</math> 数と一致した。</li> </ul>
	5 頭なしスタッドジベル	
その他	6 ブロックと輪形筋との併用	<p>(1) 押し抜き試験</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・ずれ止めの耐荷力式は <math>P = 88 \alpha \sqrt{t} \cdot w \sqrt{f'_c}</math> とすると、実験式と良く</li> <li>・破壊形式は、ずれ止めの破断、コンクリートのせん断破壊及びコンクリート形とみぞ形鋼は、コンクリートの圧縮破壊が主であった。</li> </ul> <p>(2) 曲げ試験</p> <p>コンクリートのせん断破壊が生じたが、はりの斜めひびわれ理論による</p>
	7 形鋼ジベル	
	8 ボルト締め (プレキャスト版)	
	9 トラス型ジベル	<p>(1) トラス型ジベルのせん断力は、断面積の等しいスタッドジベルに比較し</p> <p>(2) トラス型ジベルは、スタッドジベルに比べてかなり高いずれ剛性を有す</p> <p>(3) スタッドジベルは、主としてジベルのせん断及び曲げにより抵抗するの</p> <p>(4) ジベルの破壊状況は、スタッドジベルが根元溶植部の破壊であるのに対しの引張破壊であった。</p>

解 析 結 果	構 造 細 目
<p>(出典：参考文献 3.1)</p> <p>すみ肉溶接が破断する。 本体は、損傷を受けない。 (出典：参考文献 3.1)</p>	<p>(1) ずれ止めの最大中心間隔 500 mm " 最小 " 0.5 B+3H B : ずれ止幅 H : ずれ高さ</p> <p>(出典：参考文献 2.6)</p>
<p>てよい。) mmずれで測定する。ずれ定数(<math>t/\text{mm}</math>) = <math>4 \times (0.5 \text{ mm} \text{ずれ荷重}(t))</math> べずれ定数や降伏強度は低い傾向があり、破壊状況も脆い傾向が (出典：参考文献 3.1)</p>	
<p>ートへの影響は少ない。 最後にコンクリートが圧壊する。 (出典：参考文献 3.1)</p> <p>(出典：参考文献 3.1)</p> <p><math>1.5 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2</math>として、不完全合成理論により求められたバネ定 (出典：参考文献 3.1)</p>	<p>(1) 径は一般に19mm or 22mm 主桁直角方向に2本以上配置 スタッッドの最小中心間隔は 主桁方向 <math>5d</math> (但し 100 mm以上) スタッッドの最小中心間隔は 主桁直角方向 <math>d + 30 \text{ mm}</math> スタッッドの最大中心間隔は主桁方向 600 mm スタッッドの幹の鋼桁フランジ縁の 最小純間隔 25mm (出典：参考文献 2.2)</p>
<p>頭なしスタッッドがその溶接部においてせん断力のみを受ける場合、コンクリートの床版は、鋼桁から浮き上がり防止のため頭なしスタッッドの少なくとも10%は、頭つきスタッッドの形式としなければならない。 (出典：参考文献 2.4)</p>	
<p>一致した。 ートの圧縮破壊の3種類で、山形鋼はコンクリートのせん断破壊、 (出典：参考文献 4.4)</p>	
<p>算定方法で試験結果は説明できた。 (出典：参考文献 4.4)</p>	
<p>て 1.2 ~ 2.0 倍程度になる。 る。 に対し、トラス型ジベルは、軸力と曲げにより抵抗する。 して、平面および立体トラス型ジベルにおいて、非載荷側斜材部 (出典：参考文献 3.7)</p>	

表 2.1.2 継手の海洋構造物への適用性の評価

評価項目 形式	1 ジベル取付けの性	2 コ充斥クリートの性	3 経済性	4 算定式の信頼性	5 実績	6 荷重にの対応する性	海適 海洋構造物への性
馬蹄形ジベル	○	○	○	◎	◎	○	○
スタッドジベル	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎
フロックジベル	△	○	○	◎	○	○	○
形鋼ジベル	○	◎	◎	△	△	○	○
ボルト締め	○	○	○	△	○	◎	○
トラス型ジベル	○	◎	○	△	△	○	○

註1) 表中の記号は下記の通りとする。

◎：優れている、評価項目5については特に多い。

○：良い，“”多い。

△：問題がある，“”少ない。

2) 海洋構造物への適用性については、評価項目4、6を重視した。

### 2.1.3 国内外の規準の比較

#### (1) 国外の規準の比較

(a) 現在、各國で合成構造物に用いられている設計法としては、以下のものがあげられる。

- ① SLD (Service Load Design Method) : 使用荷重設計法
- ② ASD (Allowable Stress Design) : 許容応力度設計法
- ③ SDM (Strength Design Method) : 強度設計法
- ④ LFD (Load and Resistance Factor Design) : 荷重係数設計法
- ⑤ LSD (Limit State Design) : 限界状態設計法

(b) 合成構造に関連する最近の規準 (AASHTO, BS, DIN 等) について、表 2.1.3 に設計法、対象構造及び特徴を示す。

(c) AASHTO (The American Association of State Highway and Transportation Officials) は、第11版改訂 (1973年) において、合成桁と梁の設計に従来からのASDと併せて新たにLFDを導入した。第12版改訂 (1977年) にSLDHとSDMの2つの方法を定義した (内容は、おのおのASD, LFDと同じ設計思想である)。第13版改訂 (1983年) 及びその暫定基準 (1985年) も、この設計法に基づいている。

(d) カナダでは、CISC (Canadian Institute of Steel Construction) が合成桁の設計を含む建築物に対するLSD (AASHTOのLFDと本質的に同じ) を、1974年に発表した。

さらに、1979年にオンタリオ州がLSDによる「On Bridge Code」を作成し、1983年に第2版を刊行した。

(e) BSでは、1967年にLSDに基づいた合成梁設計の規準「CP 117 : Part 2 Composite Construction in Structural Steel and Concrete (Beams for Bridge)」が規定された。それに代わるものとして1980年に「BS 5400: Part 5 : Code of Practice for Design of Composite Bridge」が規定された。この基準では、合成工桁、箱桁、埋込み及び充填桁など合成橋梁を包括している。

(f) 西ドイツでは、イギリスと同じ設計法を指向した合成橋の設計施工指針がDAS t ( Deutscher Ausschuss für Stahlbau )により1979年に発表され、1980年にDin ( Deutsche Industrie Norm )の指針として改訂された。さらに、ヨーロッパにおいてCEB-ECCS - FIP - IABSE の合成構造委員会が発足し、合成構造の指針案が1979年に発表されたのに引き続きEurcode 4 Composite Steel and Concrete Structure案が1984年に出版された。

(g) これら表2.1.3に示す規準は、以下に示す3種類に大別される。

- ① AASHTO (表2.1.3の1, 2)
- ② BS ( " 3 )
- ③ DIN ( " 4, 5, 6, 7 )

次章では、大別された上記3種類の規準について、設計方法、耐力式等の比較を行なった。

表2.1.3 外国における合成構造関連規準の概要

規準名(国、年)		設計法*	対象構造(付、章または節番号)	特徴
1	Standard Specifications for Highway Bridges by AASHTO ( U.S.A ) 13th ed. (1983年) 暫定規準(1985年)	S L D M ( A S D )	I編 設計(道路橋) 10.38 合成橋(ずれ止め) 10.39 合成箱橋 10.40 ハイブリッド橋	1) 2種類の設計法を併用している 2) S D Mにおいてコンパクト断面が成立するための条件が厳しい 3) 合成ハイブリッド橋の規定がある 4) 1985年暫定規準において修正無し
		S D M ( L F D )	10.50 合成梁と橋 10.51 合成箱橋 10.52 ずれ止め 10.53.2 合成ハイブリッド橋	
2	Ontario Highway Bridge Design Code by OMTC (Canada) 1983年	L S D	道路橋用 10.10 合成梁と橋(ずれ止め) 10.11 合成箱橋 10.12 ハイブリッド橋 11.6 合成鋼橋の疲労	1) AASHTO示方書の荷重係数設計法と、本質的に同じものである 2) オンタリオ州における支間125m以下の道路橋に適用を限定している
3	E 5 5400, Part 5 Code of Practice for Design of Composite Bridges ( BSI, England ) 1979年	L S D	道路橋と鉄道橋用 6.3 橋方向せん断(ずれ止め) 7. 合成箱橋 7.7 合成版 8. 埋込橋と充填橋 9.5.3 橋造用永久型枠 11. 合成柱	1) 合成橋梁の場合、統一規準である 2) ずれ止めに対する標準試験法の規定がある 3) 永久(埋設し)型枠の規定がある
4	Richtlinien für die Bemessung und Ausführung Von Stahlverbundträgern ( DIN, W. Germany ) 1980年	L S D	道路橋、鉄道橋および建築用合成橋	1) 合成橋の統一規準である 2) コンパクト断面が成立するための条件が比較的ゆるい
5	CEB - ECCS - FIP - IABSE Draft Model Code for Composite Structures 1979年	L S D	道路橋、鉄道橋および建築用 合成梁と橋 合成床版 合成柱	1) 合成構造に関する国際的な暫定指針である 2) ずれ止めに関する規定が詳細である
6	Eurocode 4 Composite Steel and Concrete Structures (First draft) 1984年	L S D	土木および建築全般の合成構造 6. ずれ止め 7. 合成床版 8. プレキャストコンクリート床版	1) 合成構造に関するヨーロッパ統一規準(案)である 2) ずれ止めに対する標準試験法、試験結果の評価法の規定がある
7	DIN 18806 Teil 1 Verbundstützen (W. Germany ) 1983年	L S D	土木および建築用合成柱	1) 合成柱の統一規準である 2) 設計用の N-M相関図が示されている

\* ここで、S L D Mは使用荷重設計法、A S Dは許容応力設計、S D Mは強度設計法、L F Dは荷重係数設計、L S Dは(終局と使用)限界状態設計の略称である。

(出典:参考文献2.15)

## (2) 国内の規準の比較

日本道路協会より、1959年に「鋼道路橋の合成桁設計施工指針」として刊行され、その後幾度か改訂され、1980年に「道路橋示方書、II 鋼橋編、9章合成桁」(以降「道示・鋼」と省略)が刊行された。現行の設計法は、原則としてASDによるが、1995年を目途にLSDへの移行を図るべく研究が行なわれている。

一方、土木学会・鋼構造委員会では、鋼構造物の設計法の見直しの一環として、1986年に、鋼構造物設計指針(約第12章に複合構造物に合成桁が組み込まれ、87年3月を目途にLSDに基づく設計指針を作成中である。

鉄道橋においては、1963年「合成桁鉄道橋示方書案」が作成されたが、建造物設計標準の制定に伴なって、1973年に「鋼とコンクリートの合成鉄道橋(以降「鉄示」と省略)」が制定された。

建築における合成梁の設計基準としては、1975年に日本建築学会より、「合成梁構造設計施工指針」が制定された。1985年に「各種合成構造の設計施工指針」に改定された。

上記より、各規準ともLSDに移行する準備段階であり、現段階の国内規準では、LSDによる規準が十分に整備されていない。

表 2.1.4 国内における合成桁・梁関連規準の概要

規準名(制定機関、年)	設計法*	編または章	摘要
道路橋示方書 日本道路協会 昭和55年2月	ASD	II. 鋼橋編 9. 合成桁	1) ASDが原則であるが、降伏に対する安全度の照査をする。 2) 昭和70年度を目指してLSDへの移行を検討中
建築物設計標準 国鉄(土木学会) 昭和58年4月	ASD	鋼とコンクリートとの合成 鉄道橋 鉄筋コンクリート構造物および 無筋コンクリート構造物 III. 1.7 H形鋼埋込単純桁	1) 活荷重合成の単純桁に適用を限定する 2) 斜角70°以上とし、H形鋼をコンクリートで包まない合成桁は含まない
鋼構造物設計指針 (4次案) 土木学会 昭和61年4月	LSDを指向	Part B(特定構造物) 12.2 合成桁	1) LSDへの移行を前提とした標準的なモデル指針の作成 2) 第一版刊行は昭和62年3月の予定
各種合成構造設計指針 日本建築学会 昭和60年2月	ASDと LSDの併用	第1編 合成梁 第2編 合成床版	1) 断面設計は原則としてASDによる 2) ずれ止めは頭付きスタッドとし、終局強度で設計する

\*ここで、ASDは許容応力設計、LSDは限界状態設計の略称である。

(出典:参考文献2.5)

## (3) 繙手の設計法の比較

継手形式の調査結果より、スタッダジベルの設計法についてより分類された代表的な規準(AASHTO, BS, DIN, 「道示・鋼(鉄示)」)について整理し、表2.1.5に示した。

### (a) 基本設計法の比較

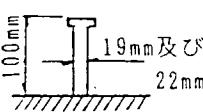
- ① 設計法は、AASHTOでは荷重係数設計法、BSでは部分安全係数法、DINは限界状態設計法、「道示・鋼(鉄示)」では許容応力度法の4種に大別される。
- ② 設計に用いる作用力は以下の2つに分かれ。
  - BS、「道示・鋼」では、使用状態に着目して弾性理論に基づいて求める。
  - AASHTO, DINでは、終局状態に着目して塑性理論に基づいて求める。
- ③ 疲労に関しては、「道示・鋼」以外は、何らかの検討を行なうように定めている。特に、AASHTOとBSでは、他に比べて疲労の検討を明確に義務づけており、特に重視している。
- ④ スタッドにかかる引張力の影響については、大きな引張力が想定される場合は、BS, DINでは、作用引張力の大きさに応じて、ずれ止めの強度を低減するように示されている。

しかし、AASHTO、「道示・鋼（鉄示）」は、極端にスタッド間隔が広く、鋼板のフランジの剛性が小さい場合を除いて考慮しなくてよいと示されている。

### (b) 設計耐力の比較

例として、表2.1.6に示す仕様のコンクリート及びスタッドジベルを用いてジベルの静的耐力及び疲労耐力を比較し、表2.1.7に示す。この結果より、以下のことが明らかとなった。

表2.1.6 コンクリート及びスタッドの仕様

コンクリート	圧縮強度 $\sigma_{ck} = 300$ 及び $400 \text{ kg/cm}^2$	・材質 SS41 ・降伏点 $400 \text{ N/mm}^2$ ・引張強さ $500 \text{ N/mm}^2$
スタッド ジベル		

- ① AASHTO 及び BS では、終局耐力より疲労耐力の値の方が小さく、設計としては疲労耐力のチェックが支配的になる。これらの疲労耐力の値は、「道示・鋼」の許容静的耐力と大差がない。
- ② AASHTO と BS の疲労耐力を比較すると、コンクリート強度が  $300 \text{ kg/cm}^2$  の場合は、BS の疲労耐力が小さくなるが、 $400 \text{ kg/cm}^2$  の場合は、AASHTO の方が小さくなる。
- ③ 終局耐力については、BS と DIN は大差のない値であるが、AASHTO の値は、約 2 倍となっている。  
これは、AASHTO が、破壊状態を想定しているのに対して BS, DIN はなんらかの安全係数を加味しているものと思われる。
- ④ 「道示・鋼（鉄示）」が他の規準に比較して許容静的耐力が小さい傾向があるのは、合成構造物の基本として継手部の安全性をより重視していること、また、疲労の検討することなく、疲労安全性も考慮している算定式となっている。

表2.1.7 各規準における耐力の比較

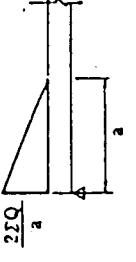
規準	コングリート強度 (kg/mm <sup>2</sup> )	直 径 19 mm 高さ 100 mm	直 径 19 mm 高さ 100 mm	直 径 22 mm 高さ 100 mm	直 径 22 mm 高さ 100 mm
AASHTO	終局耐力*1) (kg/本)	300	400	300	400
	疲労耐力*2) (kg/本)	11,650	13,450	15,620	18,030
	終局耐力 (kg/本)	1,990	1,990	2,670	2,670
BS	終局耐力 (kg/本)	5,610	6,110	7,070	7,800
	疲労耐力*3) (kg/本)	1,960	2,130	2,470	2,730
DIN	終局耐力 (kg/本)	4,630	4,630	6,210	6,210
	疲労耐力 (kg/本)	—	—	—	—
道示・鋼 (鉄示)	許容耐力 (kg/本)	1,810	2,090	2,100	2,420
	疲労耐力 (kg/本)	—	—	—	—

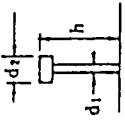
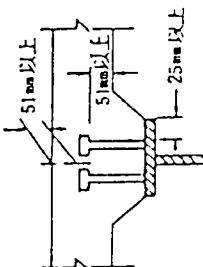
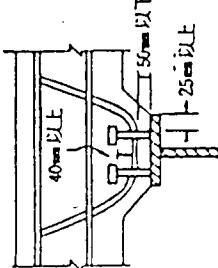
\* 1) AASHTO の終局耐力の値は、低減係数 (0.85) を考慮したもの

\* 2) AASHTO の疲労耐力は、繰り返し回数 200 万回の場合。

\* 3) BS の疲労耐力は、AASHTO の繰り返し回数 200 万回に対応する応力変動範囲  $82 \text{ N/mm}^2$  を用いて算出した。

表 2.1.5 各国のすれ止め（頭付きスタッダジベル）設計法

項目	AASHTO (1977)	BS 5400 (1979) Part 5 使用限界状態（静的）に対して設計し、次に疲労について照査する。	DIN (1974) 原則として終局荷重に対して設計する。疲労に関する明確な規定はない。)	道示・録(1980) [録(1983)] 許容応力度法によって設計する。(録示では疲労を考慮した許容応力を規定している。)
設計の基本 所要本数 および配置	<ul style="list-style-type: none"> <li>疲労から規定される配置ピッチ(<math>p</math>)           <math display="block">p \geq \frac{\Sigma z_r}{S_r}</math> </li> <li>合断面の合計疲労許容水平せん断力変動範用           <math>S_r : \text{作用水平せん断力の変動範用}</math> </li> <li>終局強度照査における所要本数           <math>N = \frac{P}{\phi S_w}</math> </li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>静的強度の算定           <math>\text{単位長当たり設計縱方向せん断力} \times \text{間隔} \leq 0.55 \times \text{静的基本強度} (P_u)</math> </li> <li>合成箱板の場合、設計せん断力(<math>Q_x</math>)は           <math>Q_x = \frac{q}{n} \left[ k \left( 1 - \frac{x}{bw} \right)^2 + 0.15 \right]</math> </li> <li><math>Q_x</math>：ウェブから<math>x</math>の距離にあるすれ止めに作用するせん断力           <math>q : \text{使用限界状態で完全合成とした単位長当たりの設計縱方向せん断力}</math> </li> <li><math>k : r'/n</math>により変化する係数           <math>n : bw</math>内の軸の単位長さ当りのすれ止め総数         </li> <li><math>n' : \text{ウェブ中心線の } 200 \text{ mm} \text{ 以内に配置された単位長さ当りのすれ止め総数}</math> </li> <li><math>bw' : \text{ウェブ間隔の } \frac{1}{2}</math> </li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>すれ止めの総数は塑性限界モーメントの最大軸力に對して計算する。</li> <li>水平せん断力にはほぼ等しい分布で橋軸方向に配置する。</li> <li>すれ止めの包括面に沿うせん断応力がPC指針の規定値を超えないこと。</li> <li>温度差、乾燥収縮による全せん断(<math>\Sigma Q</math>)の分布            </li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>全水平せん断力が支点上で最大となる三角形に分布するものとしてよい。(録示では計算水平せん断力分布による。)</li> <li>上記のせん断力分布に応じてすれ止めを配置し、許容せん断力を超えないことを確かめる。</li> <li>温度差、乾燥収縮による全せん断(<math>\Sigma Q</math>)の分布            </li> </ul> <p>a : 主桁間隔または<math>\ell</math> (支間) / 10 のうち小さい方の値</p>

1 本当に 耐力	・被効許容せん断力範囲 ( $Z_r$ , 1b.)		・基本静的強度 ( $P_u$ )		・橋梁におけるせん断耐荷力 ( $D_s$ )		・許容せん断力 ( $Q_a$ , kg)	
	$Z_r = \alpha d^2$	$d : \text{スチール幹径 (in.)}$	$D_s = \frac{2}{3} \cdot \alpha \cdot 0.25 \cdot d_1^2 \sqrt{\beta_{WN}} \cdot E_b$	$\leq \frac{2}{3} \cdot 0.55 \cdot d_1^2 \cdot \sigma_F$	$Q_a = 30d^2 \cdot \sqrt{\sigma_{ek}} \cdot (H/d \geq 5.5)$	$Q_a = 5.5 \cdot d \cdot H \cdot \sqrt{\sigma_{ek}}$	$Q_a : \text{コンクリートの設計基準強度}$	$H : \text{スチールの幹径 (cm)}$
$\alpha : \text{繰り返し回数}$	$\alpha (1 \text{b} / \text{in}^2)$	$\text{コングリート強度} (\text{N/mm}^2)$	$P_u (\text{KN})$	$\text{直徑 (mm)}$	$\text{高さ (mm)}$	$d : \text{スチールの幹径 (cm)}$	$\sigma_{ek} : \text{コンクリートの設計基準強度}$	$H : \text{スチールの高さ (cm)}$
$\leq 1 \times 10^5$	13000	20	30	40	50			
$\leq 5 \times 10^5$	10600	25	100	139	154	168		
$\leq 2 \times 10^6$	7850	22	100	112	126	139		
$> 2 \times 10^6$	5500	19	100	90	100	109		
$S_u = 0.4d^2 f'_c E_c$	$f'_c : \text{コンクリート28日強度 (psi)}$	19	75	78	87	96		
	$E_c : \text{コンクリートの弹性係数 (psi)}$	16	75	66	74	82		
	$\text{ただし}, H/d \geq 4.0$	13	65	42	47	52		
$D \leq D_s \frac{D_z - D_z'}{D_z}$	$D_z' : \text{作用軸方向引張力}$		$D_s : \text{せん断耐荷力}$	$\text{上記の合成耐荷力 (D) の検算}$	$Q_a' = \frac{Q_a}{1 - 0.7 (\tau_{min} / \tau_{max})}$	$\tau_{min} : \text{スチールが受けける最小せん断応力}$	$\tau_{max} : \text{スチールが受けける最大せん断応力}$	$\tau_{min} : \text{スチールが受けける最小せん断応力}$
$\sigma_y = 385 \text{ N/mm}^2$	$\sigma_F = 495 \text{ N/mm}^2$	$\sigma_y = 385 \text{ N/mm}^2$	$\sigma_F = 495 \text{ N/mm}^2$	$\text{・浮上り力 } (T'_u) \text{ がある場合の基本静的強度 } (P'_u)$	$P'_u = P_u - T'_u / \sqrt{3}$	$d_1 = 23 \text{ mm} \text{ 以下}$	$\alpha = 1.00 (h/d_1 > 4.2)$	$\alpha = 0.85 (h/d_1 = 3.0)$
$\sigma_F = 495 \text{ N/mm}^2$	$\sigma_F = 495 \text{ N/mm}^2$	$\sigma_F = 495 \text{ N/mm}^2$	$\sigma_F = 495 \text{ N/mm}^2$	$\text{・疲労強度 } (P_{f_a})$	$P_{f_a} = P_u \times \frac{\tau_{f_a} (\text{N/mm}^2)}{425 (\text{N/mm}^2)}$	$\beta_{WN} : \text{コンクリート立方体强度}$	$E_b : \text{コンクリート弾性係数}$	$\sigma_F : \text{スチールの降伏点}$
$\tau_{f_a} : \text{許容疲労せん断応力度変動範囲}$	$\tau_{f_a} : \text{許容疲労せん断応力度変動範囲}$	$\tau_{f_a} : \text{許容疲労せん断応力度変動範囲}$	$\tau_{f_a} : \text{許容疲労せん断応力度変動範囲}$	$\text{で部材長等により図表等から求める。}$				
$\text{最大間隔} - 610 \text{ mm}$	$\text{最大間隔} - 610 \text{ mm}$	$\text{最大間隔} - 610 \text{ mm}$	$\text{最大間隔} - 610 \text{ mm}$	$\cdot \text{横方向間隔}$	$600 \text{ mm} \text{ 以下}$	$600 \text{ mm} (500 \text{ mm}) \text{ 以下}$	$600 \text{ mm} (500 \text{ mm}) \text{ 以下}$	$600 \text{ mm} (500 \text{ mm}) \text{ 以下}$
$\text{ただし}, \text{引張フランジで高い応力の位置に配置するのを避けるために広くするのはこの限りでない。}$	$3 \times (\text{床版厚}) \text{ 以下}$	$3 \times (\text{床版厚}) \text{ 以下}$	$3 \times (\text{床版厚}) \text{ 以下}$	$\cdot \text{横方向間隔}$	$4 \times (\text{スチール高}) \text{ 以下}$	$3 \times (\text{床版厚}) \text{ 以下}$	$3 \times (\text{床版厚}) \text{ 以下}$	$3 \times (\text{床版厚}) \text{ 以下}$
	$25 \times (\text{上フランジ厚}) \text{ 以下}$	$25 \times (\text{上フランジ厚}) \text{ 以下}$	$25 \times (\text{上フランジ厚}) \text{ 以下}$	$\cdot \text{横方向間隔}$	$40 \times (\text{上フランジ厚}) \text{ 以下}$	$5 \times (\text{スチール幹径}) \text{ 以上}$	$5 \times (\text{スチール幹径}) \text{ 以上}$	$5 \times (\text{スチール幹径}) \text{ 以上}$
$\text{最大, 最小間隔および構造細目}$	$51 \text{ mm} \text{ 以上}$	$51 \text{ mm} \text{ 以上}$	$25 \text{ mm} \text{ 以上}$	$\cdot \text{横方向間隔}$	$40 \times (\text{上フランジ厚}) \text{ 以下}$	$2.5 \times (\text{スチール幹径}) \text{ 以上}$	$2.5 \times (\text{スチール幹径}) \text{ 以上}$	$2.5 \times (\text{スチール幹径}) \text{ 以上}$
	$25 \text{ mm} \text{ 以上}$	$25 \text{ mm} \text{ 以上}$	$40 \text{ mm} \text{ 以上}$			$\cdot \text{スチール幹径}$	$d \leq 2.0 \times (\text{圧縮フランジ厚})$	$d \leq 1.0 \times (\text{引張フランジ厚})$
							$19 \text{ mm}, 22 \text{ mm} \text{ を標準 (鉛示, } 19 \text{ mm) 以上}$	

(出典: 参考文献 1.1)

### (c) 間隔及び構造細目の比較

- ①せん断荷重に対するスタッッドの配置について、AASHTO, BSでは、端部が密となるようなスタッッド配置となるが、道示・鋼で規定される三角形分布を仮定すると、端部が十分でない虞れがあり、発生応力に対して検算が必要となる場合もある。
- ②温度差及び乾燥収縮により発生するせん断力の分布は、各規準とも同様な規定があり、スタッッドの配置は、端部が中央部に比べて密となる。
- ③スタッッドの最大・最小間隔の規定は、DINを除いて各規準とも示されているが、BSではより詳細に、コンクリート厚、スタッッド高、フランジ厚等からも規定されている。

### (d) 結論

各規準(AASHTO, BS, DIN, 道示・鋼(鉄示))より求めた許容耐力は、DINを除いてどの規準を用いても、それほど差異がないことがわかった。

また、AASHTO, BS, 「道示・鋼(鉄示)」を比較すると、「道示・鋼(鉄示)」では、終局による安全性と疲労による安全性の両者を考慮し、一つの算定式を示しているのに対し、AASHTO, BSではそれぞれ別途に考慮した式を提案している。

さらに、BSでは、耐力算定式にコンクリートの強度も考慮に入れているため応用範囲も広く、限界状態設計法に沿っている。

以上、これら国内外の規準を比較した結果、BSが応用範囲も広く、合理的であるので、その耐力算定式を準用し、構造形式、試験方法について検討した。

## 2.1.4 設計・試験方法の提案

2.1.2及び2.1.3の継手調査結果より、スタッッドジベルの設計法について、BS規準の許容終局耐力、疲労耐力の算定式及び構造細目についての提案を行なった。

### (1) 終局耐力のチェック方法

終局せん断耐力( $P_u$ )は、以下の式を満足することとする。

$$Q \times d \geq 0.55 \times P_u$$

$P_u$  : スタッッドの終局せん断耐力 (KN/本) (表2.1.8)

Q : 単位長さ当たりの設計せん断力 (KN)

d : スタッッドの間隔 (m)

また、軸引張力( $T_u$ )が作用する場合は、以下のように  
総局耐力( $P'_u$ )を低減する。

$$P'_u = P_u - T_u / \sqrt{3}$$

温度差、乾燥収縮による全せん断力( $\Sigma Q$ )の分布は、右図のとおりとする。

### (2) 疲労耐力( $P_f$ )は、以下の式で求める。

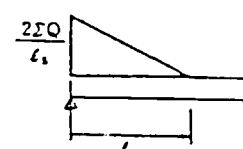
$$P_f = P_u \times \frac{\tau_{fa}}{425}$$

$\tau_{fa}$  : 許容疲労せん断応力度変動範囲で部材  
長等より求める (N/mm)

### (3) スタッッドの構造細目

#### (イ) 縦方向間隔

- 600 mm以下 • (上フランジ厚) × 25倍以下



$$l_s = 2\sqrt{K \cdot \Sigma Q / \Delta f}$$

$\Delta f$  : コンクリート床版の中心に  
おける自由垂と翼筋の中心  
における自由垂との差  
 $K$  : ずれ止めの間隔 / ずれ定数

(出典：参考文献2.2)

表 2.1.8 Nominal static strengths of shear connectors  
for different concrete strengths

Type of connector	Connector material	Nominal static strengths in kN per connector for concrete strengths $f_{ck}$ N/mm <sup>2</sup> ( $P_u$ ) × 1)			
		20	30	40	50
Headed studs (see figure 2 (a))	Material with a characteristic yield stress of 385 N/mm <sup>2</sup> minimum elongation of 18 % and a characteristic tensile strength of 495 N/mm <sup>2</sup>				
Diameter mm	Overall height mm				
25	100	139	154	168	183
22	100	112	126	139	153
19	100	90	100	109	119
19	75	78	87	96	105
16	75	66	74	82	90
13	65	42	47	52	57
Bars with hoops (see figures 2(b) and 2(c))	Grade 43 of BS 4360 : 1972				
50 mm × 40 mm × 200 mm bar		697	830	963	1096
25 mm × 25 mm × 200 mm bar		348	415	482	548
Channels (see figure 2(d))	Grade 43 of BS 4360 : 1972				
127 mm × 64 mm × 14.90 kg × 150 mm		351	397	419	442
102 mm × 51 mm × 10.42 kg × 150 mm		293	337	364	390
76 mm × 38 mm × 6.70 kg × 150 mm		239	283	305	326
Friction grip bolts	BS 4395	see clause 10			

(出典：参考文献 2.2)

\* 1) 単位体積重量が 1,400 ~ 2,400 kg/m<sup>3</sup> の軽量コンクリートは上記値を 15% 低減させる。

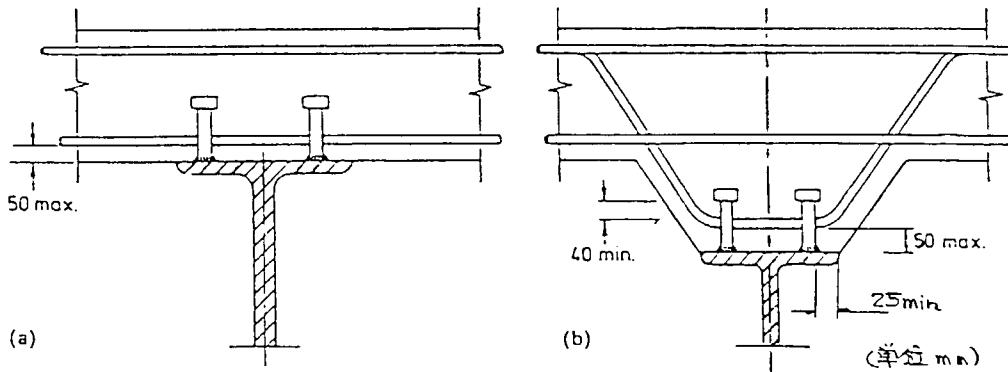
- ・ (コンクリート床版厚) × 3 倍以下
- ・ (スタッドジベル高) × 4 倍以下

(ロ) 横方向間隔

- ・ 柄方向に同じ。但し、40 × (上フランジ厚) 以下

(ハ) スタッド径

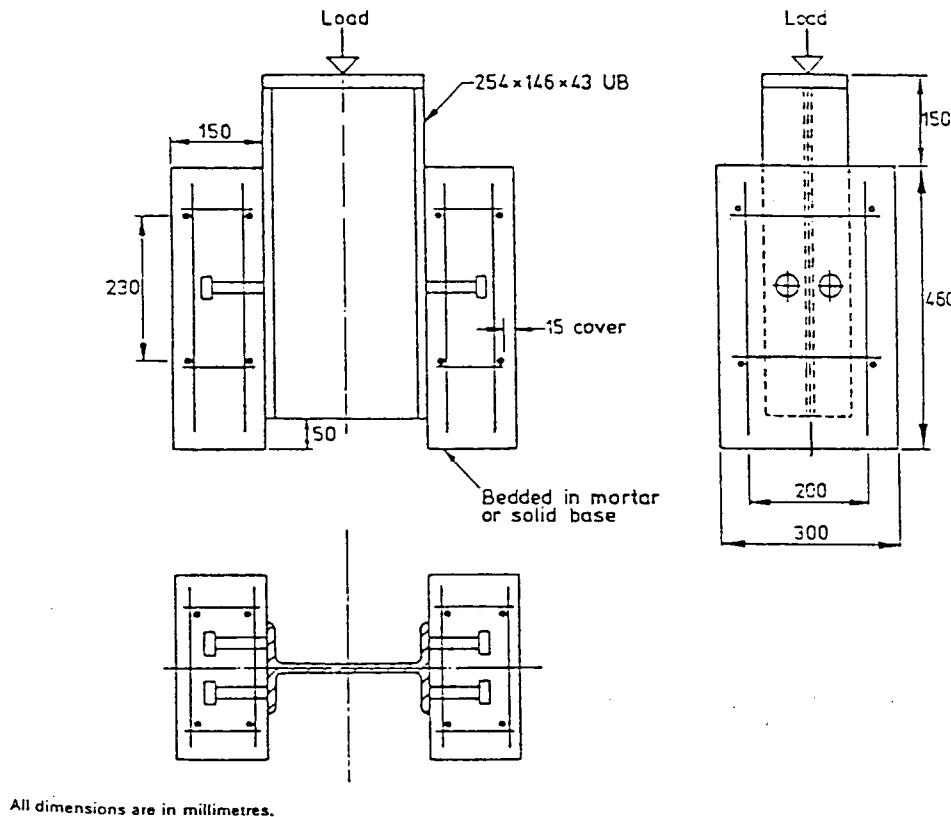
$$d \leq 2.0 \times (\text{圧縮フランジ厚}), d \leq 1.5 \times (\text{引張フランジ厚})$$



(出典：参考文献 2.2)

#### (4) 試験方法

ジベル形状が指針に示された範囲を逸脱する場合は、以下に示す試験方法により、その終局耐力、疲労耐力及びずれ特性について確認しておくのがよい。



All dimensions are in millimetres.

NOTE. Reinforcement should be of 10 mm diameter mild steel.

図 2.1.1 Dimensions of specimens for test on shear connectors

(出典：参考文献 2.2)

## 2.1.5 今後の問題点

### (1) 継手に大きな曲げが生じた場合の継手近傍の応力状態

継手部にせん断力 (S) 及び軸力 (N) の断面力が作用した場合のスタッドジベルの設計法は、せん断力 (S) についてはジベルの軸引張力、軸力 (N) については、ジベルのせん断耐力で耐力の算定を行ない、その耐力式は規準に示されている。

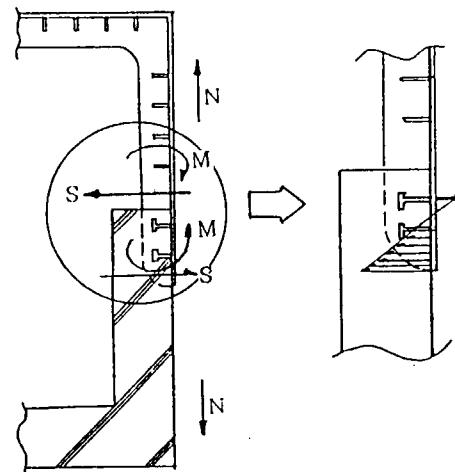
しかし、継手に右図のような曲げ (M) が作用した場合の設計法については、規準に示されていない。

このような場合の設計法としては、継手部外板の曲げ剛性が高ければ、通常の RC 部材の設計法と同様に、以下の仮定で設計することができる。

- ① ひずみは直線分布とする。（継手部で外板が変形しない。）
- ② コンクリート・継手間に発生する引張力は、ジベルの引張応力で分担する。
- ③ 圧縮応力は、コンクリートが負担する。

しかしながら、スタッドジベルを用いた継手部の曲げ耐力については、下記の様な問題点が残されており、今後部分実験を行ない、継手部の曲げ耐力について十分な研究を行なう必要がある。

- ① 外板に十分な剛性がない場合の耐力算出方法、または必要となる剛性の程度。
- ② スタッドジベルの引抜け量の影響。



③ 継手部コンクリート内の鉄筋補強方法。

## (2) 海洋構造物特有の問題

この種の部材の海洋構造物への適用に当たっては、構造様式、施工性、耐久性等に関して、海洋環境の特殊性を考慮しておく必要がある。以下に問題点を示した。

### ① 止水性を考慮した継手形式

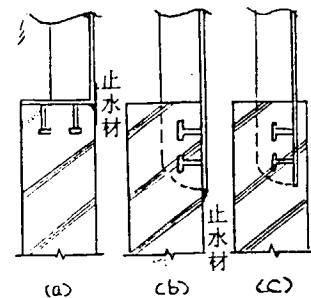
継手部の構造としては、右図に示す様な形式が考えられ、止水対策が必要となる。

(a), (b)については、右図のような止水工を設けて止水対策を行なう。止水材としては、鋼とコンクリートの相対ずれに十分追従できるものとする必要がある。

(c)については、鋼材部のかぶり、コンクリートのかけ、コンクリートの充填性、鋼とコンクリートの相対ずれに対するひびわれ等を十分考慮して設計を行なう必要がある。

② 鋼・コンクリート合成構造物においては、コンクリートの乾燥収縮、クリープひずみが、合成部の鋼との材料特性の差により拘束を受け、ひびわれが生じることも考えられる。

これらについて、水密性、耐久性の観点から十分に検討しておく必要がある。



## 参考文献

継手調査に用いた参考資料を以下に列挙する。

### (1) 継手全般に関するもの

- 1.1 土木学会、構造工学委員会、鋼・コンクリート合成構造小委員会：鋼とコンクリートの合成構造に関する調査報告書（首都高速道路公団委託）（S.57年～S.59年）
- 1.2 菅原忠夫：コンクリート製海洋構造物の技術開発、セメント協会、セメントコンクリート（No.437, July, 1983）
- 1.3 鋼・コンクリート合成小委員会：鋼・コンクリート合成構造の現況、土木学会、土木学会誌（Vol.66, 1981年9月号）
- 1.4 コンクリート工学協会：特集／コンクリートと合成構造、コンクリート工学誌（Vol.21, No.12, Dec 1983）

### (2) 規準、設計法に関するもの

- 2.1 AASHTO : Standard Specifications for Highway Bridges by AASHTO (1983年)
- 2.2 BS 5400 : Part 5 Code of Practice for Design of Composite Bridges (1979年)
- 2.3 OMTO : Ontario Highway Bridge Design Code (1983年)
- 2.4 DIN : Richtlinien für die Bemessung und Ausführung von Stahlverbundträgern (1980年)
- 2.5 CEB-ECCS-FIP-IABSE : Joint Committee on Composite Structures . Draft Model Code for Composite Structures
- 2.6 日本道路協会：道路橋示方書・同解説、I 共通編 II 鋼橋編 (S. 55年)
- 2.7 土木学会（国鉄）：建築物設計標準 (S. 58年)
- 2.8 土木学会：鋼構造物設計指針（案）(S. 61年)
- 2.9 日本建築学会：各種合成構造設計指針 (S. 60年)
- 2.10 土木学会（本四）：鉄筋・鉄骨コンクリート構造設計指針

- 2.11 日本建築学会：合成梁構造設計指針・同解説
- 2.12 日本建築学会：鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説
- 2.13 前田幸雄：英国における BS 5400 合成橋梁の新しい設計規準（案）について（上、下），橋梁と基礎  
78 - 11, 12
- 2.14 前田幸雄：西ドイツの鋼合成ゲタ設計施工指針（案）について 橋梁と基礎（1976-7）
- 2.15 佐藤政勝：合成構造関連示方書と合成橋梁の設計法に関する提案，土木学会，合成構造の活用に関するシンポジウム講演論文集（1986年）
- 2.16 PCI : PCI Design Hand book (1980年)
- 2.17 DIN : Din 18806 Teil 1 (1983年)
- 2.18 Dast : 鋼合成桁設計施工指針 (1974年)

(3) 実験・試験結果に関するもの

- 3.1 阿部英彦：鉄道用合成桁のずれ止めに関する研究，鉄道技術研究所報告 № 961 (1975年)
- 3.2 三好栄三：スタッドの疲労強度向上に関する実験的研究，合成構造の活用に関するシンポジウム講演論文集（土木学会）（1986年）
- 3.3 中野浩明：鋼・コンクリート混合構造における継手部の静的曲げ挙動，合成構造の活用に関するシンポジウム講演論文集（土木学会）（1986年）
- 3.4 本間宏二：錨付基礎ボルトの静的破壊機構に関する実験的研究，第8回コンクリート工学年次講演会論文集（1986年）
- 3.5 鈴木宏一：鋼定着部のコンクリート支圧強度，第6回コンクリート工学年次講演会論文集（1984年）
- 3.6 小槻雅人：RCはり部材に定着したアンカーボルトの抵抗機構に関する実験的研究，第7回コンクリート工学年次講演会論文集（1985年）
- 3.7 平城弘一：SRC構造に用いられるスタッドの静的強度，第3回コンクリート工学年次講演会講演論文集（1981年）
- 3.8 今金真一：トラス型ジベルの押し抜きせん断挙動，合成構造の活用に関するシンポジウム講演論文集（1986年）

(4) 解析・構造特性に関するもの

- 4.1 平城弘一：スタッドの押し抜き挙動に及ぼす影響因子に関する基礎的研究，合成構造の活用に関するシンポジウム講演論文集（土木学会）（1986年）
- 4.2 池田尚治：スタッドジベルによる鋼材とコンクリートの応力の伝達について，日本コンクリート工学協会 1981年，論文集
- 4.3 栗田章紀：マトリックス法による鋼・コンクリート合成構造の乾燥収縮・クリープ解析，土木学会，合成構造の活用に関するシンポジウム講演論文集（1986年）
- 4.4 横田弘：形鋼によるずれ止めの耐力評価：土木学会，合成構造の活用に関するシンポジウム講演論文集（1986年）
- 4.5 安楽秀樹：スタッドジベルの弾塑性解析 大林組技術研究所報（№10 1975年）
- 4.6 沼田竜一：スタッド位置における相対ずれを考慮した合成梁の曲げ剛性評価，日本建築学会大会学術講演概要集（関東）（S. 59年）

(5) 継手の形式，種類に関するもの

- 5.1 町田篤彦：鋼部材とコンクリート部材の接合工法に関する実験的研究，第4回コンクリート工学年次講演会講演論文集（1982年）

5.2 日野伸一：トラス型ジベルを有する鋼板・コンクリート合成桁の力学特性、合成構造の活用に関するシンポジウム講演論文集（1986年）

(6) その他

6.1 山本豊：負の曲げを受けるプレキャスト合成床版の継手に関する研究、第4回コンクリート工学年次講演会講演論文集（1982年）

6.2 立花正彦：異種構造部材間の接合部に関する基礎的研究、第4回コンクリート工学年次講演会講演論文集（1982年）

6.3 平和男：鋼・コンクリート合成サンドイッチ構造部材の強度特性、第8回コンクリート工学年次講演会論文集（1986年）

## 2.2 鋼・コンクリート継手部の応力解析

### 2.2.1 目的

鋼・コンクリート製海洋構造物の継手部設計に対し、現在、明確な計算方法、強度評価基準は見当らず、又、既存の陸上構造物に関する諸基準を海洋構造物の継手部設計へ適用するには、更に海洋構造物特有の諸問題について、十分に検討を行う必要がある。

本調査では、これら継手部の構造強度上の諸問題のうち、浮遊式海洋構造物の部材に生ずる剪断、曲げ、及び軸力の複合力が作用した時の、ずれ止め近傍の応力状態を検討し、ずめ止めの設計の為の基礎的な資料を得ることにした。調査にあたっては、昭和59年度試設計を行った鋼・コンクリート製プラント台船（図2.2.1）の代表的な鋼・コンクリート継手構造、即ち船底横桁と船側外板を取り出し、この継手部について弾性3次元FEMにより解析を行った。本解析では、ずれ止め合成部の結合度、鋼・コンクリートの剛比、ハンチの有無が継手部の弾性挙動及び応力分布にどのような影響を及ぼすかを調べた。

### 2.2.2 船底横桁継手部応力分布

#### (1) 調査概要

鋼・コンクリート製プラント台船を対象とし、その船底横桁の鋼・コンクリート継手部に面外水圧荷重及び純曲げモーメントの二種の荷重が作用した場合について、弾性3次元FEM計算を行い、以下の項目について調査した。

- (a) 継手部の結合度が弾性挙動及び応力分布に及ぼす影響
- (b) コンクリートスラブと鋼桁の剛比が継手部近傍の応力分布へ及ぼす影響
- (c) ハンチの有無による応力分布の影響

#### (2) 計算モデルの選定

- (a) 計算モデルの範囲及びモデル化

計算モデルの対象として、船底横桁の1スパン相当部を選定した。

モデル化に際しては、計算を簡単にする為、その1/4をモデル化の対象とし、鋼桁部は面外・面内四角形要素、コンクリート部は継手部も含めて、ソリッド要素を使用した。計算モデルの要素分割は図2.2.2に示す如く分割した。

計算にあたっては、FEM解析プログラム“NASTRAN”を使用した。

- (b) 計算モデルの種類及び寸法

本調査では、表2.2.1に示す4種類のモデルについて検討を行った。

- (c) 計算パラメータ

(i) 継手部の挙動を調べる場合、鋼とコンクリートの境界を剪断バネにて置換する方法と、ずれ止めが埋め込まれているコンクリート部の剛性を変化させる方法とが考えられる。

表 2.2.1 計算モデルの種類

項目 種類	計算モデル概略断面図	鋼桁高さ コンクリート厚 $h_s$ $t_c$	結合部係数 $\alpha$	比較項目
モデル 1		$h_s = 1500$	1.0	基準モデル
モデル 2		$h_s = 1500$	0.5	継手部結合度
モデル 3		$h_s = 3000$	1.0	鋼／コンクリートの剛比
モデル 4		$h_s = 1500$	1.0	ハンチの有無

本調査では後者の方法を採用し、剛性の変化としては、コンクリートの弾性係数E及びせん断弾性係数Gを変化させた。結合度係数として各弾性係数E及びGの低減係数 $\alpha$ として、 $\alpha = 1.0$ , 0.5の2種類を選定した。

$\alpha = 1.0$ は剛結合に対応し、 $\alpha = 0.5$ はずれ止めの弾性変形を考慮した場合に対応している。

本計算に用いた低減係数 $\alpha$ と実構造物継手部結合度との対応は、今後、実験等により求める必要がある。

#### (ii) 鋼桁の高さ

鋼・コンクリート剛比のパラメータとして、鋼桁の高さを選定した。鋼桁の高さとしては、 $h_s = 1500$  mm, 3000 mmの二種類にて計算を行った。

表 2.2.2 に代表的モデルの剛性について比較したものを示す。

表 2.2.2 モデルの剛性比較

剛 モ デ ル 性	鋼桁(ウェブ) 面積	鋼桁の曲げ剛性 $E_s I_s$ ①	コンクリートスラブ の曲げ剛性 $E_c I_c$ ②	剛 比 ① / ②	合成桁の曲げ 剛性 $E_s I'$
モデル 1	cm <sup>2</sup> 180.0	kg · mm <sup>2</sup> $1.86 \times 10^{14}$	kg · mm <sup>2</sup> $1.25 \times 10^{14}$	1.49	kg · mm <sup>2</sup> $8.52 \times 10^{14}$
モデル 3	360.0	$1.02 \times 10^{15}$	$1.25 \times 10^{14}$	8.19	$3.71 \times 10^{15}$

(E<sub>s</sub>I': 鋼に換算)

## (iii) ハンチの有無

ハンチ構造部の形状は種々考えられるが本計算では、ハンチの有無をパラメータとして、その有無による縦手部の応力分布に及ぼす影響について調査した。今回考慮したハンチの形状は図 2.2.3 に示すが、本ハンチ部の断面積は、コンクリート全断面積の約12%である。

## (3) 計算条件

## (a) 材料定数

鋼桁及びコンクリートの材料定数は、表 2.2.3 に示す値を用いて計算した。

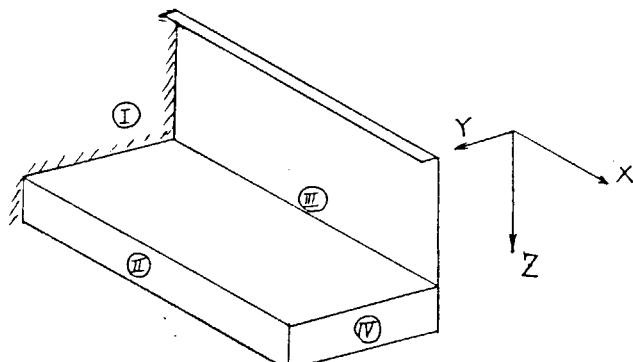
表 2.2.3 材 料 定 数

材 料 定 数 斜 め 方 角	弾 性 係 数 (kg/cm <sup>2</sup> )	せん断弾性係数 (kg/cm <sup>2</sup> )	ポアソン比
鋼	$2.1 \times 10^6$	$8.08 \times 10^5$	0.3
コンクリート	$3.0 \times 10^5$	$1.25 \times 10^5$	0.2

## (b) 境界条件

解析モデルの境界条件は下記の方針にて決定した。

- (i) 鋼・コンクリート船底横桁端部 ① は、縦通桁にて拘束されており、6自由度全て拘束する。
- (ii) 辺 ②, ③, ④ は、それぞれ対称条件にて境界条件とする。



本計算モデルの境界条件をまとめると、表 2.2.4 の如くなる。

表 2.2.4 境 界 条 件

自由度 境界面	変 位			回 転		
	$\delta_x$	$\delta_y$	$\delta_z$	$\theta_x$	$\theta_y$	$\theta_z$
①	Fix	Fix	Fix	Fix	Fix	Fix
②	Free	Fix	Free	Fix	Free	Fix
③	Free	Fix	Free	Fix	Free	Fix
④	Fix	Free	Free	Free	Fix	Fix

(c) 荷重条件

面外水圧荷重及び純曲げモーメントの二種類の荷重を考慮した。計算にあたって荷重は図 2.2.4 に示すように負荷した。又、荷重の大きさは表 2.2.5 に示すように計算の便宜上、単位荷重を作用させた。

(4) 計算結果

本計算結果は主として、鋼・コンクリート継手部境界面に作用する以下の応力について、荷重毎に図 2.2.5～図 2.2.14 にまとめた。

(a) 継手部境界面に垂直な(引き抜き)応力  $\sigma_z$

(図 2.2.5, 図 2.2.13)

(b) 継手部境界面に平行な剪断応力  $\tau_{xz}$ ,

(図 2.2.6～図 2.2.10, 図 2.2.14)

(c) 軸応力(鋼桁上部フランジ)  $\sigma_x$

(図 2.2.11～図 2.2.12)

(5) 比較検討及び考察

(a) 垂直引き抜き応力

垂直応力  $\sigma_z$  は、ずれ止めの引き抜き力

に対応するものであり、この場合、引張り応力側が問題となる。

水圧荷重の場合、桁端部が引張り側、桁中央部が圧縮側となるが、浮遊式構造物の場合、逆向きの荷重(i.e. 外水圧の水頭より液体貨物等の水頭の方が大きい場合など)のケースも考えられ、その場合、桁端部が圧縮側、桁中央部が引張り側となる。従って以下の考察では、圧縮側も引張り側になり得るものとして取り扱うこととする。

継手部結合度(低減ファクター)の  $\sigma_z$  分布に及ぼす影響は、図 2.2.5 より殆んどないと思われる。(モデル 1 とモデル 2 の比較)

鋼/コンクリートの剛比の違いによる  $\sigma_z$  分布への影響は、固定端部付近を除き、鋼桁剛性が大きくなると、 $\sigma_z$  は大きくなる傾向にある。(モデル 1 とモデル 3 の比較)

一方、ハンチの有無による  $\sigma_z$  への影響は、ハンチ部の存在により、 $\sigma_z$  は低下している。これはハンチ部の存在により、コンクリートスラブの剛性が鋼桁剛性に比べ相対的に増加したことによるもので、鋼・コンクリート剛比の関係とは逆の傾向を示している。(モデル 1 とモデル 4 の比較)

純曲げモーメントが作用した場合、図 2.2.14 に示す様に、 $\sigma_z$  分布は継手部の結合度、鋼/コンクリートの剛比、ハンチの有無による影響は殆んどないと思われる。

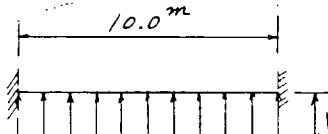
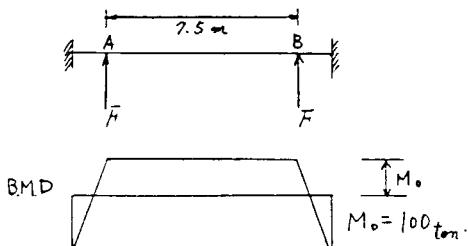
(b) 剪断応力

ずれ止め設計(ずれ止めのサイズ、配置等)のベースとなる鋼とコンクリート継手部に生ずる、長手方向の剪断応力  $\tau_{xz}$  分布について比較検討を行った。

水圧荷重の場合、コンクリート及び鋼継手部長手方向の  $\tau_{xz}$  は、図 2.2.6、図 2.2.7 に示すように、固定端より、桁全長の約 15% の位置にて最大となり、固定端に近づくにつれて、減少している。この傾向は図 2.2.7 に示している梁理論による計算値とは、固定端近傍にて異っている。

これは、図 2.2.8～図 2.2.10 から分る様に、固定端に近づくにつれて、コンクリートの有効剪断面積が大きく

表 1.2.5 計算に用いた荷重

荷重の種類	解析用荷重
水圧	 $W = 10 \text{ t/m}^2$
純曲げ モーメント	 <p>区間 A B においてモーメントが一定となるように F を与えた。</p>

なり、従って、鋼桁部とコンクリート部の剪断力の分担割合が異ってくるものと考えられる。（i.e. 鋼桁部の分担する剪断力の割合が少くなる為と考えられる）。

コンクリート継手部長手方向の剪断応力分布  $\tau_{xz}$  について、継手部結合度の影響は図 2.2.6 に示すように、40～50%程度、ずれ止めの弾性変形を考慮したモデル ( $\alpha = 0.5$ ) の方が、剛結合のモデル ( $\alpha = 1.0$ ) に比べ、低下しており、結合度の影響が顕著に表われている。一方鋼継手部長手方向剪断力分布に対する継手部結合度の影響は殆んど見られない。（モデル 1 とモデル 2 の比較）

鋼／コンクリート剛比の増大に伴う鋼及びコンクリート側各継手部の  $\tau_{xz}$  分布への影響は、全体として鋼桁高さを大きくすれば、 $\tau_{xz}$  は低下し、その低下量はいずれも最大30%程度になっている。（モデル 1 とモデル 3 の比較）

ハンチの有無の継手部  $\tau_{xz}$  に及ぼす影響は、桁端部より 1.5 m の位置で、ハンチの有るモデルの方が、応力にしてコンクリート側にて約20%，鋼側にて約17%程度低下している。ハンチの断面積は、本計算ではハンチ部を除いたコンクリートスラブの全断面積の12%であることを考えると、応力低下に及ぼすハンチの影響は大きいと考えられる。（モデル 1 とモデル 4 の比較）

純曲げモーメントが作用した場合、図 2.2.15 に示すように、鋼とコンクリートの間に生ずる剪断応力は殆んど無いと言える。従って純曲げモーメントによる鋼・コンクリート継手部の剪断応力  $\tau_{xz}$  は考慮する必要は無いと考えられる。

#### (c) 軸応力（鋼桁上部フランジ）

水圧荷重時、鋼桁上フランジ部に生ずる軸応力  $\sigma_x$  の長手方向分布を図 2.2.11 に示している。

図 2.2.11 から、鋼・コンクリート継手部の結合度の低下は、鋼桁の上部フランジ軸応力には、本計算例では殆んど影響しない。（モデル 1 とモデル 2 の比較）

鋼桁高さの増加は、全体の桁剛性を増加させるので、従って、鋼桁の上フランジ部の軸応力は低下すると考えられる。（モデル 1 とモデル 3 の比較）

鋼桁の上フランジ部に生ずる軸応力は、ハンチの有る場合、ハンチの無いモデルに比べて、最大35～40%程度低下しており、ハンチの有無による影響の度合は大きいと言える。（モデル 1 とモデル 4 の比較）

#### (d) 有効幅に対する検討

梁理論計算における最大応力を推定する為の有効幅の検討も併せて行った。

コンクリートスラブの有効幅は桁に作用する荷重分布により異なるが、ここでは水圧荷重の負荷時、スパン中央部断面の応力分布より、継手部結合度、コンクリートスラブと鋼桁との相対剛度及びハンチの有無について、その有効幅を比較検討した。

図 2.2.13 及び表 2.2.6 に示すように、継手部ずれ止めの結合度が低下した場合、及び鋼桁の剛性がコンクリートスラブの剛性に比べ相対的に大きくなる場合、有効幅は減少する傾向にある。（モデル 1 とモデル 2 & 3 の比較）

又、ハンチの有る場合、その有効幅はハンチの無い場合に比べて約27%増加しているが、ハンチ基部の幅がコンクリートスラブ全幅の30%であることを考慮すると、ハンチ基部の幅の分だけ有効幅が増加することになる。（モデル 1 とモデル 4 の比較）

#### (e) まとめ

- (i) 水圧荷重及び純曲げモーメントが作用する場合、鋼とコンクリートの継手部結合度が継手部近傍の垂直（引き抜き）応力  $\sigma_z$  に及ぼす影響は小さい。
- (ii) 水圧荷重時、鋼部の剛性がコンクリート部に比べて、相対的に大きくなると、垂直（引き抜き）応力  $\sigma_z$  は、桁中央部付近の継手部では大きくなるが、桁端部では殆んど変らず、余り影響しない。

表 2.2.6 コンクリート中央断面の応力 ( $\sigma_x$ )

(荷重 1 : 水圧)

モデル	梁理論計算値 (kg/mm <sup>2</sup> )	FEM <sub>max</sub> (kg/mm <sup>2</sup> )	FEM <sub>mean</sub> (kg/mm <sup>2</sup> )	b e (mm)	b e/b
1	0.051	0.086	0.050	2329	0.582
2	-	0.085	0.048	2266	0.567
3	0.032	0.059	0.032	2177	0.544
4	-	0.088	0.065	2957	0.739

$$\text{有効幅: } b_e = \frac{\int_0^{b/2} \sigma \times dY}{\sigma_{\max}}, \quad b = 4000$$

- (iii) 水圧荷重時、継手部剪断応力  $\tau_{xz}$  は、継手部の結合度によって、コンクリート側継手部では、その影響を受けるが、鋼側継手部では殆んど影響ない。
- (iv) ハンチを設けることにより、継手部近傍の応力分布は影響を受ける。継手部の垂直（引き抜き）応力及び剪断応力を軽減する為に、ハンチを設けることは有効である。
- (v) コンクリートスラブの有効幅は、継手部の結合度、鋼/コンクリート剛比により影響を受けるが、その量は小さい。一方ハンチの有無による有効幅への影響は、ハンチの有る場合、ハンチの幅だけ有効幅が増加する傾向にある。
- (vi) 水圧荷重の場合、FEM計算による両端固定桁の継手部における剪断応力の最大値は、梁理論によるものと比べて小さくなる傾向にある。

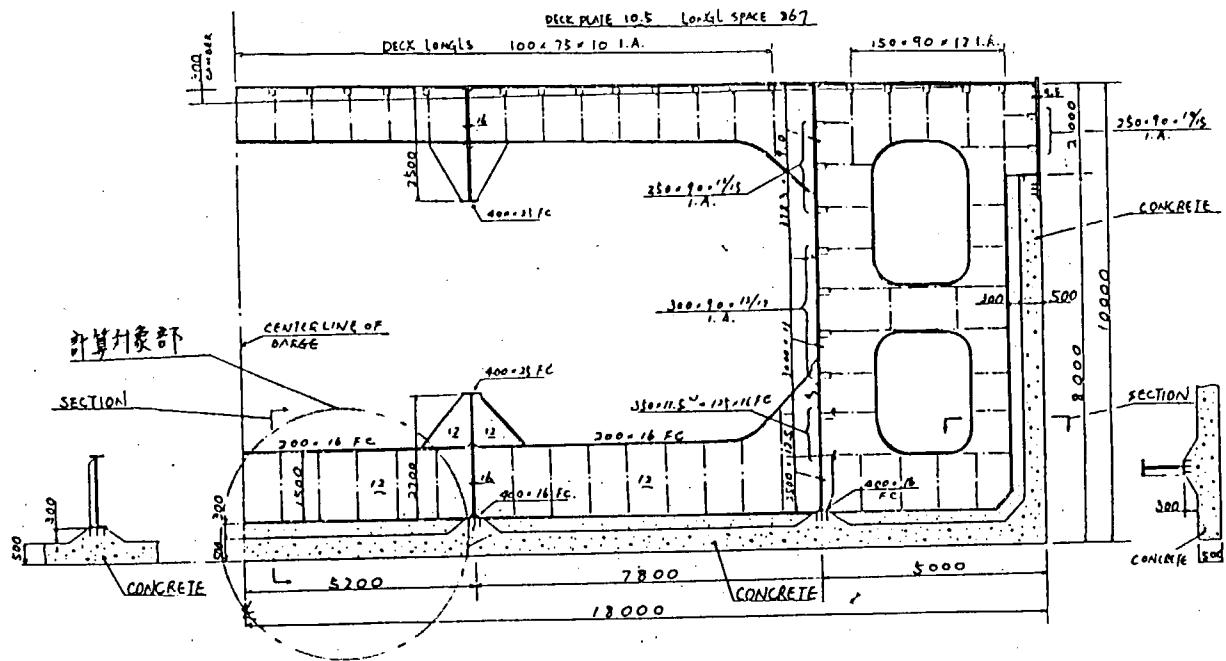


図2.2.1 鋼・コンクリート製プラント台船（横断面図）

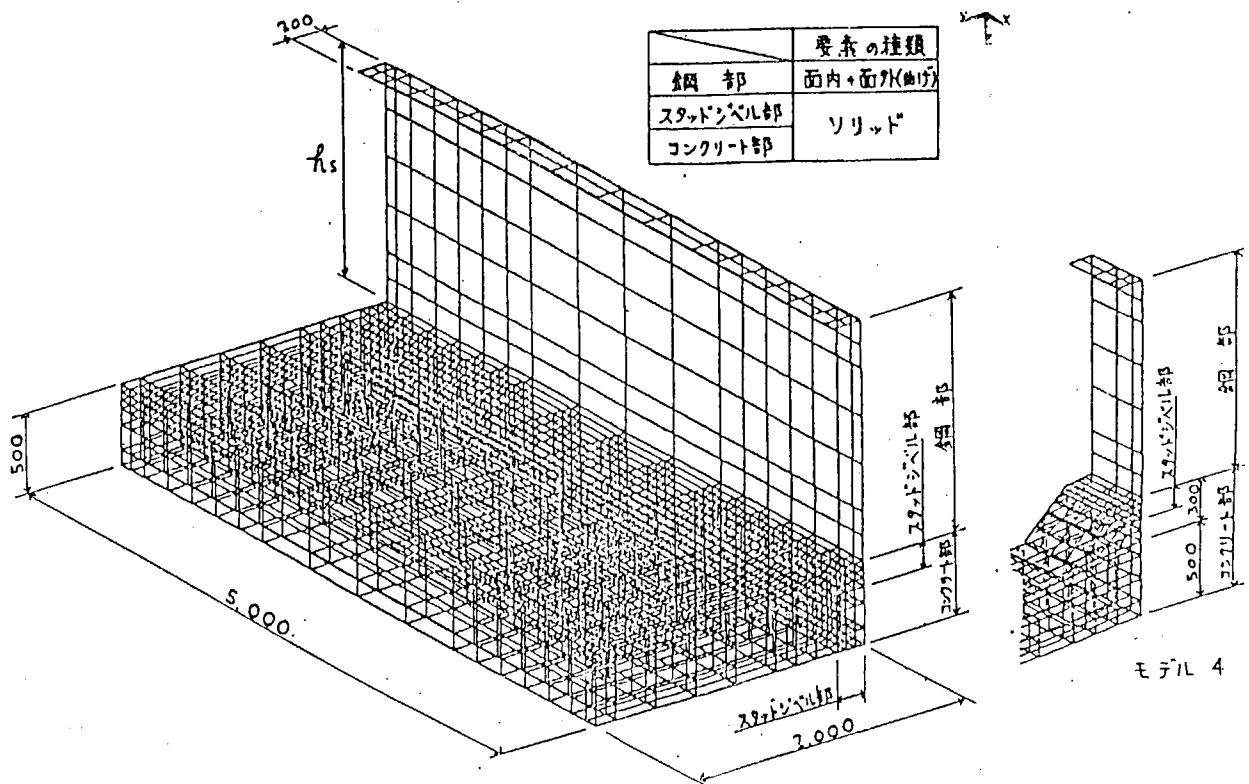


図2.2.2 計算モデル

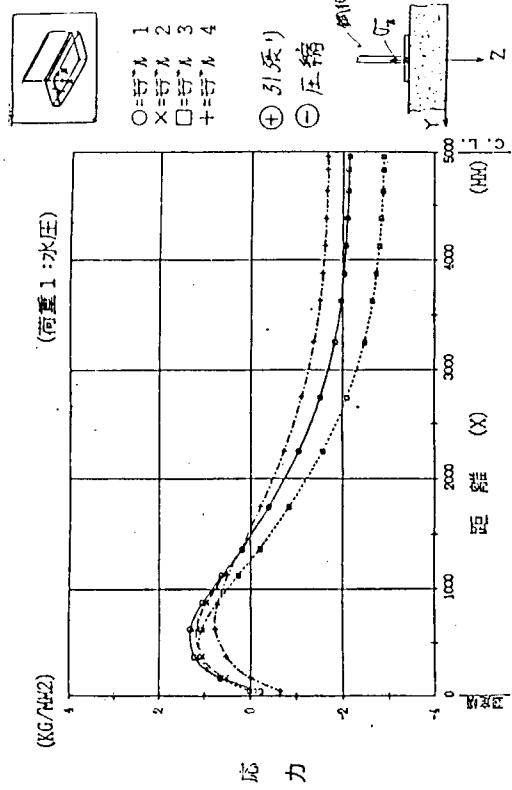


図 2.2.5 継手応力 ( $\sigma_z$ ) 分布 (鋼部)

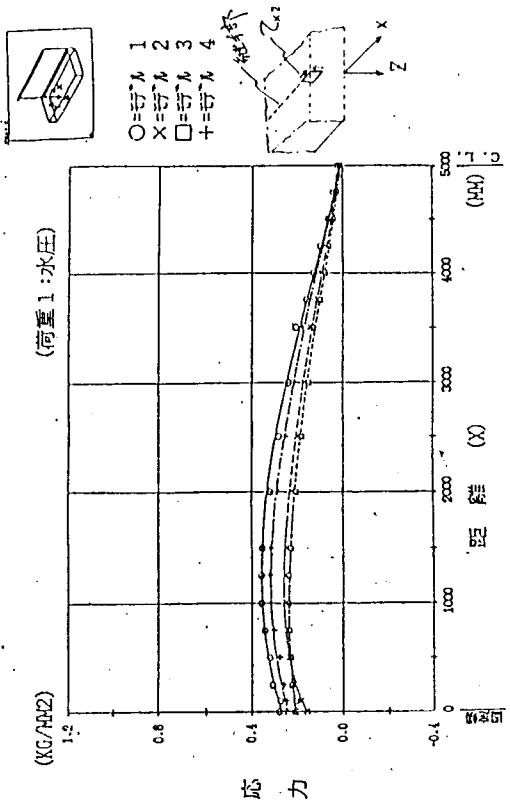


図 2.2.6 継手部応力 ( $\tau_{xz}$ ) 分布 (コンクリート部)

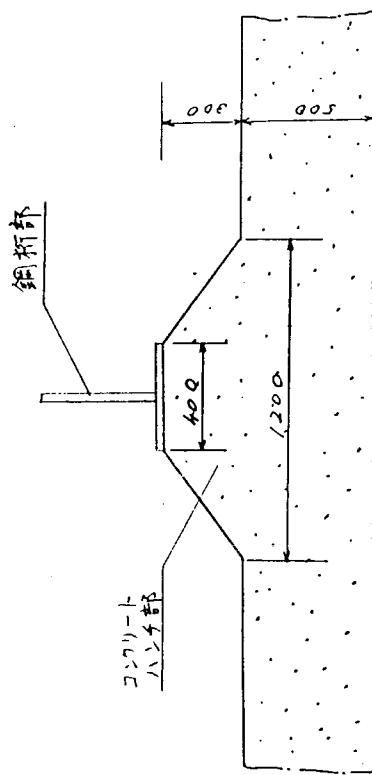


図 2.2.3 ハンチの形状及び寸法

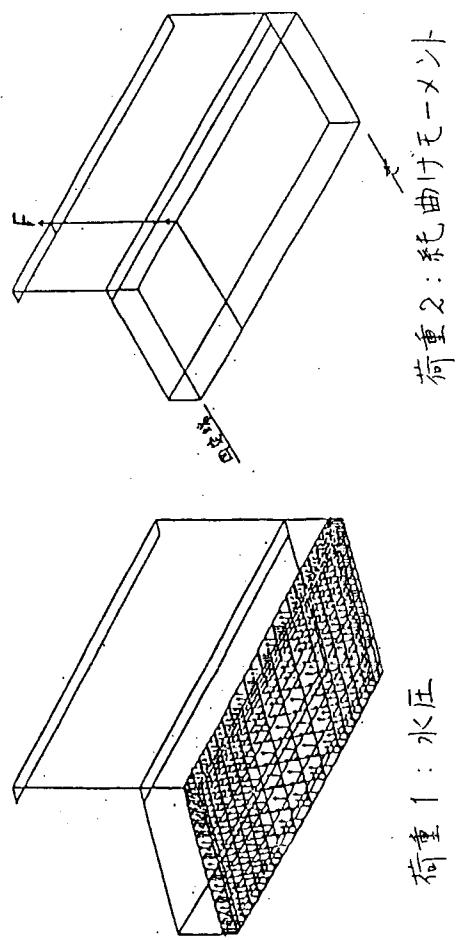


図 2.2.4 荷重条件

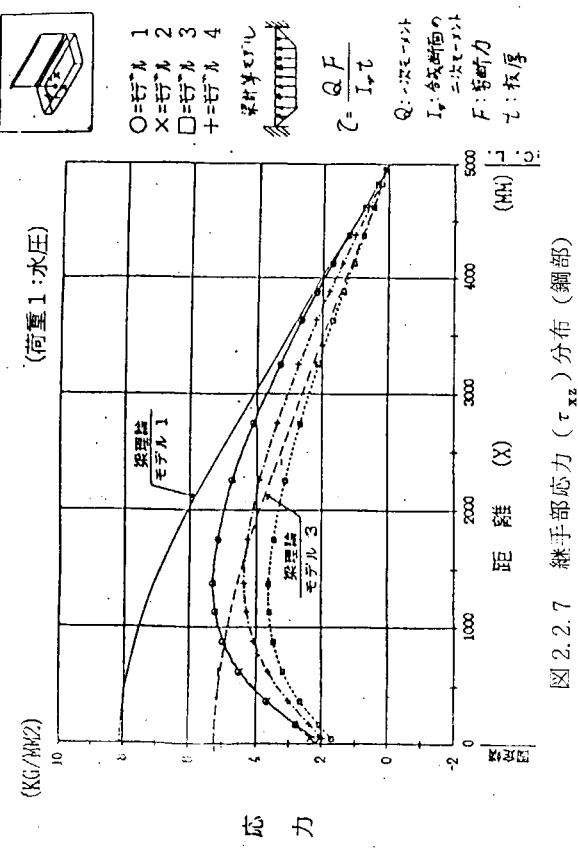


図 2.2.7 継手部応力 ( $\tau_{xz}$ ) 分布 (鋼部)

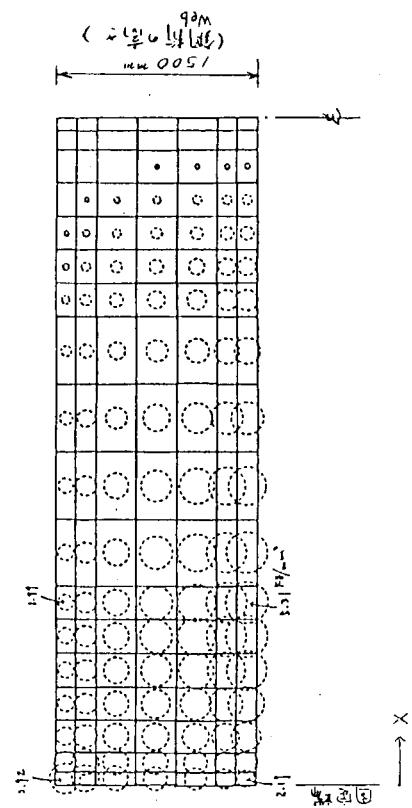


図 2.2.8 応力 ( $\tau_{xz}$ ) 分布 (鋼部) (モデル 1)

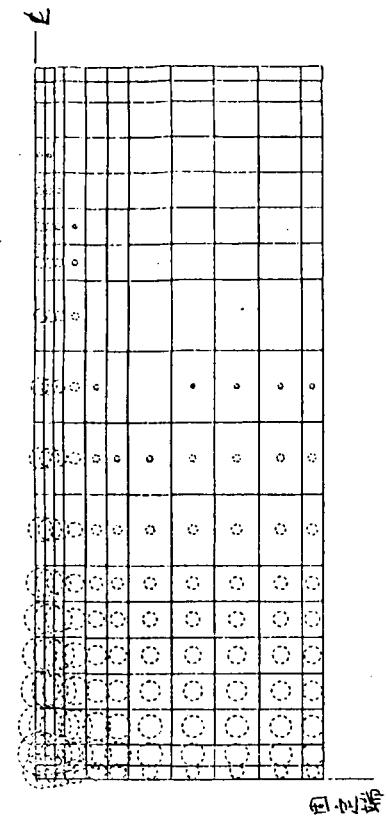


図 2.2.9 応力 ( $\tau_{xz}$ ) 分布 (コンクリート部中央面)  
(モデル 1)

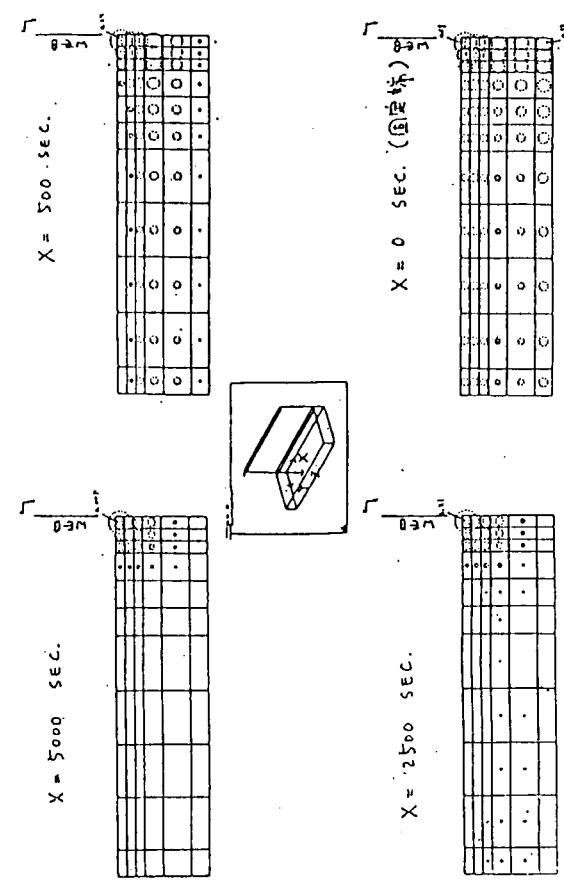


図 2.2.10 応力 ( $\tau_{xz}$ ) 分布 (コンクリート部断面)  
(モデル 1)

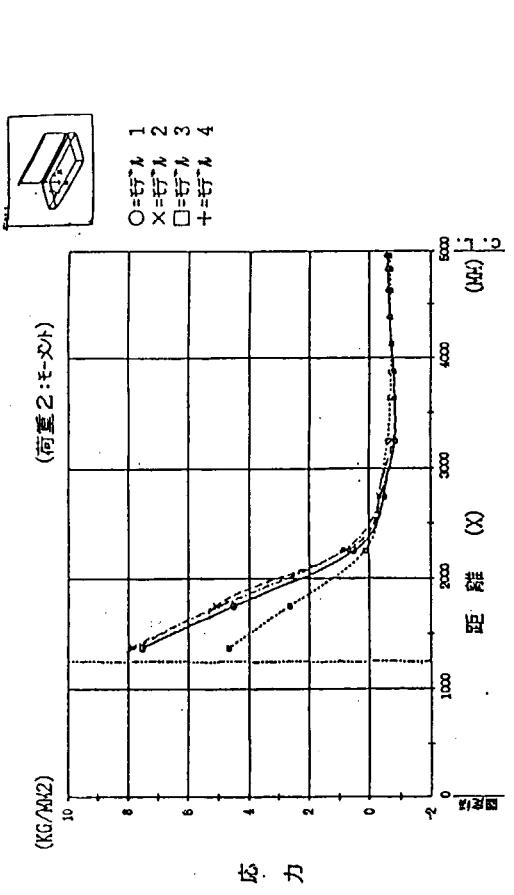


図 2.2.11 応力 ( $\sigma_x$ ) 分布 (鋼部) (上部フランジ)

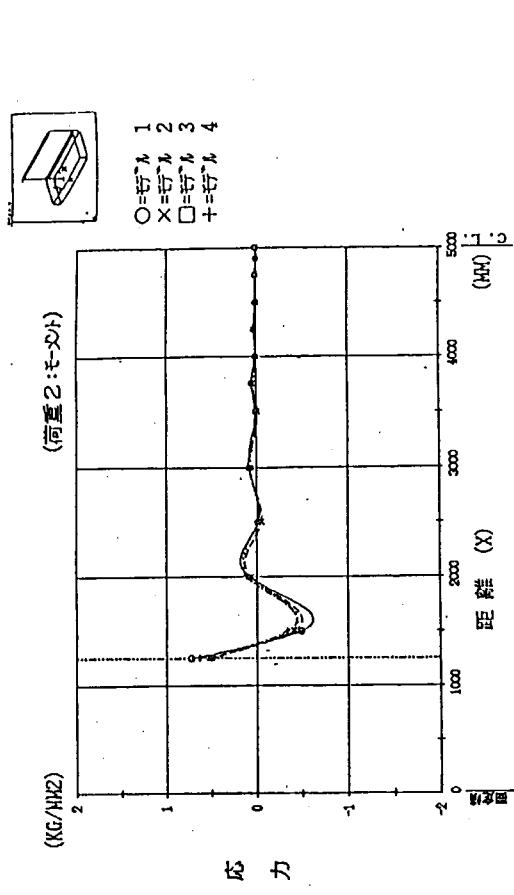


図 2.2.13 応力 ( $\sigma_z$ ) 分布 (鋼部)

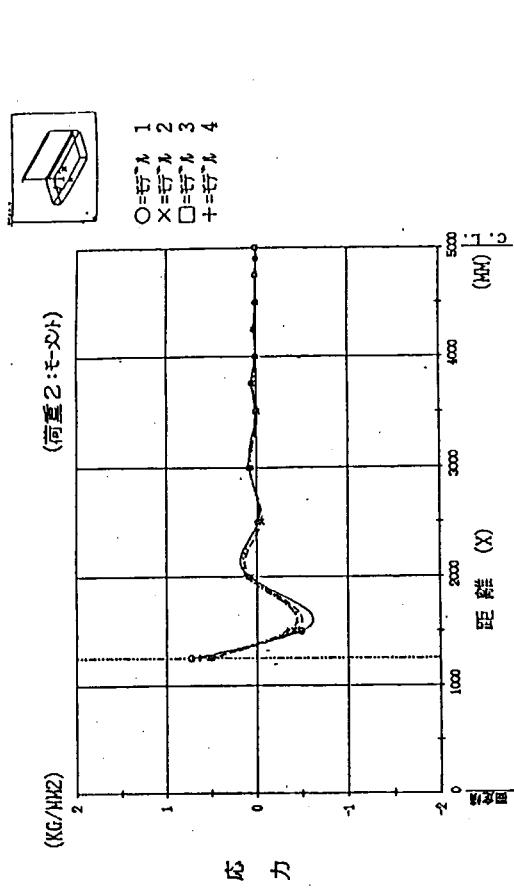


図 2.2.14 応力 ( $\tau_{xx}$ ) 分布 (コンクリート部)

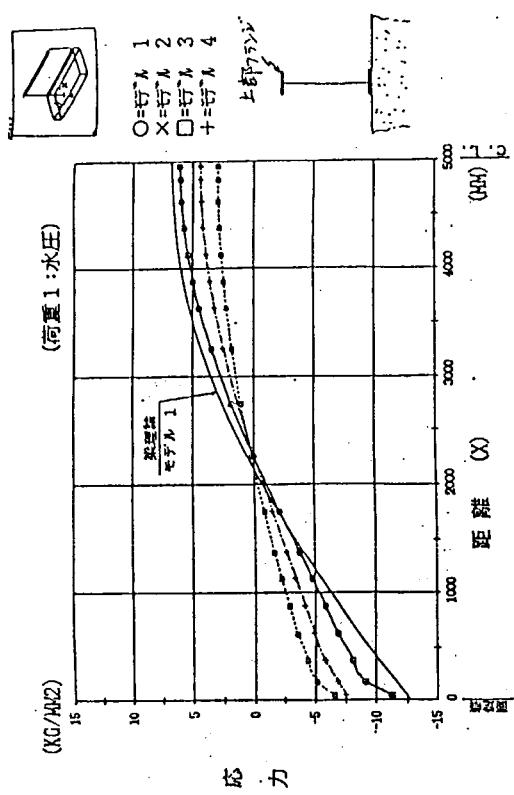


図 2.2.12 応力 ( $\sigma_x$ ) 分布 (コンクリート部) (中央断面)

### 2.2.3 船側外板継手部応力分布

#### (1) 調査概要

船側外板における鋼・コンクリート継手構造は、合成桁橋梁で用いられている継手構造とは下記のような相違点がある。

- (a) 橋梁では鋼桁上にコンクリートスラブが鋼桁に対して直角に配置されているが、海洋構造物の外板は、同一面内に配置されている。
- (b) 橋梁は主桁の両端で支持された梁構造であるが、海洋構造物の外板は、四周を支持されたパネル構造である。
- (c) 橋梁の縦せん断力はコンクリートスラブの板厚方向に作用するが、海洋構造物の外板においては、コンクリートの面内方向にせん断力が作用する。
- (d) 橋梁においては、合成断面の中立軸の位置が継手に近く、継手に作用する軸力は小さいが、海洋構造物の外板の継手は中立軸から離れており軸力が大きい。
- (e) 海洋構造物の外板継手には Hogging, Sagging の大きな交番応力が作用する。
- (f) その他にもハンチの有無、コンクリートの打設方向などの相異もある。

このように陸上構造物である合成桁橋梁用の規準を海洋構造物の外板継手にそのまま適用するには、解決すべき問題があると考えられる。

そこで、船側外板に縦曲げモーメント、せん断力、及び面外方向からの水圧荷重が作用した場合、鋼板とコンクリートスラブの接合部にどのような力が作用するのか、その大きさと分布を解析的に調査した。

#### (2) 計算モデル

##### (a) 計算モデルの範囲

船底外板、船側横桁及び上甲板で囲まれた船側外板 1 パネルを取り出し解析した。解析では、鋼板は板要素、縦通防撓材は骨要素、コンクリートは六面体要素を使用した。

##### (b) 計算モデルの構造及び寸法

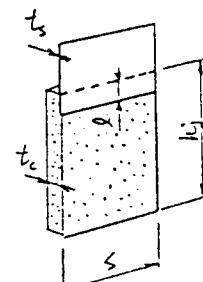
昭和59年度の S R 197 研究部会の試設計寸法を標準とした。即ち、外板の上部は船側縦通防撓材で補強された鋼製外板、下部はコンクリートスラブで構成され、外板の外面は平面になるように鋼外板はコンクリート外面に配置されている。

計算モデルの寸法は図 2.2.15 のとおりである。

##### (c) 計算パラメータ

船側外板 1 パネルを抽出した場合、鋼とコンクリートの継手の力の伝達に影響を及ぼす因子としては、次の 5 因子などが考えられる。

イ 継手の高さ	$h_j$	パラメータとして不採用
ロ フレームスペース	$s$	同 上
ハ 鋼板及びコンクリートの板厚	$t_s, t_c$	パラメータとして採用 (ただし $t_c$ のみ変更)
ニ 鋼板とコンクリートのラップ代	$\ell$	パラメータとして不採用
ホ ずれ止めのバネ定数	$k$	パラメータとして採用 (継手部ヤング率を変更)



このうち、継手の高さ ( $h_j$ ) とフレームスペース ( $s$ ) に関しては、それらを変化させると、それに付随して構造寸法も変化する。例えば、継手の高さが変れば鋼板の厚さや縦通防撓材の数、寸法が変り、フレームスペースが変ればスパンの変化により、コンクリートスラブの厚さが変化する。従って継手の高さやフレームスペースのように、ほかの構造要素まで変化するようなパラメータは削除し、コンクリートの板厚を変えて鋼とコンク

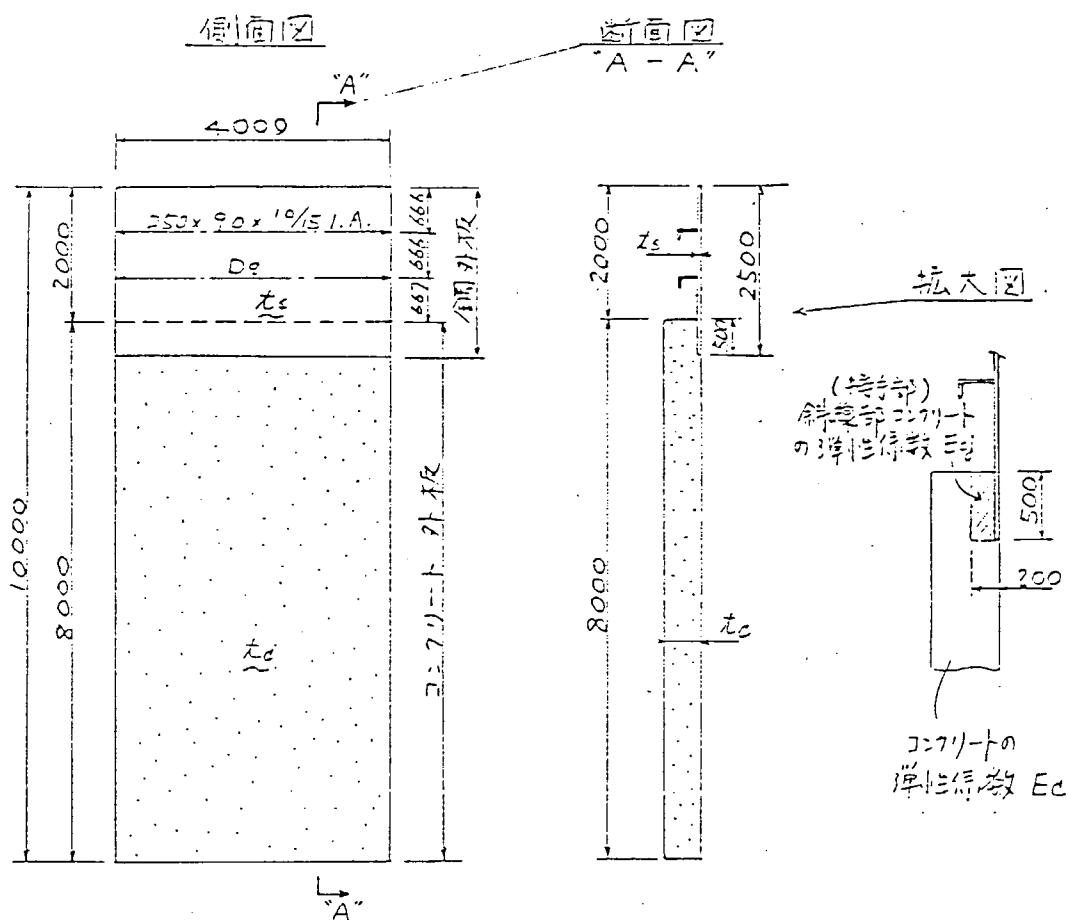


図 2.2.15 計算モデル構造図

リートの剛性比の影響を調査することにした。

鋼とコンクリートの間のずれ止めのパネ定数は、継手の構造、使用されるずれ止めの形状、コンクリート強度、ずれ止め周辺の配筋方法によって変化すると予想され、今回の解析では、継手のずれ止め付近のコンクリートの弾性係数を低減する方法を採用した。その低減係数は予備計算で相当大きくしなければ効果が少ないと予想されたので 0.5 とした。低減する深さは船底横桁の場合、ハンチ高さと同じ 150 mm としたが、船側外板ではスタッダジベルの頭部付近に配筋が少量なのでやや大きい 200 mm とした。

計算モデルの種類は表 2.2.7 の 4 種類とした。

表 2.2.7 計算モデルパラメータ

計算モデル No	鋼板厚さ $t_s$	コンクリート厚さ $t_c$	継手部コンクリート 弾性係数
No 1	10	500	$E_{cj} = E_c$
No 2	10	350	
No 3	10	200	
No 4	10	500	

(No 1 計算モデルを図 2.2.16 に示す。)

(3) 計算条件

(a) 材料定数

2.2.2 (3)(i) を参照のこと。

(b) 境界条件

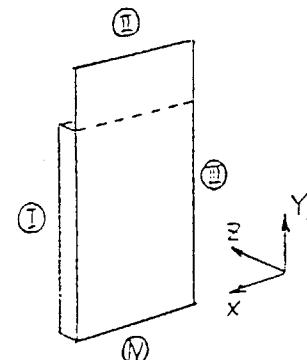
計算モデルの境界条件は下記の方針により決定した。

- (i) パネルの境界は上甲板、船側横桁及び船底外板により支持されているので、境界の面外方向変位を拘束する。
- (ii) 船側外板は、船側横桁で支持された連続パネルであるから、その横桁と接する二辺 ① ③ の端部回転を拘束する。
- (iii) 外板パネルの上辺 ② は上甲板と接合しているが、拘束力はそれ程大きくないので回転を許容し、下辺は水圧を受けた船底外板と連続しているので、下辺 ④ の回転を拘束する。
- (iv) モデルの剛体変位はモデル原点座標を拘束する。

上記方針による境界面の自由度を表 2.2.8 に示す。

表 2.2.8

自由度 境界面	X	Y	Z	$\theta_X$	$\theta_Y$	$\theta_Z$
①	Free	Free	Fix	Fix	Fix	Free
②	Free	Free	Fix	Free	Fix	Free
③	Free	Free	Fix	Fix	Fix	Free
④	Free	Free	Fix	Fix	Fix	Free



(c) 荷重条件

荷重の種類は、浮遊構造物全体に作用する縦曲げモーメント、せん断力及び局部的に外板パネルの面外方向に作用する水圧荷重とした。

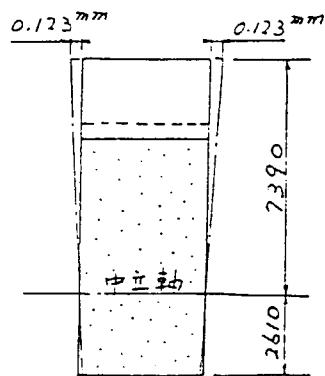
荷重の大きさは、昭和59年度の試設計に使用した値を参考にして単位荷重に変更している。即ち、設計荷重の値をそのまま使用して継手に作用する力の絶対値を求めるのではなく、その傾向を調査することに重点を置いている。

荷重の種類	試設計荷重	解析用荷重
縦曲げモーメント	浮体の全断面に 45,860 T-M	浮体の全断面に 10,000 T-M
せん断力	同 上 2,055 T	片側の外板だけに 1,000 T
水圧		

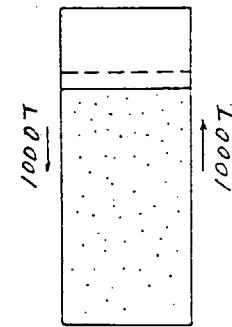
実際の解析計算においては、解析用縦曲げモーメント 10,000 T-M が作用した場合の変位量を次図のように与えて計算した。鋼板やコンクリートの厚さが変化した場合、中立軸の位置も移動するが、その移動を無視して各ケース共中立軸の高さを同一とした。

端部断面でせん断応力が一様となるようせん断力 (1000 T) は分布荷重として与えた。

縦曲げモーメント



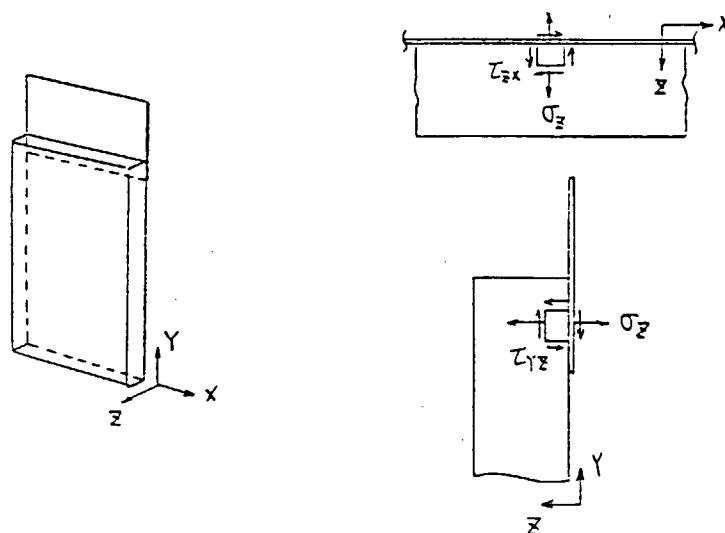
せん断力



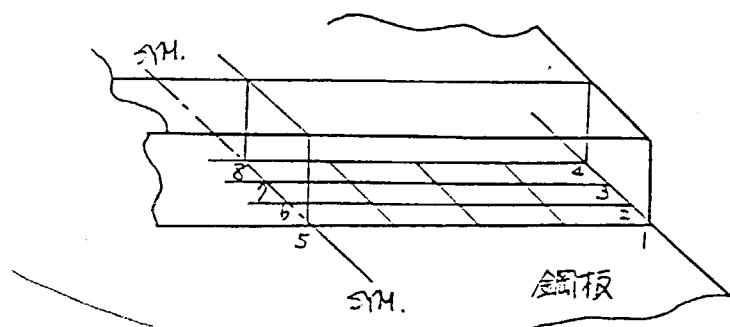
(4) 計算結果

鋼外板とコンクリートスラブの境界面で伝達される応力として、コンクリート部要素での次のものが考えられる。

- イ) 境界面に垂直な応力  $\sigma_z$
- ロ) 境界面に平行な応力  $\tau_{zx}$ ,  $\tau_{yz}$



これらの応力のモデル端部及び中央部での継手部長手方向に沿う分布を、各荷重条件毎に図 2.2.17~2.2.25に示す。なおせん断荷重の場合、モデル中央部での $\tau_{yz}$ は対称性よりゼロとなるので応力分布は図示しなかった。



応力表示位置

モデル端部	JOINT	1 ~ 4
モデル中央部	JOINT	5 ~ 8

## (5) 比較検討及び考察

### (a) せん断荷重

$\sigma_z$  はモデル端部がコンクリート厚さ方向の変位を拘束しているため、中央部に比べ大きな値となっている。

継手部コンクリート弾性係数低減の影響ははっきりあらわれ、JOINT 1 では応力は半減している。コンクリートスラブ厚さの影響は小さい。

$\tau_{zx}$ ,  $\tau_{yz}$  はコンクリート端部 (JOINT 1, 5) での応力集中が大きく、またその程度はコンクリートスラブ厚さの影響を大きくうけている。

モデルNo 1 ( $t_c = 500$ ) とモデルNo 3 ( $t_c = 200$ ) を比べた場合、 $\tau_{zx}$  で、1.78倍 (JOINT 1), 2.70倍 (JOINT 5),  $\tau_{yz}$  で10.8倍 (JOINT 1) となっている。

継手部コンクリート弾性係数低減の影響は小さい。

### (b) 水圧

水圧荷重により JOINT 1 → 4 軸まわりの曲げモーメントが生じ、ポアソン比の影響で、モデル端部での  $\sigma_z$  は引張り応力となる。またこの  $\sigma_z$  はコンクリートスラブ厚さの影響により、モデルNo 1 ( $t_c = 500$ ) とモデルNo 3 ( $t_c = 200$ ) を比べた場合、4.32倍 (JOINT 4) となっている。また継手部コンクリート弾性係数低減により、0.64倍 (JOINT 1) に応力はさがる。

$\tau_{zx}$ ,  $\tau_{yz}$  のコンクリート端部 (JOINT 1) での応力集中は大きく、コンクリートスラブ厚さの影響は、モデルNo 1 ( $t_c = 500$ ) モデルNo 3 ( $t_c = 200$ ) を比べると、 $\tau_{zx}$  では3.05倍 (JOINT 1),  $\tau_{yz}$  では6.68 (JOINT 1) となっている。

継手部コンクリート弾性係数低減の影響は  $\sigma_z$  程大きくない。

### (c) 縦曲げ荷重

$\sigma_z$  はモデル端部でポアソン比の影響により引張り応力として生じるが、縦曲げ荷重を強制変位で与えているため、コンクリートスラブ厚さの影響は表われない。また継手部コンクリート弾性係数低減により応力は半減している。

$\tau_{zx}$ ,  $\tau_{yz}$  では、縦曲げ荷重を強制変位で与えているため、せん断荷重、水圧荷重でみられたコンクリート端部 (JOINT 1, 5) での応力集中はみられない。また、 $\tau_{zx}$  ではコンクリート厚さが減少しても応力は大きくなっていない。

継手部コンクリート弾性係数低減により、 $\tau_{zx}$  は0.63倍 (JOINT 1),  $\tau_{yz}$  は0.79倍 (JOINT 5) となっている。

### (d) まとめ

(i) コンクリートスラブ厚さが減少すると、コンクリート端部でのせん断応力  $\tau_{zx}$ ,  $\tau_{yz}$  が増大するため、継手部の設計については注意が必要である。 $\sigma_z$  に対しては、 $\tau_{zx}$ ,  $\tau_{yz}$  程顕著な影響はないが、水圧荷重の場合コンクリートとトランク部材の接合部で、 $\sigma_z$  が増加するので注意が必要である。

(ii) 継手部コンクリート弾性係数を低減することにより、 $\sigma_z$  は半減、 $\tau_{zx}$ ,  $\tau_{yz}$  は0.6～0.8倍に低減され、応力の緩和には有益であるが、今後実構造との対比の検討が必要である。

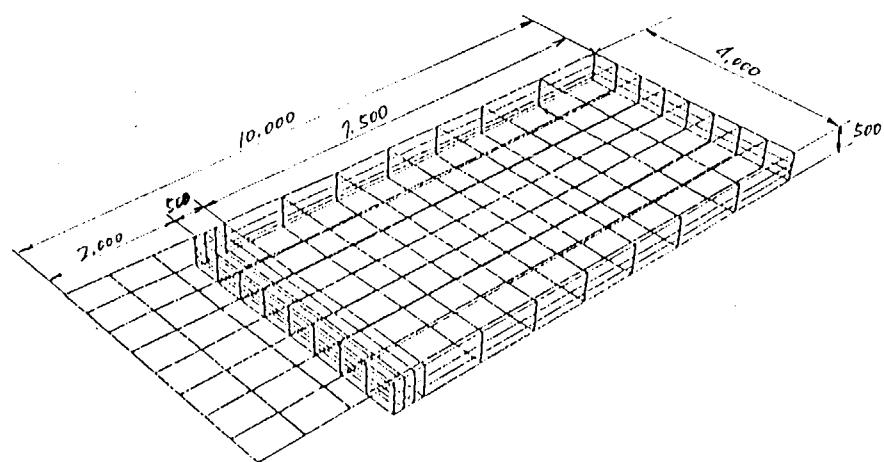


図 2.2.16 計算モデル (No 1)

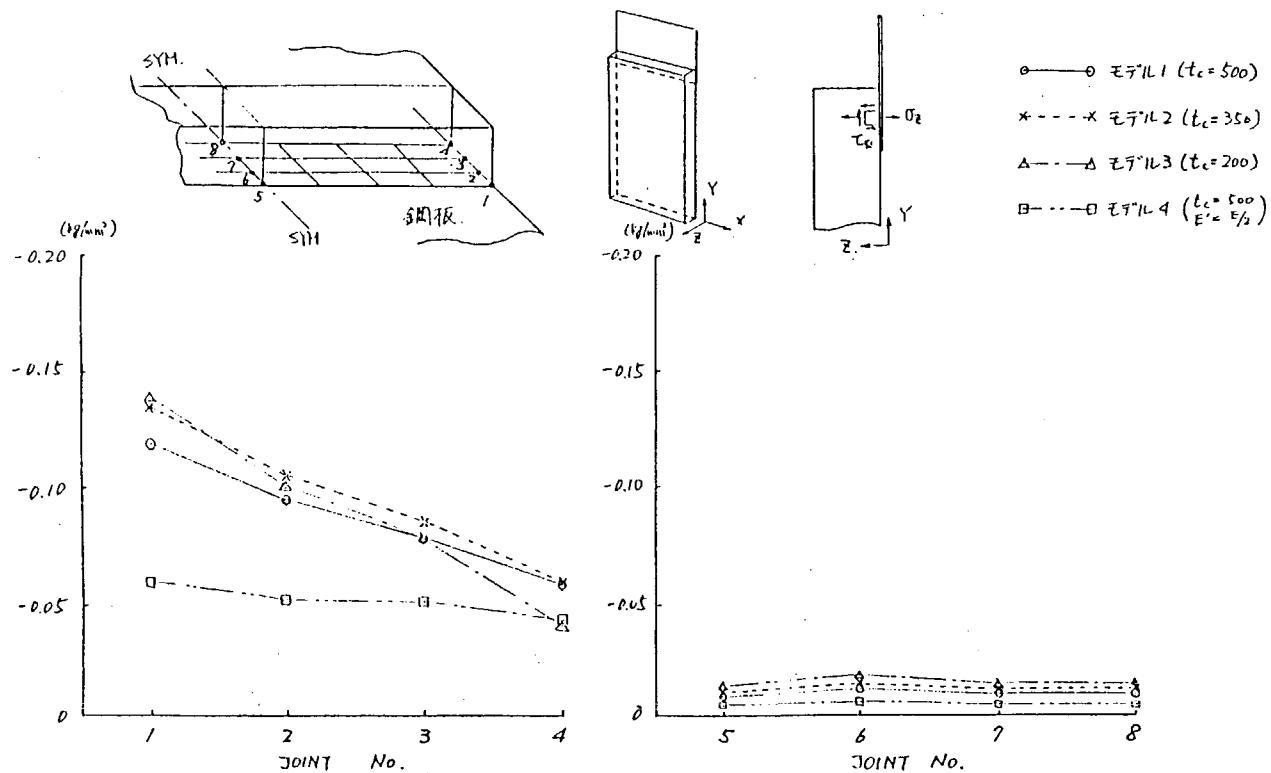


図 2.2.17  $\sigma_z$  分布 (せん断荷重)

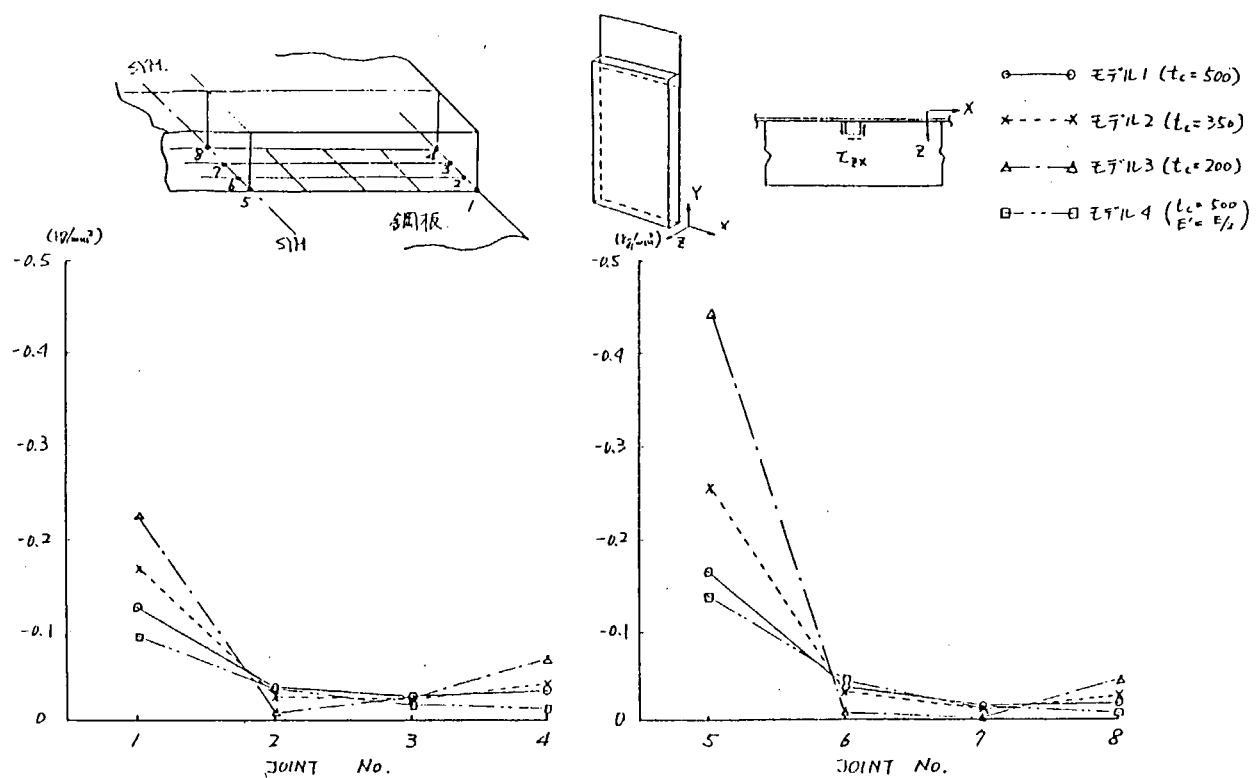


図 1.2.18  $\tau_{zx}$  分布 (せん断荷重)

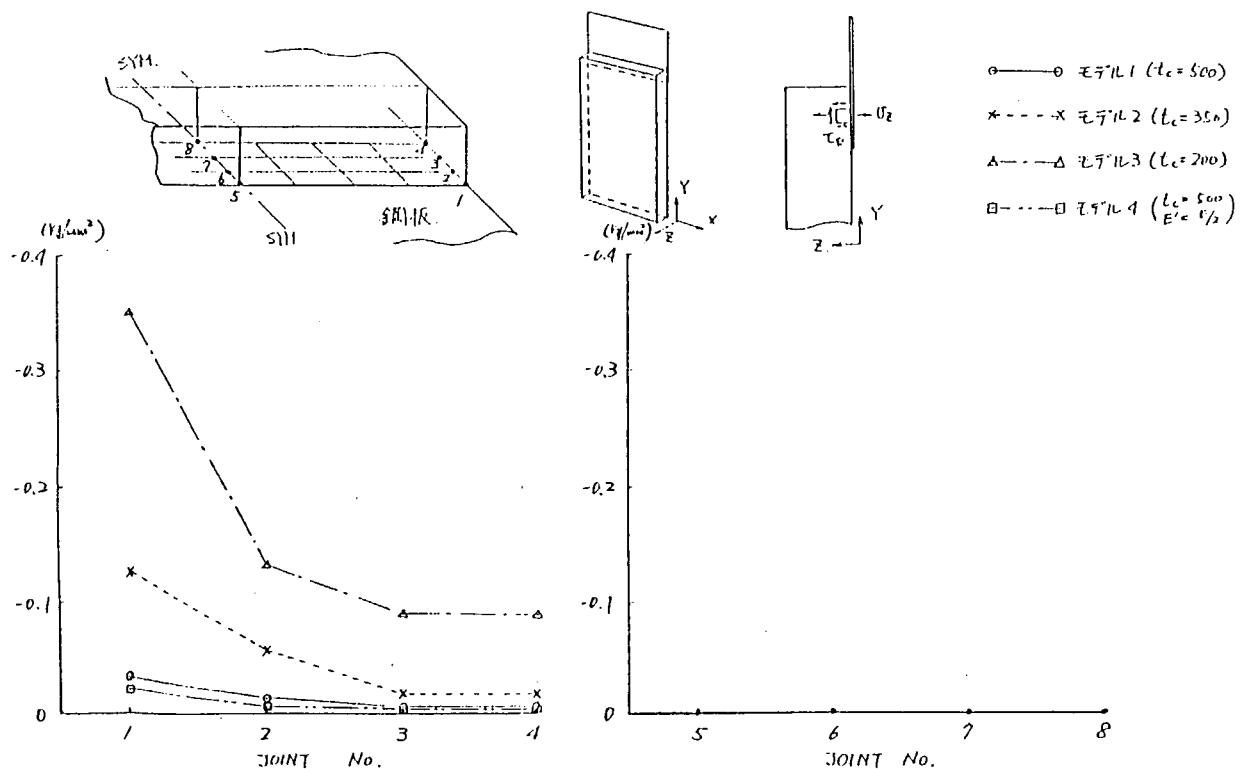


図 2.2.19  $\tau_{yz}$  分布 (せん断荷重)

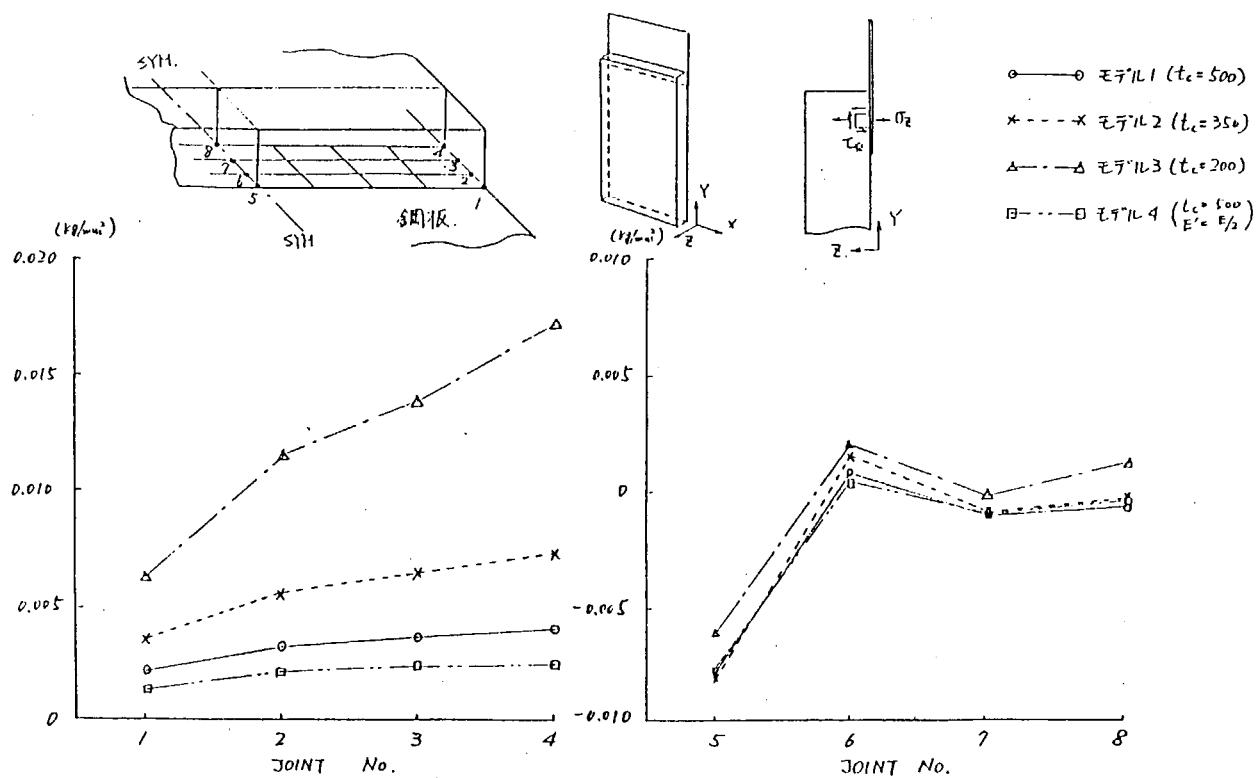


図 2.2.20  $\sigma_z$  分布 (水 壓)

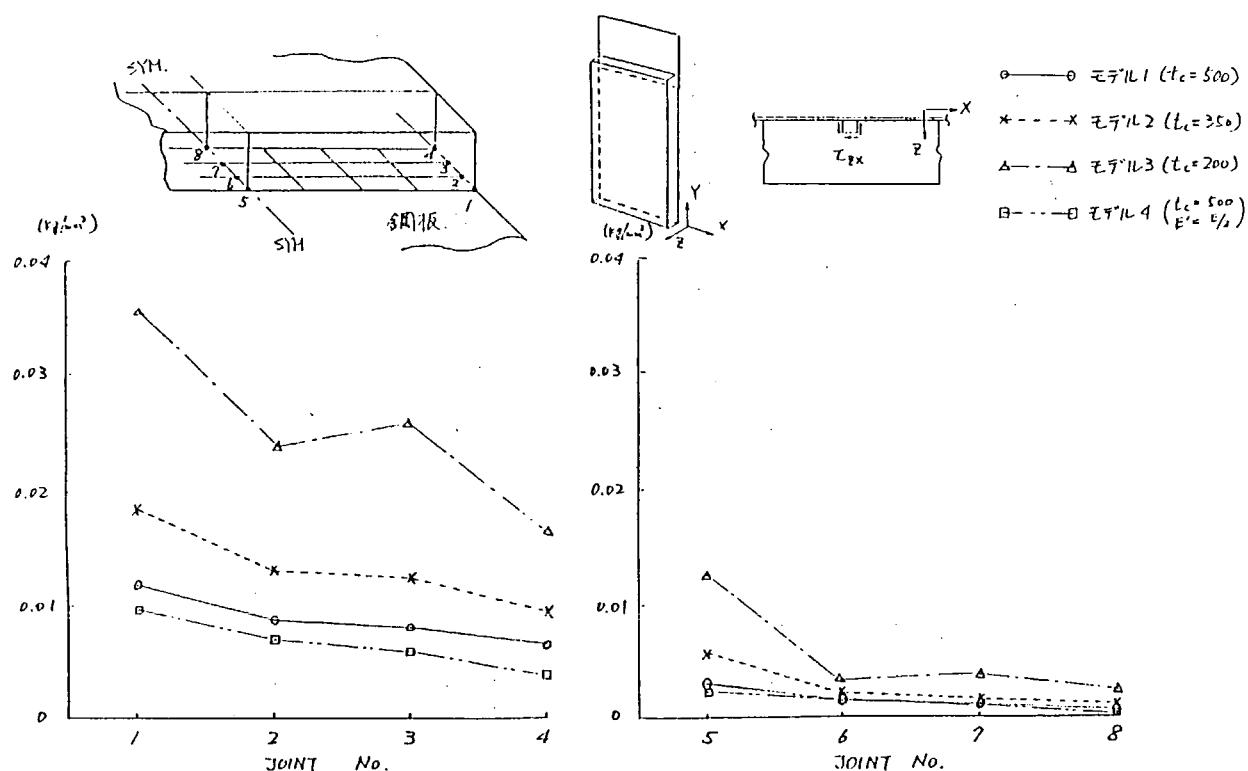


図 2.2.21  $\tau_{zx}$  分布 (水 壓)

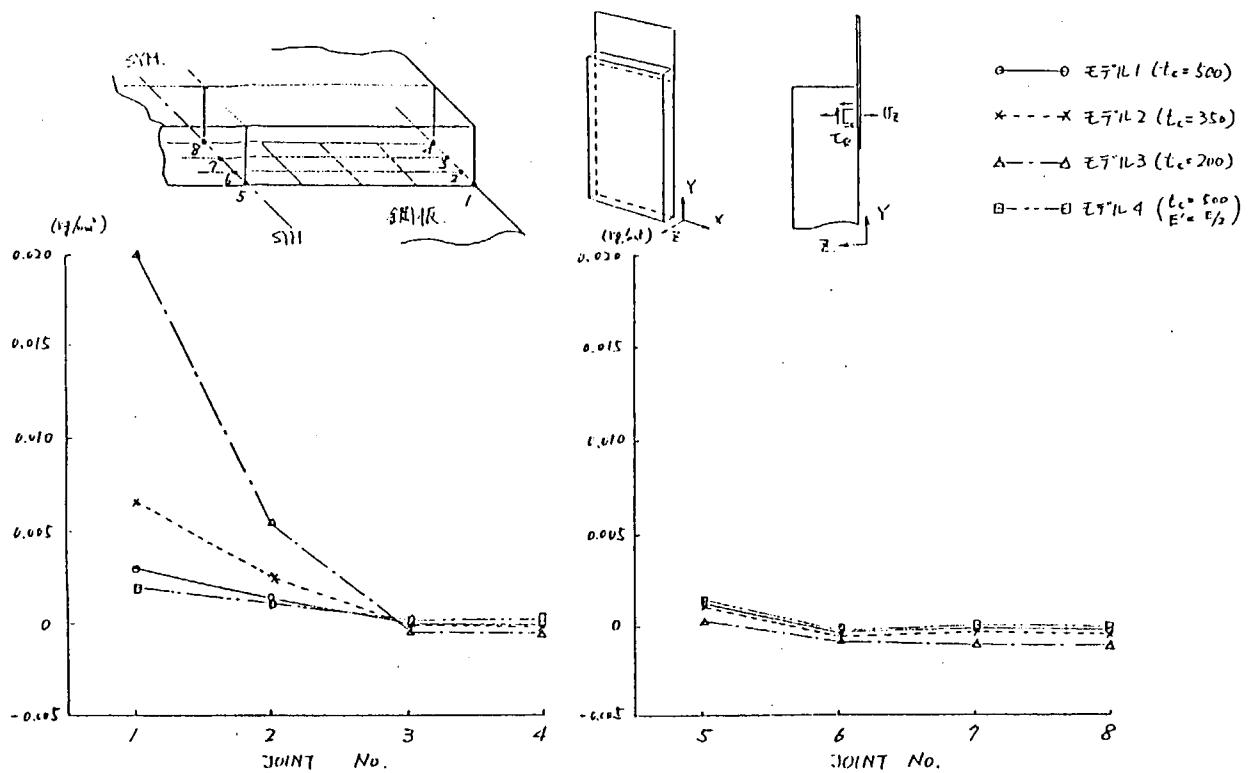


図 2.2.22  $\tau_{yz}$  分布 (水圧)

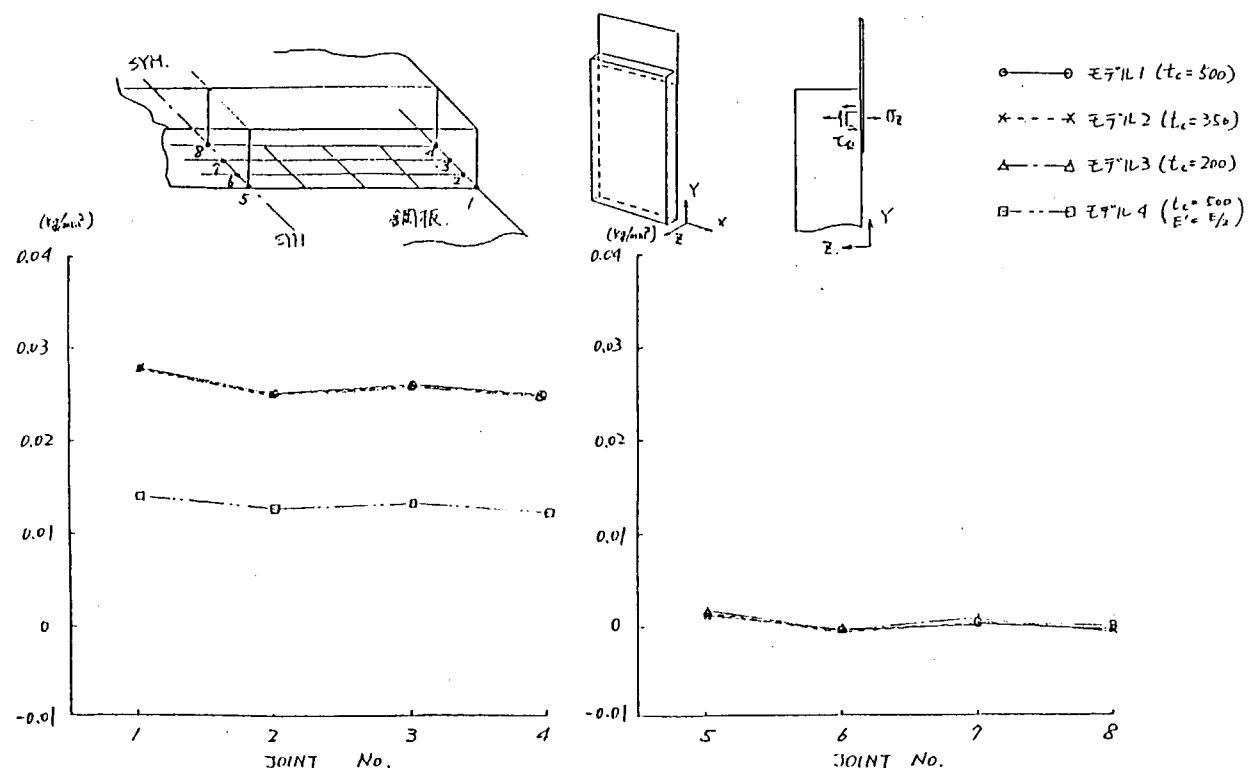


図 2.2.23  $\sigma_z$  分布 (縦曲げ荷重)

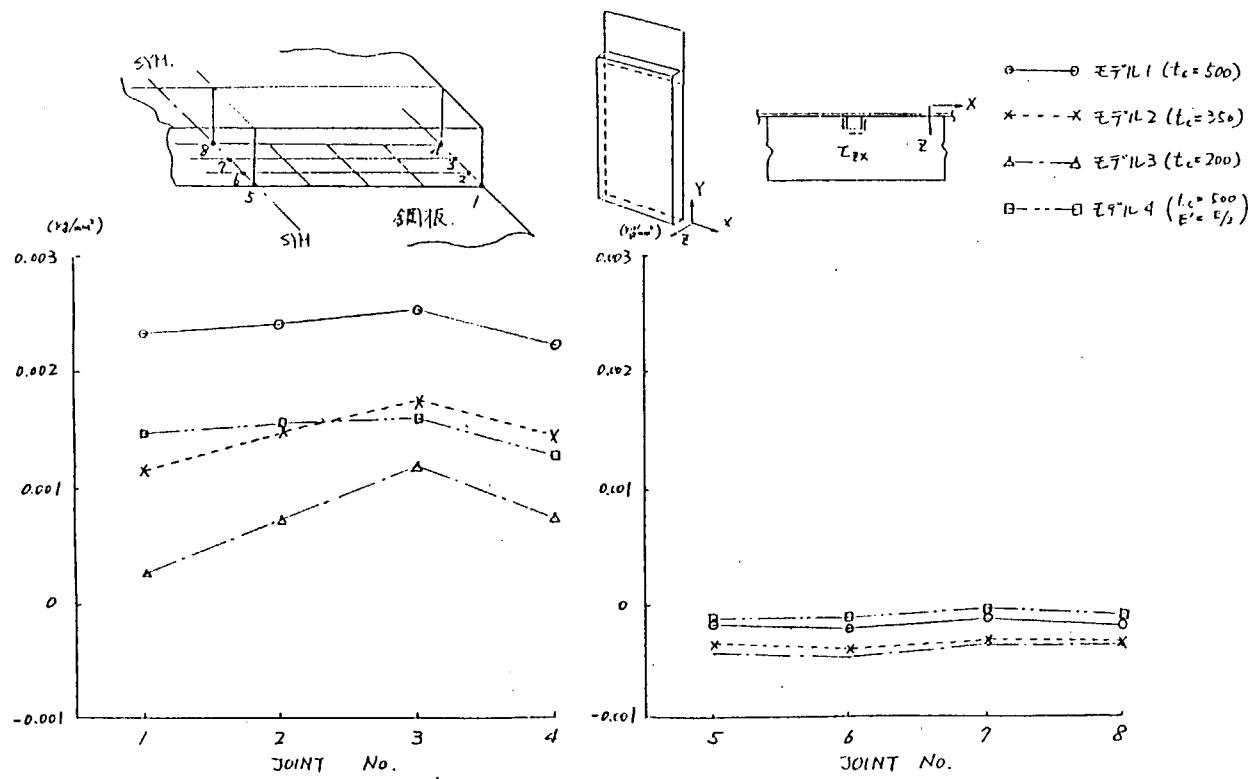


図 2.2.24  $\tau_{zx}$  分布 (縦曲げ荷重)

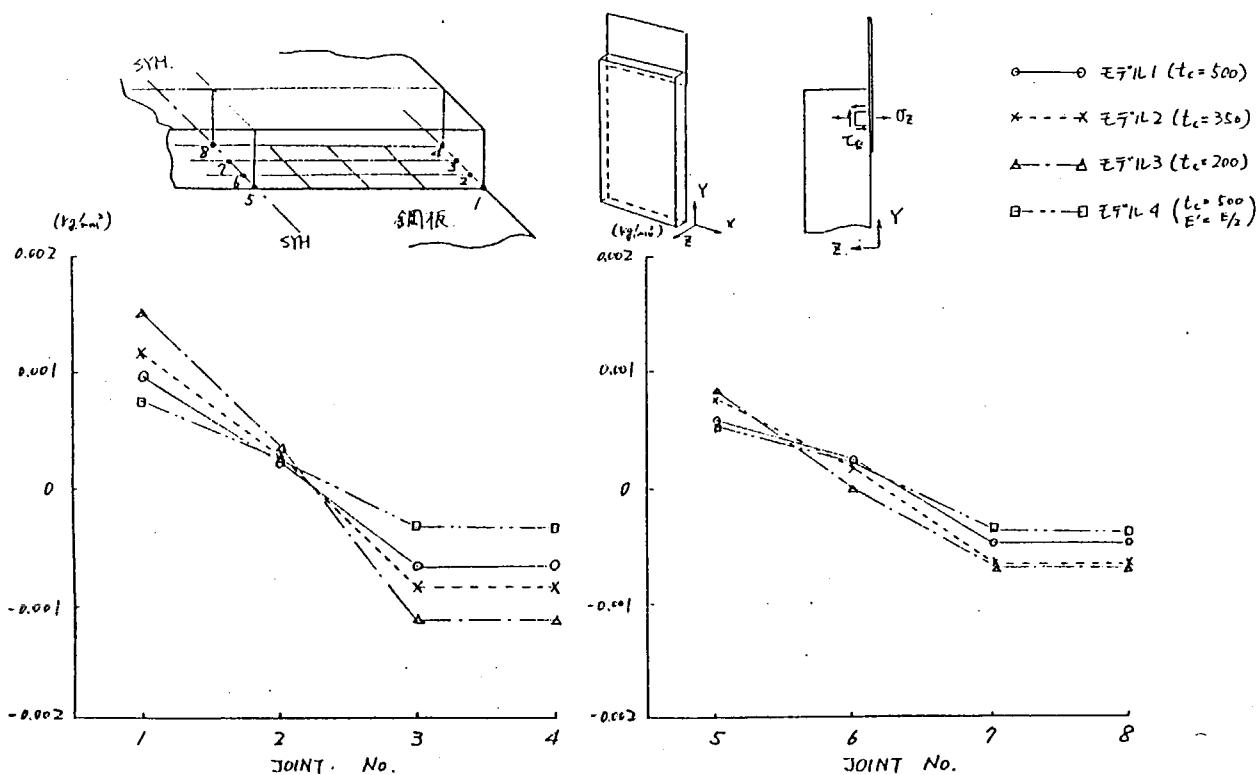


図 2.2.25  $\tau_{yz}$  分布 (縦曲げ荷重)

## 2.3 鋼・コンクリート合成構造物の熱応力解析

### 2.3.1 目的及び調査概要

昭和59年度報告書中で鋼とコンクリートの温度差による応力計算法、判定基準の確立の必要性が指摘され、昭和60年度報告書の中では基準、規則類の調査が実施された。昭和61年度は実船の温度分布調査を行なうことにより、熱応力計算用の温度分布を仮定しその影響を把握した。その結果、静水中応力状態に比し熱応力は小さく実用上殆ど問題ないことが判明した。また、ジベル継手に生じる温度荷重も小さいことが分かった。

### 2.3.2 基準、規則類の調査結果

昭和60年度に実施された基準、規則類の調査の結果、温度荷重については次のように規定されている。

DnV Offshore Rule : 再現期間中の最高、最低温度の最大期待値を用いる。又、空中、海水の温度について考慮する。

L R Ship Rule : 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。

BS 合成橋梁 : 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(I)及び(II)によって生じるモーメントと支点反力の再配分による二次的な影響

D I N 合成橋梁 : 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。

(1) 活荷重と温度差の $\frac{1}{2}$

(2) 活荷重の $\frac{1}{2}$ と温度差

また、昭和60年度報告書には設計上の問題点として次のように述べられている。

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。

今年度はこれらの調査結果を参考にして熱応力の検討を以下に述べる方法で実施することにした。

### 2.3.3 温度分布実船調査

昭和61年7月24日、住友重機械工業㈱追浜造船所の艤装岸壁に係留中の木材運搬船の温度分布を計測したが、船の主要目、自然条件などは次の通りである。

船の主要目	長さ	幅	深さ	吃水	計測時吃水
	188.0 m	×	32.2 m	×	21.85 m × 10.5 m × 6.2 m
自然条件	気温	百葉箱内	30°C.	日中	31°C, 日影 28°C
	湿度	百葉箱内	55%		
	水温	表面	22°C,	水面下 2 m	22°C
	風速	約	1 m/sec		

計測は空倉の内外面について実施した。計測結果を図2.3.1に示すが、簡単にまとめると次のようになる。

#### (1) 外表面温度分布

水線直上で大きな温度勾配があり（約20°C），そこから上甲板までは緩い分布になっている。

#### (2) 船倉内構材

面材上は上から下まで緩い分布であり、水線上については外表面より約10°C低い。

#### (3) 橫隔壁波板

上から下まで緩い分布となっている。

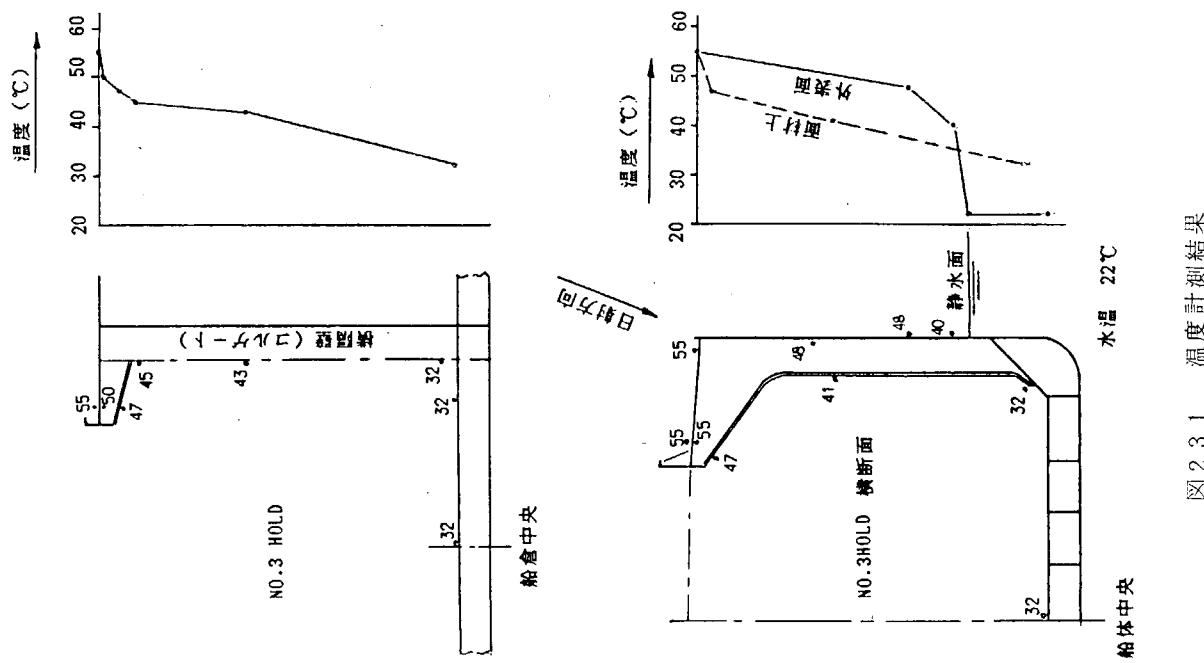


図 2.3.1 溫度計測結果

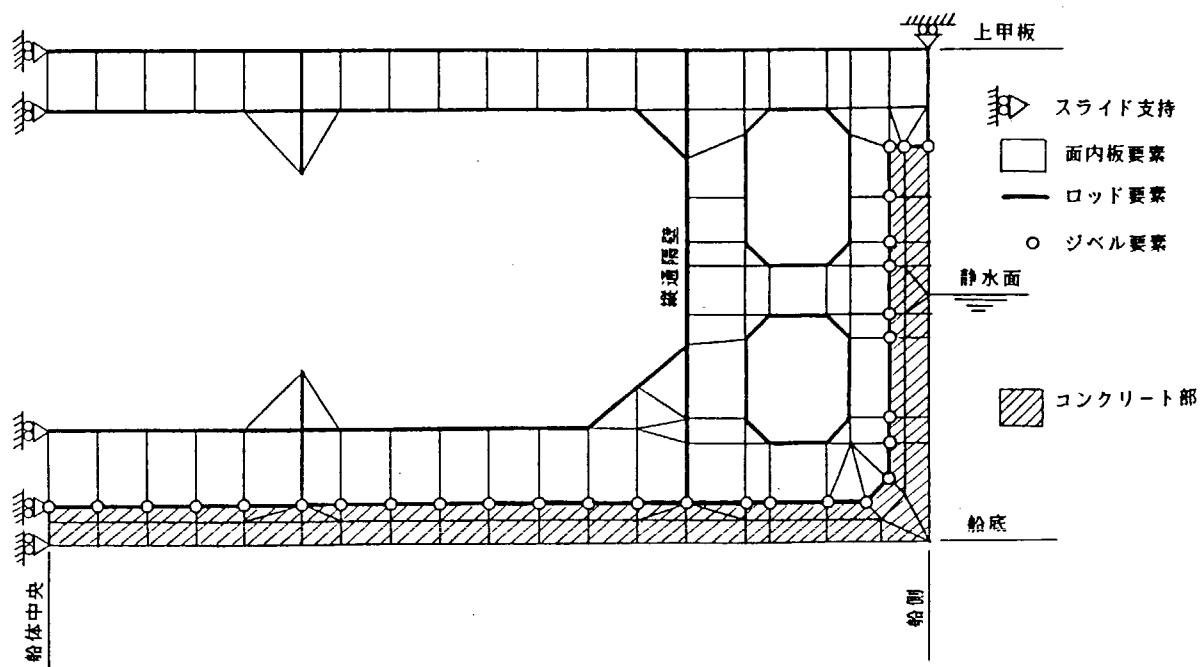


図 2.3.2 平面有限要素モデル

岸壁コンクリート温度は次のようにであった。

コンクリート温度	42°C
直上 2 cm	34°C

### 2.3.4 熱応力分布調査

#### (1) 計算モデル

中央横断面構造を平面有限要素モデルに置換したものを図 2.3.2 に示すが、斜線部がコンクリートである。鋼／コンクリートとも船底、船側、甲板の有効幅は 2000 mm としてロッド要素に、トランスリングウェブは面内板要素に、また面材はロッド要素にモデル化した。コンクリートと鋼の継手は実船のジベルを想定し、要素節点に両者を結合する梁要素を設けてジベルで伝達される荷重を算定するものとした（図中に丸印で示した）。境界条件は船体中央で対称条件、船側上甲板において上下拘束（反力はほぼ零）とした。

表 2.3.1 には計算に用いた鋼／コンクリートの材料定数を掲げた。

表 2.3.1 鋼／コンクリートの材料定数

	ヤング率 kgf / cm <sup>2</sup>	ポアソン比	線膨張率 / °C	比重
鋼	2.1 E 6	0.3	1.0 E-5	7.85
コンクリート	3.0 E 5	0.2	1.0 E-5	2.40

#### (2) 計算条件

荷重条件は次のように 3 通りとした。

ケース 1： 静的状態（自重 + 吃水 5 m 水圧）

ケース 2： 温度荷重

ケース 3： （ケース 1 + ケース 2）

ケース 2 における温度荷重は実船温度調査結果を参考にして次のように設定した。鋼及びコンクリートの最高温度はそれぞれ 60°C / 40°C とし、実際の温度は水温からの偏差分を要素節点で与えた。即ち、

上甲板（鋼）	60 °C
甲板横桁（鋼）	50 °C
側外板	
鋼	60 °C
コンクリート	40 °C
縦通隔壁（鋼）	60 °C (上甲板) - 35°C (船底)
船底横桁（鋼）	35 °C
船底外板（コンクリート）	35 °C (倉内) - 22°C (外側)

#### (3) 計算結果

図 2.3.3 から図 2.3.8 に計算結果を図示し、また表 2.3.2 に各状態で生じた最大変位、内力及び応力をまとめたが、それぞれスケールが違うので注意を要する。変形図においては実線が変形前、点線が変形後を示す。

これらより次のことが言える。

##### (a) 変形

ケース 1 では図 2.3.3 より水圧による船底横桁の変位が支配的で、変形は 19.8 mm であり、船底横桁のスパンの約 1 / 1300 で一般的な値であるといえる。ケース 2 では図 2.3.5 より上甲板の水平方向伸びが顕著であり、その量は温度に線膨張率を乗じたものに等しい。また、船底横桁、甲板横桁についても温度が高い方に変形してい

ることが分かる。ケース3では図2.3.7より船底横桁の変位が22.8 mmであり、スパンの約1/1150であることが分かる。結局、変形に関して温度荷重の影響は上甲板の水平延びに顕著に現われていると言える。

#### (b) 応力

鋼構造部においてはケース1、ケース3で船底横桁と縦通隔壁交差部のブラケットで最大応力-11.9 kgf/mm<sup>2</sup>、-11.5 kgf/mm<sup>2</sup>が生じており、温度荷重の影響はほとんどないことが分かる。ケース2で船側上部のコンクリートとの継手近傍で-2.19 kgf/mm<sup>2</sup>の圧縮応力が生じているが、問題となる量ではない。コンクリート外板部における最大応力はケース1、2、3とも船底外板中央部で生じており、それぞれ-0.32、-0.13、-0.29 kgf/mm<sup>2</sup>であり、温度荷重の影響は小さいことが分かる。

また、コンクリートハンチ部ではケース3において船底と縦通隔壁交差部ブラケットの下方で、-0.37 kgf/mm<sup>2</sup>の応力が生じているが問題となる量ではない。

#### (c) ジベル荷重

ジベル継手1mあたり作用する最大引っ張り軸力はケース1、2、3で、いずれも船側上部の鋼／コンクリート継手部において生じ、それぞれ59.5、11.6、71.1 tfであり温度荷重の影響は小さいことが分かる。

また、せん断力もその近辺で最大値を示しているが、同じジベル要素ではなく、その値はケース1、2、3でそれぞれ57.1、-20.7、64.3 ftで温度荷重の影響はやや大きい。

表2.3.2 計算結果

	ケース1	ケース2	ケース3
最大たわみ (mm)	19.8	6.66	2.8
鋼部最大応力 (kgf/mm <sup>2</sup> )			
ウェブ	-11.9	-2.2	-11.5
面材	-12.1	-1.8	-11.5
コンクリート部			
最大応力 (kgf/mm <sup>2</sup> )			
引っ張り	0.10	0.07	0.12
圧縮	-0.32	-0.15	-0.37
ジベル継手最大軸力			
長さ1mあたり (tf)			
引っ張り	59.5	11.6	71.1
圧縮	-82.6	-11.8	-79.9
最大せん断力 (tf)	57.1	-20.7	64.3

#### 2.3.5 考察

以上温度荷重による熱応力の影響を検討したが、静水中状態の応力に比し小さく、あまり問題とならないことが判明した。但し、船側上部及び、ビルジ部の鋼／コンクリート継手近傍は図2.3.6の温度荷重状態にあるように応力集中状態にあると推察されるので、ジベルの設計については注意を要する。

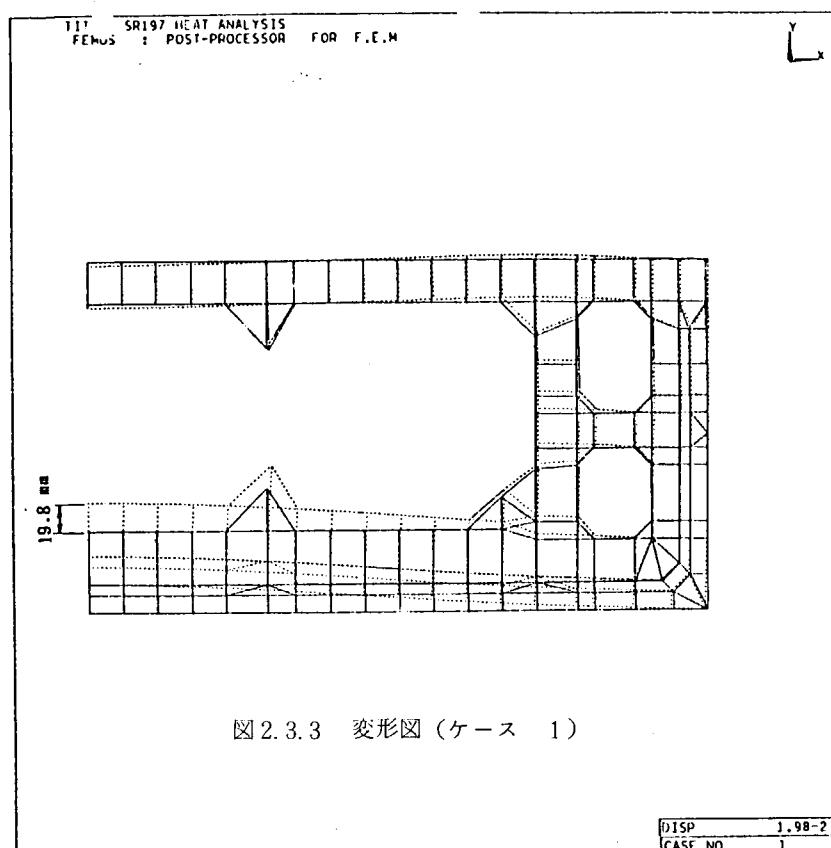


図 2.3.3 変形図（ケース 1）

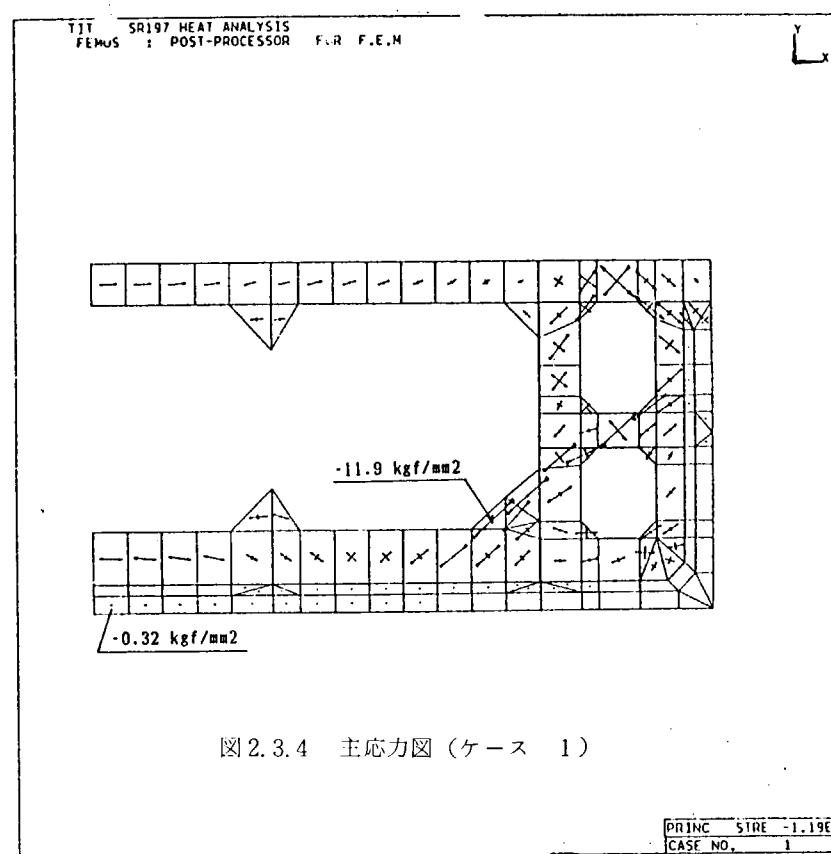


図 2.3.4 主応力図（ケース 1）

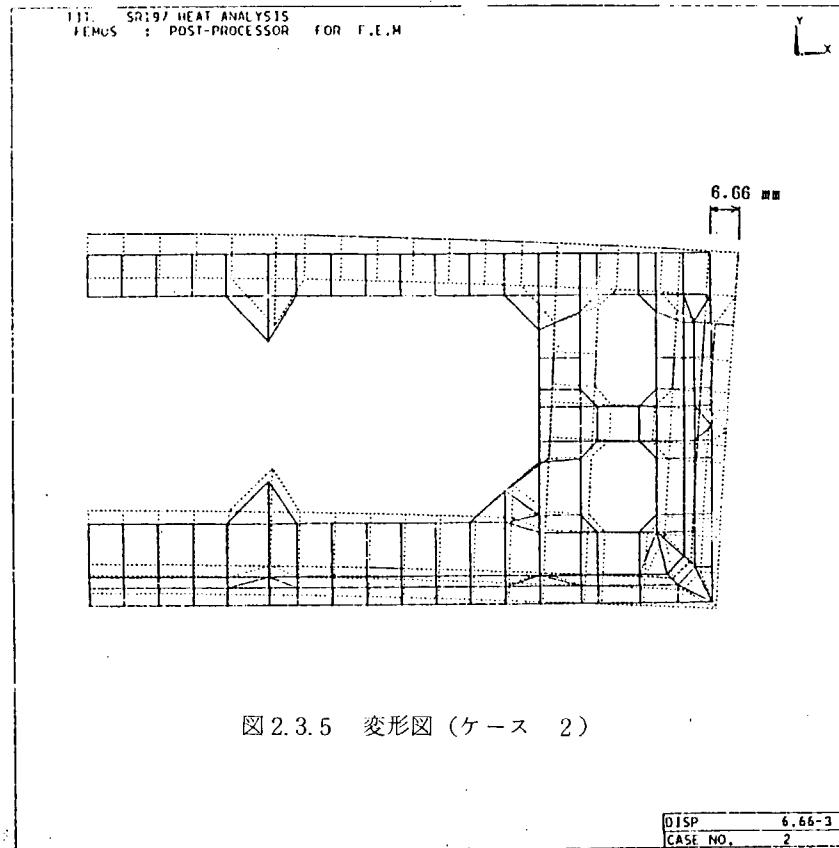


図 2.3.5 変形図 (ケース 2)

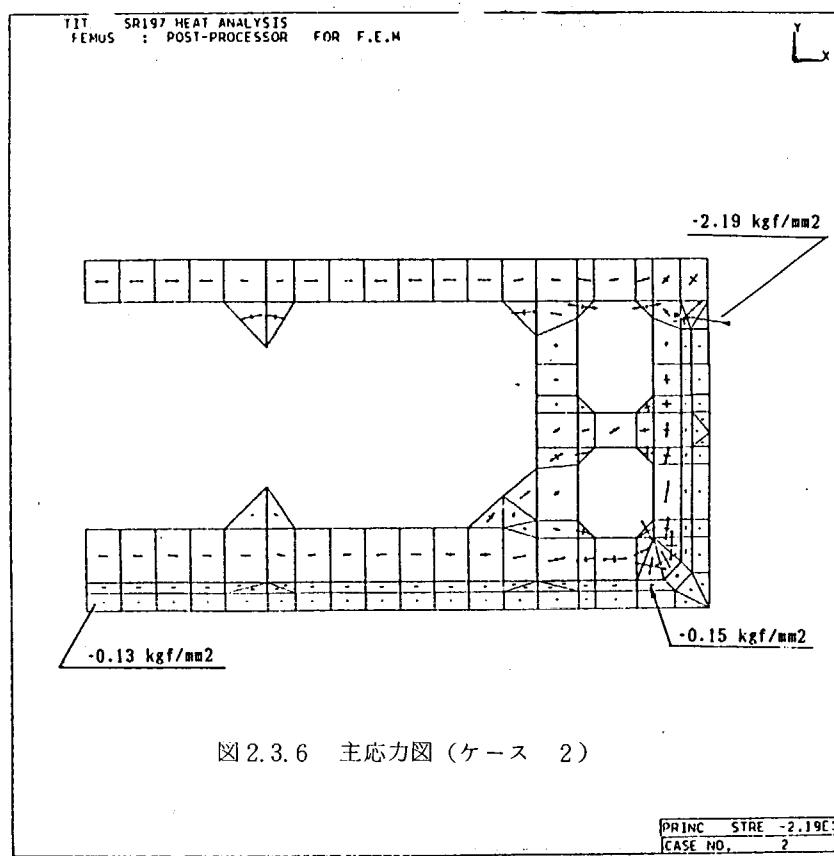


図 2.3.6 主応力図 (ケース 2)

TIT SR197 HEAT ANALYSIS  
FEMUS : POST-PROCESSOR FOR F.E.M.

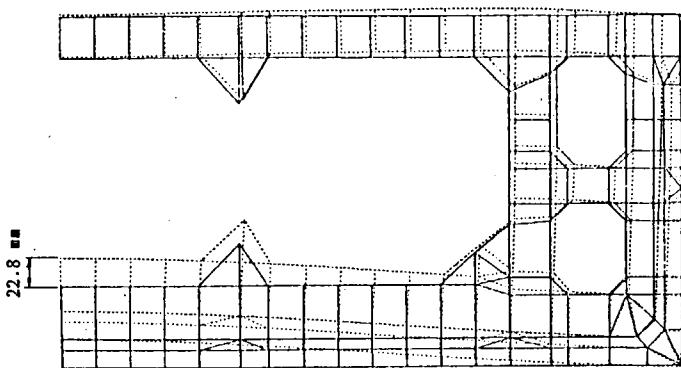


図 2.3.7 変形図 (ケース 3)

DISP 2.20-2  
CASE NO. 3

TIT SR197 HEAT ANALYSIS  
FEMUS : POST-PROCESSOR FOR F.E.M.

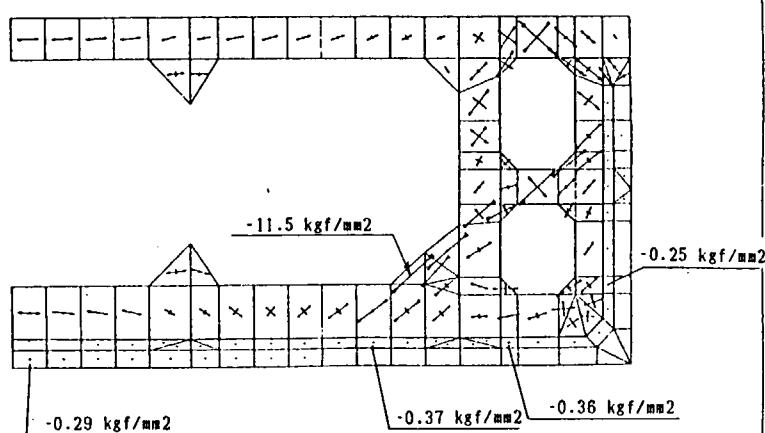


図 2.3.8 主応力図 (ケース 3)

PRINC STRE -1.15E4  
CASE NO. 3

### 3. サンドイッチ式コンポジット構造の設計手法確立のための基礎的研究

#### 3.1 サンドイッチ式コンポジット構造の設計手法の確立のための実験的研究（模型実験及び解析）

##### 3.1.1 研究の目的と方針

###### (1) 研究の目的

過去に行なわれたサンドイッチ式コンポジット構造の研究は、主として中央集中荷重あるいは曲げ荷重を受ける梁としての強度に関するものであったが、今年度は等分布荷重を受けるサンドイッチ式コンポジットの梁および集中荷重を受けるサイドイッチ式コンポジットパネルの挙動を明確にし、設計手法確立のためのデータとする。

###### (2) 研究の方針

###### (a) 梁模型試験

鋼板とコンクリートとを一体化させるずれ止めを梁軸方向に取付けた S F 型模型と梁軸直角方向に取付けた S T 型模型に、集中荷重および等分布荷重を作成させる実験を行なう。

###### (b) パネル模型試験

パネル中央に一枚のガーダウェブを有するサンドイッチ式コンポジットパネルの中央に集中荷重を作成させる実験を行なう。

###### (c) 理論解析

各模型について極限解析法による最終強度の解析を行なう。また梁模型について有限要素法を用いた非線形解析を行なう。

##### 3.1.2 模型実験

###### (1) 試験模型

鋼板とコンクリートから成るサンドイッチ式コンポジット構造の梁模型 4 体とパネル模型 1 体を製作した。試験模型の形状を図 3.1.1～図 3.1.3 に示す。S T 型模型は引張側および圧縮側鋼板に T 型鋼のずれ止めを取付けて鋼板とコンクリートとを一体化している。S F 型模型は S T 型のずれ止めを廃止して、模型の軸方向に T 型鋼を取付けて圧縮側鋼板の曲げ剛性を増加させて、局部座屈強度を高めることを意図したものである。パネル模型は上下鋼板に T 型鋼のずれ止めを取付けると同時に、一方向に 1 枚のガーダウェブを配置して上下鋼板を連結している。

使用したコンクリートは粗骨材に軽量骨材を用いた設計強度  $450 \text{ kgf/cm}^2$  の軽量コンクリートである。示方配合を表 3.1.1 に示す。使用鋼材は軟鋼である。

###### (2) 試験装置および試験方法

梁模型集中載荷試験には  $400 \text{ tf}$  アムスラ万能試験機を用いた。また梁模型等分布荷重載荷試験には図 3.1.4 に示すように、荷重を順に振り分けて 16 等分にして、荷重を等分布に近い状態で載荷するようにした。

梁模型上面と治具との間にはグリースを塗布した厚さ 1 mm のテフロンシートを挿入した。実験後、テフロンシートを観察すると 16 枚のテフロンシートは一様に圧縮変形あるいは汚れていたため、荷重はほぼ等分布に模型に載荷されたと考えられる。

パネル模型集中荷重試験には竹中工務店技術研究所の  $1000 \text{ tf}$  試験機を用いた。パネル模型の支持境界条件は 4 辺単純支持とした。集中荷重点には  $20 \times 20 \text{ cm}$  の載荷ブロックを中心置いて、それを介して載荷した。

各試験状況を写真 3.1.1～写真 3.1.3 に示す。

模型のたわみ、鋼板およびコンクリートのひずみ計測位置を図 3.1.1、図 3.1.2 および図 3.1.3 に示す。

荷重は載荷試験装置の表示板によって計測するとともに模型の載荷点に配置したロードセルによっても計測した。コンクリートのクラックの進展は各荷重段階で目視観察した。

### (3) 試験結果および考察

#### (a) 材料試験

試験模型に使用したコンクリートおよび鋼板の材料試験の結果を表3.1.2および表3.1.3に示す。コンクリートの圧縮および割裂試験は円柱試験体（ $100\phi \times 200\text{ mm}$ ）によって、曲げ試験およびせん断強度試験は直方体試験体（ $100 \times 100 \times 450\text{ mm}$ ）により実施した。

#### (b) 梁模型試験

##### (i) 荷重～たわみ曲線

S T 1, 2 および S F 1, 2 の荷重～たわみ曲線を図3.1.5に示す。同図には S T 型模型について梁理論によるたわみを示す。

##### (ii) クラックの伝播状況

コンクリート中のクラックの伝播状況を図3.1.6および図3.1.7に示す。集中荷重を受ける S T 1 および S F 1 模型の場合には、初期の荷重段階から斜引張クラックが発生し、次第に載荷部と支持部を結ぶ方向に進展していくが、等分布荷重を受ける S T 2 および S F 2 の場合には、初期の荷重段階で曲げクラックが発生し、さらに荷重が増加すると曲げクラックは垂直上方に進展する。しかし荷重の増大とともに斜引張クラックが発生し、進展する。

##### (iii) 鋼およびコンクリートの応力

荷重と各計測点の鋼板の軸応力  $\sigma$  およびコンクリートの最小主応力との関係を図3.1.8～図3.1.11に示す。ただしコンクリートの応力はひずみに初期弾性係数を乗じたものである。

いずれの模型の場合でも模型の最終強度において引張側鋼板の応力は降伏応力に達している。荷重点および支持点に近いコンクリートの応力は、コンクリートの圧壊強度に近くなっている。また斜引張クラックが発生すると引張側コンクリートの応力は小さくなり、圧縮側コンクリートの応力が高くなっている。このことは模型が集中荷重を受ける場合でも、等分布荷重を受ける場合でも一本の梁というよりも、むしろアーチに近い挙動をしていることを意味している。

#### (c) パネル模型試験

##### (i) 荷重～たわみ曲線

集中荷重を受けるパネル模型の荷重～たわみ曲線を図3.1.12に示す。たわみは  $140\text{ tf}$  までは直線的に変化するが、 $140\text{ tf}$  でパネル内部で音が発生し、たわみ増加率が大きくなった。これはパネル内部のコンクリートにクラックが入ったためと考えられる。その後  $240\text{ tf}$  で、たわみ増加率が少し大きくなる。 $310\text{ tf}$  を越えるとたわみは急増し、最高荷重  $325\text{ tf}$  で破壊した。実験終了後、模型上部の載荷ブロックは約  $30\text{ mm}$  模型に貫入していた。従って模型は載荷ブロックのパンチングによって破壊したと考えられる。積荷ブロックのパネルへの貫入状況を写真3.1.4に示す。

##### (ii) 鋼およびコンクリートのひずみ

荷重と各計測点の鋼板の軸ひずみおよびコンクリートの最小ひずみとの関係を図3.1.13および図3.1.14に示す。

引張側鋼板の応力は、荷重  $140\text{ tf}$  で急増するが、模型の崩壊時でも降伏応力に達していない。

コンクリート内部の引張側応力は荷重  $140\text{ tf}$  で急激な変化を示しているが、これはコンクリートにクラックが生じたことを示すものである。

#### (d) 最終強度

各模型の荷重形式と最終強度を表3.1.4に示す。

### 3.1.3 理論解析

### (1) 極限解析法による梁模型の最終強度の解析

サンドイッチ式コンポジット構造が最終強度に達して崩壊する過程は次のように表わされる。

荷重が作用してコンクリートに生じる引張応力がクラック発生応力に達すると、コンクリートにはクラックが生じる。荷重がさらに増加するとコンクリートのクラックは進展する。荷重が集中荷重の場合、クラックは荷重点に向って約45°の角度をもつ斜引張クラックとなって進展し、最終的にコンクリートはアーチ効果によって荷重を分担する。一方荷重が等分布荷重の場合、クラックは曲げクラックとして垂直上方に進展するが、荷重がさらに増加すると斜引張クラックが発生し、最終的にコンクリートはアーチ効果によって荷重を分担する。

圧縮側および引張側鋼板には軸応力が生じ、荷重の増加に伴って軸応力は増大する。最後に圧縮側鋼板は降伏あるいは局部座屈し、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サンドイッチ式コンポジット構造梁は崩壊する。

このような崩壊メカニズムを基にしてサンドイッチ式コンポジット構造をアーチとして、図3.1.15のようにモデル化する。すなわち軸力を分担する鋼板とアーチ効果により部材力を分担するコンクリートから構成されているものとする。アーチを形成するコンクリートのcritical sectionが圧壊するので、近似的に深さCのコンクリートは一様応力場で、その主応力（最大圧縮応力）が圧縮強度  $f_c$  に達していると考えると、断面の剪断力、モーメント、軸力の各釣合式および圧壊条件は

$$\tau_e BC = F \quad \dots \dots \dots \quad (3.1.1)$$

$$\sigma_e C (d' - \frac{C}{2}) B + \sigma_u A_{ud}'' = M \quad \dots \dots \dots \quad (3.1.2)$$

$$\sigma_1 \cdot A_1 - \sigma_e BC - \sigma_u \cdot A_{u1} = 0 \quad \dots \dots \dots \quad (3.1.3)$$

$$f_c = \frac{\sigma_e}{2} + \frac{\sqrt{\sigma_e^2 + 4\tau_e^2}}{2} \quad \dots \dots \dots \quad (3.1.4)$$

ここで模型が崩壊するときの鋼材およびコンクリートの応力を

$$\sigma_u = \sigma_y, \quad \sigma_1 = \sigma_B, \quad \sigma_e = f_c \quad \dots \dots \dots \quad (3.1.5)$$

とする。

集中荷重の場合

$$\left. \begin{array}{l} T = 0 \\ M = F \ell \\ P = 2F \end{array} \right\} \quad \dots \dots \dots \quad (3.1.6)$$

ここで  $\ell$  :せん断スパン

等分布荷重の場合

$$\left. \begin{array}{l} T = 0 \\ M = \frac{wL^2}{8} = -\frac{2FL}{8} = \frac{1}{4} FL - \frac{1}{2} F \ell \\ P = wL = \frac{8M}{L} \end{array} \right\} \quad \dots \dots \dots \quad (3.1.7)$$

ここで  $w$  : 単位長さ当りの荷重

したがって最終強度  $P_u$  は、(3.1.1) ~ (3.1.5) および (3.1.6) または (3.1.7) を用いて計算すればよい。

計算結果を表3.1.4に示す。この中でST2の  $P_{ucal}$  と  $P_{uexp}$  の比が0.83と低い。これは今回の実験をよく観察すると、等分布荷重治具の中央の金具が破断し治具が左右に少しずつずれたことがわかった。そこでこのず

れによって図3.1.16のように模型に作用する荷重が少なくなったと考えると、剪断力およびモーメントの釣合いはずれ量 $\Delta\ell$ を考慮し次のように表わされる。

$$F = w \left( \frac{L}{2} - \Delta\ell \right) \quad \dots \quad (3.1.8)$$

$$M = \frac{FL}{2} - w \left( \frac{L}{2} - \Delta\ell \right) \frac{L}{4} \quad \dots \quad (3.1.9)$$

$$= \frac{1}{4} w \left( \frac{L}{2} - \Delta\ell \right) L$$

$$P = wL = \frac{8M}{L} - \frac{1}{\left( 1 - 2 \frac{\Delta\ell}{L} \right)} \quad \dots \quad (3.1.10)$$

実測によると $\Delta\ell = 30\text{mm}$ であった。したがって

$P_u = 108.3\text{ tf}$ となり、実験値との比は

$$\frac{P_{u \text{ cal}}}{P_{u \text{ exp}}} = \frac{108.3}{122.5} = 0.88$$

となる。

## (2) パネル模型の崩壊強度解析

### (a) 崩壊過程

四辺単純支持のサンドイッチ式コンポジットパネルに集中荷重が作用すると最初、たわみは線形に増加するが、 $140\text{ tf}$ でパネル内部のコンクリートにクラックが生じ、たわみは漸増傾向を示す。さらに荷重が増加するとパネル中央部の載荷ブロックがパネルに貫入しはじめ、たわみは増加する。最終強度に達しても荷重は低下しないが、載荷ブロックの沈下貫入およびたわみは急増する。最終的にパネルは載荷ブロックのパンチングによって破壊した。

このような崩壊状態を考慮するとパネルの最終強度は

(i) コンクリートの剪断強度、(ii)ガーダウェブの剪断強度および(iii)上鋼板の局部強度の和によって与えられる。

#### (i) コンクリートの剪断強度

コンクリートの剪断応力分布を矩形とすると

$$\begin{aligned} F_2 &= (d - 2t) \tau_{max} = (300 - 6 \times 2) \tau_{max} \\ &= 288 \tau_{max} \text{ kgf/mm} \end{aligned}$$

コンクリートの剪断強度は材料試験結果から

$$\tau_{max} = 0.74 \text{ kgf/mm}^2$$

載荷板の大きさは $200\text{ mm} \times 200\text{ mm}$ であるので

$$F_c = F_2 \ell = 288 \times 0.74 \times 4 \times 200 = 170.5 \text{ tf}$$

#### (ii) ガーダウェブの最終剪断強度

降伏による剪断強度は

$$\tau_y = \frac{\sigma_y}{\sqrt{3}} = 17.609 \text{ kgf/mm}^2$$

剪断面積は

$$2 \cdot A_s = 2 \times 2 \times \left( \frac{d}{2} - t \right) t = 3.456 \times 10^3 \text{ mm}^2$$

したがって

$$F_s = \tau_y \cdot 2 A_s = 60.9 \text{ tf}$$

(iii) 上鋼板の局部破壊によって生じた膜力の垂直力成分

$$\text{ガーダ側} \quad \theta_1 = \tan^{-1} \frac{4}{16} \quad \sin \theta_1 = 0.2425$$

$$\text{ガーダに直角} \quad \theta_2 = \tan^{-1} \frac{4}{6} \quad \sin \theta_2 = 0.5547$$

$$\text{面積 } A = A_1 + A_u = 2 \times (2 \times 200 \times 6) = 4.6 \times 10^3 \text{ mm}^2$$

$$\sigma = \sigma_y = 30.5 \text{ kgf/mm}^2$$

$$F_m = (A \cdot \sigma) \sin \theta_1 + (A \cdot \sigma) \sin \theta_2$$

$$= 111.8 \text{ tf}$$

したがって、パネルの最終強度は各最終強度の合計となるので、

$$\begin{aligned} F_{\max \text{ cal}} &= F_c + F_s + F_m \\ &= 170.5 + 60.9 + 111.8 = 342.7 \text{ tf} \end{aligned}$$

$$\frac{F_{\max \text{ cal}}}{F_{\max \text{ exp}}} = \frac{342.7}{325} = 1.05$$

(3) 有限要素法による非線形解析

鋼板とコンクリートから成るサンドイッチ式コンポジット構造は崩壊までにいくつかの要因に基づく非線形挙動を示す。コンクリートは引張によるクラック、圧壊による降伏、圧壊が生じ、鋼板には局部座屈または降伏が生じる。また、コンクリートと鋼板を引き離そうとする力が作用するとそこに間隙が発生し、その部分のコンクリートと鋼板との間には力の伝達が行なわれない。コンクリートと鋼板の間にすべりが起ることもある。これらの非線形要因を考慮して有限要素解析を行った。有限要素法非線形解析の理論は文献1)に示されている。

今回の解析ではST型模型を対象とした。

(a) 計算モデル、材料定数および載荷方法

要素分割図を図3.1.17に示す。コンクリートおよび鋼板を三角形に分割し、鋼板とコンクリートの間にリンク要素を設ける。計算に用いたコンクリートおよび鋼板の応力と歪との関係を図3.1.18に示す。

載荷方法は集中荷重の場合、中央に荷重を与える、等分荷重の場合、せん断スパンに等分に8点に等荷重を与えた。

(b) 計算結果

荷重～たわみ曲線を図3.1.19に示す。模型実験結果も同時に示してある。比較的よく合っている。

代表的な荷重段階での主応力分布を図3.1.20および図3.1.21に示す。崩壊荷重に近い荷重状態では、主応力は、集中荷重の場合、荷重点から支持点～直線的に流れているが、等分布荷重の場合、主応力はやはり荷重点から支持点へ流れるが、その形は凸型である。これは等分布荷重の場合には曲げクラックが発生するためである。

図3.1.22および図3.1.23に要素特性の変化の計算結果を示す。コンクリートのクラックの伝播および圧壊の状況の計算結果は実験結果と良く一致している。

### 3.1.4 まとめ

鋼とコンクリートとを連結するずれ止めが梁模型軸方向に設けられたSF型およびずれ止めが梁模型軸直角方向に設けられたST型模型の2種のサイドイッチ式コンポジット梁模型に集中荷重が作用する場合、および等分布荷重が作用する場合について模型実験を実施し、理論解析を試みた。また、中央に一枚のガーダウェブを有するサンドイッチ式コンポジットパネルに集中荷重が作用した場合について模型実験を実施し、最終強度解析を試みた。

主な結論を以下に示す。

- (1) 鋼板とコンクリートから成るサンドイッチ式コンポジット構造梁の最終強度は、梁に集中荷重および等分布荷重が作用する場合でも、アーチによるモデル化を行なうことによって最終強度を計算することができる。
- (2) サンドイッチ式コンポジットパネルに集中荷重が作用し、最終的に載荷ブロックのパンチングで破壊する場合のパネルの最終強度は、コンクリートの剪断強度、ガーダウェブの剪断強度および上鋼板の局部強度の和によって得られる。

#### 参考文献

- 1) 楠原、西牧、松石、岩田、竹下：鋼板とコンクリートから構成されるサンドイッチ式複合構造物の強度に関する研究（第2報）（昭52.11）

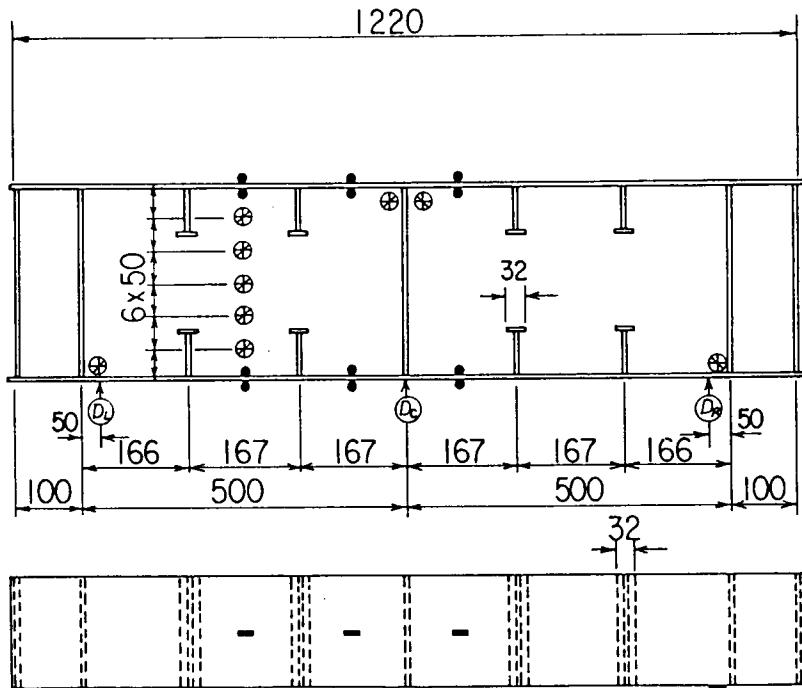


図3.1.1 S-T型模型

- : 一軸ゲージ
- ⊕ : 三軸ゲージ
- Ⓐ : 変位計

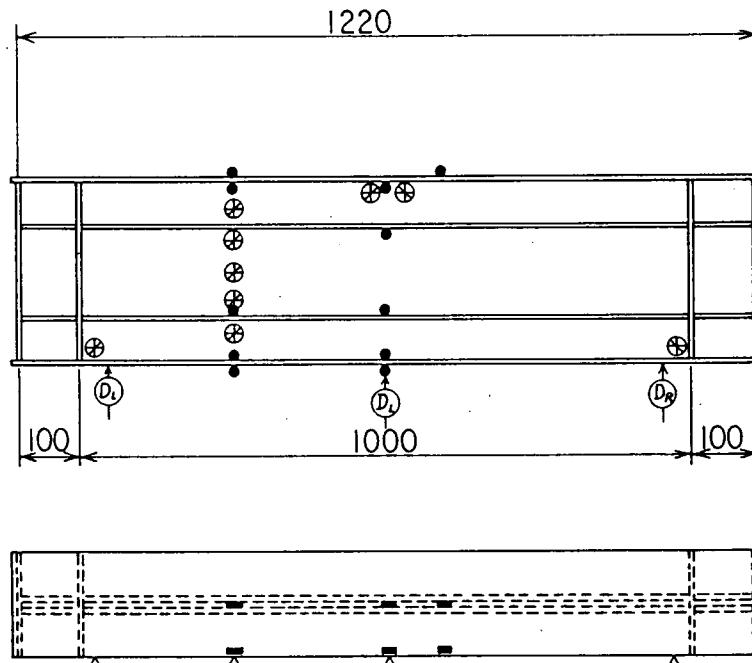


図3.1.2 S-F型模型

- : 一軸ゲージ
- ⊕ : 三軸ゲージ
- Ⓐ : 変位計

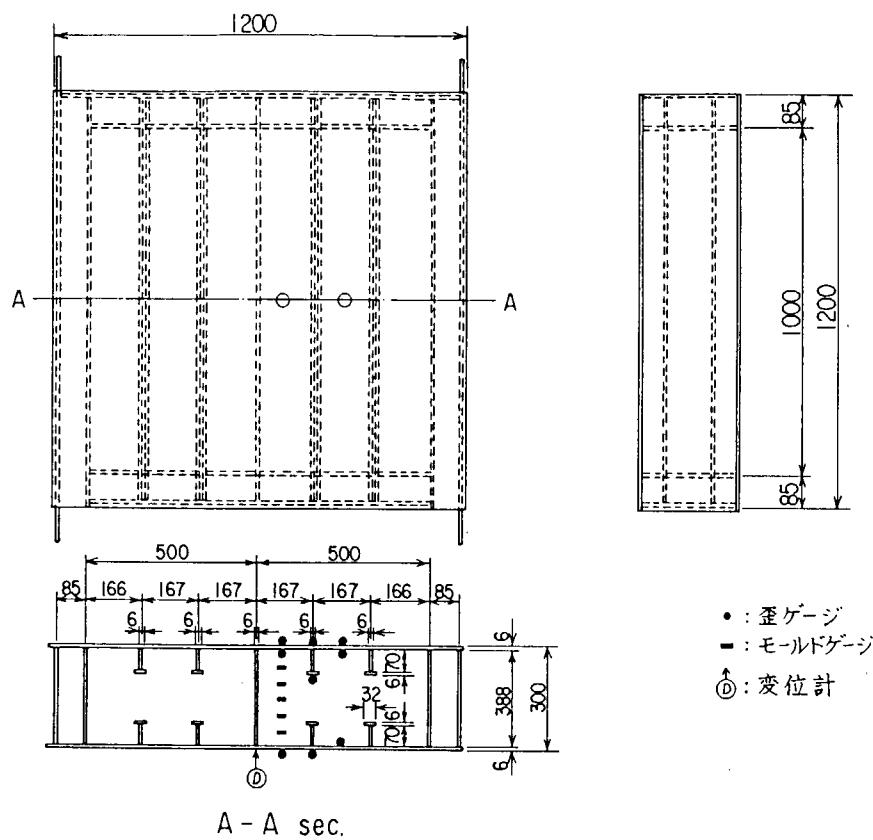


図 3.1.3 パネル模型

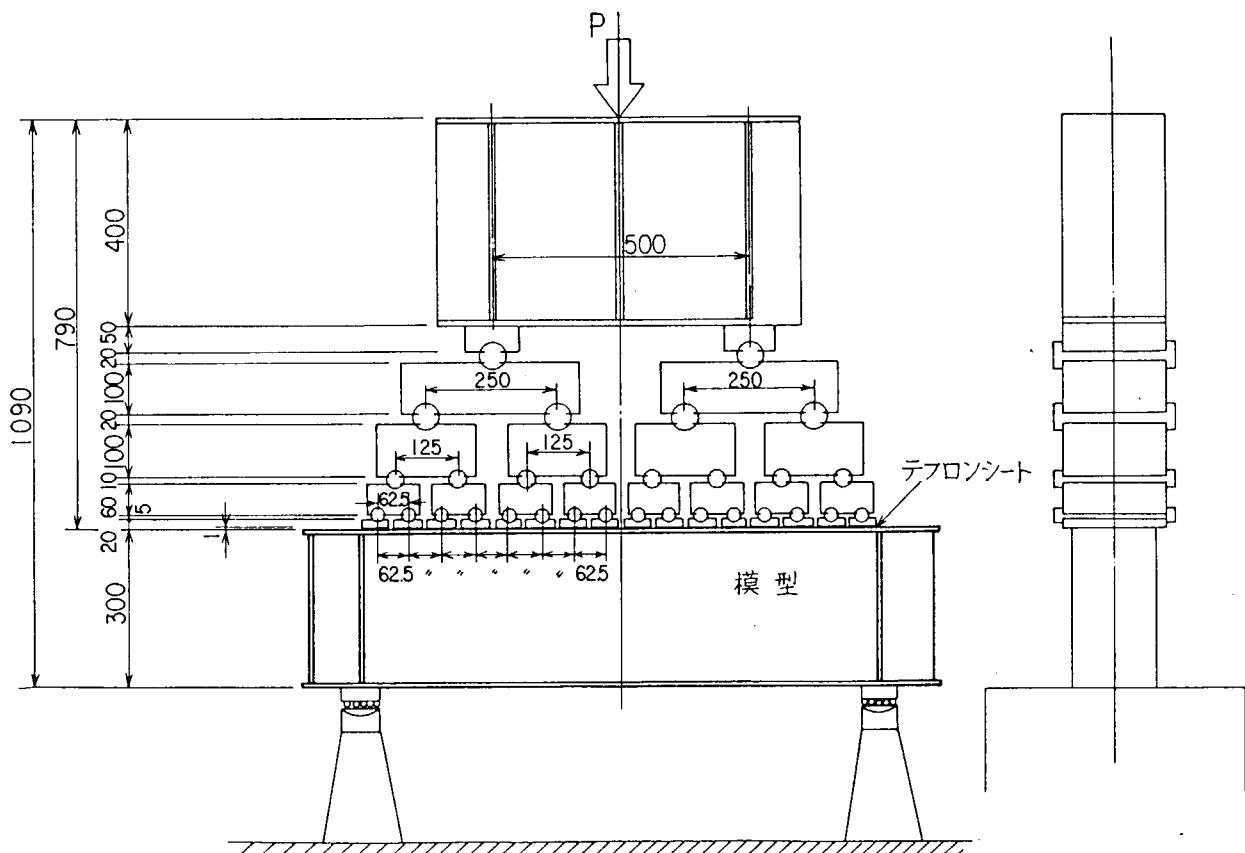


図 3.1.4 等分布荷重載荷治具

表 3.1.1 コンクリートの小方配合

呼び強度 (kg/cm <sup>2</sup> )	スラ シブ (cm)	粗骨材の 最大寸法 (mm)	空気量 (%)	W/C	S/a (%)	配 合 (kg/m <sup>3</sup> )				
						C	W	S	G	AM
350	8	15	2	38	37.0	482	183	610	519	9.640

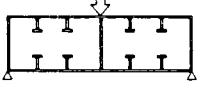
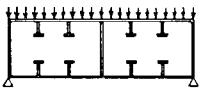
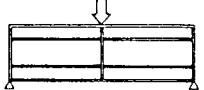
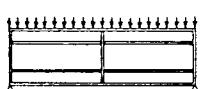
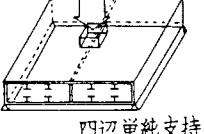
表 3.1.2 コンクリートの機械的性質

項 目	
圧縮強さ $\sigma_c$ (kg f/cm <sup>2</sup> )	403
$\sigma_{56}$	494
引張強さ $\sigma_t$ (kg f/cm <sup>2</sup> )	21
曲げ強さ $\sigma_b$ (kg f/cm <sup>2</sup> )	53
せん断強さ $\tau$ (kg f/cm <sup>2</sup> )	74
ヤング率 $E_c$ (kg f/cm <sup>2</sup> )	$1.8 \times 10^5$
ボアソン比	0.26

表 3.1.3 鋼材の機械的性質

項 目	
板厚実測値 (mm)	5.85
降伏応力 $\sigma_y$ (kg f/mm <sup>2</sup> )	30.5
引張強さ $\sigma_b$ (kg f/mm <sup>2</sup> )	43.7
弾性係数 $E_s$ ( $\times 10^4$ kg f/mm <sup>2</sup> )	2.01
伸び $\delta$ (%)	37.4

表 3.1.4 模型と荷重形式および最終強度

名 称	荷 重 形 式	最 終 強 度 (tf)		$P_u$ cal. $P_u$ exp.
		実験値 $P_u$ exp.	計算値 $P_u$ cal.	
1 ST 1		36.5	34.2	0.94
2 ST 2		122.5	101.8 (108.3)	0.83 (0.88)
3 SF 1		55.8	59.1	1.06
4 SF 2		150.0	161.9	1.08
5 PA		325.0	342.7	1.05

( )は等分布荷重治具のずれ  
を考慮したもの

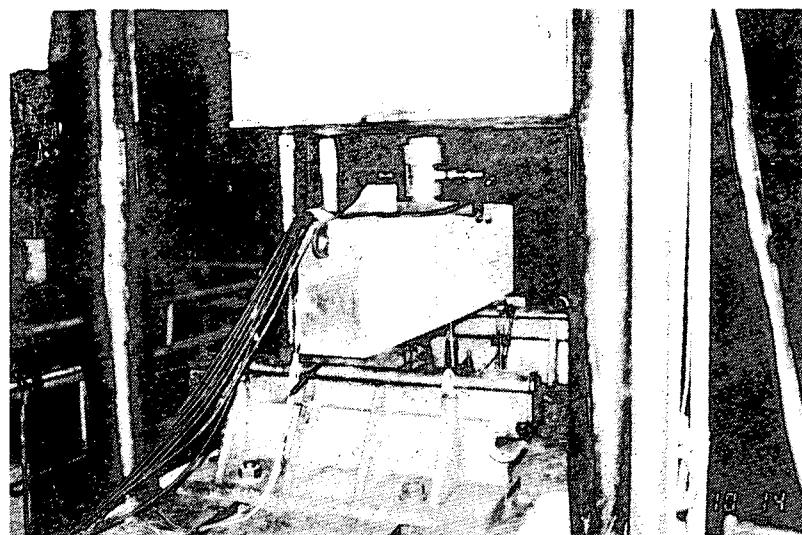


写真 3.1.1 集中荷重試験

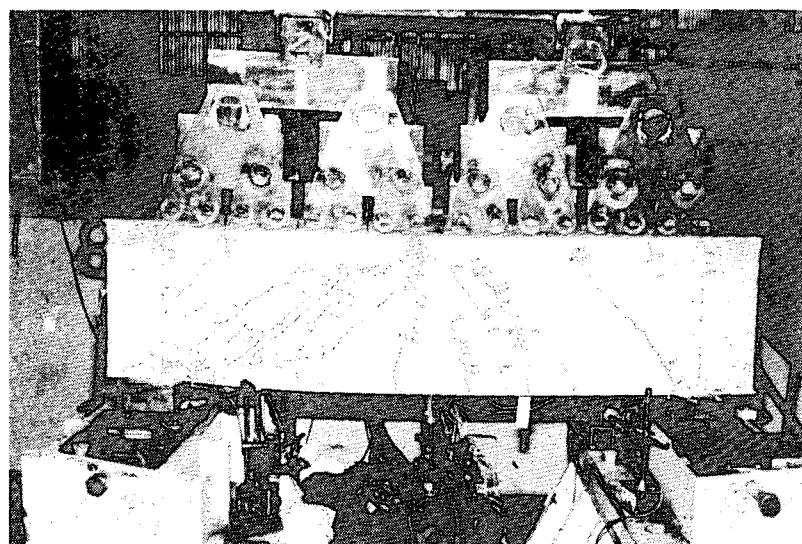


写真 3.1.2 等分布荷重試験

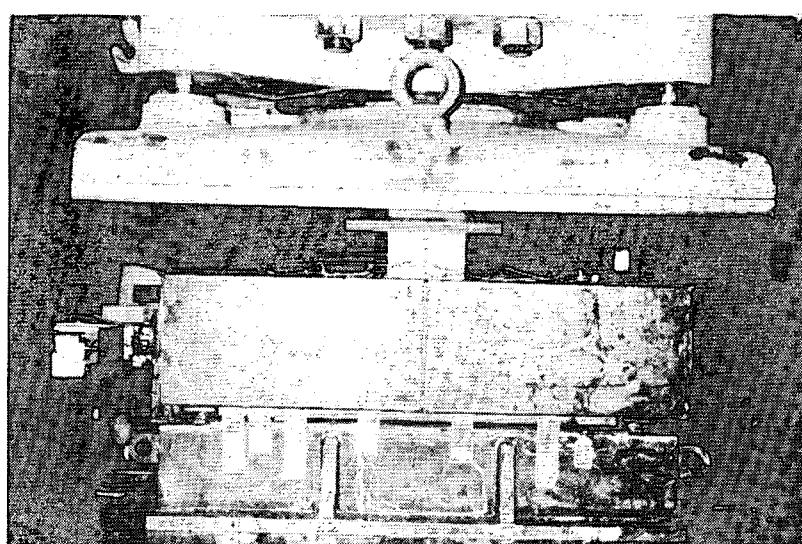


写真 3.1.3 パネル集中荷重試験

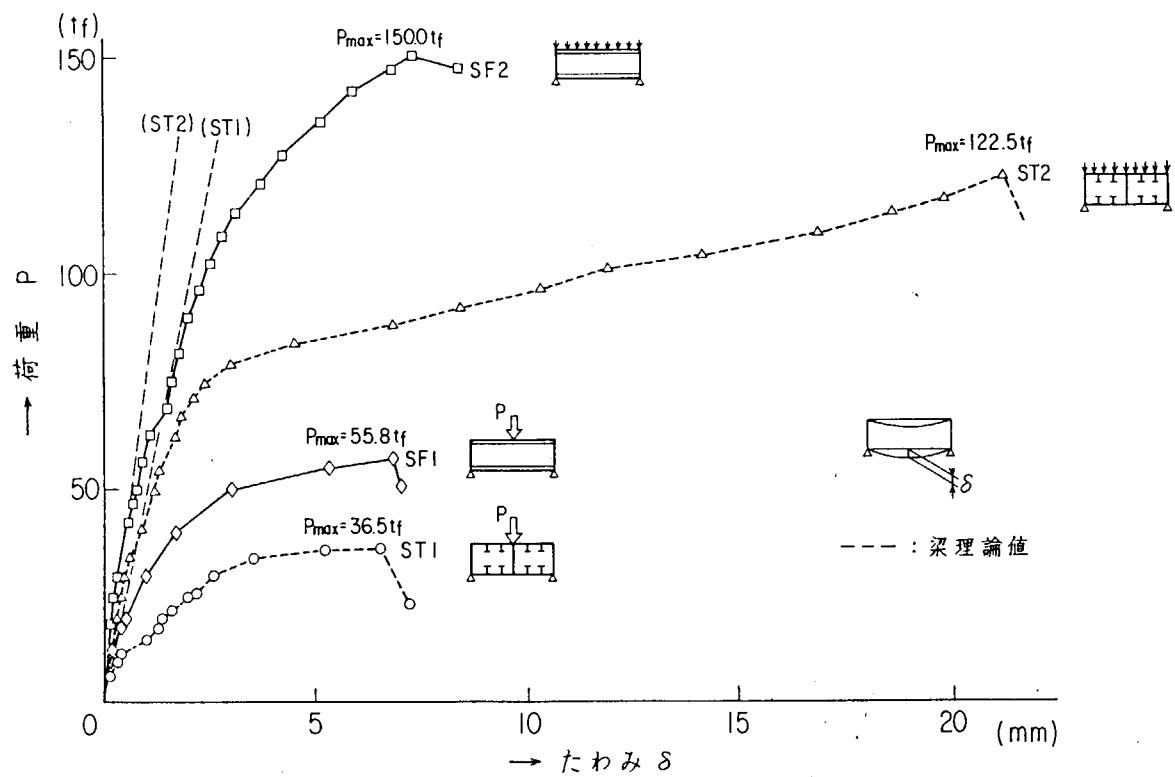


図 3.1.5 荷重とたわみの関係

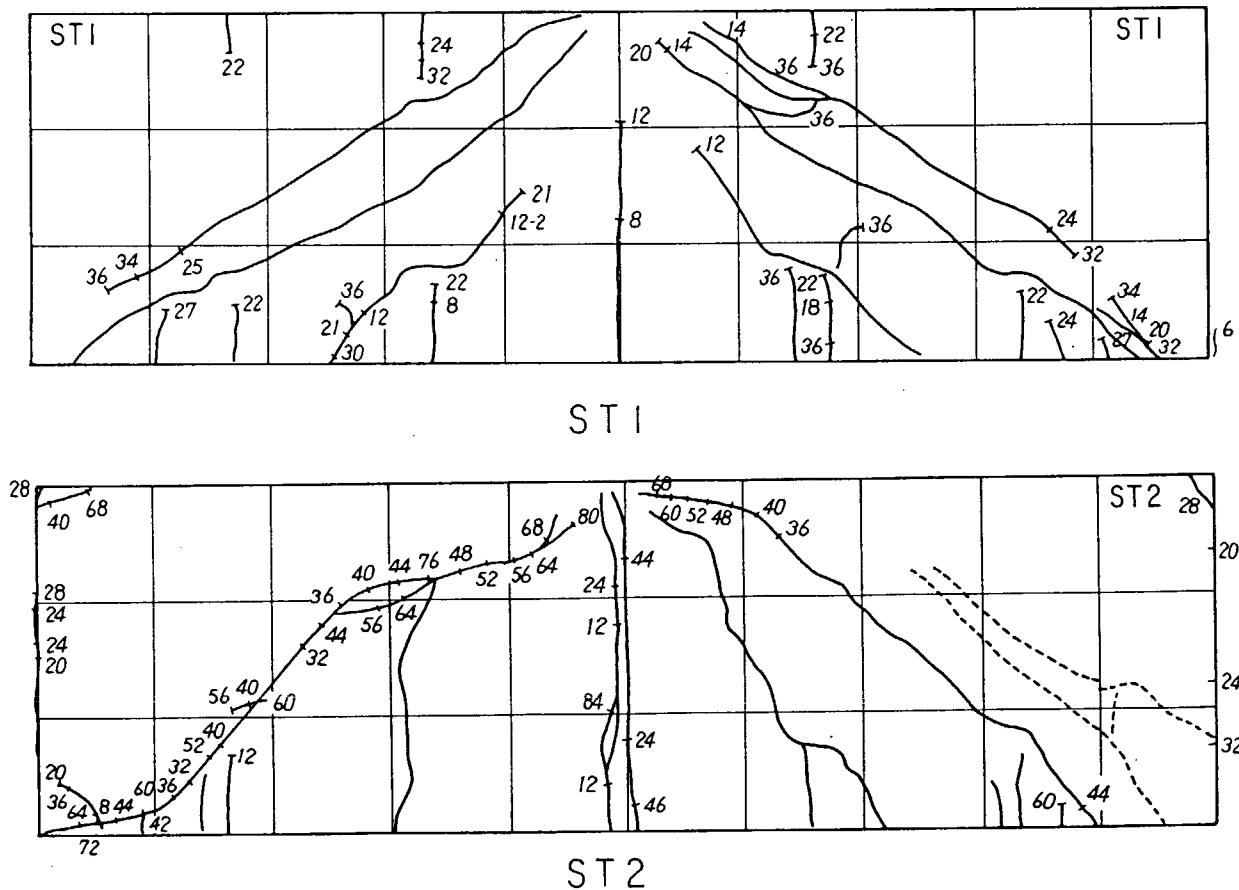


図 3.1.6 クラック伝ば状況図

数値は荷重  $t_f$  を示す。

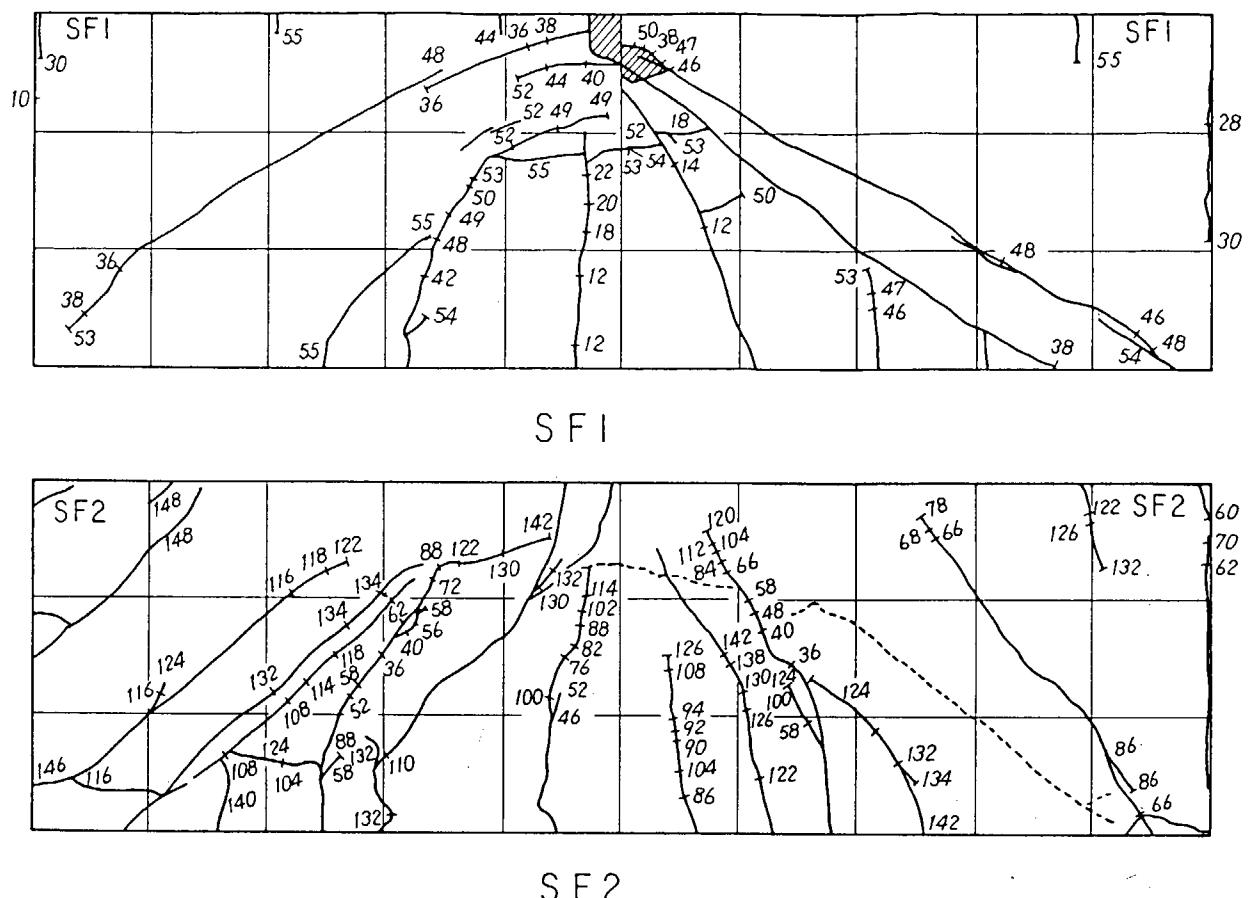


図 3.1.7 クラック伝ば状況図

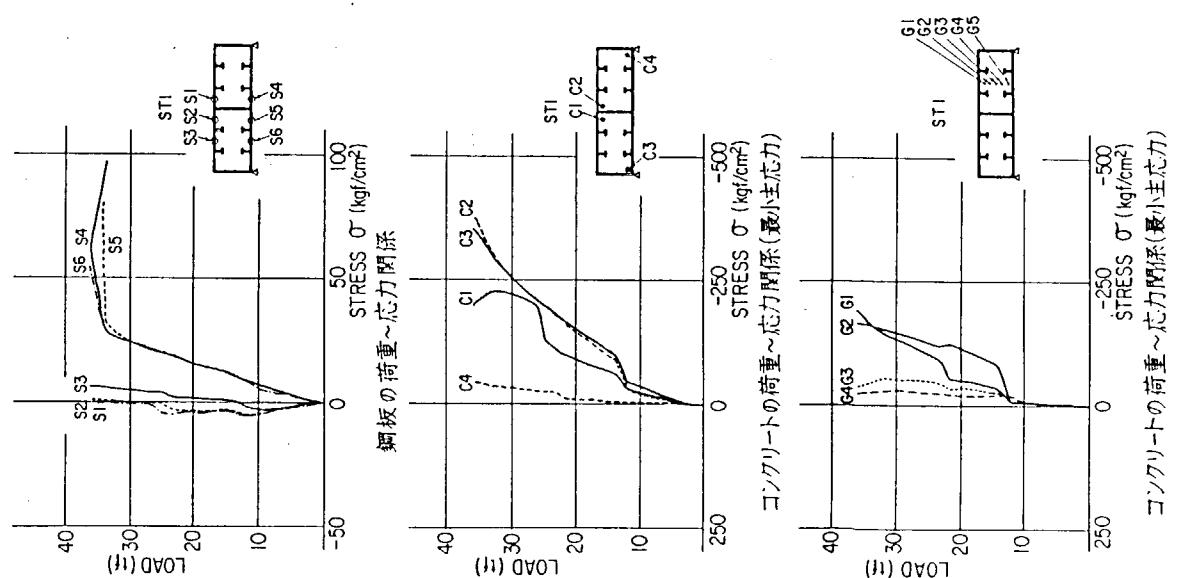


図 3.1.8 荷重～応力の関係 (ST1)

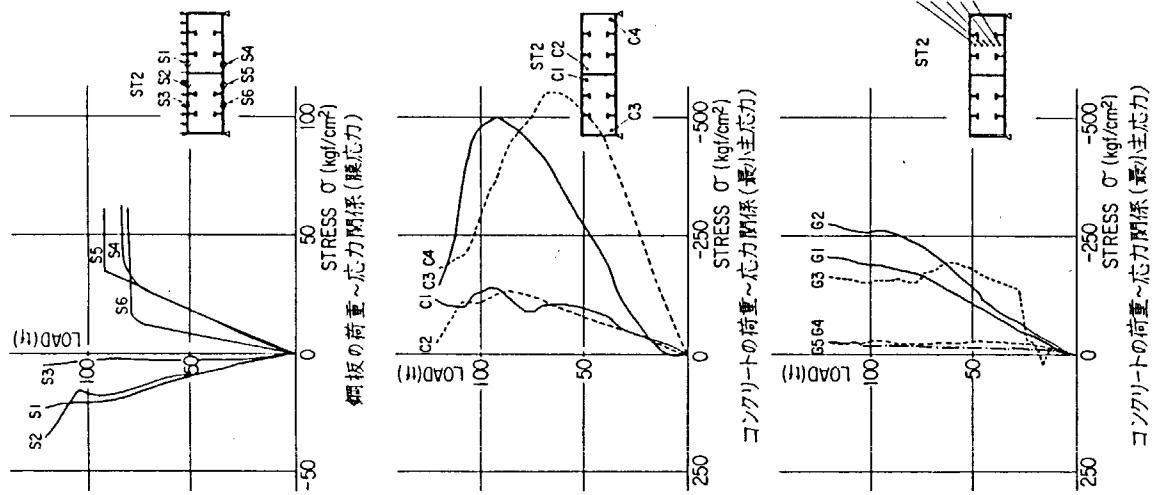


図 3.1.9 荷重～応力の関係(ST 2)

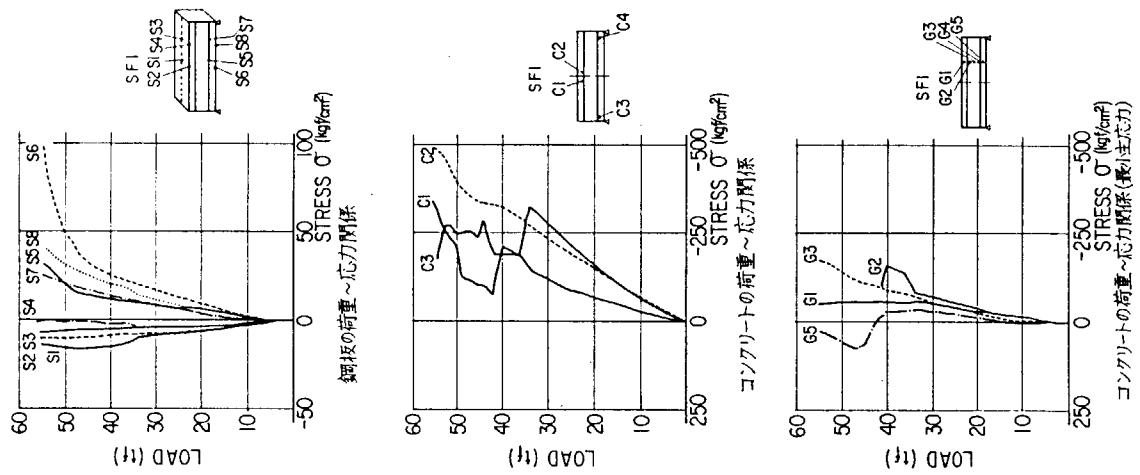


図 3.1.10 荷重～応力の関係(SF 1)

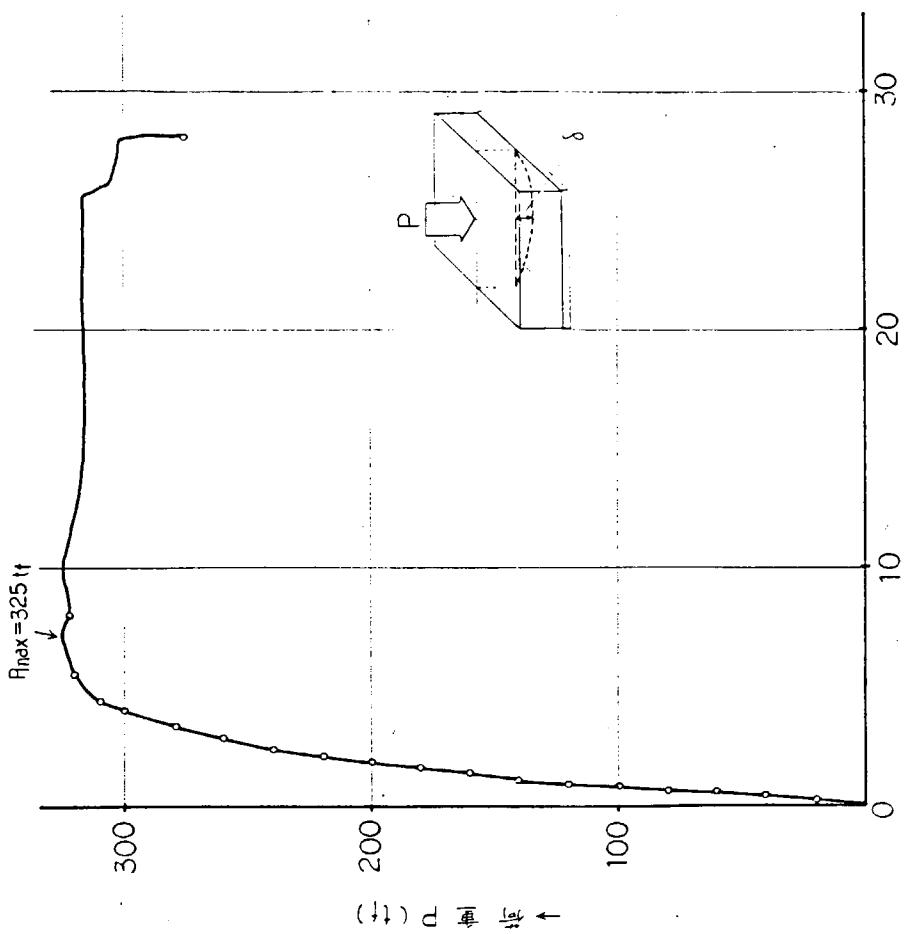


図 3.1.12 荷重～たわみ関係（ネル模型）

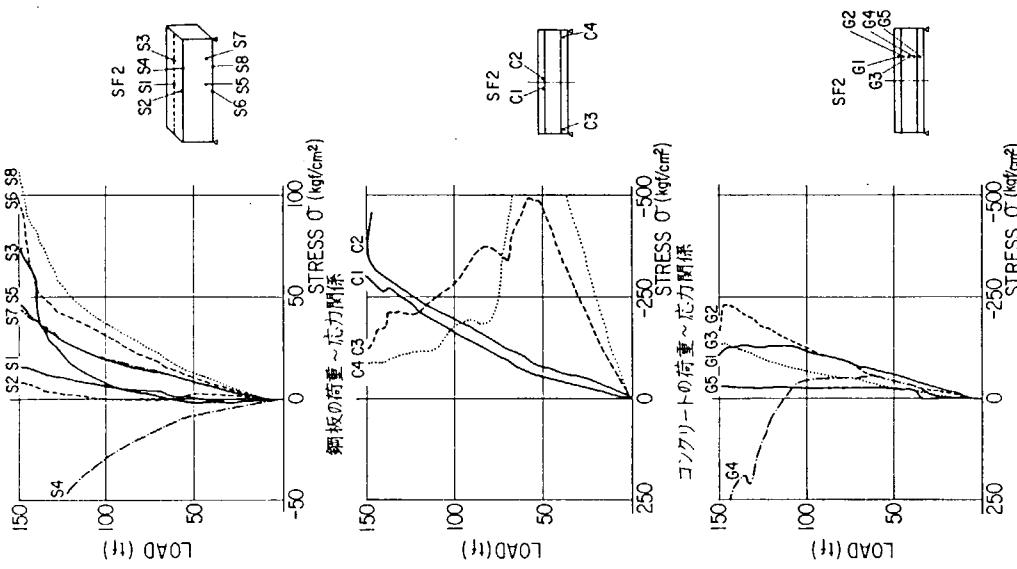


図 3.1.11 荷重～応力の関係 (SF 2)

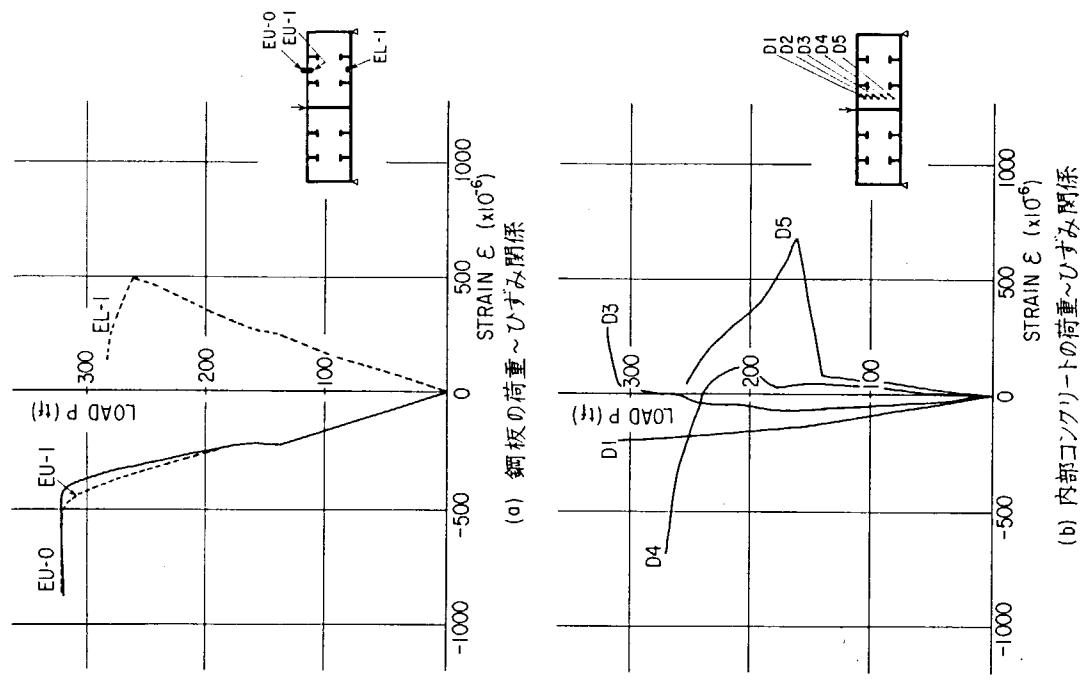
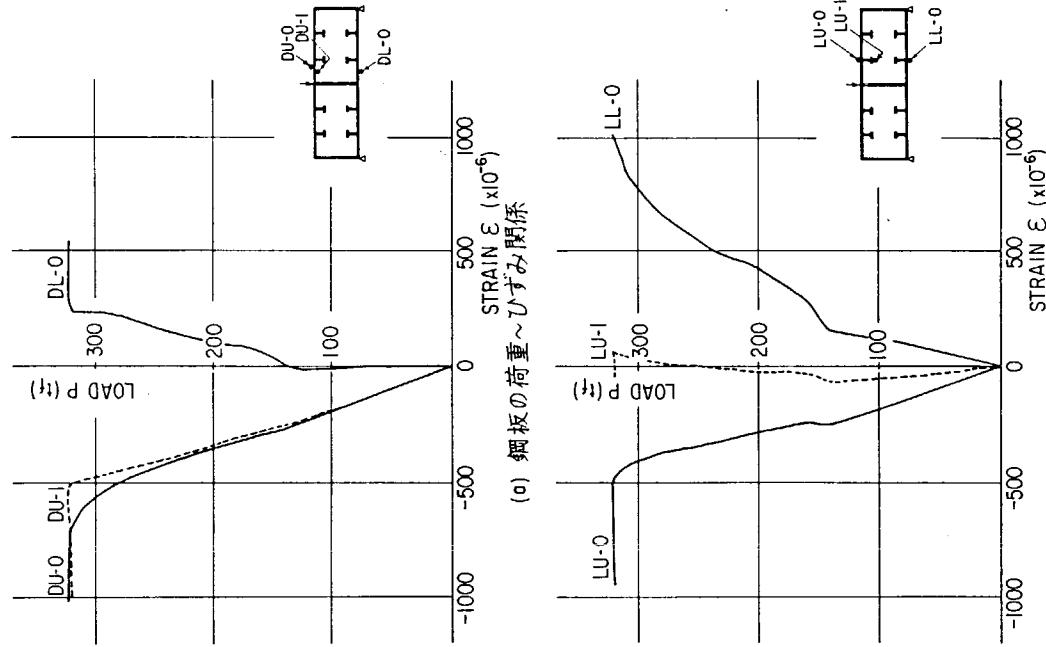
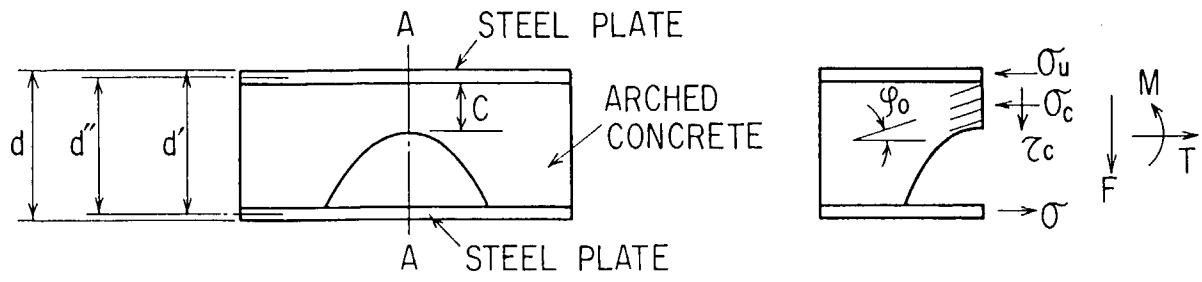


図 3.1.13 荷重～ひずみの関係

図 3.1.14 荷重～ひずみの関係



(c) IDEALIZED MODEL

(d) STRESS RESULTANTS  
& STRESSES

図 3.1.15 アーチによるモデル化

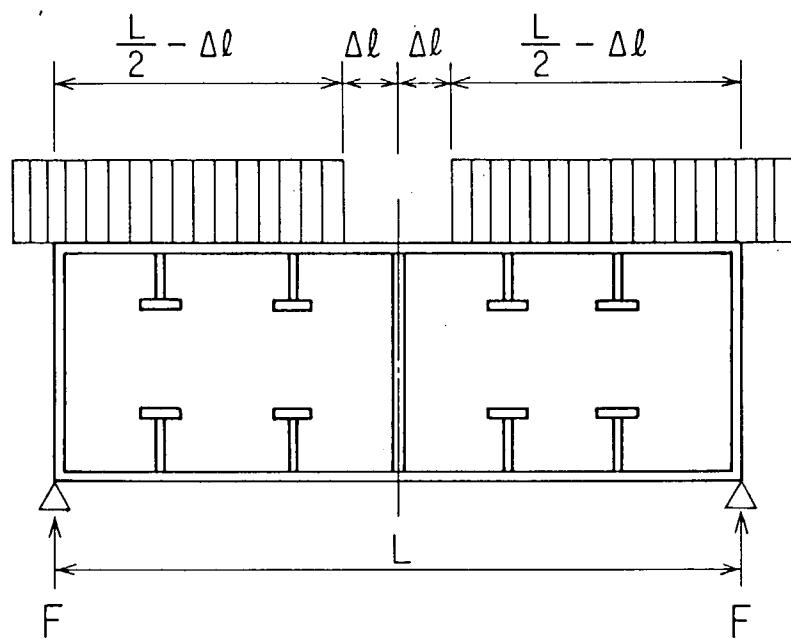


図 3.1.16 等分布荷重のずれ

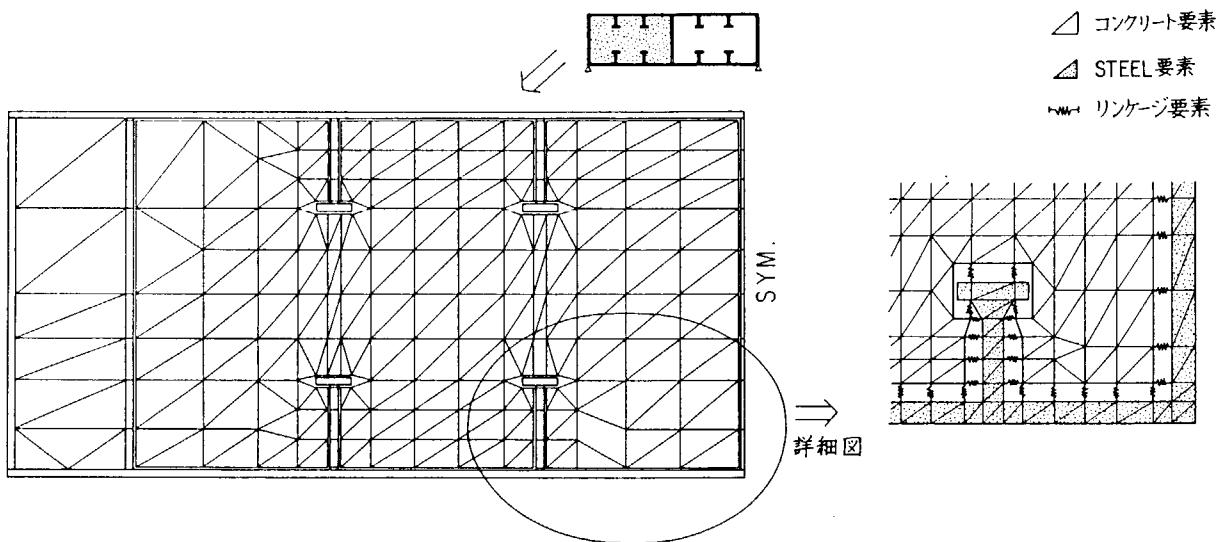


図 3.1.17 ST型モデルの要素分割図

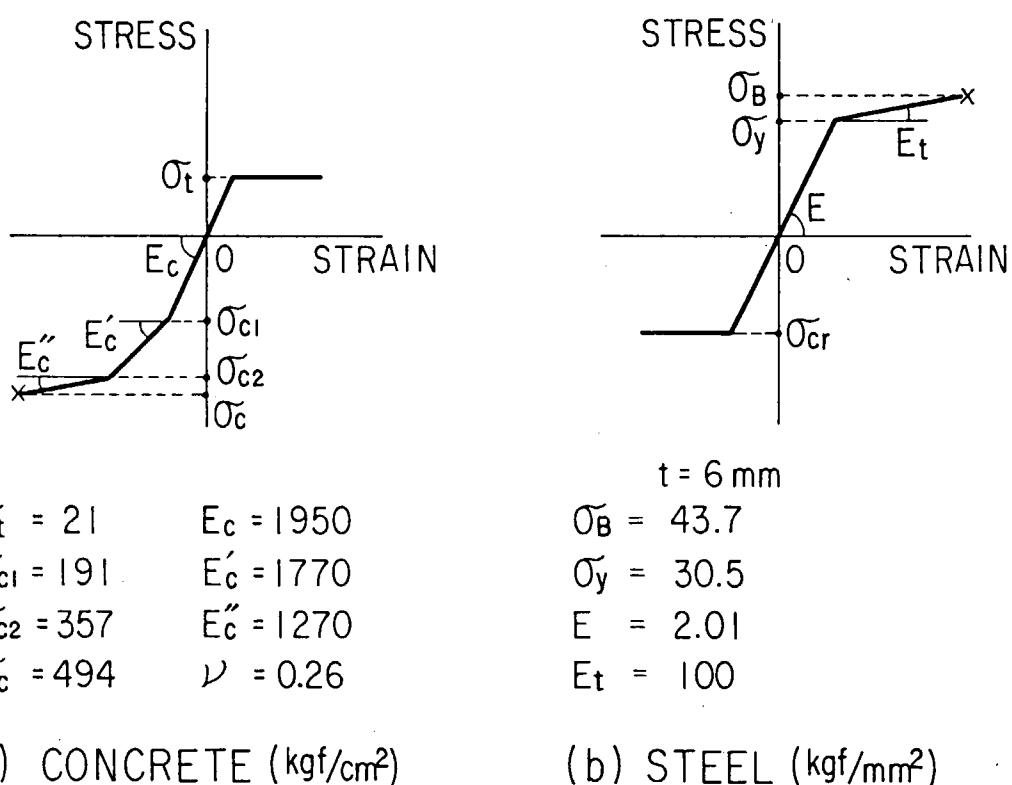


図 3.1.18 材料の応力～ひずみ関係

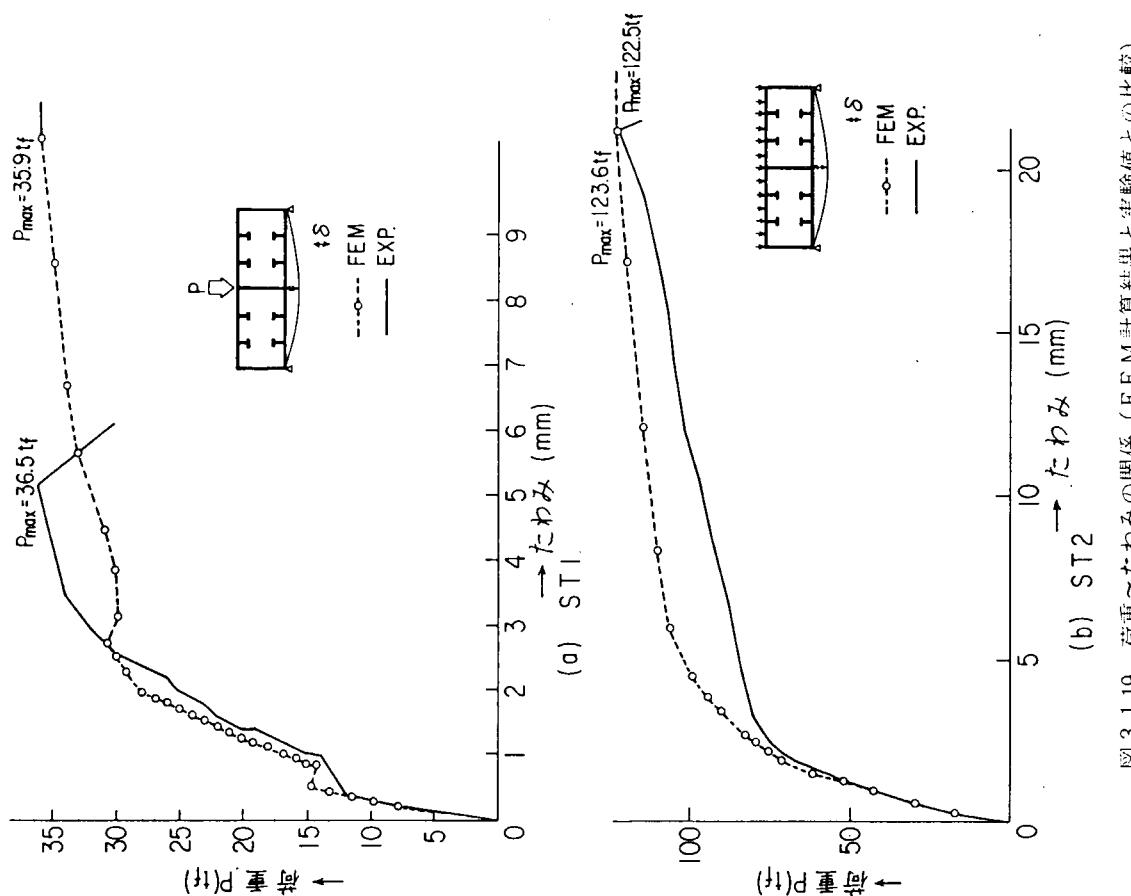


図 3.1.19 荷重～たわみの関係（FEM計算結果と実験値との比較）

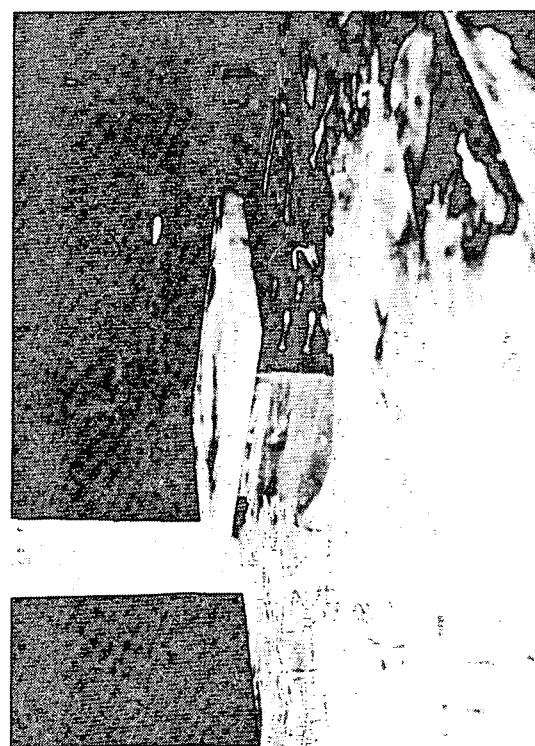


写真 3.1.4 截荷プロックの貫入

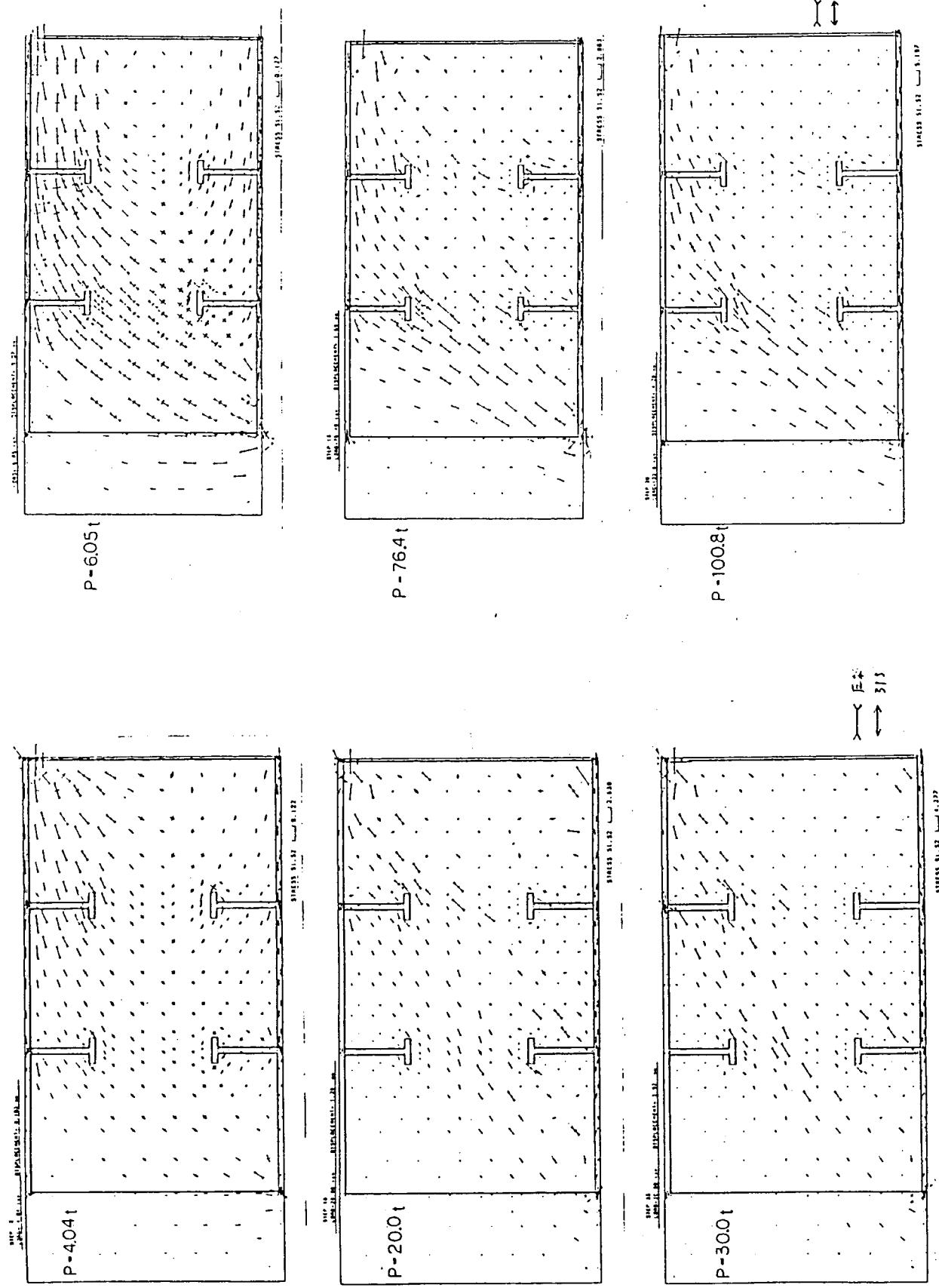


図 3.1.20 集中荷重による主応力分布

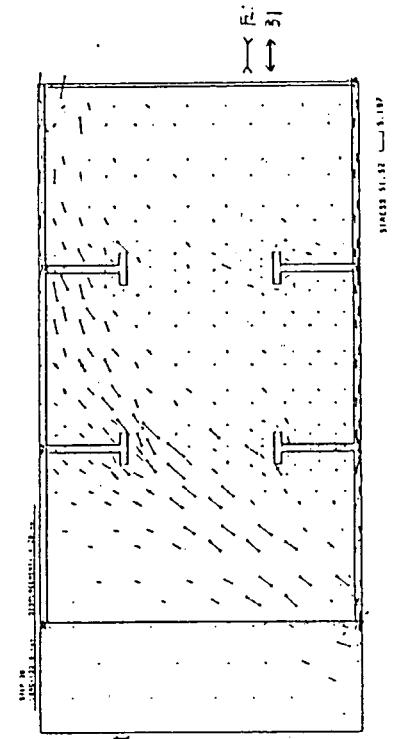


図 3.1.21 等分布荷重による主応力分布

図 3.1.23 等分布荷重による要素特性の変化 (ST 1)

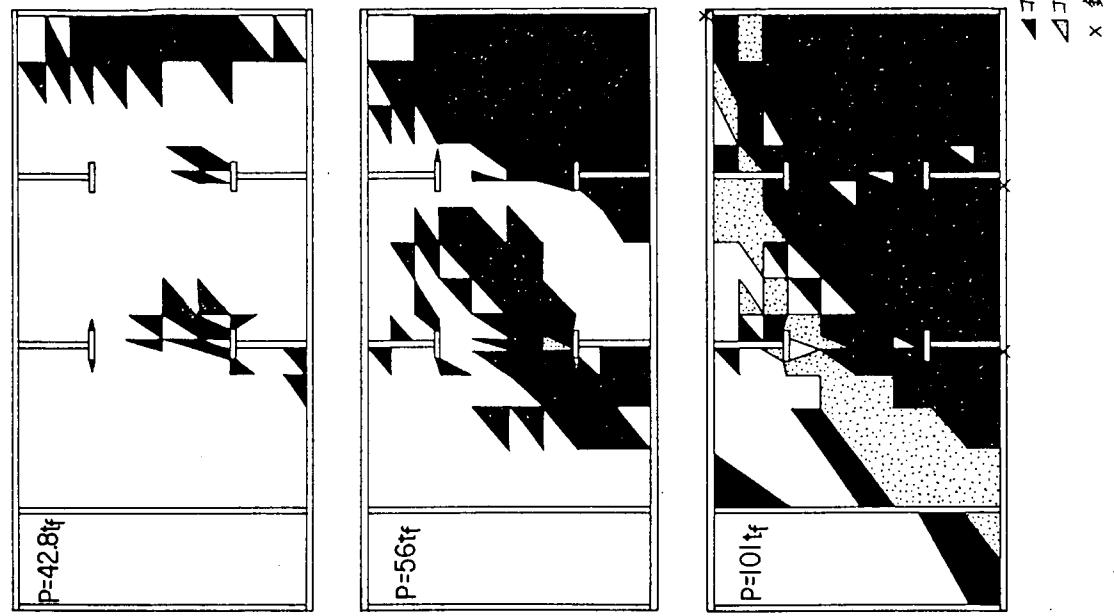
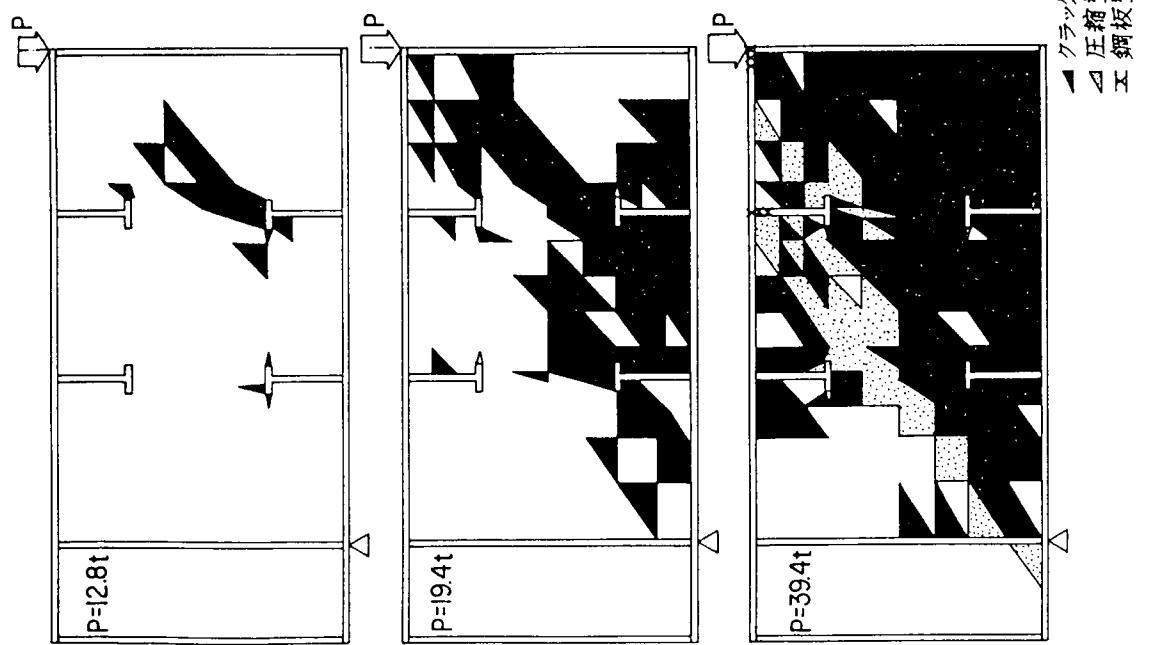


図 3.1.22 集中荷重による要素特性の変化 (ST 1)



### 3.2 ハイブリッド床版の強度

#### 3.2.1 概要

ひび割れおよび崩壊モーメントの推定、貫入抵抗に関するモデル化などを主要な目的として、ハイブリッド床版の強度について実験的検討を行った。

#### 3.2.2 材料、試験片および実験方法

##### (1) 材料

###### (a) コンクリート

本報で取り扱うシリーズには、セメント量600 kg/m<sup>3</sup>以上の海洋用モルタルを用いている。これは、セメント量600～700 kg/m<sup>3</sup>では、海洋環境でも20～30年の耐久性が保証されているからである。表3.2.1に配合を示す。図3.2.1、2はそれぞれ同一配合のモルタル<sup>1)</sup>のヤング率およびポアソン比を示している。コンクリート強度はバッチ毎に異なる。そこで、試験片成作時に各バッチ毎に材料試験を実施している。

###### (b) 鉄筋

鉄筋として、直径6 mmの丸棒の溶接金網（長手方向鉄筋間隔100 mm、横方向20 mm）を用いた。PC板では板厚中央面上に配電用鋼管（外径19.1 mm、内径15.9 mm）をPSダクトとして用いた。表3.2.2に鉄筋の材料試験結果を示した。

###### (c) PSストランド

7本より9.3 mmストランドを使用した。材料試験結果を表3.2.3に示す。応力-歪関係は下式を採用した。

$$\sigma(\varepsilon) = E_s \varepsilon \quad (\sigma < \sigma_s)$$

$$\sigma(\varepsilon) = \left\{ 1 + \frac{(\varepsilon - \varepsilon_s) / \varepsilon_s}{A + B (\varepsilon - \varepsilon_s) / \varepsilon_s} \right\} \sigma_s \quad (\sigma > \sigma_s)$$

ただし、 $\sigma_s = E_s \varepsilon_s$

式中の材料定数は表3.2.4に示されている。

###### (d) 鋼板

ハンチ上面の面材、浮体内部の鋼桁およびPSストランド定着部の支圧板として、SS 41鋼板を用いた。

###### (e) その他

ストランド定着には、Pre-tension用のグリップを用いた。

##### (2) 試験片

表3.2.5に試験片番号、モルタル強度、鉄筋比が示されている。表でTYPEの内PCおよびRCについては、それぞれプレストレスコンクリート、鉄筋コンクリートの略である。ハイフォンの後のLおよびTはそれぞれ、コンクリート表面近くの鉄筋の方向が長手方向および横方向であることを示している。PHおよびRHはハンチを持つ試験片である。

図3.2.3に#1～#8の寸法などを示した。図3.2.4に#9、10を、図3.2.5に#11試験片を示した。

##### (3) 試験項目および試験方法

###### (a) PS歪の測定

PC (#3, 6), PH (#10, 11)は、試験に供する前に、ダクトにPSストランドを通し、ストランドを緊張して、PS歪を測定した。PSストランド一本当たりの平均有効緊張力は、#6で5.68トン、他は、6.5トンであった。

###### (b) 曲げ試験

#1～#8試験体はスパン500 mmの4点曲げ試験、#9、10は、スパン400 mmの3点曲げ試験に供した。図3.2.6、7参照。4点曲げ試験では、一定モーメント区間における平均曲率を変位計測から求めた。

### (c) 貫入試験

# 11は鋼桁を支えて、岩を想定した円錐の貫入試験に供した。

## 3.2.3 解析方法

### (1) PS 歪量

# 3, 6試験片では断面剛性から単純に計算した。鋼材のヤング率は、 $2.1 \times 10^4 \text{ kg/mm}^2$ 、モルタルは $3.0 \times 10^3$ 又は $3.5 \times 10^3 \text{ kg/mm}^2$ とした。

# 10, 11試験片にはハンチがある。この部分のPS歪の計算には、平面歪要素によるFEM解析を行った。モルタルは、ヤング率 $3.0 \times 10^3$ 又は $3.5 \times 10^3 \text{ kg/mm}^2$ 、ポアソン比0.2とし、鉄筋と合成則によって、各層のヤング率、ポアソン比を求めて弾性解析を行った。解析範囲は、ハンチ中央から試験片中央までとした。

なお、PS歪の解析では乾燥収縮は考慮しなかった。

### (2) 曲げ強度

曲げ強度の解析には、ひび割れ深さの仮定、軸力平衡、断面平面保持の仮定および材料の非線形性を考慮したイタレーション計算を行った。

モルタルの応力-歪関係は図3.2.9の実線を用いた。鉄筋の応力-歪関係は図3.2.10を用いた。図3.2.10の実線は4点曲げ、点線は3点曲げの場合である。

#### (a) ひび割れ発生強度

横方向鉄筋の内側にひび割れが進展する現象をもってひび割れ発生とする。<sup>2)</sup>これは、かぶりの部分には乾燥収縮などにより初期ひび割れが存在すると考えているためである。

#### (b) モーメント-曲率関係

ひび割れ断面における力の釣合から、モーメント-曲率関係を求めることができる。しかし、鉄筋が降伏すると、ひび割れ断面での曲率は、4点曲げ試験の変位から求められる平均曲率に比べて大きくなる。以下図3.2.11に従って述べる。

ひび割れ間隔をLとし、ひび割れ断面で鉄筋が下降伏点の応力状態とする(図3.2.11上右の応力状態)。ひび割れ断面を含む幅δの領域で鉄筋とコンクリートの付着力がないとする。付着力のある領域では鉄筋の張力は剪断応力でコンクリートに伝達され、鉄筋の張力は減少する。その結果、幅δの領域を除いて鉄筋は弾性状態であり、鉄筋の平均歪は、ひび割れ断面の歪に比べて小さくなる(図3.2.11下参照)。当然、曲率もひび割れ断面では大きなものとなる。

ひび割れ断面におけるモーメント-曲率計算から、4点曲げにおける平均的な曲率を求めるためには、鉄筋の塑性歪を小さく見積る方法が簡単である。そこで、ここでは、図3.2.10の応力-歪関係を3点曲げと4点曲げとではかえて用いた。

#### (c) 崩壊強度

曲げ強度計算の最大モーメントをもって崩壊強度とした。

### (3) 貫入強度

#### (a) ひび割れ発生強度

4辺固定正方形板中央集中荷重で載荷点でのモーメントが、ひび割れ発生モーメントとなる荷重をひび割れ発生強度とした。なお、ひび割れ発生モーメントは長手方向(P.S.方向)と横方向で異なるが、この2者の大きい方を用いた。

#### (b) 貫入抵抗

初期には、上述ひび割れ発生荷重を貫入抵抗とした。貫入量が増加すると、コンクリートは剥離して荷重を負担しなくなる。その場合は、鉄筋の張力(降伏応力と断面積との積を上限とする)による抵抗力をもって貫入抵

抗とした（図3.2.12参照）。

貫入抵抗の上限はハンチ部に内接する円筒の打ちぬき抵抗とし、図3.2.13の剪断力状態を仮定して決定した。

これは、ハンチ部の影響のない範囲での底板の貫入抵抗の上限である。

なお、最大剪断力は下式を用いて求めた<sup>3)</sup>。

$$\tau_{\max} = (0.252 - 0.0246 \sigma_c) \sigma_c \quad (\text{kgf/mm}^2)$$

### 3.2.4 結果の比較検討

実験および計算結果をまとめて表3.2.6に示した。

#### (1) PS 歪

ハンチ部まわりのPS歪の分布を図3.2.14に示した。#10試験片のPSダクト上およびPSダクトの中央位置、さらに#11試験片のPSダクト上でのPS歪の測定値が示されている。図の上は、底板の内側すなわち、ハンチがある側、下は外側である。FEM-1はコンクリートのヤング率を $3.5 \times 10^3 \text{ kg/mm}^2$ とした場合、FEM-2は、 $3.0 \times 10^3 \text{ kg/mm}^2$ とした場合の有限要素法による結果である。

測定結果および計算結果は共に、ハンチ立ち上がり部での歪集中を示している。3種の測定結果には明確な差は見出されない。測定結果と計算結果を比較すると、測定結果は計算結果に比べ、ハンチ部で $100 \mu$ 程度、板平行部で数十 $\mu$ 大きなPS歪が生じている。これは、モルタルの乾燥収縮による微細ひび割れの影響と考えられる。この乾燥収縮の影響は、#3、#6試験片でも数十 $\mu$ 観察された。

一般のコンクリートでは、この乾燥収縮は数百 $\mu$ と言われるが、ここで用いたモルタルは水/セメント比が37%と水分が少ないため、乾燥収縮量が少なかったものと思われる（表3.2.1参照）。

#### (2) 曲げ強度

図3.2.15にRCの例として#5試験片を、図3.2.16、17にPCの#3と#6とのモーメント-曲率関係を示した。

表3.2.6の#1～#10にひび割れ発生強度と最終強度の実測値および計算値を示した。

##### (a) ひび割れ発生強度

図3.2.18にひび割れ発生強度の計算値と実測値とを比較して示した。なお、ここでは、単位長さ当たりのモーメントで整理を行っている。

両者は比較的よく一致している。しかし、3点曲げ試験を行ったRH（#9試験片）およびPH-T（#10試験片）は、実測値が計算値よりも相当大きい。これは、他の4点曲げに比べ、3点曲げでは、表面の収縮ひび割れの影響が少ないためと思われる。すなわち、ここで用いた解析方法はコンクリートのかぶり部にはひび割れが存在すると仮定して、そのひび割れが横方向鉄筋を越えて内側に進展する現象をひび割れ発生としているが、4点曲げでは一定モーメント区間に表面のひび割れの存在が期待されるが、3点曲げでは載荷線上にひび割れが初めて存在する可能性が少いためである。

##### (b) 最終強度

図3.2.19に最終強度の計算値と実測値とを比較して示した。

全般的に実測値の方が計算値よりも大きい。しかし、PC-T（#6試験片）では実測値が著しく小さい。最終的な破壊の状況を見ると、#6試験片の圧縮側は広範囲に剥離していた。この時の剥離面は横方向鉄筋の位置であった。#6試験片（PC-T）では横方向鉄筋外側のコンクリートが有効に荷重を分担しなかったのではないかと思われる。

図3.2.20は#3試験片（PC-L）と#6試験片（PC-T）との剥離機構のちがいを概念的に示したものである。圧縮側では鉄筋とコンクリートとの剛性のちがいにより、横方向鉄筋の間には圧縮方向のひび割れが生じやすくなるPC-L（#3）では外側に縦方向鉄筋があるため、このひび割れの生長は妨げられる。そこで、PC-Lでは圧壊に至るまで表層のコンクリートは分離せず一体として挙動する。一方、PC-T（#6）では、縦

方向鉄筋が内側にあるため、表層のコンクリートは圧壊に至る前に剥離して荷重を分担しなくなる。図3.2.17に示された#6試験片のモーメント-曲率関係で、モーメントが1.5ton-m以上では計算に比べ、実測された曲げ剛性が小さくなっているが、これは上述のように表層のコンクリートが荷重を分担せず有効板厚が減少したためと考えられる。

このような現象はRCでは生じない。また圧縮側表面に面外荷重がかかる3点曲げのPHTでもこの現象は生じない。

以上のように、3点曲げのひび割れ発生強度、4点曲げのPC-T最終強度およびモーメント-曲率関係は十分に評価できないものの、曲げ強度は3.2.3節の方法で算定して十分実用的な精度があると認められた。

### (3) 貫入強度

図3.2.21に貫入量-抵抗関係を示した。ひび割れ発生荷重および最終荷重は表3.2.6の#11に示されている。

図3.2.21中Cal.は3.2.3節図3.2.12のモデルによる計算結果、Punchingは図3.2.13のモデルによる設定上限である。図を見ると、3.2.3節の貫入抵抗の推定方法は十分な精度であり、言いかえると、貫入抵抗に有効なのは鉄筋の張力であり、コンクリートの貫入抵抗に対する分担は少ないと考えられる。しかし、ひび割れ荷重に対しては、コンクリートさらにPS量も有効としたひび割れ発生モーメントが影響を与えていた。

## 3.2.5 結論

コンクリートバージ用底板の強度について実験および解析的な検討を行い、以下の結論を得た。

- (1) 曲げひび割れ発生強度は、ひび割れが横方向鉄筋の内側に進展するモーメントとして算定できる。3点曲げの場合には、その算定値よりも強度が大きいと考えられる。
- (2) 4点曲げ(一定モーメント)状態で、ひび割れ断面での力の釣合からモーメント-曲率関係を求める場合、鉄筋の塑性歪量を小さく見積ることにより平均的な曲率が算定できる。
- (3) PC板では圧縮面側鉄筋の配置、載荷方法により、表層のコンクリートの荷重分担が異なり、曲げ剛性、最終強度に影響を与える。特に、外側鉄筋が横方向で純曲げ(一定モーメント)が加わる場合には注意を要する。
- (4) 貫入抵抗は、ひび割れ発生荷重に対しては、コンクリートおよびPS量が影響を与えるが、ある程度貫入した時は、鉄筋の張力により定まる。

## 参考文献

- 1) 遠藤他：モルタルの材料強度に及ぼす試験方法の影響、船研講演集 No.35 (1980)
- 2) 松岡他：曲げ荷重をうけるフェロセメント部材の強度、同上
- 3) 伊藤：『セメント工学』、森北 (1977)， p.87

表 3.2.1 モルタルの配合

UNIT CONTENT (kg/m <sup>3</sup> )				W/C (%)	C/S (%)
WATER (W)	CEMENT (C)	SAND (S)	ADMIXTURE		
238	643	1266	4.86	37	50

表 3.2.2 鉄筋の試験結果

DIAMETER (mm)	STRENGTH (kg/mm <sup>2</sup> )		ELONGATION (%)
	YIELD	TENSILE	
5.97	39.1	61.8	29

表 3.2.3 ストランドの試験結果

DIMEN-SION (mm)	LOAD (kg)		ELASTIC MODULUS (kg/mm <sup>2</sup> )	ELONGA-TION (%)
	CAPAC-ITY	0.2% STRAIN		
9.3	10000	9200	19800	6.6

表 3.2.4 ストランドの材料定数

E <sub>s</sub> (kg/mm <sup>2</sup> )	σ <sub>s</sub> (kg/mm <sup>2</sup> )	A	B
19600	142	0.227	2.93

表 3.2.5 試験片形式、モルタル強度など

No.	TYPE	COVER (mm)	STRENGTH (kg/mm <sup>2</sup> )		REINFORCEMENT CONTENT (%)	
			COM.	TEN.	P <sub>L</sub>	P <sub>T</sub>
#1	RC-L	6	5.68	0.380	0.603	2.827
#2	RC-T	6	5.68	0.380	0.603	2.827
#3	PC-L	12	5.90	0.418	1.166	2.837
#4	RC-L	12	5.90	0.418	0.603	2.827
#5	RC-T	12	5.97	0.444	0.603	2.827
#6	PC-T	18	5.97	0.444	1.166	2.827
#7	RC-L	18	5.32	0.442	0.603	2.827
#8	RC-T	18	5.32	0.442	0.603	2.827
#9	RH-T	12	4.83	0.439	0.870	2.827
#10	PH-T	18	5.14	0.458	1.009	2.827
#11	PH-L	12	4.90	0.445	1.009	2.827

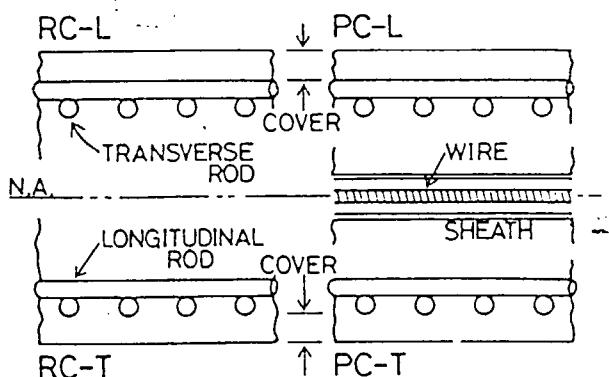


表 3.2.6 実験および計算結果

No.	CRACK INITIATION		COLLAPSE	
	EXP.	CAL.	EXP.	CAL.
#1	0.435	0.339	1.200	1.199
#2	0.475	0.423	1.150	1.151
#3	0.950	0.839	2.550	2.404
#4	0.440	0.368	1.203	1.153
#5	0.383	0.429	1.150	1.158
#6	0.645	0.723	2.405	2.702
#7	0.340	0.333	1.175	1.114
#8	0.383	0.368	1.230	1.121
#9	0.938	0.672	2.813	2.522
#10	1.500	1.133	4.003	3.748
	LOAD (ton)	LOAD (ton)	LOAD (ton)	LOAD (ton)
#11	14.00	9.60	54.00	48.34

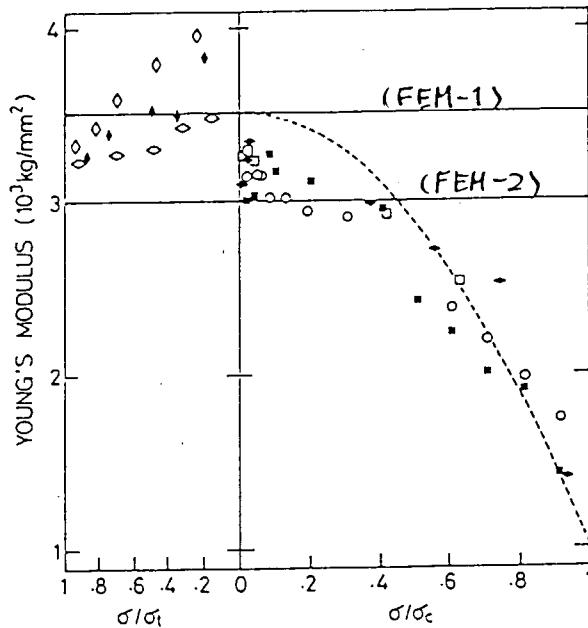


図 3.2.1 モルタルのヤング率

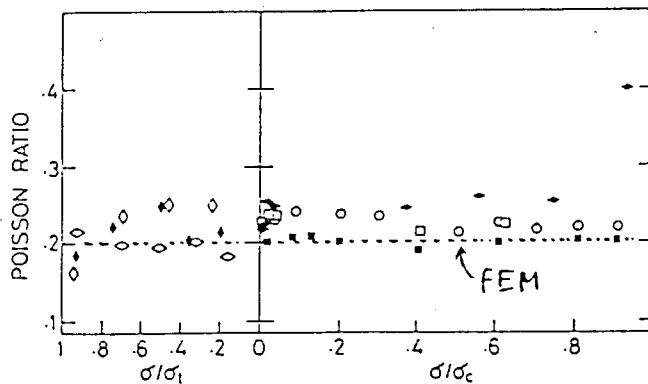


図 3.2.2 モルタルのポアソン比

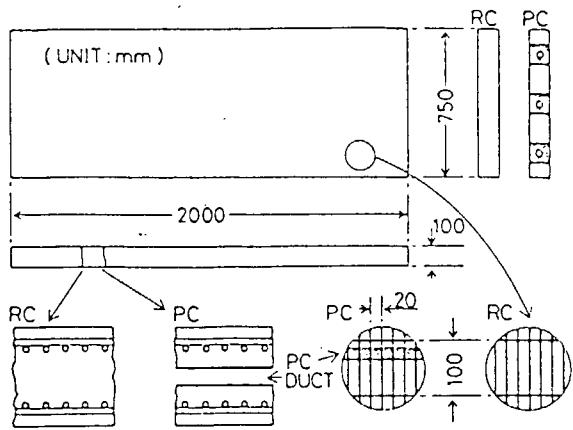


図 3.2.3 4 点曲げ用試験片 (# 1 ~ 8)

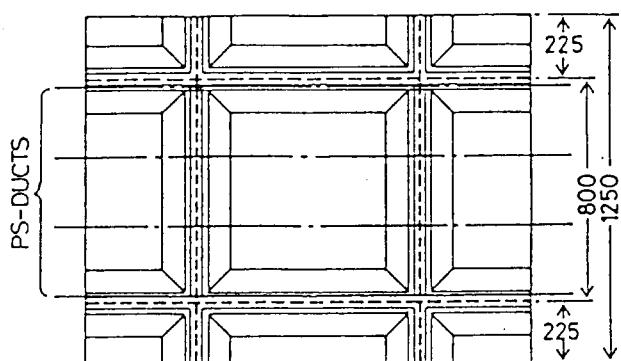
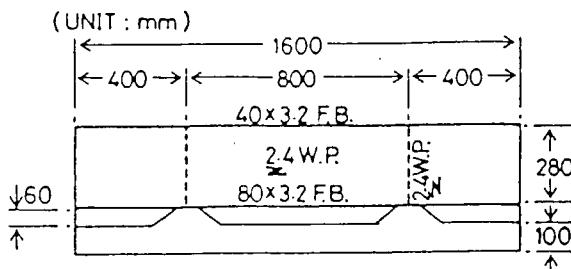


図 3.2.5 合成 PC 試験片 (# 11)

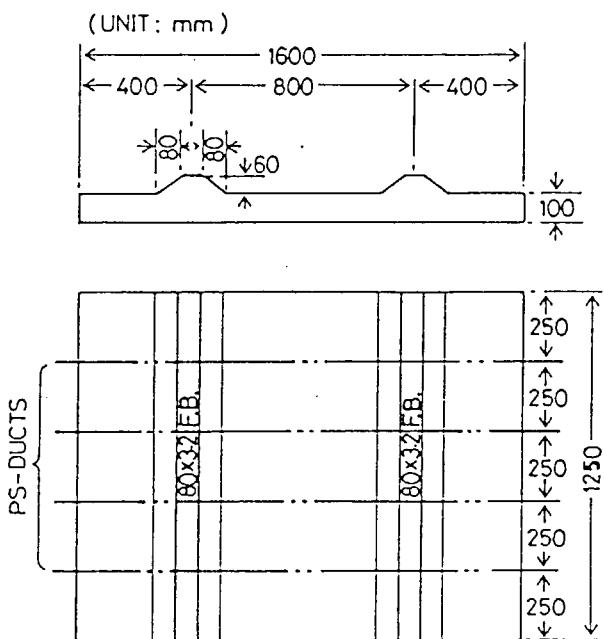


図 3.2.4 ハンチ付き試験片 (# 9, 10)

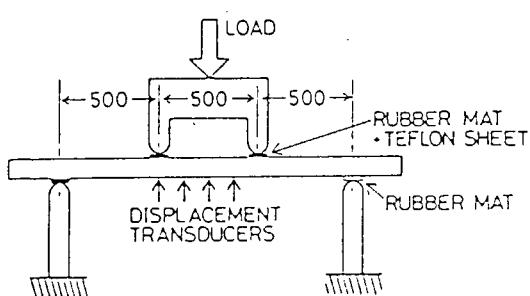


図 3.2.6 4 点曲げ試験 (# 1 ~ 8)

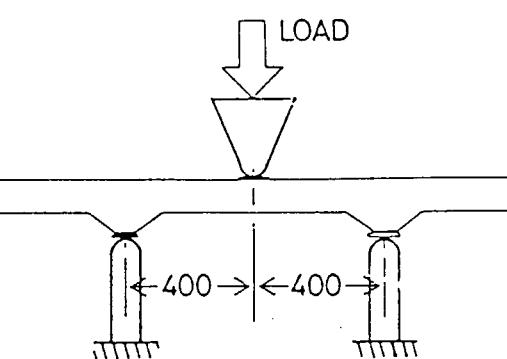


図 3.2.7 3 点曲げ試験 (# 9, 10)

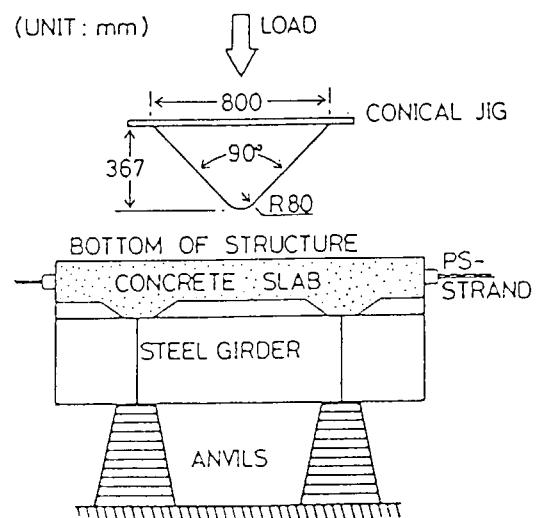


図 3.2.8 貫入試験 (# 11)

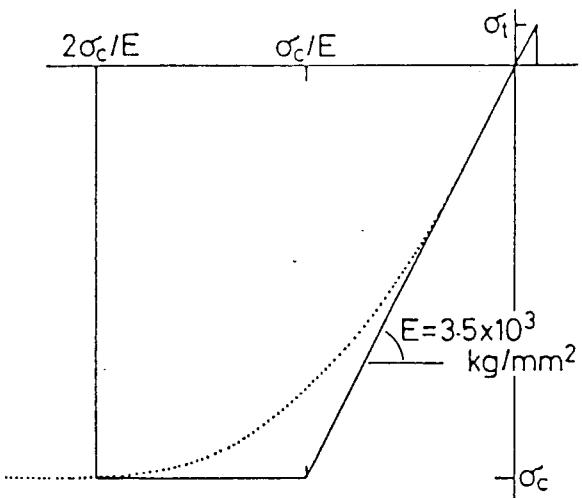


図 3.2.9 モルタルの応力一歪関係

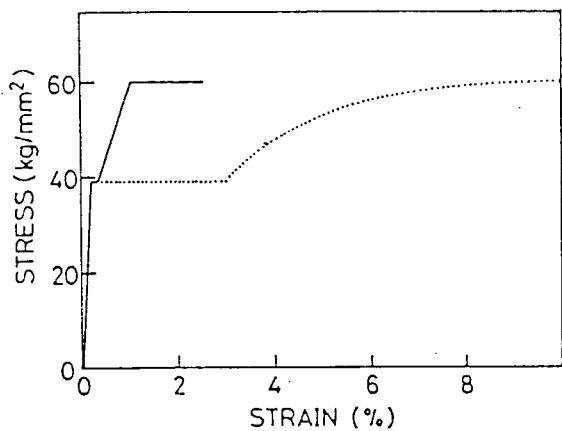


図 3.2.10 鉄筋の応力歪関係

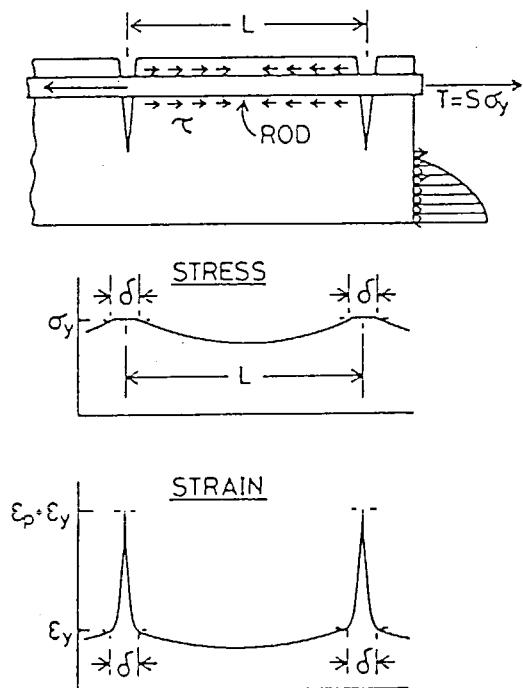


図 3.2.11 鉄筋上の応力と歪の分布

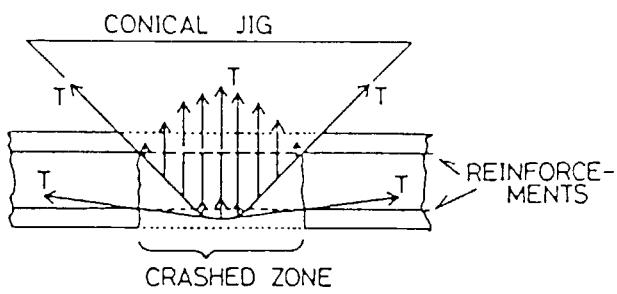


図 3.2.12 貫入抵抗と鉄筋張力

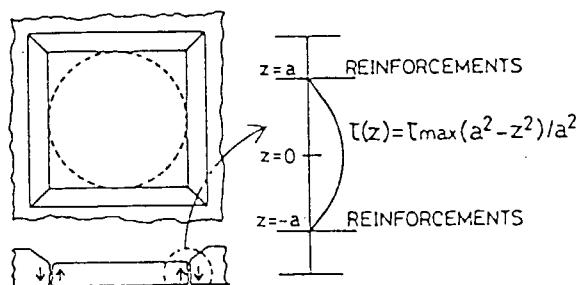


図 3.2.13 貫入抵抗の上限の設定

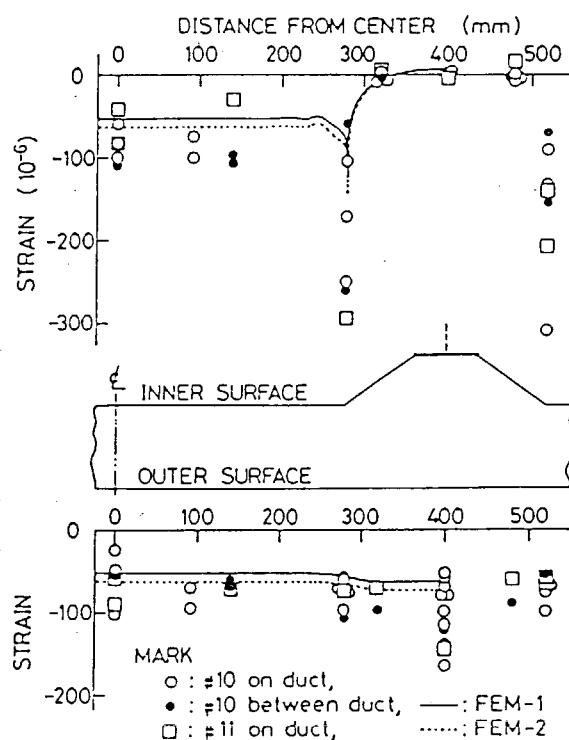


図 3.2.14 ハンチまわりのPS歪分布

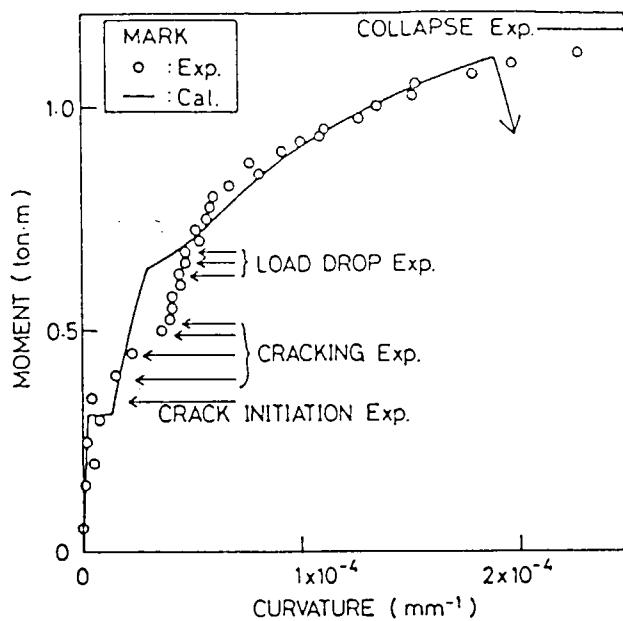


図 3.2.15 モーメント一曲率関係 (# 5)

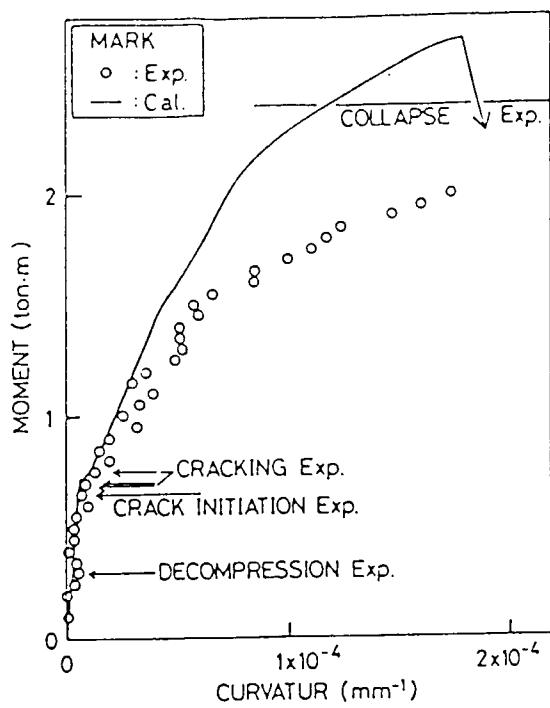


図 3.2.17 モーメント一曲率関係 (# 6)

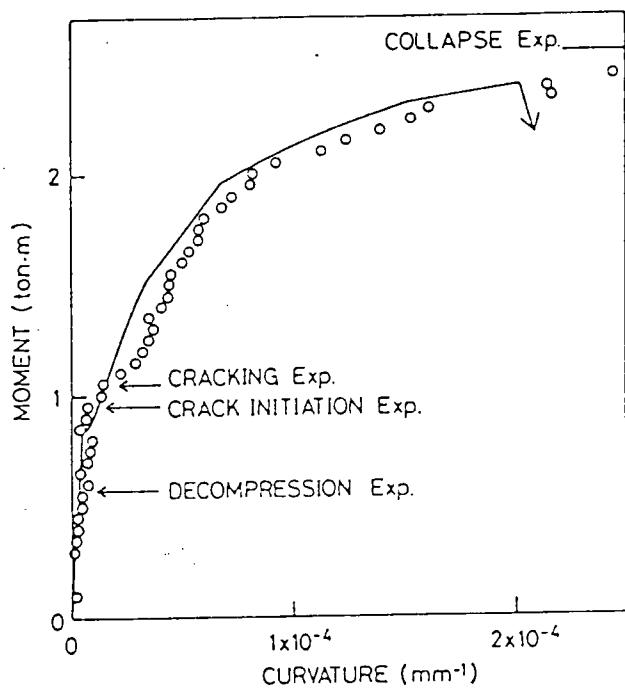


図 3.2.16 モーメント一曲率関係 (# 3)

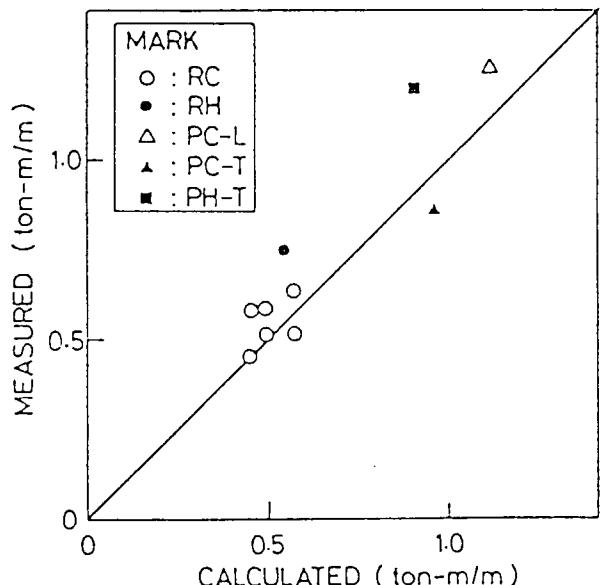


図 3.2.18 ひび割れ発生モーメント

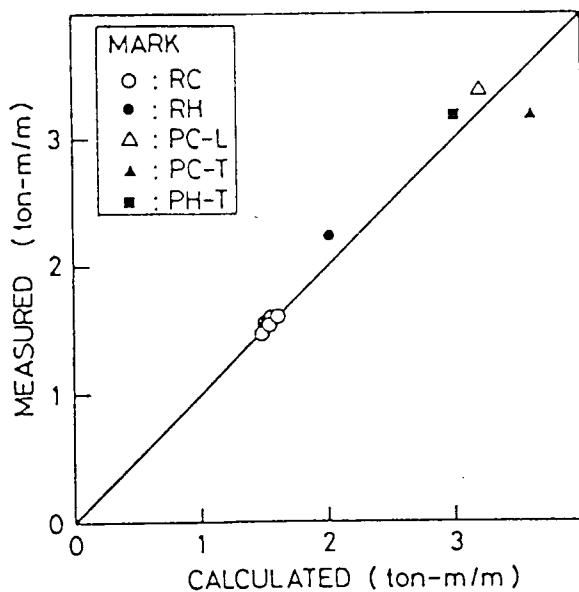


図 3.2.19 最終モーメント

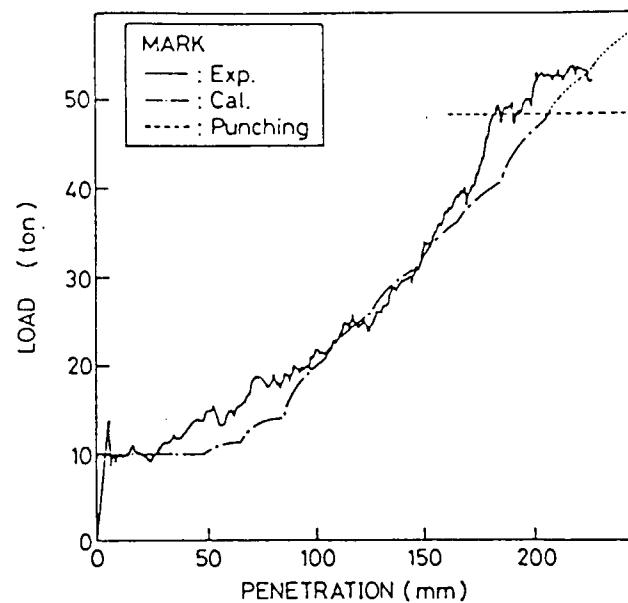


図 3.2.21 貫入量-貫入抵抗関係 (# 11)

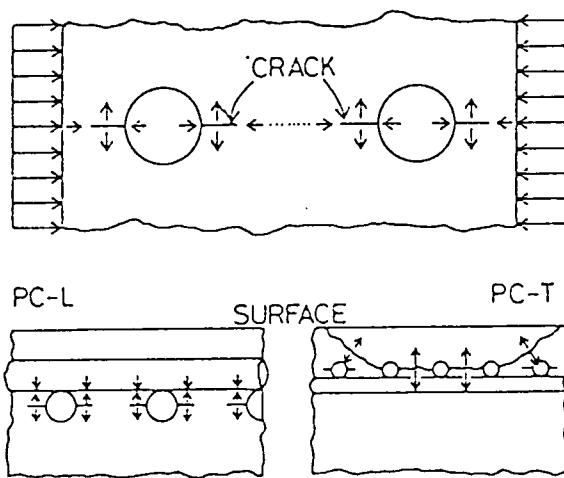


図 3.2.20 配筋方向による剥離挙動の相違

## 4. 着底式海洋構造物の沈設及び再浮上時の安定性に関する実験

### 4.1 実験の背景及び目的

コンクリート製海底石油プラットホームなどの着底式海洋構造物は図4.1.1に示すように海上で建造・曳航・沈設という施工段階を踏んだ後、海底面に据え付けられる。最終施工段階であるプラットホームの着底時に問題となるのは、構造物底版と海底面のクリアランスが小さくなるため、波浪により過剰な水平動搖あるいは回転運動を生じて、底版に取り付けてある突起物（スカート、ダウエル）が海底面に衝突し破壊される可能性が生じることである。

浮遊構造物の波浪に対する動搖量を計算する数値シミュレーションは特異点分布法を始めとして現在までかなり多くの研究が行われている。しかし、これらの研究は主に水深に比して吃水が小さく、浮体の運動が水底の影響を受けない場合について行ったものがほとんどである。

そこで今回、海底石油プラットホームの縮尺模型を使用して、吃水を保留初期から着底寸前まで何段階か変えた状態で波浪による浮体の動搖実験を行い基本的な動搖特性を把握し、線形理論に基づく動搖計算との比較を行い適用上の問題点について検討した。

一方、油やガスの生産が終了し、不用となったプラットホームは現地より浮遊させて撤去する。構造物を浮上させる際、特に粘性地盤などでは底版と海底面の間にサクションフォースと呼ばれる種々の原因による吸着力が働く可能性がある。このような力が作用した場合、何も対策を施さずに浮力を増していくれば、急激にプラットホームが浮上する可能性がある。しかし、実際にサクションフォースが働いた事例はあるものの、発生のメカニズムあるいはサクションフォースの大きさについてはまだよくわかっていない。そこで本研究では人工的に適当な大きさのサクションフォースを作り出し、再浮上時の動搖特性を実験的に検討した。

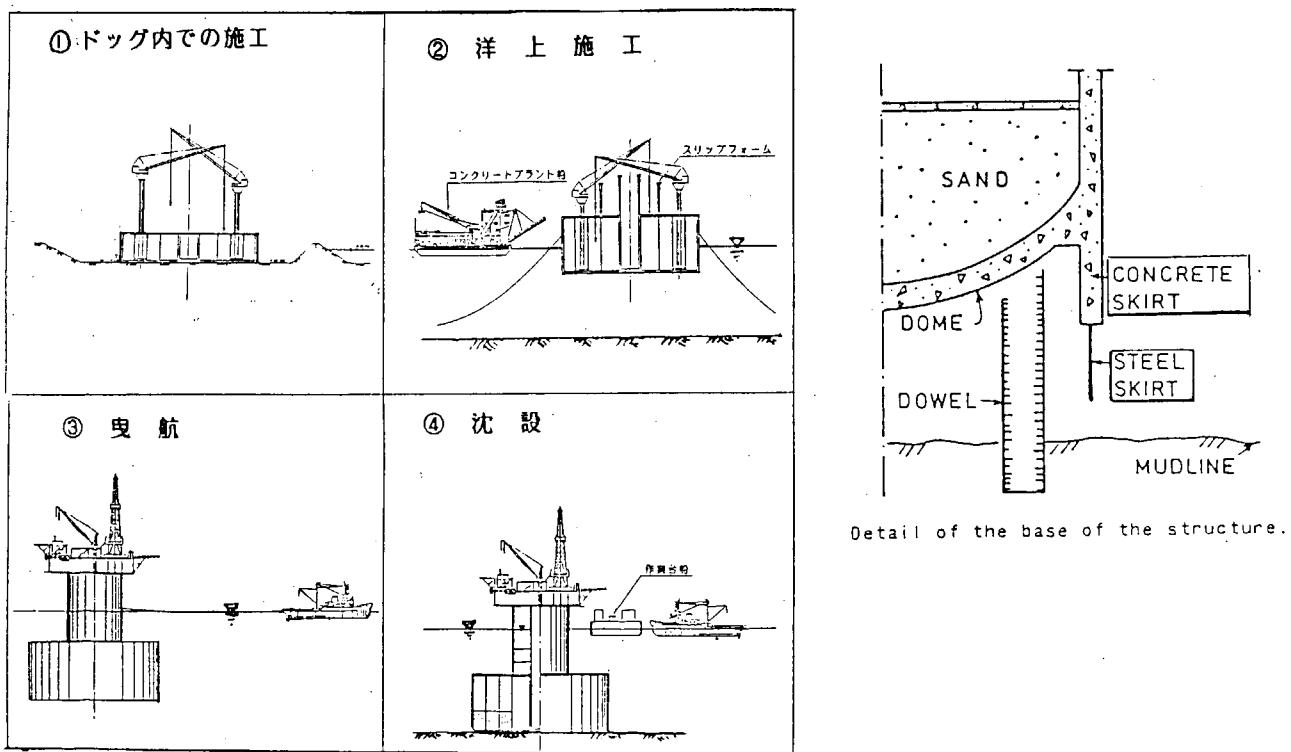


図4.1.1 石油プラットフォームの据え付け

## 4.2 沈設時の波浪に対する安定性実験

### 4.2.1 実験の概要

#### (1) 構造物模型

実験の対象とする模型は水深80mの海域に設置することを仮想して、昭和59年度報告書において第3小委員会が試設計したプラットホームをフルード則に従って縮小したものである。縮尺は実験施設の規模、計測器の精度などを考慮して $1/100$ とした。したがって、力と時間の縮尺は以下の通りとなる。

$$\text{力の縮尺} : 1/100^3$$

$$\text{時間の縮尺} : 1/\sqrt{100}$$

模型の概要を図4.2.1に示す。全体はデッキ部、カラム部、フーチング部の3つから構成されており、各部分の直徑が、それぞれ65.5, 46.2, 106.5 cmの円筒構造となっている。模型の吃水はカラム部の空間部分( $\phi 16.5 \sim 45.9$ cm)に水を注排水することにより調整できるようにした。デッキ部の中央部には6成分動搖計の取り付け座を設けた。浮体諸元については、カラム内に水のない状態で材料及びカウンターウエイトの配置から計算する方法と直接計測する方法より求めた。表4.2.1に今回実験を行った吃水深での浮体諸元(重量・重心・回転半径・メタセンタ高さ)を示す。なお、模型の浮体諸元は直接計測しチェックを行なっている。沈設実験では実験の効率性の面からカラム部に水を注排水するという方式を取っている。一方、実物のプラットホームが下方のフーチング部に注排水するという方式を取っているため、吃水を大きくしていくと模型の方が実物よりも重心位置が高くなり、メタセンタ高さが小さくなっている。

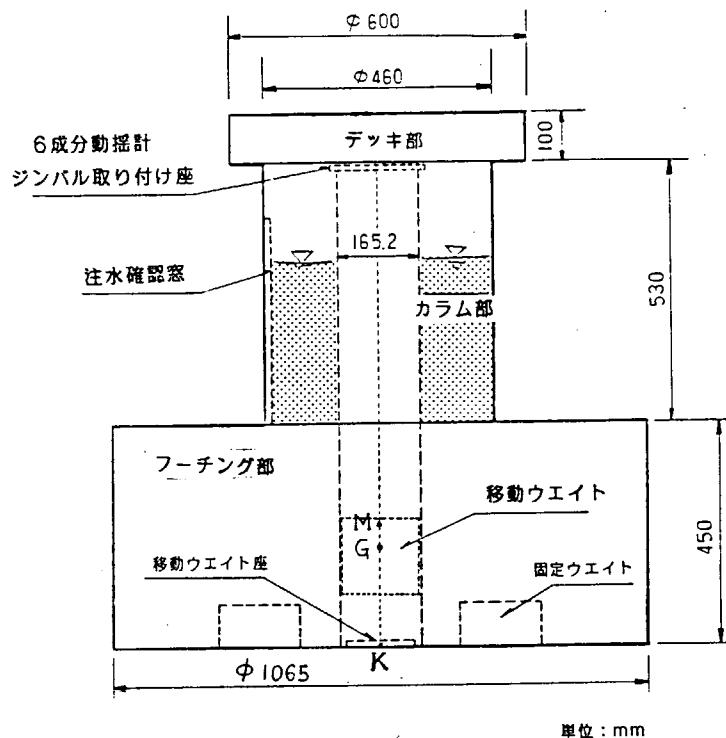


図4.2.1 浮体模型の概要 ( $S = 1/100$ )

表 4.2.1 各吃水での浮体諸元

吃水 d (cm)	重量 W (kg)	底版からの 重心位置 GK (cm)	重心回りの回転半径		メタセンタ 高さ GM (cm)
			Kxx (cm)	Kzz (cm)	
60	423.8 (436.7)	22.9 (21.1)	33.1 (35.3)	32.4 (32.7)	1.8 (3.7)
70	440.6 (453.8)	24.5 (21.1)	33.1 (34.9)	32.4 (32.3)	1.7 (5.3)
75	448.9 (462.4)	25.5 (21.0)	33.1 (34.6)	32.4 (32.1)	1.6 (6.1)

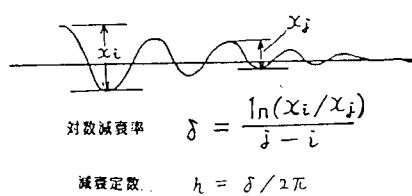
( ) 内は実物の諸元

表 4.2.2 に水中動搖試験により各吃水ごとに自由浮体及び係留した状態で得られた対数減衰率及び固有周期を示す。吃水の影響については、吃水が大きくなるに従って対数減衰率はヒーブ（上下揺れ）、縦横揺れとも大きくなる傾向にある。また、固有周期は自由浮体の場合ヒーブ、ピッチとも大きくなる傾向にある。これは、吃水が大きくなることにより、フーチング上部の水塊の体積が増え、付加質量が大きくなることと、構造物底版と水底とのクリアランスが小さくなるため、上下運動、縦揺れに伴って流れが生じ、この流れが運動を減衰させる方向に働くものと考えられる。一方、係留浮体の場合、ヒーブは自由浮体と同様な傾向があるが、ピッチの固有周期は吃水によりほとんど変化しない。また総じてヒーブは係留の影響を受けていないことがわかる。ピッチはフーチング部近傍に渦を作ることによる粘性減衰の効果が大きいため、減衰定数がヒーブよりも大きく、2～3周期程度の時間経過で動搖が静まる結果となった。

表 4.2.2 水中動搖試験の結果

(水深 80 cm)

吃水 d (cm)	動搖	対数減衰率 δ		固有周期 Ti (sec)	
		自由浮体	係留浮体	自由浮体	係留浮体
60	SURGE		1.073		
	HEAVE	0.304	0.343	5.3	5.3
	PITCH	1.026	0.923	6.3	6.0
70	SURGE		0.999		
	HEAVE	0.392	0.471	5.6	5.6
	PITCH	1.025	0.963	6.3	6.0
75	SURGE				
	HEAVE	0.536	0.529	6.4	6.2
	PITCH	0.887	1.710	6.6	6.0



## (2) 実験施設及び実験方法

実験に使用した平面水槽の概要を図 4.2.2 に示す。水槽の中央付近には観測台車が備え付けられ、その中央は 6 成分動搖計設置用架台が張り出しており、入射波を乱さない状態で実験を行えるようになっている。ここで、入射波高については、あらかじめ模型浮体を設置する場所に波高計を 3 台設置し波高検定を行い、各実験周期について造波板カウント数に対する入射波高の検定曲線を作成する。波の再現性を確認した上で本実験ではこの検定曲線に基づいて入射波高を決めている。模型浮体の係留方法は図 4.2.3 に示すようにチェーン取り付け位置を重心の近く

とし、チェーンの長さを水深80cmの6倍程度の5mに取り、4点で弱緊張係留とした。模型中心から5mの位置に係留チェーン固定用架台を設置している。この架台の水底面には滑車が固定されており、浮体からの係留索は滑車を通して鉛直向きのガイドパイプを通り、パイプ天端でチェーンを引っ張ったり緩めたりすることで初期係留張力を調整できるようになっている。なお、チェーンの単位長さ当たり重量は0.125 kg/mであり、実機換算すると1.25 t/mとなり一般に使用される係留用チェーンに較べ重いものとなっている。

沈没時の動揺実験の手順を表4.2.3に示す。計測は各周期について再反射を含まない有効測定時間内で行なっている。計16chの測定データはA/D変換器を通して40 Hzで離散化されたモニターにより波形を表示し、波の再現性を確認した上で物理量の経時変化を出力し、フロッピーディスクにデータを保存し必要な計算処理を行なった。

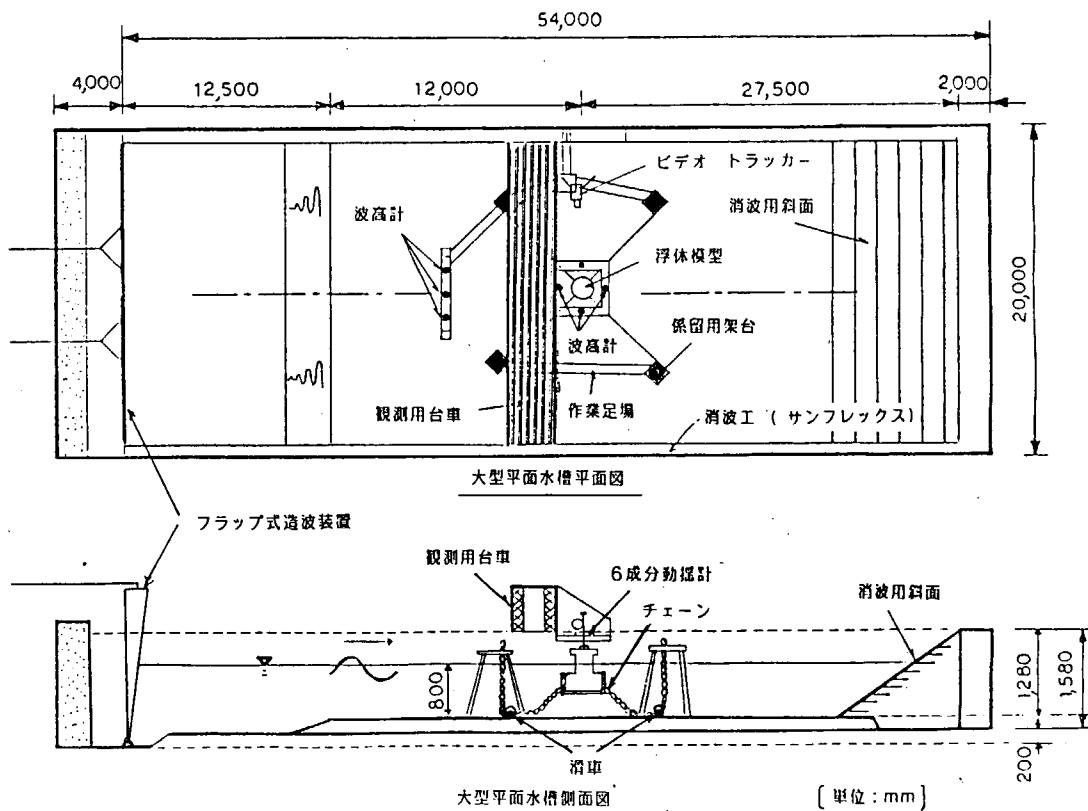


図4.2.2 使用水槽及び動揺実験の概要

### (3) 測定項目及び実験条件

沈没時の動揺実験の測定項目及び実験条件を表4.2.4に示す。測定項目は容量式波高計により模型側方位置での波高を、6成分動揺計とビデオ計測システムにより浮体模型の動揺量を、小型張力計により係留チェーンに働く張力を測定した。

実験に使用した浮体の形状が軸対称であるため図4.2.4に示す動揺成分のうち、前後揺れ(SURGE)上下揺れ(HEAVE)、縦揺れ(PITCH)のみの2次元的な運動である。ここで、サージとピッチは連成するため、浮体重心位置でのサージの経時変化は次式により変換される。

$$x(t) = X(t) - L_z \theta_y(t)$$

ここに  $x(t)$  : 重心位置でのサージ変動

$X(t)$  : 動揺計取り付け位置でのサージ変動

$L_z$  : 動揺計取り付け位置と重心までの距離

$\theta_y(t)$  : 動揺計取り付け位置でのピッチ変動

表 4.2.3 沈設時の動搖実験の手順

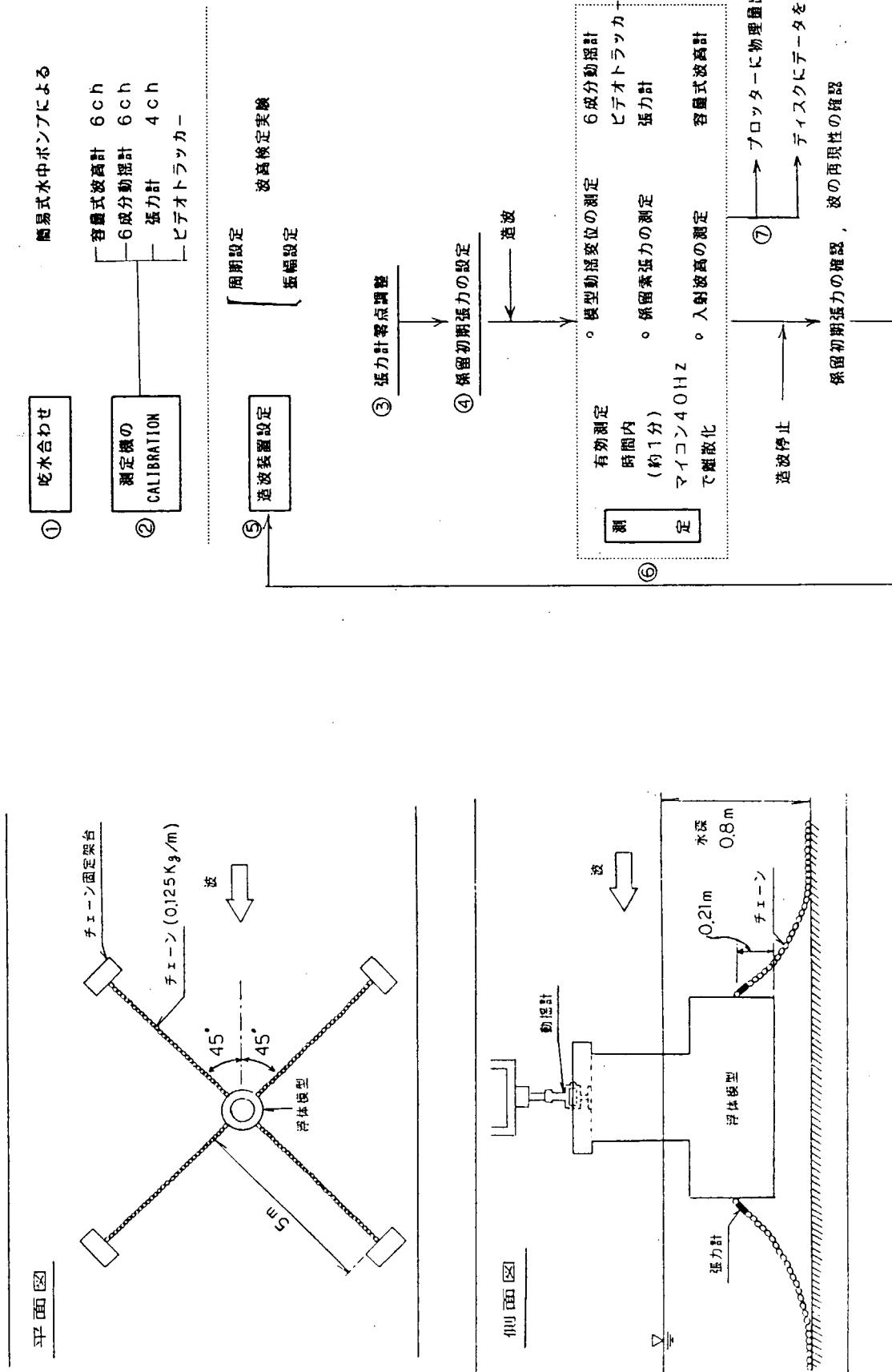


図 4.2.3 係留方法の概要

表 4.2.4 沈設時の動揺実験の概要

実験項目	概観図	実験条件	測定項目
係留初期時の吃水における動揺実験(フーチング上部の波の変形の影響を調べる)		水深 80 cm 吃水 60 cm 波高 2, 4, 8 cm 周期 0.8~2.0 sec 初期張力 0.15 kg	6成分動揺量 入射波高 係留張力
沈設段階での動揺実験(吃水が変化することによる動揺特性を調べる)		吃水 70, 75 cm 波高 2, 4, 8 cm 周期 0.8~2.0 sec 初期張力 0.1 kg	6成分動揺量 入射波高 係留張力
着底直前時の動揺実験(構造物底版と水底のクリアランスの影響を調べる)		吃水 79 cm 波高 4 cm 周期 0.8~2.0 初期張力 0.1 kg	6成分動揺量 入射波高 係留張力

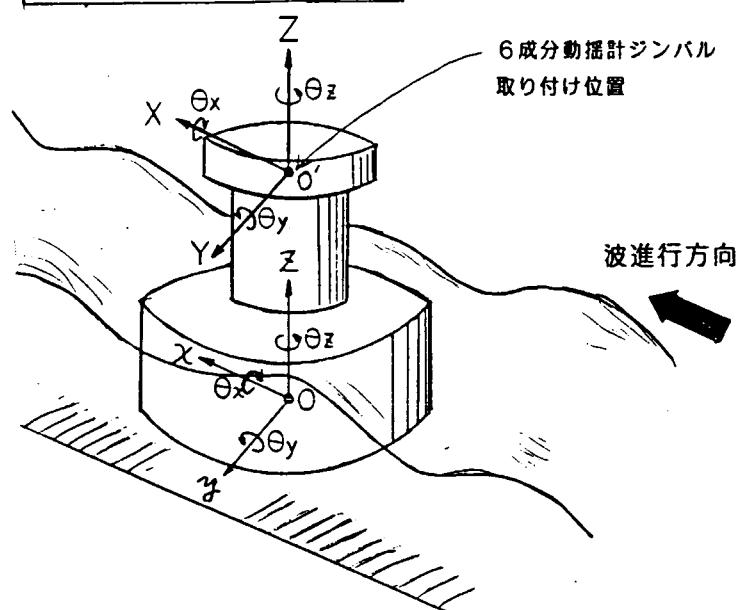
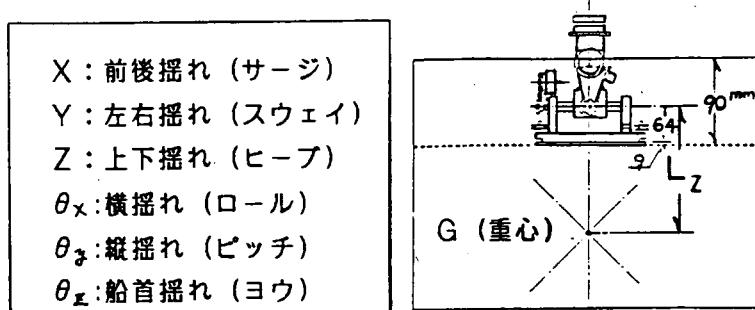


図 4.2.4 動揺量の定義

実験条件は水深80cmと一定にし、模型の吃水を60, 70, 75, 79cmの4段階、入射波の周期を0.8~2.0secで8種類とし、波高をそれぞれ2, 4, 8cmに変化させ作用させた。以上は浮体が波漂流力によって流されないように弱緊張係留した場合のものである。この他に係留の有無の影響を検討するため自由浮体での動揺実験も行った。

#### 4.2.2 実験結果と数値計算の比較

##### (1) 吃水深の影響

一般にこの種の構造物では沈設速度が非常に小さいことから、実験及び解析では沈設速度の影響を考慮しないものとする。図4.2.5に吃水深60, 70, 75cmでの重心回りのサージ( $X_a/H_i$ )、ヒーブ( $Z_a/H_i$ )、ピッチ( $\theta_a/H_i$ )の周期に対する応答値を示す。同図には浮体の沈水表面上に多数の周期的吹き出し(source)を分布させ、その強さを未知関数として積分方程式を解く3次元特異点分布法による計算結果を示してある。なお、計算条件には係留及び粘性の効果を入れていない。模型は大きなフーチング部を持つ形状のため、水中動揺試験及び計算結果で、ヒーブ、ピッチは6sec(実機60sec)付近に共振周期がある。したがって、実波浪を考慮した実験周期0.8~2.0sec(実機8~20sec)では通常応答値として問題になる共振周期よりもかなり短周期側の領域である。

入射波高に対する動揺応答値は実験値、計算値いづれも吃水が大きくなるにつれて小さくなる傾向にある。ヒーブ(上下揺れ)については、特に吃水の増大による動揺量の減少が顕著である。また実験と計算はかなりよく一致している。

ピッチ(縦揺れ)については波の乱れやすいフーチング上部の波圧分布が大きく影響するため、実験値と計算値はそれ程一致していない。特に吃水が60cmと浅い場合は周期1.3sec付近に小さなピークを持つが、実験と計算でピーク過ぎの応答の傾向に違いが見られる。吃水が70, 75cmと大きくなると実験値、計算値ともこの小さいピークが見られなくなり、周期とともに単調に増加する傾向にある。サージ(前後揺れ)についてはピッチと連成するため、各吃水で理論値は計算値をやや上回っている。また、ヒーブ及びピッチと異なる点は吃水が増大してもほとんどサージ量は減少しないことである。なお、実験手法上の問題点として模型のカラム内に注水した水の動きが縦揺れを助長させる可能性がある。これについては、別にカラム内の水面が動かないようにして動揺量を調べたが、今回の実験範囲ではピッチにあまり影響していないことを確認した。

一方、図4.2.6に模型側方の水位変動と動揺量の経時変化を示す。動揺量と入射波の位相については、ヒーブはほぼ同位相であるが、また、サージとピッチについては周期1.0sec以下では動揺量自体が小さいため明確でないが、吃水60cmで2nd Peakのある周期1.3sec付近を除けば、それぞれ側方の観測波より約±90度の位相差がある。つまり、サージとピッチはちょうど逆位相にあり、これは上下方向の運動を無視すればデッキ部より上の位置に固定軸がある振り子に近い動きである。したがって、構造物の上方にあるデッキ部よりも下方にある底版のほうがサー

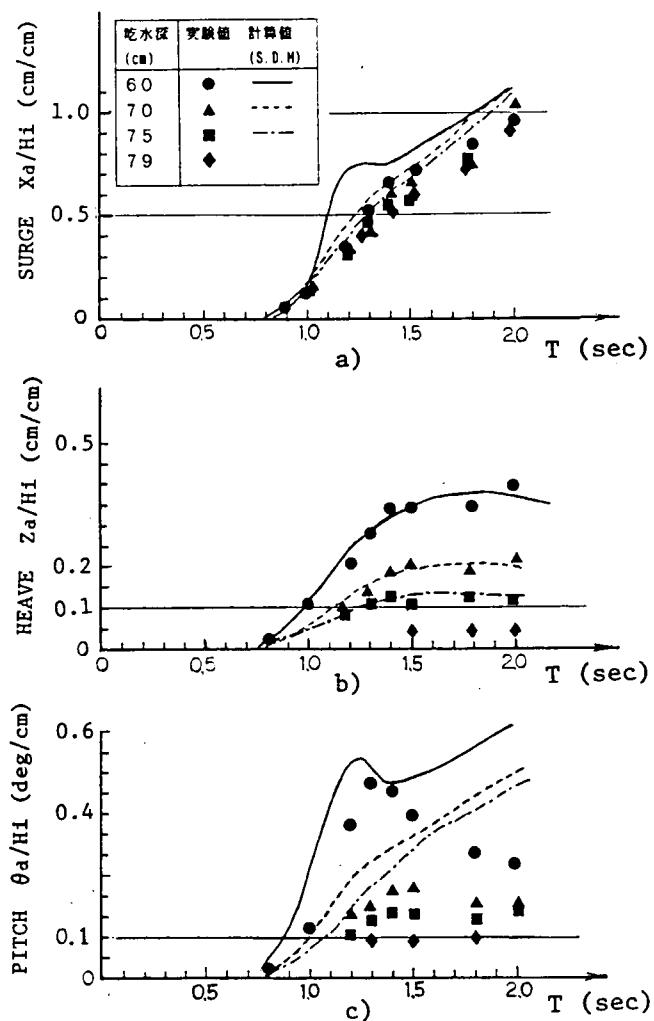


図4.2.5 吃水による動揺応答量の変化

ジ量が大きいという運動特性を持つことがわかった。

本実験の結果、今回のように使用した波長に比して径の比較的大きいフーチング付きカラムについては、吃水深が浅い場合固有の共振周期より短周期側にピッチの 2nd・Peak が現れることが確認された。特異点分布法の計算結果においても 2nd・Peak が見られるが、実験結果とかなり傾向が異っている。

これはフーチング付きカラムの場合、円筒形及び箱型に較べ、フーチング上部の圧力分布の計算精度がかなり影響してくれるため、ピッチ量の正確な算定が難しいからであると思われる。

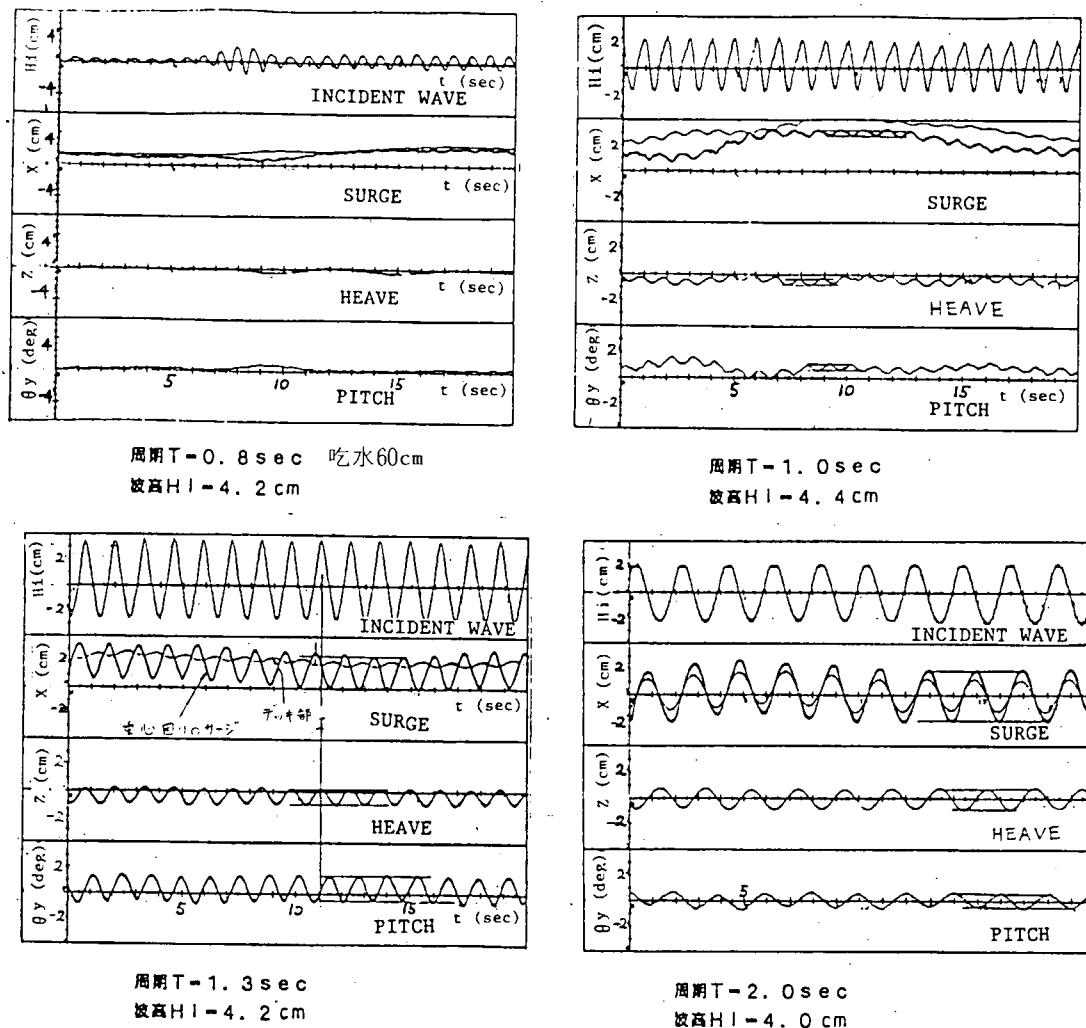


図 4.2.6 模型側方の水位及び動揺の経時変化例

## (2) 波高の影響

図 4.2.7 に波高を 2, 4, 8 cm と 3 段階に変えた実験結果を示す。対象とする構造物は固有周期が模型の場合約 6.0 秒と非常に長いため、実験周期の範囲では波の非線形性の影響は小さいといえる。特にヒープについては、フーチング上部で水面が破碎する波高 8 cm のケースを含んでいるにもかかわらず、計算値とよく一致している。しかし、これは共振周期よりかなり短周期側での比較であり、共振付近では変位が大きくなることにより非線形運動を考慮する必要がある。ただし、ピッチについては吃水が 60 cm の場合の 2nd・Peak 付近では波高の影響が見られ、波高が増大するに従ってピッチ量が計算値よりも小さくなる傾向にある。これは、サージ、ヒープが水平及び鉛直方向それぞれの波圧の積分値で決まるのに対し、ピッチは水平方向波圧分布とフーチング上部の鉛直方向波圧分布の両方から計算されるため、波高が高くなり碎波する場合にはその影響を強く受けるものと思われる。

### (3) 底版と水底のクリアランスの影響

吃水が79cmとまさに着底直前の場合での動搖特性については図4.2.5の◆に示す通り、ヒープとピッチの波高に対する応答値は共に0.1 (cm/cm, deg/cm) 以下で非常に小さい。一方、サージは沈設過程での傾向と同様に応答量の減少はわずかである。吃水79cmの条件については、構造物底版と海底面の間における水の流れの影響を考慮した特異点分布法による解析が不可能であるため、実験結果と解析結果の比較は行っていない。それでも、今回の規則波による実験範囲内では、水底の影響により動搖量が増加するような現象は見られなかった。また、実際に北海におけるコンクリートプラットフォームの据付け時に観測された横スベリ現象は見られなかった。以上のことから、通常の波浪条件下では着底寸前の上下、縦揺れ運動はむしろ小さくなることが確認されたが、前後揺れについては今後も検討が必要である。

### (4) 係留の影響

一連の動搖実験は弱緊張係留状態で行ったが、計算では係留力を考慮していない。そこで、図4.2.8に吃水60cmについて係留した場合と自由浮体の状態におけるヒープとピッチの応答値の比較を示す。ただしサージについては自由浮体の状態では波漂流力の作用により、波進行方向にドリフトし、精度よく計れないため比較を行っていない。これを見ると今回行った係留方法では係留した場合と、自由浮体の場合ではほとんど動搖量に違いがないことがわかる。

### (5) 波向きに対する係留角の影響

図4.2.9に波向きを変えた場合の実験結果を示す。係留は波向きに対して20°, 70°と非対称になっているが、浮体の運動は対称の場合と同様に波向き方向だけの2次元的運動である。これを見ると係留に対して波向きが変わった場合においても動搖量の応答値にはあまり影響していないといえる。ただし、ピッチだけは係留が波向きに対して非対称の方が周期が長くなるとやや大きくなる傾向にある。

### (6) 解析方法

今回用いた解析方法は線形ポテンシャル理論に基づく特異点分布法によるものである。

図4.2.7～4.2.9に同じ特異点分布法を使用した鹿島建設と日本鋼管の計算結果をそれぞれ実線及び破線で示してある。これを見るとヒープは両者の計算ともほぼ一致しているが、計算条件と同じにしているにもかかわらず、サージは鹿島の計算値がやや大きめとなっている。また、ピッチについては応答量の違いだけでなく、定性的な傾向もかなり異っている。この原因としては短周期側での計算手法の違いなどが考えられるが、今の時点では明確になってはいないため、今後検討する必要があると思われる。

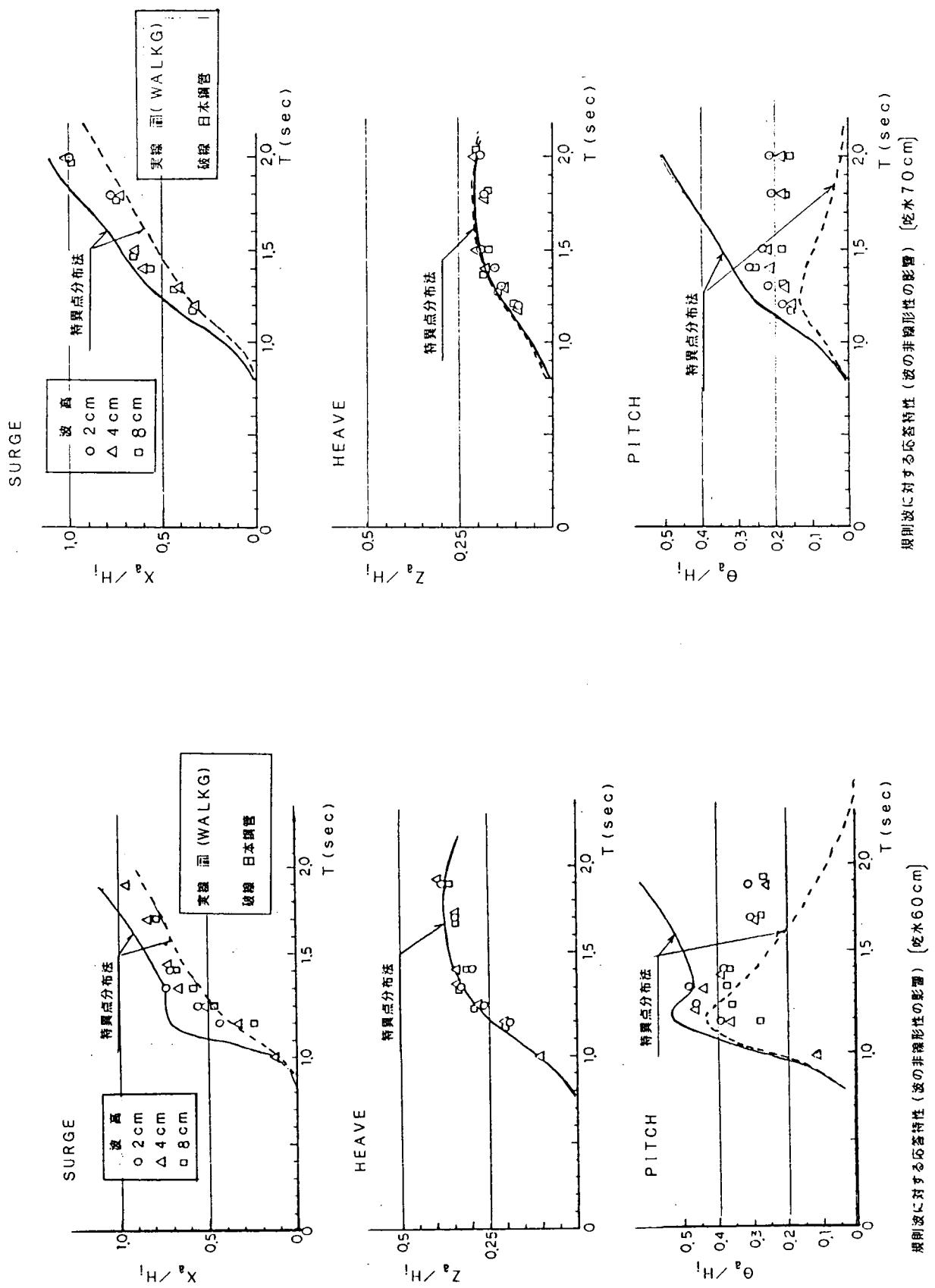
## 4.3 再浮上時の安定性実験

### 4.3.1 実験の目的及び概要

着底式海洋構造物を撤去する方法の1つとしては、沈設作業と逆に水バラストを抜くことにより浮力を高めていき、再浮上させる方法がある。この際、実際には長期間構造物の基礎が海底地盤に接触していることにより、土質力学的な粘着力、あるいはスカート、ダウエルといった突起状の構造物と地盤との摩擦抵抗、また上昇時における地盤中の負圧や、グラウトの離脱など種々の原因によるサクションフォースが働くものと考えられる。大水深下での着底式海洋構造物は一般に波力を軽減するため、海底近くでの形状を大きくし、水際付近を細くする傾向にある。このため、サクションフォースが働いた場合の再浮上時の運動はより顕著になるものと考えられる。本実験ではサクションフォースが働くメカニズムについては触れないで、電磁石により吸着力を何段階か作り出し、静水状態及び波浪下で再浮上させ、定性的な運動特性について検討した。

### 4.3.2 実験方法

実験項目は表4.3.1に示すように大きく3つに分かれる。それぞれの実験方法の概要を以下に述べる。



規則波に対する応答特性(波の非線形性の影響) [吃水 60 cm]  
規則波に対する応答特性(波の非線形性の影響) [吃水 70 cm]

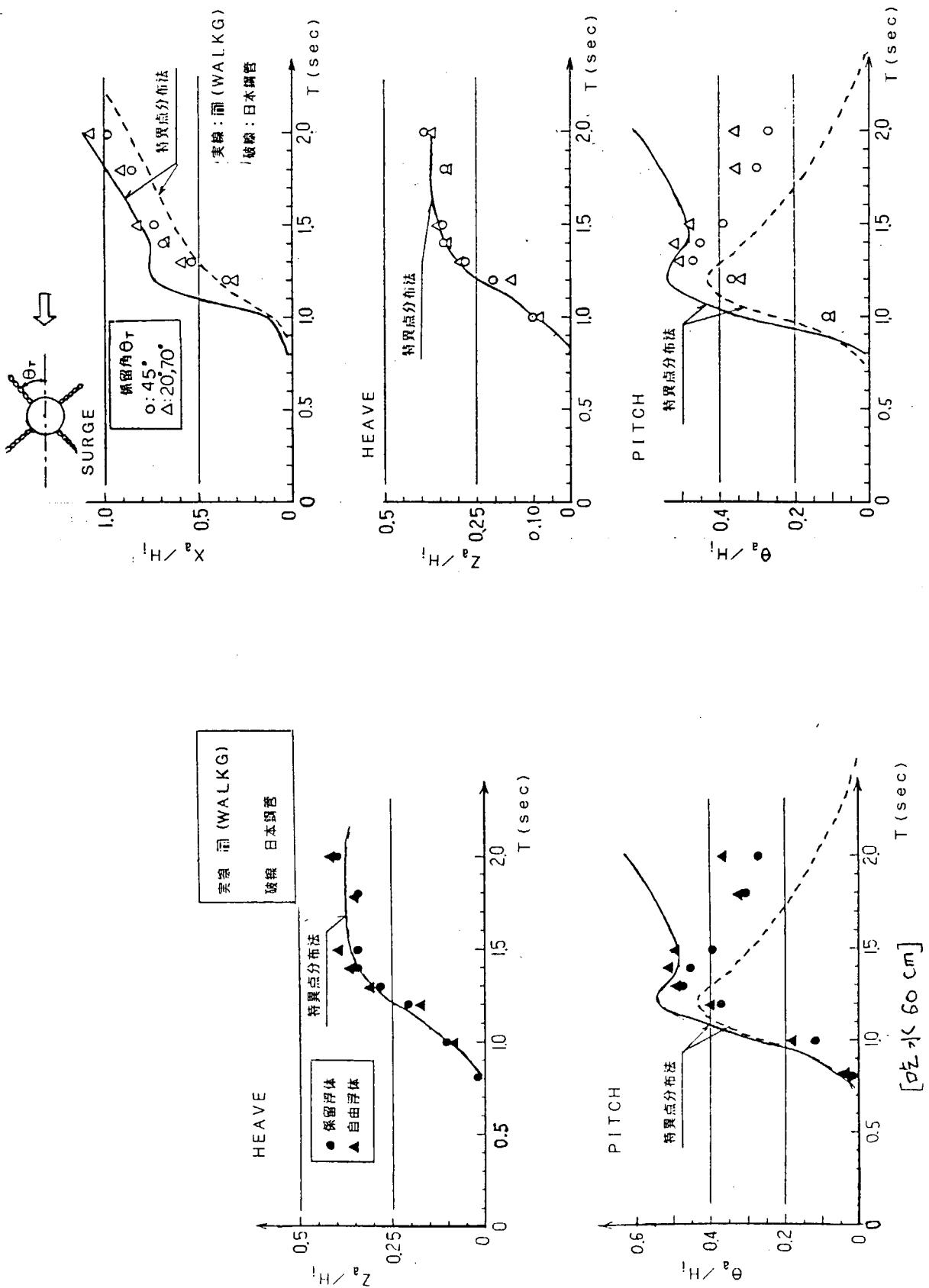
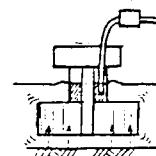
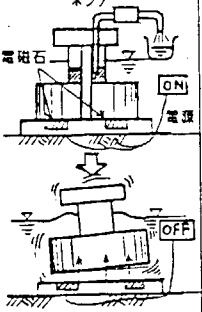
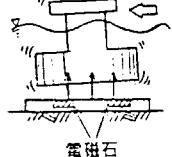


図 4.2.8 自由浮体と係留浮体の動揺応答量

図 4.2.9 波向きによる動揺応答量の変化

表 4.3.1 再浮上実験の概要

実験項目	概要図	実験条件	測定項目
静水状態でバラスト用の水を排水して浮上させる場合		水深 80 cm 排水速度 5.5 l/min	6成分動揺量 排水速度
静水状態で底面に作用している吸着力が急激になくなり浮上する場合		初期浮力 3, 5, 8, 10 kg 上昇速度 最高上昇位置 単位幅当たりの吸着力 0.34 ~ 1.68 g/cm²	6成分動揺量
波力が作用する状態で底面に作用している吸着力が急激になくなり浮上する場合(偏心する場合も含む)		初期浮力 10 kg 入射波高 4 cm 周期 0.8 ~ 2.0 sec	6成分動揺量 ドリフト量 入射波高

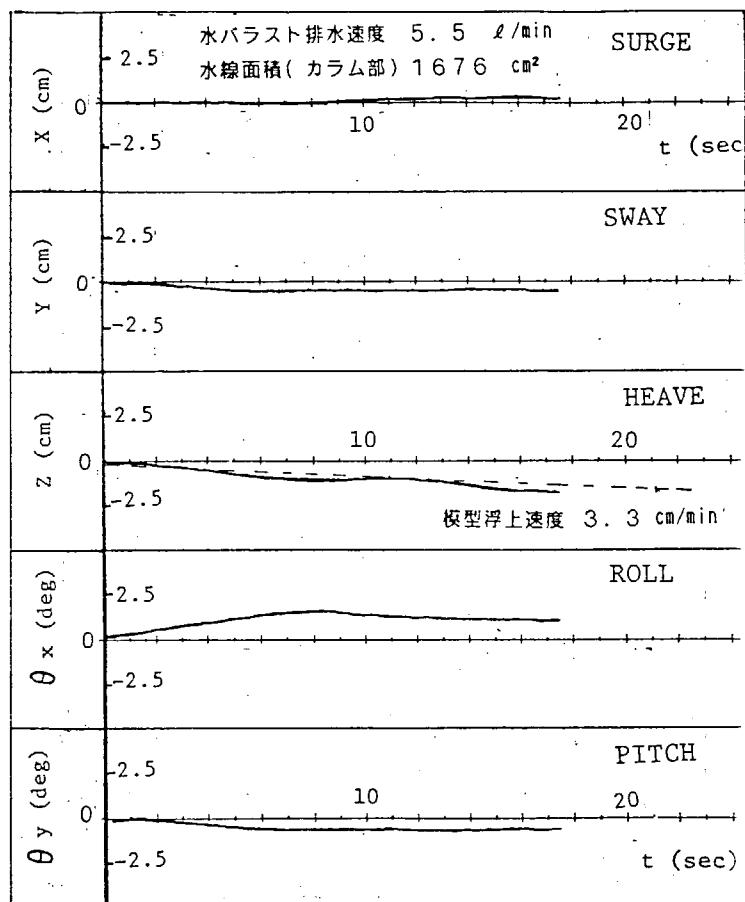


図 4.3.1 吸着力が作用しない場合の再浮上後の経時変化

### (1) 水バラスト排水による再浮上実験

模型のカラム内に水を注水しモルタル固定床上に一旦着底させた状態で、簡易小型水中ポンプにより毎分 5 ℥（実機換算 500 t/min）の排水速度で水を抜きながら浮上させるものである。なお、再浮上実験はすべて係留の無い条件で実施した。

### (2) サクションフォースを仮定した再浮上実験

水底に 1 個当たり磁力 30kg の電磁石を 120°ごとに 3 個埋め込んだ厚さ 5 cm の鋼製の台座を水底に設置し、その上に鋼製のプラットホーム模型を着底させ電磁石により接着させる。その状態で水中ポンプにより水バラストを抜き、適当な何段階かの浮力（実機換算 3000 ~ 15000 ton）を掛け、電磁石のスイッチを切ることで一気に上昇させる。測定には 6 成分動搖計を使用し、浮上時の上昇変位、最大上昇位置、リバウンドによる水底面への接触の有無について検討を行った。

### (3) 波浪時及び偏心がある場合の再浮上実験

実際問題として、稼働率の関係によりプラットホームの移動作業を波浪状況下でも行う可能性がある。このような状況を踏まえて再浮上実験を波浪条件下でも行った。また、プラットホームがまさに海底地盤を離れる瞬間、サクションフォースによる力の釣り合いが底版全体で同時に失われるとは限らず、場合によっては偏心を伴った状態で浮上する可能性がある。この偏心力を考慮した再浮上実験を行うために 3 個の電磁石のスイッチを切る組み合せを変えて偏心を与えることとした。実験は再現性を考慮して同じ条件につき数回繰り返し行っている。また、特に波浪下での再浮上実験では波の位相によって浮上の状況が変わるために位相も実験条件に加える必要がある。

## 4.3.3 実験結果及び考案

### (1) 水バラスト排水による再浮上（サクションフォースが働かない場合）

予備的検討として水槽のモルタル固定床上に着底させた状態で水バラストを徐々に抜きながら浮上させた所、ほとんど吸着力が働いていないことが確認された。このように構造物底版と水底に吸着力が働く場合は、図 4.3.1 に示すように再浮上の過程で水線面積が一定であり、また排水速度も一定であるため、浮体はほぼ時間に比例して浮上する。また、構造物底版が水底を離れる瞬間に周囲から流れこむ水も鉛直方向以外の運動にはほとんど影響を与えていない。したがって、サクションフォースが作用しない場合、水バラスト排水速度から決まる上昇速度で、水底を離れても特に支障となる挙動は見られないことが判明した。

### (2) サクションフォースの変化による浮上特性

図 4.3.2 に構造物底版と海底面にサクションフォースが働いた場合を想定して再浮上させた後の代表的な運動の経時変化を示す。上下方向の運動の記録については自由動搖試験と同様な自由減衰曲線となっている。図 4.3.3 に水底を離れ、最大上昇点まで達する途中で記録される最大速度  $V_{z\max}$  と初期浮力の関係を示す。これにより今回の実験に与えた初期浮力（サクションフォース）の範囲内では最大上昇速度と初期浮力はほぼ線形に近いことがわかる。また、最大上昇位置に達した後、リバウンドして構造物底版が再度水底に近づくことになる。図 4.3.4 に底版中心での相対的な最大上昇位置及びリバウンド位置と初期浮力の関係を示す。これによると、最終クリアランス D に対する相対的な最大上昇位置 ( $Z_{\max} / D$ ) は初期浮力の大きさに関係なく 1.5 であり、構造物の形状により決まることがわかる。次に、相対的なリバウンド位置 ( $Z_{\min} / D$ ) は初期浮力が増大するにつれて 1.0 から減少する傾向にある。ただし、この値は 0.5 に漸近するため、プラットホーム底版が上下運動そのもので水底に接触する可能性はないと判断される。上下方向以外の運動については、実験では電磁石を同時に切り、偏心を与えないように再浮上させているが、初期浮力の増大に伴い縦及び横揺れ運動も増加する傾向にある。これは、浮体の上昇速度が増大するとともにフーチング隅から発生する渦の効果が横揺れを増加させるものと思われる。しかし、この再浮上時に引き起こされた縦および横揺れは固有周期の 2 ~ 3 倍の時間ではほとんど減衰する。

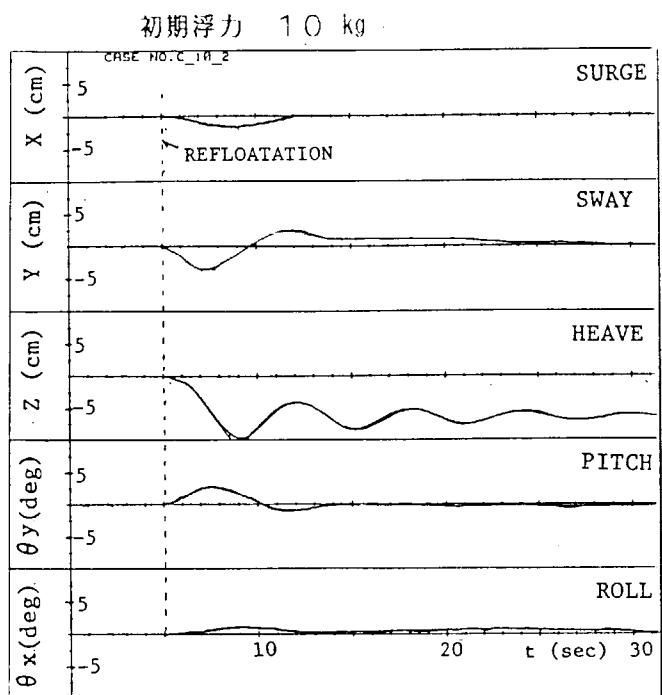


図 4.3.2 吸着力が働いた場合の代表的な経時変化例

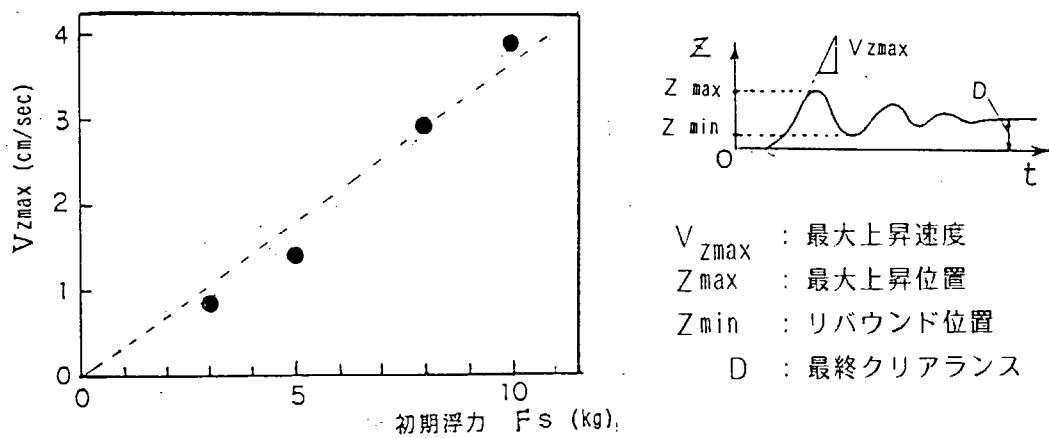


図 4.3.3 吸着力（初期浮力）と最大上昇速度の関係

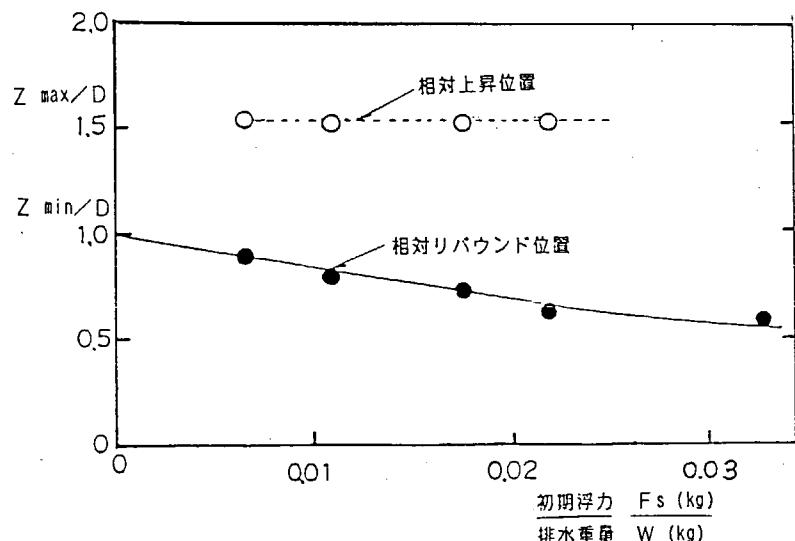


図 4.3.4 吸着力と上昇位置及びリバウンド位置の関係

### (3) 波浪及び偏心がある場合の浮上特性

波浪中での再浮上については、入射波の周期を変えた一連の実験より運動の特徴として次のような傾向が見出された。図4.3.5及び図4.3.6に波浪時における再浮上後の6成分運動の経時変化と重心及びデッキ位置での運動軌跡の代表的なパターンを示す。いづれも同じサクションフォースと波浪条件であるが、水底を離れる際での通過時の波の位相が異なっている。この位相の違いだけで波進行方向あるいは逆方向に急激にドリフトする現象が見られる。この急激なドリフトは、通常の波漂流力の作用によるドリフトと異なるもので、その発生する機構は次のように考えられる。

着底時には固定された構造物に働く波浪強制力が作用している。しかしプラットホーム底版が水底から離れ、一旦浮遊した状態では底面摩擦抵抗がなくなるため、波浪強制力の作用する方向に浮体が押しやられドリフトすることになる。この現象は波力の大きさに関係するため、浮体の径に比して波長が大きい場合に顕著である。特に周期2.0 sec以上の場合は、浮上瞬間後1 secの間に通過する波の位相によって浮体が波進行方向あるいは逆方向のどちらに漂流するかがほぼ決まつてくる。波浪下での再浮上後の動搖特性については、着底状態から浮遊状態に移行する過程での波強制力の作用による一時的なドリフトのほかに以下のようない特性が見られた。静水状態では上下方向の運動は自由動搖試験結果から得られたものと同様な自由減衰運動をしているが、波浪下では波の作用による周期的な動搖変化が長周期の自由減衰曲線に乗った運動となっている。したがって、位相の条件により波浪によるヒープの応答量の分だけリバウンド位置が下がる場合がある。ただし、吃水が大きいとヒープの応答値は小さいため、波浪の付加分により水底に接触することは生じなかった。

静水状態で偏心を与えた場合の再浮上運動については、上下方向は偏心を与えない場合とほぼ同様な変動を示す。平面的に見た場合、図4.3.7に示すように重心位置の軌跡が偏心の方向に比較的真っすぐに続いているのに対し、デッキ部の軌跡は偏心方向の回りから大きく変動する傾向がある。リバウンド時の縦揺れ、横揺れの角度が偏心がない場合に比べ大きくなるものの実験範囲内で水底への接触は生じなかった。

## 4.4 総 括

大型着底式海洋構造物の沈設及び再浮上時の安定性に関して縮尺1/100のコンクリートプラットホーム模型を使用して水理実験を行った結果、以下の基本的な挙動特性が明らかとなった。

① 沈設実験：総じて波浪に対する動搖量は吃水が大きくなるにつれて小さくなり、安定性が増す傾向にある。ただし、サーボ（前後揺れ）だけは着底直前においてもそれ程減少せず、海底面に沿ってスライドする。

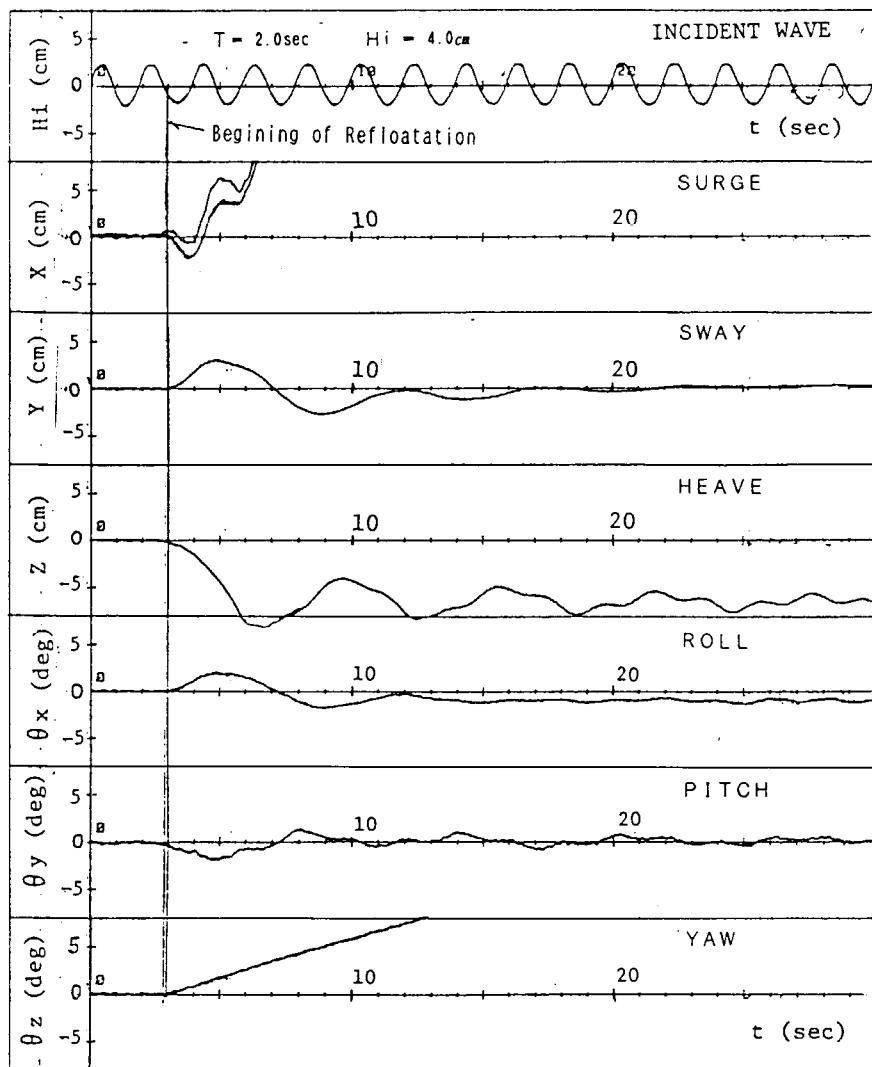
特異点分布法による理論計算は、ヒープについては妥当な結果を与えており、ピッチ（縦揺れ）についてはフーチング上部の波圧分布が微妙に影響するため、実験値よりやや過大評価となっている。

着底直前時のヒープとピッチの応答値については、かなり小さくなることが確認できた。また、当初懸念されていた横すべり現象については、今回の実験では見られなかった。

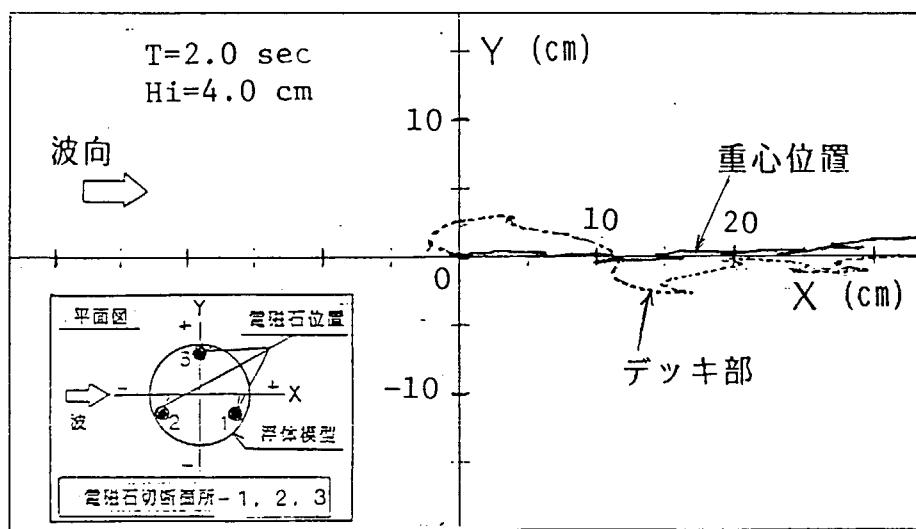
② 再浮上実験：海底面と構造物底版に働く吸着力（サクションフォース）を電磁石により作り出し、サクションフォースが大きい場合、偏心が掛かる場合、波浪が作用する場合について検討を行った。それぞれ、最悪の条件を仮定した実験となっているが、再浮上後リバウンドした際の海底面への接触は起らないことが確認された。また、再浮上後の運動特性は、厳密には底版と水底との間の水の動きを評価する必要があるが、自由動搖試験から概ね予測できることがわかった。また、今回の実験では加速度計で直接デッキ上部での加速度を測定していないが、動搖量の経時変化及び目視で見る限り、乗組員に対して危険となる程の加速度は生じていないと思われる。

以上の着底時の諸問題に関する実験的検討は規則波だけを外力の対象として行った基本的なものである。現実の波は多方向からの不規則波であり、波群特性による長周期変動などが問題になる可能性がある。また、場合によっては波よりも浮体の安定性に影響を及ぼす風や潮流の外力評価を行なう必要があると思われる。また、海底

初期浮力 10 kg

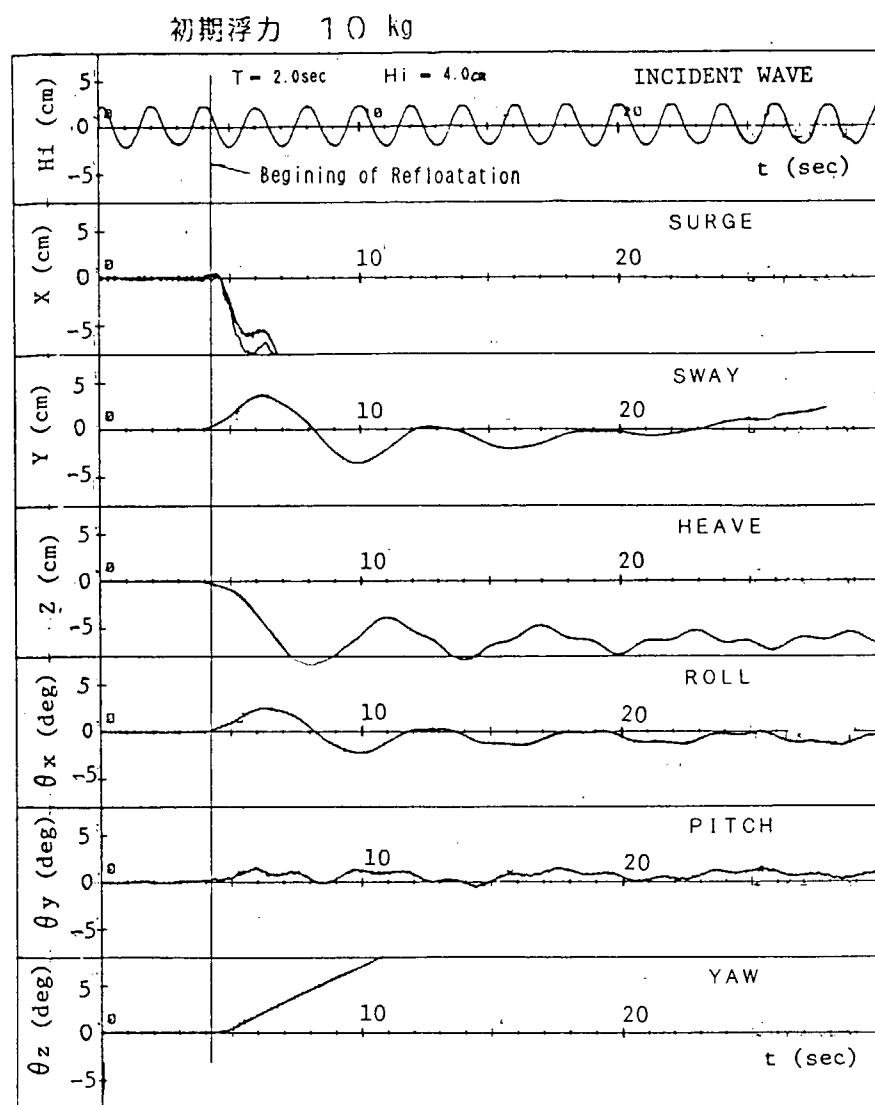


a) 再浮上後の経時変化

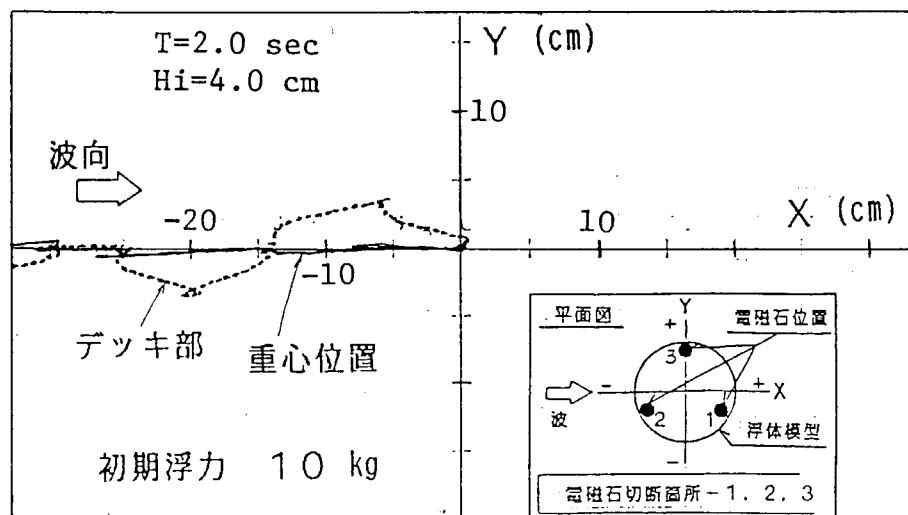


b) 重心及びデッキ位置での運動の軌跡

図 4.3.5 波浪下における再浮上後の運動（その 1）



a) 再浮上後の経時変化



b) 重心及びデッキ位置での運動の軌跡

図 4.3.6 波浪下における再浮上後の運動(その 2)

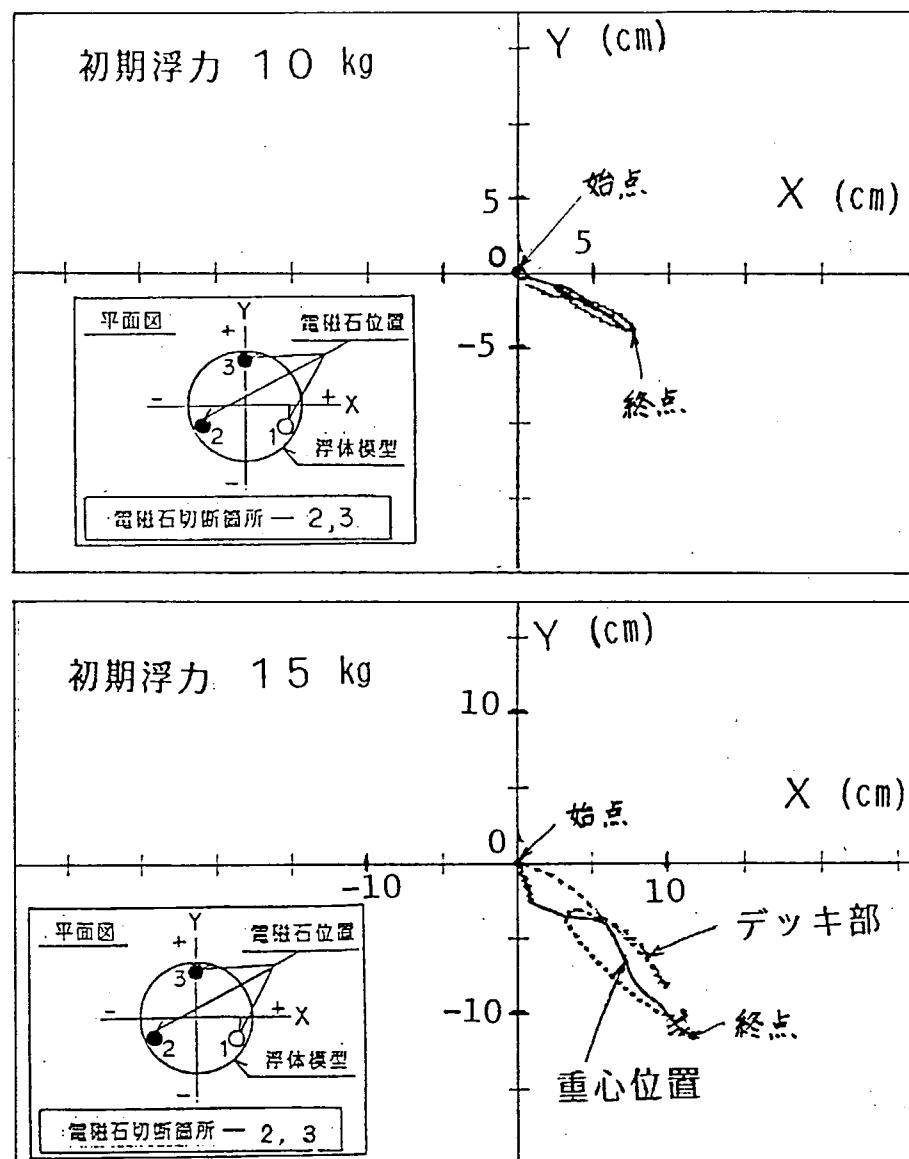


図 4.3.7 偏心を伴う場合の再浮上後の運動

と浮体底版のクリアランスが小さくなり、動搖により流れや渦が誘起される場合は縮尺によるレイノルズ数の影響がどの程度あるのかを検討する必要があると思われる。

#### 参考文献

- 1) Eide and Larsen : Installation of the Shell/EssO Brent B Condeep Production Platform. OTC Conference 1976, Paper Number 2434
- 2) Garrison, C.J. : Hydrodynamic Loading of Large Offshore Structures; Dimensional Sourse Distribution Methods in Numerical Methods in Offshore Engineering, Eds.O.C.Zienkiewicz, R.W.Lewis and K.G.Stagg, Wiley, Chichester, England, (1978), pp. 97 ~ 140
- 3) Pliskin, L : Removal of Concrete Gravity Platforms. OTC Conference 1976, Paper Number 3475.
- 4) Svendsen, I.A., P.A. Madsen and C.Michaelsen (1977b) Wave induced heave motion of a

- ship in shallow water. Inst. Hydr. Engrg., Tech. Univ. Denmark, Prog. Rep. 43,  
pp. 23~30.
- 5) Mei, C.C., Yeung, R.W. and Liu, K.F. (1985) : Lifting of a large object from a porous seabed, Jounal Fluid Mechanics, vol. 152, pp. 203 ~ 215

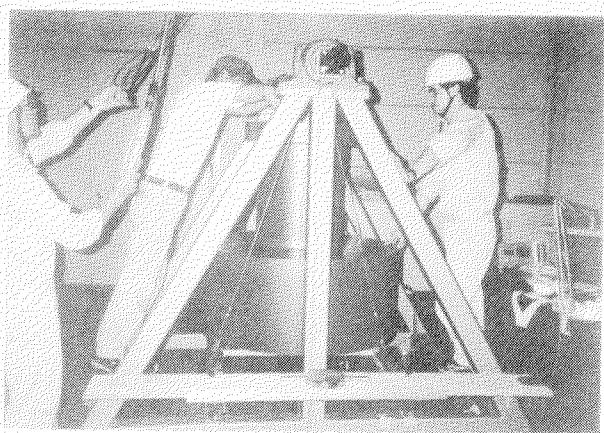


写真 4.1 模型浮体の検定状況

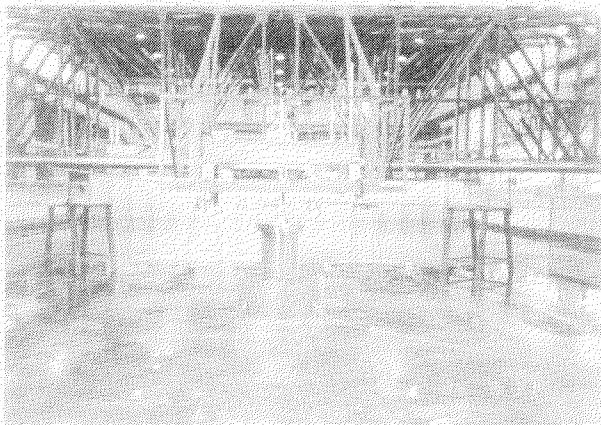


写真 4.2 大型水槽における動搖実験配置状況

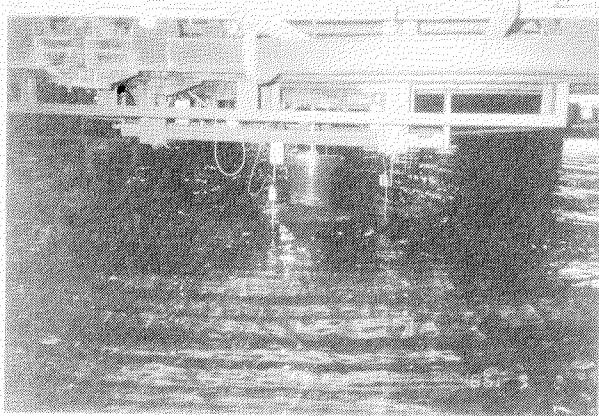


写真 4.3 沈設時の動搖実験の状況（浮体前方）

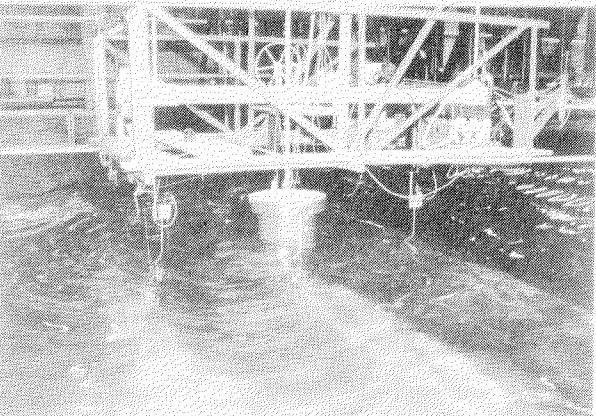


写真 4.4 沈設時の動搖実験の状況（浮体側方）



写真 4.5 沈設時の動搖実験の状況(フーチング上部)



写真 4.6 再浮上実験の状況

## 5. 結 言

3ヶ年計画の最終年度にあたる昭和61年度に行った研究の詳細については第2～4章及び設計・建造法指針にあげたが、その研究成果を概略とりまとめると次のような。

### (1) 鋼・コンクリート合成箱型構造物の応力解析（第1小委員会担当）

鋼・コンクリート合成構造の設計上重要な問題点と思われる鋼とコンクリートの継手部の構造形式及び設計手法を中心検討を行った。まず、現状の継手形式及びその設計法について資料調査を行い、海洋構造物の合理的な継手形式及び設計法の基礎資料を得て、さらに今後解明すべき海洋構造物固有の課題を提案した。つぎに、昭和59年度に試設計を行った鋼・コンクリート製プラント台船の船底横桁及び船側構造の継手部を対象に弾性応力解析を行い、海洋構造物特有の複合荷重について継手部近傍の応力特性を求め、また、継手部ずれ止めの弾性変形、鋼／コンクリートの剛比、ハンチの有無などが応力特性に及ぼす影響を調査し、今後の継手部設計の基礎資料とした。さらに、鋼とコンクリートの温度差による継手部の近傍の強度を検討するため、鋼製実船の温度分布を実測し、その結果をもとに鋼・コンクリート製プラント台船の温度分布を推定して熱応力計算を行なった。船体に生ずる応力は静水中の荷重状態に比べ大きくはないが、継手部ずれ止めに生ずる応力は無視できないことが明らかになった。

### (2) サンドイッチ式コンポジット構造の模型実験及び解析（第2小委員会担当）

サンドイッチ式コンポジット構造に水圧や氷荷重に対応した等分布荷重が作用したときの挙動を明らかにし設計資料を得るために、等分布荷重を受ける梁模型試験を実施した。さらにアーチによるモデル化に基づいた極限解析法及び有限要素法による非線形解析を行い、これらの理論解析が実験結果と良く一致することを確認した。

また、サンドイッチ式コンポジット構造のパネルに集中荷重が作用したときの挙動について模型実験と崩壊強度の理論解析を行った。

その結果、設計に役立つサンドイッチ式コンポジット構造の最終強度が明らかになった。

### (3) 着底時の安定性に関する模型実験及び解析（第3小委員会担当）

波浪中で着底式海洋構造物を海底面に据付する過程における動的挙動を縮尺1/100の水理模型実験により把握した。実験は水バラスト注水方式により係留初期時から着底寸前時まで吃水を変化させて行っており、従来の研究では扱われていない構造物底版と水底のクリアランスの影響についても検討した。さらに、既に、海底に設置された海洋構造物を撤去あるいは移動するために再浮上させる過程についても、構造物底版と海底面の間に働くと予想される吸着力（サクションフォース）を簡易的に作り出し、急激に浮上する際の動的挙動を水理実験により検討した。その結果沈没が進むにつれて波浪に対して海洋構造物の動搖は小さく安定となること、また、再浮上時においては急激に海底から浮き上がったとしても、再び海底に接触する危険性がないこと等が確認された。

### (4) 海洋コンクリート構造物設計・建造指針（各小委員会及び幹事会担当）

前年度作成した指針目次案の見直しを行った上、本部会の研究成果、内外の関係諸規則、諸基準等の文献・資料を参考としつつ、各章の原案を第1、第2、第3各小委員会が分担作成し、幹事会においてこれを詳細に検討して、「総則」、「材料及び強度」、「荷重」、「地盤」、「設計の基本方針」、「構造計画」、「構造解析と断面強度判定」、「施工及び品質管理」の8章からなる設計・建造法指針をとりまとめた。

3ヶ年にわたる本研究により海洋コンクリート構造物の設計に関する基本的問題点に関し多くの知見が得られた。また、設計・建造法指針を提示することができたので、これらを大いに活用されることを望むものである。

# 海洋コンクリート構造物設計・建造法指針

# 第1章 総則

## 1-1 一般

### 1. 適用

本指針は、海洋において使用されるコンクリート構造物及びハイブリッド（複合）構造物（以下海洋コンクリート構造物又は単に構造物という。）に適用する。

（解説）

本指針ではコンクリート構造物とは主として鉄筋コンクリート構造、プレストレストコンクリート構造およびフェロセメント構造をいう。

ハイブリッド（複合）構造物とは、本指針の7-4, 1で分類される鋼とコンクリートとの複合構造物をいう。

### 2. 構造形態

海洋コンクリート構造物は、その使用形態により、浮遊式、浮遊着底式及び着底式の3つの構造形態に分ける。

（解説）

浮遊式：建造後稼働場所に曳航された後、石油試掘船、浮桟橋、浮消波堤、浮ドック、浮体空港、プラント台船、浮貯蔵タンク等として通常係留して使用され必要に応じ移動できるものをいう。

浮遊・着底式：建造後稼働場所に曳航された後、構造物の中のバラストタンクにバラストを注入し着底して使用され、稼働する時はバラストを排除し浮上させて曳航されるものをいう。

着底式：構造物の主要部分を建造後稼働場所に曳航、着底し、長期にわたり海底面に固定するもので通常移動しないものをいう。

### 3. 設計年数

設計年数は、使用年数が定まった後適切に定める。

### 4. 検査

各構造部材は、原則として定期的に検査できるものとする。

（解説）

構造物は、建造後いかなる部分も検査できるようその構造部材を配置する必要がある。ただし構造物の使用期間中有害な損傷が発生しないよう特に設計に考慮を払われたものに対してはこの限りでない。

## 1-2 定義

本指針における用語は、別に定めるものを除き次のように定義する。

限界状態 — 構造物に要求される諸性能が損われる状態

機能上の限界状態 — 構造物に要求される機能が果たされなくなるすべての限界状態

変形限界状態	構造物又は部材の変形或いは変位量が過大となり、構造物又は搭載機器の使用、稼働が困難となる状態
運動限界状態	構造物の振動、動搖などの運動により、構造物又は搭載機器の使用、稼働が困難となる状態
海洋環境汚染限界状態	液状貯蔵物の溶出など、海洋環境を汚染すると認められる状態
構造強度上の限界状態	構造物の部材が破壊するすべての限界状態
ひび割れ限界状態	コンクリートに発生するひび割れにより部材の性能が損われる状態
終局限界状態	部材に作用する断面力が最高耐力にいたり部材が破壊する状態
疲労限界状態	部材が変動荷重により疲労破壊する状態
姿勢安定上の限界状態	浮遊着底式および着底式構造物の許容できない滑動、転倒及び浮遊式構造物の転覆、沈没、流失などの限界状態
漸進的崩壊限界状態	部材の破壊により構造物全体に漸進的な崩壊が生じる状態
荷重係数	実際に作用する荷重の予測及び荷重の組合せの不確実さを考慮した係数
材料係数	実際の材料強度変動、供試体と構造物中の材料強度の差異及び材料強度の経時変化率を考慮するための係数
安全率	部材の重要度、解析方法の精度等を考慮に入れ設計耐力の設計断面力に対する安全度を評価する指標
荷重特性値	設計年数内においてかかると考えられる荷重、不規則性を有する荷重においてはある確率で不利な方向に超えないような荷重の値
材料特性値	試験により決定され、それがある確率で得られるような材料強度及び定数
設計基準強度	設計のために設定するコンクリートの圧縮強度
常時環境荷重	構造物が稼働場所において使用期間中に通常遭遇すると考えられる環境荷重
異常時環境荷重	航路及び稼働場所が制限される構造物においては、その形態使用目的に応じて定められる再現期間の最大環境荷重
支配的構造材	構造物の崩壊機構に重大な影響を与える部材

### 1-3 設計原理

#### 1. 安全性の評価

海洋コンクリート構造物は、その建造中を含みすべての使用期間中に想定される荷重に対して十分な安全性及びその目的に適合した機能を有することを確認しなければならない。

(解説)

構造物が安全性及び機能を有することは、

- 1) 転覆、転倒、許容できない滑動、不等沈下等の不安定現象、
- 2) 構造部材の破壊／崩壊（地盤を含む）等の構造強度上の問題、及び
- 3) 許容されない変形並びに過度の振動、動搖などの運動による機能上の弊害、更には周囲の環境汚染による公害など

が生じないことであり、各構造形態に応じ次に示す4つの状態（設計の前提となる）について確認されなければならない

ない。

- 1) 建造中／進水中
- 2) 戻航中
- 3) 沈設／据付／離脱中
- 4) 稼働中

又、事故による人命及び財産等の損失並びに環境汚染等が大規模となることが予想される未だ経験の浅い海洋コンクリート構造物においては、事故荷重による偶発的な原因により支配的構造材が破壊した場合でも構造系の致命的な不安定現象、或いは構造部材の漸次崩壊による究極的な倒壊が生じないよう構造系として冗長性を持たせるか、又は事故荷重によって支配的構造材が漸進的崩壊に至らないよう十分な強度を有することが必要である。

## 2. 設計方法

構造物の設計は原則として限界状態設計法に基づき行うものとし、次に示す3つの限界状態を考慮に入れなければならない。

- 1) 機能上の限界状態
- 2) 構造強度上の限界状態
- 3) 姿勢安定上の限界状態（損傷時復原性を含む。）

但し、必要に応じ漸進的崩壊限界状態についても検討する。

（解説）

限界状態設計法は、従来から用いられてきた許容応力度設計法及び終局強度設計法（最終的な強度を検討する設計法でACI（318）が用いている。）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トコンクリート協会と共に基準案を作成し、これがBS、DINのそれぞれの規準の基礎となっており、LR、DnVの規準でもこの限界状態設計法が採用されている。

一方NKのプレストレストコンクリートバージ規準及びABSの海洋構造物の規定は、許容応力度設計法がその基礎となっている。限界状態設計法に基づくコンクリート構造物の設計は、我が国においてはその緒についたばかりであるが、土木学会では、限界状態設計法に基づいた「コンクリート標準示方書」（昭和61年10月）を制定しており同設計法が従来の許容応力度設計法に比較し、より合理的で、且つ世界の主流となりつつあることから本指針ではこの限界状態設計法を採用した。

限界状態は、前記各規準においてほぼ共通して、終局限界状態（ULS）と使用限界状態（SLS）に区別されている（詳細は、第197研究部会報告書、研究資料第386号、昭和61年3月参照）が、本指針では、より合理的な区分けとして機能上、構造強度上及び姿勢安定上の3つの限界状態に区分し、それぞれの限界状態を考慮に入れて構造物を設計するよう定めた。さらに、冗長性の検討のために漸進的崩壊限界状態を考慮するものとした。

## 3. 荷重係数と材料係数

構造物の設計にあたり、荷重特性値及び材料特性値に対して適切な荷重係数と材料係数を使用して、設計断面力および設計耐力を求める。

（解説）

荷重係数と材料係数の適用方法は第5章による。

#### 4. 安全率

設計耐力は設計断面力に対して、各構造部材の重要度に応じて考慮された安全率を有しなければならない。

(解説)

ここにいう安全率は、部材の重要度に応じて定められるべきであるが、それ以外に工作精度、構造解析精度、更に建造後の保守点検の有無なども考慮して定められる性質のものである。

#### 5. 確認

構造物の安全性及び機能は、特に必要と認められる場合実験等の適切な方法によって確認されなければならない。

(解説)

構造物の設計にあたり十分なデータがない場合、或いは理論的解析が非常に困難な場合など十分な精度で構造物の安全性及び目的にかなった機能が評価できない場合は、模型試験又は実機試験等によりその安全性或いは機能を確認する必要がある。

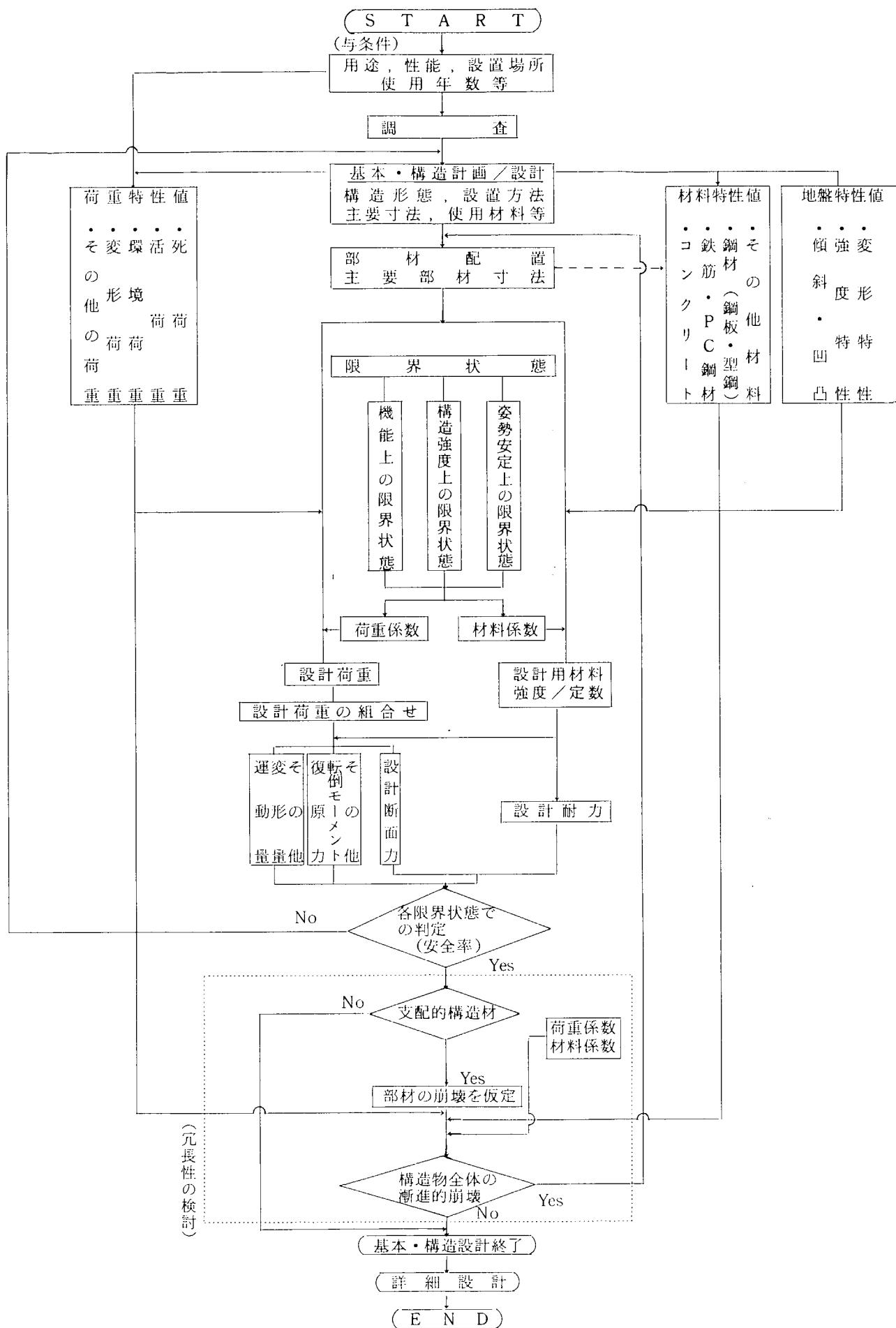
### 1 - 4 設計手順

構造物の設計にあたっては、前1-3の設計原理に基き一定の手順を踏まなければならない。

(解説)

設計手順の概要を次のフローチャートに示す。

設 計 手 順 の 概 要



## 第2章 材料および強度

### 2-1 一般

海洋コンクリート構造物に使用する材料は、海水および着底地盤に含まれる塩類の作用に対して耐久的なものでなければならぬ。

本指針で扱う標準的材料は、コンクリート用材料（コンクリートおよびモルタルを作るためのセメント、骨材、水、混和材料）および鋼材（鉄筋、PC鋼材、付属具、金網および構造用鋼材）とする。これら以外の材料を使用する場合は、ここで求められる材料特性と同等若しくはそれ以上の特性があることを確認しなければならない。

（解説）

海洋コンクリート構造物に使用するコンクリートは、海水の物理的・化学的作用、気象変化、波浪や漂流物による衝撃や摩耗等によりひび割れを生じたりして順次劣化する。これらの作用に対してコンクリートを耐久的にし、劣化の度合を遅延させる最も確実な方法は、海水の作用に対し耐久的な材料を用いること、水密性を大きくするために入念に施工すること、及び強度を大きくすることなどである。

コンクリート構造物は材料作りと成形が同時に行われるものであるから、その施工も型枠、配筋、脱型、養生の各段階を通じて入念に行わなければならず、特に鋼材以外の各素材の選択と施工方法の如何はコンクリートの品質や耐久性を大きく左右することになる。

本指針で扱う海洋コンクリート構造物の主たる構造形式として、鉄筋コンクリート構造、プレストレスト構造、ハイブリッド構造およびフェロセメント構造があげられる。本章はこれらの構造に使用される材料の種類および強度について指標を示すものである。

### 2-2 コンクリート

#### 1. コンクリート用材料

##### （1）セメント

セメントは日本工業規格に定められるものまたはこれと同等と認められるものを用いる。

（解説）

JISによるセメントは以下のとおりである。

- JIS R 5210 ポルトランドセメント
- JIS R 5211 高炉セメント
- JIS R 5212 シリカセメント
- JIS R 5213 フライアッシュセメント

これらの各種セメントのうち海水の作用に対して特に耐久的なセメントは、中庸熟ポルトランドセメント、スラグ含有量の多い高炉セメント、ポゾラン質の多いシリカセメントおよびフライアッシュセメントである。

これらのセメントは、耐海水性のほか長期材令における強度が大きいこと、硬化熱の少ないとなどの利点があるので海洋コンクリートに適している。ただし初期強度が低いという欠点があるのでこの種のセメントを用いる場合は初期養生に特に注意をはらう必要がある。

## (2) 水

コンクリートの練り混ぜに用いる水は清浄で、有害量の油、酸、塩分、有機不純物等を含んではならない。海水を練り混ぜ水として使用してはならない。

### (解説)

練り混ぜ水の水質、特にその中に含まれる不純物の種類と量によっては、コンクリートの硬化性状、硬化後の諸性質、さらには鋼材の発錆に大きく影響を与える。したがって一般には水道法第4条水質規準に合格するものあるいは、それに近い品質のものを用いることが望ましい。

水道水以外の河川水、湖沼水、地下水などを使用する場合は、工場廃水や家庭からの廃水で汚染されていることがあるので、使用にあたっては十分な注意が必要である。

練り混ぜ水に多量の塩分が含まれていると、コンクリート中の鉄筋の腐食の危険が大きくなるので、練り混ぜ水の塩分含有量は、水道水の許容塩分量である200 ppm (Cl<sup>-</sup>重量換算比) 以下とする。

海水をコンクリート用練り混ぜ水として使用すると、塩化ナトリウムによって鉄筋が発錆する危険が大きく、また海水中のマグネシウムイオンや硫酸イオンがコンクリート中の水酸化カルシウムと反応して、コンクリートが膨張破壊する恐れがある。

## (3) 骨材

骨材は所要の強度および耐久性を保持し、有害量の泥分、塩分、有機不純物等を含んではならない。海砂に含まれる塩化物の許容限度は、これを用いるコンクリート構造物の種類、重要度、環境条件、その他に応じて適切な値を定める。

### (解説)

骨材は苛酷な海水の物理的・化学的作用と気象作用に耐え得るもので、コンクリート中の鉄筋の発錆を促進する恐れのある不純物を含んではならない。

乾湿の繰返しや凍結融解作用に対して抵抗性の大きいコンクリートとするため、多孔質で吸水性の大きい骨材、たとえば軽量骨材や高炉スラグ骨材などを使用する場合は、事前の試験により安全性を確認する必要がある。

次に碎石を用いる場合は、石質及び品質に十分注意し、化学的に安定な事を確認する必要がある。

「2.コンクリートの配合設計(4)許容塩分含有量」を満足するように海砂に含まれる塩化物の許容限度を決める。

コンクリート中の全塩素イオン重量を0.30 kg/m<sup>3</sup>以下とする場合は、海砂に含まれる塩化物の許容限度の標準は、細骨材の絶乾重量に対する塩素イオン重量で0.02% (NaCl換算で0.03%) 以下、また、コンクリート中の全塩素イオン重量を0.60 kg/m<sup>3</sup>以下とする場合は、細骨材の絶乾重量に対し塩素イオン重量で0.06% (NaCl換算で0.1%) 以下を目安とする。

## (4) 混和材

コンクリートの耐久性向上のためにフライアッシュやシリカフェーム等の混和材を使用することができる。

### (解説)

海水の作用に対して水密性および耐久性の大きいコンクリートを造るために適当量の良質のフライアッシュやシリカフェームを使用して好結果を得た例もある。しかしこれらの混和材を使用する場合、その品質と混合率によってコ

ンクリートの性質が変化するので、その特性を十分把握したうえで使用しなければならない。

#### (5) 混和剤

混和剤は良質の減水剤またはA E剤を使用する。

成分に40%以上の塩化カルシウム ( $\text{CaCl}_2 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$  重量換算比) を含む混和剤を使用してはならない。

防錆剤の使用にあたっては、品質およびその使用方法を検討する必要がある。

(解説)

混和剤としては、減水剤、A E剤、遲延剤、膨張剤、流動防止剤等がその用途に応じて用いられる。特に、良質の減水剤またはA E剤を用いれば、コンクリートのワーカビリチーが改善され、材料分離も少なくなるので、部分的な欠点の少ない均等質なコンクリートを施工することができ、その結果、水密性ならびに耐久性の大きいコンクリートが得られる。またこれらの混和剤を用いれば、厳しい気象作用を受ける場合にもすぐれた抵抗性を示すので、海洋コンクリートには良質の減水剤またはA E剤を使用することが望ましい。

混和剤の中には塩分を含んでいるものも多いので使用にあたってはその成分を確かめて、鉄筋の発錆に影響する有害量の塩分を含むものを使用してはならない。

鉄筋コンクリート用防錆剤は、コンクリート練り混ぜ時に混和剤として添加しておき、コンクリート硬化時に鉄筋表面に安定な保護被膜を生成して、鉄筋の発錆を防止するものである。防錆剤の使用に当っては、その品質が「JIS A 6205（鉄筋コンクリート用防せい剤）」の品質基準に適合していることを確かめるとともに、十分な防錆効果が得られるよう試験または信頼できる資料によって適切な使用量を定める必要がある。

## 2. コンクリートの配合設計

#### (1) 水セメント比

水密性の高い密実なコンクリートを得るために、コンクリートの水セメント比は45%以下とする。

(解説)

コンクリートの水密性は水セメント比に大きく作用され、水密性を確保するためには水セメント比の小さい密実なコンクリートを打設する必要がある。理論的には、セメントが水和反応をするのに必要な水は水セメント比で約27%といわれているが、施工性を考慮するとこれでは十分な締め固めができず、現状の施工技術、減水剤使用などから考えると水セメント比35~45%前後が適切である。ちなみに海洋コンクリート構造物の諸規準をみると、水セメント比を40%以下あるいは45%以下と規定しているものがほとんどである。

#### (2) 単位セメント量

コンクリートの単位セメント量は原則として400kg/m<sup>3</sup>以上とする。

(解説)

セメント量あるいはセメントの品質によってもコンクリートの劣化が生じ、普通ポルトランドセメントを使用する場合は、コンクリート1m<sup>3</sup>当たり400kg以上のセメント量を確保することが基本であるが、規準によっては使用場所により320kg以上としているものもある。

### (3) 空気量

コンクリートの空気量は、下の表に示す値を標準とする。

コンクリートの空気量の標準値(%)

環境条件	粗骨材の最大寸法[mm]	
	25	40
凍結融解作用を受ける (a)飛沫帶 おそれのある場合 (b)海上大気中	6 5	5.5 4.5
凍結融解作用を受けるおそれのない場合	4	4

(解説)

コンクリートの欠陥は耐久性の面で大きな問題となる。AEコンクリートとすると、ワーカブルなコンクリートを得ることが容易となり、材料分離が少なく、欠陥の発生しにくい、均等質なコンクリートとすることができる。

### (4) 許容塩分含有量

練り混ぜ時におけるコンクリート中の塩化物含有量の許容限度は、これを用いるコンクリートの重要度、環境条件その他に応じて適切な値を定める。

(解説)

海洋コンクリート構造物では耐久性が特に要求されるため、コンクリート中の全塩素イオン重量を  $0.3 \text{ kg/m}^3$  以下とすることが望ましい。ただし、構造物内部で塩害や電食のおそれがない場合は、コンクリート中の全塩素イオン重量を  $0.60 \text{ kg/m}^3$  以下としてもよい。

### (5) 強度

コンクリートの強度は、一般に材令28日における圧縮強度を基準とする。

(解説)

コンクリート構造物に用いるコンクリートに必要な強度は、圧縮強度のはかに曲げ強度、せん断強度等があり、これ等は必ずしもコンクリートの圧縮強度に比例するものではないが、適切な施工によるコンクリートの強度はほぼその圧縮強度で判定できる。

プレテンション方式は、PC鋼材とコンクリートとの付着によりプレストレスを与えるものであるから、コンクリートは高強度のものが必要であり、設計基準強度が  $350 \text{ kg/cm}^2$  以上のものとする。

ポストテンション方式の場合、PC鋼材の定着部に一般に大きな支圧応力がおこるので、設計基準強度が  $300 \text{ kg/cm}^2$  以上のコンクリートとする。

## 2-3 補強用鋼材

### 1. 鉄筋の種類および強度

鉄筋は日本工業規格に定められるものまたはそれと同等と認められるものを用いる。

鉄筋の強度の特性値は、降伏点強度あるいは引張強度の70%のいずれか小さい方の値とする。特に試験しない場合は、降伏点規格値をもって特性値とする。

鉄筋のヤング係数の特性値は  $2.1 \times 10^5 \text{ kg f/cm}^2$  とする。

(解説)

関連する日本工業規格はつきのとおりである。

JIS G 3112 鉄筋コンクリート用棒鋼

日本工業規格によれば、鉄筋の降伏規格値は、表 2.1 のとおりである。

表 2.1 鉄筋の降伏点規格値

種類	熱間圧延棒鋼		熱間圧延異形棒鋼				
	1種	2種	1種	2種	3種	4種	5種
記号	S R 24	S R 30	S D 24	S D 30	S D 35	S D 40	S D 50
強度 (kg f/cm <sup>2</sup> )	24	30	24	30	35	40	50

## 2. 金網

金網は日本工業規格に定められるものまたはそれと同等と認められるものを用いる。

(解説)

関連する日本工業規格はつきのとおりである。

JIS G 3551 溶接金網 JIS G 3552 ひし形金網  
JIS G 3553 クリンプ金網 JIS G 3554 きつ甲金網  
JIS G 3555 織金網

## 2-4 プレストレッシング用材料

### 1. PC鋼材の種類および強度

PC鋼材は日本工業規格に定められるものまたはそれと同等と認められるものを用いる。

PC鋼材の強度特性値は、弾性限界および0.2%耐力を用いる。特に試験によらない場合は降伏点または耐力の規格値をもって強度特性値とする。

PC鋼材のヤング係数の特性値は試験により求めるが、特に試験を行わない場合は  $2.0 \times 10^6 \text{ kg f/cm}^2$  とする。

(解説)

関連する日本工業規格はつきのとおりである。

JIS G 3109 PC鋼棒  
JIS G 3536 PC鋼線およびPC鋼より線  
JIS G 3538 PC硬鋼線

PC鋼材の規格値は、表 2.2 ～表 2.4 のとおりである。

表 2.2 PC鋼棒の規格値

種類		記号	引張試験	
			降伏点または耐力 kg/mm <sup>2</sup>	引張強さ kg/mm <sup>2</sup>
丸棒	A種	1号	SBPR 80/95	80以上
		2号	SBPR 80/105	80以上
	B種	1号	SBPR 95/110	95以上
		2号	SBPR 95/120	95以上
	C種	1号	SBPR 110/125	110以上
		2号	SBPR 110/135	110以上
異形棒	B種	1号	SBPD 95/110	95以上
	C種	1号	SBPD 110/125	110以上
	D種	1号	SBPD 130/145	130以上

備考 耐力とは、0.2%永久伸びに対する応力をいう。

表 2.3 PC鋼線およびPC鋼より線の規格値

種類	記号	呼び名	引張荷重	
			0.2%永久伸びに 対する荷重 (kg)	引張荷重 (kg)
PC鋼線の丸線 および異形線	SWPR1	(2.9 mm)	1150以上	1300以上
		(3.5 mm)	1450以上	1650以上
		(4 mm)	1900以上	2150以上
		(4.5 mm)	2300以上	2600以上
		5 mm	2850以上	3250以上
	SWPD1	(6 mm)	3950以上	4500以上
		7 mm	5200以上	5950以上
		8 mm	6550以上	7550以上
		9 mm	7950以上	9200以上
PC鋼 より線	2本より線	SWPR2	2.9 mm 2本より	2300以上
	A種	SWPR7A	(7本より 6.2 mm)	3450以上
			(7本より 7.9 mm)	5600以上
			7本より 9.3 mm	7700以上
			7本より 10.8 mm	10400以上
			7本より 12.4 mm	13900以上
			7本より 15.2 mm	19700以上
	B種	SWPR7B	7本より 9.5 mm	8850以上
			7本より 11.1 mm	12000以上
			7本より 12.7 mm	15900以上

表 2.4 P C 硬鋼線の規格値

種類	記号	呼び名	引張強さ	
			引張荷重 kg	0.2%永久伸びに対する荷重 kg
丸線と異形線のA種	SWCR A および SWCD A	3 mm	710 以上	570 以上
		3.5 mm	960 以上	770 以上
		4 mm	1 250 以上	1 000 以上
		4.5 mm	1 600 以上	1 250 以上
		5 mm	1 950 以上	1 550 以上
		6 mm	2 850 以上	2 250 以上
		7 mm	3 850 以上	3 100 以上
		8 mm	5 050 以上	4 000 以上
		9 mm	6 350 以上	5 100 以上
丸線と異形線のB種	SWCR B および SWCD B	3 mm	920 以上	710 以上
		3.5 mm	1 250 以上	960 以上
		4 mm	1 650 以上	1 250 以上
		4.5 mm	2 050 以上	1 600 以上
		5 mm	2 550 以上	1 950 以上
		6 mm	3 700 以上	2 850 以上
		7 mm	5 000 以上	3 850 以上
		8 mm	6 550 以上	5 050 以上
		9 mm	8 250 以上	6 350 以上
丸線と異形線のC種	SWCR C および SWCD C	3 mm	1 250 以上	990 以上
		3.5 mm	1 650 以上	1 300 以上
		4 mm	2 150 以上	1 700 以上
		4.5 mm	2 550 以上	2 050 以上
		5 mm	3 050 以上	2 450 以上
		6 mm	4 250 以上	3 400 以上
		7 mm	5 600 以上	4 450 以上
		8 mm	7 050 以上	5 550 以上
		9 mm	8 900 以上	7 000 以上

## 2. 定着具および接続具

定着具および接続具は、定着または接続された P C 鋼材が規定の引張強さを発揮する前に破壊することなく、また著しい変形を生じない構造と強さを有するものとする。

(解説)

定着具および接続具については、静的試験および疲労試験を行って安全性を確かめねばならない。ただし、既に広く使用されている定着具および接続具については試験を行わなくてよい。

### 3. 接合用材料

プレキャスト部材の接合には適切な接合用材料を用い、所定の接合部強度を確保しなければならない。

### 4. シース

シースは、その取扱い中あるいはコンクリート打ちのとき、容易に損傷しないものを用いる。

(解説)

シースの取扱い中あるいはコンクリート打設のとき、シースが変形したりあるいは、シース中にペーストが入り込むとPC鋼材緊張時に摩擦が著しく増大するので、シースはその取扱い中あるいはコンクリート打設時の衝撃や振動機との接触などによって容易に変形したり、つぶれたりするようなものであってはならない。

### 5. PCグラウト材

グラウト材は、PC鋼材の耐久性に悪影響を及ぼすような、有害量の物量を含んでいてはならない。

(解説)

グラウトに用いるセメントは普通ポルトランドセメントを標準とする。水は、グラウトおよびPC鋼材に影響を及ぼす有害量の物質を含んでいてはならない。

土木学会「プレストレスコンクリート設計施工指針」によればグラウトの品質は、PCグラウト試験方法によって試験した結果、コンシスティンシーがJAロード法による場合、フロー（タイム）=15~30秒、膨脹率≤10%，ブリージング率≤3%，材令28日の圧縮強度≥200kg/cm<sup>2</sup>であり、これを標準と考えてよい。

## 2-5 構造用鋼材

### 1. 種類

ハイブリッド構造等に使用する構造用鋼材は、日本工業規格に定められるものまたはそれと同等と認められるものを用いる。

氷海域等は、その設計温度において十分な韌性を有する構造用鋼材を用いる。

(資料)

日本工業規格による構造用鋼材

JIS G 3101	一般構造用圧延鋼材
JIS G 3106	溶接構造用圧延鋼材
JIS G 3114	溶接構造用耐候性熱間圧延鋼材
JIS G 3444	一般構造用炭素鋼鋼管
JIS G 3466	一般構造用角形鋼管
JIS G 3350	一般構造用軽量形鋼

(参考資料)

日本海事協会「Mobile Offshore Units」

表 2.5 設計温度による鋼材使用区分

設計温度 T (°C) \ 厚さ t (mm)	t ≤ 12.5	12.5 < t ≤ 19	19 < t ≤ 25
-10 ≤ T	KA, KA32, KA36	KA, KA32, KA36	KA, KA32, KA36
-20 ≤ T < -10	KA, KA32, KA36	KA, KA32, KA36	KA, KA32, KA36
-30 ≤ T < -20	KB, KA32, KA36	KB, KA32, KA36	KD, KD32, KD36
-40 ≤ T < -30	KD, KD32, KD36	KD, KD32, KD36	KE, KD32, KD36
-50 ≤ T < -40	KE, KD32, KD36	KE, KE32, KE36	KE, KE32, KE36

## 2. 強度および定数

構造用鋼材の強度の特性値は、降伏点強度あるいは引張強度の70%のいずれか小さい方の値とする。特に試験しない場合は、降伏点規格値をもって特性値とする。

構造用鋼材の定数の特性値は、通常の場合、以下の表による。

ヤング係数	せん断弾性係数	ポアソン比	線膨張係数
$2.1 \times 10^6 \text{ kg f/cm}^2$	$8.1 \times 10^5 \text{ kg f/cm}^2$	0.3	$1.2 \times 10^{-5}/\text{°C}$

(資料)

表 2.6 日本工業規格鋼材の降込点規格値 (ton/cm<sup>2</sup>)

鋼材種別	一般構造用			溶接構造用			
	SS41 STK41 STKR41 SSC41	SS50	SS55	SM41	SM50 SM50Y STKR50 STK50	SM53	SM58
F	厚さ40mm以下	2.4	2.8	3.8	2.4	3.3	3.6
F	厚さ40mmを超えるもの	2.2	2.6	-	2.2	3.0	4.1

(資料)

表 2.7 日本海事協会規格鋼材の降伏点規格値 (N/mm<sup>2</sup>)

鋼材種類	船体用圧延鋼材				
	KA KB KD KE	KA32 KD32 KE32	KA36 KD36 KE36	KA46 KD46 KE46	
F	厚さ 50 mm 以下	235	315	355	
F	厚さ50mmを超えるもの	別途認めるところによる			

## 3. 接合用材料

鋼材同士の接合に用いるボルト、高力ボルト、溶接棒等の材質は、日本工業規格またはそれと同等と認められるものに定めるものとする。

鋼材とコンクリートとの接合に用いるアンカーボルト、スタッド等の埋込み金物は、日本工業規格またはそれと同等と認められるものに定める棒鋼等を加工して使用するものとする。

## (資料)

### 日本工業規格のボルト・ナット溶接棒

J I S B 1186	摩擦接合用高力六角ボルト・六角ナット・平座金のセット
J I S B 1180	六角ボルト
J I S B 1181	六角ナット
J I S Z 3211	軟鋼用被覆アーク溶接棒
J I S Z 3212	高張力鋼用被覆アーク溶接棒
J I S Z 3311	サブマージ溶接用ワイヤ

## 2-6 その他の材料

コンクリート、モルタルの補強材として、必要に応じて非鉄金属、高分子系樹脂、繊維材料を使用することができる。但し、力学特性が安定した材料であること、さらに補強効果および耐久性が確認されたものとする。

### (解説)

棒状のものは一般の補強鉄筋と同様に考えればよいが、樹脂、繊維等はマトリックス中に均等に混ざること、マトリックスとの付着性がよいこと、耐久性があることなど十分調査して使用することが必要である。

今までに使用実績のあるものは以下のとおりである。

- 耐アルカリ ガラス繊維……………G R C (Glassfiber Reinforced Cement )
- 鋼 繊 維……………鋼繊維補強コンクリート
- 液状レジン……………レジンコンクリート

なお、詳細は「第197研究部会海洋コンクリート構造物の設計技術に関する調査研究報告書（昭和60年3月）」のP.P 210-215「Appendix 3.その他の機材」参照のこと。

## 2-7 防 食

### 1. 一 般

海洋コンクリート構造物の耐久性を高め、維持するためには、水密性の高い密実なコンクリートを用い、鋼材に対しては適当な防食を施さなければならない。

防食法は維持管理しやすいものとしなければならない。

### (解説)

コンクリートは硬化後、気象作用や周辺環境の物理的あるいは化学的侵食作用を受け、徐々に耐久性が損われる。

海洋構造物は、陸上構造物にくらべて厳しい環境下にあり、海水中、飛沫帶、大気中、それぞれ異なったタイプの耐久性が要求される。

大気中、飛沫帶は、風雨、日照、寒暑、乾湿などの気象作用に抵抗する、いわゆる耐候性が要求される。気象作用によって生じる主なものは、温度変化による体積変化、コンクリート中の水分の凍結融解による凍害、空気中の炭酸ガスによる中性化などである。

これらの劣化の多くは、コンクリート中に連続してできた気泡に水、炭酸ガスが浸入し、侵食あるいは破壊を起こすものである。したがって、水量をなるべく少なくして、セメント量を多くした水密性の高いコンクリートが耐候性

が高いといえる。

海水中では、キャビテーションや摩耗などの物理作用及び海水や海水中に存在する酸、塩類などの化学作用に対する耐久性が要求される。

キャビテーションは、凹凸や急な屈曲をもつ閻体表面にそって高速の水が流れる時に生じるもので、コンクリート表面を損傷させる。対策としては、粒径の小さい骨材を用いた水セメント比の小さい、高密度、高強度のコンクリートとし、表面の平滑度を高めること、あるいは粘弹性材によるコーティングが有効である。また、砂粒をふくむ流水や波浪によって表面の摩耗が生じるが、これにはキャビテーション対策と同様に高強度のコンクリートとともに、摩耗抵抗の大きい骨材を用いることが必要である。

海水中には種々の塩化物、硫酸塩などが含まれている。塩化物は硫酸塩に比べて侵食は少ない。硫酸塩に侵食されるとコンクリート表面が白っぽくなり、長期には膨脹しひび割れが入る。硫酸塩の濃度が低ければポルトランドセメントを用いた富配合のコンクリートで十分であるが、濃度が高い場合は耐硫酸塩セメントを使用したコンクリートが望ましい。一般的な海洋構造物では特に耐硫酸塩セメントを必要としない。

## 2. かぶり

鉄筋およびPC鋼材のコンクリートかぶり厚さは、コンクリート表面の状態ならびにコンクリートの密実度に応じて、鉄筋等の発錆を防止できる厚さとする。

鉄筋等に適当な防錆処理がなされる場合は、そのかぶり厚さを低減できるものとする。

(解説)

海洋コンクリート構造物に使用する鉄筋等のコンクリートかぶり厚さは、第7章7-2、7-3において規定されるが、耐久性の点からコンクリート工場製品（プレキャスト部材）等の品質管理の十分な場合、あるいは防錆処理された鉄筋を使用する場合は実状に応じて低減してよい。

PC鋼材、金網等の鉄筋以外のものについて、その使用形態を考慮して、十分なかぶり厚さをとるか、防錆処理をするか検討する。

## 3. 鉄筋の防錆処理

鉄筋のコンクリートかぶり厚さが十分とれない場合、鉄筋表面あるいはかぶり部分のコンクリート層で腐食性成分の浸入を防止する処理を行わなければならない。

(解説)

コンクリートが密実で十分なかぶり厚さを有し、しかも、ひび割れ等の欠陥がない場合はコンクリート自体で鉄筋の防錆が可能である。しかし、その構造上の制約から十分なかぶり厚さが確保できない場合、あるいは、ひび割れ等に対して十分なメンテナンスができない場合等は、鉄筋の防錆処理が必要である。

防錆処理には以下のようない方法があり、それぞれの特徴と適用場所とを考慮して効果のある方法を選定することが必要である。なお、(社)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)」では、このうちエポキシ樹脂塗装鉄筋、亜鉛めっき鉄筋、電気防食が有効であるとして指針でとりあげている。

### ① 鋼材表面を防食性材料によって被覆する方法

#### ① 非金属材料による鋼材の被覆

エポキシ樹脂塗装鉄筋、アンボンドPC鋼材の樹脂系材料による被覆など

#### ② 金属めっきによる鉄筋の被覆

亜鉛、アルミニウム、銅、ニッケルなどの金属めっき

ii) コンクリート層で腐食性成分の浸入を防ぐ方法

① コンクリートの表面被覆

樹脂コーティング、樹脂ライニング、P I C、P C Cライニングなど

② コンクリート層自体を有害物が通過しにくくする方法

P I C、P C C、ワックス混入コンクリートなど

iii) 電流によって鋼材の電位を変化させて防食する方法

電気防食

iv) 鋼材自体の防食性能を高める方法

耐塩性鋼など

#### 4. 鋼材の防食

鋼材がそのまま、海洋環境にさらされると著しい腐食作用をうけるため、設置位置の環境に応じて適当な防食をほどこさなければならない。

(解説)

一般に使用されている防食方法は以下の方法である。

1) 塗装

2) 電気防食

3) ライニング

4) 耐食鋼の使用

5) 腐食代の採用

一般的な適用例を表2.8に示す。

表2.8 構造物外部の防蝕法の例

型式	場所	防蝕手段
固定型	海土中	電気防蝕(10~20mA/m <sup>2</sup> )と腐蝕代約0.05mm/年の併用
	海水中	電気防蝕(100~200mA/m <sup>2</sup> )と腐蝕代約0.05mm/年の併用
	飛沫帶	腐蝕代約0.3mm/年またはライニング
	空中	塗装
着底型 自己昇降型 海上型 半潜水型	海水中 補修塗装可能な個所	塗装と腐蝕代約0.05mm/年の併用
	海水中 補修塗装不能な個所	電気防蝕(100~200mA/m <sup>2</sup> )と腐蝕代約0.05mm/年の併用
	飛沫帶	塗装と腐蝕代約0.05mm/年の併用
	空中	塗装

土木学会「海洋構造物設計指針(案)解説」

#### 2-8 材料の品質検査

##### 1. コンクリート

打込み直前におけるコンクリートの品質が、所要の品質を有しているかどうかを確かめるため、以下の項目につ

いて試験をする。

- 1) ワーカビリチー 2) スランプ 3) 空気量 4) 単位容積重量 5) 溫度 6) コンクリート中の塩化物含有量 7) 圧縮強度

(解説)

各種試験項目について試験方法と試験回数は表 2.9 のとおりである。またこれらの試験項目に対する判定基準は表 2.10 のとおりである。

表 2.9 コンクリートの試験項目と試験方法及び試験回数

試験項目	試験方法	試験回数
①ワーカビリチー	目視	各運搬車ごと、または各バッチごと。
②スランプ	JIS A1101 コンクリートのスランプ試験方法	圧縮強度用供試体採取時および必要に応じて適宜行う。
③空気量	JIS A1118 まだ固まらないコンクリートの空気量の容積による試験方法(容積方法)	同上
	JIS A1128 まだ固まらないコンクリートの空気量の圧力による試験方法(空気室圧力方法)	
	JIS A1116 まだ固まらないコンクリートの単位容積重量試験方法及び空気量の重量による試験方法(重量方法)	
④単位容積重量	同上	同上
⑤溫度	棒状水銀温度計	同上
⑥コンクリート中の塩化物含有量	JIS 5308 レデーミクストコンクリート 附属書5. [まだ固まらないコンクリート中の塩素イオン濃度試験方法]	必要に応じて適宜実施する。
⑦圧縮強度	JIS A1108 コンクリートの圧縮強度試験方法	原則として $150\text{m}^3$ に1回とする。

表 2.10 コンクリートの品質の判定基準

試験項目	判定規準
②スランプ	スランプと所要スランプとの許容差(cm) 所要スランプ 2.5 cm : ± 1 cm " 5.5 及び 6.5 : ± 1.5 " " 8 以上 18 : ± 2.5 " " 19 以上 : ± 1.5 "
③空気量	空気量と所要空気量との許容差(%) 普通コンクリート : ± 1.0 % 軽量コンクリート : ± 1.5 %
⑥コンクリート中の塩化物含有量	コンクリート中の全塩素イオン重量を $0.30\text{ kg/m}^3$ 以下とする。 但し、構造物内部で塩害や電食のおそれがない場合は、 $0.60\text{ kg/m}^3$ 以下でよい。
⑦圧縮強度	試験値が設計基準強度を下回る確率が 5 % 以下であること。

## 2. 鋼材

海洋コンクリート構造物に使用される鋼材（鉄筋、PC鋼材を含む）は、所定の形状、強度を有することを関係仕様書または日本工業規格などの規定に従って試験し、確認しなければならない。

（解説）

鋼材の品質は受入れ時、以下の試験、検査を行わなければならない。

形状・寸法検査

強度試験（ミルシートで代用してもよい）

鉄筋の継手部分は、継手の引張強度試験を行い、母材以上の強度があることを確認しなければならない。

PC鋼材、定着装置、支圧板などのプレストレッシング材料は、構造物の形状、規模、工法により最適なものを使用する。その品質は適切な試験法により確認されたものでなければならない。特に指示のない場合、試験はJISG3536およびJISG3509に定める方法で行なわなければならない。

PC鋼材の品質は鋼材製造者によって行なわれた試験成績結果をもって確認し、製造者よりの出荷後に有害な影響を受けていないことが判明している場合は、現場における試験を省略してよい。ただし、定着、接続、組立あるいは配置のため、現場でPC鋼材に再加工や熱処理を加える場合には、再加工または熱処理によってPC鋼材の品質が低下しないことを試験によって確かめておかなければならない。

規定されたPC鋼材の引張強さを発揮できない場合には試験によってその低下割合を確かめて強度その他の特性値を定めなければならない。

## 3. 接合用材料

プレキャスト部材の接合に用いる材料は、適切な試験により所要の品質および強度を有することを確かめなければならない。

（解説）

プレキャストコンクリート部材を接合しプレストレスを与えて一体として働くプレストレストコンクリート構造物を造る場合、接合目地の材料としてはコンクリート、モルタル、あるいは接着剤が多く用いられている。

これらの接合に用いる材料の種類や品質は多くの場合、構造物の種類、接合部の構造、設計条件等によって決まるものであるが、施工条件によって定まる場合もある。接合材料の種類や品質が不適当であると、接合作業が困難になるばかりでなく、接合部の強度や水密性を低下させて、構造物全体としての寿命を短くするがあるので十分検討する必要がある。

## 4. PCグラウト

PCグラウトは、できるだけ現場の状態に近い状態のグラウトについて、以下の試験を行わなければならない。

- 1) コンシステンシー試験
- 2) ブリージング率および膨張率試験
- 3) 強度試験

（解説）

グラウトの品質は使用する材料、ミキサの性能、温度などの条件によって著しく変化するものであるから、施工開

始に先立って、これらの条件をできるだけ現場と同じにしてコンシスティンシー、ブリージング率および膨張率、強度の試験を行なっておくことが必要である。

試験方法は、特に指示がない場合、土木学会「P C グラウト試験方法」によって試験する。その品質管理の標準値は、「2-4、P C 鋼材、4. グラウト材」に示される値とする。

試験の結果、所要の品質のグラウトが得られなかった場合には、配合を変更するなどの適切な処置を講じなければならない。

## 第3章 荷重

### 3-1 一般

荷重の種類としては次のものを考慮する。

- (1) 死荷重
- (2) 活荷重
- (3) 環境荷重
- (4) 変形荷重
- (5) その他の荷重

これらの荷重の組み合わせについては構造物に対して最も厳しい条件となるように設定する。

#### (解説)

海洋構造物を設計するときには各種の荷重を、稼働海域の諸条件や構造特性等に応じ、適宜選択する必要がある。

その他の荷重としては船舶、浮標、流木等との衝突などによる事故荷重、曳航時または係留時に作用する荷重、建設時の荷重等がある。これらの荷重は必ずしも作用するとは限らないが、これらが作用すると構造物によっては、相当大きい影響を受けることがあるので、十分な検討が必要である。このうち建設時に作用する死荷重、活荷重、環境荷重、その他の荷重は季節、施工法、工期の長短、構造物の重要度も考慮に入れて決定する必要がある。

### 3-2 死荷重

死荷重とは自重及び固定荷重をいい、構造体又は機器、固定バラスト等の実重量によることを原則とする。

#### (解説)

死荷重としては構造物の空中重量、動かせないものの重量、即ち機器、固定バラスト等及び長期間変化しない外部からの静水圧、浮力等がある。

### 3-3 活荷重

活荷重とは通常の構造物の機能に付随する動かせる物の重量及び通常作用する環境荷重以外の荷重をいい、実際の稼働状態に応じて設定しなければならない。

(解説)

活荷重としては通常の構造物の機能に付随する動かせるものの重量、即ち人間、貨物、機器、バラスト、貯蔵液体、操作時のクレーン、石油掘削に供する資機材及びヘリコプター等による荷重がある。

### 3-4 環境荷重

環境荷重とは海象、気象等の自然現象により構造物に作用する荷重をいい、再現期間を設定して稼働海域に於ける海象、気象データより荷重の大きさを決定する。

(解説)

環境荷重としては波力、流体力（潮流力）、風荷重、氷荷重、地震荷重等による荷重がある。

通常時及び異常に於ける環境荷重の再現期間については、海域、季節、設計年数等を考慮して決定するが、構造様式に応じて、下記の再現期間を考えるのが一般的である。

構造形態	地震以外の環境荷重	
	常時	異常時
浮遊式	1～3カ月	20年
固定式	1年	100年

地震に対する再現期間の考え方は7-1、5.（耐震設計）に述べる。

耐用年数  $T_D$  と非超過確率  $P$  が与えられている場合、再現期間  $T_R$  (年) は下式で求められる。

$$T_R = \frac{1}{1 - P^{1/T_D}}$$

#### 1. 波 力

海洋構造物に作用する波力は構造物の種類、形状、海底地形等によって異なるが、抗力、慣性力、揚力、碎波による衝撃力、碎波圧、波漂流力等とする。

波力の算定は統計的又は決定論的方法により行なう。通常の海洋構造物の設計では動的荷重を静的に置きかえてよい。

(解説)

海洋構造物に作用する波荷重は、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。特に水深が大きく柔軟な構造物に対しては動的解析が必要である。しかし、浅水深に設置された構造物が十分な剛性を持つものに対しては静的に取り扱ってよい。静的な波荷重は波スペクトルを用いた統計的方法か設計波概念を用いた決定論的方法による。但し、波理論については水深に応じ、適宜選択する必要がある。図3.1に各波理論の有効範囲を示した。特に浅海域では碎波現象が生じるので注意を要する。図3.2に碎波限界を示す。波スペクトルにはPIERSON-MOSKOWITZ, ISSC, ITTC, JONSWAP, BRENTSHNEIDER, 光易等のスペクトルがある。

##### 1) 波の定義

- (a) 最大波：ある波浪状況が継続している間に現われる各波の中で波高最大の波を指し、その波高を  $H_{max}$ 、その一波の周期を  $T_{max}$  で表示する。

(b) 有義波：ある波浪状況を表示するために用いられる仮想的な波で、その波高  $H_1/3$  は、波群中の各波の中で波高の大きい方から数えて全波数の  $1/3$  の波について波高を平均した値、その周期  $T_1/3$  は有義波高の算出に用いられた波の周期を平均した値である。

(c) 設計波：設計波は再現期間を設定することにより有義波高から求まる。

ある波浪状況における最大波は確定値としては求められず、その出現期待値が確率的にあたえられる。波浪データがRayleigh分布に従うとすれば、N波中の最大値は各出現確率に応じて有義波高より表3.1のように求められる。また、一定の風が吹いている海上での有義波高、波周期は吹走距離、吹走時間に応じて図3.3及び図3.4のように与えられる。直徑の大きな構造物あるいは、浮遊式の構造物にあっては有義波の波周期がある特定の値の近傍のときに最大の波力あるいは応力を生じることがあるので、このような全周期の波についても検討を行なう。

## 2) 抗力と慣性力

直徑が波長に比し十分小さい柱状構造物に作用する波力は次のMorrison式による抗力と慣性力を考慮すればよい。但し、この式は入射波の波長に比べて断面形状が小さい場合

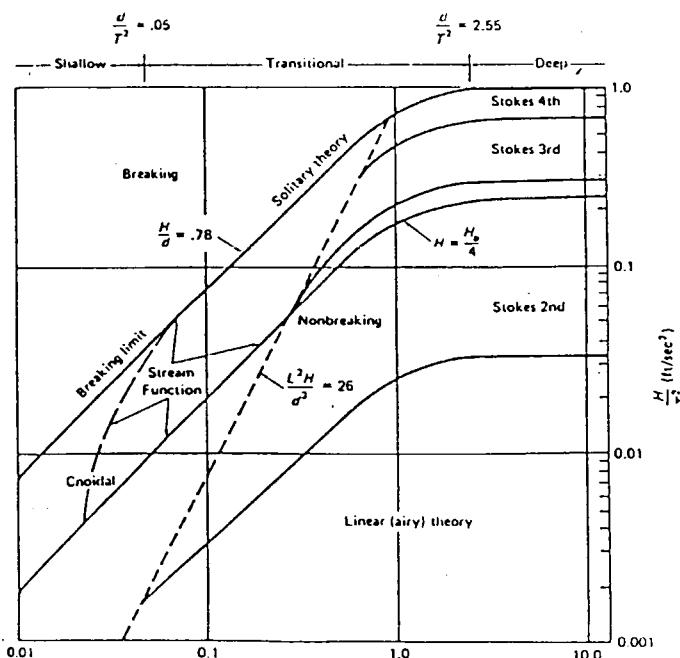


図3.1 代表的な波理論の有効範囲 \* 3.1)

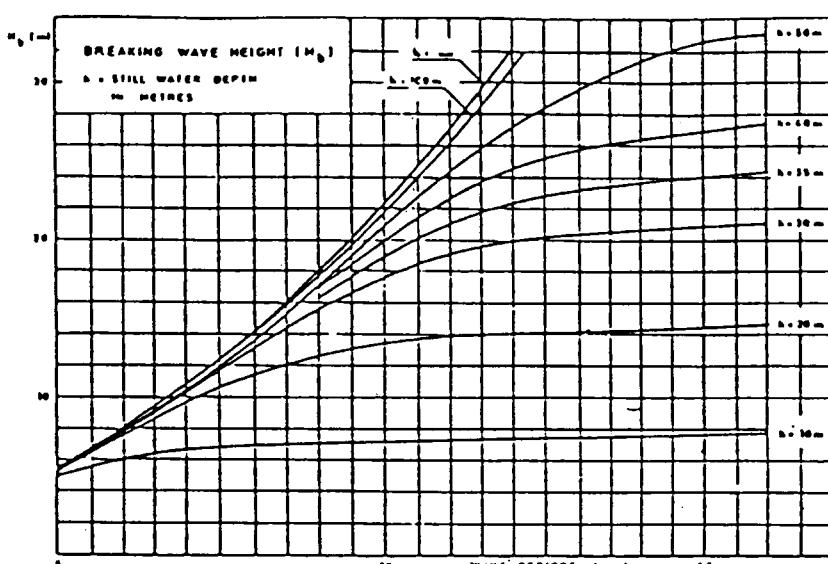


図3.2 破波限界 \* 3.2)

表3.1 最高波高  $H_{max}$  の期待値

波 数 N	最 多 値 ( $H_{max}$ ) mode	平 均 值 $H_{max}$	出 現 率 50 % ( $H_{max}$ ) 0.5	出 現 率 10 % ( $H_{max}$ ) 0.1	出 現 率 5 % ( $H_{max}$ ) 0.05
50	$1.40 H^{1/3}$	$1.50 H^{1/3}$	$1.46 H^{1/3}$	$1.76 H^{1/3}$	$1.86 H^{1/3}$
100	$1.52 H^{1/3}$	$1.61 H^{1/3}$	$1.58 H^{1/3}$	$1.85 H^{1/3}$	$1.95 H^{1/3}$
200	$1.63 H^{1/3}$	$1.72 H^{1/3}$	$1.68 H^{1/3}$	$1.94 H^{1/3}$	$2.03 H^{1/3}$
500	$1.76 H^{1/3}$	$1.84 H^{1/3}$	$1.71 H^{1/3}$	$2.06 H^{1/3}$	$2.14 H^{1/3}$
1 000	$1.86 H^{1/3}$	$1.94 H^{1/3}$	$1.91 H^{1/3}$	$2.14 H^{1/3}$	$2.22 H^{1/3}$
2 000	$1.95 H^{1/3}$	$2.02 H^{1/3}$	$2.00 H^{1/3}$	$2.22 H^{1/3}$	$2.30 H^{1/3}$

\* 3.1 ) LeMeheute, B : "An Introduction to Hydrodynamics and Water Waves, Water Wave Theories," Vol. II, I.R.E.R.L 118-POL-3-2, U.S. Dept. Comm., ESSA, Washington, D.C., 1969

\* 3.2 ) DnV : Mobile Offshore Units, Pt. 3, Ch. 1, Sec. 4, 1985

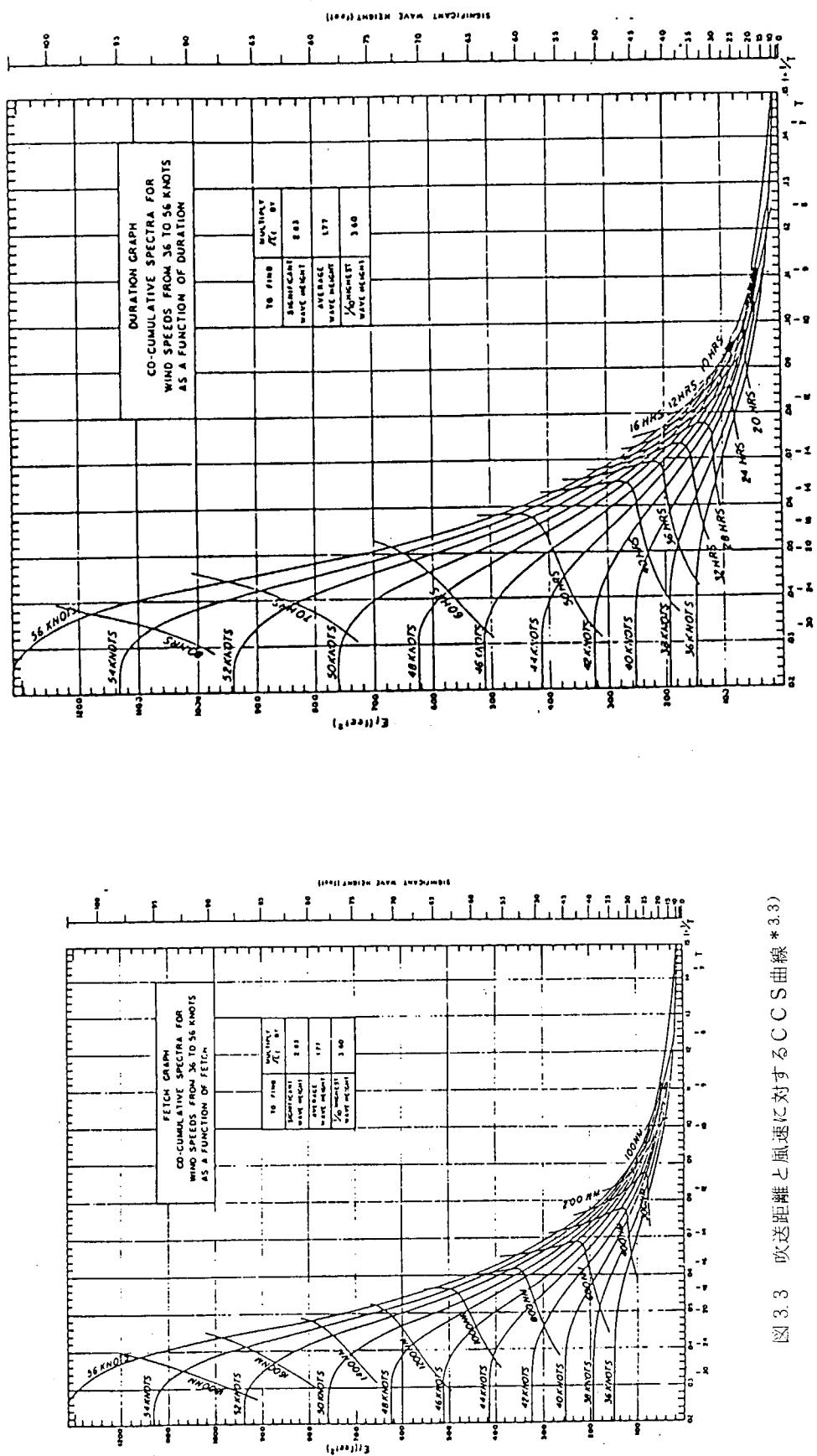


図 3.3 吹送距離と風速に対する CCS 曲線 \*3.3)

図 3.4 吹送時間と風速に対する CCS 曲線 \*3.3)

\* 3.3 ) Pierson, W.J., Neumann, G., and James, R.W. : "Practical Methods for Observing and Forecasting Ocean Waves by Means of Wave Spectra and Statistics" , USNOO.H.O. 603, 1955

であり、その目安は大体、断面直径／波長 < 0.2 である。

$$dF = \frac{1}{2} \frac{w_0}{g} C_D u + u + dS + \frac{w_0}{g} C_M \dot{u} dV$$

ここで、 $dF$ ：部材または構造物に作用する単位長さ当たりの波力 ( $t/m$ )

$w_0$ ：海水の単位体積重量 ( $w = 1.03 t/m^3$ )

$g$ ：重力の加速度 ( $g = 9.8 m/sec^2$ )

$C_D$ ：抗力係数で表 3.2 の値を標準とする。

$C_M$ ：慣性力係数で表 3.3 の値を標準とする。

$u$ ：波の水粒子速度 ( $m/sec$ )

$\dot{u}$ ：波の水粒子加速度 ( $m/sec^2$ )

$dS$ ：部材の単位長さ当たりの流水方向の投影面積 ( $m^2/m$ )

$dV$ ：部材の単位長さ当たりの体積 ( $m^3/m$ )

である。

抗力と慣性力は構造物の断面形状の大きさと水深によりいずれが卓越するかが決まる。これを図 3.5 に示した。

表 3.2 抗力係数

構造部分	$C_D$
球殻構造	0.4
円筒形構造	0.5
主船殻	1.0
甲板室	1.0
独立した構造部材 (クレーン、形鋼、梁等)	1.5
甲板下の部分 (平滑面)	1.0
甲板下の部分 (暴露した梁、桁等)	1.3
作業用やぐら (各面)	1.25

表 3.3 慣性力係数

Condition	Shape	$C_M$
Submerged	Circular	2.0 for diameters of 3.5 m (12 ft) or greater 1.5 for diameters of 2.5 m (8 ft) or less (linear variation for intermediate diameters)
Submerged	Ellipse	1.0 + $b/h$
Submerged	Flat plate	1.0 (with cylinder area: $b/4$ )
Submerged	Rectangle	1.0 + $b/h$
Floating	Rectangle	1.0 + $b/2h$ (vertical)
Floating	Rectangle	1.0 + $b/2h$ (horizontal)
On-Bottom	Rectangle	1.0 + $2b/h$ (horizontal)

### 3) 揚力

柱状の構造物が海底に接近して置かれた部材には抗力と慣性力の他に、次式による揚力が流水と直角方向に作用する。

$$dF_L = \frac{1}{2} \frac{w_0}{g} C_L u^2 dS$$

ここで、 $dF_L$ ：部材単位長さ当たりの揚力 ( $t/m$ )

$C_L$ ：揚力係数

揚力係数  $C_L$  は物体の形状、レイノルズ数、部材と海底間の距離によって変化するが、十分な解明がなされていないため、模型実験などによる検討を行なわなければならない。

### 4) 波と流れの組み合わせ

波の他に流れが働く場合には、波の水粒子速度と流れの速度をベクトル量として加え合わせなければならない。

### 5) 近接効果

近接した構造物には、複雑な流体力が働くことを考慮して設計しなければならない。

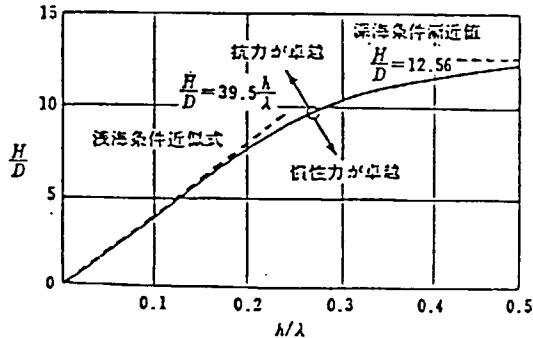


図 3.5 円柱に作用する波強制力 \*3.4)

\* 3.4) 土木学会：“水理公式集”，昭和46年

## 6) 載荷方法

多柱構造物に作用する波力は、近接効果を考慮しながら各部材に作用する波力を求め、位相を考慮して合成する。波向については構造物に最も不利な方向から与えるが、その方向の波が地形の制約から明かに来襲しない場合や、長期間の観測資料のある場合には波高の低減を考慮することができる。

## 7) 海面上の構造物の底面に働く波力

構造物の底面が波で叩かれる場合の波力の算定は、衝撃性を加味した実験資料などに基いて行なうことを原則とする。

## 8) 孤立した大型構造物に働く波力

大型構造物が海中に孤立して存在する場合、その構造物の受けける波力は抗力を無視し、慣性力のみで算定してもよい。

## 9) 砕 波 壓

砕波圧は次式で算定できる。

$$P_b = 1.5 w_0 H$$

$P_b$  : 砕波圧 ( $t/m^2$ )

$w_0$  : 海水の単位体積重量 ( $t/m^3$ )

$H$  : 進行波としての波高 (m)

表 3.5 漂流力係数 \* 3.5)

## 10) 波漂流力

規則波による波漂流力は船舶の場合、次式で計算出来る。

$$F_{Dy} = \frac{1}{2} \rho_c \cdot g \cdot h_w^2 \cdot L_{pp} \cdot \sin \phi \cdot |\sin \phi| \cdot R_T^2$$

$F_{Dy}$  : (横方向) 波漂流力

$h_w$  : 入射波の振幅

$L_{pp}$  : 船 長

$\phi$  : 波の入射角

$\rho_c$  : 海水の密度

$g$  : 重力加速度

$R_T$  : 漂流力係数 (実験結果にもとづく)

水深/吃水  $\geq 4$  の時、 $R_T$  は表 3.5 \* 3.5) にて与えられる。

$$( \text{但し } K = \frac{4 \pi^2 d}{g T^2}, T : \text{入射波の周期} )$$

又、不規則波中の波漂流力は、次式にて計算出来る。

$$F_{Dy} = \frac{1}{16} \cdot \rho_c \cdot g \cdot \zeta_{w1/3}^2 \cdot L_{pp} \cdot \sin \phi \cdot |\sin \phi| \cdot R_T^2$$

$\zeta_{w1/3}$  : 有義波高 (全振幅)

$R_T$  : 平均波周期に対応する規則波中の漂流力係数

K	漂流力係数 ( $R_T$ )
0	0.000
0.1	0.019
0.2	0.072
0.3	0.160
0.4	0.286
0.5	0.446
0.6	0.603
0.7	0.744
0.8	0.846
0.9	0.907
1.0	0.945
1.1	0.972
1.2	0.990
1.3	0.998
1.4	1.000

\* 3.5) S R 155 : "巨大タンカーの係船システムの研究" 報告書、昭和51年3月

## 2. 流体力（潮流力）

海洋構造物に働く流れによる流体力（潮流力）は抗力、揚力を考慮すればよい。ここで流れとは、時間的に変化しない定常流をいい、考慮する流れの諸元は流向と流速である。

（解説）

流れの中の物体は、流れの方向に抗力と、条件によってはこれと直角の方向に揚力が働く。力はそれぞれ以下の式によって計算する。

$$F_D = C_D \cdot w_0 \cdot A \frac{U^2}{2g}$$

$$F_L = C_L \cdot w_0 \cdot A \frac{U^2}{2g}$$

ここに、 $F_D$ 、 $F_L$ ：構造物または部材に作用する抗力及び揚力（t）

$C_D$ ：抗力係数で実験による以外は表3.2の値を標準とする。

$C_L$ ：揚力係数で実験等によって求める。

$U$ ：流速（m/sec）

$A$ ：構造物または部材の流向方向の投影面積（m<sup>2</sup>）

$w_0$ ：海水の単位体積重量（1.03 t/m<sup>3</sup>）

$g$ ：重力の加速度（9.81 m/sec<sup>2</sup>）

## 3. 風荷重

風荷重は基本風速を基準に求める。基本風速とは構造物稼働海域の海面上10mの高さにおける所定の再現期間に対する10分間の平均最大風速をいう。

（解説）

表3.4 高さ係数

1) 基本風速は観測資料に基く推定ができない場合又は稼働海域に制限がない場合は、再現期間にかかわらず次の値を標準とする。

(1) 常時  $V = 36 \text{ m/sec}$  (70 knots)

(2) 異常時  $V = 51.5 \text{ m/sec}$  (100 knots)

2) 風圧

風圧は次式によって算定する。

$$P = 0.0623 \cdot V^2 \cdot C_h \cdot C_s \times 10^{-3}$$

ここに、 $P$ ：部材又は構造物に作用する単位長さ当たり風圧（t/m）

$V$ ：設計風速（m/sec）

$C_h$ ：高さ係数で特に要求のない場合は表3.4による

$C_s$ ：形状係数で特に要求がない場合は表3.2の抗力係数を用いて良い。

3) 風荷重

風荷重は次式により計算する。

$$F = P \cdot A \quad (\text{t})$$

垂直高さ (m)	$C_h$
15.3未満	1.00
15.3以上 30.5未満	1.10
30.5以上 46.0未満	1.20
46.0以上 61.0未満	1.30
61.0以上 76.0未満	1.37
76.0以上 91.5未満	1.43
91.5以上 106.5未満	1.48
106.5以上 122.0未満	1.52
122.0以上 137.0未満	1.56
137.0以上 152.5未満	1.60
152.5以上 167.5未満	1.63
167.5以上 183.0未満	1.67
183.0以上 198.0未満	1.70
198.0以上 213.5未満	1.72
213.5以上 228.5未満	1.75
228.5以上 244.0未満	1.77
244.0以上 259.0未満	1.79
259.0以上	1.80

ここに、A : 風荷重の作用方向に直角な面に対する部材又は構造物の単位長さ当たりの平均投影面積 ( $m^2/m$ )

#### 4. 地震荷重

海洋コンクリート構造物に作用する地震時の荷重については 7-1, 5.耐震設計による。

#### 5. 水荷重

水海域に設置される海洋コンクリート構造物に作用する水荷重については 7-1, 6.耐水設計による。

#### 6. その他の環境荷重

その他の環境荷重としては積雪荷重、潮汐による静水圧、生物の付着による波荷重の増加、津波によって生ずる荷重等があり、これらは構造物の稼働海域、海象気象条件等により考慮する必要がある。

### 3-5 変形荷重

変形荷重とは、与えられた変形によって発生する荷重である。以下に示す変形により引き起こされる不静定力について検討する必要がある。

- 1) プレストレス
- 2) 熱応力
- 3) クリープ
- 4) 乾燥収縮および膨張
- 5) 沈下

(解説)

1) 不静定構造物においては、変形荷重の作用に伴い不静定力が生じる。特に、不静定構造物にプレストレス力を導入すると、プレストレス力を作用させた部材ばかりでなく、他の部材にも導入に伴う不静定力が発生するため、この影響を十分に考慮すること。

また、ハイブリッド構造等の特性が異なる材料を合成した構造物では熱応力、クリープ、乾燥収縮・膨張による不静定力の変化を無視できない場合があるので、この影響も考慮すること。

2) 温度の影響は、構造物の種類、環境条件、部材の寸法を考慮して求めるものとする。また、環境条件として、気温と海水温度の両方を考慮する。

温度の高低値は、その再現期間において最もありうる最高または最低の値として表わすものとする。

温度の昇降の特性値は、年平均気温と月平均気温の最高値と最低値の差としてよい。

3) コンクリートのクリープ及び乾燥収縮の特性値は材料、環境条件、部材の寸法等を考慮して定めなければならない。

4) コンクリートのクリープひずみは、作用する応力による弾性ひずみに比例するとして一般に下式により求めてよい。

$$\epsilon_{cc}' = \phi \cdot \sigma_{cp}' / E_c$$

ここに  $\epsilon_{cc}$  : コンクリートの圧縮クリープひずみ

$\phi$  : クリープ係数

$\sigma_{cp}$  : 作用する圧縮応力

$E_c$  : ヤング係数

コンクリートのクリープ係数は、構造物の周辺の湿度、部材断面の形状寸法、コンクリートの配合、応力が作用するときのコンクリートの材令等の影響を考慮して、これを定める。

5) 基礎の沈下の影響は構造物の種類、機能、環境条件、構造物の大きさ及び基礎地盤の特性に応じて検討しなければならない。

基礎の沈下（不等沈下）に伴って生じる構造物の強制変形を考慮して、最も不利となる荷重の組み合わせを求めるものとする。

また、構造物が沈下によって受ける二次的付加条件（浮力の変化、付加質量の変化、重心位置の変化等）も必要に応じ考慮しなければならない。

### 3 - 6 その他の荷重

#### 1. 事故荷重

事故荷重とは不測の事故による荷重をいい、主として船舶による衝突荷重を考慮する。

（解説）

1) 事故荷重として、船舶による衝突荷重の他、浮標、流木、その他漂流物による荷重あるいは火災、爆発、落下物による荷重等が考えられる。

なお、地震荷重の最大のものは、事故荷重として取り扱われる。これについては3-4および7-1、5参照のこと。

2) 船舶の衝突力は、次式で計算する。<sup>\*3.6)</sup>

$$F = \frac{W \cdot v^2}{4 g x} \quad F: \text{衝突力 (t)}$$

W: 衝突船舶の重量 (t)

v: 衝突速度 (m/sec)

x: 衝突船舶の停止距離 (m)

g: 重力の加速度 (9.8 m/sec<sup>2</sup>)

計算にあたっては、船舶の種類、大きさに応じた適切な衝突速度、衝突角度による垂直および横方向の荷重成分の関係等を定める。

3) 衝突現象は非常に複雑であり、その運動機構を解明するに当っては大別して“非弾性衝突として取り扱う挙動解析”，“弾性衝突として取り扱う挙動解析”がある。

浮遊構造物に対する船舶衝突時、その浮体の挙動については、その運動機構を後者と仮定してもよい。但し、その挙動は船舶対船舶の衝突に比べて、比較的衝突継続時間が長く又、衝突力も小さいので衝突力、慣性力、減衰力、復元力などを考慮した運動方程式を解析することによりその挙動を解明することが望ましい。

又、水槽試験も実施することにより、衝突時の挙動について検証することが望ましい。

\* 3.6) 日本海洋開発産業協会“石油の海洋備蓄システムの開発調査・着底方式総合設計指針(案)”昭和54年3月

## 2. 崩航時の荷重

崩航時、浮遊構造物に働く荷重としては、静水圧、動水圧、動搖慣性力について、検討しておかねばならない。又、外洋崩航にあたって、特に長大構造物は、サッギング、ホッギングの影響を受けるのでこれらについても検討しておく必要がある。

(解説)

1) 静水圧として周辺海水による荷重を考慮する。

2) 崩航抵抗は次式によって算定される。<sup>\*3.7)</sup>

$$F_D = C_D' w_0 A \frac{v^2}{2g}$$

$F_D$  : 崩航抵抗 (t)  
 $v$  : 崩航速度 (m/s)  
 $A$  : 崩航前進方向の浸水面積  
 $A = B \times (h + \delta)$  (m<sup>2</sup>)  
 $h$  : 吃水 (m)  
 $\delta$  : 浮遊構造物前面の波の高さ (m)  
 $B$  : 浮遊構造物の幅 (m)  
 $C_D'$  : 抗力係数  
 $w_0$  : 海水の単位体積重量 (1.03 t/m<sup>3</sup>)  
 $g$  : 重力の加速度 (m/s<sup>2</sup>)

浮遊崩航構造物の抗力係数は自由水面の効果を考慮する必要がある。フルード数 ( $v / \sqrt{g D}$ ) が小さい場合、円柱で  $C_D' = 0.7 \sim 1.0$ 、平板で  $C_D' = 1.2$  程度である。

3) 波浪によって浮体が動搖する場合、浮体とその部材に作用する動搖慣性力は次式で算定する。<sup>\*3.8)</sup>

$$F_d = \frac{W}{g} \left( \frac{2\pi}{T} \right)^2 r \theta_0$$

$F_d$  : 動搖慣性力  
 $W$  : 構造物または部材の重量  
 $r$  : 浮遊構造物重心より部材迄の距離  
 $T$  : 浮遊構造物の動搖周期  
 $\theta_0$  : 最大動搖角  
 $g$  : 重力の加速度

通常構造物の崩航は、気象・海象条件の良い時に行うが、崩航期間が長い場合には、その崩航時の波浪条件を十分考慮して、最大動搖角と動搖周期の値を決定する。又、模型実験などによって検討することも必要である。

4) 海洋構造物崩航時、バラスト水が搭載される場合には、崩航時動搖によりバラスト水の移動による動荷重が働く。この動荷重はバラストタンクの動搖周期がバラスト水の最低時の固有周期に同調する時最大となり、次式で求められる。<sup>\*3.9)</sup>

$$P_d = 0.77 w_0 \ell h / D (1 - h / D)$$

$P_d$  : 動水圧 (t/m<sup>2</sup>)  
 $w_0$  : 海水の単位体積重量 (t/m<sup>3</sup>)

\* 3.7) 例えば日本港湾協会：“港湾の施設の技術上の基準・同解説”，昭和54年3月

\* 3.8) 例えば土木学会：“海洋鋼構造物設計指針（案）解説”，昭和48年8月

\* 3.9) 日本海洋産業協会：“フローティングタイプ総合設計指針（案）”昭和54年3月

$$\begin{aligned}\ell &: \text{タンクの長さ (m)} \\ h &: \text{バラスト水の深さ (m)} \\ D &: \text{タンク深さ (m)}\end{aligned}$$

更に傾斜静水圧も考慮しなければならない。

### 3. 係留力

浮遊式海洋構造物を係留する場合、風、波、および潮流による力を考慮しなければならない。

(解説)

- 1) 係留浮体に風、波、潮流による外力が作用する時、係留力は、定常係留力と動的係留力に大別される。
  - 2) 定常係留力は、定常外力により、係留浮体が静的に変位した時、浮体に作用する係留力である。  
ここでいう定常外力とは、潮流、平均風速に対応する風荷重および変動成分を考慮しない波漂流力の合力で、次式にて算定する。
- $$\text{定常外力 } R = \text{風圧力 } R_a + \text{潮流力 } R_c + \text{波漂流力 } R_w$$
- (定常成分)  
(風圧力、潮流力、波漂流力は 3-4 を参照)  
(流体力)
- 3) 動的係留力は、浮体および係留ライン自身の運動により係留浮体に作用する係留力である。
  - 4) 係留浮体は、一般に、その水平面内の運動に長周期の固有周期を有している。そこで長周期変動外力が作用すると、係留浮体に同調現象として、大きな長周期運動が引き起こされ、それに伴って大きな係留力が浮体に作用するのでこれらの点を十分検討し、同調を避ける必要がある。
  - 5) 係留力算定の詳細は S R 187 の設計指針（資料No.378）を参照のこと。

### 4. 沈設、据付および離脱時の荷重

沈設、据付、離脱時においては、バラストの偏荷重、スカートの貫入抵抗、着底時の地盤反力、グラウト注入圧、再浮上時の負圧など作業時に生じる可能性のある荷重に対して十分検討する必要がある。

(解説)

海洋コンクリート構造物を、沈設、据付、離脱させる際には、施工条件・環境条件に応じて各種の荷重が作用するため、各作業段階毎に十分安全性を有することを確認する。

- 1) 沈設時  
沈設時においては、バラスト投入時に生じる偏荷重や係留力について検討する。
- 2) 据付時  
構造物にダウエル、スカートを設ける場合、据付時の貫入抵抗力、水平抵抗力について十分検討すること。また、着底時の底版に作用する局所接地圧に対して十分検討するとともに、グラウト注入による注入圧についても考慮すること。なお、ダウエル、スカートの貫入抵抗および局所接地圧の計算方法については、6-3 を参照のこと。
- 3) 離脱時  
離脱時においては、バラスト撤去による偏圧や底版と地盤との間に生じる負圧、ダウエル、スカートの引抜抵抗力について検討する。

## 第4章 地盤

### 4-1 地盤調査

#### 1. 一般

海洋コンクリート構造物を設計する際には、現地より得られた地盤調査結果に基づいて行う。

地盤調査は、構造物の型式、規模、重要性、土質の均一性、海底地盤の状態を考慮した上で、設計を行うに十分なデータが得られるよう、合理的に行う。

(解説)

構造物の配置を考えたり、設計位置を比較選定する場合には、あらかじめ広い地域にわたって海底地盤の性質を知つていれば、それにふさわしい場所を探して、経済的な設計、建設を進めることが可能となるので、現地における地盤調査の有用性は大きい。

地盤調査は、海底の起伏の様相、海底上の構築物（パイプライン、人工魚礁など）を把握するための海底地形調査、海底に分布する泥や土、岩などの堆積物を採取し調査する底質調査、海底地盤の地質構成（海底下の地質構造、断層や褶曲などの有無）を調べるための地質調査、さらにボーリングやサンプル採取により土の工学的性質を調べるための土質調査に分類される。

#### 2. 海底地形調査

海洋コンクリート構造物を据付ける地域の海底地形については、測量を行い、海底の深浅図を作成する。

また、曳航ルート上についても支障となるような浅瀬のないことを確認する必要がある。

(解説)

海底地形の調査方法には、次のような方法がある。

##### (1) 海図を利用する方法

海図には航海用海図と水路特殊図がある。海底地形を調査する上で、水路特殊図が利用できる。

水路特殊図は、水深図、海底地形図、漁業用図、参考図、一般特殊図に分けられる。水深図、海底地形図、漁業用図には、海底地形の起伏が精密な等深線で示されている。

##### (2) 測深による水深測量

水深測量には、レッド（投鉛）を海底に降ろしてロープの長さを測る錘測と音響測深機を用いた測深などがある。

音響測深は音波の反射時間を測定し、水深を求める方法である。

音響測深機を使用した水深測定には、デジタル式とアナログ式の二種類があるが、現状では後者的方式アナログ記録紙上に海底断面を記録して水深を読み取る方法が最も普及している。

音響測深機の主要な性能は表4.1のとおりである。

##### (3) サイドスキャンソナーによる方法

サイドスキャンソナーでは、海底地形の起伏に対して、斜め下方に音波を送信し、その反射信号の強度を濃淡模様として表現する。

広い海域の起伏を把握するのに有効であるが、水深の測定はできないので、音響測深機と併用する場合が多い。

表 4.1 主要な音響測深機の性能<sup>1)</sup>

型 名	P D R - 101		R S - 122		M S - 20		P D R - 501	
用 途	極 浅 海 用		極 浅 海 用		極 浅 海 用		極 浅 海 用	
製 造 会 社	千 本 電 機		ラ サ 商 事		海 上 電 機		千 本 電 機	
記 録 範 囲	浅 0- 20 10- 30 20- 40 30- 50 40- 60 マルチ (20m × 5段)	深 0- 40 20- 60 40- 80 60- 100 80- 120 マルチ (40m × 5段)	0- 22 20- 42 40- 62 60- 82 80-102 100-122 マルチ		0- 40 20- 60 40- 80 60-100 80-120 マルチ (40m × 4段)		0- 40 20- 60 40- 80 60-100 80-120 マルチ (40m × 4段)	
最 大 可 制 深 度	200m		122m		100m		160m	
記録精度(水深:D)	$\pm (0.03 + D/1000)m$		$\pm (0.03 + D/1,000)m$		$\pm (0.05 + D/1,000)m$		$\pm (0.03 + D/1,000)m$	
記録紙(幅×長) 有効記録幅 記録縮尺(約) 紙送り速度(mm/分)	150mm × 10m 130, 65mm 1 /150   1 /300 40, 60, 80, 120		130mm × 10m 110mm 1 /200   60		300mm × 20m 247, 65mm 1 /160   40, 60, 80, 120		300mm × 20m 247, 65mm 1 /160   40, 60, 80, 120	
送受波器指向角 (半 峰 半 角) 送受信周波数 送受波器数	3° 200kHz 1		約3° 200kHz 1		8°, 3° 230kHz, 210kHz 190°, 170° 4		8°, 3° 230kHz, 210kHz 190°, 170° 4	
使 用 電 源	24V, 2A		DC12V, 5.5A		24V, 3A		24V, 2A	

### 3. 底質調査

海底地盤の底質の調査においては、海底に分布する堆積物を採取し調査するとともに、海底面に大きな砂れんの有無や海底面の移動の可能性についても十分調査しなければならない。

(解説)

底質調査は、狭義には海底表面から数mという深さまでの海底堆積物を採取し、分析して必要なデータを得ることを意味する。

海底の堆積物は、波や流れなどの外力特性の影響を受けて移動する。底質移動のうちいちばん問題となるのは漂砂である。漂砂に関しては、「港湾の施設の技術上の基準・同解説、日本港湾協会」を参照のこと。

底質調査は使用機器によって以下の三種類に分類される。

#### (1) ドレッジ（曳航式採泥器）による方法

ドレッジは、一端の開いている箱または袋を海底表面に置いたまま牽引し、表層の堆積物または岩塊などを採取するものである。

#### (2) グラブ採泥器による方法

グラブ採泥器は、浚渫で用いられるグラブバケットの小型のもので、ドレッジと比べて、操作に関して水深の制限を受けないことは同様であるが、採取点の位置が精度よくわかること、作業に対する波浪の影響が少ないことが特長である。

#### (3) コアラー（柱状採泥器）による方法

コアラーはドレッジやグラブ採泥器と異なり、パイプを海底表層に貫入させ、パイプ内に入った試料を採取するものである。

本方法は、同一地点において深さ方向にいくつかの試料を採取することはできず、海底表層の1回の試料採取に

1 ) 産業調査会 海洋土木大事典

限られている。

#### 4. 地質調査

海底地盤の地質について十分調査しなければならない。

(解説)

地質調査の目的は、海底地盤の地層構成や断層の有無を把握することである。

地質調査方法としては、地磁気や重力の異常を測定して断層や褶曲の分布を調べる物理探査、音波の反射、屈折を利用して地質構成を調べる音波探査などがある。

##### (1) 物理探査

###### ① 磁気探査

地磁気の局地的異常は地中の地質構造や異物を反映する。船舶による海上磁気探査では、船体磁場の影響を避けるため、センサーを船尾から 250 m ~ 750 m 離して曳航する。

観測した地磁気の解析を行なうことにより、断層や褶曲などの地質構造を知ることができる。

###### ② 重力探査

重力の値は地形・地下構造の影響を受けるので、断層や褶曲の分布、堆積盆の形態・基盤岩の高まりを重力探査により予察することができる。最近は測定精度が飛躍的に向上し、地盤の隆起・沈降を観測する手法としても使用されている。

##### (2) 音波探査

音波探査とは低周波の音波エネルギーを海面より海底に送り込み、海底表面や海底下の反射面からの反射波を船上で受信し、海底下の地質構造をとらえるものであるが、原理的には音響測深機と同じである。

音波は縦波（疎密波）であるから、地層内の伝搬速度は構成物質により異なる。海水では約  $1.5 \text{ km/s}$ 、地層内では数百  $\text{m/s}$  から数  $\text{km/s}$  まで変化する。

#### 5. 土質調査

土質調査の範囲は、海洋コンクリート構造物の基礎の安全性に影響を与えると考えられ範囲とする。

土質調査は、次に示す調査方法の組み合せに従って行う。

- (1) ボーリング調査
- (2) 原位置試験
- (3) サンプリング試験

(解説)

##### (1) ボーリング調査

ボーリング調査は、地盤の地質状況や土質工学的特性を明らかにするために行うもので、ボーリングによって乱した試料や乱さない試料を採取して調査目的に合った土質試験を行う。

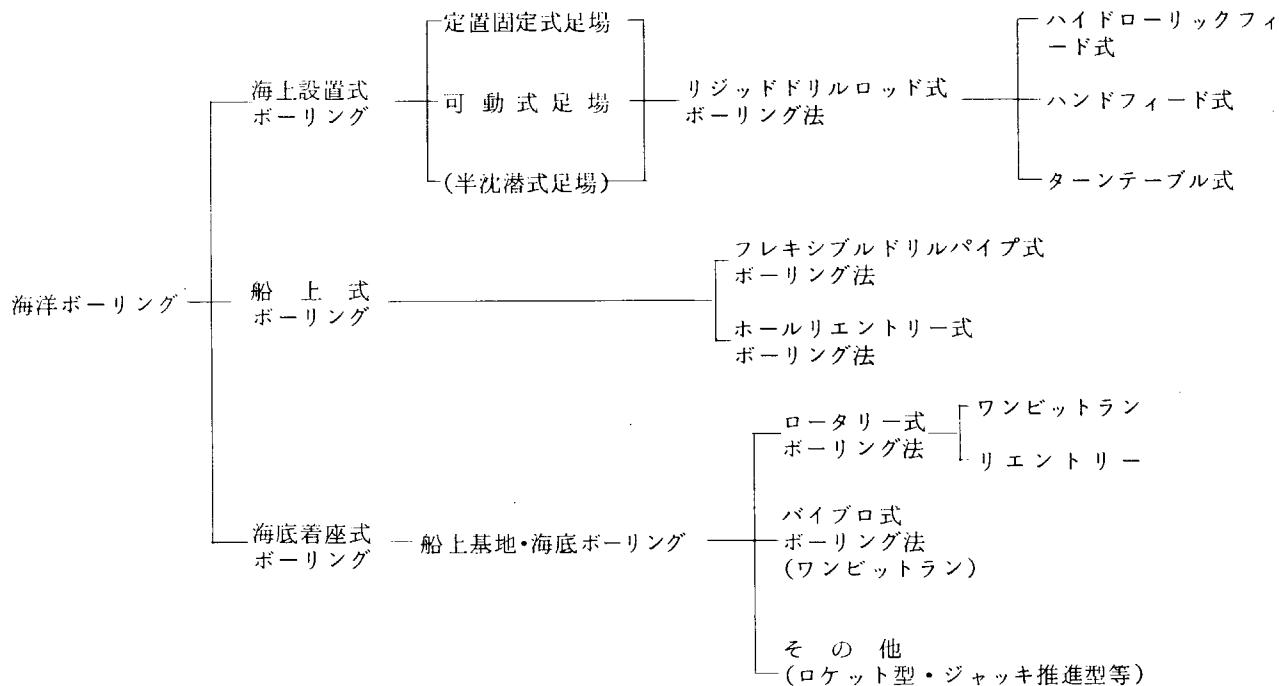
また、ボーリング孔では原位置試験を行う。

ボーリング調査は、調査地点が海上にあることから作業を行うための足場とボーリング工法により、表 4.2 のように分類される。

##### (2) 原位置試験

原位置試験は、サンプリング試料を使っての各種試験に対比して用いられるもので、原地盤のあるままの状態

表 4.2 作業足場とボーリング工法による分類<sup>1)</sup>



で土の工学的性質を調べるものである。

海底土質の調査においては、陸上と比べて作業能率が大幅に低下することや高品質の試料を採取するのが困難などの問題があり、サンプリング試験より良いとされている。

原位置試験の種類としては以下のとおりである。

- ① ベーンせん断試験
- ② 静的コーン貫入試験
- ③ 標準貫入試験
- ④ 原位置載荷試験

海底地盤の場合、粘土性に対してはベーンせん断、砂質土・硬質粘性土に対しては、静的コーン貫入試験が主として用いられる。

- ① ベーンせん断試験

十字翼のベーンの回転抵抗を測定し土のせん断抵抗を求める試験である。ベーンせん断では、通常、装置上の制約から海底面下の貫入深さは 3 m 程度以内である。

- ② 静的コーン貫入試験

地盤の硬軟をコーンの貫入抵抗（コーン指数  $q_c$ ）で測定し、支持力公式との関係より土のせん断強度を求める試験である。

この試験では、水深 30 m、貫入深さ 20 m 程度まで調査できる。

- ③ 標準貫入試験

ボーリング孔を利用した孔内原位置試験で陸上では一般によく用いられ、砂地盤の締り程度や粘性土地盤の硬軟を N 値で判定する。

この試験では、海底面下の貫入深さ 100 m 程度まで調査できる。

- ④ 原位置載荷試験

1) 土質工学会・土質調査法

実際の基礎を対象とした載荷試験として鉛直載荷試験、杭あるいはアンカーを対象とした引抜き試験、水平載荷試験、海洋における特殊な調査として把駆力試験などがある。

### (3) サンプリング試験

サンプリングされた試料の工学的性質を調べるために土質試験の種類と要旨を表4.3に示す。

サンプリングされた試料の品質は、土質試験結果の力学特性に大きな影響を与えるので、高品質の試料の採取が不可欠になる。

しかし、海底地盤においては、砂や砂質土は陸上と異なり、凍結工法などが利用できないため、高品質の試料を採取する対象は粘性土に限られている。

## 4-2 地盤の特性

### 1. 土の特性値

地盤の支持力、安定等の計算に必要な土の物理的特性値及び力学的特性値は、地盤調査の結果より原位置における応力状態を考慮した上で、安全側に評価した平均値を用いるものとする。

特に、繰り返し荷重を受ける場合の土の特性値については、強度低下等の影響を十分考慮する。

(解説)

土の特殊性は、地盤の支持力、構造物の安定等に影響を与えると考えられるすべての土層について、地盤調査の結果より試験時の応力状態および現位置での応力状態を考慮した上で、妥当な精度で評価する必要がある。

地盤調査結果による測定値が少ない場合や、バラつきの大きい場合には、特性値の評価をその状況に応じてより安全側にとる必要がある。

#### (1) 物理的特性値

土の物理的特性値としては、次の様な諸元があり、サンプリング試料を用いた室内試験により決定する。

- ① 単位体積重量
- ② 土粒子比重
- ③ 粒度分布
- ④ 含水比
- ⑤ 液性限界、塑性限界
- ⑥ 透水係数

#### (2) 力学的特性値

表4.3 土質試験の種類と要旨<sup>1)</sup>

試験名	要旨
自然含水比 (W)	堆積状態での含水比を把握する
湿潤重量 ( $\rho_t$ )	自然状態での単位体積重量を測定する
粒度試験 (Ma)	砂礫、砂、シルト、粘土の混合比を測定して、地盤の組成を明らかにする
土粒子の比重 ( $G_s$ )	
液性限界 ( $W_L$ )	粘性土の特性で、ある試料にこれ以上水を加えると土が流動化するという時の含水比をいう。
塑性限界 ( $W_P$ )	液性限界とは逆にある試料からこれ以上脱水すると固体化するというときの含水比をいう
一軸圧縮試験 ( $q_u$ )	粘性土に適用できる試験で最大圧縮応力を ( $q_u$ ) といい、 $q_u/\alpha$ を粘着力 ( $C$ ) という土圧・安定などの計算に導入する
三軸 圧 縮 試 験	一軸圧縮試験と内容的に同じである
UU試験 $T_{uu}$	
CU試験 $T_{cu}$	主に粘性土について行ない、土の圧密荷重増加に伴う強度の増加比を試験する。
CD試験 $T_{cd}$	主に砂および砂質土について行なう試験でセン断抵抗角を求める
振動試験	主に砂について試験し、地盤が地震時に流動化するかどうか検討資料を得る
圧密試験 C	地盤上に荷重が加えられると、その地盤が過去に受けたことのない荷重分について新しく圧密が発生する。この圧密現象を計算するに必要な諸係数を得る

1) 産業調査会 海洋土木大事典

土の力学的特性値としては、次の様な諸元がある。

#### ① 圧密特性

粘性土については、乱さないサンプリング試料を用いて、圧密試験により圧密係数、体積圧縮係数を求める。

#### ② せん断変形特性

砂質土、粘性土のせん断定数は、間隙率、平均拘束圧、ひずみレベル等の要因に強く影響される。微小ひずみ時の初期せん断定数はせん断波計測などによる原位置試験により求めることが望ましい。これによらない場合はサンプリング試料を用いた室内試験又は、適当な実験式により求めてよい。

せん断定数のひずみ依存性は、実験又は既往の研究例を基に正しく考慮されねばならない。さらに、地盤がくり返し荷重を受ける場合、地盤中の間隙水圧が上昇し、平均拘束圧が減少することがある。この場合平均拘束圧の低下に伴うせん断定数の減少を考慮する必要がある。

#### ③ 減衰比

土の減衰比もせん断定数と同様に、ひずみ、拘束圧、間隙比等に強く依存している。減衰比はサンプリングした試料を用いて実験又は実験式により求める。

#### ④ せん断強度特性

土の静的せん断強度は、室内試験により求めるが、上図の様に原位置の状況に対応する強度を求める必要がある。

土のくり返しせん断強度は、サンプリング試料を用いた振動三軸試験等の室内試験により求める。一般に土のせん断強度は、くり返し荷重を受ける場合、かなり強度が低下する。なお、サンプリング時の試料の搅乱には十分考慮が必要である。

## 2. 地盤の支持力

### (1) 鉛直支持力

地盤の鉛直支持力は、構造物を十分安全に支持できるように、荷重の偏心、傾斜を考慮した合理的な方法により求めるものとする。

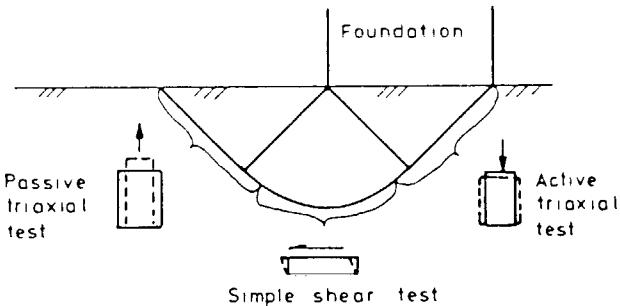
#### (解説)

基礎地盤の鉛直支持力は、載荷試験により求めることが望ましいが、土の特性値を用いて合理的な支持力公式により求めてよい。なお、支持力公式を用いる場合、荷重の偏心、傾斜による影響を考慮した式を用いる必要がある。

また、荷重がくり返し作用することによる土の強度低下については、地盤の動的な特性値を用いて合理的に考慮しなければならない。

### (2) 水平支持力

地盤の水平支持力は、構造物基礎と地盤との間の滑動抵抗力より求めるものとする。なお、地震時の考え方については7-1、5.(耐震設計)による。



Principles for use of triaxial and simple shear tests for stability analysis

### (解説)

構造物の滑動時の地盤の破壊様式は、右図に示すように基礎の形式や地盤条件に応じて様々な形をとるため、滑動抵抗力の計算にあたっては、構造物の滑動時のすべり線に沿って行う必要がある。この際、鉛直支持力同様、繰り返し荷重による土の強度低下の影響を十分考慮する。

なお、基礎底面のスカートや突起物により前面の地盤に水平力を分担させる場合には、前面地盤の強度や安定についても十分検討する必要がある。

海洋コンクリート構造物の場合、浮力の作用により有効重量が減少するため、地震時における滑動抵抗力が不足する場合が多い。このため、構造物が滑動してもその変位量が構造物の機能を損なわず、地盤の安定上も安全であることが確認出来る場合には、滑動を許してもよいことにした。

なお、滑動解析手法、滑動量の求め方については 7-1, 5. (耐震設計)において述べる。

### 3. 地盤の安定

#### (1) 斜面の安定

海洋コンクリート構造物が斜面又は斜面近傍に位置する場合には、斜面崩壊の危険性について検討する。波浪や地震による水平力の影響も考慮する。特に、表層や中間層に軟弱な粘性土層が存在する場合には注意が必要である。

### (解説)

斜面安定は、対象とする地盤条件を検討の上、円形すべり面又は直線すべり面を仮定し、合理的な方法により解析する。構造物が斜面に位置する場合は、構造物の自重の影響をも考慮しなければならない。

地震時の斜面安定は、地震による土塊に働く慣性力の影響を考慮する。さらに構造物が斜面に位置する場合、地震時に構造物から地盤に作用する力を考慮して、斜面安定を検討しなければならない。

波浪中における斜面安定は、海底面に作用する波圧分布を考慮して、斜面安定を検討しなければならない。

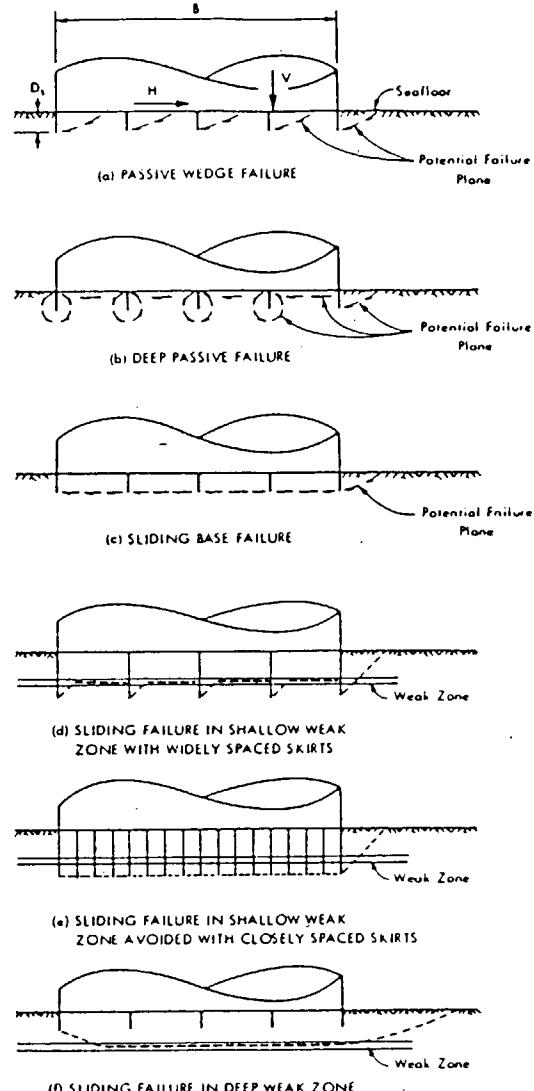
さらに構造物が斜面に位置する場合、波浪により構造物から地盤に作用する力を考慮して斜面安定を検討する必要がある。

#### (2) 洗掘

海底地盤の底質が波浪や潮流の影響により移動し、構造物周囲に洗掘が起きると予想される場合には、洗掘防護工事等により構造物周囲の地盤を保護する。

### (解説)

砂質土地盤の場合、波および潮流の流速による洗掘および地盤中の動水圧勾配による洗掘を考える必要がある。前者の洗掘については判定式を用いて洗掘の有無が予測できる。後者の洗掘については、くり返しせん断応力を受ける時の地盤中の間げき水圧上昇量を「(3)地盤の強度低下」で述べる方法で評価し、これを用いてパイピング（水圧勾配



により地盤の局部的な破壊が生じ、流水径路ができる現象)が生じるかどうか判定すべきである。又、構造物設置時に構造物を急速に着底させると、底面と海底間の水の側方への流速が大きくなり、局所洗掘が生じることがある。洗掘が予想される場合は、捨石による構造物周辺の保護などの対策が必要である。

### (3) 地盤の強度低下

海底地盤が地震及び波浪の影響により繰り返しせん断力を受ける場合、地盤強度の低下現象(液状化)について十分検討しなければならない。特に、粒径がそろっており締め固められていない砂層や乱されやすい鋭敏な粘性土層においては特に注意する。

#### (解説)

動的載荷時の地盤の強度低下率は、次のように評価するものとする。

##### ① 地震及び波浪時の構造物周辺の地盤のくり返しせん断応力を評価する。

地震については、地盤と構造物の相互作用を考慮して、信頼性の高いプログラムで応答解析を行って求めることが望ましい。波浪については、構造物に作用する波力を適切な方法で求め、この値を用いて弾性論を用いて構造物底面から地盤中に応力が伝播するとして求めることができる。

##### ② 砂質土については、①のくり返しせん断応力が作用した場合に、地盤液状化の可能性を、サンプリング試料による振動三軸試験又は標準貫入試験・コーン貫入試験等の原位置試験によって検討する必要がある。サンプリングによる振動三軸試験では、サンプリングによる供試体の乱れが振動三軸強度比に与える影響が非常に大きいので注意を要する。又原位置試験から振動三軸強度比を求める方法もあるが、細粒分が多い土質については振動三軸強度比が上昇するので、この点を正しく評価しなければならない。さらに波浪については波の周期が大きいので、動的載荷中に部分排水が生じ、振動三軸強度比が上昇するので、この影響を考慮する。

上記の検討で液状化が生じないと判定された地盤についても、くり返しせん断応力が作用したときの間隙水圧上昇量を室内実験結果等から評価して、地盤の有効応力を求める。さらに動的載荷時の強度低下を考慮して、鉛直・水平方向の支持力の検討を行わねばならない。

粘性土については、①のくり返しせん断応力が作用した場合の、地盤の強度低下を、サンプリング試料による振動三軸試験等で評価しなければならない。粘性土の動的強度低下については、ノルウェー地盤研究所(N.G.I.)が、幅広い研究を行っているため、これらの研究成果をもとに水平・鉛直方向の支持力を求めることが好ましい。

## 4. 地盤の沈下

圧密沈下、不等沈下、広域沈下等が予想される海底地盤に構造物を据え付ける場合には、地盤の沈下により構造物の機能が損なわれないよう検討する。

#### (解説)

地盤の沈下については、構造物の据え付け直後に発生する弾性沈下の他に以下に示す沈下について考慮する必要がある。

##### (1) 圧密沈下

海底地盤に粘性土層が存在する場合に生じる沈下現象であり、土粒子間の間隙水が排水されることにより生じる。圧密が生じるような粘性土層が存在する場合には、その沈下量は弾性変位量より大きくなるため、地盤調査を十分行って、圧密沈下量について検討しておく必要がある。

##### (2) 不等沈下

地盤の不均一性のため、各地点毎の沈下量が異なる現象である。不等沈下が発生すると予想される場合には、不

等沈下により構造物に発生する二次応力や傾斜について十分検討しておく必要がある。

### (3) 広域沈下

長期間にわたり油・ガスを採取する場合、地盤中の圧力低下による海底地盤の広範囲な沈下が生じることがあるため、沈下量について十分検討する必要がある。

なお、弾性沈下量については、上記した沈下量に比べて小さい場合が多いので無視することが多い。

## 第5章 設計の基本方針

### 5-1 一般

構造物が建造から稼働段階を経て、最終的に移動あるいは撤去されるまでの全ての段階において目的に適合し、安全性および経済的な面からも十分な性能を保持することの確認が設計の目的である。

#### (解説)

構造物に要求される性能には、その造られる目的（機能）の他に、安全性および経済性がある。建造から廃棄までのすべての段階において、構造物はこれらの所要の性能を持たなければならない。

構造形態の選定にあたって、要求される性能と構造物に対する環境因子とを考慮するわけであるが、構造物の周辺環境に及ぼす影響についても検討すべきである。

外力、気象、海象、温度、地震などの環境因子および稼働条件に対し、構造物が使用期間中および異常時に対しても、所要の安全性を持つことを、実験、過去の経験などに基づいて確かめる。海洋コンクリート構造物の補修、補強、改良などは、一般に困難であるから、ひび割れ、破損、変形などにより、構造物に要求される性能が損われてはならない。

使用期間中、構造物は十分に耐久的でなければならない。また、供用中の検査が容易になるように配慮して部材配置を行うべきである。

### 5-2 限界状態

#### 1. 機能上の限界状態

構造物に要求される機能が果たされなくなる全ての限界状態について検討を行う。特に以下の限界状態についての検討を行い、機能を損わないことを確認しなければならない。

- (1) 変形限界状態
- (2) 運動限界状態
- (3) 海洋環境汚染限界状態

#### (解説)

海洋構造物の建造から廃棄までの一生に要求される機能は多岐にわたる。また、これらの機能は、構造物の種類、目的、操作などにより個別に定まるものである。ここでは、特に3つの限界状態を挙げたが、稼働時に従わなければならぬ関連法規（石油生産における消防法、石油パイプライン事業法あるいは、海洋汚染防止条約など）に抵触しないことも確認する必要がある。

#### 2. 構造強度上の限界状態

部材の構造強度に関しては、以下の限界状態について検討を行い、構造的に安全であることを確かめなければならない。

- (1) ひび割れ限界状態
- (2) 終局限界状態
- (3) 疲労限界状態

(解説)

構造強度上の限界状態は、構造物を部材に分割して検討を行う。分割された部材は、その重要度、維持および補修の難易度などを考慮して、構造強度の限界状態の検討を行うべきである。

### 3. 姿勢安定上の限界状態

着底式構造物の許容できない滑動、転倒、あるいは、浮遊式構造物の転覆、沈没、流失などが生じないことを確かめなければならない。

(解説)

浮遊式および浮遊着底式構造物のような移動式海洋構造物の損傷時並びに非損傷時復原性に関する要件は、例えばIMOのMODU Code (Res. A 414 (XI)), 第3章に規定されている。

### 4. 漸進的崩壊限界状態

事故などにより生じた部材の破壊が、構造物全体の崩壊をひきおこしてはならない。構造物全体の崩壊機構の支配的部材については、これが破壊しないことを確認するか、または、漸進的崩壊に対して十分な冗長性を持つことを確認する必要がある。

## 5 - 3 設計用材料強度および定数

### 1. コンクリート

コンクリートの設計強度は、2-2に示された強度の特性値を材料係数で除したものとする。

弾性解析では、コンクリートのヤング係数を鋼のそれの1/7としてよい。また、ポアソン比は0.2としてよい。

材料の非線型を考慮する場合は、一般に認められている応力-ひずみ関係を用いるものとする。

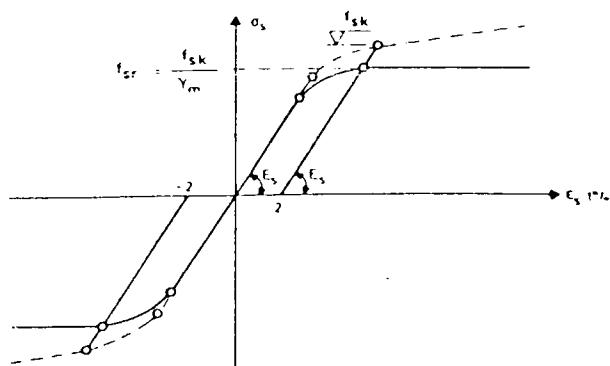
(解説)

コンクリートの応力-ひずみ関係は、コンクリートの種類、材令、応力状態などにより異なる。そこで、検討の目的に応じて適切なものを仮定することが必要である。また、必要に応じて実験などにより確かめること。具体例は7-2鉄筋コンクリートに説明されている。

### 2. 鋼材

鋼材の設計用強度は、2-3～5に示された強度の特性値を材料係数で除したものとする。

ヤング係数、せん断弾性係数、ポアソン比などは2-5の値を用いる。



(解説)

鉄筋および構造用鋼材は、完全弾塑性体と仮定してよい。

PC鋼材（PC鋼より線、PC鋼棒等）については、比例限および0.2%耐力の規格値を材料係数で除して応力-ひずみ曲線を仮定する。

### 3. 材料係数

材料係数は以下のものを各限界状態に応じて使用する。

材 料 \ 状 態*	L <sub>1</sub>	L <sub>2</sub>	L <sub>3</sub>	L <sub>4</sub>
コンクリート	1.5	1.3	1.1	1.0
鋼材	1.15	1.0	1.0	1.0

\* ) L<sub>1</sub> : 終局限界状態、疲労限界状態

L<sub>2</sub> : ひび割れ限界状態

L<sub>3</sub> : 漸進的崩壊限界状態

L<sub>4</sub> : 機能上の限界状態

着底式構造物の姿勢安定上の限界状態の検討では、地盤の材料係数は1.5を用いる。

(解説)

材料係数は下記の各種基準を参考にした暫定値である。

(1) DnV : Rules for the Design Constructions and Inspection of Offshore Structures (1977)

: Guidelines for the Design, Construction & Classification of Floating Concrete Structure (1978)

限界状態	終局	疲労	漸進崩壊	稼働
コンクリート	1.5	*	1.1	1.0
鋼材	1.15	*	1.0	1.0

\* : 計算の精度により定める。

(2) LR : Offshore Concrete Structure (Draft Rule)

限界状態	終局	疲労	稼働 <sup>1)</sup>	稼働 <sup>2)</sup>
コンクリート	1.5 <sup>3)</sup>	1.5	1.0	1.3
鋼材	1.15 <sup>3)</sup>	1.15	1.0	1.0

1) : 変形の計算

2) : 応力又はひび割れの計算

3) : 過大な荷重、局部的損傷の影響を考慮に入れる場合には稼働と同じとする。

(3) FIP : Recommendation for the Design and Construction of Concrete Sea Structures (1974) (1977)

(2)と全く同じ。ただし、疲労限界状態を除く。

(4) BS : BSI - CP - 110 Code of Practice for the Structural Use of Concrete (1972)

(3)と同じ。

## 5 - 4 設計用荷重

### 1. 荷重の設定方法

設計用荷重は、死荷重（P）、活荷重（L）、地震を除く環境荷重（E<sub>1</sub>）、地震荷重（E<sub>2</sub>）、変形荷重（D）、その他の荷重、特に事故荷重（A）に荷重係数を乗じ組み合せて用いる。環境荷重としては常時環境荷重と異常時環境荷重とを与える。

(解説)

環境荷重としては、構造物が稼働場所において使用期間中に遭遇すると考えられる常時環境荷重と、構造物の形態、稼働海域、使用目的などから定めた再現期間の最大荷重として与えられる異常時環境荷重がある。

### 2. 荷重の組み合せ

#### (1) 常 時

常時設計用荷重による機能上の限界状態と終局限界状態および事故時の漸進的崩壊限界状態の検討には、下表の荷重の組み合せを用いる。

環境荷重は常時環境荷重を用いる。

下表の数値は荷重係数である。

状態 \ 荷重	P	L	E <sub>1</sub>	E <sub>2</sub>	D	A
機能上の限界状態	1.0	1.0	1.0		1.0	
終局限界状態	1.2	1.6	1.3		1.1	
漸進的崩壊限界状態	1.0	1.0		2)	1.0 <sup>1)</sup>	1.0
	1.0	1.0	1.0		1.0 <sup>1)</sup>	

1) プレストレシングの作用だけを考慮する。

2) 将来生じると考えられる最大のものを用い、事故荷重として取り扱う。

ひび割れ限界状態および疲労限界状態については適切な荷重の組み合せによる。

(解説)

漸進的崩壊限界状態は、事故荷重を用いて検討を行う。また、事故により支配的部材の破壊が考えられる場合には、事故荷重の作用が除去された後も、常時環境荷重により崩壊が進行しないことを確認する。

ひび割れ限界状態を検討する場合、荷重の再現期間と許容ひび割れ幅との間には密接な関係がある。この荷重の再現期間と許容ひび割れ幅との組み合せは、荷重の種類、構造物の使用期間、ひび割れの構造物に与える影響などから適切なものを定める必要がある。

なお、荷重係数は1.0としてよい。

疲労限界状態は荷重係数1.0で検討するが、構造物の使用期間などの実情を考慮して荷重の組み合わせを定めること。

荷重係数は下記の各基準を参考にした暫定値である。なお、荷重Eは環境荷重である。

(1) DnV : Rules of the Design Construction and Inspection of Offshore Structures (1977)

: Guidelines for the Design, Construction & Classification of Floating Concrete Structures (1978)

荷重 限界状態	P	L	D	E	A
終局限界状態	1.3	1.3	1.0	0.7 <sup>1)</sup>	
疲労限界状態			1.0		
漸進崩壊状態 <sup>2)</sup>	1.0	1.0	1.0 <sup>3)</sup>		1.0
稼働限界状態			1.0		

1) : この係数は、環境荷重の異常時荷重に対して乗せられる。

2) : 事故荷重を含む場合であり、その時環境荷重は除かれる。

3) : プレストレシングの作用のみ考慮する。

(2) L R : Offshore Concrete Structure (Draft Rule)

荷重 限界状態	P	L	D	E	A
終局限界状態	1.2	1.6 <sup>1)</sup>	1.1	1.3	
事故時など <sup>2)</sup>			1.05		
稼働限界状態			1.0		

1) : この係数は最大活荷重に対して乗せられる。

2) : 事故などの影響を考慮する場合、および、建造時、設置時などの短期かつ構造物の一生で一度の荷重について検討する場合。

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

荷重 限界状態	P	L	D	E
終局限界状態	1.2	1.6	1.1	1.4
稼働限界状態			1.0	

(2) 異常時

機能上の限界状態、終局限界状態および着底式および浮遊着底式構造物の着底時における姿勢安定上の限界状態について、異常時環境荷重を用いて、以下の組み合せについて検討する。

下表の数値は荷重係数である。

荷重 状態	P	L	E <sub>1</sub>	E <sub>2</sub>	D
活荷重最大時	1.1	1.3	1.3		1.2
	1.1	1.3		1.3	1.2
活荷重最小時	0.9	0.9	1.3		0.9
	0.9	0.9		1.3	0.9

(解説)

荷重係数は以下の各基準を参考にした暫定値である。

(1) DnV : Rules of the Design Construction and Inspection of Offshore Structures (1977)

: Guidelines for the Design, Construction & Classification of Floating Concrete Structures (1978)

荷重	P	L	D	E	A
荷重係数	1.0	1.0	1.0	1.3	—

(2) L R : Provisional Rules and Regulations for the Construction and Classification of Concrete Ships (1977)

荷重	静荷重	D <sup>1)</sup>	E
荷重係数	1.2	1.0	1.2

1) プレストレッシングの作用のみ考慮する。

(3) L R : Offshore Concrete Structures (Draft Rule)

荷重 状態	P	L	D	E
活荷重最大時	1.1	1.3	1.1	1.3
活荷重最小時	0.9	0.9	1.1	1.3

(4) F I P : Recommendation for the Design and Construction of Concrete Sea Structure (1977)

(3)と同じ。

(5) A C I : Guide for the Design and Construction of Fixed Offshore Concrete Structures (A C I 3 5 7 R - 84)

荷重 状態	P	D	L	E <sup>1)</sup>
活荷重最大時	1.2	1.2	1.2	1.3
活荷重最小時	0.9	0.9	0.9	1.3

1) ここに示される荷重係数は、波浪、潮流、風に対するものである。地震、氷荷重などについては解析方法などにより別途定める。

## 5-5 安全率

構造強度上の限界状態における設計耐力と設計断面力との比が安全率よりも大きいことを確かめなければならない。安全率は、部材の重要度、解析方法の精度、対象とする限界状態などにより適切なものを用いる。

## 第6章 構造計画

### 6-1 構造計画の基本

#### 1. 構造形態の選定

海洋構造物の構造形態の選定にあたっては構造物がその目的に適合し、安全で且つ経済的であるようにしなければならない。

#### (解説)

- 1) 海洋構造物は、その規模、形状、寸法等により構造特性が異なるので搭載機器、装置、設計条件、法規、規則等を十分検討して目的に適合する型式、寸法を選定しなければならない。
- 2) 海洋構造物は一般に船舶、作業船と比較して定位位置に長期間係留されるとか、暴風時の待避が困難であるなどの使用条件や長さ、幅、深さなどの寸法比等が大幅に異なる場合が多いので個々の構造物について十分な検討が必要である。
- 3) 海洋構造物の型式、寸法の選定には、その運動特性と搭載機器、装置の性能を十分考慮し、振動、動搖等に対し波浪との同調を避けなければならない。
- 4) 浮遊式と着底式を比較して、浮遊式の長所は稼動水深が深く、移設が容易で海底地質の影響が小さいことおよび地震に対して安全などが考えられる。

逆に着底式の長所は、動搖が無く、位置保持および安定性に優れていることである。

実際の構造計画ではこれらの長短所を比較し、最も適切な構造形態を選定する。

#### 2. 材料の選定

使用材料は所定の強度があり且つ十分な耐久性を確保できるように選定しなければならない。

#### (解説)

- 1) コンクリート材料は、荷重作用、凍結融解、温度変化、波浪や流水による衝撃、漂流固体による摩耗などの物理的作用、浸食、変質、成分の溶出、膨張劣化などの化学的作用に対して使用期間中、十分な強度、耐久性を確保できるように第2章に指示された材料から選定しなければならない。
- 2) 構造物に使用する鋼材は使用目的に応じたものであり、第2章に指定した材料とする。
- 3) 新しい材料、特殊な用途に使用する材料は、材料試験を実施し、構造上十分な配慮を行ない使用しなければならない。

#### 3. 安全性・保全性の検討

海洋構造物の計画にあたっては、構造形態および使用条件に応じた構造物の強度上の安全性および保全性ならびに周囲環境の保全に留意しなければならない。

浮遊式構造物の安全性・保全性は、浮遊状態を保持するための浮体強度と安定性および機能性に留意しなければならない。

浮遊着底および着底式構造物の安全性・保全性については、構造物の強度および海底地盤の支持力に留意しなければならない。

#### (解説)

- 1) 構造計画上必要な安全性の原理については第1章に述べるとおりであり、また使用期間中常にこの安全性が確保されるよう、その保全について予め考慮しておかなければならぬ。安全性チェックの詳細は材料に関しては第2章、構造強度は第5章および第7章、さらに施工に伴うものは第8章に述べられているとおりである。
- 計画の実際は、諸々の設計条件より基本的な構造形態、形状を設定し、それについて安定性、施工性をおおむね検討して安全性の目安をつけるという手順による。この手順はさらに建造中、曳航・設置、着底などの各段階において、死荷重、活荷重、環境荷重、変形荷重などの適切な組合せに対しても繰り返し行われる。安全性の確保は解析による確認のほか必要に応じひずみ計、変位計などを取り付け構造物の挙動を継続監視することも考慮する。

保全に関しては稼働性、耐久性、防災安全の面から、計測や監視システムの整備、汚染防止のためのモニタリング装置の設置、衝突予防標識の設置などの配慮が必要であり、予め構造物内に組み込むよう配慮しなければならない。構造物が設置される周辺の自然環境の保全に関して考慮すべき項目は、構造物の使用目的、設置場所によって異なるが一般に下記の通りである。

- I) 海底地形、地質、海水の流れ、水質および気象に与える影響
- II) 生態系への影響
- III) 油および廃棄物の排出による海水の汚染
- IV) 大気汚染
- V) 騒音
- VI) 周囲の景観との調和

いずれにしても使用条件、搭載設備を含めた定期的な保守点検、補修あるいは、乗員の避難脱出の方策など保全に関し明記したマニュアルを備え、常に適切な使用状態が維持できるようにしなければならない。

2) 浮遊式構造物の特徴は構造物の海上浮遊であり、これに対する安全性は重量バランス、動搖性を考慮した浮体強度と係留索（またはチェーン）が主な対象となる。材質劣化と衝突破損に伴う浸水、転覆、沈没などのおそれに対しては、二重殻構造の採用および水密隔壁の設置などの対象が必要である。係留索は安定的位置保持、流失防止に不可欠なものであり、腐食、摩耗、疲労の監視あるいはその補修、取替えなど保全方法について検討しておかなければならない。幸い浮遊式構造物は可動であり、最悪の場合入渠による検査、補修が可能である。

3) 浮遊・着底式構造物の特徴は、一時的に浮遊するほか、使用期間の大部分は着底状態にある。したがって、安全性、保全性は着底式構造物と同様に考えてよい。着底式構造物は、海底地盤に着底または固定されており、波浪による動搖のおそれはないが、巨大な浮力、揚圧力に関しては常に浮き上がり防止と接地圧が過大とならないような調整が必要であり、十分な容量のバラストタンクと適切な制限装置の装備とその保全につとめなければならない。

地盤支持力に関しては、沈下、洗掘、地震時の液状化に対し不等沈下、滑動、転倒について安全性を考慮しなければならない。地盤支持力の安全性については第4章、および着底作業に伴う安全性と保全については第8章にそれぞれ述べられている。

構造物の耐震性は、使用期間に対し適切な再現期間を想定した地震波に対し、破壊および転倒しない安全性を確保できるものでなければならない。着底式構造物は、海底の表層支持地盤を改良しても、慣性力、動水圧、土圧、地盤変動の影響を受けやすい。水平方向の慣性力を減らすために、ある程度の滑動を許容したいわゆる軟着底式の考え方もある。

耐震設計には、震度法に代表される静的解析法と動的解析により応答を求める方法があり、計画段階では震度法による概算で事足りる。

地盤変動には、地震による各点の相対変形のほかに、地盤によって陥没、隆起などの大きな変形あるいは流動化による支持力の減少、ロッキングに伴う地盤疲労などがあるが、現在までのところ定量的に把握されるに至っていない。海水の付加質量、減衰性の問題、あるいは水深と間隙水圧、基礎形状と大きさなどの振動特性との関係については未だ不明な点が多い。

大水深で塔状の柔軟な構造物では、外力との共振を避けるよう形状をきめる必要がある。水荷重は、構造物の強度に関するほか、材質的には凍結融解性、摩耗性、低温脆性に対する安全性に留意しなければならない。いずれにしても着底式構造物は、一箇所で長期的に稼働するため浮遊式構造物とは異なった意味で荷重評価、断面力に十分なゆとりをもたせることが必要である。

着底式構造物の保全性に関しては、構造強度および耐久性の面で浮遊式構造物と同様の、また基礎については漂砂、洗掘などの地盤変動が構造物に及ぼす影響について監視できるような配慮と対策が必要である。

## 6 - 2 浮遊式構造物

### 1. 一般

浮遊式構造物の形状と係留システムは、必要な乾舷を確保し動搖制限と位置保持により所定の稼働条件が得られるよう計画しなければならない。

(解説)

浮遊式は大別して船舶型、バージ型、半潜水型とに分けられ、それぞれの動搖性状が異なり、使用目的と稼働性に応じた形状と係留システムが採用される。

構造計画にあたっては浮体自身の動搖性のほか搭載機器、装置との連成による振動の影響をも加味しなければならない。また、浮力保持、適切な乾舷の確保、浸水・沈没などについて、十分な安全性を保持していかなければならない。浮遊式構造物の安全性の限界は、かならずしも構造強度上の破壊または流失、沈没などの全損状態だけでなく、稼働条件から動搖、安定性についても検討しなければならない。

### 2. 係留方法の検討

係留方法の検討にあたっては、各種係留方法の特徴を考慮し、下記事項について比較検討して決定するものとする。

- 1) 自然環境条件
- 2) 使用／稼働条件
- 3) 施工条件
- 4) その他

(解説)

#### 1) 自然環境条件

設置海域における自然環境条件を考慮した係留方法（係留システム）を決定しなければならない。

#### 2) 使用／稼働条件

係留構造物の種類や規模・機能などによって、係留の許容変位は異なる。又、耐用年数、保守点検の難易あるいは交通による制約条件などにより、係留方法を検討する必要がある。

#### 3) 施工条件

係留システムを海上で施工する場合、種々の施工上の制約を受けるので十分な検討が必要である。

#### 4) その他

係留ラインおよび、係留用要素機器の強度を十分考慮し、比較検討を行なって係留方法を決定する。

尚、本係留方法の検討にあたっては、S R 187 の設計指針（資料No.378）を参照。

## 6 - 3 浮遊・着底および着底式構造物

### 1. 一般

浮遊・着底および着底式構造物の構造計画にあたっては、その構造形態および設置地点の地盤条件に応じて適切な基礎形式を選択する。また、沈設、据付、着底の全工程を通して強度および安定性の面で支障ないよう配慮しなければならない。

(解説)

浮遊／着底および着底式構造物の基礎形式としては、直接基礎、マウンド基礎、スパッド基礎、アンカー基礎等のタイプが考えられる。各構造形態とも設置地点における地盤条件に応じて適切な基礎形式を選択する。

浮遊・着底および着底式構造物の沈設、据付および着底工法の検討は、一般に下記の手順で行われる。

- ① 浮遊時の安定性
- ② 位置決めおよび位置保持
- ③ バラストによる沈設
- ④ ダウエルの計画
- ⑤ スカートの計画
- ⑥ 底版接地
- ⑦ グラウト
- ⑧ 据付後の地盤処理
- ⑨ 洗掘対策

沈設、据付および着底工法に影響を及ぼす要因として、主に下記3項が挙げられる。

要因(1) 構造物特性 —— 底版形状、スカート・ダウエルの形状、バラストの材料・配置・重量・設置方法等

要因(2) 海底地盤特性 —— 地盤強度、地盤凹凸・傾斜、洗掘の可能性等

要因(3) 環境条件 —— 水深、波浪、流速（潮流・海流等）、風速、海水等

据付・着底工法の検討は大別して、要因(1), (3)によって支配される浮遊、沈設状態での構造物の安定性の照査（接地前の検討）、および、要因(1), (2), (3)すべてが関与する構造物の一部が海底地盤に接地後の構造物の安定性／応力状態および地盤の応力状態等の照査（接地後の検査）より成る。

上記照査結果に基づき、構造物形状およびバラスト設置計画（材料・配置・重量）、ダウエル・スカートの設置の必要性ならびにそれらの形状を定めることとなる。

## 2. 基礎型式の選定

### (1) 地盤の改良

着底式構造物を軟弱な海底地盤に設置する場合には、地盤の改良を行って支持力を確保し、構造物の安全性を確保する。

地盤改良工法は、現位置試験を含めた十分な調査検討を行って、適切な工法を選定する。

(解説)

着底式構造物は良質な海底地盤上に設置することを原則とするが、良質な海底地盤が得られず、支持力や構造物の安全性が確保できない場合には地盤の改良を行う必要がある。

地盤の改良は、大別すると次のようになる。

- ① 置換工法
- ② 脱水または締固めによる密度增加工法
- ③ 固結工法

これらの工法はさらに細分化され数十種類の地盤改良工法がある。

### (2) 直接基礎

直接基礎は、着底式構造物を良質な地盤によって直接支持する基礎型式である。この場合想定される荷重が作用

した場合にも構造物が機能を損うことがないように、滑動、転倒、変位等に対して十分検討する。

構造物と海底面との間の空隙は、地盤の支持力および安定上からも必ずグラウトにより充填する。

#### (解説)

1) 直接基礎の支持地盤は、十分な支持力を有し、気象・海象・地震等による影響を受けないことを原則とする。

直接基礎は、気象・海象・地震等により基礎に作用する鉛直荷重・水平荷重・転倒モーメントに対して十分安定であり、その変位量も構造物の機能を維持できる範囲内であることを確認する。また、基礎の各部材は、作用する断面力に対して十分安全であるように断面を決定する。

2) 直接基礎の場合、海底面の不陸により、基礎底面と海底面との間に空隙が生じる。この場合、空隙が生じたままでは、地盤反力が局部的に集中するだけでなく地盤支持力、安定上からも好ましくないため、必ずグラウトにより充填する。なお、グラウトの注入圧力により基礎底面に悪影響がないように十分注意する。

また、グラウトに使用する材料は、構造物の稼働期間中に化学的および物理的な劣化により強度が低下することのないように配合に注意する。

#### (3) その他の基礎

直接基礎以外にもマウンド基礎、スパッド基礎、アンカー基礎などを用いることができる。

#### (解説)

1) マウンド基礎

マウンド基礎は、海底地盤上に築造したマウンド上に、構造物を据付ける基礎型式であり、着底式又は浮遊・着底式構造物に採用される。構造的には直接基礎と同じであるが海底地盤の支持力が不足している場合や不陸の大きい場合のほか、構造物の吃水が制限される場合にも有効である。

2) スパット基礎

スパッド基礎は、海底地盤の水平支持力が不足する場合に構造物基礎にスパッドを打設し、スパッドのせん断抵抗により水平支持力を分担させる基礎型式である。

3) アンカー基礎

アンカー基礎は、構造物の係留のために設けられる基礎型式である。アンカーの選定にあたっては、その使用目的、使用年数、施工条件等を考慮して選定する。

### 3. 沈設、据付および着底工法の検討

#### (1) 沈設および据付

着底式および浮遊着底式構造物は沈設時の浮遊状態において、海・気象条件、搭載機器を含めた構造物の復原性の変化、海水密度の変化などに対し常に安定であるように計画しなければならない。

構造物は沈設に伴なう係留力によるバネ効果、復原力などについて十分の性能を有するように計画しなければならない。

構造物は沈設に伴なう係留力によるバネ効果、復原力などについて十分の性能を有するように計画しなければならない。

ダウエルおよびスカートは、当該地点の地盤性状、沈設速度、局所接地圧、構造物の動搖特性などを考慮して計画しなければならない。

(解説)

1) 浮遊状態における構造物の安定性は、自由浮体としての静的解析（例えば、メタセンター高さ（ $\overline{GM}$ ）の算定、風荷重等に起因する傾斜力に対する復原性の検討、衝突・誤操作等による区画浸水時の傾斜・吃水の増加算定等）の他、波浪・流れ・風および係留索等の効果をも考慮した、係留浮体としての動的解析（例えば、係留浮体の動的動揺／係留解析等）もしくは、模型実験等により検証を行なう。

当検証を行なう場合、以下の事項に留意する必要がある。

- 構造物の動揺が搭載機器／施設に及ぼす影響
- 所定の安定性を得るためのバラスト配置、バラスト重量／容積を構造物が収容するに充分なスペースおよび強度を確保していること
- 沈没時、水線面積の急激な減少による安定性の損失の可能性
- コンクリートの吸水作用による重量変化や水深による海水密度の変化等

2) 波浪等による動揺を制御して、所要の位置に構造物を係留しておくには、係留索が充分な強度およびバネ効果を確保していること、タグおよびアンカーは、係留索に生じる張力等に対して充分な抵抗力を有することを確認しておく必要がある。

据付地盤が、あらかじめ、ある範囲のみ改良／整地されている場合、改良／整地範囲に基づく許容据付精度を明確にしておく必要がある。

3) 沈降に伴ない、構造物底面が海底地盤面に接近した場合、両面に狭まれた海水の移動により構造物が横すべりをおこすアクアプレーニング現象のために、構造物の沈没制御が難しくなる場合がある。これに対しては、適切な沈降速度の選定と制御方法を検討しておかなければならぬ。さらに、安全を考慮して構造物底面の海水の移動を容易にすることにより、横すべりを軽減させることや、構造物底面より下方に伸びたダウエルを海底地盤に貫入し、ダウエルの水平抵抗により、構造物位置を保持する方法を採用することも考えられる。

4) ダウエルの設計は、動揺に伴なう水平力や地盤条件からきめられるが、一般に地盤の終局水平抵抗力(受働土圧)が寄与すると考えられている。厳密には地盤の終局水平抵抗力は、地盤強度、ダウエルの貫入速度、貫入深度等に依って変化するとも考えられている。

また、ダウエルの貫入抵抗力の算定は、周面摩擦抵抗力と先端抵抗力との合計とする。各抵抗力の算定方法は、鋼製スカートの場合に準じるのが良いと思われる。更に、ダウエル先端において、閉塞効果が生じることが予想される場合には別途考慮する必要があろう。因みに北海の既設コンクリートプラットフォームの約半数には、3～4本のダウエルが装備されており、ダウエルのスカート先端からの突出長は、2～3 m程度である。

5) スカートは、据付時、構造物底面が直接海底地盤に接触することを緩和するか、もしくは防止し、かつ、海底面の傾斜や、凹凸により構造物底面と地盤面との間に空隙が生じた場合、この空隙を充てんするためのグラウトの充てんを容易ならしめる。

また、操業時においては、構造物に作用する荷重を良質地盤に伝達すること、および洗掘が生じやすい地盤にあっては、洗掘防護工ともなると考えられている。

スカート貫入抵抗力の算定は、次式に示す様に、周面摩擦抵抗力と先端抵抗力の合計とする。

$$R = K_p(d) A_p q_c(d) + A_s \int_0^d K_f(z) q_c(z) dz$$

R : スカート貫入抵抗力 (t)

d : 贯入深度 (m)

K<sub>p</sub> : 先端抵抗に関する係数

K<sub>f</sub> : 周面摩擦に関する係数

q<sub>c</sub> : コーン抵抗力 (t / m<sup>2</sup>)

$$A_p : \text{スカートの先端面積} \quad (m^2)$$

$$A_s : \text{スカートの単位貫入深さ当たりの周面積} \quad (m^2/m)$$

$$z : \text{海底面からの深さ} \quad (m)$$

コンクリートスカートもしくは先端閉塞した鋼製スカートを用いる場合は、地盤支持力公式より先端抵抗を求め、また、くさび形のスカートの場合、周面摩擦抵抗は、直壁に比べて割増しを行なう。また、一般には、構造物の底面積が大きいため、海底地盤の不均一性によりスカート貫入抵抗力は、場所によって変化することがある。従って、貫入抵抗力の算定は、常に予想平均値と予想最大値の両方を考慮する。

$K_p$  および  $K_f$  の参考値

土質の種類	予想平均値		予想最大値	
	$K_p$	$K_f$	$K_p$	$K_f$
粘性土	0.4	0.03	0.6	0.05
砂質土	0.3	0.001	0.6	0.003

- ・バラスト能力は、予想最大値の貫入抵抗力が生じても充分対応し得る必要がある。更に貫入抵抗力の不均一性より生じる沈設時の傾斜を修正するための偏心バラストの適用もあらかじめ考慮しておく。そのためには最大貫入抵抗力に見合ったバラスト重量を貯えられるだけのスペースを確保するとともに、偏心バラスト等の適用が可能となるように、構造物内部のバラスト区画の配置に考慮をはらう必要がある。また、上記バラスト等による偏差が構造物の各部材に作用しても、各部材が十分な強度を持つことを確認しておく必要がある。
- ・スカート部材は、スカート貫入開始からグラウト完了までの期間に作用する波力等の水平力／転倒モーメントを支持するに充分な耐力を有する必要がある。
- ・また、上記期間に作用するスカート内・外面間の水圧差により、海底地盤にバイピングが生じない様、スカート隔室内の水圧を調節する必要がある。なお、北海の既設プラットフォームの殆どに高さ 3～4 m の鋼製／コンクリート製／コンクリート製（上部）+ 鋼製（下部）スカートが装着されている。

## (2) 着底

着底地盤は、予め地盤性状を十分に把握し、構造物支持の条件を満足できるよう必要に応じ基礎工事を施さなければならない。また、据付に伴なう局所接地圧に対して十分対応できるよう検討しなければならない。

### (解説)

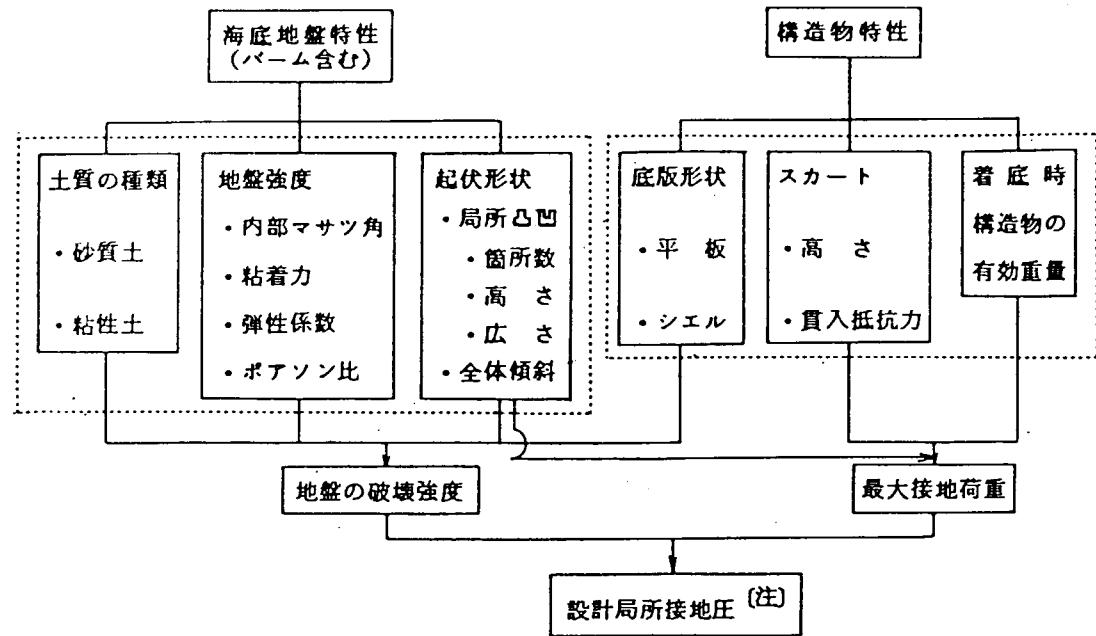
構造物底版に作用する局所接地圧は、海底地盤の地形（傾斜／凹凸）、地盤強度、底版形状、据付時の構造物有效重量に基づき算定する。構造物底版は、局所接地圧および底版上面／下面に作用する圧力差に耐え得る構造とする。また、過大な局所接地圧の発生を極力防止するに必要なバラスト操作・能力をあらかじめ考慮しておくことも必要である。

下図に、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。

局所接地圧の算定には、粘性土・砂質土いずれの土質の場合でも地盤の圧縮変形特性に基づく「弾性解」と地盤の破壊強度に基づく「塑性解」とがあり、両解のうち、いずれか小さい方の値を用いる。

#### ・粘性土の場合

$$\text{弾性解} : q_{ce} = \frac{E}{\frac{\pi}{4} (1 - \nu^2) b} \cdot h$$



(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、局所凹凸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。

$$\text{塑性解: } q_{cp} = 6.17 C_u$$

E : 弾性係数

$\nu$  : ボアソン比、通常  $\nu = 0.5$

h : 起伏高さ

b : 起伏幅又は起伏部直徑

$C_u$  : 非排水せん断強度

#### ・砂質土の場合

弹性解: 粘性土に同じ

$$\text{塑性解: } q_{cp} = \frac{1}{2} \cdot r' \cdot b \cdot N_r \cdot S_r$$

$r'$  : 土の水中単位体積重量

b : 起伏幅又は起伏部直徑

$N_r$  : 内部摩擦角に基づく支持力係数（右図参照）

$S_r$  : 形状係数

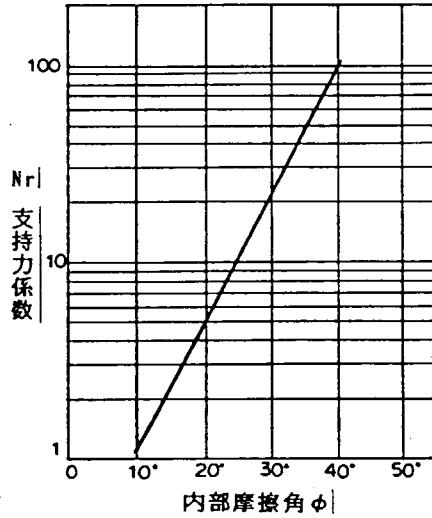
円形 :  $S_r = 0.6$

$$\text{長方形 (正方形) : } S_r = 1.0 - 0.2 \left( \frac{b}{\ell} \right)$$

(但し、bを短辺長とする) 支持力係数 (Caquot, Kerisel による)

$$\text{連続形 : } S_r = 1.0$$

参考として、北海等における既設コンクリートプラットフォームの着底時に生じる局所接地圧についての設計方法について述べる。据付工法により、設計法は3種類に分類される。



設 計 方 法		長 所	短 所	適用海底地盤条件
(i)	地盤の終局耐力を局所接地圧と考え、底版の設計荷重とする。	<ul style="list-style-type: none"> <li>・安全な設計方法である。</li> <li>・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。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・海底地盤が硬質な場合不経済な設計となる恐れがある。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・海底地盤が比較的軟質かつ傾斜／凹凸が著しい場合</li> </ul>
(ii)	底版は、あらかじめ定めた局所接地圧までを支持し得る様に設計する。この場合、所定の局所接地圧が作用する直前に沈設を止める。	<ul style="list-style-type: none"> <li>・海底地盤が硬質な場合、(i)に比べて経済的な設計となる。</li> <li>・北海のコンクリートプラットフォーム等で実績が多い。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・底版に設置した計測機器による極めて慎重な局所接地圧の測定が要求される。</li> <li>・更に、高精度のバラスト作業も要求される。</li> <li>・スカートの装着は必須である。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・比較的硬質地盤の場合、かつ傾斜／凹凸が左程顕著でない場合</li> </ul>
(iii)	構造物の沈設を途中で中止することにより、底版が直接海底面に接触することを避ける。	<ul style="list-style-type: none"> <li>・海底地盤が硬質の場合、(i), (ii)に比べ、経済的な設計方法である。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・スカートの貫入抵抗が予想より小さい場合や予期せぬ地盤の凹凸が生じる場合、極めて危険側の設計となる。</li> <li>・底版と海底面とのクリアランスを正確に計測することおよび慎重なバラスト作業が要求される。</li> <li>・スカートの装着は必須である。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・海底面の傾斜／凹凸を極めて精度良く把握でき、かつ、据付地点の環境条件が極めて良好であり、据付作業が充分制御可能であることが明らかなる場合</li> </ul>

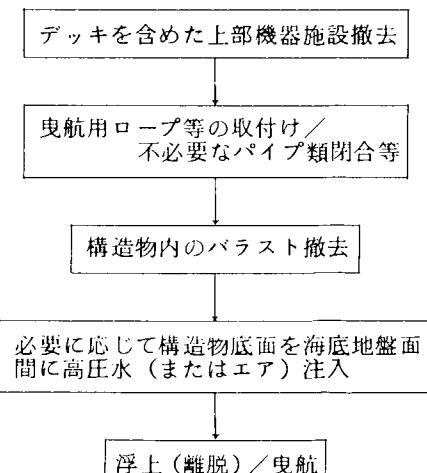
#### 4. 再浮上および離脱の検討

着底された構造物を再浮上および離脱させる場合は、設計段階において、撤去方法および撤去時の構造物の耐力および安定性について考慮する必要がある。また、供用期間中にしばしば構造物を移動する場合には、予めバラストの計画およびスカートの形状を工夫するなど容易に再浮上および離脱が可能となる様配慮しておく必要がある。

(解説)

大型海洋コンクリート構造物の撤去例は殆どなく、撤去工法の開発は今後の研究課題と考えられている。供用期間終了後の構造物撤去は以下の手順になると考えられる。

留意事項としては、構造物底面に付着したグラウト材および土の重量評価方法、浮上開始時に生じる構造物底面の負圧が浮遊安定性に及ぼす影響の評価等が考えられる。しばしば再浮上／離脱が要求される構造物においては、容易に撤去し得るバラスト（海水等）の作用、非固結性グラウトの使用等をあらかじめ考慮しておく必要がある。



## 第7章 構造解析と断面算定

### 7-1 構造解析の方針・判定

#### 1. 一般

構造解析においては、構造物の構造形態、境界条件、荷重状態、および想定される各種限界状態に応じて、適切な解析モデルを設定するものとし、通常線形理論に従って解析を行って良い。

構造部材の変形および使用材料の非線形性が構造物の安全性に有意な影響を与える場合、これら非線形性を考慮した解析を行わなければならない。

構造解析において、荷重の分布状態を単純化したり、動的荷重を静的荷重に置換えたりするなど、荷重についても実際のものと等価または安全側のモデル化を行って良い。

常に変動荷重を受け、疲労強度が問題となる場合は動的解析を行い、その安全性を確認しなければならない。

(解説)

構造のモデル化、境界条件の設定および荷重の選定は解析精度に大きな影響を与えるので、実績を考慮しながら合理的に行わなければならない。構造解析は通常線形理論で行って良い。ただし、ひびわれが生じた状態、部材の断面が破壊しようとしている状態の安全性の検討を行うには、それぞれの状態における構造物の変形特性を考慮に入れた理論によって、構造解析を行うことが必要である。構造部材に作用する曲げモーメント、剪断力、ねじりモーメントによって生じる部材断面力等は適切な解析理論により算定するものとする。特にモデル化のために、計算上現れなくなる局部的な応力集中部については、必要に応じ検討する。

#### 2. 解析法

##### (1) 解析モデル

構造物は、一般にその構造様式等に応じ、スラブ、はり、柱、ラーメン、アーチ、シェルおよびこれらの組合せからなる単純化した構造モデルに置換して解析を行って良い。ただし、モデル化に際し実構造の特性が構造解析に十分反映できるように境界条件、荷重状態等を設定しなければならない。

(解説)

構造をモデル化する場合、スパン、有効幅の取り方等については適切な方法による。考慮すべき荷重については第3章を参考にし、実際の作用状態から荷重の組み合せを決定する。境界条件は単に固定、支持、自由だけでなく固着度によっては構造物の挙動を最も忠実に反映する弾性支持等も考慮する必要がある。

##### (2) 線形解析

鉄筋コンクリート部材は全断面有効とし、断面が平面を保持しながら変形するものと仮定し、またコンクリートおよび鉄筋のヤング係数がそれぞれ一定であるとする。なお応力解析では鉄筋による剛性増加は無視してよい。

##### (3) 非線形解析

長柱のように幾何学的非線形性の影響が無視できない場合は、二次モーメントを考慮しなければならない。また、使用材料の非線形性が顕著な場合やひびわれ発生により部材の剛性が低減した場合は、低減した部材の剛性を用いて線形解析を行うことにより、非線形影響を近似的に考慮して良い。

### (解説)

終局限界状態における部材の変形性状は、一般に非線形性の影響を受けるので、非線形構造解析により部材内力を求めるのが合理的である。ただ、非線形構造解析は設計理論として一般化するにはまだ問題が残されており、あらゆる構造様式に対して実用化できる状態にないので、安全であることが確認できれば豊富な実績があり、信頼性が確立されている線形解析を用いても良い。

終局限界状態の検討を行うべき段階では、一般に部材は大変形を示し、気象作用による温度変化、クリープ、乾燥・収縮などの変形荷重の占める比率は著しく小さくなるので、これら変形荷重による断面力を無視できる。

## 3. 静的解析

### (1) 荷重

設計対象構造物の建設時および使用中に作用する外力を抽象的にモデル化したものと荷重という。静的解析では活荷重や環境荷重をすべて静荷重に置換して取り扱うが、置換に際し安全側のモデル化が行われる様に注意しなければならない。

### (解説)

活荷重のうち、外力の移動に伴う動力学的效果については適当な動的解析によって考慮しなければならない。また、環境荷重は設計再現期待値とするのが一般的であり、再現期間は本指針第3章を参考にして定める。静的解析ではこれら静的な死荷重、活荷重、環境荷重および変形荷重を組合せて行うが、組合せ方と荷重係数は本指針で定められているものを用いる。

### (2) 断面定数

構造解析に用いる各構造部材の断面諸定数は一般に部材のコンクリート全断面有効としてよい。  
特にひび割れや影響等の非線形を考慮する場合は部材の曲げひび割れ発生強度、引張鉄筋降伏時強度から部材剛性を算定して用いる。

### (解説)

荷重の増加とともに、引張側コンクリートのひびわれ深さは大きくなり、中性軸も移動する。コンクリートの圧縮ひずみと鉄筋の伸びひずみが中立軸からの距離に比例すると仮定して断面応力を求める。

鉄筋コンクリート部材の断面剛性は、一般に曲げひび割れの発生点、引張鉄筋の降伏点で変化し、Tri-linearとなることが知られている。

### (3) 降伏線理論

終局限界状態におけるひびわれ破壊線（降伏線）を適当に仮定し、その降伏線位置での回転変形と荷重による仕事とのつり合いを考えて耐力を求めることができる。

### (解説)

降伏線理論を適用するにあたっては、変形によって応力の再分配が行われ、充分に降伏線が成長することが必要であって、それ以前にコンクリートの曲げ圧縮破壊あるいはせん断破壊によって部材が破壊してはならない。従って部材は低鉄筋状態（under reinforced）であることが必要である。

部材の終局耐力は仮定する降伏線の形状によって定まることとなり、種々の降伏線の形状のうち最も低い荷重を与えるものが部材の耐力であると考えられる。従って、降伏線理論によって求められる耐力は一般に上界値である。

#### 4. 動的解析

##### (1) 一般

構造物の剛性と環境条件を考慮した構造物の固有周期が活荷重、環境荷重の周期に近い場合は動的解析を行ってその安全性を確認しなければならない。

(解説)

コンクリート構造物の剛性は比較的大きく、一般的にいって固有周期が小さく変動荷重による動的応答は小さいといえる。ただ、構造物の剛性は大きくても支持地盤が軟弱な場合は系全体としての剛性が低下し、固有周期が大きくなるため変動荷重との共振の可能性が出てくるので注意を要する。

浮遊式構造物の場合は一般には剛体的挙動を示すが、偏平巨大化した構造物では波周期が構造物の固有周期に近接し動的に部分的な大変形を起こす可能性があるので充分な検討を要する。

##### (2) 荷重の選択

動的解析で考慮しなければならない荷重は主として波による変動荷重である。波による動的応答解析には設計波に対する周波数応答を求める決定的手法と設置海域の波スペクトルを用いた統計的手法があり、後者は部材の疲労強度検討のためには不可欠である。耐震設計については5.耐震設計参照のこと。

(解説)

スペクトル法による動的応答解析は構造系を振動モデルに置換し、考慮すべき波スペクトルを構成する成分波による応答の伝達関数を求め、波スペクトルと線型重ねすることによって行う。波による変動荷重が主として抗力項による場合は、一般的に波起振力を線型化して強制振動解析を行う。

##### (3) 疲労設計

動的応答が大きい場合はコンクリート中の鋼材の疲労強度の検討を行わなければならない。

(解説)

コンクリートそのものの疲労強度は、軽量コンクリートや水中にある場合を除き一般に問題にならないと言われている。従って、疲労設計の対象となるのはコンクリートの中の鋼材で、使用鋼材に対して別途実験等によって求まっているS-Nカーブと、動的解析によって得られた変動応力を用いて、一般にマイナー則を適用して疲労設計を行う。特に鋼材の応力集中部については十分な注意が必要である。

##### (4) 係留構造物の解析

係留システムに特有な非線形性や場合によっては構造物の大変位を考慮して構造物および係留システムの断面力を求めなければならない。

(解説)

係留状態では、係留索の構造物への固着部の局部強度の検討は慎重に行わなければならない。

#### 5. 耐震設計

##### (1) 一般

海洋コンクリート構造物は、地震による影響を考慮して設計する必要がある。

### (解説)

日本をとりまく海域では、一部を除いて地震活動が非常に活発であり、特に太平洋側地震帶では、しばしば大規模な地震が発生している。このため、海洋コンクリート構造物を日本近海に設置する場合には、設置地点の地震事情に応じて定められている設計地震動に対して十分な耐震性を持つように設計する必要がある。

また、海洋コンクリート構造物は、機能、安全性に対する耐震性のみならず、基礎地盤の地震時安定性や津波による影響等を含めた構造物全体としての総合的な耐震性を確保し、構造物の破壊に伴う2次災害が発生しないように留意する必要がある。

#### (2) 設計地震動

耐震設計に用いる設計地震動は、次に示す2つのレベルについて、海洋コンクリート構造物の重要度、耐用年数、設置海域の地震活動度、設置地点の地盤条件等を考慮した上で設定する。

##### 1) 設計 レベル

使用期間中に生じると予想される地震動である。構造物の設計にあたっては、異常時環境荷重として取り扱う。

##### 2) 最大 レベル

設置海域において生じると予想される最大地震動であり、偶発的な大地震に相当する。構造物の設計にあたっては事故荷重として取り扱う。

なお、重要な構造物や必要と認められる場合には、鉛直方向の地震動についても考慮する。

### (解説)

海洋コンクリート構造物は、従来構造物が建設されたことのない海域や地震活動の予想される活断層の近くに設置される場合もあるので、設計地震動の決定は慎重に行う必要がある。

設計地震動の設定にあたっては、設置海域又は近隣の地域を対象として以下に示す地震調査を実施する。

- ① 設置海域における既往地震の発生状況と震源となるような活断層の有無
- ② 設置海域又は近隣の地域における発生地震動の記録（地震規模、最大変位、最大加速度、加速度変形、継続時間等）
- ③ 従来の耐震設計で用いられている設計震度や既往の文献による地震危険度及び活動度。
- ④ 構造物の機能及び重要度と地震時の動特性。
- ⑤ 設置海域の海底地盤の動特性

これらの調査結果を基に、予想される地震規模、震源距離、地盤の卓越周期等を設定し、適切な手法に基づいて設置地点における設計地震動（最大加速度、最大変位、応答スペクトル、加速度波形等の形で求められる）を決定する。

一般に海洋構造物に対する設計用地震荷重の再現期間を明確にしている基準類は、まだ少ないので現状である。このため、本指針では、地震動のレベルを再現期間に応じて2段階に分けて規定することにした。

設計レベルの地震動の再現期間は、構造物の使用年数（又は耐用年数）の1.5ないし3倍程度を想定しており、この期間中に生じる地震動に対しては、機能、強度上とも十分安全であるように設計する必要がある。

最大レベルの地震動は、設置海域において過去または将来生じると考えられる最大地震を想定したものであり、構造物の局部的な破壊は許しても全体的な崩壊や重大な環境汚染が生じないことを確認する必要がある。通常、最大レベルの地震動は設計レベルの地震動の1.5倍以上とする。

地震動の鉛直成分の大きさは、水平成分に比べて一般に小さく、約 $\frac{1}{2}$ ～ $\frac{1}{3}$ 程度と考えられることから、通常は水平地震動の $\frac{1}{2}$ とする。

設計条件を設定する際再現期間を何年にすべきかということについては、本来使用年数内のライフサイクルコスト

が最小となる様に決めるべきものであるが、一般には慣習的に取決められるケースが多い。

図 7.1は非超過確率をパラメータとした耐用年数と再現期間の関係を示す。

また地震荷重の設定例を表 7.1 に示す。

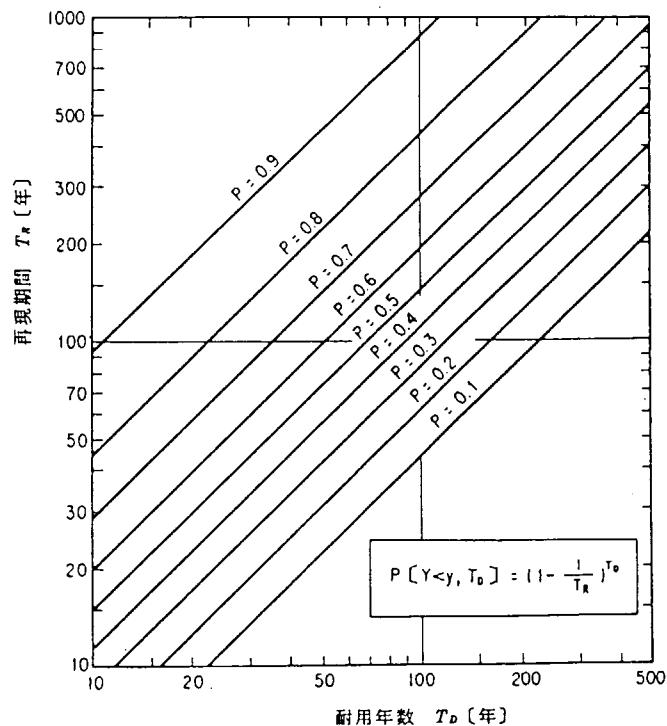


図 7.1 再現期間  $T_R$  [年]～耐用年数  $T_D$  [年]～  
非超過確率  $P$  [  $Y < y, T_D$  ] の関係

表 7.1 地震荷重の再現期間に関する諸基準の比較

基 準 名	設計レベル地震時 (ULSとして扱う)			最大レベル地震時 (PLSとして扱う)			備 考
	設 計 条 件	再 現 期 間 等	設 計 条 件	再 現 期 間 等	設 計 条 件	再 現 期 間 等	
1 DnV基準 1)	荷重係数 1.30 材料係数 1.20	再現期間： 100年 (特性値の)	荷重係数 1.00 材料係数 1.00	異常時の加速度の2倍以上、 異常時最大変位の約2倍の 変位で安定保持 (準静的解 析について)			特性値：確率分布関数の最 頻値とする。
2 NIT <sup>2)</sup>	DnVとほぼ同様	発生確率： 1×10 <sup>-2</sup> /年 (再現期間： 100年)		局部破壊にとどめるが、局 部破壊した構造物は100年 再現の荷重 (係数1.0) に 対し全体破壊を起さない ものとする。	"ABNORMAL荷重" の発生 確率： 1×10 <sup>-4</sup> /年 (再現期間： 10000年)		事故荷重 (PLS) として の地震荷重はABNORMAL荷重 として分類される。
3 API, RP2A基準 <sup>3)</sup>	滑動に対する 安全係数： 1.50 支持力： 2.00	基準レベル：再現期間は耐 用年数の4倍以上(Several) とする。→ [備考]	安定保持した状態での工ス ルギー吸収能力の4倍の弱 性		再現期間： 300～400年		基準レベルの超過確率は "REASONABLE" としている。 例として、南カルフォルニア での再現期間： 200年
4 ACI. 357 <sup>4)</sup>	荷重係数 1.40 材料係数 1.20	再現期間：耐用年数25年に 対して100年という例がある。		非線形動的解析による場合 は、ULS線形変位の2倍 を想定する。スベクトル解 析では基盤で2倍の加速度 とする。			
5 土木学会 コンクリート標準示方書 <sup>5)</sup>	荷重係数 1.0～1.2 材料係数 1.3	耐用期間中に1回程度発生 する規模の地震とする。 耐用期間は50年程度。					
6 建設省 土木研究所 <sup>6)</sup>	耐用年数50年～100年を考 え、再現期間75年～150年 の地震を考える。			過去最大級の地震を (ex. 関東地震 M=7.9) 考える。			

ULS : Ultimate Limit State  
PLS : Limit State of Progressive Collapse

終局限界状態  
漸進的崩壊限界状態

## 参 考 文 献

- (1) DET NORSKE VERITAS, 1978  
"RULES FOR THE DESIGN, CONSTRUCTION AND INSPECTION OF OFFSHORE STRUCTURES"
- (2) THE NORWEGIAN INSTITUTE OF TECHNOLOGY  
TORGEIR MOAN  
"LOADS AND SAFETY FOR MARINE STRUCTURES -ACCIDENTAL LOADS"
- (3) AMERICAN PETROLEUM INSTITUTE, 11<sup>th</sup> ED (1980)  
12<sup>th</sup> ED (1981), 15<sup>th</sup> ED (1985)  
"RECOMMENDED PRACTICE FOR PLANNING, DESIGNING AND CONSTRUCTING FIXED  
OFFSHORE PLATFORMS - RP - 2A"
- (4) AMERICAN CONCRETE INSTITUTE, 1978  
"GUIDE FOR THE DESIGN AND CONSTRUCTION OF FIXED OFFSHORE CONCRETE  
STRUCTURES — ACI . 357 "
- (5) 土木学会  
"コンクリート標準示方書「設計編」" 昭和61年制定
- (6) 土木研究所資料  
"動的解析用入力地震動の設定法" 土研資料第 2120 号 昭和 59 年 3 月

### (3) 設計方法

耐震設計は、震度法及び修正震度法により行ってよいが、重要な構造物又は過去に類例の少ない構造物の場合には、動的解析により耐震性を検討する必要がある。  
動的解析に当っては、構造物の振動特性、海水の影響、海底地盤の影響、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評価できる解析方法により行うものとする。

#### (解説)

地震力は、構造物と周囲の海水及び地盤の振動特性との相互作用によって定まるものであり、本来は動的解析により構造物の耐震性を検討することが望ましい。しかし動的特性のよくわかっている構造物及び過去に類例の多い構造物については、従来通り震度法及び修正震度法により耐震性の検討を行ってよいことにした。

震度法とは、(2)で規定される設計震度を構造物の重量に乗じて得られる慣性力や動水圧を静的に作用させて計算する耐震設計法であり、固有周期が比較的短かい剛な構造物に適用される。

修正震度法とは、構造物の動的特性に応じて設計震度を定め、これを構造物各部の重量に乗じて得られる慣性力や動水圧を構造物に静的に作用させて計算する耐震設計法であり、変形しやすく固有周期の比較的長い構造物に適用される。

海洋コンクリート構造物の地震時挙動については不明な点が多く、従来の一般構造物の耐震性に関する経験的知識があてはまらない可能性もある。このため、過去に類例の少ない構造物や重要な構造物に対しては動的解析を行う。

動的解析とは、構造物の地震時における動的挙動を電子計算機による地震応答解析により把握することである。

地震応答解析の方法としては、以下に示すいずれかの方法により行うものとする。

① 応答スペクトル法

② 時刻歴応答法

構造物の振動時特性とは、振動モード、固有周期、減衰定数等を指すが、これらについては既設構造物における実測結果や振動実験の結果を参照するとよい。

海水及び海底地盤が海洋コンクリート構造物の地震応答解析に与える影響は一般にかなり大きく、解析上重要な要素となるので適切な考慮をする必要がある。一般に、海水については付加質量として、海底地盤についてはひずみ依存性による非線形性を考慮して行う。

応答解析に用いる設計地震波は、比較的遠方に発生する場合と比較的近くに発生する場合との両者を考慮することが望ましい。

これは、地震波の振幅、周期等の特性が、地震の規模、震源距離、海底地盤の性質等によって変化するものであり上記の地震が発生する確率も異なること等の理由によるものである。

(4) 地震時荷重

地震の影響により海洋コンクリート構造物に作用する荷重としては、次のものを考慮する。

1) 構造物の質量による慣性力

2) 周囲の海水による動水圧

3) 構造物内部液体の液面動搖による荷重

この他、必要と認められる場合には、地盤の変位による外力や地震時土圧等についても考慮する。

(解説)

地震による慣性力は、構造物及び中詰土砂、内部固定水（自由表面のない中詰水）の質量に対して直接作用するものとして構造物の耐震設計を行う。

地震による動水圧は、構造物の形状、型式により異なるため、適切な方法により計算する。必要に応じて、鉛直方向の加速度による動水圧についても考慮する。

構造物中空部に自由表面を持つ内部液体が存在する場合、底部固定水による慣性力の他に液面動搖による動水圧についても考慮する。

地中に一部埋設された構造物や沈埋トンネルのように管状に長く続く構造物の場合には、地震時土圧や周辺地盤の変位による荷重についても考慮する必要がある。

なお、地震時土圧や地盤の最大変位については、地盤条件や構造物の型式を十分考慮した上で計算する。

(5) 滑動に対する検討

地震時、構造物の機能や地盤の安定に対して安全であることを確認出来れば、滑動を許してもよい。

(解説)

重力式海洋構造物は陸上構造物に比べ浮力により有効重量が減少する上、付加質量に働く地震力も考慮しなければならないので、滑動に対する安全率を確保するために大きな重量が必要となる。

また、砂バラスト等により重量を大きくすることは土圧及び応答地震力の増加に伴う構造物の応力増加、地盤反力の増加、沈下問題等につながり、不経済な設計を強いられることになる。

しかし、地震時構造物の機能や地盤安定にさしつかえない範囲で滑動を許すことにより免震効果も期待出来、合理的な設計が可能となる。

滑動を許す設計の手法について、今後は実証的実験を行い手法として確立すべき段階にある。

滑動量は次の方法により求めることが出来る。

### ① 剛体すべり解析

構造物と地盤を剛体と仮定し、その間にクーロン摩擦力が働くものとし、地盤に地震波を入力し時刻歴応答解析を行う。

### ② 二次元 FEM 非線形解析

構造物と地盤を二次元有限要素（FEM）にモデル化し構造物と地盤は非線形連結要素で結ぶ。

基盤に地震波を入力し時刻歴非線形応答解析を行う。

剛体すべり解析は簡易的方法であるが、滑動挙動を簡単に把握出来、設計に取り扱い易い。二次元 FEM 非線形解析により、地盤内応力を含む滑動挙動の精密解が求まるが計算が煩雑である。

滑動量は、滑動係数  $\alpha$ （滑動抵抗と滑動力の比）と地震波の波形に支配される。

$$\alpha = \frac{(W - P_u) \cdot \mu_s}{(W - W_{add})} \cdot U_{max}$$

ここに、

$W$  ; 構造物の重量 (t)

$P_u$  ; 浮力 (t)

$W_{add}$  ; 付加重量 (t)

$\mu_s$  ; 静摩擦係数

$g$  ; 重力の加速度 ( $980 \text{ cm/sec}^2$ )

$U_{max}$  ; 入力最大加速度 ( $\text{cm/sec}^2$ )

既応地震記録  $N = 176$  波について剛体すべり解析（動摩擦係数は静摩擦の  $1/2$  とし  $U_{max} = 100 \text{ cm/sec}^2$  の場合）の結果、滑動量の95%上限値  $\delta_{max}(0.95)$  と滑動量の平均値  $\bar{\delta}_{max}$  を図 7.4 に示す。

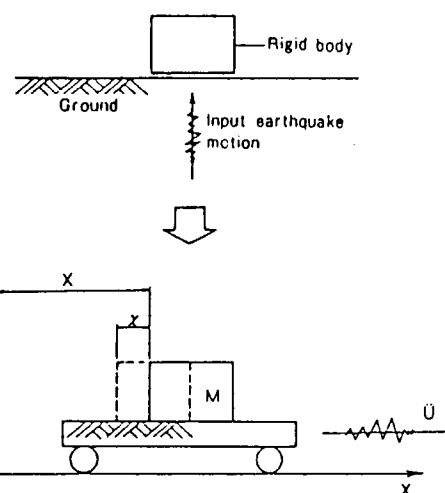


図 7.2 剛体すべり解析のモデル化

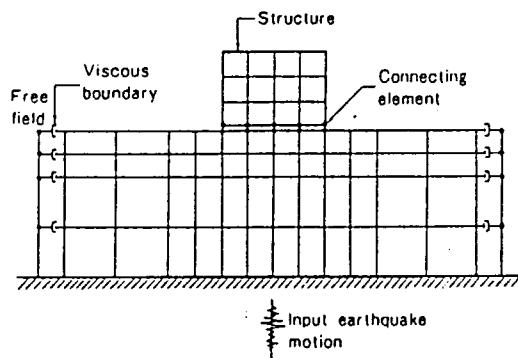


図 7.3 二次元 FEM 非線形動的解析モデル

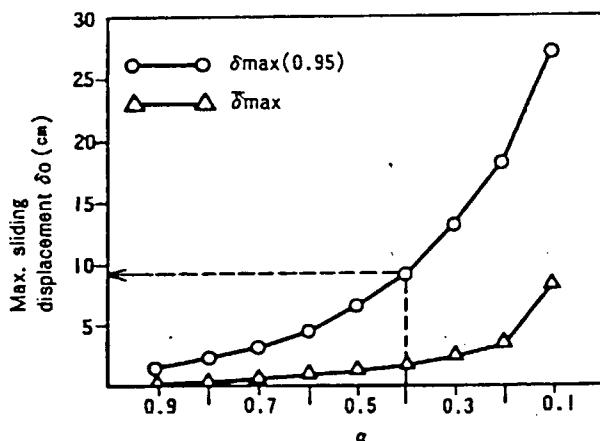


図 7.4

## (6) その他

海洋コンクリート構造物が設置される地域が過去に津波による被害を受けている場合や津波の発生が考えられる場合には、津波による影響も考慮する必要がある。

また、構造物の基礎地盤は、地震時においても構造物の安定性に必要な強度を持つことが必要である。

### (解説)

津波による被害は、日本周辺で生じた地震のみならず遠方で生じた地震により生じることもあるため、設置海域における被害状況などを確認の上十分な考慮をする。

着底式構造物の場合、基礎地盤の地震動による流動化、強度低下及び沈下は直ちに構造物の機能低下、損傷等に結び付く可能性が大きい。また、浮遊式構造物においてもアンカーなどで海底地盤に係留されている場合、アンカー打設箇所の地盤が流動化現象を起すとアンカーの把駐力が低下し、係留機構が損なわれる可能性がある。

従って、上記のように地震動により流動化したり、著しく強度の低下及び沈下の生じる可能性のある地盤に基礎を設置する場合には、地盤改良、置換等の適切な対策を立てる必要がある。

## 6. 耐氷設計

### (1) 一般

氷海域で稼動する海洋コンクリート構造物の場合、海水による影響を考慮して設計する必要がある。

### (解説)

ボーフォート海、ベーリング海などの海水が存在する海域において稼動する海洋コンクリート構造物においては、構造物全体に働く氷荷重および局部的な水圧力は、設計対象海域の氷象によっては支配的な荷重となりうる。特に構造物全体に働く氷荷重は、構造物の形状によっても大きく異なる性質のものであり、初期設計の段階から、設計海域の氷象を十分に把握し、それに対応しうる構造物形状・構造を考えることが必要である。

### (2) 設計海域の氷象

耐氷設計においては、以下の氷象データを把握しておくことが必要である。

- 1) 氷の種類（流氷（Ice Flow）、氷丘脈（Ice Ridge）、いかだ氷（Rafted Ice）など）
- 2) 海水の密接度（Concentration）と分布（Distribution）
- 3) 氷厚
- 4) 氷の漂流速度と方向
- 5) 氷山との出会い周期
- 6) 氷の機械的性質（圧縮強度、曲げ強度、弾性係数など）

### (解説)

設計海域における氷の種類、密接度、分布等の長期にわたる統計データおよび現地で採取された氷を用いた機械的性質を調べた計測データなどをもとに耐氷設計が行なわれる。

氷象に関する統計データの場合、各國の気象関係機関の統計データ、ランドサット衛星による映像などを用いることができる。また、石油掘削を目的とする場合には、各石油会社による観測資料なども利用することができる。

氷の圧縮強度などの機械的性質については、現地での直接的な実測によることが望ましいが、海水の塩分量、気温分布などにより近似的に理論計算によって求めることもできる。

海水の種類、密接度などのデータは、耐氷構造に関してのみでなく、建造された海洋構造物を現地迄曳航し、設置

する作業スケジュールに関わり、ひいては建造スケジュールにも影響する重要なデータである。

### (3) 設計方法

海水により構造物に働く力として、一般に構造物全体に働く氷荷重いわゆる全体氷荷重（Global Ice Load）と構造物の局所に働く局所氷圧力（Local Ice Pressure）の2種に分類される。

海洋構造物の全体氷荷重による応答としては、着底状態における地盤との接地圧の増大、構造物の滑動、あるいは係留状態においては係留力の増大などがあげられ、それに対処しうる構造物形状、底版部接地面積および形状あるいは係留システムを考える必要がある。

また氷との接触が予想される部材については、局所氷圧力に留意した強度設計を行う必要がある。

#### (解説)

全体氷荷重は、設計海域、構造物の形状・大きさにもよるが、数万トンに達すると予想される場合があり、海洋構造物の設置方式一係留・着底方式などの選択、構造物の形状の決定に支配的な因子である。例えば、着底式海洋構造物の場合、水平方向に働く全体氷による接地圧の増加、滑動などに対処しうる底版部を設計すること、また必要なバラスト量を確保することが要求される上に、次項で述べるように氷との接触部の形状等により全体氷荷重の大きさが異ってくることから、海洋構造物の全体形状も氷荷重に留意した設計であることが必要である。

また、局所氷圧力も、氷象によっては波浪変動圧とは比較にならない程大となる為、氷との接触が予想される部材いわゆる耐氷壁（Ice Wall）は、十分な強度を持つ必要がある。

### (4) 氷荷重

全体氷荷重および局所氷圧力の算定にあっては、氷の強度特性、流速、形状、更に構造物の形状、強度などの因子を十分に把握する必要がある。

#### (解説)

##### 1) 全体氷荷重（Global Ice Load）

構造物と氷との接触形態により、全体氷荷重の値は大いに異なる。

###### i) 垂直な側面を持つ構造物に氷板が作用する場合

全体氷荷重は一般に次式であらわされる。

$$P = (I m k a) D t \sigma_c$$

ここで、 $P$ ； 全体氷荷重

$I$ ； 実験定数（Indentation Factor）

$m$ ； 構造物の形状定数（Indentor Shape Faotor）

$k$ ； 接触面の状態によって決まる定数

$a$ ； アスペクトル比によって決まる定数

$D$ ； 構造物の幅

$t$ ； 氷厚

$\sigma_c$ ； 氷の圧縮強度

各係数については、実験より得られた様々な報告があるが、アファンセフ（Afanasev）の場合、形状定数( $m$ )は、平面の場合 1.0、円形の場合 0.9 としており、アスペクトル比による定数 ( $a$ ) については、

$$a = \sqrt{5 \frac{t}{D} + 1} \quad \dots \quad \left( \frac{D}{t} > 1 \right)$$

$$= 4 \quad \dots \quad \left( \frac{D}{t} = 0.1 \right)$$

$$= 2.5 \quad \dots \quad \left( \frac{D}{t} = 1 \right) \quad \left. \right\} \text{この間は線型補間}$$

としている。

接触面の状態によって決まる定数 ( $k$ ) は、完全接触の場合で

$$k = 1.0$$

と考え、接触の程度によって 1.0 以下を適当に充てる。( API RP 2A )

なお、幅広構造物の場合には、接触面全体で氷の破壊が同時に発生しないことから、P. R クライ (P. R. Kry) の場合には、接触面をいくつかの小区画 (Sub-domain) に分けてこの影響を考慮する方法を提案している。

## II) 傾斜した側面を持つ、構造物に氷板が作用する場合

この場合氷板は曲げ破壊をおこす。円錐の場合については、ラルストン (Ralston) による次式が代表的である。

$$P_H = [A_1 \sigma_b t^2 + A_2 \rho_{wg} t D^2 + A_3 \rho_{wg} t (D^2 - D_T^2)] A_4$$

$$P_V = B_1 P_H + B_2 \rho_{wg} t (D^2 - D_T^2)$$

ここで、 $P_H$  ; 水平方向全体水荷重

$P_V$  ; 垂直方向 "

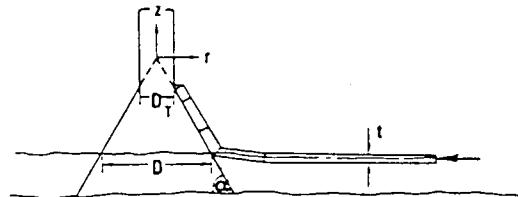
$t$  ; 氷厚

$\sigma_b$  ; 氷の曲げ強度

$\rho_{wg}$  ; 氷の密度

$D$  ; 円錐の水線面直徑

$D_T$  ; 円錐の頂部直徑



## III) 氷丘脈、氷島などが構造物に接する場合

全体氷荷重を算定するには、因子が多く簡単ではないが、クランカーラとマターネン (Krankala & Määttänen) の研究が参考になるであろう。

### 2) 局所氷圧力 (Local Ice Pressure)

設計海域の氷の強度、摩擦および構造物自体の強度特性、さらには氷圧を受ける面積により局所氷圧力は差が生じる。従って、設計海域、構造物形状、構造によって、それぞれ局所氷圧力は異なっており、一概に求めることはできないが、一例として、受圧面積をパラメータとしたスロムスキとビバットラット (Slomski & Vivatrat) による氷圧力曲線を図 7.6 に示す。

Kry, P. R. "A statistical prediction of effective ice crushing stresses on wide structures" Proceedings, International Association for Hydraulic Research Symposium on Ice Problems, Lulea, Sweden, Part I (1978)

Ralston, T. D. "Ice force design considerations for conical offshore structures" Fourth POAC Conference, St. John's, Newfoundland.

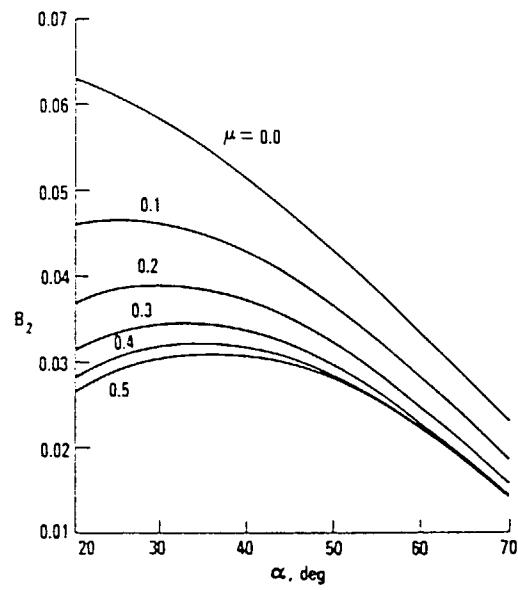
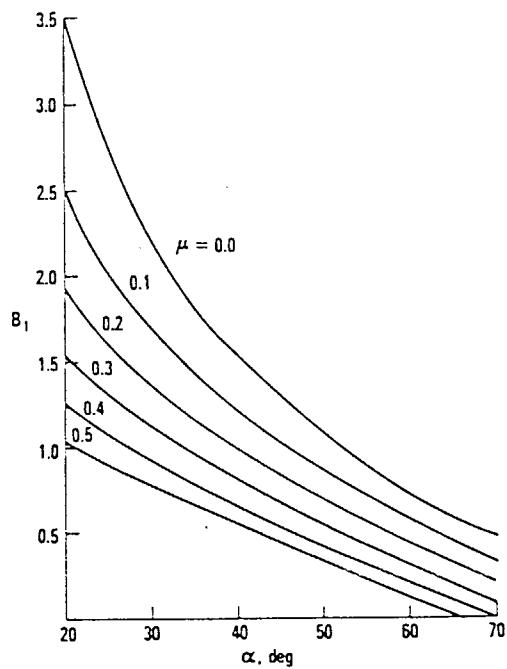
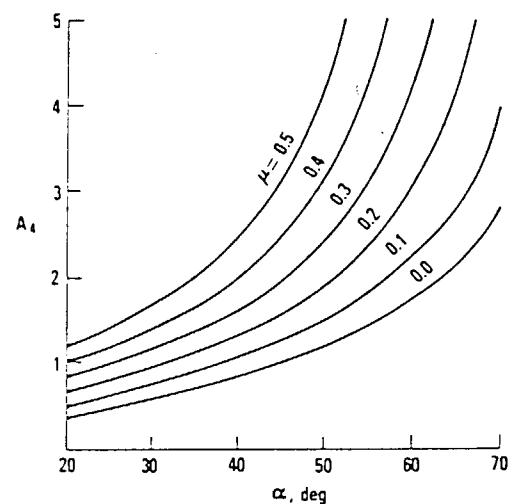
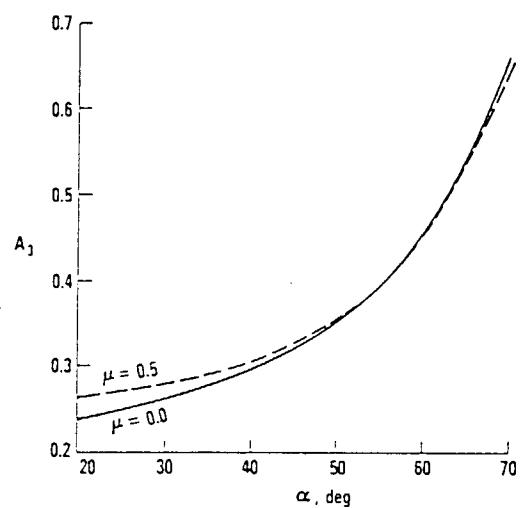
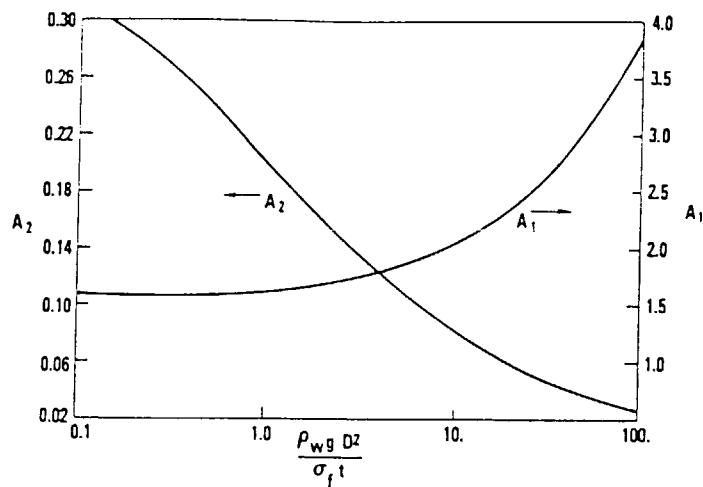


図 7.5 無次元係数 ( $A_1, A_2, A_3, A_4, B_1, B_2$ )

$\alpha$  ; 円錐の傾斜角

$\mu$  ; 水と構造物の摩擦係数

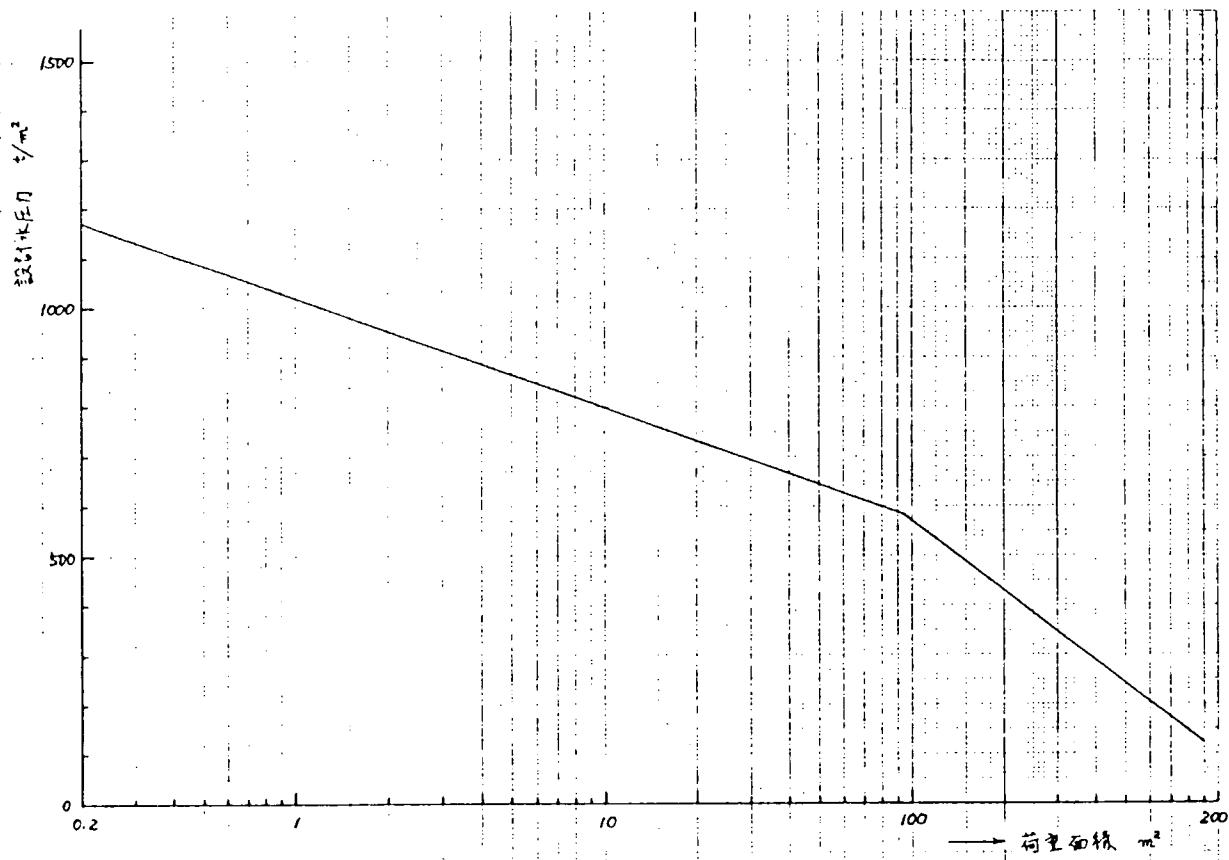


図 7.6 設計氷圧力と荷重面積の関係

全体氷荷重、局所氷圧力どちらの算定式も未だ確立されてはいない。その原因としては、海水が自然の生成物であってその特性特に強度特性が海域の気象・海象に大いに左右されること、また気象条件が厳しく、研究の歴史も未だ浅いこともある、実験データが未だ十分ではないこと、などがあげられる。今後、研究が進むにつれより精度の高い算定式が提案されるであろう。

## 7-2 鉄筋コンクリート

### 1. 一般

鉄筋コンクリート部材断面は、構造解析の方針に基づいた各限界状態における解析結果に対し、断面強度が十分であるよう決定しなければならない。

部材断面は計算によって決まる値とは別に最小寸法、最小鉄筋量を確保しなければならない。

(解説)

コンクリートの圧縮強度は大きいが、引張強度はその $\frac{1}{10}$ 程度と非常に小さいので、設計では、コンクリートの引張強度を無視して、引張側では鉄筋のみが働くと考える。鉄筋は原則として、その端を自由にしてコンクリートの中に埋め込まれるだけである。コンクリートと鉄筋の間の応力の伝達はこの両者の付着力によるものであり、丸棒鋼より異

Krankkala, T and Määttänen, M. "Methods for determining ice forces due to first-and multi-year ridges"  
IAHR (1984)

Slomski, S and Vivatrat, V. "Selection of design ice pressure and application to impact load prediction"  
POAC (1983)

形棒鋼が多く用いられる。

曲げモーメントに対する抗力は、圧縮側のコンクリートと引張側の鉄筋の力学的つまり合いから容易に求めることができる。鉄筋径は規格により段階的になっており、必要な鉄筋断面積に対して鉄筋径と本数で組合わせるが、ひび割れの分散化をはかるため、細径の鉄筋を間隔せまく配置することが望ましい。

はりには、曲げモーメントのはかにせん断力が働く。これに抵抗するためには、はりの上下にある主筋に直角な肋筋を配置する。さらに大きな抵抗を得るためには、主応力の方向に斜筋をつけるとよい。

鉄筋が引張力に対して塑性域においても安定した材料であるのに対して、コンクリートは圧縮力をはじめ引張力やせん断力に対してせい性的な挙動を示す材料である。したがって、靱性を確保するために最小鉄筋量が必要となる。また、鉄筋コンクリート部材として成立するため、剛性および施工性から最小寸法が定まる。

部材断面の算定にあたっては、土木学会「コンクリート標準示方書」、日本建築学会「海洋建築物構造設計指針（固定式）同解説」、ACI、FIP 等の一般に認められた基準が参考になる。

## 2. 配筋方法

鉄筋コンクリート部材断面内に配置する鉄筋は、十分その構造的機能を発揮できるよう、付着性、耐久性を考慮して適当な鉄筋間隔、定着長さ、かぶり厚さを確保しなければならない。

鉄筋の継手は、鉄筋応力の小さい箇所に設けることを原則とする。

(解説)

鉄筋コンクリート部材内のコンクリートと鉄筋との応力伝達は相互の付着力によっている。鉄筋があまり密に配されてコンクリートが十分まわらなかったり、コンクリートのかぶり厚さが不十分であったりする場合、付着強度不足のため応力の伝達がなされなかったりで付着割裂破壊を生じ、あまり大きな変形に達しないうちに耐力低下が生じる。

これらの傾向は繰返し荷重作用を受ける場合著しく、一方単調増加荷重に対してはある程度の変形能力を有し靱性もある部材でも、正負両方向の繰返し荷重が作用する場合には小変形下で耐力が低下して破壊する場合が少くない。一般に構造強度上からは、コンクリートかぶり厚さは鉄筋径以上あればよいとされている。しかしながら、耐久性の点からきまるかぶり厚さの方が一般には大きい。かぶり厚さの参考値を表 7.2 に示す。ただし、コンクリートの品質あるいは鉄筋の防錆処理により耐久性を保護することが確保できれば低減してもよい。

鉄筋間隔、鉄筋の定着および継手長さについては表 7.3、表 7.4 の値が参考になる。

なお、機械的継手及び溶接、ガス圧接、その他による継手は、その強度を引張試験より確認しなければならない。

表7.2 鉄筋のかぶり厚さの最小値比較 (mm)

		FIP (1977) Recommendation for Design and Construction of Concrete Sea Structures	DnV (1977) Rules for the Design Construction and Inspection of Offshore Structures	ACI (1978) Guideline for the Design and Construction of Fixed Offshore Concrete Structures	DnV (1979) Guidelines for the Design Construction and Classification of Floating Structures	NK (1975) プレレストレスト構造 クリートボルジング構 造	日本建築学会 RC規格(1971) PC規格(1975)	日本建築学会 海洋建築物構造設計 指針(固定式)同解説	土木学会(1977) 海洋構造物構造設計 指針(定期式)同解説	土木学会(1986) コンクリート構 造標準示方書
鉄筋										
海上・大気中	$t > 50 \text{ cm}$	$t < 50 \text{ cm}$								
限界	75	(1.5 × G)	40	36, K (1.5 × G)	50	37 (1.5 × G)	A, 25 (PC, φ)	70 (G+5) (φ)	50, おはり 20, 30, 35, 40 cm	50, おはり 40, 45, 50 cm
限界	75	(1.5 × φ)	50	52 のうちいず れか大きい	65	52 6下回ら ない値	A, 40 のいぢり, 外側20 mm のいぢり, 大きい値	B, 40 6下回ら ない値	20 30 40 (40) (50)	20 30 40 (40) (50)
海中域	60	のうちいず れか大きい	50	37 のうちいず れか大きい	50	37 のうちいず れか大きい				
海中域	60	のうちいず れか大きい	50以上							
PC鋼材										
海上・大気中	100	(1.5 × G)	80							
限界	100	(1.5 × φ)	100							
海中域	75	のうちいず れか大きい	100							
海中域	75	のうちいず れか大きい	100							
海中域	75	のうちいず れか大きい	100							
海中域	75	のうちいず れか大きい	100							
備考										

[注] t: 部材の最大寸 (mm) · φ: 主筋径 (mm)

表 7.3 板部材における鉄筋間隔

			普通コンクリート	軽量コンクリート
板	短辺方向	直接海水あるいは土に接する側	15cm または板厚	15cm または板厚の0.8倍
		その他の	20cm または板厚の1.5倍	15cm または板厚の1.2倍
	長辺方向	直接海水あるいは土に接する側	20cm または板厚	15cm または板厚
		その他の	25cm または板厚の2倍	20cm または板厚の2倍
は	主筋	φ20cm以下、2段以下 φ2.0cm以上、公称直徑の1.5倍以上かつ粗骨材最大寸法の1.2倍以上		
り	スターラップ	はり深さの1/2以下かつ20cm以下		

表 7.4 定着及び継手の最小長さ

	フックなし	フックあり
丸鋼	—	25d
異形鉄筋	S D 30 ..... 25d S D 35 ..... 30d	S D 30 ..... 15d S D 35 ..... 20d

- (注) (1) d は鉄筋の公称直徑で、直徑の異なる鉄筋の継手においては細いほうの直徑とする。  
 (2) 軽量コンクリートを用いる場合は、上記に 5d を加算する。  
 (3) 構造物の隅角部、突出部で衝突、摩耗など断面損傷のおそれがある外側鉄筋の定着の最小長さは表 7.4 の値を適宜割増するものとする。

### 3. 終局強度

終局限界状態において、部材断面の終局強度（耐力）の検討は以下の仮定により行ってよい。

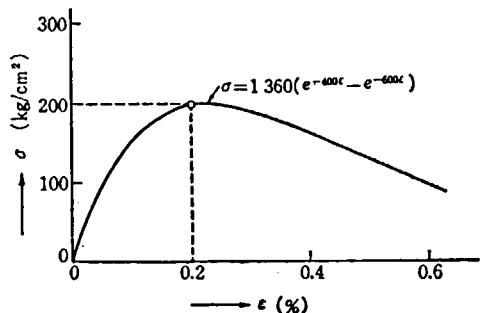
- 曲げ終局強度はコンクリートの圧縮側表面のひずみが一定量に達する時の曲げモーメントとする。
- 断面内のひずみは、中立軸からの距離に比例する。
- 鉄筋の応力ひずみ関係は、完全弾塑性体とする。
- コンクリートの引張応力は無視する。
- 圧縮をうけるコンクリートの応力ひずみ関係は、部材実験結果によく適合するものを用いる。

(解説)

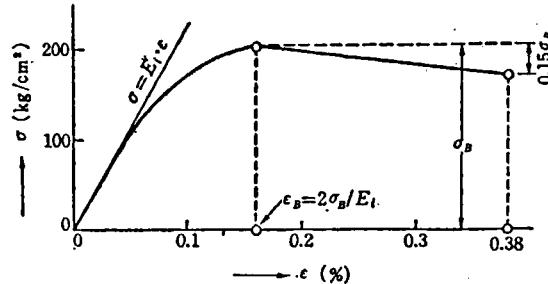
コンクリートの応力ひずみ関係式として、種々の提案があるが、ここでは 2 つの例を図 7.7 に紹介する。なお、多くの部材実験から、コンクリートの圧縮側表面のひずみが 0.003 ~ 0.005 程度の時、終局強度に達することが確認されており、算定用には 0.0035 を推奨する。

上記の仮定による計算はかなり複雑になる。通常の鉄筋コンクリート部材では以下の略算式でも大差ない結果が得られるので、これによって終局強度を求めてよい。

通常の鉄筋コンクリートばかりでは、引張鉄筋が降伏して後、少し耐力が上昇して破壊するが、降伏後の耐力上昇はわずかであり、引張鉄筋降伏時を終局強度として略算すると、応力中心距離がほぼ 0.9d となることから N = 0 のと



$\sigma = 1360(e^{-400\epsilon} - e^{-600\epsilon})$   
ただし、 $\sigma$ ：コンクリートの圧縮応力度  
 $\epsilon$ ：コンクリートの圧縮ひずみ度



$\sigma = \epsilon \cdot E_i \left( 1 - \frac{\epsilon \cdot E_i}{4 \sigma_B} \right)$   
ただし、 $\sigma$ ：コンクリートの圧縮応力度  
 $\epsilon$ ：コンクリートの圧縮ひずみ度  
 $E_i$ ：コンクリートの初弾性係数（応力度・ひずみ度曲線の原点における切線こう配）  
 $\sigma_B$ ：コンクリートの圧縮強度

(a) 梅村式

(b) Hognestad式

図 7.7 コンクリートの応力ひずみ曲線例

きの略算式を導いている。

軸力のある場合は通常柱であり、対称配筋と仮定して最定した結果から略算式を導いている。

$$\begin{aligned} \text{圧縮} \quad N_{cu} &= \phi_N (\sigma_{ck} A_c + \sigma_{sy} A_s) \quad (\text{kg}) & \text{引張} \quad N_{cu} &= \sigma_{sy} A_s \quad (\text{kg}) \\ \text{曲げ} \quad N &= 0 & ; Mu &= 0.9 a_t \sigma_{sy} d \quad (\text{kg} \cdot \text{cm}) \\ & \quad 0 < N \leq 0.4 b D \sigma_{ck}; Mu &= 0.8 a_t \sigma_{sy} D + 0.5 ND \left( 1 - \frac{N}{bD \sigma_{ck}} \right) \quad (\text{kg} \cdot \text{cm}) \\ & \quad 0.4 b D \sigma_{ck} < N & ; Mu &= 0.8 a_t \sigma_{sy} D + 0.12 b D^2 \sigma_{ck} \quad (\text{kg} \cdot \text{cm}) \end{aligned}$$

鉄筋コンクリート部材のせん断破壊は脆性的破壊を引き起こし、構造物の決定的な崩壊をもたらす危険性をもっているため、注意が必要である。過去の実験結果に基づいた不合格率 5 % の実験式に軸力の影響を加えた式として以下のものがある。

$$Q_u = \left\{ \frac{0.092 K_u K_p (180 + \sigma_{ck})}{M/Q_d + 0.12} + 2.7 \sqrt{p_w \cdot w \sigma_{sy}} + \frac{0.1 N}{b D} \right\} b j \quad (\text{kg})$$

なお、式中の変数は以下のとおりである。

- $\sigma_{ck}$ ：コンクリート設計圧縮強度 (%)
- $\sigma_{sy}$ ：鉄筋の設計降伏強度 (%)
- $w\sigma_{sy}$ ：せん断補強筋の設計降伏強度 (%)
- $A_c$ ：コンクリートの断面積 ( $\text{cm}^2$ )
- $A_s$ ：鉄筋の断面積 ( $\text{cm}^2$ )
- $a_t$ ：曲げ材の引張鉄筋断面積 ( $\text{cm}^2$ )
- $p_w$ ：せん断補強筋比
- $d$ ：曲げ材の圧縮側表面から引張鉄筋までの距離 (cm)
- $D$ ：曲げ材の全深さ (cm)

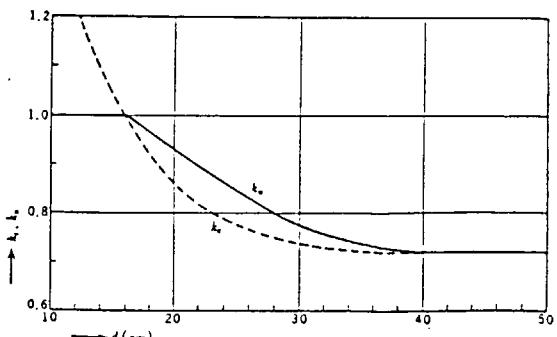


図 7.10

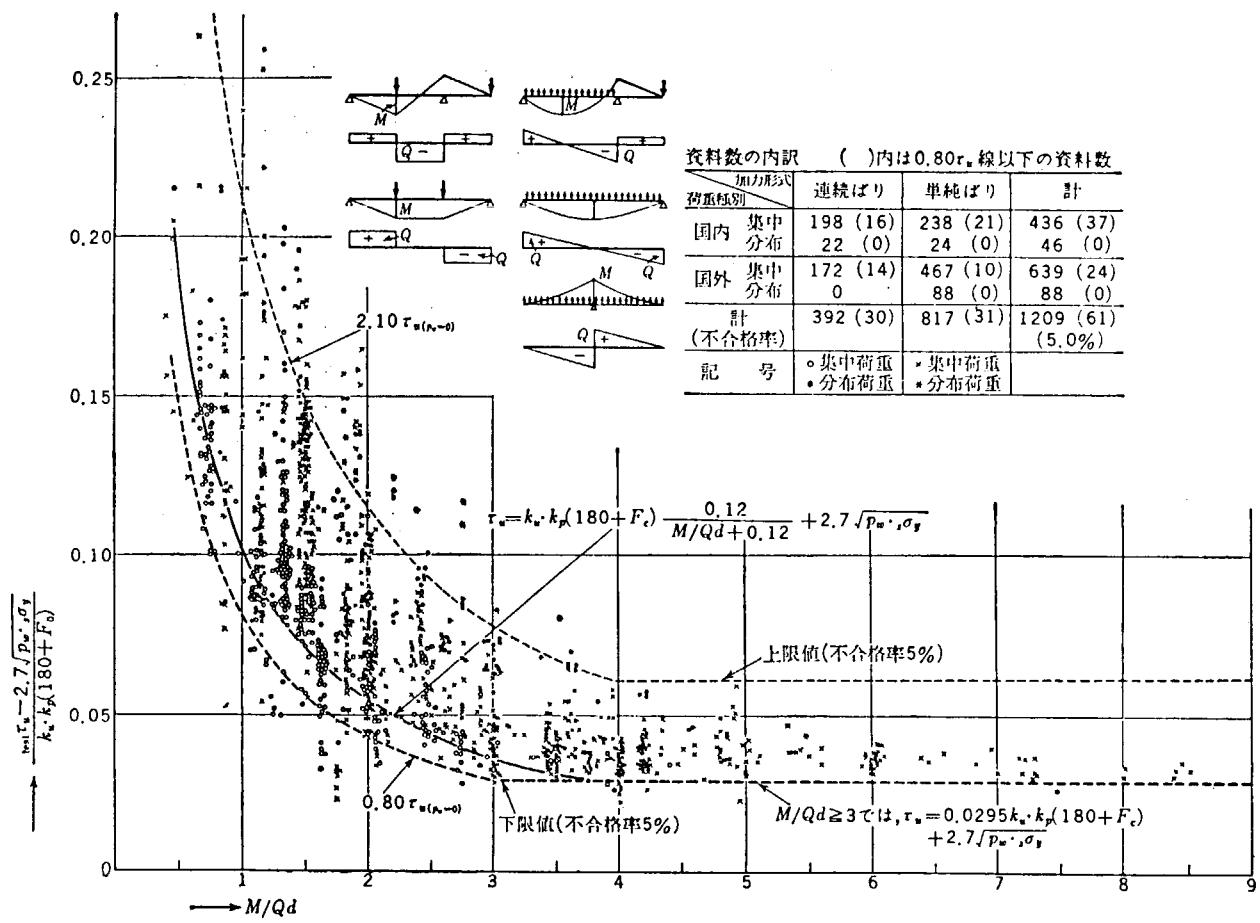


図 7.8 普通コンクリートばかりのせん断破壊時における実験値と計算値の比較

- b : 長方形ばかりの幅 (cm)  
 j : 曲げ材の応力中心距離 (cm)  
 N : 設計用軸圧縮力 (kg)  
 M : 設計用曲げモーメント (kg・cm)  
 Q : 設計用せん断力 (kg)  
 $\phi_N$  : 部材長さによる低減係数 (図 7.9 参照)  
 K<sub>u</sub> : 断面寸法による補正係数 (図 7.10 参照)  
 K<sub>p</sub> : 引張鉄筋比 p<sub>t</sub> (%) による補正係数  
 (図 7.11 参照)

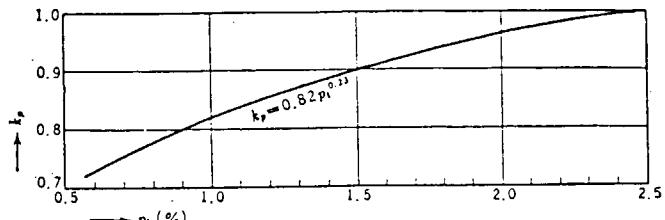


図 7.11

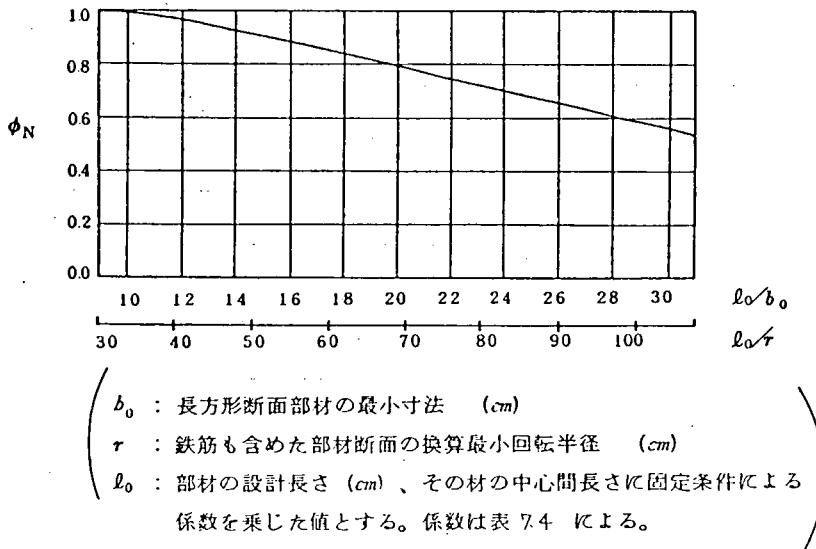


図 7.9  $\phi_N$  の値

表 7.5 部材設計長さを決める係数

固定条件	係数
両端固定	0.5
一端固定で他端ピン	0.7
両端ピン	1.0
一端固定で他端自由 変位節の骨組でできている場合	2.0
	1.0 ~ 1.5

土木学会規準によれば、軸方向圧縮耐力の上限値 N'<sub>oud</sub> は、帯鉄筋を使用する場合は、下式(1)により、らせん鉄筋を使用する場合は、下式(1)と下式(2)のいずれか大きい方により算定するものとしている。

$$N'_oud = (0.85 f'_{cd} A_c + f'_{yd} A_{st}) \quad (1)$$

$$N'_oud = (0.85 f'_{cd} A_c + f'_{yd} A_{st} + 2.5 f_{pyd} A_{sp_e}) \quad (2)$$

ここに、A<sub>c</sub> : コンクリートの断面積

A<sub>e</sub> : らせん鉄筋で囲まれたコンクリートの断面積

A<sub>st</sub> : 軸方向鉄筋の全断面積

A<sub>sp\_e</sub> : らせん鉄筋の換算断面積 ( $= \pi d_{sp} A_{sp} / s$ )

d<sub>sp</sub> : らせん鉄筋で囲まれた断面の直径

A<sub>sp</sub> : らせん鉄筋の断面積

s : らせん鉄筋のピッチ

f'\_{cd} : コンクリートの設計圧縮強度

$f'_{yd}$  : 軸方向鉄筋の設計圧縮降伏強度

$f'_{pyd}$  : らせん鉄筋の設計引張降伏強度

また、部材断面に軸方向力と曲げモーメントが作用する場合の設計軸方向耐力と設計曲げ耐力の関係は、下図に示すような曲線として求められている。したがって、軸方向力および曲げモーメントに対する安全性の検討では、この図に示すように点  $(M_d, N'_d)$  が、 $(M_{ud}, N'_{ud})$  曲線の内側、すなわち原点側に入ることが基本的考え方である。

なお、曲げモーメント  $M_d$  と軸方向力  $N'_d$  とが作用する場合における安全性の検討は、 $e = M_d / N'_d$  を一定として求める。

設計せん断耐力  $V_{yd}$  式(3)によって求めてもよい。

ただし、せん断補強鉄筋として折曲鉄筋とスターラップを併用する場合は、せん断補強鉄筋が受持つべきせん断力の50%以上をスターラップで受持たせるものとする。

$$V_{yd} = V_{cd} + V_{sd} + V_{ped} \quad (3)$$

ここに、 $V_{cd}$  : せん断補強鉄筋を用いない棒部材の設計せん断耐力で、式(4)による。

$$V_{cd} = f_{ucd} \cdot b_w \cdot d$$

$$f_{ucd} = 0.9 \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot \sqrt[3]{f'_{cd}} \quad (\text{kgf/cm}^2) \quad (5)$$

$$\beta_d = \sqrt[4]{100/d} \quad (d: \text{cm}) \quad \text{ただし, } \beta_d > 1.5 \text{ となる場合は } 1.5 \text{ とする。}$$

$$\beta_p = \sqrt[3]{100/p_w} \quad \text{ただし, } \beta_p > 1.5 \text{ となる場合は } 1.5 \text{ とする。}$$

$$\beta_n = 1 + M_0/M_d \quad (N'_d \geq 0 \text{ の場合}) \quad \text{ただし, } \beta_n > 2 \text{ となる場合は } 2 \text{ とする。}$$

$$= 1 + 2M_0/M_d \quad (N'_d < 0 \text{ の場合}) \quad \text{ただし, } \beta_n < 0 \text{ となる場合は } 0 \text{ とする。}$$

$N'_d$  : 設計軸方向圧縮力

$M_d$  : 設計曲げモーメント

$M_0$  : 設計曲げモーメント  $M_d$  に対する引張縁において、軸方向力によって発生する応力を打消すのに必要な曲げモーメント

$b_w$  : 腹部の幅

$d$  : 有効高さ

$p_w$  :  $A_s / (b_w \cdot d)$

$f'_{cd}$  : コンクリートの設計圧縮強度で、単位は  $\text{kg/cm}^2$  である。

$V_{sd}$  : せん断補強鋼材により受持たれる設計せん断耐力で、式(6)による。

$$V_{sd} = [A_w f_{wyd} (\sin \alpha_s + \cos \alpha_s) / s_s + A_{pw} \sigma_{pw} (\sin \alpha_p + \cos \alpha_p) / s_p] z \quad (6)$$

$A_w$  : 区間  $s_s$  におけるせん断補強鉄筋の総断面積

$A_{pw}$  : 区間  $s_p$  におけるせん断補強用緊張材の総断面積

$\sigma_{pw}$  : せん断補強鉄筋降伏時におけるせん断補強用緊張材の引張応力度

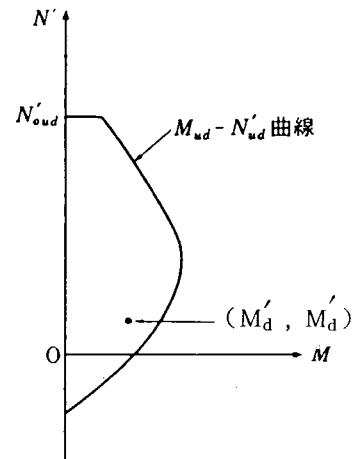
$$\sigma_{pw} = \sigma_{wpe} + f_{wyd} \leq f_{pyd}$$

$\sigma_{wpe}$  : せん断補強用緊張材の有効引張応力度

$f_{wyd}$  : せん断補強鉄筋の設計降伏強度で、 $4,000 \text{ kgf/cm}^2$  以下とする。

$f_{pyd}$  : せん断補強用緊張材の設計降伏強度

$\alpha_s$  : せん断補強鉄筋と部材軸とのなす角度



軸方向耐力と曲げ耐力の関係

$\alpha_p$  : せん断補強用緊張材と部材軸とのなす角度

$s_s$  : せん断補強鉄筋の配置間隔

$s_p$  : せん断補強用緊張材の配置間隔

$z$  : 圧縮応力の合力の作用位置から引張鋼材図心までの距離で、一般に  $d / 1.15$  としてよい。

$V_{ped}$  : 軸方向緊張材の有効引張力のせん断力に平行な成分で、式(7)による。

$$V_{ped} = P_{ed} \sin \alpha_p \quad (7)$$

$P_{ed}$  : 軸方向緊張材の有効引張力

$\alpha_p$  : 軸方向緊張材と部材軸とのなす角

面部材の面内力の検討に際しては、鉄筋の設計降伏耐力  $T_{xyd}$  および  $T_{yyd}$  およびコンクリートの設計圧縮破壊耐力  $C'_{ud}$  は、下式により求めてよい。

#### (1) 鉄筋の設計降伏耐力

$$T_{xyd} = p_x \cdot f_{yd} \cdot b \cdot t$$

$$T_{yyd} = p_y \cdot f_{yd} \cdot b \cdot t$$

ここに、

$p_x$  および  $p_y$  :  $x$  および  $y$  方向の鉄筋比 ( $A_s / bt$ )

$b$  : 部材幅で、一般には、単位幅とする。

$t$  : 部材厚

#### (2) コンクリートの設計圧縮破壊耐力

$$C'_{ud} = f'_{ucd} \cdot b \cdot t$$

ここに、

$$f'_{ucd} = 9\sqrt{f'_{cd}} \quad (\text{kN/cm}^2)$$

### 4. 疲 労

繰返し荷重を受けるおそれがある部材については疲労の影響を考慮しなければならない。

部材の疲労強度は実験によって確認するか、鉄筋の応力に対して適切な疲労曲線を用いた検討を行う。

(解説)

一般に構造強度の限界状態の検討に用いる荷重係数、材料係数から判断して圧縮応力を受けるコンクリートの疲労は特殊な場合を除いて問題とならない。したがって、疲労に関する検討は鉄筋に対して行えばよい。鉄筋（鋼材）に関する適切な S-N 曲線を用いてマイナー則あるいは修正マイナー則による検討を行う。

### 5. ひび割れ

コンクリート部材にひび割れ発生のおそれがある場合は、その影響について検討し、耐久性、強度、変形などに支障のないようにしなければならない。

(解説)

ひび割れによる障害には剛性低下による過大な変形、ひび割れ部から海水の侵入等による鉄筋腐食に代表される耐久性の低下、水密性の低下、美観を損なうことなどがある。

曲げひび割れについては、ひび割れが部分的であり、極端な剛性低下ではなく強度的には引張鉄筋が支配的であるため、耐久性を損わない範囲ではひび割れの許容される場合がある。種々の海洋コンクリート構造物の設計規準にみら

れる許容ひび割れ幅は表7.6に示すとおりである。海洋雰囲気では再現期間1～6か月の荷重に対して、許容ひび割れ幅は0.1～0.2mmであるが、再現期間を短かくして許容ひび割れ幅を小さくすることも考えられる。なお、鉄筋の応力度を制限することでひび割れを制御してもよい。

ひび割れ幅の算定式も種々提案されているが、ここでは角田の提案式を参考に示す。

せん断ひび割れ、純引張によるひび割れは断面を貫通する可能性も大きく、剛性低下も著しいため、ひび割れを許容しないことが望ましい。

表7.6 ひびわれ幅に関する諸規定の一覧表

項目	基準 コンクリート標準示方書 (土木学会1986)	Guide for the Design and Construction of Fixed Offshore Concrete Structures (ACI 1978)	Recommendations for the Design and Construction of Concrete Sea Structures (FIP 1977)	Rules for the Design, Construction and Inspection of Offshore Structures (DNV 1977)	CEB-FIP Model Code for Concrete Structures (CEB-FIP)	Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI, 318-77)
鉄筋 スラッシュゾーン 海面 大気中 海中	付表1, 2による	at offshore side dead and live loads plus monthly recurring environmental loads  120 MPa ( $\approx 1200 \text{kg/cm}^2$ ) dead and live loads plus extreme environmental loads 0.8 f <sub>s</sub>	R 2.6(a) 0.3 mm かぶりの0.004  R 2.6(b), (c) 0.8 f <sub>s</sub>	a) 160 MPa ( $\approx 1600 \text{kg/cm}^2$ ) b) 0.8 f <sub>s</sub>	severe rare frequent } に対し or ≤ 0.2 mm or ≤ 0.1 mm	許容応力度およびかぶりで考慮している
P C 鋼材 海中	スラッシュゾーン 海面 大気中 海中	at offshore site dead and live loads plus monthly recurring environmental loads  $\Delta ps = 75 \text{MPa}$ ( $\approx 750 \text{kg/cm}^2$ )	R 2.6(a) 0.2 mm $\Delta ps \leq \frac{1}{2} \sigma_s$  R 2.6(b), (c) 0.3 mm 0.8 f <sub>s</sub>	a) $\Delta ps$ 80 MPa ( $800 \text{kg/cm}^2$ )  b) 0.8 f <sub>s</sub>	rare ≤ 0.1 mm  frequent decompression	
ひびわれ幅算定式 その他の		monthly recurring = frequent extreme = rare	R 2.6(a) = frequent R 2.6(b), (c) = rare	a) = frequent b) = rare	CEB-FIPの式 かぶり厚が増すことによる影響を考える	

出典：海洋コンクリート構造物の防食指針（案）

付表 1 鋼材の腐食に対する環境条件の区分

一般の環境	通常の屋外の場合、土中の場合等
腐食性環境	1. 一般的の環境に比較し、乾湿の繰返しが多い場合および特に有害な物質を含む地下水位以下の土中の場合など鋼材の腐食に有害な影響を与える場合等 2. 海洋コンクリート構造物で海水中や特に厳しくない海洋環境にある場合等
特に厳しい 腐食性環境	1. 鋼材の腐食に著しく有害な影響を与える場合等 2. 海洋コンクリート構造物で干満帶や飛沫帯にある場合および激しい潮風を受ける場合等

付表 2 許容ひびわれ幅 w<sub>a</sub> (cm)

鋼材の種類	鋼材の腐食に対する環境条件		
	一般の環境	腐食性環境	特に厳しい腐食性環境
異形鉄筋、普通丸鋼	0.005 c	0.004 c	0.0035 c
P C 鋼材	0.004 c	—	—

### 角田の提案式

最大ひびわれ幅の実用的計算式

$$w_{\max} = \left( \frac{\sigma_s}{E_s} - \frac{\sigma_{cm}}{E_s p_e} - \epsilon_\varphi \right) l_{\max}$$

$l_{\max}$  : 最大ひびわれ間隔 (cm)

$$e_s / t \leq 2.5 \dots \dots \dots l_{\max} = k_4 t$$

$$e_s / t > 2.5 \dots \dots \dots l_{\max} = \frac{k_4 t}{1.45} \left( 1 + 0.18 \frac{e_s}{t} \right)$$

$\sigma_s$  : ひびわれ位置の鉄筋応力 (kg/cm<sup>2</sup>)

$E_s$  : 鉄筋のヤング係数 (kg/cm<sup>2</sup>)

$\sigma_{cm}$  : ひびわれ間の付着による鉄筋応力の減少量をコンクリート有効断面 ( $A_e$ ) の平均引張応力に換算したもの (kg/cm<sup>2</sup>)

一時的荷重に対して ..... 0.4  $\sigma_{ct}$

長時間持続荷重に対して ..... 0

くり返し荷重上限 ..... 0.2  $\sigma_{ct}$

" 下限 ..... - 0.2  $\sigma_{ct}$

$p_e$  : 有効鉄筋比 ( $A_s/A_e$ )

$\epsilon_\varphi$  : クリープ、収縮等によって生じた鉄筋とコンクリートとの間の弾性ひずみ差  
ひび割れ発生前 ..... クリープおよび収縮に対して

" 後 ..... 収縮に対して

$e_s$  : 鉄筋純間隔 (cm)

$t$  : かぶり厚さ (cm)

$k_4$  : 鉄筋の種類による係数

横ふし型異形棒鋼 ..... 5.4

斜ふし型 " ..... 6.5

$\sigma_{ct}$  : コンクリート引張強度 (kg/cm<sup>2</sup>)

## 7-3 プレストレストコンクリート

### 1. 一般

プレストレストコンクリート部材の断面は構造解析の方針に基づいた各限界状態における解析に対し、部材の重要度に応じてフルプレストレスあるいはパーシャルプレストレスとし十分安全であるよう決定しなければならない。

基本構造のプレストレスのほか、導入に伴う不静定力が生じる場合は、これを断面設計に考慮しなければならない。

プレストレストコンクリート部材は、有効プレストレスが設計プレストレスを下回らないようにしなければならない。プレストレストコンクリート部材は、設計応力のほか、次に示す1)ないし3)の荷重による応力に対しても強度上安全であるよう考慮しなければならない。

- 1) 緊張材の定着端に作用する集中荷重
- 2) 緊張材の曲率及び方向変化による力
- 3) 摩擦によって緊張材の軸線にそって生じる接線方向力

(解説)

プレストレストコンクリート構造はひび割れを生じないことをたてまえとしており、常時応力に対して、部材断面はフルプレストレッシングの設計を行うことを原則とする。しかし、軽微な部材についてはパーシャルプレストレッシングとしてもよい。アンボンド工法は、緊張材の腐食及び事故時に緊張力が全喪失する可能性があるため好ましくない。なお、プレストレス力は、下式によって算出するものとする。

$$P_{(x)} = P_i - [\Delta P_{i(x)} + \Delta P_{t(x)}]$$

ここに  $P_{(x)}$  : 考慮している設計断面におけるプレストレス力

$P_i$  : 緊張材端に与えた引張力によるプレストレッシング中のプレストレス力

$\Delta P_{i(x)}$  : プレストレッシング直後に生ずるプレストレス力の損失で次の影響を考慮して求める。

- ① コンクリートの弾性変形
- ② 緊張材とダクトの摩擦
- ③ 緊張材を定着する際のセット量
- ④ その他

$\Delta P_{t(x)}$  : プレストレス力の経時損失で次の影響を考慮して求める。

- ⑤ コンクリートのクリープ
- ⑥ コンクリートの乾燥収縮
- ⑦ PC鋼材のリラクゼーション

なお、鉄筋コンクリート部分については、7-2を参照する。

## 2. 断面設計の基本事項

### 1) コンクリートの強度

コンクリートの設計基準強度は、プレテンション方式の場合  $350\text{ kg/cm}^2$  以上、ポストテンション方式の場合、 $300\text{ kg/cm}^2$  以上とする。

### 2) 導入力の算定

導入力の算定は、ひび割れ限界状態の荷重の組み合わせに対して行う。

ポストテンション方式では PC 鋼材配置孔との間の摩擦損失を考慮しなければならない。

有効プレストレスの算定にあたっては、PC 鋼材のリラクゼーション、コンクリートのクリープおよび乾燥収縮による変形を考慮しなければならない。

### 3) PC 鋼材の配置

PC 鋼材のかぶり厚さならびに間隔は、耐久性、耐火性、施工性を考慮して十分な構造強度を発揮できるよう決定する。

定着具は、セッティング、緊張方法、支圧応力、耐久性等に支障のないよう配置しなければならない。

### 4) 用心鉄筋

プレストレストコンクリート部材には、計算上普通鉄筋が必要ない場合でも、用心鉄筋を配置しなければならない。

緊張材定着部付近のコンクリート部分は、複雑な応力によるひび割れ発生を防ぐため、鉄筋で補強する必要がある。

(解説)

プレストレストコンクリートのもつ利点を十分発揮させるためには、使用コンクリートは高強度のものが必要である。

り、特に、プレテンション方式では、緊張材とコンクリートとの十分な付着力を必要とするので、より高強度のコンクリートが必要である。また、プレストレスを減少させるクリープや乾燥収縮の小さいコンクリートが望まれる。

プレストレスによる応力をコンクリートの圧縮強度に対してあまり大きくとると、クリープが大きくなりかつコンクリートの疲労に対する抵抗力も低くなるので、プレストレスによる応力はコンクリートの圧縮強度の1/3以下が適当である。なお、導入時の応力は作用している時間が短かく、時間とともに減少するので、これよりやゝ大きいところでおさえてもよい。

不静定架構では、クリープや乾燥収縮により応力の再分配をおこし、予期しないひび割れや大変形をおこす場合もあり、十分な注意が必要である。

プレテンション材では、コンクリートと緊張材との間の付着によってプレストレスが導入されるが、とくに部材端において大きな付着応力が働くので、十分な付着力を確保できるよう緊張材のあきを十分とする必要がある。ポストテンション材の場合はシースが先に配置されるが、プレストレスによるコンクリートの圧縮応力でシースが押しつぶされないよう、また、施工時にバイブレータによるシースの損傷がないよう十分なあきをとる必要がある。

P C 鋼材は普通鋼材にくらべて温度の影響を受けやすいこと、導入プレストレスが高温になると失なわれてしまうおそれがあることから、耐火性を考慮したかぶり厚さも検討する必要がある。

### 3. 終局強度

部材断面は、終局限界状態の部材断面力に対して安全な終局強度（耐力）を保有することを確認しなければならない。

終局強度の算定は以下の仮定により行う。

- 1) P C 鋼材の設計用強度は、0.2%永久ひずみ時強度（降伏点強度）の規格値を材料係数で除した値とする。
- 2) 1) 以外は鉄筋コンクリートの終局強度の算定の際の仮定と同じとする。

(解説)

プレストレストコンクリート部材の導入は、ひび割れ限界状態の荷重の組み合わせに対してフルプレストレスあるいはパーシャルプレストレスになるよう決定し、異常時荷重に対しては破壊に至らないことが基本となる。

プレストレストコンクリート部材の曲げひび割れ強度は、導入力が大きくなるほど大きくなるが、終局強度（破壊耐力）は導入力の大きさには無関係で、主としてコンクリートの圧縮強度とP C 鋼材の降伏点強度とに関係する。したがって、算定式は鉄筋コンクリートと同様に考えてよい。なお、導入力の大きい部材はひび割れ強度が大きくなるが、終局強度はほとんど変化せず、極端な場合はひび割れ発生とはほとんど同時に破壊することも考えられる。ひび割れ発生後、破壊に至る範囲ではできるだけ大きい塑性的性質を確保することが望ましい。十分な塑性的性質を有するかの目安として

$$\text{終局モーメント}/\text{ひび割れモーメント} \geq 1.4$$

あればよいと考えられている。

上記の仮定による終局強度の算定はたいへんなので、以下の簡便な算定によっても差支えない。これは、コンクリートの圧縮側応力分布をその大きさを設計用強度の長方形分布とし、引張側のP C 鋼材および鉄筋の応力を設計用降伏点強度として求めるものである。

圧 縮

$$N_{cu} = \phi_N \{ (\sigma_c - \sigma_g) A_c + \sigma_{sy} A_s \} \text{ (kg)}$$

引 張

$$N_{tu} = \sigma_{sy} A_s + p \sigma_{sy} A_{sp} \text{ (kg)}$$

## 曲げ

$$M_u = r \{ (d_o - 0.5r_x) \sigma_{sy} a_t + (d - 0.5r_x) p \sigma_{sy} a_{tp} + N (h_1 - 0.5r_x) \} (kg \cdot cm)$$

$$\text{ただし } x = (\sigma_{sy} a_t + p \sigma_{sy} a_{tp} + N) / B \cdot \sigma_{ck}$$

なお、プレストレストコンクリート部材は、せん断破壊が曲げ破壊に先行しておこらないようにせん断補強する必要がある。せん断補強した部材の終局せん断力は以下の式による。

## せん断

$$Q_u = \frac{bI}{2S_o} \sqrt{(\sigma_g + 2\phi\sigma_t)^2 - \sigma_g^2} + 0.5w\sigma_{sy} (p_w - 0.002) bj \quad (kg)$$

算定式に用いられている変数は以下の通りである。

$\sigma_{ck}$  : コンクリート設計圧縮強度 (kg)

$\sigma_g$  : コンクリート断面のプレストレスによる圧縮応力度 (kg)

$\sigma_t$  : コンクリート設計引張強度 (kg)

$\sigma_{sy}$  : 鉄筋の設計降伏応力度 (kg)

$p \sigma_{sy}$  : PC鋼材の設計降伏応力度 (kg)

$w \sigma_{sy}$  : せん断補強筋の設計降伏応力度 (kg)

$A_c$  : コンクリートの断面積 (cm<sup>2</sup>)

$A_s$  : 鉄筋の断面積 (cm<sup>2</sup>)

$A_{sp}$  : PC鋼材の断面積 (cm<sup>2</sup>)

$a_t$  : 曲げ材の引張鉄筋断面積 (cm<sup>2</sup>)

$a_{tp}$  : 曲げ材の引張側PC鋼材の断面積 (cm<sup>2</sup>)

$p_w$  : せん断補強筋比

$d_o$  : 曲げ材の圧縮側表面から引張鉄筋までの距離 (cm)

$d$  : 曲げ材の圧縮側表面から引張側PC鋼材までの距離 (cm)

$h_1$  : 曲げ材の圧縮側表面から重心軸までの距離 (cm)

$B$  : T形ばりの有効幅 (cm)

$b$  : 長方形ばりの幅 (cm)

$S_o$  : 重心軸以上の断面の重心軸に関する断面1次モーメント (cm<sup>3</sup>)

$I$  : 重心軸に関するコンクリートの断面2次モーメント (cm<sup>4</sup>)

$j$  : 曲げ材の応力中心距離 (cm)

$\phi_N$  : 部材長さによる低減係数

$\phi$  : 0.5 ~ 1.0 (0.5を推奨)

$N$  : 設計用軸圧縮力 (kg)

$r$  : 圧縮側ストレスブロック補正係数

長方形断面 ( $B = b$ )  $r = 1$

T形断面  $x < t$   $r = 1$

$x \geq t$   $r = \frac{\text{圧縮側実断面積}}{B_x}$

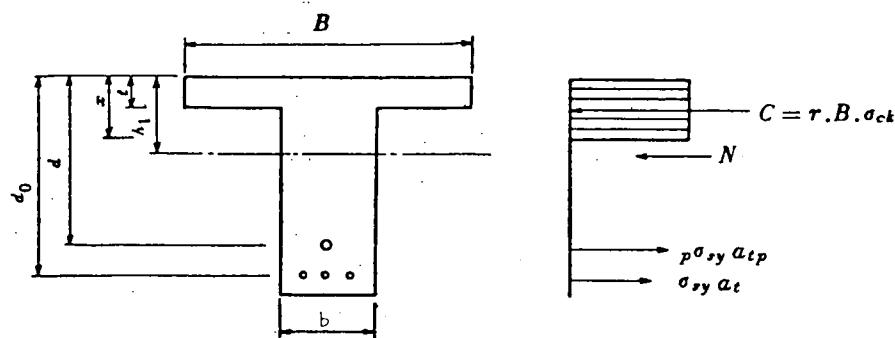


図 7.12 曲げ部材の計算仮定

#### 4. 疲 労

繰返し荷重を受ける部材については、疲労による影響を考慮して、その対策を施さなければならない。

(解説)

パーシャルプレストレスの場合、繰返し荷重によりコンクリートの引張強度が低下してひび割れが発生、強度、剛性の低下が生じる可能性があるので、繰返し荷重が大きい部材ではフルプレストレスにすることが望ましい。

また、アンボンド工法は、緊張定着端に応力が集中するので、繰返し荷重の大きい部材では疲労強度の面からも望ましくない。

#### 5. ひび割れ

部材のひび割れ強度に対する安全度を必要に応じて確認しなければならない。

(解説)

プレストレストコンクリート部材に設計応力よりも大きい応力が作用してコンクリートの引張側表面のひずみが最大ひずみより大きくなると曲げひび割れが発生して、ひび割れ発生後塑性的性質を示す。したがって、重要度の高い部材は曲げひび割れに対する安全度をチェックする必要がある。

なお、算定式は鉄筋コンクリートの場合と同じであり、安全度の目安は、フルプレストレスの場合 1.3 以上、パーシャルプレストレスの場合 1.15 以上である。

プレストレストコンクリート部材のせん断破壊は斜引張力破壊であり、鉄筋コンクリート部材のせん断破壊より急激に破壊が進行する。したがって、プレストレストコンクリート部材ではせん断破壊が曲げ破壊より先に起こらないようにしなければならない。このようなせん断破壊は、せん断ひび割れの発生後せい的に起こりやすいので、せん断ひび割れ強度に対する安全度を確保する必要がある。

一般には以下の式でひび割れ強度を推定できる。

曲 げ

$$P.C : M_{cr} = \sigma_g A_{c.e} + (\sigma_g + \sigma_d) Z_e$$

せん断

$$P.C : Q_{cr} = \frac{b I}{2 S_o} \sqrt{(\sigma_g + 2 \phi \sigma_t)^2 - \sigma_g^2}$$

なお、算定式に用いられている変数は「3.終局強度」の項に挙げるほか以下のとおりである。

e : 導入プレストレスの重心軸からの偏心距離 (cm)

$Z_e$  : 鉄筋を考慮したコンクリート断面係数 (cm)

$\sigma_b$  : コンクリートの設計用曲げ強度 (kg/cm<sup>2</sup>)

## 7-4 ハイブリッド（複合）構造

### 1. 一般

ハイブリッド（複合）構造は、複合構造部材と複合構造物に分けられる。

（解説）

ハイブリッド（複合）構造を定義する用語は確定していない。

日本語では異種材料の組合せによって断面が構成されている部材を複合構造部材あるいは合成構造部材と称することが多い。また、異種材料から成る部材を組合せた構造物を複合構造物あるいは混合構造物と称することが多い。

英語では構造部材および構造物の両者に対して composite を用いることが最も多い。両者に対して hybrid が使用されることもある。mixed は構造物に対してのみ使用されている。

### 2. 複合構造部材

複合構造部材はすれ止めを用いて合成したものと、すれ止めを用いずに合成したものの2つに大別されるが、構造解析では以下の点に特に留意する必要がある。

- 1) 鋼とコンクリートのヤング係数の違い
- 2) コンクリートのクリープ、乾燥・収縮の影響
- 3) 鋼とコンクリートの熱特性の差の影響
- 4) 鋼とコンクリートのすれの影響

（解説）

外国および我が国における合成構造関連規準をそれぞれ表7.7、表7.8および表7.9に示す（土木学会誌 1981年9月号より抜粋）。

表7.7 外国における鋼・コンクリート合成構造関連規準類の概要

規 準 名	対象構造物	特 徴
アメリカ 合衆国	AASHTO (12 th ed. 1977) 道路橋用 ・合成I桁 ・合成箱桁	<ul style="list-style-type: none"> <li>① 許容応力法と荷重係数法との2種類の設計法を併用している。</li> <li>② 強度設計法において、コンパクトな断面が成立するための条件がかなり厳しい。</li> <li>③ ハイブリッド合成桁の規定がある。</li> <li>④ すれ止めおよび中間支点上の軸方向筋に対して疲労設計の必要がある。</li> </ul>
	AREA 15-5, (1978) 鉄道用合成桁	<ul style="list-style-type: none"> <li>① 許容応力度法である。</li> <li>② スタッドに関する事項が詳細に記載されている。</li> </ul>
西ドイツ DIN	Richtlinien fur Stahlverbundträger (1980) 道路・鉄道橋および建築用・合成桁	<ul style="list-style-type: none"> <li>① 限界状態設計法である。</li> <li>② 合成桁の統一規準である。</li> <li>③ 部分安全係数が1つにまとめられているので照査式が簡略である。</li> <li>④ コンパクト断面が成立するための条件がゆるい。</li> <li>⑤ ブレキヤスト版用の摩擦合成の規定がある。</li> </ul>
	DIN 18806 Teil 1 (1980) 土木および建築用 ・合成柱	<ul style="list-style-type: none"> <li>① 限界状態設計法である。</li> <li>② 合成柱の統一規準である。</li> </ul>

規 準 名	対 象 構 造 物	特 徵
イギリス BC 5400 Part 5 (1979)	道路および鉄道橋用 ・合 成 I 柄 ・合 成 箱 柄 ・埋込みおよび充填柄 ・合 成 床 版 ・合 成 柱	③ 基本耐荷力曲線は ECCS のものを使用している。 ④ 設計用の N ~ M 相関図が示されている。  ① 限界状態設計法である。 ② 合成橋梁の統合・統一規準である。 ③ ブレキャスト版使用のためのスタッドのグループ配置および高力ボルトの使用が可能である。 ④ ずれ止め標準試験法の規定がある。 ⑤ 永久型枠の規定を設けている。 ⑥ 合成柱の規定も目新しい。
ヨーロッパの国際統一規準 CEB-ECCS-FIP-LABSE Draft Model Code (1979)	建築および橋梁用 ・合 成 柄(梁) ・合 成 床 版 ・合 成 柱	① 限界状態設計法である。 ② 各国で設計規準を作成する際の指針。 ③ 構造物の安全性に関する一般原則の使用に対し特に注意が払われている。 ④ ずれ止めに対する指針が詳細である。 ⑤ この指針の骨子は CEB-FIP, DIN および BS の各規準に基づいている。

表 7.8 わが国における道路関係鋼・コンクリート合成構造関連規準類の概要

制定箇所、規準類名 (制定年月日)	概 要
日本道路協会 「道路橋示方書」 II. 鋼 橋 篇 9. 合 成 柄 (昭和55年2月)	① 次に示す荷重の最も不利な組合せを用いて降伏に対する安全度の照査をする。 1.3 D, 2.0 (L + i), プレストレス, コンクリートのクリープの影響, コンクリートの乾燥収縮の影響。
本州四国連絡橋公団 「鉄骨鉄筋コンクリート構造 設計指針」 (昭和52年8月)	① 本州四国連絡橋公団が土木学会に委託し, 土木学会の委員会で作成。 ② 付着によるせん断力の伝達を考慮。 ③ ひび割れに対しては, 鋼材中の鉄骨比率により許容応力度を低減させることにより配慮。 ④ 鉄骨端部の処理に関する規定あり。
本州四国連絡橋公団 「大型鉄骨・鉄筋コンクリート橋脚設計要領(案)」 (昭和54年11月)	① 鉄骨斜材はダブルワーレントラス形式が原則。 ② 最小鉄骨斜材量の規定がある。 ③ 埋込部の鉄骨には, その全強に対してスタッドジベルを打ち, 定着させる。
日本道路公団 「設計要領」 3-3-4 鉄骨鉄筋コンクリートの設計 (昭和55年4月)	① 鉄骨断面はできるだけ少なくおさえる。配筋上可能なだけ鉄筋を配置し, 残りを鉄骨とする。 ② 終局強度を増大させるため, 鉄骨の縦方向部材相互の横つなぎをトラス状に組む。
首都高速道路公団 「鉄骨鉄筋コンクリート設計基準」 (昭和47年7月)	① 昭和42年3月に, 首都高速道路公団の「鉄骨鉄筋コンクリート設計基準」が制定され, その後改訂されたもの, 現行の基準では, 首都・阪神両公団とも基本的な設計法に相違はない。
阪神高速道路公団 「鉄骨鉄筋コンクリート設計基準」 (昭和45年9月)	② 柱定着部はアンカーフレームにより鉄骨を定着するため鉄筋を外側に折り曲げ定着する。よって, そのことに対する設計上の注意点を記載。

表 7.9 わが国における鉄道関係の鋼・コンクリート  
合成構造関係基準類の概要

制定箇所、規準類名 (制定年月日)	摘要	要
国 鉄 「建造物設計標準（鋼とコンクリートの合成鉄道橋）」 (昭和48年11月制定)	① 合成桁に特有な事項を規定し、鋼およびコンクリートに対してはそれぞれの設計標準による。 ② ずれ止めは「プレートを馬蹄形に曲げたものに輪形筋をつけたもの」と「スタッド」を標準とする。	
国 鉄 「鉄骨鉄筋コンクリート構造物」設計指針 (昭和51年11月制定)	① R C の中に鉄骨を埋め込んだ構造を原則とし、鉄骨の重心がはなはだしく離れていないことが前提。 ② H 形鋼埋込み桁は「建造物設計標準（鉄筋コンクリート構造物および無筋コンクリート構造物）」による。	

北海道等の海氷域で稼動する海洋構造物には非常に大きな氷荷重が作用するため、耐氷部に適用する構造様式として鋼板とコンクリートから成るサンドwich式複合構造部材が研究されているが、現時点ではこの構造の特性は十分究明されていない。

### 3. 複合構造物

複合構造物は鋼、鉄筋コンクリート、プレストレストコンクリートおよび複合構造部材等の異種材料から成る部材同士の結合部の構造解析では以下の点に特に留意する必要がある。

- 1) 鋼とコンクリートのヤング係数の違い
- 2) コンクリートのクリープ、乾燥、収縮の影響
- 3) 鋼とコンクリートの熱特性の差の影響
- 4) 薄肉鋼断面と厚肉コンクリート断面の継手部の軸力、せん断力、曲げモーメントおよび捩りモーメントの伝達メカニズムと応力集中

(解説)

複合構造物の結合部の詳細な強度解析法に関する手法は現在確立されていない。

### 4. ずれ止めの強度

ずれ止めは鋼とコンクリートのせん断ずれに対処するもので、作用せん断力は適切な計算によって求めなければならない。

(解説)

ずれ止めに用いる構造としてはジベルや鉄筋が一般的であるが、サンドwich式複合構造部材では鋼板の防撓用に配置された型鋼等がずれ止めの機能を有することがある。ずれ止めのせん断力強度は作用するせん断力の作用方向とずれ止めの寸法を考慮して応力計算を行い十分安全であることを確認しなければならない。

また、ずれ止めに作用する荷重が繰り返し荷重の場合は疲労強度の検討も行わなければならない。

## 7-5 フェロセメント

### 1. 定義

フェロセメントは、モルタルをマトリックスとする複合材料であり、板表面のひび割れを分散し、ひび割れ幅を小さくするために、細い連続繊維からなる網目状の補強材を用い、マトリックスと補強材との付着面積を大きくしたものである。

(解説)

網目状の補強材としては、一般に軟鋼の織金網、溶接金網、エキスパンドメタルなどが用いられている。内部に鋼棒などの鉄筋が入っていても、その両側の板表面側に網目状の補強材が入っているものはフェロセメントに分類される。フェロセメントがその性能を発揮するためには、所定の最小補強材比以上の補強材が含まれていなければならない。軟鋼を補強材とする場合、この値は1.3%とする。

### 2. 構成材料

フェロセメントは以下の素材により構成される。

- 1) モルタル  
セメント、砂、水および混和剤
- 2) 補強材  
金網、鉄筋、その他

(解説)

他の補強材としては、化学繊維の織物を用いる場合、鋼管や型鋼を防撓材として用いる場合、水密性を高めるためにエポキシを含浸させたりFRPをふきつける場合などもある。

#### (1) モルタル

- 1) セメント  
普通ポルトランドセメント、耐硫酸塩セメント、高炉セメントを用いることができる。
- 2) 砂  
川砂などのシルト、粘土分、有機物、塩分を含まないものを用いる。
- 3) 水  
飲料に適した、有機物、塩分を含まず酸性でないものを用いること。
- 4) 混和剤  
施工条件により、減水剤、遅延剤、膨張材などを用いてよい。
- 5) 配合  
強度、水密性、耐久性などを考慮して、水セメント比、砂セメント比、単位セメント量を定める。

(解説)

セメント、砂、水、混和剤に関する記述は一般的なものである。

フェロセメントのかぶり厚さは一般の鉄筋コンクリートに比べ極端に小さく、またひび割れは発生してもその幅が小さいことを前提としている。そこで、補強材の防食には、小さいひび割れ幅と、未水和のセメント分が重要な働きをしており、モルタルには小さな水セメント比(W/C)と大きな単位セメント量(C)が要求される。海洋環境で用いられるフェロセメントの実績から以下の値を推奨する。

$$W/C \leq 0.40 \quad (\text{水セメント比})$$

$$1.00 < S/C < 2.00 \quad (\text{砂セメント比})$$

$$600 < C \quad (\text{セメント量, kg/m}^3)$$

砂の粒径は、かぶり厚さ、網目状補強材の線径、網目間隔の決定に大きな影響を与える。本節 2.(2) 1), 3) などを参照して砂の最大粒径を決定する。

## (2) 補 強 材

### 1) 金 網

平織金網、溶接金網、エキスパンドメタルなどを用いることができる。

最外層金網の網目間隔は砂の最大粒径の 3 倍以上とする。

施工過程およびひび割れ発生後の防食のために、溶融亜鉛メッキ金網を用いることができるが、モルタルとの付着力低下に留意する必要がある。

### 2) 鉄 筋

JIS G 3112 などに定められた鋼棒を用いることができる。被覆鉄筋は好ましくない。

### 3) かぶり厚さ

かぶり厚さは、砂の最大粒径より大きく、また最外層金網の線径より大きくする。

(解説)

補強材とモルタルとの付着強度を低下させる被覆は好ましくない。金網にかぎり、溶融亜鉛メッキをゆるすことがある。

(2) 1), 3) からかぶり厚さ、砂の最大粒径および金網の線径と網目間隔の関係が定まる。代表的な例は、かぶり厚さ 2 ~ 3 mm, 砂最大粒径 2 mm, 線径 1 mm, 網目間隔 10 mm である。

## 3. 構造解析

フェロセメントは、材料非線形性のある均質な板状の構造要素として取り扱ってよい。

構造解析には、一般に正しいと認められる異方性板殻構造解析法を用いることができる。

補強材、防撓材などが付いている場合には、適切な方法で有効幅を算定し、これを用いて骨組構造解析を行ってよい。

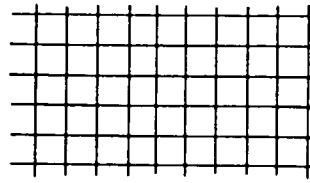
フェロセメント構造要素としては以下の強度について検討する。

- 1) ひび割れ発生強度
- 2) 衝撃強度
- 3) 降伏強度
- 4) 崩壊強度
- 5) 疲労強度
- 6) 漏水強度（特に接水・水密部材）

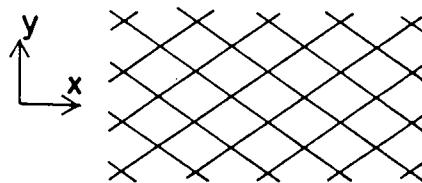
(解説)

フェロセメント構造要素の強度は実験的に確認することが望ましい。しかし、解析的に取り扱うことも認められる。上述 1) ~ 6) については後に取り扱う。ここでは、弾性解析を行う場合の剛性について述べる。

フェロセメント板の弾性解析では、直交異方性の平面応力状態と仮定できる場合が多い。次頁の図は、よく用いられる網目の形状を概念的に示している。図中、x 軸が強軸となる。以下、x 軸を強軸として記す。



(a) 平織・溶接金網



(b) エキスパンドメタル

$x$  軸に垂直な代表的な断面において、補強材の断面積が  $A_f^x$ 、モルタルの断面積が  $A_m^x$  とする。空洞がないと仮定して、複合則により

$$A_f^x + A_m^x = 1$$

$$E_x = E_f A_f^x + E_m A_m^x = E_f A_f^x + E_m (1 - A_f^x)$$

とする。ここに、 $E_x$  は  $x$  方向の平均ヤング係数、 $E_f$  および  $E_m$  はそれぞれ、補強材およびモルタルのヤング率である。一方、 $y$  軸に垂直な断面についてもサフィックス  $x$  を  $y$  にかえて

$$A_f^y + A_m^y = 1$$

$$E_y = E_f A_f^y + E_m A_m^y = E_f A_f^y + E_m (1 - A_f^y)$$

とする。直交異方性弾性体中に弾性ポテンシャルの存在を仮定すると  $E_x \nu_y = E_y \nu_x$  ( $\nu$  はポアソン比) であるがこの値をモルタルの体積率  $V_m$  を用いて

$$E_x \nu_y = E_y \nu_x = E_m \nu_m V_m$$

とする。ここに  $\nu_m$  はモルタルのポアソン比である。以上により、 $E_x$ 、 $E_y$ 、 $\nu_x$ 、 $\nu_y$  が求められる。 $\nu_x$ 、 $\nu_y$  はそれぞれ、 $x$  方向および  $y$  方向応力に対応する平均ポアソン比である。せん断剛性  $G$  は次式により算定する。

$$G = K \sqrt{E_x E_y}$$

$K$  は、0.4～0.5 であるが一般的には 0.45 としてよい。

以上により応力、ひずみ関係が定まる。

$$\begin{pmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \end{pmatrix} = \begin{bmatrix} E_x / (1 - \nu_x \nu_y), & E_x \nu_y / (1 - \nu_x \nu_y), & 0 \\ E_y \nu_x / (1 - \nu_x \nu_y), & E_y / (1 - \nu_x \nu_y), & 0 \\ 0, & 0, & G \end{bmatrix} \begin{pmatrix} \epsilon_x \\ \epsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{pmatrix}$$

空洞などがある場合には、 $A_m^x$ 、 $A_m^y$ 、 $V_m$  を小さくする。

### (1) ひび割れ発生強度

面内引張におけるひび割れ発生強度は、ひび割れのない場合、モルタルの引張強度および破壊限界ひずみを用いて複合則により求めることができる。

すでにひび割れ発生を経験した部材ではひび割れ幅が、0.02 mm に拡大した時の応力をひび割れ発生強度としてよい。

曲げおよび曲げと面内力が作用し、ひび割れがない場合には、引張側表面のひずみでひび割れ発生を判定できる。

すでにひび割れ発生を経験した部材では、ひび割れ深さを仮定して剛性を求め解析することができる。この場合、引張側金網の外側より第 2 層目を超えてひび割れが内側に進展する応力状態をもってひび割れ発生強度とする。

### (解説)

ひび割れがない場合には、部材の引張ひずみがモルタルの引張限界ひずみに達した応力状態をひび割れ発生強度とできる。単純な引張では、合成則により求められる。

$$\sigma_{cr} = \sigma_{mt} V_m + \epsilon_{mt} E_f A_f$$

$\sigma_{cr}$  : ひび割れ発生強度  
 $\sigma_{mt}$  : モルタルの引張強度  
 $\epsilon_{mt}$  : モルタルの引張限界ひずみ  
 $V_m$ ,  $E_f$ ,  $A_f$  は前節の解説参照

ひび割れ幅からひび割れ発生強度を算定する場合、表面の平均ひずみとひび割れ間隔を知る必要がある。一般に、ひび割れ間隔は最外層金網の網目間隔としてよい。

$$w_c = \epsilon l_m$$

$w_c$  : ひび割れ幅  
 $\epsilon$  : 表面の平均ひずみ  
 $l_m$  : 網目間隔

ひび割れ深さを仮定して板の剛性を評価している場合には、ひび割れ先端でのひび割れ垂直ひずみはモルタルの引張限界ひずみ又は0のいずれか適当と思われるものを用いる。

## (2) 衝撃強度

遭遇する可能性のある衝撃荷重に対しては、実験などにより衝撃強度の確認を行う。

(解説)

衝撃強度の算定方法は確立されていない。

## (3) 降伏強度

降伏強度は、補強材に塑性降伏が生じるか、モルタルの圧縮応力が圧縮強度の0.4倍となった時の応力状態とする。

(解説)

引張状態での降伏強度は十分に大きな補強材比の場合には次式で定められる。

$$\sigma_y = \sigma_{yf} A_f$$

$\sigma_y$  : 降伏強度  
 $\sigma_{yf}$  : 補強材の降伏応力  
 $A_f$  : 引張方向に垂直な断面での補強材比

補強材比が小さくなりひび割れ発生強度 ( $\sigma_{cr}$ ) より降伏強度 ( $\sigma_y$ ) が小さくなった時には、ひび割れの有無により降伏強度の取り扱いが異なる。ひび割れがない場合にはひび割れ発生強度を降伏強度としてよい。

## (4) 崩壊強度

面内引張による崩壊強度は、補強材の引張強度から求める。

面内圧縮の場合には、圧壊と座屈について考慮する必要がある。

圧壊強度はモルタルの応力が圧縮強度の0.8倍となった応力状態とする。

フェロセメント板の座屈強度の検討には施工精度に応じた適切な初期不整を与えた非線形解析を行う。

組み合せ荷重による崩壊強度の検討には、非線形解析の他に、降伏線理論を用いることができる。

(解説)

引張状態での崩壊強度は十分に大きな補強材比の場合には次式で定められる。

$$\sigma_u = \sigma_{uf} A_f$$

$\sigma_u$  : 崩壊強度

$\sigma_{uf}$  : 補強材の引張強度

圧縮状態では、崩壊直前に、補強材の横方向変形（繊維座屈）が生じ、モルタルの応力は圧縮強度に至らない。

$$\sigma_c = 0.80 \sigma_{mc} A_m$$

$\sigma_c$  : 圧壊強度

$\sigma_{mc}$  : モルタルの圧縮強度

$A_m$  : 圧縮軸に垂直な断面でのモルタルの断面積比

非線形解析に用いる初期不整量は、きわめて良好な施工であっても支持間長の 0.03 倍以上とする。

降伏線理論を用いる場合には、補強材方向による異方性を考慮して崩壊時の降伏線上での応力状態を定める。

#### (5) 疲労強度

適切と認められる疲労試験結果により強度の確認を行う。

(解説)

疲労強度の推定方法は確立されていない。

#### (6) 漏水強度

貫通ひび割れ幅が 0.02 mm をもって漏水強度とする。

(解説)

上記 0.02 mm は水頭 2 m での実験における安全側の値である。水頭がそれ以上の場合には実験的に確かめることをすすめる。

## 第8章 施工および品質管理

### 8-1 一般

#### 1. 施工計画

海洋コンクリート構造物の施工計画作成にあたっては、予め次項について十分検討しなければならない。

- 1) 建造の各段階における環境条件
- 2) 施工方法
- 3) 品質管理および検査

(解説)

海洋コンクリート構造物の施工は、陸上に比べかなりきびしい環境の中で行われ、それだけコンクリートの品質も施工の如何に左右されることになる。建造の一般的な手順は、ドライドックでの建造、注水、引き出し後海上浮遊状態での建造、最終設置点までの曳航輸送および係留または着底据付けで終わる。したがって、施工計画は、計画の各段階における環境条件、すなわち海域利用および通航の状況、海気象条件などについて十分調査し、工事が安全かつ効率的にすすめられるだけでなく、結果的に構造物が所定の品質を保持でき、また周辺環境保全に支障のないよう作成しなければならない。

施工方法は、建造場所の条件および資材の搬出入、コンクリート打設方法、工期などからきまるもので、その作業手順に応じた工事管理が必要である。

品質検査は、資材の搬入時およびコンクリート打設時、海上施工、据付けの各段階毎に適切な方法によって行われなければならない。コンクリートの場合、完成後の抜き取り試験はむずかしいが、予想される形状寸法や重量の誤差、ひびわれや表面欠損については、予め修正または補修対策を考慮しておかなければならぬ。

#### 2. 材料保管

使用材料は、工程に従って所要量を計画的に搬入し、すみやかに使用することを基本とする。止むを得ず工事場に保管する場合は、品質低下のおそれのないよう管理しなければならない。材質検査は搬入の時点で行い、不適当なものは使用してはならない。

(解説)

使用材料は、鋼板、型鋼、鉄筋、PC鋼材、セメント、骨材、生コンなどが主なものである。これらは、工事の進行に合わせ、適量ずつ搬入されるが、地面からの湿気、海水や飛沫などから防護した状態で保管しなければならない。防護が不完全な場合、特にPC鋼材の発錆やセメントの風化は著しく、品質低下を来すことになる。

#### 3. 施工と品質管理

施工は、予め定めた施工計画および工程管理に基づいて所定の品質、強度を確保できるようにすすめる。

コンクリートの混練は、予め設定した配合設計に基づき適切な混練方法によるものとする。

コンクリートの打設は、材料分離および鉄筋、緊張材の移動防止に留意し、十分締め固めなければならない。打

継ぎは、所定の品質が確保できるよう配慮しなければならない。

海上におけるコンクリートの施工は、海水や飛沫および打設、硬化に及ぼす動搖などの影響を考慮しなければならない。

コンクリート打設から硬化までの期間中は、適切な養生をしなければならない。

#### (解説)

コンクリート材料の品質に関する試験方法、施工の手順および品質管理の実際については、下記のものが参考になる。

- 日本工業規格に基づく試験方法
- 日本建築学会「建築工事標準仕様書・同解説（JASS 5）鉄筋コンクリート工事」
- 日本建築学会「プレストレストコンクリート設計施工指針・同解説」
- 土木学会「コンクリート標準示方書」設計編
- 土木学会「コンクリート標準示方書」施工編
- 土木学会「土木学会規準」
- 土木学会「海洋コンクリート構造物設計施工指針（案）」

以上のはか、我が国では公社、協会、民間企業などが、それぞれの立場から上記以外に独自のものを定め、品質保持に努めており、いずれも参考に供し得るものである。

さらに海洋コンクリート構造物の施工に伴う品質管理の実際について、構造形式に共通な基本事項を以下に述べる。

- i) コンクリート用化学混和剤を利用する場合は、その特性を十分把握し、目的に合致したものを正しい用法で使用しなければならない。特に流動化剤の使用は、スランプダウンを考慮しなければならない。
- ii) 打設にコンクリートポンプを使用する場合は、所定の品質を損なうことなしに圧送できることを予め確認しておく必要がある。また、打設は材料分離のおそれのない高さに限定し、適切な振動機を使用して十分つき固めなければならない。
- iii) コンクリートは打設後、ある程度の強度や水密性が得られるのは、3～4日程度といわれており、その間満潮や波浪による冠水を避け、コンクリート中に海中塗を取り込まないようにしなければならない。これは、補強鋼材の発錆を促すことになるため、この意味でも水中コンクリートは無筋のものに限定される。打継ぎ面などで鋼材露出のまま、一時的に没水させた場合はコンクリート打設に先立って錆や付着物を除去しなければならない。
- iv) 動搖や繰り返し荷重がコンクリートの硬化にどう影響するかは明らかでないが、できるだけ静止状態で硬化させるようにしなければならない。
- v) コンクリート打設から硬化までの期間中は表面を湿潤状態に保ち、過度な乾燥や急激な温度変化を避けることが大切である。そのためには、シート围いや型枠、存置期間の延長、適度な加温など必要に応じた措置を講じなければならない。逆に、マッシュなコンクリートの場合の温度上昇については、冷却の措置が必要となる。
- vi) 水中コンクリート、プレパクトコンクリート、注入モルタルなどは、海流、波浪の影響を最小限に止めるような方法によらなければならない。

#### 4. 完成時の検査および補修

建造完了後は各部の寸法、およびコンクリートの表面仕上がり状態について検査し、所定の品質であることを確認しなければならない。

豆板、ひびわれなど品質保持に支障のある部分は適切な方法で補修しなければならない。

(解説)

コンクリート構造物の主な補修箇所としては、ひびわれ、鉄筋のかぶり不足による発錆変色の部分、豆板、コンクリートと露出した鋼部材との取合部分で海水浸透のおそれのあるところなどである。補修は、補修部分のコンクリートを研りとり、早強ポルトランドセメントモルタル、耐硫酸塩セメントモルタル、樹脂モルタルなどによる塗付け、注入、接着など、それぞれに適合した方法に従って行う。このほか、近時水中施工による方法も種々提案されており、十分な硬化が確認できるものであれば適用してもよい。全体的な水もれの探索方法には水張り試験、圧気試験などがあるが、この場合、圧力の構造体に及ぼす影響については十分留意しなければならない。

## 8-2 鉄筋コンクリート構造

### 1. 配 筋

鉄筋は適切なスペーサーを利用して、所定の間隔、かぶり厚さを保持できるように配置し、あるいは堅固に組み立てコンクリート打設時に動かないようする。コンクリート打設前に発錆のおそれのある場合は適切な養生をしなければならない。

(解説)

コンクリート構造は、鉄筋と一緒に成型されて成立するもので、その配置、コンクリート打設の手法は、プレストレスコンクリート構造およびハイブリッド構造のいずれにも共通である。鉄筋のかぶり厚さは、コンクリートの中性化速度、耐火上の必要性、耐摩耗、耐衝撃性、使用骨材径などからきまるもので、大きいことが必ずしも耐久性を増すことにならない。鉄筋が、正しい位置に配置されることでコンクリートとの合成効果が生まれるものであり、組み立て時やコンクリート打設時に移動しないようにしなければならない。

スペーサーは、鉄筋、PC鋼材の位置を正確に保持するだけでなく、表面露出の小さい形状で防蝕を考慮した材質のものが望ましい。

### 2. 型 枠

型枠および支保工は、満足なコンクリートが得られるよう十分な強度を持ったものでなければならない。

(解説)

型枠の接続部は、セメントペーストが漏れないよう必要に応じテーピングなどの措置が必要である。また存置期間は、部材の位置、形状、養生条件、強度発現の実状を考慮してきめる。

### 3. プレキャスト部材の接合

プレキャスト部材を接合して一体とする場合は、応力伝達および水密性に支障のないよう適切な方法を採用しなければならない。

(解説)

プレキャスト部材の接合方法には、モルタルや接着材を用いて接合したのちプレストレス等により一体化する方法、内蔵する鋼材を溶接やボルトなどで機械的に接合しコンクリートで被覆する方法および通常の鉄筋コンクリートとして打継ぐ方法がある。いずれの場合も水密性と強度伝達に支障ない接合位置の選定と方法によらなければならない。また、プレキャスト部材の吊り上げ、仮置き、据付は無理な応力がかからないよう配慮しなければならない。

## 8-3 プレストレストコンクリート構造

### 1. PC鋼材の配置および配筋

PC鋼材はスペーサーを使用して正確に、また定着具、接続具はコンクリートが十分に行きわたるように配置しなければならない。

鉄筋はプレストレッシングの効果を阻害しないように配置しなければならない。局部的なひびわれや割裂防止のために、必要に応じ鉄筋を配置しなければならない。

(解説)

プレストレストコンクリート構造では、プレストレス導入時のコンクリート強度の確認、緊張管理、定着、グラウトなど一連の手順に従って施工計画をたて、プレストレスの効果が十分發揮できるようにしなければならない。プレストレスの工法には、緊張材と定着法により種々のタイプがあり、選択は設計者の判断に委ねられている。海洋構造物では、波力による応力変動幅が大きく、偏心プレストレスの場合、その位置誤差は大きく影響するため、緊張材の位置保持は正確でなければならない。緊張材周辺および定着端は、局部的なひびわれや割裂防止のための用心鉄筋を配置しなければならない。

### 2. プレストレッシング

プレストレッシングは、各緊張材の張力が一様になるように、またコンクリートに有害な影響を与えないよう十分な管理のもとに行わなければならない。

(解説)

PC緊張材の引張装置は予めキャリブレーションをしてその精度を確認し、各緊張材に所定の導入力が得られるよう管理しなければならない。緊張材が多数ある場合、緊張の順番により一時的に発生する偏心曲げや、緊張完了後の全本数に均一に導入されるかなどについては二度引きの方法がある。

### 3. グラウト

グラウトは短時間にシース内に空隙がなく充填されるように計画し、施工しなければならない。

(解説)

グラウト用器具は、シースの径、長さに対し十分な容量を有するものを使用し、注入に先立って注水によりシース内の洗浄と各流出口からの流出を確認しておくことが必要である。

### 4. 定着具の保護

定着具には、機械的損傷に対する保護及び防食をしなければならない。

(解説)

定着端は、直接海水に接しない個所に設けるか、止むを得ない場合は局部ひびわれや割裂、外部衝撃による破損などから海水の浸透を受けないように用心鉄筋やメッシュ金網を使用してコンクリートで被覆しなければならない。

## 8-4 ハイブリッド（複合）構造

### 1. 鋼材の切断、加工および組立て

鋼材の切断、加工及び組立ては、予め定めた手順に従い、所定の品質を満足できるように行なわなければならない。

溶接作業は、有資格者によることを原則とする。

(解説)

1) 切断、穴開け及び開先加工は、機械加工もしくはガス加工等の適切な方法で、正確にまた均一に行なう。

2) 施工上必要な開口は、構造物の強度上影響の少ない場所に設け、必要に応じ補強しなければならない。

3) 曲げ加工については、所定の曲げ半径に対し適宜、冷間もしくは熱間で行なう。

4) 組立て方法としては、ボルト、高張力ボルト、及び溶接などがあげられる。

ボルト接合：形状の正しくないもの、また表面に不純物のついたもの等、不良と判断されるボルト、ナット、ワッシャーは使用しないこと。また、ボルト接合のゆるみについては特殊なナット、ワッシャーを用いるなど適切な処置をとる。

高張力ボルト接合：

- ・摩擦力の低減の原因となるものは取り除く。

- ・締付けは、初め標準ボルト張力の80%程度に全ボルトを締付け、2回目以降の締付けで100%の標準張力が得られる様にする。

- ・ボルトの締付けは各ボルト群の中央部から端部に向かって行なう。

- ・締付け後の検査は、各ボルト群について、ボルト数の10%以上、かつ1以上とする。

溶接接合：

- ・母材に応じた強度及び韌性を有する良質の溶接部が得られる様な溶接工法と溶接棒を用いる。

- ・溶接は、湿気、風及び厳しい寒気等の有害な影響を受けないような適切な環境のもとで行なう。

- ・高張力鋼、断面の厚い部材及び強い拘束を受ける部材を溶接する場合、並びに、湿度の高い状態又は環境温度が低い状態において溶接する場合には認められた方法に従い予熱を行なうこと。

- ・溶接部の検査は、認められた非破壊検査法により行なう。

### 2. スタッドボルト、埋込み金物および鉄筋

スタッドボルト、埋込み金物及び鉄筋は、適切な方法及び精度で配置し取り付けなければならない。

また施工計画上、スタッドボルト及び埋込み金物と鉄筋との輻輳した部分についてコンクリートの充填性が低下しない様注意し、アンカーボルトなどの、コンクリートから露出した金物と鉄筋は電気的に絶縁しなければならない。

(解説)

スタッドボルト等を船体構造用普通鋼又は同等の鋼にスタッド溶接で取付けることは、一般に認められているが、高張力鋼及び焼入れ、焼もどしをした調質鋼への取付けには特別の配慮が必要である。スタッド溶接の強度については、必要に応じ予備試験により確認しなければならない。

### 3. コンクリート打設および養生

ハイブリッド構造のコンクリート打設及び養生は以下に留意し適切な方法を採用する。

1) 金物及び鉄筋が輻輳した部分及び鋼材背面や隅角部へのコンクリートの充填性及びその確認

- 2) 乾燥収縮及びブリージングの少ないコンクリートの配合
- 3) 溶接熱のコンクリートへの影響
- 4) 日射などによる鋼殻の温度変化がコンクリートの強度発現に及ぼす影響

(解説)

- 1) 金物及び鉄筋が輻輳した部分及び鋼材背面や隅角部へのコンクリートの充てん性を確保するためワーカビリティの高いコンクリートの配合設計を行なうとともにコンクリート打設中のスランプ・ロスの管理を行なうのが良い。充てん性を得るための打設方法及び締め固めの方法を検討し、事前に確認実験を行うことが望ましい。また、隅角部への充てん性を確保するために、設計上認められる範囲内でエア抜き用開口を設けるのが良い。充てん性の検査方法及び補修方法についても事前に検討しておく必要がある。
- 2) ハイブリッド構造に使用するコンクリートの配合設計は、鋼材との一体性を確保するため、乾燥収縮やブリージングに配慮する。
- 3) 鋼材の溶接にあたっては、近傍コンクリートへの熱影響がない様留意する。溶接部背面のコンクリートは溶接後に打設するか、背面に空間を作りモルタル注入を行なうなど適切な施工方法を検討する。
- 4) ハイブリット構造の鋼材は、日射などによる温度変化がコンクリートに悪影響を及ぼす恐れがあるので、シートがけ、散水等を利用し、十分な養生を行なうこと。

#### 4. 洋上における接合

洋上接合は、ブロック同士の浮体安定性を考慮し、局部的な接触圧の集中、目違いなどが生じないよう、迅速かつ精度良く行なうよう計画しなければならない。

(解説)

- 1) 洋上接合として、ブロック接合面が水平な場合と鉛直な場合と考えられる。
- 2) 接合面が水平な場合の上・下ブロックの洋上接合は、下ブロックの浮体としての安定は仮設浮力タンクもしくは海底面への仮着底により確保することができる。また水平方向の制御方法としてはガイドワインチ、ジャッキやダウエルなどの利用が考えられる。
- 3) 上・下ブロック間の接触圧の均等性確保の方法としては柔軟な鋼製チューブ、ラバー・アスファルト材やポリウレタン製クッション材などの利用が考えられる。また接合部はグラウト注入及び縦方向ポストテンショニングなどにより一体化することができる。
- 4) 6方向の動搖を制御し、接合部の目違いを生じない方法として、ワインチによる引き寄せと、仮設プレストレスリングやガイド用鋼材による仮接合が考えられる。この際仮設部材が本構造に悪影響を及ぼさないこと、また仮設部材が接合する場合に障害とならないように注意する必要がある。本接合部のコンクリート打設や溶接は原則として大気中で行なう。  
大気中で施工するために適切な仮止水を計画する必要がある。
- 5) 洋上における鋼材の本接合は原則として大気中で溶接を用いるものとし、水中溶接の適用はあくまで非構造材や部分的な補修材に限る。
- 6) 洋上における鉄筋コンクリートもしくはプレストレストコンクリートによる本接合は鉄筋及びプレストレス鋼材の連続性及びコンクリート本体の連続性を確保するとともに、若材令時のコンクリートが受ける振動の影響を含めて、接合部の強度・耐久性が構造物に悪影響を及ぼさない様、適切な工法を選定する必要がある。

## 5. 防食

防食は予め定められた方法に従い入念に施工しなければならない。

また、維持・補修については適切な方法により実施しなければならない。

(解説)

- 1) 防食被覆の性能は、施工環境や施工条件の影響を大きく受けるので、施工に先立ち、施工環境の整備、施工法ならびに検査などを十分に検討する。
- 2) 鋼材が長期間にわたり暴露された状態で施工する場合は、それに適した防食方法を採用する。
- 3) 構造物の組立て、運搬、据付けなどに際しては、防食被覆を損傷しないよう注意し、必要に応じ防護対策を検討しておくことが望ましい。損傷を与えた場合の補修方法についても予め検討しておく。
- 4) 建設後は、防食機能を維持するため適切な点検と補修が必要であり、計画的に実施しなければならない。点検の結果、補修が必要と判断された場合は、採用した防食被覆の種類及び劣化損傷の程度に応じて適切な補修を行う。点検の結果及び補修の時期や方法に関しては正確に記録しておかなければならない。

## 8-5 進水、曳航、沈設および据付け等

### 1. 施工計画

海洋コンクリート構造物の進水、曳航、沈設および据付け等の施工計画にあたっては、予め次項に留意しなければならない。

- 1) 進水、曳航、沈設および据付けなどの方法
- 2) 施工段階における環境条件
- 3) 作業の限界条件
- 4) 工事用船舶、作業船および機械器具
- 5) 海上工事、航行船舶の安全確保
- 6) 工事中の環境保全

(解説)

- 1) 進水、曳航、沈設および据付け時の施工計画は、気象、海象、地形、地質等の自然条件、施工機械、施工基地等の施工条件および航行船舶などの諸条件を事前に十分調査検討して、環境を保全し、安全かつ確実に施工できるように定めなければならない。
- 2) 工程計画の立案及び施工管理のために気象および海象予測を行なうのが原則である。特に、風や波浪の影響の厳しい工事では、施工地点を対象とした局地的な予測を行なうことが望ましい。
- 3) 風や波浪等、曳航・据付け作業に著しく影響する要因に関しては、その作業限界条件を作業の種類、施工機械等の稼動率や安全性を考慮して事前に決定しておかなければならぬ。また環境条件の厳しい所では、仮泊地を計画に入れておく。
- 4) 使用する船舶、作業船及び機械器具は、工事を安全かつ確実に施工するのに十分な能力を有するものでなければならない。

海上作業では、気象及び海象の変動、残存機雷等の爆発物、転落事故、海上火災に対する安全対策等を事前に検討し、工事の安全確保に万全を期するようにしなければならない。

また、周辺航行船舶などへの危険を防止するため十分な措置を講じなければならない。

- 5) 海洋環境の保全に関しては、関連法規等を遵守する。

## 2. 進水

構造物の進水は、構造物が過度な力を受けないよう、また、浮上時に安定であるように計画しなければならない。

(解説)

構造物は、ドライドック、岸壁、フローティングドック、船台等、大気中で建造された後、海上に進水されるのが一般的である。その他の進水には、潮の干満作用を利用した方法、クレーンによる吊り降し等の方法がある。

進水時には、コンクリートが所定の強度以上であることを確認しておく。

ドック等で注水浮上させる場合は、構造物が渠底から安全かつ確実に離脱できるように対策を講じる。

## 3. 曳航

構造物の曳航にあたっては、曳航ルートの選定、曳航期間中の海象、気象条件および暴風時の仮泊地などについて、予め十分に検討しておかなければならない。

(解説)

1) 曳航ルート選定にあたっては、予め暴風時に船団が安全に避難、仮泊できる海域を考慮する。

また、構造物の運動性能、曳航力・風圧力・バラスト注水によるヒール／トリムなども十分に考慮する。

2) 曳航を妨げるような砂れんが発生する可能性のある所では、その動きを予測できるようあらかじめ調査する。

3) 曳航期間中の海象・気象の予測は、その期間をカバーしうるデータにより行う。

## 4. 位置決め

位置決めにあたっては、構造物を所定の位置に保持するのに十分な能力を持つタグ・係留装置等を選定しなければならない。

特に、沈設・据付けに伴う構造物の運動性能の変化に十分対応できるよう検討しておく必要がある。

(解説)

1) 位置決め用の係留は、他の構造物、船舶等の衝突のおそれのない方法を用い、止むを得ず他の構造物近傍に係留する場合は、適切なフェンダーを備える。

所定の位置に構造物を係留する場合の係留索は十分な強度およびバネ効果を有していかなければならない。

係留索に生じる張力等に対して十分な抵抗力を有するタグおよびアンカーを選定する。

係留索の設置にあたっては、ねじれが生じないように注意を払う。

また、沈設中においては、時々刻々構造物の姿勢が変化するのでそれに伴うカテナリーへの影響を考慮して、係留索の配置を計画する。

2) 係留時には、計画されたアンカーや係留索以外に予備アンカーを用意しておくことが望ましい。

## 5. 海底基礎地盤の改良・整地

構造物の沈設・据付けは、事前に据付け位置の地盤調査を行い、その結果必要に応じて適切な海底基礎地盤の改良および整地を行なう。

(解説)

1) 海底基礎地盤の改良・整地の方法としては、浚渫、均しと整地、捨石による地盤改良などがあり、いずれによる

場合でも、洗掘、海底地形の変形等が進行しないうちにできるだけ早く据付けを完了させることが望ましい。

## 6. 水中コンクリート

水中コンクリートの施工は、所定の品質が得られるように、施工場所、気象・海象条件を十分に調査して計画しなければならない。

水中コンクリートの施工にあたっては、海域汚染、生態系への影響等が生じないよう、環境保全に十分に注意しなければならない。

また、打込み方法、型枠、作業の手順および練りませ設備等について予め十分に検討しなければならない。

(解説)

1) 水中コンクリートの品質は、特に施工の良否に左右されるため適切な施工法の選定及び十分な施工管理が必要である。

2) 水中コンクリートの施工は、トレミーもしくはコンクリートポンプを用いて打込むのを原則とする。場合によっては底開き箱または底開きの袋を用いててもよい。

水中コンクリートでは、セメントの流失およびレイタンスの発生を防ぐため、適當な締切りをして水を静止させる必要がある。

3) 水中コンクリートの施工にあたっては、特に施工中も気象海象状況を入念に観測し、その急激な変化に即応できる体制を整えておかなければならぬ。

4) 水中コンクリートの材料の品質および施工法については、下記に示す規準が参考になる。

・「コンクリート標準示方書 施工編（土木学会）」

・「Recommended Practice for Measuring, Mixing, Transporting and Placing Concrete (ACI-304)」

## 7. 沈設・据付け

構造物の沈設・据付けは、特に次項について十分に検討し、施工すること。

- 1) 環境条件
- 2) 沈設方法およびその制御方法
- 3) 設置直前の構造物の動搖制御方法
- 4) 海水取排水システムの信頼性
- 5) 据付後の地盤処理
- 6) 据付後の洗掘防止方法
- 7) 再浮上・再着底の手順

沈設時の構造物の姿勢および沈設の制御方法については、必要に応じ模型実験を行ない、安全性、確実性を確認しておかなければならぬ。

(解説)

1) 構造物の沈設・据付けにあたっては、予め現地の環境条件を十分に調査しておかなければならぬ。沈設中にも計測を継続して行ない、環境条件の変化に十分対応できるようにする。

2) 構造物の沈設・据付けは、クレーン船、タグボートを用いて構造物の姿勢を監視・制御し、安全かつ迅速に行なう。

特に、沈設中の構造物の姿勢については、時々刻々に計測を行ない、次ステップにフィードバックさせるような

制御システムとすることが望ましい。

- 3) 構造物底面が海底地盤面に接近した場合、アクアプレーニング現象により、構造物の沈設制御が難しくなる場合があるため、あらかじめ模型実験等により、制御可能な範囲の沈降速度を定める。

この現象に対してもダウエルを利用するなどの対策を講じなければならない。併せて考慮する。

- 4) 水バラスト制御用海水取排水システムは、漏水あるいはバルブの故障などに対処できる十分な能力を有するよう計画する。

海水取水システムは、故障時には、自動閉鎖されるスプリング付バルブを用いるなどフェイルセーフとする。また、手動閉鎖も可能な装置とする。

- 5) 構造物据付後、構造物底面と海底地盤面との間隙には、グラウトを注入する。注入材料は、構造物の供用中十分な強度および耐久性を保持し、かつ、確実に充てんし得るものとする。

グラウト充てんを行なうにあたっては、以下の事項を考慮する。

- a) スカート内部の海水の排除方法
- b) グラウト充てん程度の確認方法
- c) グラウト注入圧による底版、海底地盤、スカートへの影響

参考として北海のコンクリートプラットフォームで用いられたグラウトの主要特性を以下に示す。

- ① 単位体積重量 : 1.2 ~ 1.3 t/m<sup>3</sup>
- ② 28日強度 : 5 ~ 15 kg/cm<sup>2</sup>
- ③ ブリージング率 : 2%以下
- ④ 凝結時間 : 6 ~ 8時間以上
- ⑤ 低熱放射/低粘性、等

- 7) 構造物据付け後、地盤処理を行ない地盤強度を増加させる必要がある場合には、その方法、必要となる設備、構造物への影響等について、事前に検討しておく。地盤強度を増加させる方法としては、排水パイプ等を地盤内に打設することによって地盤内間隙水を排水し、地盤改良を行なう方法がある。

但し、排水パイプには、均一な砕石や薄膜等により十分なフィルターを備えておくこと。

- 8) 構造物据付後の周辺の洗掘の影響を十分検討し、必要に応じ防止対策を講じなければならない。

洗掘防止方法としては、構造物下部に設けたスカートを地盤に貫入させる方法や、構造物周囲に捨石、石張、コンクリートブロック、アスファルトマット、サンドマスチックによる根固め等が考えられる。

- 9) 構造物の据付けは、一回の沈設手順で完了することが望ましいがやむを得ず、再浮上、再着地することも含め予めその手順を十分に検討しておく。

## 8. 計測システム

進水、曳航、沈設・据付けの各段階において、安全かつ正確な施工を行なうために必要な計測を行わなければならない。

計測の計画にあたっては、各施工段階毎に、適切な計測項目を選定しなければならない。

(解説)

- 1) 各施工段階において、安全かつ正確に施工を行なうために、以下の項目について計測を実施する。

- a) 進水時

- 揚圧力

- バラスト重量および偏心バラスト量

—構造物の重心・浮心・傾心・吃水

b) 崩航時

—構造物の重心・浮心・吃水・ヒール・トリム

—構造物の傾斜角度・傾斜方向・復原力

—構造物底面と地盤面とのクリアランス

c) 沈設・据付け時

—構造物の沈設速度

—バラスト重量および偏心バラスト量

—構造物の傾斜角度・傾斜方向・復原力

—構造物の所定位置からの偏心量

—ダウエル、スカートの貫入抵抗力・軸力・曲げモーメント

—スカート隔室内の水圧

—底版の局地接地圧

—グラウト材質・充てん度

—構造物周辺の洗掘状況

2) 要求されている計測機器はすべて事前に試験し、キャリブレーションを行なうものとする。

3) 不測の事態に備えて、予備の電源を用意しておくこと。