

ISSN 0386—5878⁰⁰³

土木研究所資料第3282号

土木研究所資料

長大橋梁の耐震設計法に関する研究

—(その1)大水深下に用いられる海洋構造物
の耐震設計法に関する調査—

平成6年6月

建設省土木研究所
地震防災部耐震研究室

Copyright © (1994) by P.W.R.I.

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Director General of P.W.R.I.

この報告書は、土木研究所長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部又は一部の転載、複製は、土木研究所長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。

長大橋梁の耐震設計法に関する研究

—(その1)大水深下に用いられる海洋構造物 の耐震設計法に関する調査

土木研究所企画部 地下開発研究官 川島 一彦
(前耐震研究室長)

地震防災部耐震研究室

主任研究員 運上 茂樹
向 秀毅

要 旨

中央支間長が2,000mを超えるような長大橋梁の建設に際しては、主塔基礎を100mを超えるような大水深の海域に建設せざるを得ない場合も生じる。しかしながら、100mを超えるような大水深下に橋梁基礎を建設した事例はなく、近年、海外等において多くの実績を持ち、また、大水深に適した独創的な設計概念や施工法を持っている石油掘削用の海洋プラットフォーム等の技術が参考になると考えられる。

本資料は、大水深(水深50~100m)に橋梁の基礎を建設する場合の参考とするために、大水深下に建設される海洋プラットフォーム構造の耐震設計技術について、既存の資料を調査した結果をまとめたものである。

キーワード：長大橋梁，基礎構造，耐震設計，大水深，海洋プラットフォーム

目 次

1. 概 要	1
2. 海洋プラットフォームの現状	2
2. 1 海洋プラットフォームの構造形式分類	2
2. 2 構造形式による特徴	3
2. 3 使用材料	17
2. 4 海洋プラットフォームの支配的な設計条件	20
3. 海洋プラットフォームの準拠基準と耐震設計法	26
3. 1 耐震設計基準	26
3. 2 各基準の概要	27
4. まとめ及び今後の課題	30
謝 辞	31
参考文献	32
参考資料（海洋プラットフォームの耐震設計基準）	34
I. Rules for Classification of Offshore Installations (Det Norske Veritas, 1991)	
II. Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platform (American Petroleum Institute, 1991)	
III. Guide for the Design and Construction of Fixed Offshore Concrete Structures (American Concrete Institute, 1984)	
IV. Rules for Building and Classing Offshore Installations (American Bureau of Shipping, 1983)	
V. Recommendations for the Design and Construction of Concrete Sea Structures (Federal Internationale de la Precontrainte, 1977)	

1. 概 要

中央支間長が2,000mを越えるような長大スパンを有する海峡横断橋の建設に際しては、主塔基礎を100mを越えるような大水深の海域に建設せざるを得ない場合も生じる。我が国においては、例えば、本州四国連絡橋に代表される長大橋梁の基礎などは、ほとんどが設置ケーソン形式等の剛体基礎構造であり、また、水深も30～40m程度である。このため、地震時の動水圧の影響も小さく、構造物と流体との連成振動の重要性はそれ程大きいものではなかった。しかし、100mを越えるような大水深になった場合には、これまでと同様のマッシブな剛体基礎では、施工期間が長くなるとともに、地震時に基礎に作用する慣性力は大きくなるが、基礎の安定性の確保のためには、構造物の体積を大きくせざるを得ないという矛盾を生じるようになり、合理的ではない。

近年、海外等において海底石油掘削のために開発された大水深の海洋プラットフォーム等は、多くの施工実績を持ち、また大水深に適した独創的な設計概念や施工法を持っている。このため、大水深下に橋梁を建設する場合には、このような技術を調査し、橋梁に応用可能な技術を抽出するとともに、今後の大水深下における橋梁基礎の建設に資することが重要である。

本資料は、大水深（水深50～100m）に橋梁の基礎を建設する場合の参考とするために、大水深下に建設される海洋プラットフォームの耐震設計技術について、既存の資料を調査した結果をまとめたものである。

2. 海洋プラットフォームの現状

2.1 海洋プラットフォームの構造形式分類

海洋プラットフォームには、用途、機能、構造、材料等によって分類することができるが、構造形式によって分類すると図-2.1のようになる。

海洋プラットフォームは、大きく固定式と移動式に分類することができる。固定式の海洋プラットフォームは、ジャケット型、重力型、ガイドタワー型、及びテンションレグ型に分類される。ジャケット型は、鋼管部材を用いた3次元トラス構造を有する。重力型は必要な規模の自重によって外力に抵抗するものである。ガイドタワー型は、トラス構造と係留索から構成される。テンションレグ型は浮体構造のデッキを鋼製のジョイントロッド、あるいは高強度ワイヤー等で係留する構造である。

一方、移動式の海洋プラットフォームは、半潜水型、甲板昇降型、係留型に分類される。もともと移動を前提として考えられた構造形式であるため、気象・海象等の環境条件が厳しい場所での利用には一般に適さない。

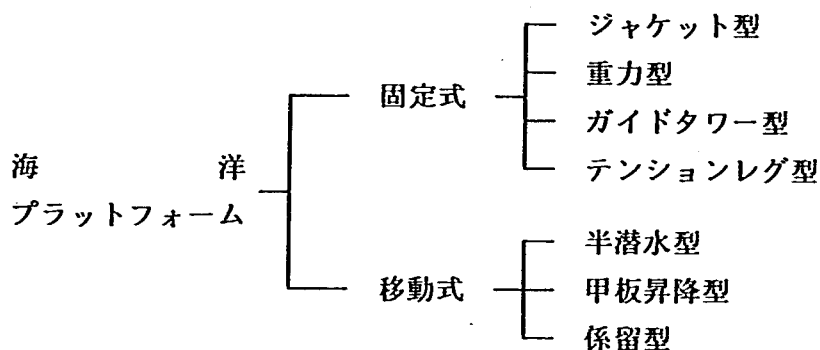


図-2.1 海洋プラットフォームの構造形式の分類

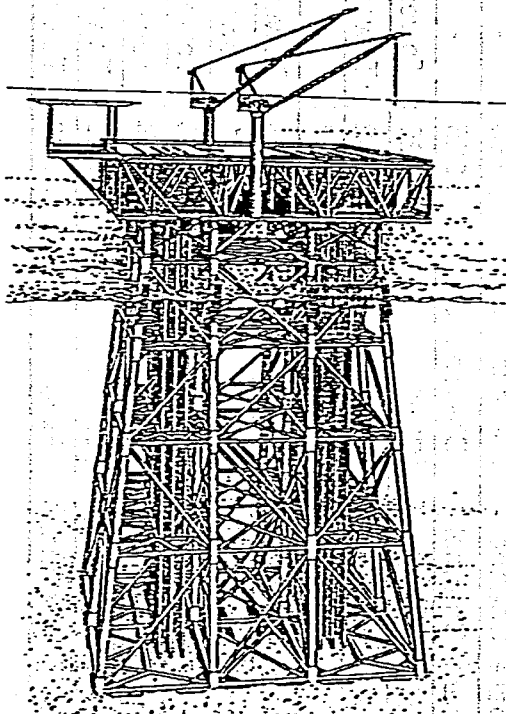
2.2 構造形式による特徴

(1) 固定式プラットフォーム

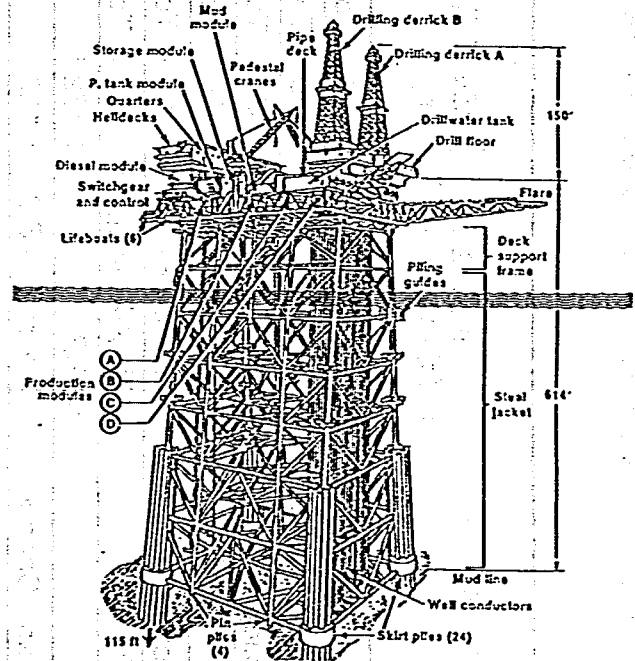
1) ジャケット型プラットフォーム

ジャケット型プラットフォームは、鋼管部材を用いた3次元トラス構造を有し、固定式プラットフォームとしては、水深の浅い海域から大水深の海域まで最も実績の多いタイプである。主として、石油・ガス生産用のプラットフォームとして利用されているが、我が国においても、比較的水深の深い海域に設置する栈橋等の海洋構造物に多く利用される構造形式である。

ジャケット型プラットフォームは、通常2～3層から成るデッキ、ジャケット、杭で構成される。杭は、メインレグの中を通して地盤に貫入させるスカートパイルがあり、波力等の外力に抵抗する。スカートパイルは、ジャケットの安定性を増すために、一般に斜杭となっている。ジャケット型プラットフォームは、スカートパイルの有無によって、テンプレート型とタワー型の2つに分類することができる。図-2.2は、これら2つのタイプのプラットフォームの構造例を図示したものである。



(1) テンプレート型



(2) タワー型

図-2.2 ジャケット型プラットフォームの構造

表-2.1及び図-2.3は、水深150m以深のジャケット型プラットフォームの実績を示したものである。ジャケット型プラットフォームは、従来、水深150m～180mまでの海域へ適用されてきたが、最近では400mを越す海域にも適用されており、設計レベルでは488mの水深でも可能となっている。

表-2.1 水深150m以深のジャケット型プラットフォームの実績

名 前	設 置 場 所	開 発 企 業 (オペレーター)	水深 (m)	構造形式	設置 (年)	ジャケット重量 (t)	ジャケット主要寸法		
							上面 L x B (m) (m)	下面 L x B (m) (m)	高さ H (m)
Thistle"A"	North Sea	BNOC	159	Tower	1976	31,000	-	120x84	-
Hondo	Santa Barbara Channel	Exxon	255	Tower	1976	12,000	38x13	71x51	258
Cognac	Gulf of Mexico	Shell	330	Tower	1978	34,000	50x26	122x116	380
Murchison	North Sea	CONOCO	156	Tower	1979	26,000	-	-	-
Namorado II	Brazil Namorado	PETROBRAS	195	Tower	1981	-	37x12	67x60	179
磐城沖プラットフォーム	福島県磐城沖	磐城沖石油開発他	154	Tower	1983	-	51x19	78x59	160
DP4	Libya	AGIP	172	-	1986	-	-	-	-
Hermosa	Santa Barbara Channel	Chevron U.S.A.	183	-	1986	-	-	-	-
	Gulf of Mexico	SOHIO	264	-	1986	-	-	-	-
DP3	Libya	AGIP	159	-	1987	-	-	-	-
Harvest	Santa Barbara Channel	Texaco	183	-	1987	-	-	-	-
Gail	Santa Barbara Channel	Chevron U.S.A.	225	-	1987	-	-	-	-
Boxer	Gulf of Mexico	Shell	229	Tower	1987	-	27x17	75x74	-
Green Canyon"A"	Gulf of Mexico	Mobil	232	Tower	1987	15,000	-	-	248
Tern	North Sea	Shell U.K.	167	-	1988	-	-	-	-
Kilauea	Gulf of Mexico	Texaco	188	Tower	1988	8,000	24x14	63x63	192
Bullwinkle	Gulf of Mexico	Shell	411	Tower	1988	49,000	49x43	148x124	416
Eider	North Sea	Shell U.K.	158	Tower	1989	-	-	-	-
Veslefrikk A	North Sea	Statoil	174	Tower	1989	9,000	18x18	55x55	184
Heritage	Santa Barbara Channel	Exxon	328	Tower	1989	36,000	-	109x84	333
Harmony	Santa Barbara Channel	Exxon	366	Tower	1989	44,000	-	117x91	371

ジャケット型プラットフォームのメリットとしては、全体重量が小さいことから地震時の慣性力を小さくでき、また、工場製作をするため厳密な品質管理が可能であること等があげられる。一方、ジャケットを固定するための杭打設に時間を要するため、重力型やテンションレグ型に比べると現地作業時間が長くなると同時に、鋼材を使用するため防蝕等のメンテナンスが必要となるというデメリットを有する。また、格点部の強度・精度はジャケット構造の重要な構造部分であり、製作・溶接等には厳しい品質管理を必要とする。

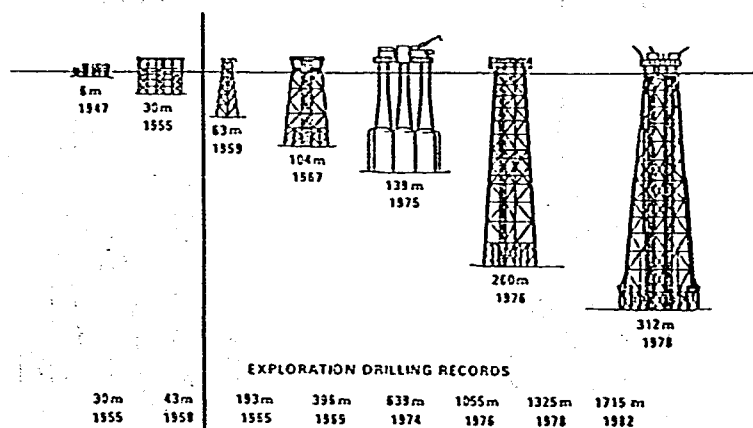


図-2.3 ジャケット型プラットフォームの変遷

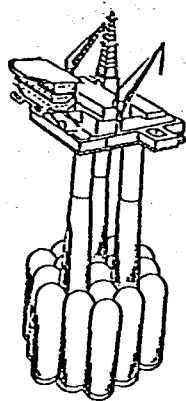
2) 重力型プラットフォーム

重力型プラットフォームの代表例としては、北海の石油・ガス生産、貯蔵、居住用コンクリートプラットフォームがあげられる。上記1)のジャケット型プラットフォームは地盤に打設した杭によって外力に抵抗するのに対し、重力型プラットフォームは自重と地盤に貫入させたスカートによって外力に抵抗する。構造部材としては、プレストレストコンクリート製、コンクリートと鋼の組合せ、合成構造、鋼製とさまざまであるが、水深の深い北海等では高強度のコンクリート製が一般的である。

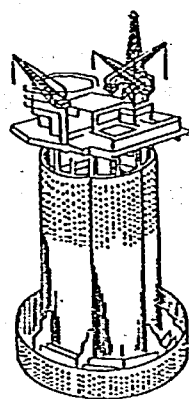
図-2.4は、北海に設置されたコンクリートプラットフォームの分類を示したものであり、CONDEEP型、DORIS型、SEATANK型、ANDOC型、MONOPOD型に分類される。これらは、海中部に貯蔵タンクを有しており、これが構造形式の特徴になっている。図-2.5は、CONDEEP型のプラットフォームの全体構造例を示したものである。

表-2.2は、水深100m以上の重力型コンクリートプラットフォームの実績を示したものである。最も深い海域では、水深251mという実績がある。

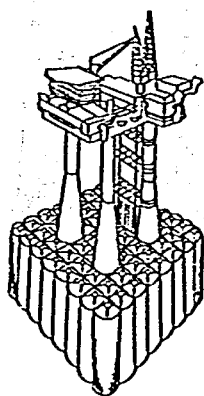
重力型プラットフォームは、全体重量が重く、地震時の慣性力も大きくなることから、海底地盤が軟弱な場所や地震力が支配荷重となるような場所にはあまり適さない。しかしながら、北海においては、海底地盤が良好で十分な地盤の支持力が得られること、地震はほとんど考慮しなくてよいことなどから、この形式のプラットフォームが採用される例が多い。また、コンクリート製とすることでメ



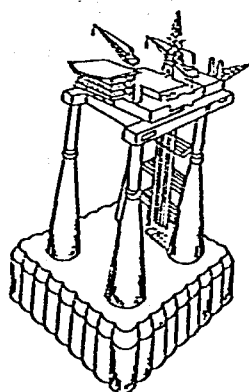
CONDEEP型



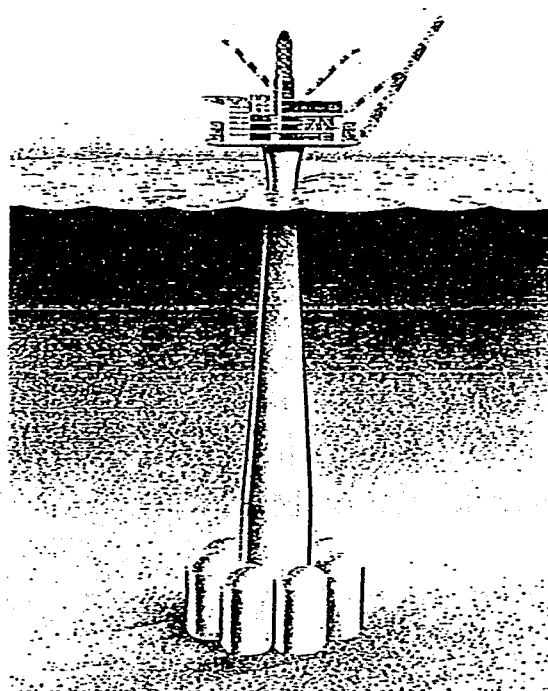
DORIS型



SEATANK型



ANDOC型



MONOPOD型

図-2.4 コンクリートプラットフォームの分類



表-2.2 水深100m以深の重力型コンクリートプラットフォームの実績

名 前	設 置 場 所	開 発 企 業 (オペレーター)	水深 (m)	構造形式	設置 (年)	コンクリート量 (m ³)	主要寸法 L x B x H (m) (m) (m)
Beryl A	North Sea	Mobil	120	Condeep	1975	50,000	100x90x145
Brent B	North Sea	Shell Esso	140	Condeep	1975	65,000	100x90x160
Frigg TP1	North Sea	Elf Total	104	Sea Tank	1976	70,000	72x72x125
Brent D	North Sea	Shell	140	Condeep	1976	65,000	100x90x160
Frigg TCP2	North Sea	Elf Total	104	Condeep	1977	62,000	100x89x128
Ninian 1	North Sea	Chevron	136	Doris	1977	138,000	φ 140x155
Statfjord A	North Sea	Mobil	145	Condeep	1977	87,000	100x89x176
Dunlin A	North Sea	Shell U.K.	151	Andoc	1977	100,000	100x100x180
Brent C	North Sea	Shell U.K.	141	Sea Tank	1978	107,000	105x105x161
Cormorant A	North Sea	Shell U.K.	150	Sea Tank	1978	130,000	100x100x171
Statfjord B	North Sea	Mobil	146	Condeep	1981	135,000	132x102x178
Statfjord C	North Sea	Mobil	146	Condeep	1984	135,000	132x102x178
Gulfaks A	North Sea	Statoil	135	Condeep	1986	-	-
Gulfaks B	North Sea	Statoil	141	Condeep	1987	-	-
Oseberg A	North Sea	Norsk Hydro	109	Condeep	1988	-	-
Gulfaks C	North Sea	Statoil	216	Condeep	1989	155,000	170x126x240
Draugen	North Sea	Shell	251	Monopod	(1993)	85,000	-

コンクリート量 (m³)

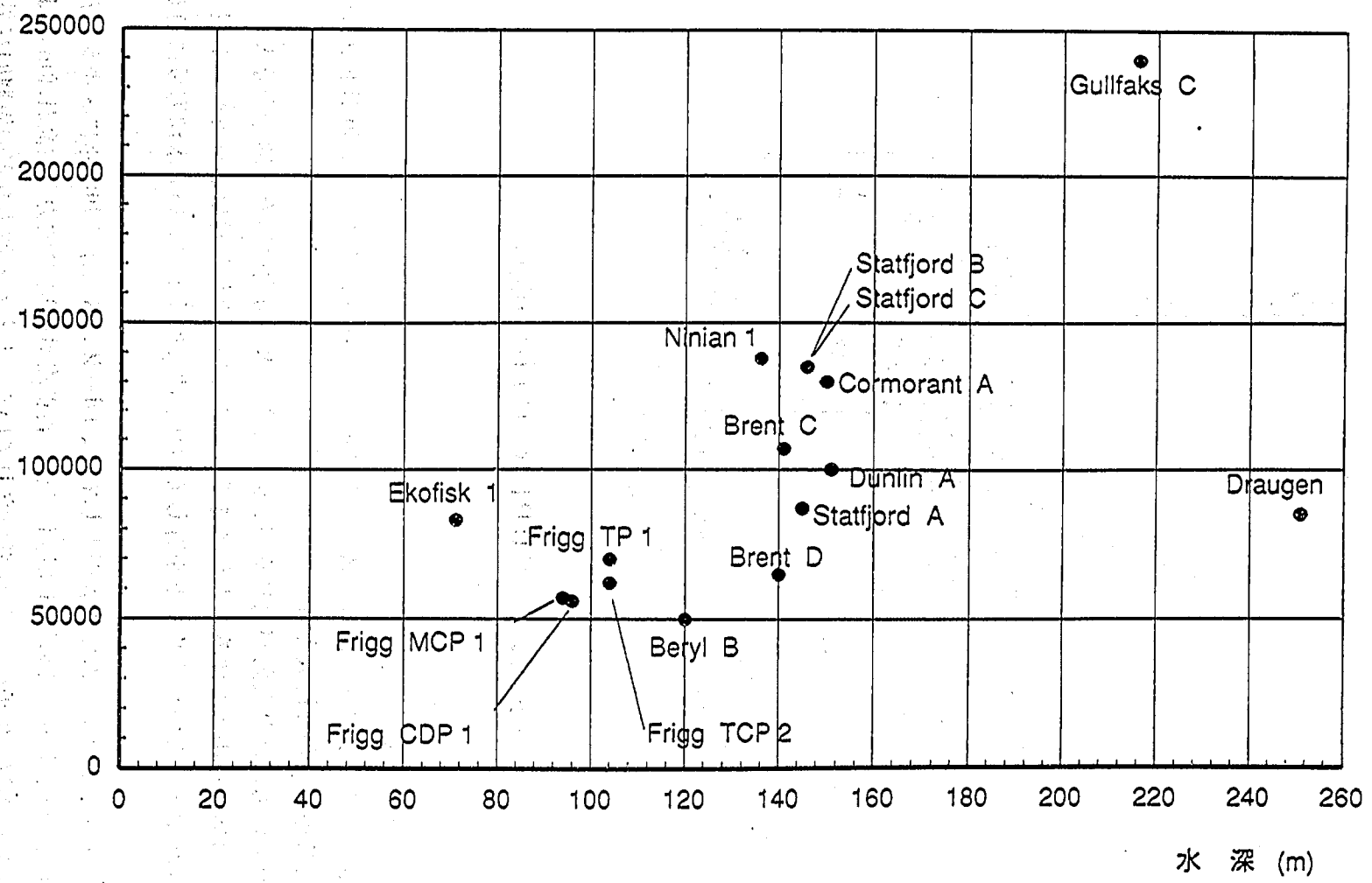


図-2.6 重力型コンクリートプラットフォームの水深とコンクリート量の関係

ソテナンスが不要となること、貯蔵機能を有することから水深が深くなるにつれて鋼製よりコンクリート製の方が経済的になること等からコンクリート製の重力型プラットフォームが採用されている。図-2.6は、表-2.2に示したコンクリート製のプラットフォーム水深とコンクリート量の関係を示したものである。

一方、アラスカ沖やカナダ沖においては、水深は浅いが、厳しい氷海条件であることから、重力式の人工島またはプラットフォームが一般に採用されている。アラスカ沖に設置されたプラットフォームの代表例としてはコンクリートと鋼のハイブリッド構造のSuper CIDS（図-2.7参照）があり、これでは 63kgf/cm^2 の結氷圧に耐えられるように設計されている。

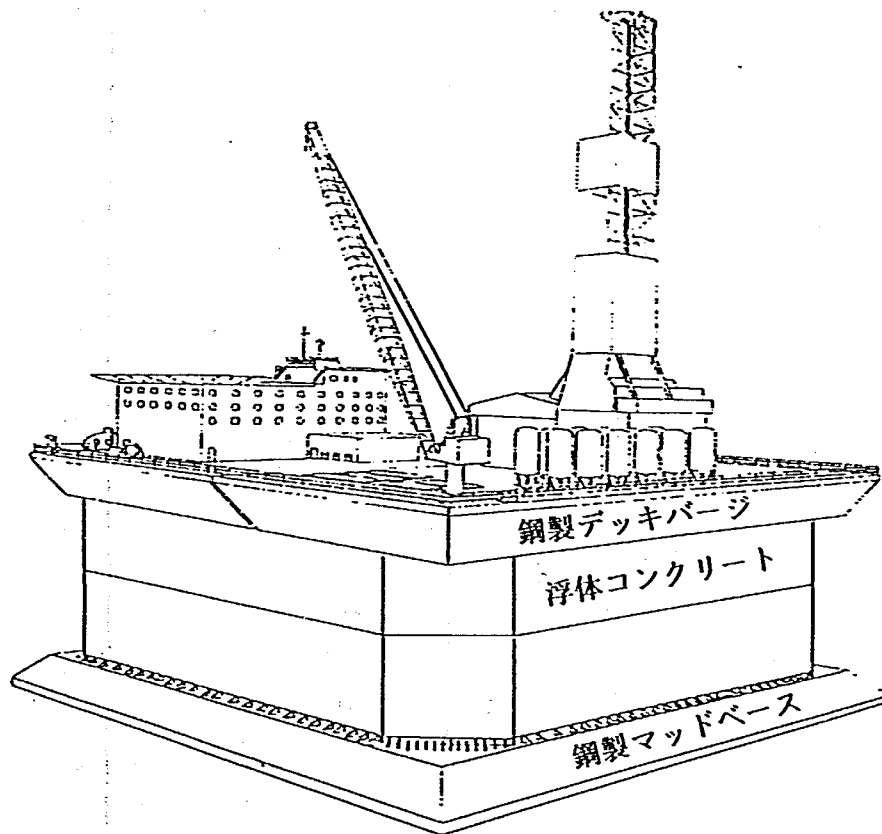


図-2.7 SUPER CIDSの構造

3) ガイドタワー型プラットフォーム

ガイドタワー型のプラットフォームは、スパッドスキャンと呼ばれる基礎部、矩形トラスのタワー部とタワーを支える係留索から構成される。

波などの周期的な外力により振動が生じるが、デッキ部の水平方向の固有周期を十分大きく設定することによって動的応答を小さくすることができる。このため、全体部材は、ジャケット型プラットフォームよりも軽減できるというメリットを有しており、波浪条件の厳しい大水深海域に適した構造形式である。

ガイドタワー型プラットフォームの代表例としては、図-2.8に示す1983年にメキシコ湾に建設されたLena Guyed Towerがある。この設計に際しては、再現確率100年の波力（波高21.9m、周期13秒）、風力（ 40m/s ）、潮流（ 0.9m/s ）が考慮されている。もともと波力などの周期的な外力による運動を許容する構造形式であるため、疲労に対する検討も行われている。ジョイント部については、

5.7秒と3.8秒の周期が、係留システム、杭については28秒の周期が最も厳しい条件となっている。基礎構造は、スパッドスキャンと杭の2つの形式について検討されたが、設置が容易であることと沈下防止が困難なことから杭構造が採用されている。

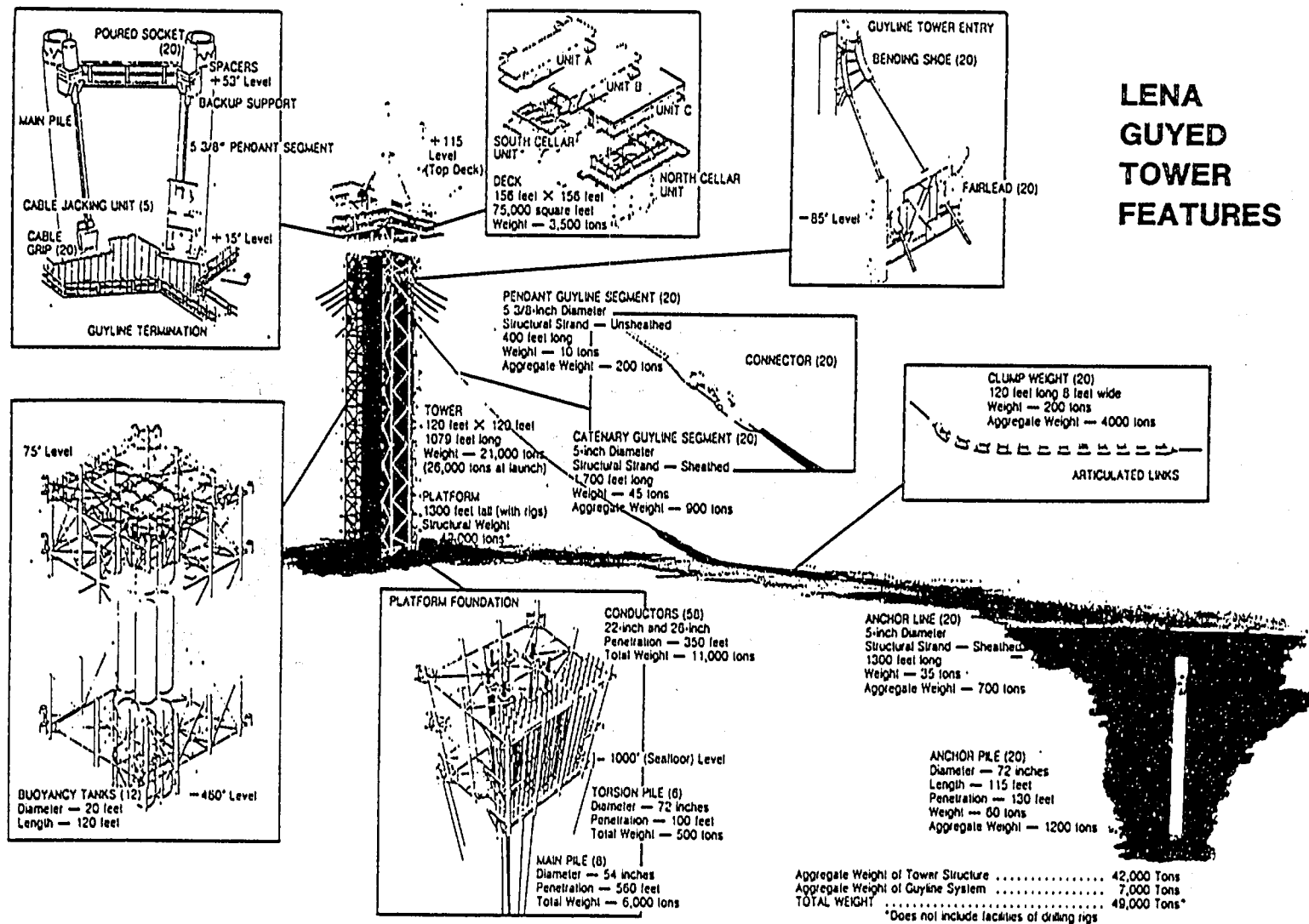


図-2.8 LENA GUYED TOWERの全体構造

4) テンションレグ型プラットフォーム

テンションレグ型のプラットフォームは、浮体構造のデッキをTETHERと呼ばれる鋼製のジョイントロッド、あるいは、高強度ワイヤーを用いて係留する構造を有する。浮体に働く浮力を利用して緊張係留することにより、デッキの動揺を水平方向のみに限定することができる。また、波の周期に比べてプラットフォームの固有周期を大きく設定することにより、動揺量を抑えることができ、波浪条件が厳しい大水深の海域に適した構造形式である。

テンションレグ型のプラットフォームの代表例としては、図-2.9に示す北海の水深148mの地点に建設されたHutton TLPが挙げられる。Hutton TLPは鋼製構造であるが、図-2.10に示すコンクリート製のTLPも建造が進められている。Hutton TLPは、表-2.3に示す条件下で限界状態設計法により設計されている。

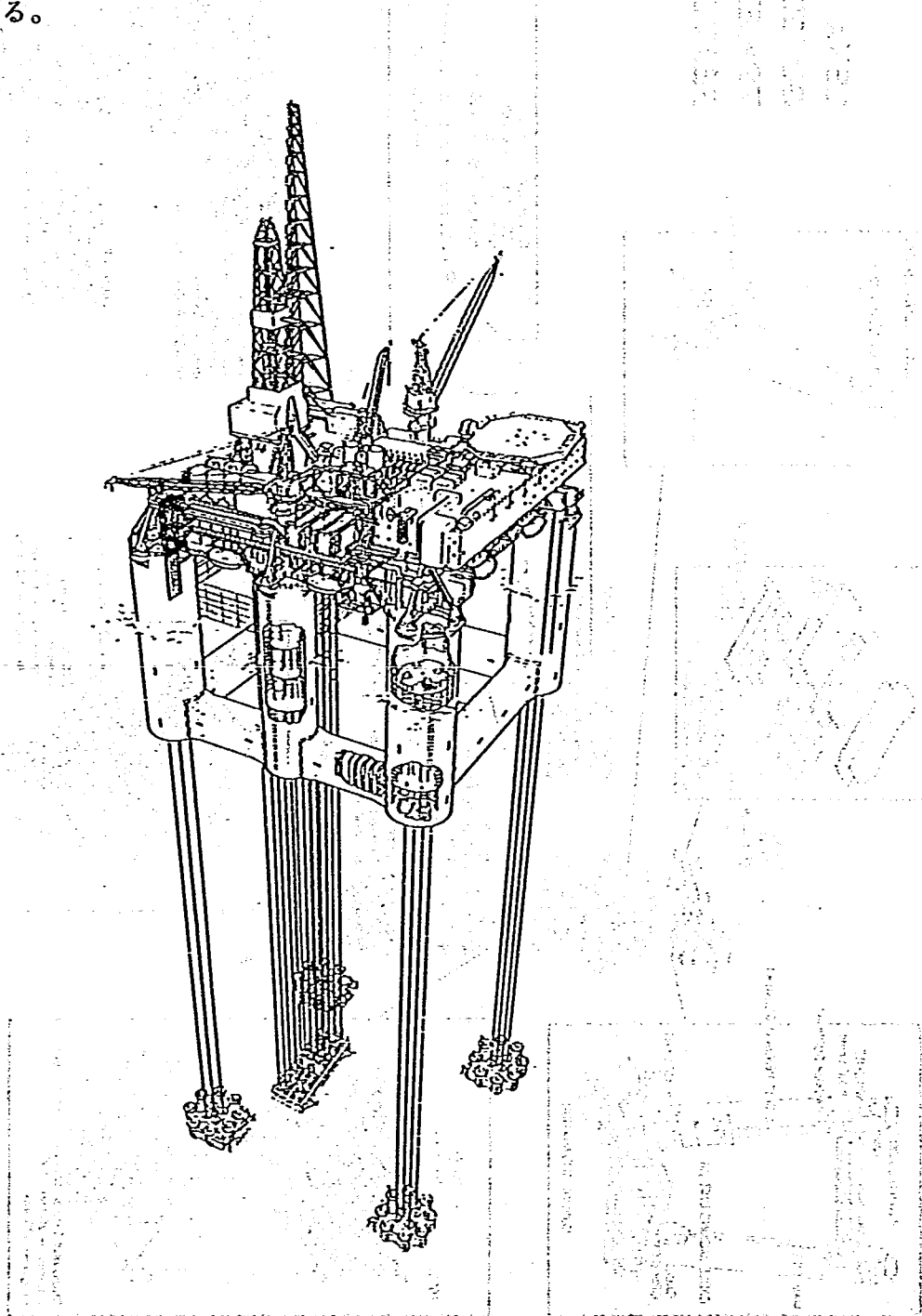
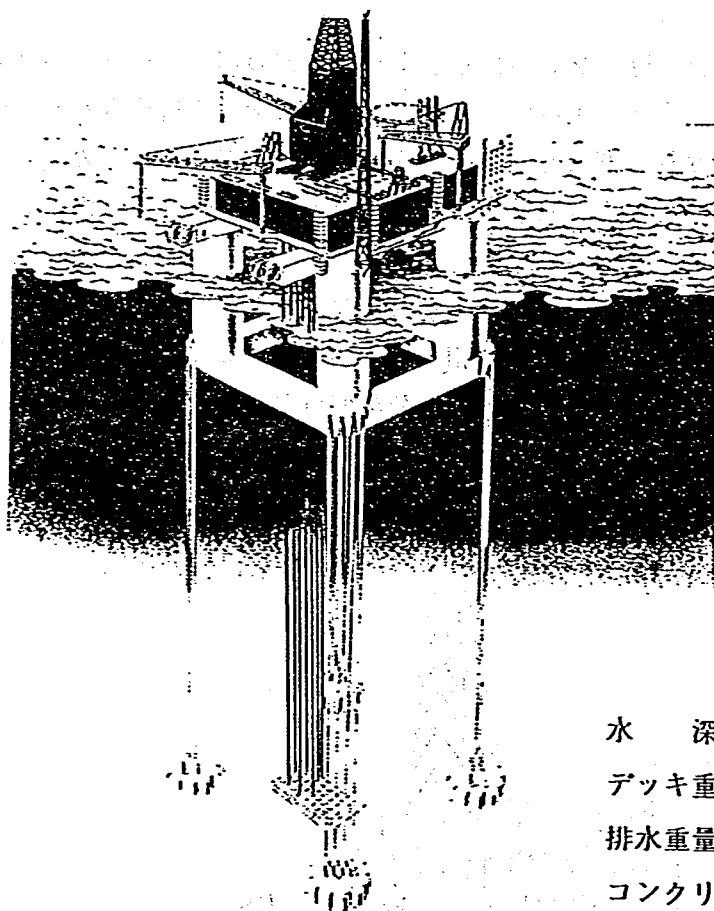


図-2.9 HUTTON TLPの構造



水深	:	350m
デッキ重量	:	43,200t
排水重量	:	288,200t
コンクリート量	:	63,100m ³
鉄筋量	:	23,000t
P C鋼材量	:	1,700t

図-2.10 コンクリート製のTLPの構造

表-2.3 Hutton TLPの設計条件

項 目		条 件
水深 (m)		148
風速 (m/s)		44 (1分間平均)
波	波高 (m)	30.3
	周期 (秒)	14.6~18.5
潮流 (流速 cm/s)		85
潮位差 (m)		2.9
固 有 周 期 (秒)	ヒープ	2
	サージ	50~60
	スウェイ	
	ヨー	42~48

(2) 移動式プラットフォーム

1) 半潜水型プラットフォーム

半潜水型プラットフォームは、図-2.11に示すように2列のポンツーン（バラストタンク兼フローター）、デッキ、ポンツーンとデッキを結ぶ脚柱、及び係留索から構成される。稼働中はポンツーンにバラストを張水し、水面が柱脚部にくるように沈めて安定を図り、アンカーチェーンによって係留する。移動性に優れていることから、石油・ガス試掘用のプラットフォームとして実績の多い構造形式である。

波浪中の安定性がよく、荒天時においても作業が可能なことから、北海のように気象・海象条件の厳しい海域での作業に適しているが、動揺量は相対的に大きい。また、鋼製が一般的であるため、メンテナンスやアンカーチェーンの耐久性について十分な配慮が必要とされる。

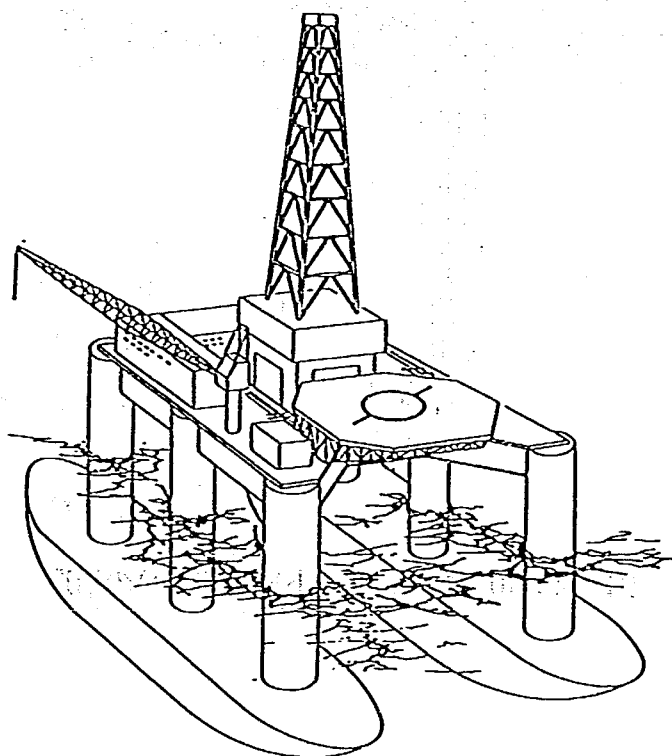


図-2.11 半潜水型プラットフォームの構造例

2) 甲板昇降型プラットフォーム

甲板昇降型プラットフォームは、図-2.12に示すようにフロートタイプのデッキとスパッドとしての柱脚及びスパッドの昇降装置から構成され、スパッドの設置、引き抜きはデッキ上の昇降装置によって行う。移動が容易なことから主として試掘用に用いられているプラットフォームであるが、大水深の海域には適さない。我が国においては、土木工事の海上作業に多く用いられている。

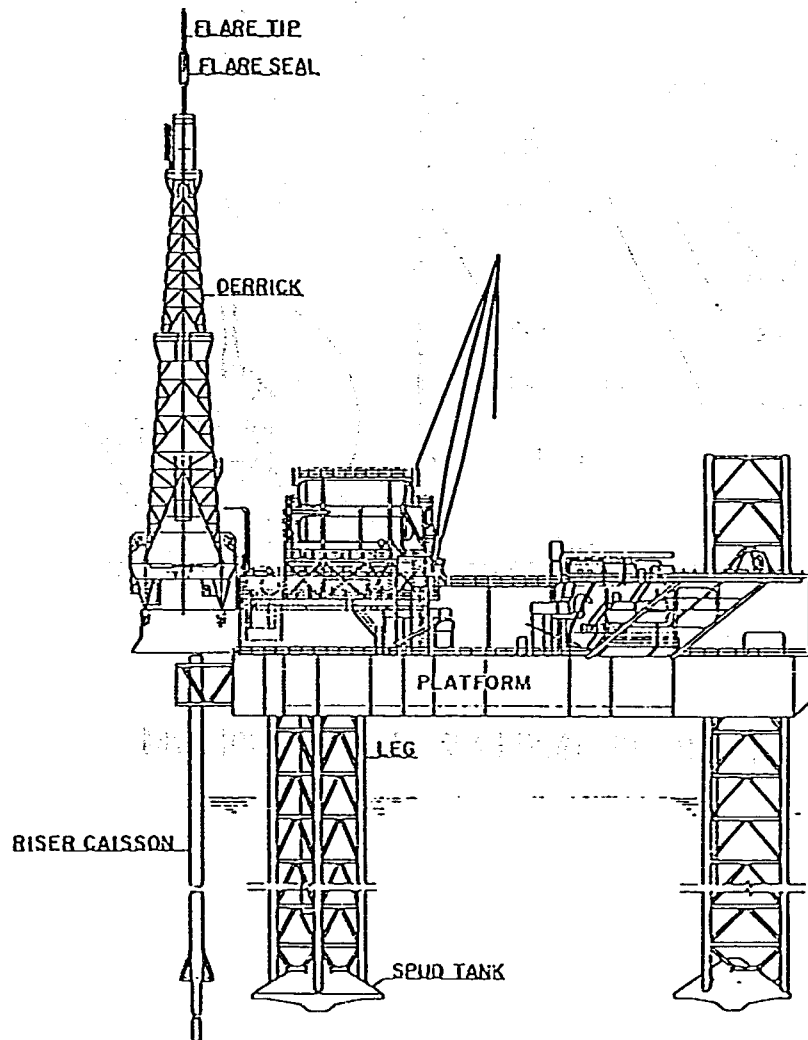


図-2.12 甲板昇降型プラットフォームの構造例

3) 係留型プラットフォーム

係留型プラットフォームは、図-2.13に示すように船舶またはバージをアンカーチェーンで係留して用いるプラットフォームである。移動性に優れるため、主として試掘用に用いられるが、波浪による動揺が大きいため利用海域は静穏海域に限定される。

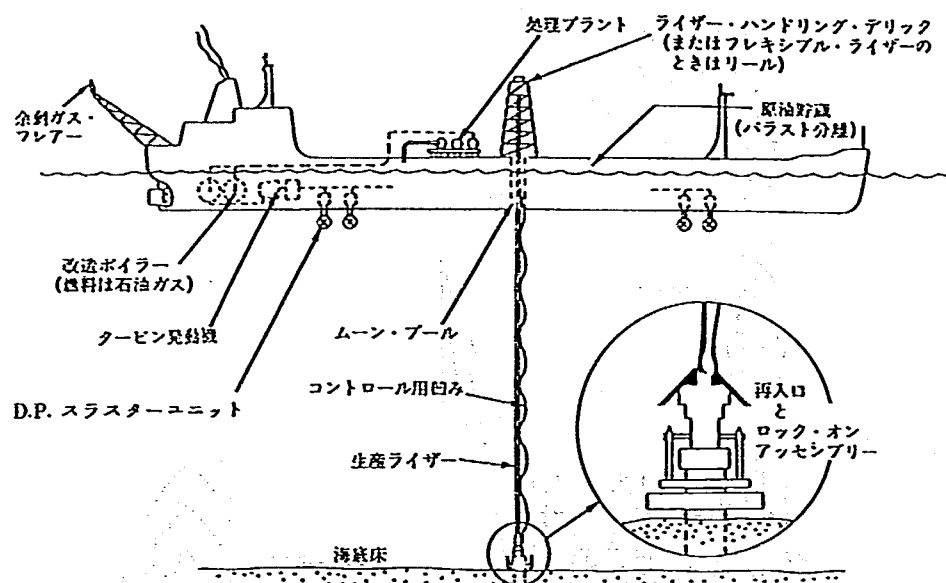


図-2.13 係留型プラットフォームの構造例

2.3 使用材料

プラットフォームに用いられる材料は、その用途・目的・機能・環境等で異なるが、基本的には、①鋼、②コンクリート、③鋼とコンクリートのハイブリッド（複合）に分けられる。

(1) 鋼

実績では、固定式・移動式の全ての構造形式に用いられている構造材料であり、プラットフォーム全体の重量を軽くできること、工場製作のため厳密な品質管理が可能であること、形状効果が容易であることといったメリットを有する一方、防食等のメンテナンスが必要となり、耐久性に劣る、氷荷重に抵抗するような大きな圧縮強度を要する部位に用いると経済的とならない、といったデメリットも有している。一般には、以下の性能が要求される。

a) 強度

プラットフォームの構造材としては、通常引張強さ 40kgf/mm^2 及び 50kgf/mm^2 の鋼材が用いられる。

b) じん性

部材の継手部において非常に高い応力集中部を有し、寒冷な海域では溶接欠陥などと相まって脆性破壊の危険性が高い。それゆえ、そのように応力集中の高い部分には母材及び溶接部に高いじん性の材料が用いられる。

c) 溶接性

ジャケットやクラスターの構造は、1箇所に多くの部材が集まり拘束が大きく、溶接熱影響部の低温割れとラメラティアが問題となる。この要因は、硫黄などの鋼材中の介在物、溶接による板厚方向の拘束及び溶接棒に含まれる水素による脆化であり、部材によっては低硫黄鋼を用いる。

(2) コンクリート

コンクリートは、主として重力式プラットフォームに用いられるが、テンションレグ式プラットフォームやデッキに用いる検討も進んでいる。北海で用いられているコンクリートは普通コンクリートであるが、アラスカ沖のプラットフォームで吃水制限の問題から軽量コンクリートが用いられている。鋼に比べ耐久性・耐火性・耐衝撃性に優れている反面、全体重量が重くなるため、地震が支配的となる場合や改訂地盤が軟弱である場合には重量増加に対する配慮が必要とされる。表-2.4は、既往のコンクリートプラットフォームの配合と強度を示したものである。図-2.14は、設置水深とコンクリートの圧縮強度の関係を示したものである。

コンクリートプラットフォームに対しては、一般に以下の性能が要求される。

a) 強度

大水深において所定の安全性を確保するために、材令28日で 600kgf/cm^2 以上の高強度が要求される。このため、骨材においても良質な材料が必要とされる。

b) 耐久性

厳しい海象条件のもとでの十分な耐久性が必要とされるため、施工が可能な範囲で水セメント比を小さくし、密実なコンクリートを打設することが必要とされる。また、氷海域においては、すりへりや凍結融解に対する対策も必要となる。

c) ワーカビリティ

鉄筋量が非常に多くなっているにもかかわらず、低水セメント比の流動性の悪いコンクリートを使

用しなければならないため、混和剤や新材料によってワーカビリティを向上させる必要がある。

コンクリートの圧縮強度(σ_{28} , kg/cm²)

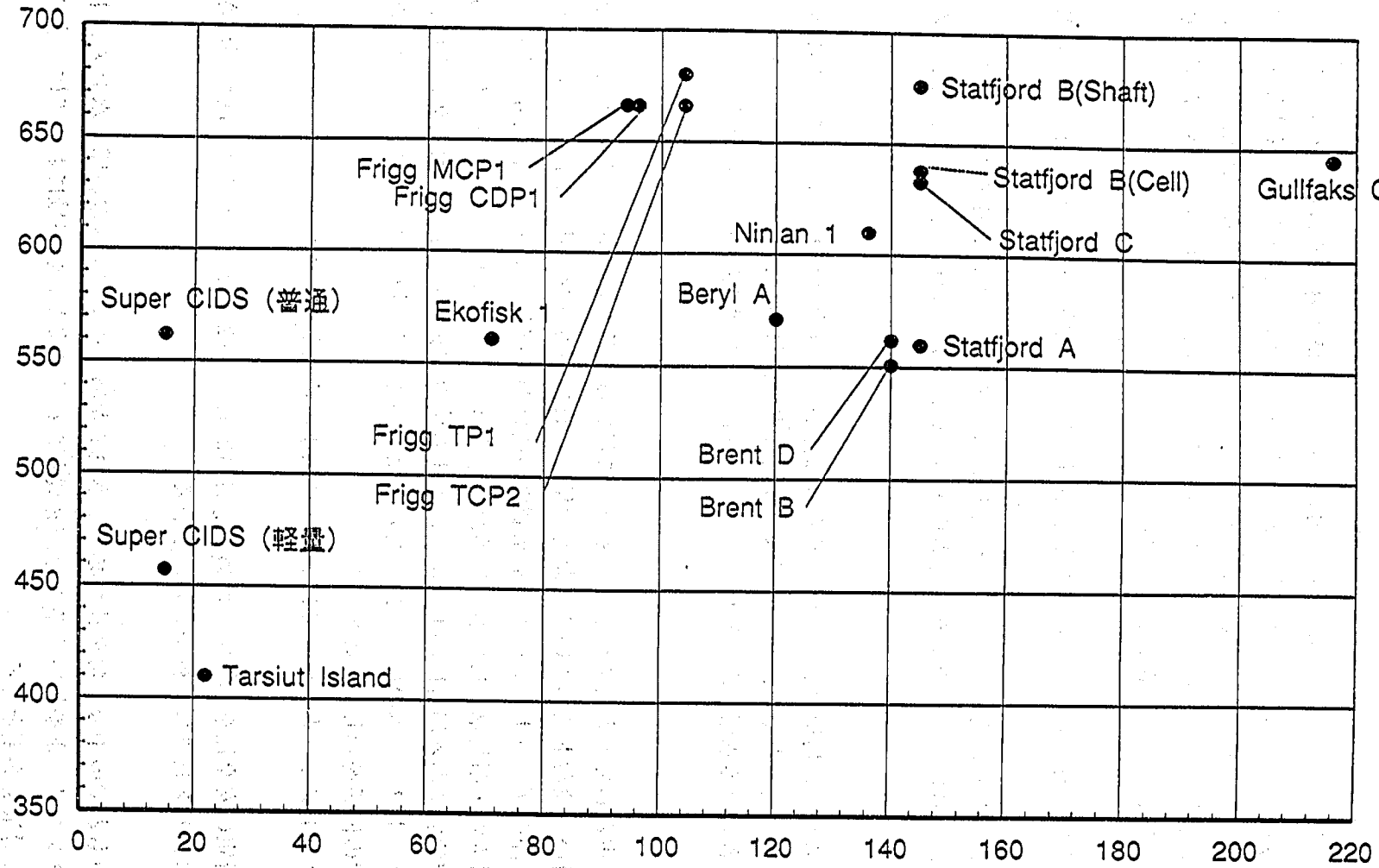


図-2.14 設置水深とコンクリートの圧縮強度との関係

表-2.4 コンクリートの配合と強度

名 前	区 域	水セメント比 (%)	セメント量 (kg/m ³)	単位水量 (kg/m ³)	粗骨材量 (kg/m ³)	細骨材料 (kg/m ³)	単位重量 (t/m ³)	スランフ (cm)	コンクリート強度 (kg/cm ²)
Ekofisk 1	北 海	-	-	-	-	-	-	-	$\sigma_{28}=561(\Delta\sigma=50)$
Beryl A	北 海	41	(SP30) 430	175	(10~32mm) 900	(0~10mm) 900	2.41	12	$\sigma_{28}=571(\Delta\sigma=42)$
Brent B	北 海	41	(SP30) 430	175	(10~32mm) 900	(0~10mm) 900	2.41	12	$\sigma_{28}=551(\Delta\sigma=40)$
Brent D	北 海	-	-	-	-	-	-	-	$\sigma_{28}=562(\Delta\sigma=30)$
Frigg MCP1	北 海	44	427	186	1,068	683	2.37	-	$\sigma_{28}=666(\Delta\sigma=36)$
Frigg CDP1	北 海	44	427	186	1,068	683	2.37	-	$\sigma_{28}=666(\Delta\sigma=36)$
Frigg TP1	北 海	44	420	183	1,176	672	2.37	-	$\sigma_{28}=680(\Delta\sigma=37)$
Frigg TCP2	北 海	44	427	186	1,068	683	2.37	-	$\sigma_{28}=666(\Delta\sigma=36)$
Ninian 1	北 海	40以下	F=105 C=425	-	-	-	-	20	$\sigma_{28}=610(\Delta\sigma=40)$
Statfjord A	北 海	-	-	-	-	-	-	-	$\sigma_{28}=560(\Delta\sigma=33)$
Statfjord B	北 海	-	-	-	-	-	-	-	Cell $\sigma_{28}=638(\Delta\sigma=40)$ Shaft $\sigma_{28}=676(\Delta\sigma=39)$
Statfjord C	北 海	42	(SP40A) 380	160	(5~20mm) 845	(0~5mm) 1,030	2.42	22	$\sigma_{28}=633$
Gallfaks C	北 海	43	380	160	(5~20mm) 945	(0~5mm) 940	2.45	23	$\sigma_{28}=645(\Delta\sigma=35)$
Tarsiut Island	アラスカ	-	-	-	-	-	1.95	7.5~10.0	$\sigma_{28}=410(\Delta\sigma=36)$
Super CIDS	アラスカ	28.9~32.0	-	-	-	-	1.84(軽量) 2.48(普通)	$\wedge'-29\pm2$ 打込 21 ± 2	$\sigma_{56}=457$ $\sigma_{56}=562$

注) 1) σ_{28} , σ_{56} は、各々28日強度,56日強度を示す。 2) $\Delta\sigma$ は、標準偏差を示す。

2. 4 海洋プラットフォームの支配的な設計条件

海洋プラットフォームを設計する場合の支配的な外力は、設置場所によって異なるが、①海象（波浪）、②氷、③地震、である。実績調査結果によれば、海象条件が支配的な荷重となっているものがほとんどであるが、これは、氷や地震が支配的な設計条件となるような地域に大型の海洋プラットフォームが設置されていないのが主要因である。

（１）海象

厳しい海象条件に適した構造形式としては、ガイドタワー型、テンションレグ型、半潜水型がある。いずれも構造物の固有周期を波浪の周期よりも十分に長くすることによって波浪応答の低減を図っている。すなわち、考慮する波の周期が10～15秒であるのに対し、これらの構造物のサージ、スウェイ、ヨウについての固有周期は25秒より大きく設定している例もある。

表－2. 5は、固定式海洋プラットフォームの設計海象条件を示したものである。

（２）氷

氷は、その結氷期間と形状によって、①結氷期間（1年氷と多年氷）、②形状（冰山と氷盤）に分類される。通常問題となるのは、1年氷の冰山と氷盤である。

氷による荷重は、構造物に氷が衝突するときの衝突力、氷が圧壊されながら構造物を通り過ぎる時の氷圧力、氷が構造物に凍着し、その凍着が切れる時の凍着力、また氷が構造物の斜面上をセリ上がる時曲げによって氷が破壊する時の氷の曲げ破壊による氷圧力、さらには氷が構造物の前面で座屈により破壊される時の氷の座屈破壊によって生ずる氷圧力、さらには、氷が構造物の前面で座屈により破壊する時の氷の座屈破壊によって生ずる氷圧力などがある。衝突力を別とすれば、これらの氷力はいずれも氷の破壊に伴って生じる。

氷盤が、風、波、潮流によって移動する時、運動エネルギーが十分に大きければ、構造物を通り過ぎるときに氷は破壊される。この破壊に必要な力が構造物に作用する外力となる。したがって、氷の破壊モードによって荷重の算定方法、大きさが定められることになる。

氷荷重としては、氷の圧壊による氷圧力が最も一般的であるが、凍着力、衝突力を考慮する必要がある。衝突力は、氷の運動エネルギーが大きければ氷が破壊されるため、このときの荷重が上限となる。

（３）地震

実績調査において、地震が支配的な設計荷重となっているのは、Hondo（米国）及び磐城沖プラットフォームのみであった。一般に、水平方向の固有周期が長いガイドタワー型、テンションレグ型では水平方向の地震力が問題となることは少ない。しかし、固定式のジャケット型、重力型では地震力が支配荷重となる場合も考えられる。ガイドタワー型やテンションレグ型においても鉛直方向の地震力に対する検討が必要となる場合もある。

福島県磐城沖に設置されたジャケット型プラットフォームでは、表－2. 6に示す地震力が検討されている。

表-2.5 固定式海洋プラットフォームの海象条件

	設置場所	水深 (m)	構造形式	波高 (m)	周期 (sec)	風速 (m/sec)	潮流 (m/sec)
Beryl A	North Sea	120	Concrete	29.5	17.0	67	1.2
Brent B	North Sea	140	Concrete	30.5	15.5	67	1.2
Frigg TP1	North Sea	104	Concrete	29.0	-	45	1.3
Brent D	North Sea	140	Concrete	30.5	15.5	67	1.2
Thistle"A"	North Sea	159	Jacket	28.5	-	67	-
Hondo	Santa Barbara Channel	255	Jacket	13.3	-	45	-
Frigg TCP2	North Sea	104	Concrete	29.0	-	67	1.2
Ninian 1	North Sea	136	Concrete	31.2	18.0	52	1.0
Statfjord A	North Sea	145	Concrete	30.5	-	67	1.2
Dunlin A	North Sea	151	Concrete	29.0	17.0	57	0.5
Brent C	North Sea	141	Concrete	30.5	-	56	1.4
Cormorant A	North Sea	150	Concrete	29.8	17.0	56	1.4
Cognac	Gulf of Mexico	330	Jacket	23.6	11.5	67	2.0
Murchison	North Sea	156	Jacket	29.0	-	-	-
Statfjord B	North Sea	145	Concrete	31.0	-	67	1.2
Namorado II	Brazil Namorado	195	Jacket	14.2	11.1	45	1.6
Lena	Lena (U.S.A)	305	Guide Tower	21.9	13.0	40	0.9
Hutton	North Sea	148	Tension Leg	30.3	18.5	44	0.9
Statfjord C	North Sea	145	Concrete	31.0	-	67	1.2
Kilauea	Gulf of Mexico	188	Jacket	21.3	13.3	48	-
Bullwinkle	Gulf of Mexico	411	Jacket	21.9	12.0	63	1.3
Veslefrikk A	North Sea	171	Jacket	28.0	-	-	-

表-2.6 磐城沖プラットフォームの設計地震

設計地震	強度レベル	再現期間：200年 加速度：デッキにおいて 水平：0.8g、鉛直：0.5g
	ダクティリティ レベル	再現期間：数1000年 (マグニチュードM=8、震央距離 $\Delta=42$ km)
部 材		構造部材 設備部材（タンク、配管、掘削リグ）

2. 5 プラットフォームの構造形式からみた橋梁への適用性

現在、比較的水深の深い位置に設定された橋梁基礎は、本州四国連絡橋の長大橋梁を始めとして、重力型の設置ケーソンが用いられる場合が多い。ただし、主塔基礎とアンカレイジでは、要求される機能が異なってくる。すなわち、主塔基礎は、数百mに及ぶタワーを支える基礎であるため、タワー自体が弾性変形することもあり、基礎には多少の変形は必ずしも主塔及び上部構造の安定性に及ぼす影響は少ないと考えられる。一方、アンカレイジの場合には、ケーブルの緊張管理が困難となるため、一般には変形を許容しない剛性の高い基礎が必要とされる。

基礎の軽量化を図るためには、海洋プラットフォームで作用されている種々の構造形式の採用が考えられるが、基礎をフレキシブル構造とした場合には、上部構造でこれに対処可能な検討が必要とされる。

海峡横断部の橋梁基礎は、海流等の環境条件の厳しい場所に設置されるのが一般的であるため、移動式の海洋プラットフォームは橋梁基礎には適さない。また、移動式の海洋プラットフォームは、もともと移動を前提として考えられた構造形式であるため、気象、海象条件等の厳しい場所での利用には適さないといえよう。

したがって、以下には橋梁基礎への適用の可能性がある固定式のプラットフォームの各構造形式について示す。

(1) ジャケット型

ジャケット型は、重力型に比較して軽いというメリットがある。現状の橋梁の基礎構造は、重力型であるため、地震時の安定を保つためには重量が必要となる。しかしながら、自重が大きくなると、同時に地震時の慣性力も大きくなり、これに抵抗するために、また、重量を大きくし、
いとい矛盾を生じる。こうした矛盾を解決する上で、自重が相対的に軽いジャケット型の適用が考えられるが、橋梁基礎のように大きな自重を支えるためには、現状の石油掘削用のプラットフォームよりもジャケット部材及びジャケットサイズを大きくする必要がある。

ジャケット型は、固定式であるが、マスコン構造ほどの剛性は有しておらず、変形が生じやすい構造形式である。どの程度の変形を許容できるかは上部構造とのバランスによるが、必要に応じて変形を制御できるような配慮が必要となる。このためには、ジャケットの剛性を高めて変形を小さくする方法が考えられるが、ジャケットの各所に免震、制震装置を取り付ける方法も考えられる。

また、ジャケット型は杭によって地盤に固定しているため、海底地形や地盤強度に対しては柔軟に対応することが可能であるが、海底地盤が岩盤の場合には杭を打設するために特別な工法が必要とされる。鋼製構造であるため、防食、メンテナンス等に配慮する必要があるとともに、疲労問題についても検討が必要とされる。

(2) 重力型

形状は異なるが、外力に対して自重で抵抗するという考え方は、現状の橋梁基礎の設置ケーソンと同様である。しかしながら、現状の円筒または矩形柱型の基礎は必ずしも合理的な基礎形状とは言えず、重心を下に下げて安定に対して有利な形状にするとともに、自重の軽量化を図って自重が支配要因とならないような形状の検討が必要とされる。

「ジブラルタル海峡連絡橋(図-2.15)」では、海洋プラットフォームとして多くの実績を有するコ

ンクリート製の重力型プラットフォーム構造を橋梁基礎として採用することが検討された。以下のその検討結果を示す。表-2. 7は、ジブラルタル海峡連絡橋の検討において考慮された設計条件である。

表-2. 7 ジブラルタル海峡連絡橋の設計条件

設計項目	設計条件
水 深	最大300m
潮 流	2.5m/s (海水面)
波 浪	$H_{1/3} = 10.6\text{m}$ (100年確率)
風 速	54m/s (150年確率風、高度10m)
地 震	0.27g (1000年確率)

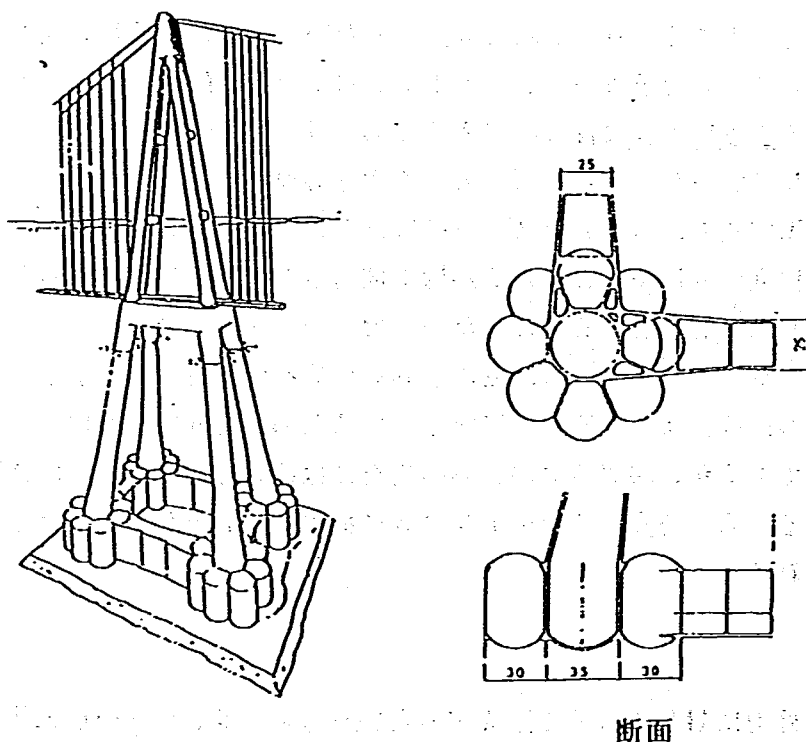


図-2. 15 ジブラルタル海峡連絡橋の下部構造の例

ジブラルタル海峡連絡橋の橋脚は、タワーベース（頂版）はボックスタイプとなっており、高さは約20mで橋脚の傾斜したコンクリート脚柱とメタルタワーを連結している。コンクリート脚柱の基部の間隔は、橋梁の支間や形式によって150m～220mとなる。また、十分な強度の確保とコンクリート量の低減のために脚柱は円管変断面構造であり、壁厚も変化させている。脚柱の頭部と基部は、地震時慣性力、上部構造反力、波力、潮流力によって曲げを受けるため、柱の直径を大きくしてあり、中間部分の柱は、最小断面としてある。

基礎部分は、薄い壁厚の円筒シェルからなるセルラー構造となっており、建設中や沈設時に作用する大きな水圧に対して有利な構造となっている。また、シェル下部には、鋼製スカート部を設け、これをサクションと自重によって地盤に貫入させ、滑動に対する安定を増している。この時、基礎と支持地盤の隙間は地盤反力が均等になるようにセメントグラウトを充填する。ただし、あくまで重力式であるため、杭式ほどの海底地形に対する柔軟性はなく、本構造形式を採用するに際しては、海底地盤の処理が必要とされる。

基礎連結材は4つの基礎を一体にするためにあり、矩形断面で高さは約30mである。また、これによって、底面積の拡大を図り、地盤反力の低減を図るとともに、転倒に対する安定を増している。

設計検討では、橋脚の安定に対して最も支配的となる荷重は地震力と船舶の衝突力であり、活荷重や風荷重、波力、潮流力は支配的となっていない。ここで、地震に対する検討は、加速度応答スペクトルを仮定し、これを用いて構造物の振動モードと動的応答値を求め、水の付加荷重を含めて等価な静的荷重を決めて行っている。

（3）ガイドタワー型及びテンションレグ型

この2つの構造形式は、水平方向に対してはフレキシブルな構造形式であるため、水平方向の地震力や波力に対しては経済的な断面となりえるが、定常的な外力（例えば、潮流力や風力）、または、長周期の外力による変形が大きくなりすぎ、上部構造に特別な工夫をしない限り、実質的な適用は難しいといえよう。

仮にこの形式を採用するとすれば、タワー部材、ケーブル、フローター等は、大きな自重を支えるために、既存の石油掘削用のプラットフォームより大きな断面を必要とする。また、上部構造に通常考えられる吊橋や斜張橋形式ではなく、フローティングブリッジや水中トンネル形式を採用し、そのアンカーとしてこれらのフレキシブルな構造形式を用いることが考えられる。

3. 海洋プラットフォームの準拠基準と耐震設計法

3. 1 耐震設計基準

表-3. 1は、海洋構造物の設計に際し準拠する主要な基準を示したものである。以下、各基準ごとに設計基準の概要を示す。米国及びカナダ沖におけるプラットフォームでは、API、ACI、ABSによる基準が用いられている場合が多い。また、北海においては、DNVによる基準が多く用いられている。

表-3. 1 海洋構造物に関する主要な設計基準

No	基 準 名	機 関	出 版 年
1	Rules for Classification of Fixed Offshore Installations	Det Norske Veritas (DNV) (英国)	1989年
2	Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms (API-RP2A, 19th ed.)	American Petroleum Institute (API) (米国)	1991年
3	Guide for the Design and Construction of Fixed Offshore Concrete Structures (ACI 357R-84)	American Concrete Institute (ACI) (米国)	1984年
4	Rules for Building and Classing Offshore Installations	American Bureau of Shipping (ABS) (米国)	1983年
5	Recommendations for the design and Construction of Concrete Sea Structures	Federal Internationale de la Precontrainte (FIP) (仏国)	1977年
6	鋼構造物設計指針、Part B: 特定構造物	土木学会(JSCE) (日本)	1977年
7	海洋コンクリート構造物設計施工指針(案)	土木学会(JSCE) (日本)	1977年

3.2 各基準の概要

上記の7つの主要な基準のうち、耐震設計法に関して比較すると、表-3.2の通りとなる。なお、各基準における耐震設計法の詳細は、参考資料に示す。

表-3.2(1) 耐震設計基準の比較

基 準	適用範囲	考慮する荷重	地震に対する取り扱い	耐震計算法等
1. D n V	固定式海洋構造物 (有人構造物対象)	永久荷重、活荷重、変形荷重 (温度、クリープ、不等沈下 等)、環境荷重(風、波、潮 流、温度、地震等)、事故荷 重	・極限状態の照査における再現 期間は100年 ・その他は適当なリスク解析に より適宜決定	a)応答スペクトル法による地震応答解析 ・地盤振動の3方向成分を考慮 ・水平主軸方向:100%、主軸直角方向:最低67% 鉛直方向:最低50%を考慮 b)時刻歴解析法による地震応答解析 ・代表的な地盤挙動の時刻歴を考慮 ・非弾性領域の応答解析に適用 ・固有周期の長い大水深のジャケットに適用
2. A P I	固定式海洋プラット フォーム (海洋資源掘削、開 発、貯蔵)	死荷重、活荷重、環境荷重(再 現期間100年の波、風、潮 流、地震、雪、氷荷重等)、 施工時荷重、移設荷重、動的 荷重、事故荷重	・強度レベル 耐用年数から判断して妥当な 地震に対して損傷しない ・ダクティリティレベル 耐用年数内で発生することが 希(例えば、再現期間200年) で多少の損傷は生じても決定的 な破壊は生じない	a)応答スペクトル法 ・6段階に分類された地震のリスクマップと3種類 の地盤に対応したスペクトルを設定し、エリア毎 の応答値を設定 ・地盤振動の3方向成分を考慮し、水平2方向は得 られた加速度をそのまま適用し、鉛直方向は1/2 を考慮 b)時刻歴解析法 ・非弾性挙動に対する解析
3. A C I	海洋環境下の固定式 R C / P C 構造物 (栈橋、防波堤、船 舶は除く)	死荷重、変形荷重(温度、不 等沈下、クリープ等)、活荷 重、環境荷重(再現期間100 年の波、風、潮流、地震、氷 荷重等)、事故荷重	・設計レベル 耐用年数から判断して妥当な 地震に対して損傷しない ・サハイパビリティレベル 耐用年数内で発生することが 希(例えば、再現期間200年) で多少の損傷は生じても決定的 な破壊は生じない	解析方法は動的解析とし、地盤と構造物の相互作用解 析の中で、境界要素法の直接法と間接法が示されてい る。
4. A B S	海洋構造物(杭式、 重力式、ガイドタワ ー式構造物)	死荷重、活荷重、変形荷重(温 度、不等沈下、クリープ等)、環境荷重(波、風、潮流 、地震、氷等)	A P I と同様	a)応答スペクトル法による地震応答解析 ・地盤振動の3方向成分を考慮 ・水平主軸方向:100%、主軸直角方向:67% 鉛直方向:50%を考慮 b)時刻歴解析法による地震応答解析 ・最低位3種類の時刻歴を考慮

表-3.2(2) 耐震設計基準の比較

基 準	適用範囲	考慮する荷重	地震に対する取り扱い	耐震計算法等
5. FIP	海洋環境下のRC/ PC構造物 (固定式、移動式、 浮体構造物は含むが、 棧橋、防波堤、船舶 は含まない)	死荷重、上載荷重、環境荷重 (波、潮流、風、氷、地震) 変形荷重(温度、クリープ等)	・使用環境状態 再現期間: 1カ月 ・極限環境状態 再現期間: 50~100年 ・極めて希な巨大地震 多少の降伏や損傷は発生して もよいが、破壊してはいけない	解析は、応答スペクトル法及び時刻歴法による。
6. JSCE (鋼)	設置式海洋構造物 (上部構造: 鋼管部 材等、基礎構造: 杭 基礎、重力式基礎)	永久荷重、活荷重、変形荷重 (温度、クリープ、不等沈下 等)、環境荷重(再現期間10 0年の波、風、潮流、氷、雪 地震等)、事故荷重	・上記DnV、APIに準拠し て作成され、両者と同じ。	a)動的解析を標準とし、応答スペクトル法あるいは時 刻歴解析法による b)地盤運動の3方向成分を考慮 c)解析モデルは3次元、2次元ではねじり応答に配慮
7. JSCE (コンクリート)	海洋に建設させるコ ンクリート構造物	死荷重、活荷重、船舶接岸力 、風荷重(再現期間50年)、 波力(再現期間50年)、流れ による流体力、静水圧及び浮 力、曳航時の動荷重、地震荷 重、土圧、コンクリート圧、 その他(衝突、氷、温度荷重)	明記なし	a)震度法及び修正震度法 ・動的特性の明確な構造物、過去に類例の多い構造物 はこれによる。 ・重要な構造物及び類例の少ない構造物では、動的 解析を併用 ・比較的剛な構造物: 震度法、固有周期が比較的長い 構造物: 修正震度法 b)変位法 ・海底地盤に埋設される管状構造物に適用 c)動的解析 ・一般に応答スペクトル法または時刻歴解析法

4. まとめ及び今後の課題

以上、海洋プラットフォームの実績及び耐震設計基準に関して調査整理した。海洋プラットフォームと橋梁基礎で大きく異なるのは、上部構造反力である。掘削リグの上部デッキは30,000 t f 程度であるが、橋梁基礎の場合には明石海峡大橋では90,000 t f となる。また、海外では地震を考慮していないが、国内の場合には地震に対する検討が不可欠となる。このため、海洋プラットフォームの技術を橋梁基礎に適用するに際しては、下部構造のみならず、上部構造を含めた検討が必要とされる。

現状で実施されている海洋構造物に対する耐震設計法は、橋梁や橋梁基礎あるいは、陸上構造物の耐震設計法と大きな相違はない。しかし、これまで施工された大水深の固定式の海洋プラットフォームは、地震地域に設置されていない。波浪条件が設計上の支配的な荷重となるため地震時における海洋構造物と流体からの動水圧を連成させた解析を前提とした耐震設計技術が今後の課題といえる。

今後、検討が必要な事項としては以下の点が上げられる。

(1) 上部構造

- ① 上部構造反力の軽減（軽量、高強度なケーブル・桁形式）
- ② 基礎で変形が生じる場合に安定性を確保できる上部構造の構造形式

(2) 下部構造

- ① 動的安定照査（滑動抵抗、支持抵抗の算定法、照査法）
- ② 不等沈下（不等沈下による基礎の傾斜と上部構造への影響）

(3) 動的解析手法

- ① 地震動の3方向成分
- ② 弾性レベル、非弾性レベル
- ③ 地震時動水圧の評価方法（流体と構造物の相互作用）

謝 辞

本調査の実施に際しては、米国プリンストン大学篠塚正宜教授の全面的な御指導を賜った。また、篠塚研究所の亀村勝美氏には数々の貴重な情報を賜った。さらに、第3章に示した設計基準のうち、A P I (American Petroleum Institute) による設計基準は、U J N R 耐風耐震構造専門部会の米側委員である Charles Smith 氏 (米国内務省鉱物管理部技術評価・研究部沖合鉱物管理研究企画課長) から提供していただいた。ここに記して厚く御礼申し上げる次第である。

参 考 文 献

- 1) Det Norske Veritas (DNV) : Rules for Classification of Fixed Offshore Installations, 1989
- 2) American Petroleum Institute (API) : Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms (API-RP2A, 19th ed.), 1991
- 3) American Concrete Institute (ACI) : Guide for the Design and Construction of Fixed Offshore Concrete Structures (ACI 357R-84), 1984
- 4) American Bureau of Shipping (ABS) : Rules for Building and Classing Offshore Installations, 1983
- 5) Federal Internationale de la Precontrainte (FIP) : Recommendations for the design and Construction of Concrete Sea Structures, 1977
- 6) 土木学会 : 鋼構造物設計指針、Part B : 特定構造物、1977
- 7) 土木学会 : 海洋コンクリート構造物設計施工指針(案)、1977
- 8) 後藤尚男、土岐憲三 : 水中橋脚の振動と耐震設計に関する基礎研究、土木学会論文集、第100号、963
- 9) 喜岡 渉 : 大型海洋構造物に作用する地震時付加重量、第28回海岸工学講演会論文集、1981
- 10) 田中良弘 : 円柱海洋構造物の地震応答解析、第30回海岸工学講演会論文集、1983
- 11) 清川哲志 : 流体の圧縮性を考慮した軸対象構造物の付加質量解析、第31回海岸工学講演会論文集、1984
- 12) 清川哲志、稲田 裕 : 圧縮性流体中の任意断面没水構造部に作用する地震時動水圧の解析、第37回海岸工学論文集、1990
- 13) 中村孝明、田中良弘、元良勇太郎 : 3次元任意形状海洋構造物の地震応答解析、第39回海岸工学論文集、1992
- 14) Goto, H. and Toki, K. : Vibration characteristics and aseismic esign of submerged bridge piers, Proc. 3rd world conf. on earthquake eng. New Zealand, 1965
- 15) Kubota, S. : Seismic force effect on submerged bridge piers with elliptic cross-sections, Proc. 3rd world conf. on earthquake eng. New Zealand, 1965
- 16) Liaw, C. Y. and Chopra, A. K. : Earthquake response of axisymmetric tower structures surrounded by water, Report No. UCB/EERC 73/25, Earthuake Engineerng Research Center, University of California, Berkeley, CA, 1973
- 17) Liaw, C. Y. and Chopra, A. K. : Dynamics of towers surrounded by water, Earthquake Eng. struct. dyn., 3(1), 1974
- 18) Liaw, C. Y. and Chopra, A. K. : Earthquake analysis of axisymmetric towers partially submerged in water, Earthquake Eng. struct. dyn., 3(3), 1975
- 19) Dixon, R., Liaw, C. Y. and Chopra, A. K. : Dynamic properties of San Bernardino intake tower, Report No. UCB/EERC 75/07, Earthuake Engineerng Research Center, University of California, Berkeley, CA, 1975
- 20) Byrd, R.C. : A laborf the fluid-structure interaction of submerged tanks and caissons in eqrthquakes, Report No. UCB/EERC 78/08, Earthuake Engineerng Research

Center, University of California, Berkeley, CA, 1978

- 21) Mei, C. C., Foda, M. A. and Tong, P. : Exact and hybrid element solutions for the vibration of a thin elastic structure on the sea-floor, Appl. Ocean Res., 1(2), 1979
- 22) Nilrat, F. : Hydrodynamic pressure and added mass for axisymmetric bodies, Report No. UCB/EERC 80/12, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, CA, 1980
- 23) Williams, A. N. : Earthquake response of submerged circular cylinder, J. Ocean eng. 13 (6), 1986
- 24) Tanaka, Y. and Hudspeth, R. T. : Restoring forces of vertical circular cylinders forced by earthquakes, J. Earthquake engng. struct. dyn. 16(1), 1988
- 25) Kokkinowrachos, K. and Thanos, I. : Structure wave interaction under earthquake excitation, Proc. 7th int. conf. OMAE, Houston, 1988
- 26) Goyal, A. and Chopra, A. K. : Earthquake analysis of intake-outlet towers including tower-water-foundation-soil interaction, J. Earthquake engng. struct. dyn. 18(3), 1989
- 27) Goyal, A. and Chopra, A. K. : Hydrodynamic and foundation interaction effects in dynamics of intake towers : frequency response function, J. Struct. Div. ASCE, 115(6), 1989
- 28) Williams, A. N. : Analysis of the base-excited response of intake-outlet towers by Green's function approach, J. Engng. struct. 13(1), 1991
- 29) Nakamura, T., Tanaka, Y. and Motora : Earthquake response of arbitrarily shaped structures in fluid, Proc. 10th world conf. on earthquake engng, Madrid, 1992

参 考 资 料

I. Rules for Classification of Offshore Installations (Det Norske Veritas, 1991)

II. Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platform (American Petroleum Institute, 1991)

III. Guide for the Design and Construction of Fixed Offshore Concrete Structures (American Concrete Institute, 1984)

IV. Rules for Building and Classing Offshore INstallations (American Bureau of Shipping, 1983)

V. Recommendations for the Design and Construction of COnsrete Sea Structures (Federal Internationale de la Precontrainte, 1977)

1. Rules for Classification of Offshore Installations (Det Norske Veritas, 1991年)

(1) 概要

Fixed Offshore Installationとは、浮体、非浮体、重力・杭・その他の手段で海底に支持、または固定されるあらゆる構造物、システムを総称（固定式海洋構造物）したものであり、基本的には有人の構造物を対象としている。本基準では、以下に示す内容を含んでいる。

- ① 材料
- ② 構造設計
- ③ 製作と建設
- ④ 輸送と設置
- ⑤ 安全と居住のためのシステムと設備
- ⑥ 掘削システムと設備
- ⑦ 生産システムと設備

(2) 考慮する荷重

設計で考慮する荷重は、以下のとおりである。

- ① 永久荷重
- ② 活荷重
- ③ 変形荷重（プレストレス、温度、クリープ、乾燥収縮、不等沈下等）
- ④ 環境荷重（風、波、潮流、氷、温度、潮位、地震等）
 - ・ 極限状態の照査における再現期間は100年とするが、その他の状態では適当なリスク解析によって適宜決定する。
- ⑤ 事故荷重

(3) 地震力の取扱い

解析方法としては、次の2つが示されている。

- ① 応答スペクトル法による地震応答解析
 - ・ 地盤振動の3方向成分を考慮し、水平主軸方向は得られた加速度をそのまま用い、水平主軸直角方向は最低67%、鉛直方向は最低50%を考慮する。
- ② 時刻歴応答解析法による地震応答解析
 - ・ 代表的な地盤挙動の時刻歴を考慮する。
 - ・ 非弾性領域の応答解析に適用する。
 - ・ 固有周期の大きい大水深のジャケットに適用する。

(4) 基準の目次

パート3 第1章 構造設計一般

1. 一般
2. 材料の選定
3. 環境条件
4. 設計方針

5. 設計荷重

6. 鋼構造物の設計

7. アルミニウム構造物の設計

8. コンクリート構造物の設計

9. 基礎の設計

10. 防食

パート3 第4章 設計 鋼製ジャケット型プラットフォーム

1. 一般

2. 構造物のカテゴリーと材料の選定

3. 設計荷重

4. 応答解析

5. プラットフォームの構造設計

6. 基礎の設計

7. 架設及び組立

8. 運搬及び設置操作

9. 操業中の調査

(5) 地震に関する規定

Part.3 Chapter.1 構造設計一般 Section. 5 設計荷重

I 100) 一般

101) 建設地域の地震活動度に関する明らか、かつ、詳細なデータがある場合には、これに基づいて地震力を設定する。

102) このような地震活動度に関する情報が不十分な地域においては、過去の地質学的な歴史や地震活動に関する調査を行い、これに基づき地震力を決定する。

103) もし、建設地域の地震活動度が活発で、構造物が地震により影響を受ける場合には、次の事項に関する評価を行う。

- － 断層位置及びその系列
- － 震央距離及び焦点距離
- － ひずみエネルギーの解放に関する震源メカニズム
- － 震源からの距離減衰特性

地盤振動に影響を及ぼす局地的な地盤条件も考慮に入れる。

104) 津波の発生が明らかな場合をこれを考慮する。

C 400) 地震荷重

401) 設計地震荷重は、適切に建設地域において期待される地盤振動を表現しうるものとする。このため、振幅、振動数、継続時間に関して適切に評価しなければならない。局地的な地盤条件についても考慮に入れる。

402) 設計地震荷重は、時刻歴波形、または応答スペクトルのいずれかで表わす。建設地点における標準スペクトルが明らかな場合はこれを使用してよい。

403) 応答スペクトル法により解析を行う場合は、応答に寄与する主要な全ての振動モードを考慮す

ることとする。モード応答の最大値を組み合わせる場合は、振動モード間の相関性を考慮することとする。

注) 次の組み合わせ係数(最小値)が通常使用されている。

- － 構造物に対して最も厳しい条件となる水平方向(例えば、主軸)に関しては100%
- － 上記に直交する方向に関しては67%
- － 鉛直方向に関しては50%

404) 時刻歴解析を行う場合には、基礎～構造物の応答は、代表的な時刻歴波形いくつかについて解析する。

405) 構造物と基礎の動的挙動は、3次元解析モデルを用いて把握する。土と構造物の動的相互作用解析において、3次元モデルと同等の精度が得られる場合には、2次元モデル、または軸対象モデルを用いてもよい。地盤振動の特性、地盤・地質条件、減衰特性、その他のモデル化におけるパラメーターが不確実な場合は、通常パラメーター解析を行ってその感度を検討する。

406) 地震が局所的に引き起こす影響の可能性について配慮する。これは、海中斜面崩壊、基礎地盤中の過剰間隙水圧、あるいは、地盤の変位等の基礎のスラブ、杭、スカート、パイプライン等に影響を及ぼすものを指す。

Part.3 Chapter.4 設計：鋼製ジャケット型プラットフォーム Section. 3 設計荷重

C 400) 地震荷重

401) 耐震解析では、地盤振動は応答スペクトル、あるいは、時刻歴波形により定義する。

注) 解析方法は、考慮している問題によって選定する。

- － 長周期を有し、かつ、土と構造物の動的相互作用の影響が重要な大水深のジャケット構造物では、時刻歴解析が推奨される。
- － 非線形領域の応答解析を行う場合は、時刻歴解析が推奨される。

402) 時刻歴地震応答解析を行う場合は、構造物と基礎の応答は、代表的ないくつかの時刻歴波形に対して行うこととする。

403) U L S (限界状態設計)を行う場合には、荷重の組み合わせb) (Ch. 1、Sec. 5、表F 1あるいは表G 1による)を考慮する。

注) 地震滑動度の小さい地域、または中間の地域では、U L Sによる照査は省略し、耐震解析はP L Sによる照査に限ってもよい。

II. Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms (American Petroleum Institute、1991年)

(1) 概要

本基準は、海洋資源の掘削、開発、貯蔵に供する固定式海洋プラットフォームの計画、設計、施工に適用する。

(2) 考慮する荷重

設計で考慮する荷重は、以下のとおりである。

- ① 死荷重
- ② 活荷重
- ③ 環境荷重（再現期間100年の波、風、潮流、地震、雪、氷荷重及び地盤変形によって発生する荷重）
- ④ 施工時荷重
- ⑤ 移設荷重
- ⑥ 動的荷重（波、風、地震、機械等によって発生する動的荷重）
- ⑦ 事故荷重

(3) 地震力の取扱い

構造物の耐用年数から判断して妥当と思われる地震に対しては損傷しない「強度レベル」と耐用年数内に発生することは希であり（例えば、再現期間200年）、多少の損傷はしても決定的な崩壊は生じない「ダクティリティレベル」の2つの状態を考慮する。

解析方法としては、次の2つが示されている。

- ① 応答スペクトル法による地震応答解析
 - ・ 6段階に分類された地震のリスクマップと3種類の地盤（岩、浅い沖積層、深い沖積層）に対応したスペクトル図を掲載し、エリア毎の応答値を設定。
 - ・ 地盤振動の3方向成分を考慮し、水平2方向は得られた加速度をそのまま適用し、鉛直方向は1/2を考慮する。
- ② 時刻歴応答解析法による地震応答解析
 - ・ 非弾性挙動に対する解析方法

(4) 基準の目次

方針

まえがき

用語の定義

第1節 計画

1. 1 一般
1. 2 運転条件の考慮
1. 3 周辺環境条件の考慮
1. 4 現地調査－基礎

- 1. 5 設計周辺環境条件の選択
- 1. 6 固定式プラットフォーム
- 1. 7 安全に対する考慮
- 1. 8 規則
- 第2節 設計基準及び手順
 - 2. 1 一般
 - 2. 2 荷重条件
 - 2. 3 設計荷重
 - 2. 4 組立及び装備力
- 第3節 鋼製構造設計
 - 3. 1 一般
 - 3. 2 円筒部材の許容応力度
 - 3. 3 円筒部材の組み合わせ応力度
 - 3. 4 円錐部材
- 第4節 結合部
 - 4. 1 引張・圧縮部材の結合
 - 4. 2 拘束及び収縮
 - 4. 3 円筒状ジョイント
- 第5節 疲労
 - 5. 1 疲労設計
 - 5. 2 疲労解析
 - 5. 3 非円筒状部材と結合部の S - N 曲線
 - 5. 4 円筒状部材と結合部の S - N 曲線
 - 5. 5 応力集中ファクター
- 第6節 基礎設計
 - 6. 1 一般
 - 6. 2 杭基礎
 - 6. 3 杭の設計
 - 6. 4 軸方向荷重に対する杭の支持力
 - 6. 5 軸方向引張荷重に対する杭の引き抜け力
 - 6. 6 杭の軸方向特性
 - 6. 7 横方向力を受ける杭に対する地盤反力
 - 6. 8 群杭効果
 - 6. 9 杭壁厚
 - 6. 10 杭断面の長さ
 - 6. 11 浅い基礎
 - 6. 12 浅い基礎の安定
 - 6. 13 浅い基礎の静的変形
 - 6. 14 浅い基礎の動的挙動
 - 6. 15 浅い基礎の水力学的不安定

6. 16 浅い基礎の設置及び撤去

第7節 他の構造部材及びシステム

7. 1 上部構造設計

7. 2 鉚桁設計

7. 3 クレーン支持構造

7. 4 構造結合に対するグラウト杭

7. 5 吊り綱システム設計

第8節 材料

8. 1 構造鋼材

8. 2 構造鋼管

8. 3 円筒状ジョイント用鋼材

8. 4 セメントグラウト及びコンクリート

8. 5 腐食保護

第9節 図化及び設計詳細

9. 1 一般

9. 2 概念図

9. 3 入札図及び設計詳細

9. 4 設計図及び設計詳細

9. 5 組立図及び設計詳細

9. 6 工場図

9. 7 架設図及び設計詳細

9. 8

第10節 溶接

10. 1 一般

10. 2 資格

10. 3 溶接

10. 4 記録及び報告書

第11節 組立

11. 1 組立

11. 2 腐食保護

11. 3 構造材料

11. 4 運搬

11. 5 記録及び報告書

第12節 架設

12. 1 一般

12. 2 運搬

12. 3 運搬船からのジャケットの移動

12. 4 建設

12. 5 杭の架設

12. 6 上部構造の架設

12. 7 溶接装置の設置

第13節 点検

13. 1 一般

13. 2 検査機器

13. 3 検査官

13. 4 製作検査

13. 5 運搬、固定、運送検査

13. 6 架設検査

13. 7 点検報告書

第14節 現地調査

14. 1 一般

14. 2 調査官

14. 3 調査水準

14. 4 調査頻度

14. 5 予備選定調査域

14. 6 記録

解説 ・地震基準

- ・許容応力度及び組み合わせ応力
- ・最小耐力要求
- ・円筒状ジョイント
- ・疲労、第5節
- ・杭の粘土中の軸方向支持力
- ・軸方向繰返し荷重による杭の支持力ガイドライン、6.4.5節
- ・基礎、6.12節－6.16節
- ・構造結合へのグラウト杭、7.4節
- ・材料、第8節
- ・溶接、10.2.2節

(5) 地震に関する規定

R P 2 A : 固定式海洋プラットフォームの計画、設計、施工

第1章 計画

1. 3 環境考慮

1. 3. 7 地形条件

1.3.7b) 地震

地震活動度が高いと決定される地域においては、プラットフォームの設計において地震力を考慮する。地震活動度は、過去の地震記録、その大きさ及び発生頻度に基づき考慮される。海洋構造物の設計のための地域の地震活動度は、これらの構造物に対する損傷の大きさに関して評価される。米国海岸地域における地震危険度の詳細は、図解-2.3.6-1に示される。地域の地震活動度は、また、詳細な調査の結果に基づいて決定してもよい。

地震に対する考慮は、プラットフォームを設置する海底地盤の地震による液状化、海底すべりによる不安定さ、断層から現地までの距離、プラットフォームの耐用年数間に期待される地震動特性、操業において受け入れられる地震危険度の調査を含む。水深の浅い地域のプラットフォームでは、つなみにより発生する力の影響を検討しなければならない。

1.3.7c) 断層

いくつかの海洋地域においては、垂直あるいは水平移動の可能性がある断層面が海底につながっている。断層移動は、地震活動、深い貯水域からの流体の除去、あるいは、大規模な体積や浸食に関連する長期のクリープの結果として起こる。可能ならば、海底にある断層面の近くに施設を設置することは避けるべきである。構造物を断層面近くに設置する場合には、プラットフォームの設計において、期待される移動の大きさと時間スケールを地形学的な調査を基本にして評価する。

1. 5 設計環境条件の選定

プラットフォームの設計において選定する環境条件は、所有者により決定される。設計環境条件は、1.3節に記述される環境情報、または過去の経験が限られる場合には危険度解析を含む情報により設定される。危険度解析は、歴史的な経験、プラットフォームの計画年数と使用性、人命の損失、公害の防止、いくつかの平均期待再現期間についての環境条件に対して設計されたプラットフォームの評価額、種々の再現期間を有する環境条件を受ける時のプラットフォームの損傷及び損失の確率、プラットフォームの損傷及び製品の損失を含む損失による経済的損失、かたづけ、プラットフォームと再ドリルのための井戸の置き換え等、を含む。

指針としては、海洋気象設計基準についての再現期間は、プラットフォームの計画年数の数倍をとる。メキシコ湾における主要なプラットフォームの経験によれば、100年の海洋気象設計基準を使う。危険度解析によって、設計基準のための再現期間を調整してもよい。しかしながら、設計イベントが予告無しに起こるところ、有人プラットフォームで遠距離にあり避難に時間を要する等の制約がある場合には、100年以上の海洋設計基準を考慮すべきである。

構造物は、限界荷重を与える風、波、潮流、条件の組合せに対して、それらの同時発生確率（大きさ及び方向）を考慮して設計すべきである。ほとんどのプラットフォーム形式に対して、卓越する設計流体動荷重は、第2の役割を果たす風と潮流と同時に、波による。このため、設計条件は、特定の再現期間を有する波の条件及び設計波に存在する潮流と風からなる。ガイドタワー式やテンションレグ式プラットフォームのような複雑な構造については、風と潮流がより重要となる。このため、設計条件を重ねて考慮しなければならないことになり、例えば、(1)100年波と関係する風と潮流、(2)100年風と関係する波と潮流、となる。

損傷及び崩壊の危険について、2段階の地震環境条件を設定する必要がある。(1)プラットフォームの耐用年数を超えない範囲で現地において起こり得る地震動、(2)希に起こる強い地震による地震動、である。

動水力のガイドラインは、2.3.4節に、耐震設計は、2.3.6節に記述されている。

推奨される安全性と許容応力のファクターは、ガイドラインに従い構造物の設計において使われる。安全性のより低いファクターは、参照レベルの力によって要求される安全性を超える環境荷重に関して使われる。しかしながら、増加する環境荷重と安全性の低下は、少なくとも参照レベルの強度と等しくなるようにする必要がある。

第2章 設計基準及び手順

2.3 設計荷重

2.3.6 地震

2.3.6a) 一般

このセクションでは、地震動に対するプラットフォームの設計のガイドラインを与える。強度レベル (Strength Requirement) では、プラットフォームの強度と剛性は、構造物の耐用年数を越えない範囲で起こり得る地震動レベルに対して構造的な損傷を受けないようにする。ダクティリティレベル (Ductility Requirement) では、構造物の耐用年数内で希に起こる地震に対しては、構造的な損傷は生じてもよいが、その崩壊をは防ぐように十分な余耐力を有するようにする。

本ガイドラインでは、現状の技術で可能な範囲の規定を示したものであり、地震に対して十分に耐えられるようにするためには、全体構造の剛性、ダクティリティ、及びジョイントの強度と適切な細部構造と溶接等の施工を行って適切なバランスを有する構造を設計することが最も重要である。

本ガイドラインでは、鋼製フレーム構造の設計方法を対象とし、この節では、地震動による振動応答のみを扱っている。Sec. 1.3.7及び1.3.8 (例えば、地盤の大変形及び不安定問題等) に示される他の重要な項目は、別途検討する。

2.3.6b) 耐震設計のための事前検討

1) 地震活動度の評価

地震活動が活発な地域では、設計に用いる地震動の強度と特性は、地域の特性を考慮し、地域内の活断層、断層の種類、地震の最大マグニチュード、地震発生活動度、断層からの距離、距離減衰、地盤条件等を考慮する。

強度レベルを満足させるために、プラットフォームは、Sec. 1.5に従って決定される平均的な再現期間を有する地震動に対して設計する。

希に起こる大きな地震時の地震動の強さは、ダクティリティレベルを満足させるために特別な解析が必要かどうかを決定するために決定する。

2) 地震活動度の低い地域の評価

地震活動度の低い地域におけるプラットフォームの設計は、通常、地震よりも暴風、あるいは、他の外力により決定される。強度レベルの設計における地盤加速度が0.05 g (例えばメキシコ湾) よりも小さい地域では、地震に対する解析は必要とされない。これは、他の荷重による設計で十分に地震力に耐えられるためである。

強度レベルにおける地盤加速度が0.05 g ~ 0.10 g の範囲の場合には、強度レベルの地震の代わりに、希に起こる強い地震の強度と特性を用いて強度レベルが満足されるかどうかを考慮してもよい。この時、デッキ付属物は、Sec. 2.3.6e2) に従って強度レベルの地震に対して設計し、ダクティリティレベルは照査する必要はない。チュウブラージョイントは、部材の引張荷重及び圧縮座屈荷重のかわりに計算されたジョイント荷重を使って、2.3.6e1) に示す許容応力度に対して設計する。

2.3.6c) 強度レベルに対する設計

1) 設計基本

プラットフォームは、強度レベルの地盤振動による生じる慣性力に対して抵抗できるように設計する。解析手法は、応答スペクトル法、もしくは、時刻歴解析法等の動的解析手法を用いる。

2) 構造モデル

動的解析に用いるマスは、プラットフォームのマス、構造体や付属物内部に封入された流体、及び付加的なマスからなる。付加マスは、個々のフレーム構造や付属物の軸方向に直交する方向の振動によって移動したマスとして評価される。個々のフレーム構造や付属物の軸方向の振動に対しては付加マスは無視してよい。

解析モデルとしては、プラットフォームの剛性やマスの分布を考慮した3次元モデルを含む。プラットフォームの剛性やマス分布が非対称の場合は、ねじり振動応答が生じるためこれを考慮する。

鋼製構造の動的特性の弾性計算では、モード減衰定数として5%を考慮するが、他に使用できるデータがある場合は、他の減衰定数を用いてよい。

3) 応答解析

応答スペクトル法を用い、1種類の設計スペクトルが水平2方向に適用される場合には、モード応答の合成にCQC法を、2方向の応答を合成する場合には、SRSS法を用いてよい。他の合成手法を用いる場合には、コーナー部の脚及び杭に対する荷重を過小評価しないようにしなければならない。応答スペクトル法を用いる場合には、応答の適切な評価のために必要とされるモード数を考慮する。全体の応答に最もよく寄与する少なくとも2つのモードとねじり振動モードを3つの主軸方向それぞれに対して考慮する。

時刻歴応答解析を行う場合には、設計に用いる応答値は考慮した時刻歴応答の各々の最大値の平均値とする。

地震荷重は、重力、浮力、静水圧等の同時に載荷される荷重と組み合わせる。重力による荷重としては、プラットフォームの死荷重（構造体、付属物等を含む）、実際の活荷重、及び最大供給・貯蔵荷重の75%を含む。

4) 応答照査

部材応力度の算出に際しては、地震荷重による応力度は、重力、浮力及び静水圧による応力と組み合わせる。強度レベルの地震力に対しては、基本AISC許容応力度は70%割り増す。地盤と杭の特性及び杭の設計方法は、特別な検討を基本として決定する。これらは、設計荷重、施工方法、土の特性に対する地震影響、及び軸方向及び横方向の耐力に対して適切に土の特性を考慮する。杭基礎の剛性及び耐力は、軸方向及び横方向の応答を計算する方法によって扱う。

2.3.6d) ダクティリティレベルに対する設計

1) 地震活動度が活発な地域に建設されるプラットフォームが希に起こる強い地震時でも崩壊を防ぐための適切な余剰耐力を有するように確保することを目的とする。ここでは、あるプラットフォームの強度レベルの設計において満たされていれば、適切なダクティリティの明らかに解析的なデモは必要としない。これらの構造～基礎システムは、希に起こる大きな地震の強度と強度レベルの地震動に対する比が2以下の場合の地震活動度の活発な地域における適切なダクティリティは既に解析的に示されたものと同様である。

2) 構造物が、希に起こる大きな地震の強度と強度レベルの地震動に対する比が2以下の地域に建設されるならば、8本以上の脚を有するジャケットタイプの構造物のダクティリティ解析は不要である。希に起こる大きな地震により生じる地盤振動下、杭は土中で安定していることがわかる。構造物及び釣り合い部材を構成する上で、次の条件が付随する。

— ジャケットの脚は、強度レベルの地震荷重の2倍の地震力を用いて上記c)を満足するように

設計する。

- － 垂直フレームにおける斜めのブレース材は、水平フレーム間のせん断力が引張、圧縮斜めブレース材にほぼ等しく配分されるように構成させる。また、K型のブレース材は、圧縮ブレース材が座屈した時にパネルがせん断を伝達することができなくなるところでは使われない。ジャケットとデッキ間のフレームなどの部分を含むこれらの条件が満たされないところでは、構造部材は、強度レベルの2倍の地震力を用いて上記c)を満足するように設計する。
- － 水平部材は、垂直フレームの水平フレーム位置の隣り合う全ての脚間に用意される。そして、これらの部材は、隣接する斜めのブレース材の座屈により生じる荷重の再分配を支持する十分な圧縮耐力を有するようにする。
- － 垂直フレーム内の主部材の細長比 ($K l / r$) の上限を80とし、それらの厚さと直径の比の上限は $1900 / F_y$ とする。ここで、 F_y の単位は ksi (F_y が MPa の場合は、 $13100 / F_y$) である。垂直フレーム内の結合部における全ての非チューブ部材は、強度レベルの2倍の地震力を用いて上記c)を満足するように設計するか、AISC基準に従って設計する。

3) 上記の条件を満足しない構造～基礎システムは、崩壊することなしに、希に起こる強い地震に対しても耐えられることを示すための解析を行う。希に起こる大きな地震の特性は、建設地点の検討に基づき求められる。構造～基礎システムの安定性の照査は、強い地盤振動に対する構造物及び土の応答を合理的かつ適切に求められる解析的手法でなければならない。構造物及び土要素のモデルは、繰返し荷重下における強度と剛性の低下特性、軸力と曲げの相互作用、静水圧、局所的な慣性力を含む。構造物の弾性、非弾性変形において作用する荷重の $P-\delta$ 効果は、これを考慮する。

2.3.6e) その他のガイドライン

1) チューブラージョイント

強度レベルの設計水平加速度が $0.05g$ 以上の地域において、構造物の極限挙動に適切であるように、主部材のジョイントは、引張降伏荷重あるいは圧縮座屈荷重のいずれかによって大きさを決める。

ジョイントの耐力は、ブレースにおける押し抜きせん断、あるいは、垂直荷重を基本として決定される。弦壁における許容押し抜きせん断応力、 v_{ps} 、と許容ジョイント耐力、 P_j 及び M_j 、は70%まで割り増ししてよい。 v_{ps} を定める際の A は次式により算定する。

$$A = \sqrt{(f_{AX}^2 + f_{IPB}^2 + f_{OPB}^2)} / F_y$$

ここで、 f_{AX} 、 f_{IPB} 、 f_{OPB} は、重力、静水圧、浮力と組み合わせた強度レベルの2倍の地震力により弦材に生じる応力、あるいは、ジョイントから離れた弦の全耐力のいずれか小さい方とする。

2) デッキ付属物及び設備

デッキ、配管、その他の付属物は、それらを支持するプラットフォームの主要な振動モードの固有周期よりも大幅に小さくなるように設計する。強度レベルの地震により局部的に生じる加速度に耐えられるように設計する。プラットフォームの近い固有周期を有する部分は、プラットフォームの解析により求められた床の応答スペクトルを用いるか、プラットフォームモデルに特別に含めるかして局所的な動的影響を検討して設計する。設備等は、基本許容応力度において $1/3$ 増加させて設計する、

〔耐震設計基準に関する解説〕

C 2. 3. 6 地震

C2.3.6a) 一般

米国の海岸域は、地震活動度の大きい地域であり、これらの地域に建設される固定式海洋プラットフォームの設計に際しては、地震に抵抗できるように設計しなければならない。他のほとんどの施設と同様に、起こり得る最大の地震力に対して、一切損傷のないように設計することはできないし、また、これは通常経済的とはいえない。したがって、ガイドラインでは、プラットフォームの耐用年数を越えない範囲で起こり得る中程度の地震に対しては主要な構造的な損傷を受けないように設計する。希に起こる大きな地震に対しては構造的な損傷が生じてよいが、プラットフォームの崩壊は防ぐことを意図している。

第1段階の強度レベルに対しては、中程度の地震に対して、主要な構造的な損傷がないように設計する。強度レベルの設計に用いる地震動は、Sec. 2.3.6. b1) で推奨される現地調査を行って設定する。構造部材は、全断面の降伏強度あるいは座屈強度を越えないように設計する。

構造物内に生じる地震力は、地盤振動により生じ、地震力の大きさは、構造物及び基礎の剛性に依存する。他の外力とは異なり、構造物や基礎の部材の非弾性降伏や座屈によって構造物の剛性が小さくなると地震力は一般に小さくなる。自重が作用する中で構造物が不安定となることなく、非線形挙動が起こる場合には、降伏力に耐えるよりもさらに大きな地震力に対して耐えることができる。

強度レベルの地震を考慮して南カリフォルニア沖に建設されたジャケット式のプラットフォームでは、希に起こる大きな地震に対しても崩壊することなしに耐えられることが解析的に示されている。このような地域におけるこの種の構造物については、必要なダクティリティを確保するための構造形状及び部材配置に関するガイドラインが示されている。これらのガイドラインが適用できないところでは、希に起こる大きな地震に対して構造物を解析するための基準が含まれている。

C2.3.6b) 耐震設計のための事前検討

1) 地震活動度の評価

設計基準は、外力に関する記述及び適切な構造を確保するための要件からなる。設計基準の目的は、構造物が必要な強度及びじん性を有するように構造部材を配置するために、設計者が相対的に簡単でかつ実地的な解析手法を使うことができるようにすることを目的とする。外力は、建設地点における設計レベルの外力を示すために、応答スペクトルまたは一連の地震波形で特定する。

この章では、スペクトル及び地震記録示している。設計基準における構造的な部分については、構造モデル、応答解析、許容応力や安全率を含む応答照査からなる。設計基準におけるこれらの観点は、信頼できる設計を確保するためにまとめられたものである。

建設地点の現地調査は、設計基準のための地震動を作成するための基本となる。特に、地震発生度の高い地点（ゾーン3～5）及び地震荷重が構造設計に大きく影響を及ぼす地点の場合には重要となる。現地調査を行うことは、地震動の特性に関する情報を設計の中に組み入れることによって第1に行われる。

プラットフォームは、強度レベルとダクティティレベルを満足しなければならないので、2つのレベルの地震動強度を考慮する：

- (1) プラットフォームの耐用年数を越えない範囲で起こり得る地震動（再現期間が波に対して設計する場合よりもいくらか長い。地震動強度の推定の不確定性と波に対する設計と地震に対す

る設計の要求条件を考慮する、南カリフォルニアにおける永久構造物の代表的な再現期間は200年)

(2) 希に起こる大きな地震による地震動(再現期間が数百年~2、3千年の地震動)

第1のレベルは、構造物の弾性設計のための入力、第2のレベルは、構造物がこのような希に起こる大きな地震に対する解析が必要かどうかを決定することが必要とされる。

ここに示す現地調査は、地震動を作成する際のデータ、理論、判断のための枠組みを示している。広範囲の専門知識の集約が必要であるとともに、多くの工学的判断が必要とされる。設計基準の現実的な選択のためには以下の段階の配慮が必要である。

現地調査のためのフレームワークとしては、以下の4項目に関して検討される。以下の各ステップの検討の詳細度は、データ観測の継続、データの利用率及びデータ解析手法による。次の4つのセクションでは、現地調査を行う上で考慮すべきデータソース、解析手法、及び判断について示す。

a. 地震テクトニクと現地条件

その地域において、どこで、なぜ、いつ地震が起こるかを説明する必要がある。ここでは、その地域における地震動の発生と伝播特性を知るために、全ての活用できるデータと理論を地震テクトニクモデルと呼ばれるモデルに集約、合成することが必要とされる。これは、震源推定、距離減衰、現地評価の3ステップに分けられる。

— 震源推定

最初に起こり得る地震震源を特定しなければならない。地震震源は、過去の地形、歴史、計測に基づく地核の弱い領域である地形学的な特性として定義される。

震源の位置及び形状は、過去の地震により観測されたデータ、地球物理学的なデータ、海岸からの推定によるテクトニクの設定及び構造的な地形に基づく。発見できない断層や特定できない震源からの過去の地震等を考慮するために、均一な範囲の震源が導入される。

再現期間で表現される震源の活動割合は、マグニチュードの関数として地震数の時間的な分布により定義する。活動割合は、観測及び記録された地震活動により用意されたヒストグラムを基本として定量化できる。累積変位、近年の断層滑り率、セグメント、一回当たりの変位、破壊長などの地形学的なデータは、地震データを補強する上で使うことができる。特に、再現期間の長い地震を決める際に使われる。地震データや地形データが希薄な場合は、地震学的、地形学的に類似した他の地域のデータを用いてよい。特定の震源の割合は、全領域の地震活動度の割合の数パーセントとして割り当ててもよい。

希に起こる大きな地震のマグニチュードは、震源の種類及び形状に関する歴史的な地震活動及び地形学的なデータから推定することができる。

— 距離減衰

距離減衰は、地震震源の種類、地震のマグニチュード、地形学及び地質学的な特性、震源からの距離の関数として地震動の減衰を定義するために作成される。強度、振動数成分、連続性、地盤振動の変化における大きな変化は、震源から現地までの伝播経路に沿う波動伝播の結果として起こる。

距離減衰は、観測記録の統計的な処理によりよく導かれている。もし、活用できるならば、震源、現地、震源から現地までの地形、地質の類似した過去の地震の中から選定するのがよい。最近、地震震源、距離減衰、局地的条件を表現する解析モデルも開発されている。しかしながら、そのような解析を可能にするために導入された単純化、限られたデータ及び知識のために必要な仮定は、大きな不

確実性をもたらす。解析モデルは、もし、過去の経験データと適切に再評価されていれば、地震の減衰の影響を現実的に特性付けることを約束する。

距離減衰の評価は、構造物の応答に最も関連する地盤振動パラメータに焦点を絞らなければならない。ピーク地盤加速度は、振動固有周期が短い剛構造物の被害を推定するために役立つ手段となる。しかしながら、中～大水深に設計される海洋プラットフォームのように長周期を有する柔構造物の被害推定に対しては有効ではない。このような構造物に対しては、構造物の基本固有周期の範囲における速度応答スペクトルがより地震による被害を推定する上で役立つ指標となる。

－ 現地評価

地域的な現地条件は、地震による表面波及び実体波の特性に影響を及ぼす。この影響は、第一には、例えば、海盆の端部への近接度、あるいは、不連続性、土質条件などの局地的な地形の関数となる。地震テクトニック特性のために、現地条件の詳細な評価は必要ではない。一般に、距離減衰の誘導に関係する。局地的な現地条件の影響は、地盤振動特性においてより明確に取り扱われる。

b. 地震観測評価

ここでは、現地における強振動に寄与する地震特性を決定する前ステップにおいて作成されたデータを使う。地震特性は、構造物の耐用年数を越えない範囲の起こり得る強度レベルの地震及び希に起こる大きな地震のために、決定しなければならない。一般に、地震特性は、マグニチュード及び震源からの距離によって表される。

異なる震源からの異なる地震は、異なる周期を有する振動を起こす。例えば、近接した震源からの地震は、より短い周期を有する振動を生じる。一方、より遠い震源からの地震は、より周期の長い振動を生じる。このため、同一の再現期間を有するいくつかの地震を考慮することが適切である。地震のマグニチュードと距離の組み合わせが地震を定義するという知識は、同様のマグニチュード及び距離を有する地震により記録された地震動の精査により設計地盤振動の評価を行うことができる。

－ 強度レベルの地震

強度レベルの地震の選定は、(1)地域の確率的な解析及び(2)地域における個々の断層及び主要な歴史地震からの結果に基づく。確率的解析は、地盤振動の与えられたレベルに関連する各震源の相対的な寄与を設定するための地域の全ての震源に生じる地震の全確率を考慮するための手法を与える。速度スペクトル、最大速度、最大加速度のような種々の地盤振動パラメータを制御する震源の設定を行うことができる。

地震評価解析の際には、モデルが地震テクトニックの設定の合理的な表現であることを確実にするために、特別な配慮が必要とされる。入力パラメータに対する感度分析は行う必要がある。特別な注意が、不確実性を含む仮定された距離減衰の影響に対して払わなければならない。現地における異なる震源の地震動への寄与及び相対的重要性を定量化すると同時に、地震特性を特定するための解析を用いること、解析結果は、地盤振動の絶対値を決定するための解析を使うことに比較して、距離減衰を使うことはより感度が低い。

確率的解析に加えて、確定的評価は、全ての適切な地震の種類を考慮することを確保することによって、の確率的解析のチェックとして機能する。確定的なアプローチは、局地的な例外とモデルにおいて適切に考慮されていない特別な震源を考慮する上で助けとなる。

解析結果を使う上でのもう1つのアプローチは、望ましい再現期間に関連する選択された地盤振動パラメータ（歴史的、有効な地盤加速度は選定されている）の値を計算することである。そして、次

のステップとして、これらの値は適切な標準スペクトルの大きさを決める上で使われる。距離減衰に関連する不確実性のため、解析結果から計算された地盤振動値は、注意深く解釈されなければならない。

もう1つのアプローチは、確率的スペクトルを作成するために解析結果を使うことである。確率的スペクトルは理論上は最もよく危険度に関しては全ての震源の影響を反映するが、それらは仮定された距離減衰に対してとても敏感である。このため、注意深く解釈されなければならない。

－ 希に起こる大きな地震

確率的解析によるアプローチは、信頼できるデータが収集された時間が限られるために、希に起こる大きな地震の決定に対しては有効ではない。もう1つのアプローチとしては、確定的な評価に基づく代表的な希に起こる大きな地震の選択がよい。評価は、前述の地質学的及び地震学的評価に大きく依存する。地質学的な根拠は、再現期間が数百年～2、3千年の地震のレベル及び最大地震を区別することができる。

c. 地盤振動特性

ここでは、局地的な地盤条件の影響を含む強度レベル及び希に起こる大きな地震を表現する地盤振動の評価を作成する。地盤振動の推定は、マグニチュード、距離及び震源に関して同様の地震特性を有する地震において観測された強震動記録に基づいて作成される。特に、現存する記録は選定された地震特性に直接はマッチしないため、ここではスケーリングが行われる。選定された地震が現存する記録の実際上のスケーリングの外にある場合は、合成記録が使われる。代表的な記録と相当するスペクトルは、局地的な地盤条件の影響によって修正される。一連の代表的な記録（スケールされていないもの、スケールされたもの、あるいは合成波）が集められると、それらの応答スペクトルは各振動方向（水平2方向及び鉛直方向）についての合成される。3成分は、1つの成分を3方向に対して倍率するよりも同一の手法によって作成する必要がある。これらのプロットは、地震特性に関連すべき地盤振動の範囲を特徴付ける。それらは、また、構造設計からはどの地震特性が最も重要であるかを示す。

－ 記録のスケーリング

マグニチュード、距離、及び震源タイプにおける逸脱を考慮するために、多数の手法が提案されている。地震のマグニチュード、震源からの距離、及び震源タイプをスケールする方法、記録地点の地盤条件を考慮する方法を採用することが推奨される。全ての提案記録を最大加速度、あるいは最大速度などの絶対振幅にスケーリングする方法は避けなければならない。その値を規定することは、地盤振動の起こり得る範囲を決定するためには、代表的な記録を見るという目的を達成できない。

－ 合成記録

いくつかの地震環境においては、实际的にスケーリングが可能なデータが存在しない場合がある。このような場合には、人工あるいは合成記録を使ってもよい。これは、地盤振動振幅の結果として生じる信頼性を減ずる。観測技術から単純化した地震破壊過程の解析的解の範囲の合成地震記録を作成する手法はいくつかの手法が提案されている。記録は、合成波であるため、これらの手法のいずれから得られた誘導されたものに対しては大きな判断が必要とされる。

－ 現地応答修正

選択された記録の大部分が、同種の現地条件から得られた地盤条件を表していない場合は、さらに地盤振動に対する修正が必要とされる。局地的な現地条件の影響は、第一に局地的な土質特性、地質、

土層厚、波動伝播特性等の関数となる。

解析的及び経験的手法は、局地的現地条件の評価及び地盤振動の推定値の補正に利用される。1次元せん断波、圧縮波、及び表面波モデルは、局地的地盤条件及び地形条件の影響に関して判断する解析の基本を用意する。これらのモデルの1つを用いて、現地地盤モデルを介して選定したスケール記録が数学的に伝播することによって、新しい一連の修正地盤振動記録を作成する。パラメータ解析は、局地的現地条件によって影響される地盤振動の詳細に対する貴重な資料を用意する。

経験的な方法においては、統計的な解析は標準的な応答スペクトルを作成する。ここで、記録された振動は観測装置の置かれた地盤条件に従って分類される。これらの結果に基づき、地盤条件の影響を反映したスペクトルに対する近似的な調整がなされる。しかしながら、大きな変化及び不確実性が、その結果には一般に存在する。これは、異なる地震、震源伝播経路、装置の位置による記録の組み合わせられた、確認されていない影響によるものである。

d. 設計地震動

瀬系地盤振動は、前述の3つのステップにおいて明らかにした事項、及びどのような設計地震動を構造解析及び設計において使うべきかというこちに基づき特定される。基準を特定した場合は、目的は、地盤振動の表現及び用意された地震動に対してどのように構造物を解析、設計するかということを作成することである。理想的には、信頼のおける望ましいレベルを有する構造設計が最終の効果である。この全体の内容において、地盤振動、あるいは、構造解析及び要求レベルはそれぞれ単独ではない。

特に、適切な構造強度を確保するためには、強度レベルの地震に関連する地盤振動は、構造物がこれらの振動に対して弾性的に耐えられるように特定しなければならない。適切なダクティリティを確保するためには、特定の希に起こる大きな地震による地盤振動を特定するか、あるいは、多数のジャケット構造について包括的なガイドラインを構造物の設計及び構造細目において従うかである。後者の手法を採用する場合の条件は、希に起こる大きな地震の強度が強度レベルの地震の強度の2倍を越えないようにすることである（強度は、構造物の周期帯域における平均速度スペクトルに比例する。2という値は、南カリフォルニア沖における代表値であり、2よりも大きいあるいは小さい他の地域においては検討が必要である）。

一般に、地盤振動は、設計応答スペクトルあるいは一連の代表的な記録によって特定される。平滑化されたスペクトルは、通常、起こり得る地震動のレベルに設定される。設計スペクトルの設定は、ステップCで求められた修正記録に大きく依存する。修正記録の中には十分反映されていない他の観測点の局地的な影響はデータの精査を通じたより判断的な方法により含まれる必要がある。

適切に縮尺され、局地的な地盤条件を反映した一連の地盤振動記録（これが、設計地震を最も代表している）が特定されるべきである。設計地震の全ての要素、局地的地盤条件、全ての地形を反映した記録の制約により、それらのスペクトルの平均値は、全ての周期について現地の設計スペクトルに近いことを確認できない。しかしながら、それらは、構造物の固有周期帯域においてよく一致すべきであるとともに、水平2方向及び鉛直成分の強度間の比は同様であるべきである。現存する記録が設計地震を適切に表現する範囲の外にある場合は合成波を使ってもよい。

2) 地震活動度の低い地域の評価

地震ゾーンが1及び2の場合には、暴風条件に対する海洋構造物の設計が一般に地震条件に対して

も適切な構造物を設計する。これらの地域では、もし、強度レベルの地震の代わりに希に起こる大きな地震に対して設定した地盤振動を使って構造物が強度設計レベルを満足するならば、ダクティリティレベルの設計は省略してもよく、部材の降伏及び座屈荷重の代わりに計算されたジョイント荷重に対して設計すればよい。しかしながら、さらなる構造物の地震解析を要求しないといっても、設計者は、構造物を設計する上で、余剰耐力、剛性や強度の突然の変化に対する理解によって地震応答を考慮すべきである。また、異常な形状を有する構造物の設計において工学的判断が適用されるべきである。

強度レベルの地震に対するデッキ付属物や設備の設計は、2.3.6.e2) に示される。

C2.3.6c) 強度レベルの設計

1) 設計基本

プラットフォームの概略設計及び検討では、次の有効水平地盤加速度を用いて、応答スペクトル法及び時刻歴法を用いる。有効水平地盤加速度は、以下の通りである。

Z	=	0	1	2	3	4	5
G	=	0	0.05	0.10	0.20	0.25	0.40

ここで、

Z : 図解-2.3.6-1に示される地域別地震活動度

G : 水平加速度（重力加速度に対する比）

応答スペクトル解析法を用いる場合には、図解-2.3.6-2に示すスペクトル形状を用いてファクターGを乗じたスペクトルを用いる。こうして求めたスペクトルは、構造物の主軸、直交する水平2軸に対して作用させる。鉛直方向に作用させる加速度応答スペクトルは、水平方向の1/2を考慮する。

3方向の入力成分は同時に作用させることとし、応答値の合成はSRSS法により行う。

設計を時刻歴応答解析法により行う場合は、3方向の入力地震動波形は、5%の減衰定数における応答スペクトルが重要な周期領域において、図解-2.3.6-2に一致するように作成する。各3成分の時刻歴波形の位相は違ってよい。入力地震動に対するプラットフォームの応答の感度分析のために、設計では少なくとも3種類の時刻歴波形を考慮する。

杭基礎の横方向及び軸方向の土の抵抗は、通常杭長に沿って異なる位置において発生する。このため、表面近くの土に対する水平地盤振動のスペクトルあるいは時刻歴は横方向の杭の動きに関連する。また、杭軸方向に関連する鉛直地盤振動のスペクトル及び時刻歴とは異なる。

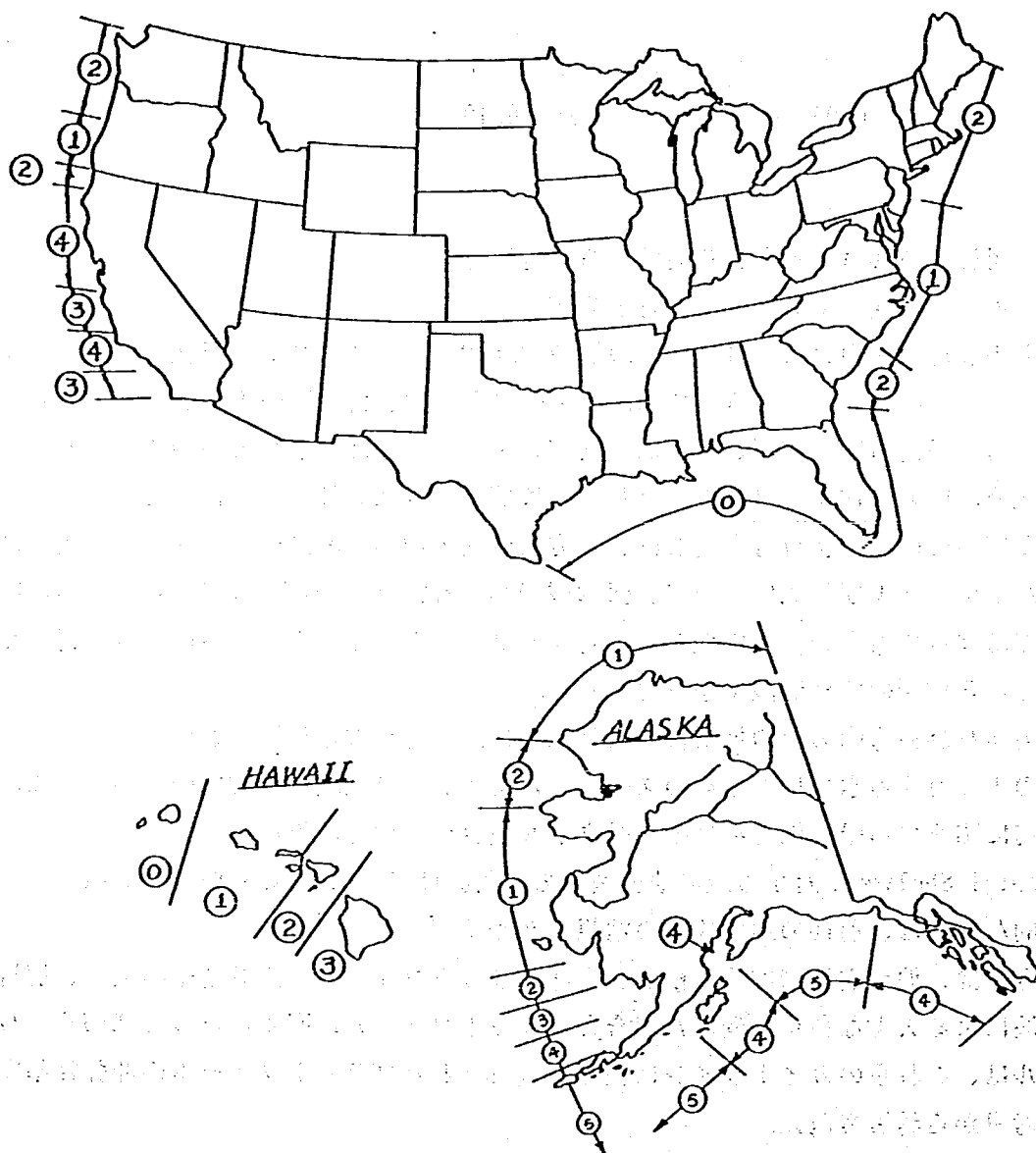
U.S. Continental Shelvesに対する設計地盤振動の相対強度は、図解-2.3.6-1に示される。これらの地域の地形学的な位置は、前述の地震検討の結果に基づく。

G係数の大きさは、地盤振動に関する検討、海洋プラットフォームの設計基準の検討、解析的研究及び地震及び波による大きな荷重を受けた場合のプラットフォームに関する経験に基づく。G係数と設計スペクトルは、これらのガイドラインに従って設計されたプラットフォームの非弾性挙動及びじん性に対する考慮から誘導された。

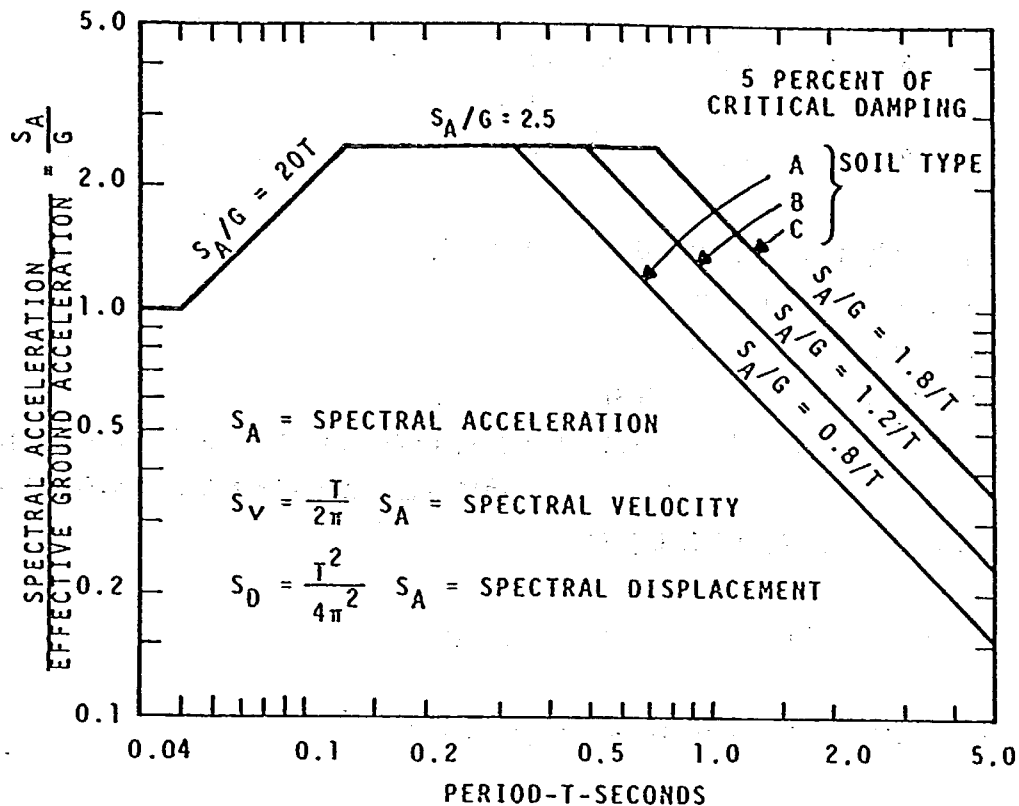
局地的な現地条件の影響に関する検討結果は、図解-2.3.6-2に示す応答スペクトルの作成において考慮された。3つの地盤条件について含まれている。他の地盤条件に対する応答スペクトルは、解析的及び実験的検討により作成することができる。沖積層あるいは岩上にある軟弱粘性土、緩い砂及び

シルトの堆積によって特徴付けられる土質条件においては、応答スペクトルは、軟弱土柱の固有周期において水平及び鉛直振動の大きな増幅を示す。

上記の耐震基準の選定は、海象条件によって大きく影響される。地震及び海象条件が厳しいところでは重要となるこの相互作用影響は次の2つの原理によって起こる。第1に、2つの厳しい環境条件に直面すると、それぞれの設計強度は、一定の安全性を維持するためには、そのいずれか一方が作用した場合に適切なレベルよりも大きくなる。2つめの影響は、地震時にプラットフォームに生じる力は、あるレベルまでは、構造物と基礎の剛性に比例するということにより生じる。このように、海象力に抵抗するための構造及び基礎剛性の増加は、一方では地震により生じる力をより大きくすることになる。このような剛性の増加に伴う固有周期のシフトは、自動的にほとんどのプラットフォームの強度レベルの設計力を大きくする一方では、構造物の非線形における変化は自動的に考慮されない。



図解-2.3.6-1 SEISMIC RISK MAP OF UNITED STATES COASTAL WATERS



SOIL TYPE

- A ROCK — CRYSTALLINE, CONGLOMERATE, OR SHALE-LIKE MATERIAL GENERALLY HAVING SHEAR WAVE VELOCITIES IN EXCESS OF 3000 FT./SEC (914 M./SEC)
- B SHALLOW STRONG ALLUVIUM — COMPETENT SANDS, SILTS AND STIFF CLAYS WITH SHEAR STRENGTHS IN EXCESS OF ABOUT 1500 PSF (72 KPa) LIMITED TO DEPTHS OF LESS THAN ABOUT 200 FEET (61 M) AND OVERLYING ROCK-LIKE MATERIALS.
- C DEEP STRONG ALLUVIUM — COMPETENT SANDS, SILTS AND STIFF CLAYS WITH THICKNESSES IN EXCESS OF ABOUT 200 FEET (61 M) AND OVERLYING ROCK-LIKE MATERIALS

図解-2.3.6-2 RESPONSE SPECTRA

2) 構造モデル

現地検討から作成された地盤振動は代表的な自由地盤の振動を表す。これは、プラットフォームが存在しないならば、プラットフォーム近傍の振動である。プラットフォームの応答を評価する上で使われる数学的モデルは、構造物及び基礎の質量、剛性、エネルギー損失など全ての重要な要素を必要とする。また、土と構造物の相互作用も重要な観点である。

基礎のモデル化に際しては、杭頭部と杭の低い部分の土では実質的な相違が生じる。自由地盤の深さによる変化は、杭の詳細設計に際しては考慮しなければならない。構造物-基礎の全体構造の評価については、満足できる近似のために、横方向の杭の挙動は表面付近の地盤の水平地盤振動に関係し、

抗軸方向の挙動は、地盤の深い位置における鉛直動に関係するという仮定がなされる。

例えば、ゾーン3及び地盤が表面付近がBタイプ、深い地点でAタイプのプラットフォームを考えてみよう。G係数及び応答スペクトルを使って、地盤の加速度は次の通りとなる。

$$X_0 : (0.20) (1.0) (B)$$

$$Y_0 : (0.20) (1.0) (B)$$

$$Z_0 : (0.20) (1/2) (A)$$

ここで、

A、B：図解-2.3.6-2におけるスペクトル曲線

0.20：ゾーン3のG係数

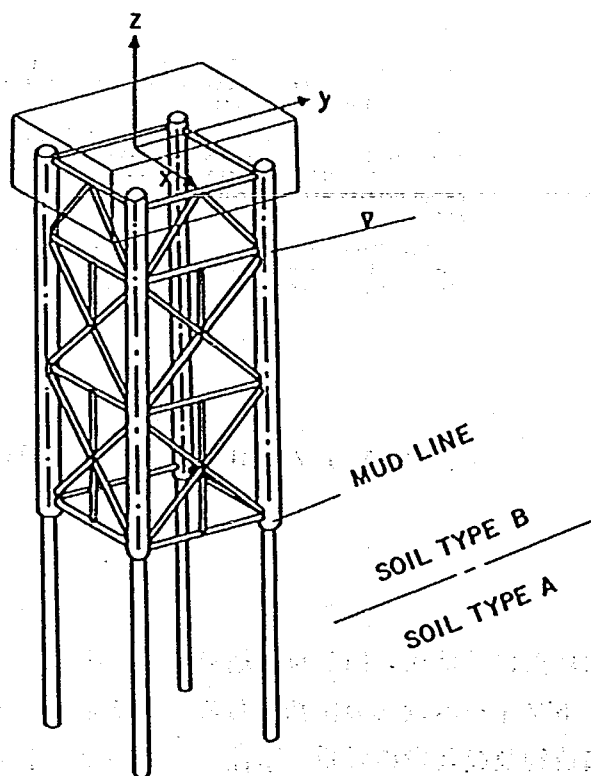
1.0：水平方向のスケール係数

1/2：鉛直方向のスケール係数

応答スペクトルの利用では、各モードに対して減衰定数を与えなければならない。他にデータがなければ、減衰定数は全モード5%である。もし、他に減衰定数 η があれば、次の係数Dを応答スペクトルの補正に使ってもよい（図解-2.3.6-3）。

$$D = -1 \ln (\eta / 100) / 1 \ln (20)$$

この係数Dは、減衰定数が2～10%において利用できる。



図解-2.3.6-3 EXAMPLE STRUCTURE

3) 応答解析

応答を求める際には、モード応答の合成にCQC法を推奨している。この方法は、近接モードの応答間の補正に対しては適切である。適切な設計応答を求める際には、他の組み合わせを用いてもよい。特定の構造物及び部材に対して適切なモード合成法は、構造物の応答を、対応する応答スペクトルに対する応答と時刻歴を比較することによって評価してもよい。また、応答スペクトル法を適用する際には適切な応答変数を定義することも重要である。部材断面力のような応答変数は、必ずしも許容応力のような設計基準に直接比較する変数ではない。

構造物の応答を適切に求めるために、全てのモードを考慮する必要はない。適切な応答は、有効質量やベースシアあるいはエネルギー等のモードパラメータを基本にして必要なモードが選択されれば、通常、正確な構造物の応答が求められる。付加的なモードは、局所的な部材の影響が重要である場合には、必要となる。しかしながら、組立部材や個々の部材の動的応答では、別の考慮が必要とされる。

4) 応答照査、部材応力

応答スペクトル法では、必要な応答量は、各モードごとに分離して計算し、モード応答は適切な方法により合成される。例えば、部材端反力は、各モード毎に計算し、全地震力はこれらを合成して求める。モード応答を組み合わせた実際の応力と許容応力度の比は、AISC許容応力評価においてモーメント増幅項のため、柱の場合には保守的ではない。

各部材の合計設計力は、地震力、自重、浮力、及び静水圧を組み合わせ得られる。地震力と静的外力を組み合わせる場合には、地震力に対する方向性には意味のないこと、地震力は繰返し作用する力であることを考慮しなければならない。一般に、部材に作用する地震力は、最も大きくなる状態となるように選定されるべきである。しかしながら、曲率のような期待される部材の挙動に関連した実際の議論によって、保証されない保守性を減ずることができる。

部材設計において地震力を計算する時は、個々の部材の局所的な部材振動特性による慣性力を考慮する必要がある。

強度レベルの設計では、AISC許容応力度、及び3.2節に示される許容応力度を70%増加させてもよい。これは、部分的な降伏は許すが、重大な損傷は生じないということである。結果としての許容応力度は、鋼建築物の地震応答についてATCから提案されているものとほとんど同じである。1.7の応力ファクターは、軸力及び曲げを受ける部材についてのAISCの安全ファクターの範囲(1.52~1.92)に入っているため、曲げによる部材の降伏は生じてよい。また、1.7倍した際に、AISCの許容せん断応力度は、降伏応力の0.68倍になり、Von Misesの降伏基準よりも18%大きい。しかしながら、せん断における過応力はひずみ硬化により、支持される。

地震荷重と静水圧の組合せについて、局部座屈についての安全率と2.5.3c&d節に示される相互作用公式は、次のようになる。

軸引張	1.0
軸圧縮	1.0~1.2
フープ圧縮	1.2

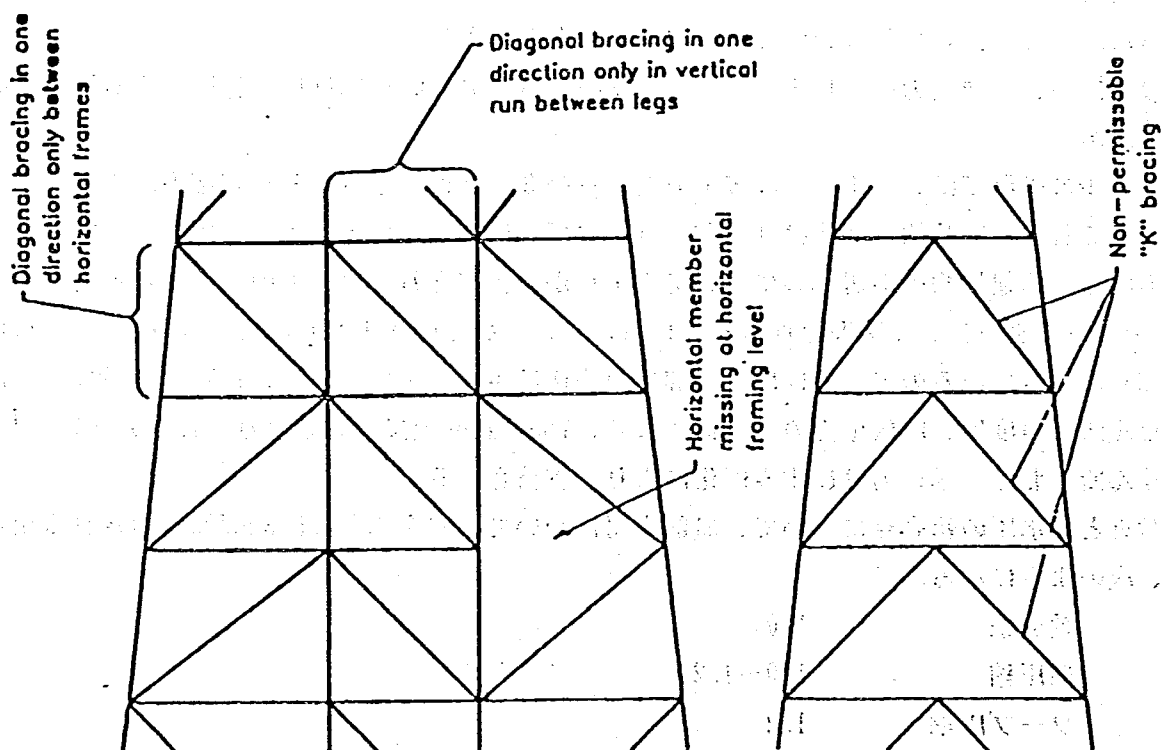
これらのファクターは、近似的に設計条件1におけるものを1.7で除したものに等しい(2.5.3e節)。

C2.3.6d) じん性に対する設計

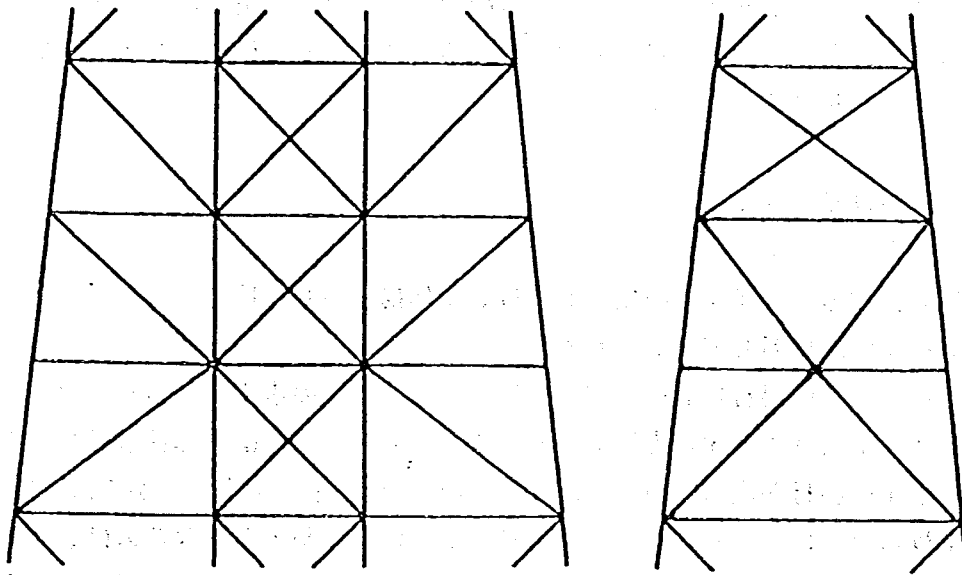
1) 地震活動度の高い地域においては、希に起こる強い地震に対するプラットフォームの応答は、非線形挙動となる。構造的な損傷は生じてよい。2.3.6d節は、そのような地域に計画された構造物～基礎システムが、希な強い地震に対しても安定であることを確保するためのものである。これは、荷重再配分と非線形変形が崩壊前に起こるようにすることによって十分なシステムの余剰耐力を用意し、構造物の垂直構成における剛性の突然の変化を最小限にすることによって達成され得る。適切なじん性は、以下に示す設計手順により、あるいは、適用できる場合には非線形解析によりチェックされる。

2) 構造物～基礎システムの過荷重性能の解析における最近の開発はめざましい。そのようなシステムは、8本あるいはそれ以上の脚を有するジャケット式の構造物、限界繰返し载荷下の局所的な強度及び剛性の低下がプラットフォーム基礎の全体に重大な影響を与えないような土中の杭に支持された構造物、そして希に起こる強い地震動の強度レベルの地震に対する強度比が近似的に2程度の地域の構造物、である。この経験により、2.3.6d節の設計ガイドラインが導かれている。同様の構造物の設計におけるこれらのガイドラインの適用は、過荷重条件についての十分なじん性を確かにする。このような構造物の過荷重に対する性能の明確な解析は必要ではない。

ガイドラインは、垂直フレームにおける部材の配置についての規定を含む。それらの目的は、斜材における座屈等に伴う垂直フレームにおける水平せん断荷重の再配分に備えるとともに、斜材や結合部のチューブラージョイント以外の部材の座屈後の挙動を改良することである。これらの規定は、限界の横方向繰返し荷重下における構造物のじん性挙動を向上させる。図解-2.3.6-4は、ガイドラインには一致しない垂直フレームの配置方法の例を示したものである。ガイドラインに合わない例は、図解-2.3.6-5に示される。2つの垂直の隣り合うパネルの"X"を形作る、2つの"K"ブレースパネルはガイドラインに合致する。



図解-2.3.6-4 VERTICAL FRAME CONFIGURATIONS NOT MEETING GUIDELINES



図解-2.3.6-5 VERTICAL FRAME CONFIGURATIONS MEETING GUIDELINES

3) 構造物～基礎システムが、希な強い地震時のその正確な解析に値する理由は、以下を含む。

ー 現地の地震活動度は、南カリフォルニアの海岸に共通の強度レベルと限界レベルの地震動強度の1:2の比に一致しない。他の地域では、この比はさらに大きい。

ー 現地における杭を支持する土は、希な強い地震時の繰返し荷重下における重大な強度及び剛性の低下に敏感である。

ー 構造物の構成（ブレースのタイプ、部材サイズ、 D/t 比、細長比）は、ガイドライン2.3.6d節により最近建設されている典型的な耐震プラットフォームの構造構成に一致しない。

これらのシステムの過荷重に対する性能を示すために、適切な性能基準の作成、プラットフォームと基礎のモデルの作成、そしてプラットフォームと基礎の希に起こる強い地震動に対する応答の合理的に反映した解析法を使用した解析の実施が必要とされる。

現地における希な強い地震の特性を反映した代表的な地震動の時刻歴が現地の地震危険度の調査から作成されるべきである。構造物～基礎システムは、これらの地震動による荷重に下で安定していることが示されるべきである。構造物～基礎システムは、変形が自重の影響下で破壊に至るに十分大きくなった時には不安定と考慮してよい。

過荷重を繰返し受ける構造部材の降伏後及び座屈後の挙動はモデル化されるべきである。重大な曲げを受ける部材については、軸力とモーメントの相互作用を含む必要がある（例えば、デッキ桁、ジャケット脚、杭）。チューブ部材のじん性と繰返し低下特性は、それらの D/t 比及び細長比に大きく依存する。2.3.6d節に示される設計ガイドラインを実行することによって構造物に必要なじん性を付加することができる。基礎モデルは、繰返し荷重の影響、ひずみ速度、過剰間隙水圧の発生が杭周辺の土の強度及び剛性、さらにエネルギー消費メカニズムに及ぼす影響を考慮する必要がある。

設計者は、希な強い地震に対する構造物と基礎の性能に関する全体的な見識を持つべきである。時刻歴解析法が推奨される。構造物～基礎の応答は、現地において期待される地震動強度、振動数成分、位相特性、継続時間を包含する特性を有する複数の地震動に対して決定されるべきである。少なくとも3つの代表的な地震動の時刻歴に対して解析されるべきである。付加的なより簡単な解析方法は、時刻歴解析の結果を補足するために使ってもよい。

C2.3.6e) その他のガイドライン

1) チューブラー・ジョイント

ジョイントは、早期のジョイントの損傷を避け、全体構造のじん性をフルに発揮させるように、降伏、あるいは、座屈強度に対して設計される。

推奨される方法は、主の斜材において完全に降伏、そして主の水平部材の座屈荷重について、ジャケット脚のジョイント管は設計する方法である。これらの水平部材は、弾性解析では小さな荷重しか受け持たないが、主の斜材が座屈後の“unzipping (ジッパーをはずす)”から構造物を防ぐための圧縮荷重を拾い上げるために必要とされる。ジョイント管の厚さが大きくなるのは、コンカルスタップ端を支配的な部材に配することによって避けることができる。あるいは、部材の重ね合わせ及びグラウトした杭の効果を考慮することによって避けられる。

2) デッキ付属物及び装置

一般に、プラットフォームの最初のいくつかの振動モードのみが環境荷重に対して動的応答に主に寄与する。低周期条件は、デッキ上の装置はこれらの重要な振動モードと共振しないことを保証する。そのような共振は、あり得る地震問題を生じさせないが、プラットフォームの常時微動は、部材の共振的な振動を引き起こし、疲労問題あるいは操業上の問題に至る。

ほとんどのデッキ上の装置は、最大加速度から誘導される静的荷重の適用が必要とされる低周期構造物に分類される。一般にこの基準に合致しない項目は、ドリルリグ、フレアーム、単独の高い容器や自由流体表面を有するタンクである。これらの項目は、動的影響を含む設計データの計算に用いたプラットフォームの構造モデルに含める必要がある。一方、プラットフォームの応答から誘導した床の応答スペクトルを用いてこれらの部分を独立の構造物として設計してもよい。しかしながら、部分が構造物から分離できるという仮定して作成された応答スペクトルは保守的である。カップリングの影響は、重要なプラットフォームのモードの近くの周期を有するマッシブな部分は有利となる。より精度良い解析手法によって、構造物と部分間のカップリングを考慮した応答スペクトルを作成してもよい。

基本許容応力度を1/3増加させるのは、じん性レベルの解析を行う代わりに、付加的な余剰安全を用意することになる。

ドリルと井戸構造は、API 4Fは、海洋プラットフォーム上にあるこの種の構造物についての耐震設計規定を含むため、4Eよりも4Fに従って耐震設計すべきである。

III. Guide for the Design and Construction of Fixed Offshore Concrete Structures (American Concrete Institute, 1984)

(1) 概要

本基準は、海洋環境下で供される固定式鉄筋コンクリートまたはプレストレストコンクリート構造物の設計に用いる。ただし、栈橋、防波堤、船舶といった構造物は含まない。

(2) 考慮する荷重

設計で考慮する荷重は、以下のとおりである。

- ① 死荷重
- ② 変形荷重（温度変化、不等沈下、クリープ及び乾燥収縮）
- ③ 活荷重
- ④ 環境荷重（再現期間100年の波、風、潮流、地震、氷荷重及び付着物）
- ⑤ 事故荷重

(3) 地震力の取扱い

構造物の耐用年数から判断して妥当と思われる地震に対しては損傷しない「設計レベル」と耐用年数内に発生することは希であり（例えば、再現期間200年）、多少の損傷はしても決定的な崩壊は生じない「サバイバビリティレベル」の2つの状態を考慮する。

解析方法は、動的解析とするが、地盤と構造物の相互作用解析の中で、境界要素法の直接法と間接法の2つが示されている。

(4) 地震に関する規定

A. 10) 地震

付属Bによる

付属B) 耐震設計

B. 1) まえがき

これまでの経験から、RC構造は厳しい地震に耐えるように設計することが可能である。大きな建築物や原子力発電施設の開発は、耐震解析法や大きな質量を有する構造物の設計方法を開発してきた。このような背景のもとで、地震活動度の高い地域においても適切な海洋コンクリート構造物を設計できる。現存の設計方法を活用することにより、実用的な構造物が設計できるが、海洋構造物及び陸上構造物の全体及び局所の特性における大きな相違点がある点に注意する必要がある。コンクリート製海洋構造物の地震時抵抗挙動に対しては、まだ、海洋鋼製トラス構造に払われたような注意が払われていない。したがって、鋼構造物に対して記述したAPI-RP2Aのような設計手法及び基準を定義することはまだ早いかもしれない。

この付属資料は、このような観点から、これらの領域における設計者にアドバイスするためのチェックリストを用意している。ただし、その問題をどのようにすべきかといった特定の記述をすることなく述べられている。いくつかの方法が、地震荷重の算定に利用可能であり、どれが一番良いかは一般的にはいえない。設計者の経験と判断によって、特定の方法を選定する。

地震は、海洋構造物に対して、地盤振動、海底すべり、つなみ、衝撃波、その他の危険を及ぼす。

地盤振動は、通常、最も重要な現象であり、これが最も詳細に議論されるべきである。地盤振動により生じる荷重は、通常、波、潮流、氷のようなその他の環境要因により発生される荷重とは大きく異なる。主な設計荷重が他の要因による場合においても、設計者は地震の影響は構造物－基礎システムの部分において照査しなければならない。

地震とその他の自然現象に対する設計において最も重要な相違は、地震発生特性の予測における大きな不確実性である。風や波等の現象の場合には、それらの最大限は通常物理的な上限を有している。これは、地震に対してはそうではない。最大地震は、その他の設計荷重に対するよりもより大きな地盤振動を生じさせる。安全かつ経済的な設計を実現するために推奨される方法としては、構造物を選定された設計荷重に対して損傷をうけないように設計し、最大地震においても生き残ることができるように設計を照査することである。一般的な形と構造部材が標準化されたある種の構造物については、サバイバビリティチェックをダクテリティチェックによって行うことを可能にする十分な検討が行われてきた。新しく、バラエティに富むコンクリート製の海洋構造物では、現段階ではこのような単純化は許されない。このため、この付属資料では2つの設計段階を提案する。すなわち、

1. 設計レベル地震：構造物及び基礎を標準的な限界状態設計法により設計する
2. サバイバビリティレベル地震：構造物～基礎システムが崩壊しないことを照査する

B.2) 設計手順

耐震安全性を確保するための全体の設計手順は、次のようになる。

1. 地震活動度調査
2. 地盤応答調査
3. 設計基準の選定
4. 動的解析
5. 応力解析
6. 破壊モードの評価
7. 必要じん性率
8. 耐震設計詳細の開発

ステップ4～ステップ8は、通常、1つのプロジェクトにおいて何回かのサイクルで行われる。

B.3) 地震活動度調査

設計レベル及びサバイバビリティレベルの地震特性は、計画された設置地点に特定である。それらは、その地域の地震活動度及び局地的な地形条件の調査から設定される。地震活動度調査は、設置地点からの震央距離を含むその地域の過去の地震発生の評価を必要とする。断層の位置及び方向、エネルギー放出の震源メカニズム（スラスト、スリップ）、距離減衰特性を決定するために、評価は地域的及び局地的地形について行う。

地震活動度調査は、理想的には、岩石動パラメータ（rock motion parameter）とマグニチュード再現期間統計に帰着する。これが、選択すべき設計及びサバイバビリティレベルの地震についての地盤振動特性を与える。

B.4) 地盤応答調査

地盤振動を増幅あるいは減衰させる上で局地的な地盤条件の影響を考慮する必要がある。自由地盤

応答の調査は、動的相互作用解析において入力として使う地震動が現地の地盤条件に一致するということを保証するために実施する。これらの解析は、通常、地震エネルギーが現地を横切る全ての平面位置において同位相を有するせん断波あるいは物体波の形で垂直に伝達されると仮定する。せん断梁あるいは有限要素モデルが使われる。土の応力～ひずみ関係の非線形特性は、考慮されなければならない。これは、ひずみ依存せん断弾性係数及び減衰定数、あるいは、ハイパボック、ランベルグーオスグッドあるいはその他の非線形公式を用いた線形繰返し法によって行われる。

実際の地盤振動は、本当は、地盤に沿って逆位相を有する3次元である。エンジニアは、これらの単純化モデルの結果を解する際に、これを考慮しなければならない。

B.5) 設計基準の選定

B.5.1) 一般

地震設計基準は、理想的には確率的に選定されるべきである。しかしながら、海洋位置において強震動記録がなく、また、陸上部においても大きな地震による記録がない場合は、半確率的手法に頼らざるを得ない。ここでは、設計地震は荷重と材料への適切な安全率と組み合わせて選定、使用される。波浪よりも大きな不確定性を有する地震動の観点から、次の2段階の基準を用いる。

1. 設計地震：構造物及び基礎は設計地震の影響に対して重大な損傷がなく、影響なしに操業を続けられるように設計しなければならない。
2. サバイバビリティレベル地震：構造物～基礎システムは、サバイバビリティレベル地震の条件に対して生き残ることができなければならない。構造物～基礎システムのサバイバビリティは、プラットフォーム、基礎、及びどの主構造部材の崩壊なしに限界地震に耐えられることである。構造物は、サバイバビリティレベル地震の後に修復及び操業ができないような部材の損傷に耐える必要がある。

B.5.2) 設計地震

設計地震の選定は、構造物の操業年数についての受け入れられる危険レベルに基づかなければならない。例えば、25年の操業期間では、設計地震は、約100年の再現期間に関係する。地盤振動を表わす基本的な方法は、加速度の形である。各地震動は、それぞれの振動数、振幅、継続期間特性を有し、それぞれは、地震活動度や地盤応答調査における多数の要因に影響を受ける。計画された地点における地震加速度を選定する際のバリエーションを考慮することが重要である。結果としては加速度は、応答スペクトルの形で表現される。

同じ強度を有する地震でも振動特性には相違があり、設計地震の算定においてはこれらの相違を現実的に扱うことが必要とされる。通常、統計的に問題を扱うために十分な情報はない。結果として、設計者は慣行的になめらかな設計スペクトルを使う。これは、実際の加速度記録の応答スペクトルにおける極地とくぼみの間の構造物の振動数の問題を不要にする。設計スペクトラムは、このように地震活動度と地盤応答、また、それらの関連する変数を反映して設定される。設計地震は、このスペクトラムを適切に用意しなければならない。

実測された加速度記録をスケールリングすることによる設計地震の表現は、多数の記録を使用することが要求される。構造物の挙動は、なめらかなスペクトラムの振動数範囲において適切に評価されなければならない。一方、人工記録は、必要な振動数範囲において設計スペクトラムに適合するように作成される。後者は、線形系に使用する時は有用である。しかしながら、問題が非線形の場合（例えば、設計地震に対しても非線形となる基礎の場合）は、継続時間及び振幅特性を表現するためには、

いくつかの人工記録を作らなければならない。このため、一般に、設計地震という言葉を使用するが、本当に意味することは、これを適切に定義するためには、いくつかの記録をしばしば必要とするということを理解して、設計地震に適切な条件を定めることである。

B. 5. 3) 設計地震のための荷重及び材料要因

荷重と材料要因の値は、設計地震を選定するためと、構造物や基礎の荷重、さらに破壊を計算するために使う手法に関係しなければならない。地震活動度、地盤応答、及び動的解析を適切に実施したとすれば、以下は、初期のガイドラインを与える。なめらかな非減衰応答スペクトルは、関係する振動数範囲における平均値+標準偏差 1σ に相当する。4. 4. 1. 1節に示される設計環境現象についての荷重と材料要因が使われ、地震荷重に対する γ_L ファクターは、1. 4になる。設計が、地震により支配されるところでは、適切なファクターの選択が検討されるべきである。

B. 5. 4) サバイバビリティレベル地震

設計されたシステムが、発生確率は低いが、極限状態でも生き残れるように上限の基準が適用されなければならない。システムにそのような影響に対して損傷なしに応答するように設計するよりも、この場合の基準としてはB. 5. 1)に定義されるようにサバイバビリティであることを認めることは受け入れられる。この定義は、システム地震後にはサービスできなくてもよいということを仮定する。

構造物や基礎における地震応答は変位であり、荷重によって制御できないことを理解し、サバイバビリティは、システムに十分なじん性を与えることによって用意できる。要求される量は、仮定された極限地盤振動に依存する。これらを決定する簡単な方法はない。一般のガイドラインのように、構造物～基礎システムは、設計地震力により生じる少なくとも2倍の変形に耐えられ、崩壊しないようにすることが推奨される（変位には、構造物に歪みを生じさせない剛体振動を含むことを意味するため、変位よりも変形に強調が置かれている）。もし、これが、構造物の重要な部材の降伏に関係するなら、構造物のサバイバビリティは非線形動的解析により検証されなければならない。この解析における適切な入力を選定は、理想的には、B. 3節の地震活動度調査の部分となる。非線形の構造物と基礎は、この解析ではモデル化されなければならない。そして、現実的な範囲の振幅及び継続時間特性の結果を評価するために、加速度の適切な個数が使われなければならない。

B. 6) 動的解析

動的解析において最も重要な観点は、第1には、問題の物理特性を示すモデルと解析手法の選定である。第2には、解析手法とその限界に精通した人がその結果の解釈を行うことである。

B. 6. 1) 構造物～流体相互作用

構造物と流体の動的相互作用は、多くの構造物において、流体減衰を考慮するとともに、付加質量の考え方を採用することによって記述され得る。自由表面の重力波の発生に関連する振動数依存影響の重要性は、問題の幾何特性に依存する。限られた数の細い脚を有する大きな海中ケーソンの場合には、自由表面影響は通常小さく、脚の直径の2～3倍に等しい水深に依存する。この場合には、付加質量の寄与は一定と扱うことが合理的である。しかし、自由表面ではその係数はいくらか減少できる。逸散エネルギーによる減衰は、しばしば無視される。これは、大きな表面貫通構造物の場合には、適切ではない。解析法は、自由表面の影響を適切に扱う必要がある。

付加質量係数は、実験的あるいは解析的に決定される。震源分布法あるいは有限要素法が解析で使われる。有限要素法は、問題の3次元特性及び遠方の境界条件の適切なモデル化を与える。

大変位構造物については、牽引減衰が通常第2に重要となる。設計は、それを考慮することが必要

とされ、使われる牽引係数の値は、問題に適切なレイノルズ数及びキューレガンーカーペンター数の範囲について調整されなければならない。

B. 6. 2) 土と構造物の相互作用

完全な相互作用解析は、(1)平面的及び深さ方向の土の特性の変化を考慮すること、(2)土の非線形挙動に対する適切な考慮、(3)問題の3次元特性、(4)近傍の構造物の影響の考慮、(5)地盤振動の波動伝播特性の考慮、が必要とされる。土と構造物の相互作用、原子力構造物、材料委員会 (ASCE, Structural Division) におけるAd Hocグループによる報告によれば、この問題の重要性は、なお研究中であり、明確なアドバイスはまだ与えられていない。しかし、各種の方法の利点及び弱点は、技術者がその問題に適切な方法を選択することを可能とする。1つの優れた方法はないということが強調される。

問題に対しては、2つの基本的な方法がある。すなわち、直接解析法と重ね合わせ法である。

B. 6. 2. 1) 直接解析法

これは、1ステップの方法である。ここでは、通常有限要素によって全体の構造物と基礎システムをモデル化する。土の非線形性は、繰返し解析手法とともに、ひずみ依存弾性係数及び減衰係数によって表現される。そのような解析は、遠方境界条件をモデル化するエネルギー吸収境界を使った2次元において行われる。

B. 6. 2. 2) 重ね合わせ法

これは2つのステップから構成される。ここで、構造物と基礎間の相互作用特性が評価される。そして、構造物の動的解析においては、振動数依存性の基礎のインピーダンスとして考慮される。

B. 6. 2. 3) 限界

いずれの手法も次の限界下において使用できる。2次元有限要素直接法は、エネルギー吸収境界の取り扱いとともに、必要な振動数特性を保有する要素メッシュの選定にかなりの注意を必要とする。主な限界は、手法は非線形及び3次元であることである。理論的には、3次元の剛性と減衰特性を2次元モデルで同時に再現することはできない。

重ね合わせ法は、構造物の2あるいは3次元モデルとともに、3次元インピーダンスを使うことによって、2次元の限界はなくなる。重ね合わせ法の主な問題は、線形解析法に用いる際の土の非線形挙動を適切に表現するインピーダンス関数を誘導することにある。多くの他の要因も関係し、コンクリート製海洋構造物にその方法を適用する場合の最大の限界は、原子力施設よりもはるかに少ない精密さに支配される点、そして現在明らかな優先はないということを強調することが重要である。

B. 6. 2. 4) バネ・ダッシュポットモデルのモード解析

一定のバネ及びダッシュポットは、重ね合わせ法において使われた振動数依存性インピーダンスの特別なケースである。その単純化により、この基礎特性は、しばしばモード解析法と合わせて使われる。ただし、この方法は、構造物と基礎における大きく異なる減衰をの適切に表現する適切なモード減衰定数を与える問題の観点から、海洋構造物に大きな注意を払わなければならない。また、技術者は、典型的な海洋構造物の応答は、必ずしも1次振動モードが卓越しないということに気づくべきである。

B. 6. 3) アバイバビリティレベルにおける動的解析

例外的に大きな安全率を使わないように、サバイバビリティレベルの地震下で損傷の拡張の定量化を試みるのがアドバイスされる。ガイドラインのように、これは、もし設計地震からの変形の2倍が重大な降伏を始めるのに十分な場合にはなされるべきである。

復元不可能な変形となる損傷は、瞬間的及び累積的な損傷を追跡できる非線形解析手法によって決定され得る。理想的には、採用された構成則は、鉄筋コンクリートと土の剛性低下特性を考慮すべきである。そのような解析は、多くのシステムで行われているが、標準的な手法とは異なる。

B. 6. 4) 構造減衰

構造物自体の減衰寄与の選定は、海洋構造物と地上のRC建築物間の大きな相違を考慮する必要がある。特に、分割壁、ブロックパネル等の地上の建築物と同様の非構造部材の存在が、大きく減衰に寄与する。ただし、これらは、必ずしも典型的な海洋構造物には存在しない。構造減衰は、一般に通常の建築物よりも小さい。

設計レベル地震については、実験室や現地計測等から特定できない場合には、上限として2%の減衰定数を用いる。より大きい値をサバイバビリティレベルの地震に対して使うことができるが、選定された構造減衰は、損傷レベルと対応していなければならない。

B. 7) 応力解析

動的解析における構造物の理想化は、しばしば、構造部材の適切な応力を用意するためには、必ずしも十分に詳細ではない。応力を得るために結果のさらなる扱いが直接的であり、下部構造の準静的あるいは動的解析を必要とするパネルせん断のような要因の計算においては流体相互作用力を考慮する必要がある。包含する及び付加流体質量の双方を加速度するのに必要な圧力が合成されなければならない。

B. 8) 破壊モード

設計地震における応力解析の結果は、起こり得る破壊モードを評価するために構造システムを検査するために使う。局地的及び広範囲な挙動を考慮しなければならない。特別な注意は、進行破壊の可能性を特定することに払われなければならない。構造設計は、主部材の圧縮及びせん断破壊の発生を避けるために実行しなければならない。

B. 9) 必要じん性率

構造物の崩壊を防ぐためには、じん性の重要性を明確にしなければならない。一般の必要じん性率が、建築物に対して開発されている。しかし、採用された構造システムの大きな相違からほとんどの海洋構造物には直接適用できない。しかしながら、同じ基本原理が採用されている。全体の構造システムは、圧縮荷重に支配される部材に降伏が生じないように設計されなければならない。塑性ヒンジは、曲げ部材にのみ生じることが許されるべきである。システムは、進行的あるいは急激な崩壊が起こらないように適切な余剰特性を有さなければならない。必要じん性率は、構造物全体と個々の部材設計について考慮されなければならない。プレストレッシングの過大な利用は、避けるべきである。

初期のサバイバビリティチェックでは降伏が起こらないような場合でも適切なじん性を確保するために注意が払われなければならない。設計者は、適切な安全率によって用意される明らかな安全性に対して守らなければならない。地震の場合には、強いがもろい構造物は、弱いが適切なじん性を有する構造物よりも通常望ましくないということは重要な点である。

B. 10) 耐震設計詳細

地震時のコンクリート構造の性能は、適切な鉄筋配筋の詳細に依存する。構造設計者は、設計詳細の開発及び実行を監督と操作のできない他の組織に委託してはいけない。これらの詳細は、全体の設計哲学と調和するようにしなければならない。

いくつかの援助は、典型的な建築物の部材について開発された原理から得られるが、これらは、構造形状や鉄筋の配置が異なる海洋構造物の部材に対しては注意して適用されなければならない。特別

な注意は、壁部材、ジョイント、結合部の適切な拘束を確保する横方向タイの使用や接着低下を避ける適切なスプライスの詳細の開発に払われなければならない。設計詳細では、曲げあるいはせん断メカニズムに関連して、降伏が鉄筋の引張において生じ、コンクリートの圧縮においては生じないようにすべきである。せん断と曲げに関する荷重と材料要因は、破壊が曲げで始まるように選定しなければならない。近似的には、せん断と曲げにおける等価安全率の比が少なくとも1.5にすべきである。死荷重による圧縮応力／プレストレス力を受ける部材は、スパイラルやスターラップにより拘束することによって大きなじん性を与える必要がある。

B. 11) その他

B. 11. 1) 地盤安定

地震時の地盤自体の安定性は、上記解析が行われる前に確認されなければならない。液状化や斜面不安定のような要因はチェックされなければならない。地盤自体の条件評価に加えて、建設地点に影響を及ぼす不安定部分及びその周辺のすべりの可能性をチェックすべきである。

B. 11. 2) つなみ

地震や海底斜面崩壊では長周期の波を発生させる。水深が深い場合は、これは、地形的条件に応じて水面の数mに及ぶ隆起及び沈下を引き起こす。これは、静水圧を増加あるいは減少させる。加えて、長周期波は構造物に対して重大な横方向力を引き起こす。沿岸近く及び水深の浅い地点では、つなみは大きくなり、横方向動は破壊的となる。それゆえ、港の入り口や入り江においては、歴史的記録をもとに調査する必要がある。

B. 11. 3) 圧縮衝撃波

地震動によって圧縮衝撃波が水中に発生される。震源近くでは圧力はかなり大きくなるが、その影響は、通常、完全に水没しない構造物の場合にのみ大きくなる。

B. 11. 4) 繰返し低下

構造物と基礎は、高応力レベルの繰返し载荷を受けると剛性と強度の低下を引き起こす。システムの重要部材に関しては、高応力レベルの繰返しについて調査すべきである。

IV. Rules for Building and Classing Offshore Installations (American Bureau of Shipping, 1983)

(1) 概要

本基準は、海洋構造物の設計・施工・設置に適用する、ここでいう海洋構造物とは、杭式構造物、重力式構造物、ガイドタワーをいう。

(2) 考慮する荷重

設計で考慮する荷重は、以下のとおりである。

- ① 死荷重
- ② 活荷重
- ③ 変形荷重（温度変化、不等沈下、クリープ及び乾燥収縮）
- ④ 環境荷重（波、風、潮流、地震、氷、付着物）

(3) 地震力の取扱い

解析方法として、次の2つが示されている。

a) 応答スペクトル法

- ・地盤運動の3法区成分を考慮し、水平主軸方向は得られた加速度をそのまま適用し、水平主軸直角方向は67%、鉛直方向は50%を考慮する。

b) 時刻歴解析法

- ・少なくとも3セットの地盤挙動の時刻歴を考慮する。

(4) 地震に関する規定

4.5.6) 地震荷重

地震活動度の高い地域における構造物については、地盤振動による設計地震を現地で利用可能な地震データをもとに決定する。設計地震動は、構造物の耐用年数に合致した再現期間を有する地震動記録または応答スペクトルにより記述される。建設地点において適用可能な標準スペクトルは、現地に特定の条件（振動数成分、エネルギー分布、継続時間）を反映したスペクトルを用意する。これらの条件には、地域の活断層の種類、現地の断層への近接度合い、現地と断層間の地盤振動の距離減衰、あるいは増幅、そして現地における地盤条件を含む。

設計に用いる地盤振動は、2つの水平直交成分及び鉛直成分の3成分から構成される。これらの3成分は構造物に同時に作用させる。

API-RP2A等に表示されるような標準応答スペクトルを構造物の解析に用いる時は、地盤振動は次のものよりも大きくなければならない。

- ・100% 主軸水平方向
- ・67% 直交する水平成分
- ・50% 鉛直方向

地盤振動は、大きな水平加速度が生じる方向の2つの主軸の各々を考慮して作用させる。

3次元で、現地特有のスペクトルを作成した時は、この実際の加速度を用いる。もし、1つの現地特有のスペクトルを作成した時は、残された2つの方向については上記のようにして作用させる。

構造解析で時刻歴解析を用いる時は、少なくとも3セットの地盤振動時刻歴データを使う。これは、地盤振動の位相特性によって変化する構造物の応答の感度を考慮するためである。

構造物の付属物、装置、モジュール、パイプは、それらの基礎における加速度に抵抗できるように設計する。

地盤の液状化、海底すべり、つなみ、地震による衝撃波の影響は、適宜考慮しなければならない。

V. Recommendations for the Design and Construction of Concrete Sea Structures

(Federal International de la Precontrainte, 1977)

(1) 概要

本基準は、海洋環境下で供される固定式鉄筋コンクリートまたはプレストレストコンクリート構造物に適用する。この構造物には固定式構造物、移動式構造物、浮体構造物を含むが、栈橋、防波堤、船舶といった構造物は含まない。

(2) 考慮する荷重

設計で考慮する荷重は、以下のとおりである。

- ① 死荷重
- ② 上載荷重
- ③ 環境荷重（波、風、潮流、地震、氷：使用環境状態では再現期間1カ月、極限環境状態では再現期間50～100年）
- ④ 変形荷重（プレストレス、乾燥収縮、クリープ、温度変化）

(3) 地震力の取扱い

解析方法は、応答スペクトル法及び時刻歴解析法のいずれかで行うものとするが、通常の設計地震に加えて、極めて希な巨大地震も考慮する。この時、構造物には多少の降伏や損傷は発生してもよいが破壊してはいけない。

静的解析法としては「Uniform Building Code」があるが、この方法は最大自由場加速度が $0.1g$ を超えない場合のみ適用する。

(4) 地震に関する規定

R2.12) 地震荷重

建設地点が、歴史的に地震記録のある場合には、構造物は地震による水平力、鉛直力、及び転倒モーメントに対して抵抗できるように設計しなければならない。設計地震力は、建設地点の近くにおける過去の地震記録があるならば、これにより設定する。

地震活動度の高い地域に比べ、相対的に地震記録計の設置している個所は少ないので、完全な歴史地震活動記録を有する地点を選定する可能性はとても小さい。このような場合は、地震記録を有する同様の地形や地殻特性を有する地点と比較する。

さらに、「設計地震」に加えて、多少の降伏や損傷は生じるが、構造物は崩壊することがないことを照査するための「最大地震」を考慮する。

構造物や基礎地盤に対する地震の影響は、応答スペクトル法あるいは時刻歴解析法により解析する。時刻歴解析では、実際の、あるいは、合成した加速度記録を使ってよい。ただし、いくつかの記録を考慮する。

大変形が構造物の適切な機能を損なう可能性のある地点では、構造物と地盤の相互作用に特別な注意を払う必要がある。水の質量効果に加えて、設計では適切な質量、材料、及び地盤の逸散減衰を考慮する。

動的解析に用いるシステムの質量は、構造物本体の質量に加えてそれが含む液体質量、さらに周辺

の流体の振動による付加質量を考慮する。適切な付加質量係数は、回折解析から決定される。

つなみの影響に対しても考慮しなければならない。地震による衝撃波のセル構造、タワー、基礎に対する影響を評価する必要がある。

地震時の地盤自体の安定を照査する必要がある。液状化や斜面不安定のような要因を照査する。

解説C2.12)

現在、動的解析よりも静的解析に関係した多くの地震データが利用可能である。これらのデータは地上の建築物の解析により多く得られている。

「統一建築基準、Vol.1、国際建築会議」には、静的解析に基づき地震荷重の設定方法が示されている。この方法は、自由地盤の最大加速度が $0.1g$ を超えない時のみに使うことができる。

つなみは、基礎に付加的な静水圧、横方向力、鉛直力を生じさせる。浅瀬では、特に破壊的である。

地震による衝撃波は、理論的には、瞬間的に $1 \sim 1.3 \text{ N/mm}^2$ の最大超過圧力を有する。超過圧力は、表面で 0 で 300m の深さで最大に変化し、それ以深では明らかに一定となる。

長大橋梁の耐震設計法に関する研究 ISSN 0386-5878
—(その1)大水深下に用いられる海洋構造物 土木研究所資料第3282号
の耐震設計法に関する調査— 平成6年6月(1994)

土木研究所企画部 地下開発研究官 川島 一彦
(前耐震研究室長)

地震防災部耐震研究室 主任研究員 蓮上 茂樹
向 秀毅

要旨 中央支間長が2,000mを超えるような長大橋梁の建設に際しては、主塔基礎を100mを超えるような大水深の海域に建設せざるを得ない場合も生じる。しかしながら、100mを超えるような大水深下に橋梁基礎を建設した事例はなく、近年、海外等において多くの実績を持ち、また、大水深に適した独創的な設計概念や施工法を持っている石油掘削用の海洋プラットフォーム等の技術が参考になると考えられる。本資料は、大水深(水深50~100m)に橋梁の基礎を建設する場合の参考とするために、大水深下に建設される海洋プラットフォーム構造の耐震設計技術について、既存の資料を調査した結果をまとめたものである。

キーワード：長大橋梁、基礎構造、耐震設計、大水深、海洋プラットフォーム

郵便はがき

いは50
円切手
を下さ

305-□□

建設省土木研究所

地震防災部耐震研究室 御中

茨城県つくば市大字旭一番地

No. 003

No. 003

配布先氏名

配布先住所



土木研究所資料第3282号 部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名

印