

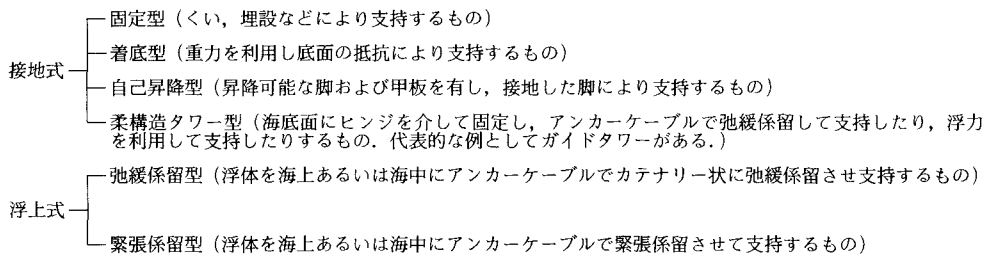
第 16 章 海洋構造物

16.1 総 則

本章は海洋構造物のうち、接地式構造物の設計に適用することとし、上部構造については鋼管部材等により構成された構造物を、基礎構造についてはくい基礎、重力式基礎を対象とする。

【解 説】 本指針 PART A の一般条項のみでは海洋構造物の設計には不十分な面があるため本章を設けた。海洋構造物の特質にかかわる規定を中心に、鋼管部材を主要部材とする接地式構造物を対象として設計上の留意点をひとつおろ網羅し、海洋構造物設計の全体像を描いた。他の本格的な指針を利用する前のいわば導入的な性格を持たせたため設計技術の詳細は省いてある。

海洋構造物は、その用途、目的によりさまざまな種類があるが、構造物の安定条件から次のように分類することができる。



各型式の構造物概要を解説 図 16.1, 16.2 に示す。

本章では、このうち一般的で応用範囲の広いものとして、接地式構造物の設計法をとりあげるが、上部構造については鋼管部材を主体とした構造物を、基礎構造については、くい基礎、重力式基礎を対象としている。

実際の設計に際しては本指針に加えて、海洋鋼構造物設計指針（案）解説¹⁾、海洋建築物構造設計指針（固定式）・同解説²⁾、Rules for the Design, Construction and Inspection of Offshore Structures³⁾、API Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms⁴⁾、BS 6235 : Code of Practice for Fixed Offshore Structures⁵⁾、などを参照するとよい。

解説 図 16.1, 16.2 に示す各構造物はいずれも石油開発関連の構造物である。また今日までに建設された鋼製海洋構造物の大部分は石油開発にかかわるものと言することができる。世界で最初の鋼管製接地式海洋構造物は、1947 年、アメリカのルイジアナ沖水深 20 ft の地点に始めて建設されたと言われている⁶⁾。その後メキシコ湾を中心に数多くの石油掘削/生産用プラットフォームが建設されてきたが、この間中心的な役割を果たしてきたのが API（アメリカ石油協会）であり、API の基準⁴⁾が今日でも広く用いられている。一方、1970 年代になると北海においても石油開発が始まり、ヨーロッパを代表する基準として DNV（ノルウェー海事協会）の基準³⁾が制定された。

API の基準では、鋼構造物の設計は AISC の基準（Specification for the Design, Fabrication and Erection of Structural Steel for Buildings, 1978 年）に準拠することになっており、API の基準は AISC の基準と同様、許容応力度法を用いていると言える。一方、DNV の基準では、鋼だけでなくコンクリートも対象とした限界状態設計法を用いている。まえがきで述べられているように、本指針の他の章では許容応力度法を等価変換した限界状態設計法を採用している。16 章においては DNV の実績を尊重し、DNV の基準（以下では DNV ルールと

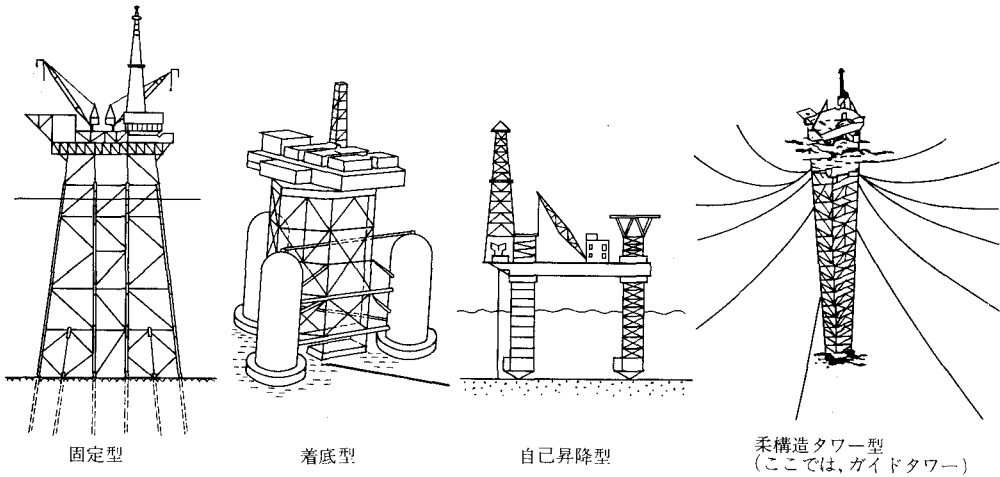
言う)に従い照査式を記述することとしたが、この場合も鋼管部材に関する照査式の内容はAPIの基準(以下ではAPI RP 2 Aと言う)と原則的に同じになっている。これはDNV ルールの制定年度が古く(1977年)、照査式の中にその後の研究成果が十分含まれていないためである。この点常に最新の研究成果を取り入れているAPI RP 2 Aの方が使用価値が高いと言え(今回は1985年版を使用)、16章では、API RP 2 Aの規定をDNV ルールの表現方法にすべて書き直した。したがって16章の規定のスタイルはDNV ルールと同じであるが、鋼管部材の設計の内容はAPI RP 2 Aと同じになっている。なお、16.10基礎の設計については、DNV ルールとAPI RP 2 Aとの統合が現時点では難しいので両基準を併記することとした。

次に参考までにここで分類した各構造物について概説すると以下のようになる。

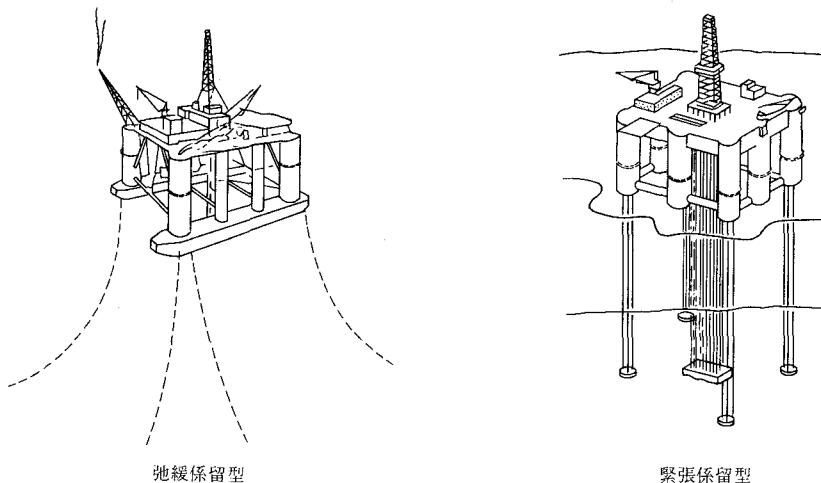
最も長い経験と実績を有する海洋構造物は接地式であり、とくににくい基礎によって固定される鋼管構造物(ジャケットと呼ばれる)が一般的であらゆる海域で多く見られる。

また、重力式基礎によって安定する着底型が地盤条件のよい北海を中心として実用化され、大型の構造物が建造されている。北海においてはこれらの着底型はコンクリート構造物がほとんどであるが鋼製の着底型も実用に供せられている。

近年とみに開発が進められ、多くの新しい型式が提案されているのが浮上式であり、弛緩係留型の半潜水式や、



解説 図 16.1 接地式海洋構造物



解説 図 16.2 浮上式海洋構造物

特殊係留装置で係留されたタンカーなどが石油開発に用いられるようになっている。これらは旧来のアンカーを用いたり、重力式のシンカーなどで係留させることが多いが、場合によりアンカーパイルを用いていることもある。浮上式のうち最近話題を提供しているのが緊張係留型のテンションレグであり、北海の水深150 m海域で一基建設され、更に深い水深500 m級の海域に建設計画がある。

自己昇降型のプラットフォームは接地式に分類されるものの、普通はこれを永久構造物として用いるのではなく、洋上建設の作業基地として、また海洋石油開発の石油井掘削用として比較的短期間の使用に供されることが多い。

以下では本章で用いられている用語について定義しておく。

- 1) 設計寿命……………建造の開始からその構造物の使用が不適格になるまでの期間。
- 2) 設計段階……………海洋構造物の設計において寿命を考慮すべき各設計の段階であり、以下のように分類される。
 - a) 建造段階……………陸上、洋上における構造物の建造全体にかかわる段階。
 - b) 輸送段階……………構造物の輸送にかかわる段階であり、構造物の一部分となる部材、ブロック等の輸送を含む。海岸から洋上への輸送、海岸から輸送バージへの運搬、また現場あるいは途中での係留も含む。
 - c) 据付段階……………現場における据付工事段階であり、たとえばバージからの吊り降ろしあるいはランチングによって構造物が海中に投入されるときからくい打ち、グラウトなどを経てその構造物が使用できる状態となるまでをいう。
 - d) 操業段階……………建設された構造物の利用にともなう作業がその構造物上で行われる段階、すなわち据付が完了してから構造物の使用が終るまでをいう。
 - e) 撤去段階……………構造物の撤去が行われる段階。
- 3) 海洋構造物……………本章でいう海洋構造物とは原則として永久構造物として設計され、海底面に重力、くい、あるいはアンカーによって固定される構造物をさす。
- 4) 限界状態……………構造物あるいはその一部が機能上あるいは安全上不適格となる状態をいい、以下のように分類される。
 - a) 終局限界状態…最大耐荷力に関する限界状態 (Ultimate Limit State)
 - b) 疲労限界状態…繰返し荷重による疲労損傷に関する限界状態 (Fatigue Limit State)
 - c) 進行性崩壊限界状態…構造物の誤用あるいは事故による損傷をうけた後の進行性崩壊に関する限界状態 (Progressive Collapse Limit State)
 - d) 使用限界状態…構造物の正常な使用あるいは耐久性に関する限界状態 (Serviceability Limit State)
- 5) 設計年数……………設計のために用いられる不規則変数の特性値を定めるための年数
- 6) 荷重特性値……………設計年数の間に構造物にとってある一定の確率のもとでより不利な値とならない荷重の値 (F_k)
- 7) 荷重係数……………荷重特性値にある係数を乗じて設計荷重を算定するその係数 (γ_f)
- 8) 設計荷重……………構造物の設計に用いる荷重、すなわち荷重特性値に荷重係数を乗じたもの ($F_k\gamma_f$)
- 9) 設計荷重効果……………設計荷重を用いて計算される荷重効果 (S_d)、断面力や変位などを言う
- 10) 材料強度特性値…材料試験によって決定される強度で、ある一定の確率でそれを下回らない強度 (f_k)
- 11) 材料係数……………材料強度特性値をある係数で除して設計材料強度を算定するその係数 (γ_m)
- 12) 設計材料強度……………構造物あるいは構造物の一部の設計耐力を算定するのに用いる材料強度、すなわち材料強度特性値を材料係数で除したもの (f_k/γ_m)
- 13) 耐力……………構造物に荷重が作用したとき、構造物あるいは構造物の一部がその載荷に耐えうる能力
- 14) 耐力特性値……………材料強度特性値を用いて決まる耐力の値であり、実際の構造物においてある一定の確率

でそれを下まわらない耐力 (R_k)

- 15) 設計耐力……………構造物あるいは構造物の一部の安全性を照査するのに用いる最大の耐力 (R_d), 耐力特性値 R_k に対し, 材料係数その他の安全率を見込むことによって求められる. 設計は設計荷重効果 S_d とこの設計耐力 R_d の大小を比較することによって行う (16.6.1 参照)

16.2 構造計画

16.2.1 一般

海洋構造物の計画にあたっては, その基本計画を十分に理解し, 構造物の目的, 用途, 使用条件, 環境条件に基づいて設計条件の設定, 構造形式の選定を行うものとする.

【解説】 海洋構造物の構造計画にあたり考慮すべき事項は次のとおりである.

1) 基本計画の理解

海洋構造物と一口に言ってもさまざまなものがあり, その構造物の目的, 用途, 使われ方, 重要度, 耐用年数など機能面から要求される条件は千差万別である. したがって海洋構造物の構造形式の選定, 付属施設の計画にあたっては, 基本計画を十分に理解し, 設計に影響をおよぼす諸条件を拾い出すよう努めなければならない.

2) 設計条件の設定

上記基本計画から設定される設計条件に加え, さらに稼働海域の自然環境条件に応じて 16.1 の解説に示した各設計段階に対して設計条件を設定する.

3) 防災の基本理念の設定

海洋構造物は一般に陸上に設置される構造物に比べ災害時の避難, あるいは防災上不利であるので海洋構造物自体の耐力を高めるとともに防災, 避難の方法につき, その構造物に応じた基本理念を定め, 設計に反映させるものとする.

16.2.2 使用条件

海洋構造物の用途, 目的により所要の機能が発揮できるよう配慮し, 必要に応じて使用条件を定めなければならない.

【解説】 海洋構造物の使用性を確保するために, 設計条件として配慮しなければならない項目として以下のものがある.

1) 機能確保のための構造物の寸法

海洋構造物は自然環境に耐える耐荷力の観点からのみではなく, 洋上における作業上の要請から寸法が決まることが多いことを念頭に置かねばならない.

2) 施主からの特別な要求

当該構造物の使用について施主あるいはその構造物の使用者もしくは管理者から使用形態, 使用方法および維持管理についての要望を事前によく調査し, 設計に反映させなければならない.

3) 構造物の変位・振動

当該構造物の上で行われる作業が正常に実行でき構造物の目的を全うできるよう構造物の変位, 振動の特性値を定めて設計しなければならない.

4) 安全対策

当該構造物の上に人が居住したり, あるいは作業に従事する場合, 事故に際して, その事故が容易に重大に

つながらないよう、構造の詳細、レイアウト、避難路、当該構造物からの脱出法等を定めなければならない。

16.2.3 環境条件

海洋構造物の設計には、その構造物に影響するすべての環境条件を考慮しなければならない。

【解 説】 1) 設計に影響する環境条件とは、風、波、潮流、潮位、氷、温度、構造物に付着する海成生物、積雪、地震などがある。

2) 環境条件は本質的に不規則変数で表されるものであり、原則として統計的手法によってパラメータを整理することを原則とする。

パラメータの整理にあたっては例えば Gumbel の方法など、通常受け入れられている方法を用いて統計的に有効な方法で行うことに注意を傾けなければならない。

3) 橋梁など従来からの土木構造物の設計においては、設計用荷重が直接与えられるのが一般的であるが、海洋構造物の設計においては構造物の建設地点ごとに環境条件が大きく異なり、また構造物の建設個数もそれほど多くなく経験の蓄積も十分でないため、一般的な形で設計用荷重を与えるのが難しい。したがって現在の海洋構造物の設計においては、上述のような形で環境条件を求め、それを用いて荷重を計算し設計を行うのが一般的である。

16.2.4 現場調査

現場の地質条件や海底地形等を把握するため、原則として現場調査を行うこととする。

【解 説】 海洋構造物の基礎は現場調査の結果に基づいて設計することを原則とする。現場調査の範囲内容については構造物の形式、大きさ、重要度または現場の土質の均一性、海底面の状況などによって異なる。

1) 調査地域

調査地域の広さについては以下の現象を考慮して十分余裕をもたせること。

- a) 調査中の位置測定の誤差
- b) 構造物の据付のときの位置測定の誤差
- c) 構造物の据付の精度

2) 海底地形

海底地形の調査は同一現場でも構造物の設置場所ごとに行うことを原則とする。

着底型（重力式）構造物に対して海底面の起伏測定精度は通常 ± 0.1 m のオーダーが要求される。くいによる固定型の構造物に対して海底面の起伏測定精度はその都度きめてよい。

海底地形の調査においては海底の形状の測定に加え、海底面の転石その他の障害物の調査を行い施工計画の参考にしなければならない。

3) 地質学上の検討

現場調査の一環として地質学上の検討を行うこととする。この検討は現場付近一帯の地質、土質条件、海底地形等の情報に基づいて行う。この検討の目的は、土質試験の方法と範囲を決めることと、据付場所の状態と付近の状態との相関を見いだすことにある。

4) 土質試験

土質試験を行う面積的あるいは深度的範囲は、構造物の基礎の安全に必要なかつ十分なものとする。

土質試験には④物理探査法、⑤現位置試験、⑥ボーリングサンプルによる室内試験などがあり、これらを組合せて行うものとし、物理探査法のみによって基礎を設計してはならない。

16.2.5 構造計画における注意

海洋構造物の構造計画においては、次の点に注意しなければならない。

- 1) 海上の作業面（デッキ）と波との関係
- 2) 陸上での加工・製作
- 3) 現場までの曳航と設置法
- 4) 現地工事
- 5) 工事中の安定
- 6) 洗掘
- 7) 設置後の安定
- 8) 保守点検の方法

【解 説】 海洋構造物は通常の陸上構造物とは異なる特徴を有するので、ここでは海洋構造物の構造計画にあたり、特に配慮すべき項目を具体的に定めた。

1) 海上の作業面と波との関係

海上の作業面への波は、作業面上に備えつけた機器、施設を没水させると同時に大きな波力を作業面にあたえる。このため石油関連諸施設では通常作業面を十分高くし、波との干渉をさせてこの問題を解決している。この場合、作業面下端と波頂との間に1.0～1.5 mのすき間、すなわちエアギャップを設けるのがよい。

したがってこの時の作業面の高さは式（解 16.1）のように表される（解説 図 16.3 参照）。

$$C = H_1 + H_2 + H_3 + H_4 \dots\dots\dots (解 16.1)$$

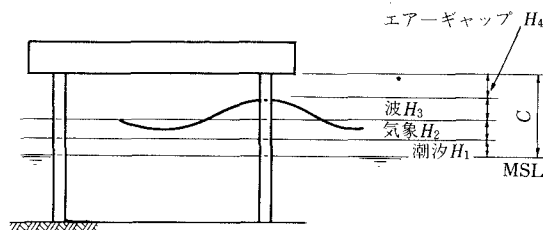
ここに、 C ：平均水位（MSL）から作業面下端までの高さ（m）

H_1 ：平均水位からの天文潮による水位増加（m）

H_2 ：低気圧等気象の影響による水位増加（m）

H_3 ：静止水面からの波頂高さ（m）

H_4 ：エアギャップ（m）（1.0～1.5 m）



解説 図 16.3 エアギャップ

なお栈橋式けい船岸など、接岸船舶との関係上水面からの高さ設定に制約がある場合には波が来襲し作業面が没水することを前提に、作業面には必要な耐力をもたせ、かつ適切な機器の配置を行うものとする。

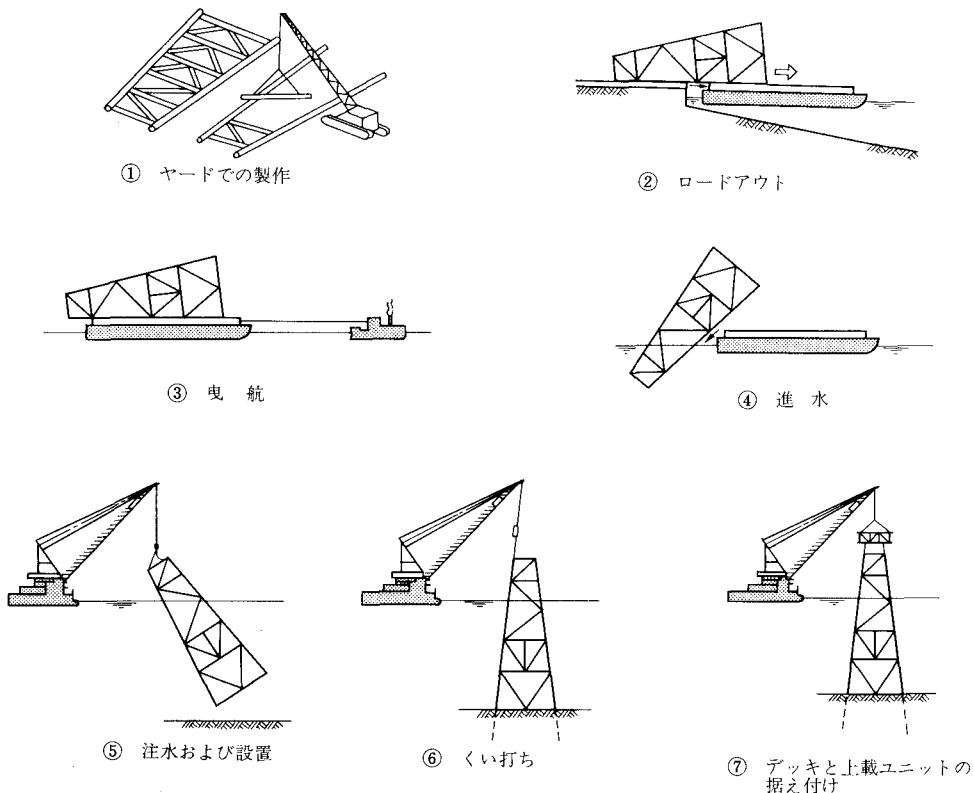
2) 陸上での加工・製作

海洋構造物は、陸上での加工度を高め現地工事の依存度を低くするのを原則とする。したがって大ブロック、重量構造物を製作することが多くなるため、加工ヤードの地耐力、出荷の方法等事前に十分な検討を行い、構造計画に反映させなければならない。

3) 現場までの曳航と設置法

現在よく用いられている曳航と設置方法は以下のとおりである。これらは計画される構造物の規模、曳航距離、設置海域の条件、さらに使用可能な作業船、輸送船の種類、規模などを考慮して技術的、経済的に適切な方法を選択しなければならない。

- a) 構造物をフローティングクレーンで吊ってそのまま現地まで運び設置する方法。軽装備、小型構造物をごく近距離曳航する場合に用いる。
- b) 構造物を台船に搭載して現場まで曳航し、デリッククレーン等で吊り降ろし設置する方法。比較的小型構造物をある程度遠距離まで曳航する場合によく用いられる。
- c) 構造物を進水バargeに搭載して現場まで曳航し、そこで進水バargeから進水させて海中に投入、デリッククレーンと構造物のバラスト調整により姿勢制御、位置制御を行って設置する方法。比較的大型の構造物を遠距離の地点に設置する場合に用いる。海底石油開発に使用されるジャケット構造では最も一般的な方法であり、わが国の阿賀沖プラットフォーム、常盤沖プラットフォーム、阿賀沖北プラットフォームはいずれもこの方法で曳航、設置された。解説 図 16.4 にこの方法による組立から設置までの作業の流れを示す。
- d) 構造物をそれ自体あるいは特別のフローターの浮力により浮かせて現地まで曳航し、バラスト調整によって姿勢制御しつつ沈降設置させる方法。大型構造物に対し比較的近距离の輸送を行う場合に用いる。曳航時に構造物に予想外の大きな力が加わる可能性があり、また曳航中の繰返し応力により疲労損傷が進行するので本方法を採用する場合には慎重な検討が必要である。



解説 図 16.4 ジャケット構造物の曳航・設置法

4) 現地工事

現地工事に対する注意として海洋鋼構造物設計指針(案)解説¹⁾では、次のように定めている。

「現地工事は作業環境が悪いため、能率が劣り、かつ次のような欠陥が生じやすい。

- a) 部材の取付けでは、その精度が悪くかつ溶接欠陥ができやすい。
- b) 根固めでは構造本体の波浪や潮流による振動のため、構造本体と根固めコンクリートとの密着が悪くなることもある。

したがって構造計画にあたっては、できるだけ現地工事をさけるように努力し、どうしても避けられないものに対しては、上記の欠陥を考慮して構造強度的に十分な安全率を見込まなければならない。」

5) 工事中の安定

工事期間中の構造物の安定について同指針では次のように定めている。

「固定型構造物はもともと根固めにより外力に対する安定が確保できるようになっている。したがって、構造物を海底に設置した後根固めが完了するまでの間の安定に対しては十分な注意が必要であり、場合によっては次のような配慮をしなければならない。

- a) 根固めが完了するまでの間、暴風などに遭遇しないよう施工時期をえらぶこと。
- b) 構造物の接地圧を増すために適当なバラストを搭載すること。

また、軟弱地盤域で脚の貫入量が過大となりそうな場合は適宜脚にマットなどをとりつけて貫入をおさえなければならない。」

6) 洗 掘

洗掘に対し、同指針では次のように定めている。

「構造物を砂質層域に設置する場合は、洗掘に対して慎重な配慮をし、十分な根固めをしなければならない。

また岩盤域の場合でも、設置時の衝撃、根固めの作業による振動、脚荷重などにより岩盤が破壊されて洗掘がおこることがあるから注意が必要である。」

7) 設置後の安定

接地式海洋構造物の安定を検討するにあたっては静的検討のみ行えばよい場合もあるが、大水深に設置される比較的剛性の大きい固定式海洋構造物の場合には、静的検討に加えて波浪、地震などに対し動力的な検討に基づいて設計しなければならない。

API RP 2 A では、波の周期が構造物の固有周期に近い場合には、動的解析を行うことを原則としている。疲労の検討も重要であり、構造物の規模、固有周期、設置海域の特性に応じ適切な疲労解析により安定を確保する。API RP 2 A では周期 3 秒以上の構造物では、波載荷の動的影響を含め十分な疲労検討を行うことにしている (16.7.1 参照)。

8) 保守点検の方法

一般に海洋構造物の保守、点検、修理は陸上の構造物に比して著しく困難であり、検査員や検査機器のアプローチも容易ではない。したがって計画・設計にあたっては構造物の強度、特に疲労強度の十分な検討を行い、ある程度長期間の無補修に耐える構造としなければならない。

しかしながら海洋構造物は厳しい腐食環境下に置かれ、防食材料の劣化、鋼材の疲労、海成生物の過度の付着による荷重の増大などの危険にさらされており、こうしたすべての好ましくない状況を完全に克服することは事実上、経済上不可能に近いので、こうした好ましくない状況の発見、あるいはその対処のために保守点検を行うことは構造物の安全にとって不可欠であると考えられる。したがって、保守点検の項目、頻度、必要な点検機器、補助機器類、点検の方法などの検討を行い、構造計画において保守点検が容易にできるよう努めなければならない。

16.2.6 防 食

海洋構造物は厳しい腐食環境下に設置され、かつ保守点検、補修作業も容易ではないため、構

造物の特性や設置海域の環境に適した防食を講じなければならない。

【解 説】 海洋構造物に対してとられている防食法は次のとおりである。

1) 塗 装

構造物を塗膜により防食するもので、最も一般的で確実な方法である。設置海域に適した塗装系を選び注意深く施工することにより、相当期間の防食効果を期待できる。

ただし塗膜の劣化に応じ適宜補修塗装を行わなければならない。

2) 被 覆

塗装の塗膜に加えて、ゴム系あるいはレジンモルタル等で被覆して鋼材を腐食環境から守る方法で、特に腐食が激しい飛沫帯などに使用されている。最近ではこれらの他に、合成樹脂系では、エポキシ系塗料に骨材を混入して数ミリメートルの厚さに塗装する重塗装や、ポリエチレン、ポリウレタン等による被覆工法も現れている。また防食被覆としてモネル等耐食金属を用いることもある。

これら被覆による方法は、それぞれの特色により、鋼材製造時、鋼管製造時、構造物の加工組立時、または加工終了時に行うもの、あるいはそれらの組合せで行われるものに分類され、製造加工上の制約があるので十分な検討が必要である。また構造物設置後被覆が破壊されると防食能力が著しく落ちるので適切な補修方法をあらかじめ考慮しておかねばならない。

3) 電 気 防 食

海水中の鋼材表面には種々の原因によって電位差の異なる部分が存在し、その結果、無数の局部電池が形成され、陽極に相当する鋼材表面が鉄イオンとなり海水中に溶け腐食が進行する。電気防食は構造物を形成する鋼材を陰極側にすることにより腐食を防ぐもので、常に海水に没している部分の防食法として最も一般的な方法である。電気防食には次の2つの形式がある。

a) 流電陽極法

鉄よりもイオン化傾向の高い金属、一般にアルミニウムか亜鉛を構造物にとりつけ、自然電位差を利用して海水中でそれら金属を陽極、鋼材を陰極となるようにし鋼材の腐食を抑える方法で、陸から遠距離の海洋に設置する構造物によく用いられる。

b) 外部電源法

構造物と、その近傍に設けた白金、炭素等の電極との間に外部から電位差を与えて鋼材を陰極側として腐食を防ぐ方法であり、腐食度に応じて電流を調節することが可能である。陸に近い大型海洋構造物に用いられる。

4) 腐食代の採用

強度上必要となる鋼材板厚に加え、使用期間中に予想される腐食損耗分を見込んでおくものであり、さまざまな場合に用いられている。ただし広い範囲にわたり大きい腐食代を採用するのは不経済でもあり、また孔食に対しては必ずしも有効な方法ではないので、他の防食法に対する補完として用いるのがよい。

16.3 荷 重

16.3.1 一 般

構造物あるいはその一部分の寸法、板厚などに影響を及ぼすと考えられるすべての荷重を設計に反映させるものとする。

【解 説】 これらの荷重は16.1の解説に定めるすべての設計段階について考慮しなければならない。なお、

海洋構造物においては海成生物による構造部材の投影面積の増加は潮流力、波力の増大をもたらすので、構造物に付着する海成生物の影響を考慮する必要がある。

16.3.2 荷重の分類

荷重は次のように分類する。

- 1) 永久荷重
- 2) 活荷重
- 3) 変形荷重
- 4) 環境荷重
- 5) 事故荷重

【解 説】 各荷重の具体的内容を以下に説明する。

1) 永久荷重

- a) 重力による荷重で考慮している設計段階のなかで常に作用するもので、以下の例があげられる。
 - 構造物の空中重量，水中重量
 - パーマネント・バラスト，構造物上の機器類で取り除かれることのないもの
 - 海水による水圧
- b) 永久荷重の算出は，各材料の単位体積重量と体積の正確なデータに基づいて行うものとし，平均値（期待値）を特性値とする。

2) 活 荷 重

- a) 構造物の日常の使用にともない発生する荷重で考慮している設計段階内で取り去ることができるもので、以下の例がある。
 - 貯藏品，機器等の重量
 - 船舶の接舷，係留による荷重
 - クレーンによる荷揚作業にともなう荷重
- b) 活荷重の特性値は構造物の用途，寿命，重要度などから決めるものとし，その特性値は最大許容荷重を意味する。
- c) 活荷重に属する各荷重ごとの特性値と，それらの組合せについての許容限度を明確にしておかねばならない。
- d) 船舶の係留による荷重は，指定された作業条件時に発生が予期される期待値を用いることとし，それ以上の荷重が発生したときには係留ラインがはずれる等，機構的に構造物に過大な荷重が作用しないよう考慮すること。

3) 変 形 荷 重

- a) 構造物に生じた変形によって起こる荷重をいい，これはプレストレス，温度差あるいは温度変化，クリープ，収縮，吸水，基礎地盤の不等沈下などによって発生する。
- b) 変形による荷重の特性値は，その荷重の大きさを支配する因子（たとえば温度）の最大値，最小値をもとに算定される。

4) 環 境 荷 重

- a) 風，波，潮流，氷，雪，地震等の環境条件によって生ずる荷重である。
- b) 環境荷重の特性値を求めるための設計年数は操業段階に対し通常 100 年とする。なお荷重が不規則変数とみなせる場合の荷重の特性値の算出法は 16.5.3 を参照のこと。

- c) 建造, 輸送, 据付, 撤去の各設計段階に対する設計年数は, 場所, 季節, 環境荷重の予測値などに基づいて決めることとするが, それぞれの設計段階の継続期間の 3 倍を用いてもよい.
- d) 環境荷重に属する各荷重の組み合わせはそれぞれの荷重が同時に発生する確率に基づいて定めてよい.
- e) 地震による荷重は通常他の環境荷重と組み合わせて考える必要はない.

5) 事故荷重

事故あるいは極端な環境条件による荷重で発生頻度, その大きさなどが定めがたい荷重をいう.

たとえば

- 衝突による荷重
- 爆発, 火災による荷重
- 発生可能な最大の地震

これは構造物の設計年数の間に発生が期待されるいわゆる設計地震とは異なり, 据付け現場に生ずる可能性のある最大の地震をいい, 考え方のうえでは事故荷重に含める (16.4.6.1 解説 参照).

16.4 環境荷重の算定

16.4.1 一般

環境荷重の算定は 16.2 の構造計画において設定された設計条件により, 適切な方法で行うものとする.

【解説】 ここでは海洋構造物の設計において支配的な荷重となる環境荷重の算定をとりあげた. 他の荷重算定については 16.3.2 (解説) で述べた通りである.

16.4.2 風荷重

風荷重は式 (16.1) によって算定してよい.

$$F = \frac{1}{1.6 \times 10^4} C_s V^2 A \dots\dots\dots (16.1)$$

ここに, F : 風により構造物に作用する単位長さあたりの力 (tf/m)

C_s : 形状係数

V : 設計風速 (m/sec)

A : 風荷重の作用方向に直角な面に対する構造物または部材の単位長さあたりの投影面積 (m²/m)

【解説】 風によって物体に作用する力には抗力, 揚力, 空力モーメントがあるが, 構造物の安定に最も大きな影響を与える抗力のみが通常風荷重として考慮される. 式 (16.1) はこの抗力を求めるものである.

形状係数 C_s は風洞実験等で確認されない場合には, 以下の数値を用いてよい (API RP 2A による).

- 海洋構造物の投影面積全体 : 1.0
- 円柱部材 : 0.5
- 角柱部材 : 1.5
- 居住区等建築物 : 1.5

設計風速 V は高さ方向に変化させ, 通常, 海面上 10 m における風速を基本風速とし V_{10} で表すと, 式(解 16.2)

のようになる。

$$V_z = V_{10} (z/10)^{1/n} \dots \dots \dots (解 16.2)$$

ここに、 z ：海面上からの高さ (m)

V_z ：海面上 z m における風速 (m/sec)

n ：API RP 2 A によれば

ガストに対して $n=13$

平均風速に対して $n=8$

なお設計風速としては、構造物全体の検討をする場合には1分間平均風速を用い、構造物局部の検討の場合には3秒平均(ガスト)を用いるのが一般的である。

構造物設置予定位置における風のデータが不十分で設計風速を設定できない場合には、海洋鋼構造物設計指針(案)解説¹⁾に従うものとする。

16.4.3 波による荷重

16.4.3.1 波による荷重の種類

海洋構造物に作用する波による荷重は、構造物の種類形状、構造物の設置される海域の地形などによって異なり、構造物の種類に応じて適切な荷重を選定しなければならない。

【解 説】 海洋構造物に作用する波力は構造物の形状、規模等によって異なり、抗力、質量力、揚力、碎波による衝撃力、碎波圧力、重複波圧などがある。

防波堤などに対しては碎波圧、重複波圧が問題となる。このような波による荷重については港湾の施設の技術上の基準・同解説¹⁾に詳しい。本指針では、鋼管による骨組構造物に対する抗力、質量力について規定することとする。

16.4.3.2 抗力と質量力

海中に設置された骨組構造物の部材に作用する波による抗力と質量力は次の式(16.2)によって算定してよい。

$$F = \frac{1}{2} \frac{w}{g} C_D u |u| A + \frac{w}{g} C_M \frac{\partial u}{\partial t} V \dots \dots \dots (16.2)$$

ここで、 F ：部材に作用する単位長さあたりの波力 (tf/m)

w ：海水の単位体積重量、通常 $w=1.03 \text{ tf/m}^3$

g ：重力加速度、 $g=9.8 \text{ m/sec}^2$

C_D ：抗力係数

u ：波による水粒子速度 (m/sec)

C_M ：質量力係数

$\frac{\partial u}{\partial t}$ ：波による水粒子加速度 (m/sec²)

A ：部材の単位長さあたりの流水方向の投影面積 (m²/m)

V ：部材の単位長さあたりの体積 (m³/m)

【解 説】 式(16.2)は骨組部材に働く波力の計算によく用いられる。これはモリソン等によって提案された

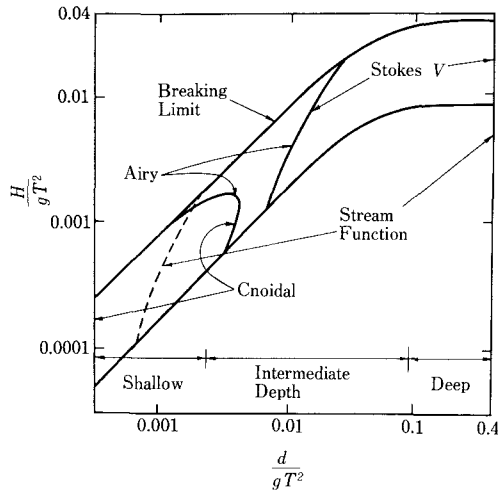
もので抗力は水粒子速度により、質量力は同加速度による力としている。抗力係数 C_D 、質量力係数 C_M は構造物の形状、規模により異なる。抗力係数は Reynolds 数、Keulegan-Carpenter 数、部材表面の状態によって変化する。したがって実験等によって確認することが望ましい。実験的に求める場合には採用する波理論によっても異なるので注意が必要である。円柱部材からなる骨組構造に対して API RP 2 A では

$$C_D=0.6\sim 1.0, C_M=1.5\sim 2.0$$

を標準としている。

採用すべき波理論については水理公式集⁸⁾、Surface Waves and Offshore Structures⁹⁾、Fifth Order Gravity Wave Theory¹⁰⁾、The Solitary Wave and Its Application to Surf Problems¹¹⁾、Direct Numerical Calculation of Wave Properties¹²⁾、Evaluation and Development of Water Wave Theories for Engineering Application¹³⁾、Wave Force Calculations for Stokes and Non-Stokes Waves¹⁴⁾ などを参照するとよい。なおこれら各波理論にはそれぞれ適用範囲があり、水深 d 、波高 H 、波の周期 T などに応じて適切な波理論を選ぶ必要がある。

解説 図 16.5 には Dean¹³⁾ による例を参考として示す。



解説 図 16.5 波理論の選択

16.4.4 流れによる荷重

流れによって海洋構造物に作用する荷重には抗力と揚力がある。

これらは式 (16.3) によって算定してよい。

$$\left. \begin{aligned} F_D &= \frac{1}{2} \frac{w}{g} C_D V^2 A \\ F_L &= \frac{1}{2} \frac{w}{g} C_L V^2 A \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (16.3)$$

ここに、 F_D ：部材に作用する単位長さ当りの抗力 (tf/m)

F_L ：部材に作用する単位長さ当りの揚力 (tf/m)

C_D ：抗力係数

C_L ：揚力係数

V ：流速 (m/sec)

A ：部材の流れ方向の単位長さ当りの投影面積 (m²/m)

w : 海水の単位体積重量, $w=1.03 \text{ tf/m}^3$

g : 重力加速度, $g=9.8 \text{ m/sec}^2$

【解 説】 1) 流れの水深方向の変化は実測によって求めることが望ましいが、データがない場合は式 (解 16.3) によってもよい。

$$V_z = V_s(z/d)^{1/7} \dots\dots\dots (解 16.3)$$

ここに, z : 海底面からの高さ (m)

V_z : 海底面から $z \text{ m}$ のところでの流速 (m/sec)

V_s : 海表面における流速 (m/sec)

d : 水深 (m)

2) 抗力係数については円柱部材に対して 16.4.3.2 の解説に述べた値を用いてよいが揚力係数については実験による検討を原則とする。

3) 波と流れが同時に作用する場合については、両者による水粒子の運動をベクトル和して抗力を算定することとする。

4) 部材が流れの中に置かれているとき、部材の背後に発生する渦により揚力の周期的変化が起こり、そのため部材が流れと直角方向に振動することがある (渦励振)。この振動は揚力変化の周期と部材の固有振動周期とが近い場合には非常に大きくなるので注意を要する。

16.4.5 氷 荷 重

氷荷重の算定にあたっては、構造物によって氷が破壊される破壊モードを考慮して適切に算定するものとする。氷が構造物の鋼管部材で圧壊されるとき氷が構造物におよぼす荷重は式 (16.4) で算定してよい。

$$F = C\sigma_c D h \dots\dots\dots (16.4)$$

ここに, F : 氷力 (tf)

σ_c : 氷の一軸圧縮強度 (tf/m²)

D : 部材の外径 (m)

C : 氷圧係数

h : 氷の厚さ (m)

【解 説】 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とき氷の氷圧による氷圧力、氷が構造物に凍着しその凍着が切れるときの凍着力、また氷が構造物の斜面上をせり上がるとき曲げによって氷が破壊するとき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とき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ともなって生じる。

氷板が、風、波、潮流によって運動のエネルギーを得て移動するとき、このエネルギーが十分に大きければ、移動にとっての障害物である構造物を通り過ぎるとき氷が破壊される。この破壊に必要な力がすなわち構造物に作用する外力である。したがって氷の破壊モードによって算定方法、荷重の大きさに大きな差が出るのは当然である。

本指針で念頭においている鋼管部材から成る海洋構造物では上記にかかげた氷の圧壊による氷圧力が最も一般的であるが、これに加えて凍着力、衝突力にも配慮しなければならない。衝突力は氷の質量と運動速度、すなわ

ち運動エネルギーにより算定できるが運動エネルギーが大きくなると氷が破壊されてしまうので、さきに述べた氷が破壊されるときの氷荷重が上限となる。

氷圧係数 C は D/h , h などによって変化する係数である。API RP 2 A では C は 0.3~0.7 としているが実際にはもっと大きい範囲で変化すると考えられる。

σ_c は水の軸圧縮強度であるが、氷の温度、供試体のサイズや形状などによって異なる。API RP 2 A では $140 \text{ tf/m}^2 \sim 350 \text{ tf/m}^2$ の範囲としている。

式 (16.4) と同じ氷の破壊モードに対してはいくつかの式が提案されている。代表的なものを以下に示す¹⁵⁾⁻¹⁸⁾。

$$F = [0.33 \sigma_n + 12.5 \{(h/D) - 0.15\}] D \cdot h \dots\dots\dots (解 16.4)$$

ここで、 σ_n は実際の水温とひずみ速度 $0.003/\text{sec}$ のときの氷の強度であり、この式は Schwarz¹⁹⁾ によって提案された。

$$F = 5 \sigma_c \sqrt{D} \cdot h \dots\dots\dots (解 16.5)$$

この式は佐伯によって提案された¹⁶⁾。

円すい形の斜面上を氷がせりあがり、曲げによって氷盤が破壊するときの氷荷重を算定するものとして Ralston²⁰⁾ の式がある。

$$R_H = A_4 \{ A_1 \sigma_B t^2 + A_2 w t D^2 + A_3 w t (D^2 - D_T^2) \} \dots\dots\dots (解 16.6)$$

ここに、 R_H : 氷による水平力 (tf)

σ_B : 氷の曲げ強度 (tf/m^2)

t : 氷の厚さ (m)

D : きつ水面における構造物の径 (m)

D_T : 円すい台頂部の径 (m)

w : 海水の単位体積重量 (tf/m^3)

A_1, A_2, A_3, A_4 : 係数, グラフの形で与えられる。

詳しくは Ice Force Design Considerations for Conical Offshore Structures²⁰⁾ 参照のこと。

8) 骨組構造では骨組でかこまれている内部の空間にだけた氷がつまり、全体が凍結して氷の壁を形成してしまう、いわゆるジャミング現象を考えねばならない。この場合でも式 (16.4) は適用でき D を構造物の幅 B におき換えればよい。しかしこのときは氷圧係数 C は鋼管部材に対するものと比べかなり小さくなる。

16.4.6 地震荷重

16.4.6.1 地震荷重の考慮

地震荷重は操業段階において考慮することを原則とし、必要な場合には建造段階においても考慮しなければならない。

【解 説】 操業段階は構造物が現場に据付けられて、その構造物が供用されている間の状態をいう。この供用期間中に考えるべき地震には次の2つがある。

- 1) 操業期間中に発生する可能性のある最大の地震—これを設計地震として、これによる荷重を環境荷重の異常時として扱う。この荷重は通常他の環境荷重と同時に作用させる必要はない。
- 2) 据付地点において発生が可能である最大の地震—これによる荷重を事故荷重として考慮する。

このような最大の地震を設計上反映させる意図は、そのようなまれにしか起こり得ない大きな地震を被った場合にも進行性崩壊限界状態に達しないだけのエネルギー吸収能力が構造物にあるか否かの検討をすることにある。

16.4.6.2 地震応答解析法

- 1) 耐震設計においては動的解析を行うことを標準とし、応答スペクトル法あるいは時刻歴解析法を用いるものとする。
- 2) 海洋構造物の耐震設計にあたっては地盤運動の3方向成分を考慮するものとする。
- 3) 地震応答をもとめる構造物の解析モデルは通常3次元モデルとする。2次元モデルとする場合には、ねじり応答の影響を十分考慮しなければならない。

【解 説】 1) 海洋構造物は一般に比較のスレンダーな構造物であり、耐震設計においてはその動的特性を考慮する必要がある。

応答スペクトル法は最も一般的に用いられている方法であり、構造物の各振動モードごとにモーダルアナリシスを行いモードの重ね合わせによって全体の応答を算定する。したがってモードの選定と重ね合わせの方法によって結果が変わることに留意しなければならない。なお、重ね合わせの手法をとる以上、この方法は弾性解析の範囲に限られる。

時刻歴解析法では、地震による地盤の運動すなわち加速度、速度または変位の時間的変動記録を入力し、それに対応して構造物各部の断面力、変位などの経時変化を連続的に得ることができる。この方法ではくり返し載荷による構造物の剛性低下や、荷重-変位関係における非線形性を考慮できるので構造物の非線形解析には適している。

2) 3方向成分とは、構造物の強軸、弱軸の水平2方向と鉛直方向の3つを言う。これら3方向成分を構造物に同時に作用させる場合、API RP 2A では次のように規定している

- ① 構造物の強軸方向に 100 %
- ② 構造物の弱軸方向に 70 %
- ③ 鉛直方向に 50 %

3) 解析モデルは質量-バネ系とするが、質量には構造物の質量だけでなく、構造物内に常に存在する液体、付属品さらには海水の存在による付加質量を加えるものとする。構造物の減衰、海水との相互作用による流体力学的減衰にも配慮する必要がある。ジャケット形式の構造物の場合、鋼管部材の軸直角方向の運動に対しては付加質量を考慮し、軸方向の運動には付加質量を無視してもよい。

16.4.6.3 設計スペクトル

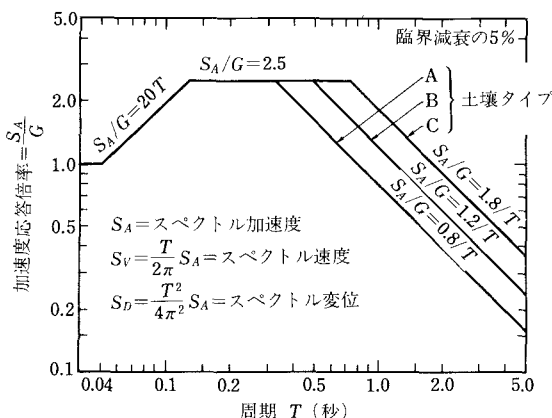
応答スペクトル法によって構造物の地震応答を求めるには建設地点の地盤に適した応答スペクトルを用いなければならない。

【解 説】 応答スペクトルは一般に過去の地震記録より地盤種別に作られる場合が多い。わが国では1970年に建設省土木研究所において過去に観測された比較的強い地震記録（強震記録）のうち44記録を選び1種から4種の各地盤種別のスペクトルが求められている。その後1972年から1976年にかけて新耐震設計法の開発が建設省総合技術開発プロジェクトの一環として行われており、わが国で発生した51回の地震に対して得られた301個の強震記録を用いてマグニチュード、震央からの距離、地盤種別の平均応答スペクトルが求められている。

解説 図 16.6 に示したのはAPI RP 2A で用いられている応答スペクトルで3種の地盤に対応している。

応答スペクトル法によって各計算モードを重ね合わせる場合、式（解16.7）に示すように各モードの応答の2乗和の平方根を用いてよい。

$$S = \sqrt{\sum S_i^2} \dots\dots\dots (解 16.7)$$



土壌のタイプ

- A. 岩石-3 000ft/sec (914 M/sec) を超えるせん断波速度を一般にもつ結晶性礫岩または頁岩状物質。
- B. 浅く強い沖積層-約 1 500PSF (72 K_P2) を超えるせん断強さを持ち、約 200 フィート (61m) 未満の深さに限定され、岩石状材の上にある適当な砂、沈泥および堅い粘土。
- C. 深く強い沖積層-約 200 フィート (61m) を超える厚さを持ち、岩石状物質の上にある適当な砂、沈泥および堅い粘土。

解説 図 16.6 API の応答スペクトル

16.4.6.4 時刻歴解析法に用いる入力地震波

時刻歴解析法に用いる入力地震波は建設地点の過去の地震記録、地盤条件の似通った地点の地震記録、またはそれらを修正したものによることとする。

【解 説】 入力地震波の選定が適切に行われないと地震による荷重の評価の意味が薄れてしまうので慎重な選定が望まれる。できる限り建設地点あるいはその付近の記録を用いることを原則とするが、記録がない場合には地盤条件が似通った地点の地震記録をさがし出して入力地震波を作成する。あるいはこうして作成した地震波の他に適切な模擬地震波を必要に応じて用いることとする。

16.5 構造設計法

16.5.1 一般

海洋構造物の設計においては適切な構造設計法を用い、安全かつ経済的な設計を行うものとする。

【解 説】 海洋構造物が設計荷重に対して安全であることを構造解析によって確認しなければならない。

安全性の確認は、構造物全体の安定、各部材の強度、基礎の安定、変形量のチェックなどによって行う。この安全性を確認する方法としては、発生する応力があるレベル以下におさえる許容応力度法、構造物破壊の確率をもとめることによって構造物の安全性を確認する確率論的設計法、構造物の安全にかかわる重要な要素に対して確率論的などりくみをし、荷重と構造物の強度に特性値なる概念を導入して限界状態の照査を行う準確率論的境界状態設計法がある。

16.1 の解説で述べたように、本指針では現行の許容応力度法を等価変換した単一安全率を用いる境界状態設計法を採用しているが、16章だけは DNV の実績と将来の発展性を考慮し、DNV ルールと同じスタイルの部分

安全率を用いる準確率論的限界状態設計法を採用した。なお、このように規定のスタイルは DNV ルールに従っているが、鋼管部材の設計に関する規定の内容自体は API RP 2 A の最新版に準拠している。

16.5.2 限界状態

構造物あるいはその部材に対して、次の各限界状態について安全性を照査しなければならない。

- 1) 終局限界状態
- 2) 疲労限界状態
- 3) 進行性崩壊限界状態
- 4) 使用限界状態

【解説】 1) 終局限界状態とは構造物の最大耐荷力に関する限界状態である。終局限界状態における構造物の安全照査には弾性理論によるものと塑性理論によるものがある。

2) 疲労限界状態とは繰返し荷重による疲労損傷に関する限界状態である。

3) 進行性崩壊限界状態とは事故または不適当な使用によって構造物に損傷を生じた場合、その後に破壊が進行して構造物全体が崩壊することに関する限界状態で、具体的には船舶の衝突によって構造物が崩壊する場合などを対象とする。

4) 使用限界状態とはその構造物を使用する場合、その適切な使用性や通常の耐久力を保つことに関する限界状態である。

16.5.3 荷重特性値

荷重が不規則変数とみなせる場合、その荷重特性値 F_k は設計年数と同じ再現期間内において生じうる値で、荷重が大きい方が構造物にとって不利な場合にはその再現期間中の最大期待値とし、逆に荷重が小さい方が不利な場合には同期間中の最小期待値とする。

【解説】 荷重特性値は、その荷重の種類によって算定法が異なる。ここでは荷重が不規則変数とみなせる場合についてその特性値を定めたものであり、環境荷重等に適用できる。他のカテゴリーの荷重特性値については 16.3.2 (解説) を参照のこと。

16.5.4 材料強度特性値

材料強度特性値 f_k は材料試験における 95 % 信頼値とする。

【解説】 材料強度特性値は材料の載荷試験によって決定される強度で、ある一定の確率でその値を下回らない強度であり、通常 95 % 信頼値としてよい。材料が鋼の場合には、表 5.1 の設計基準強度 F を材料強度特性値としてよい。すなわち $f_k = F$ であり、今後特にことわらない限り、鋼の材料強度特性値は F で表わす。

16.5.5 荷重係数

荷重係数 γ_f は次の点を考慮して決めるものとする。

- 1) 規定した荷重特性値 F_k に対して、実際の荷重が構造物に不利な方向へばらつく可能性。
- 2) 規定した種々の荷重特性値が同時に作用する確率が単一の荷重特性値が作用する確率より

低くなる可能性.

- 3) 構造物に作用する荷重効果の評価すなわち断面力等を計算する方法中に含まれる不確実性で構造材料とは無関係のもの.

【解 説】 荷重係数 γ_f は限界状態および荷重の種類ごとに異なる。DNV ルールに規定されている γ_f の値を参考として以下に示す。

- 1) 終局限界状態の場合

終局限界状態の場合の γ_f を解説表 16.1 に示す。

解説表 16.1 荷重係数 γ_f の例³⁾

荷重条件	荷重タイプ (16.3.2 参照)				
	永久荷重	活荷重	変形荷重	環境荷重	事故荷重
常時	1.3	1.3	1.0	0.7	-
異常時	1.0	1.0	1.0	1.3	-

- ・製作および施工時において、十分な荷重管理が行われる場合には、永久荷重、活荷重に対して 1.3 のかわりに 1.2 を用いてよい。
- ・暴風時に人員が退避する構造物の環境荷重に対しては 1.3 のかわりに 1.15 を用いてよい。ただし地震に対してはその限りでない。

- 2) 疲労限界状態の場合

すべての荷重の種類に対し 1.0 とする。

- 3) 進行性崩壊限界状態の場合

すべての荷重の種類に対し 1.0 とする。限界状態の照査はすべての荷重による最も不利な組合せによって行うが、衝突のような衝撃をともなう事故荷重を考えると環境荷重は無視してよい。

- 4) 使用限界状態の場合

すべての荷重の種類に対し 1.0 とする。限界状態の照査は永久荷重、活荷重、変形荷重と環境荷重の組合せによって行う。

16.5.6 材料係数

材料係数 γ_m は次の点を考慮して決めるものとする。

- 1) 規定した材料強度特性値のばらつく可能性
- 2) 構造物に用いられる材料強度特性値が管理された試験片を用いて得られた特性値を下回る可能性
- 3) 設計耐力の評価に含まれる不確実性および荷重効果の評価に含まれる不確実性のうち構造材料に関係のあるもの。

【解 説】 γ_m は材料、設計方法（弾性、塑性）に応じて異なる。DNV ルールによれば、

- 1) 鋼に対する材料係数

弾性設計に対して $\gamma_m = 1.15$

塑性設計に対して $\gamma_m = 1.30$

- 2) コンクリートに対する材料係数

通常のコンクリートに対して $\gamma_m = 1.5$

品質管理の特別よいコンクリートに対して $\gamma_m = 1.4$

3) 基礎の設計に用いる土の材料係数は 16.10.2, 16.10.3, 16.10.4 参照.

16.6 終局限界状態に対する設計

16.6.1 一般

鋼管部材および鋼管格点部の設計は、16.3 に述べた各荷重あるいはその組合せに対して、一般に次のようにして行う。

$$S_d \leq R_d \dots\dots\dots (16.5)$$

ここで、

$$S_d = \sum f(F_k \gamma_f), \quad R_d = \frac{R_k}{\gamma_m \alpha}$$

であり、

S_d : 設計荷重効果

F_k : 16.5.3 による荷重特性値

γ_f : 解説 表 16.1 に示す荷重係数

R_d : 設計耐力

R_k : 耐力特性値

γ_m : 材料係数

α : 破壊モード係数

とする。なお、設計荷重 ($F_k \gamma_f$) による設計荷重効果 S_d は、微小変位のはり理論を用いた弾性解析によって求めてよい。

【解説】 R_k は耐力特性値であり、具体的には部材の公称の強度 P_{tu} , P_{cu} , M_u [後述の式 (16.6), (16.7), 16.9) など参照] や格点部耐力、あるいは応力表示のときは降伏応力 F や座屈強度 F_{cr} などをいい、この段階において 16.5.6 の材料係数が含む不確実性は考慮されていない。

破壊モード係数 α は、規定した耐力特性値 R_k と実際の終局強度が破壊のモードによって異なることを考慮するものである。例えば R_k として部材の降伏モーメント M_y を用いる場合、これと実際の終局強度である塑性モーメント M_p とは異なることを考慮するときなどに用いられる (16.6.2.3 参照)。また、 R_k として座屈荷重を用いるとき座屈後の強度が座屈モードによって異なることを考慮するためなどにも用いられる。

設計荷重効果 S_d とは設計荷重 $F_k \gamma_f$ によって部材に生ずる断面力や応力のことであり、 $F_k \gamma_f$ の関数と考える。式 (16.5) に示すように、限界状態の照査はこの S_d と R_k に対して材料係数と破壊モード係数を考慮した設計耐力 R_d とを比較して行う。

なお、この章では海洋構造物において最も一般的に用いられている鋼管部材の設計について規定することとし、以下では部材としての設計、格点部の設計、水圧に対する設計について述べる。その他の部材の設計については、関連する他の章の規定を準用して設計すればよい。

16.6.2 鋼管部材の設計

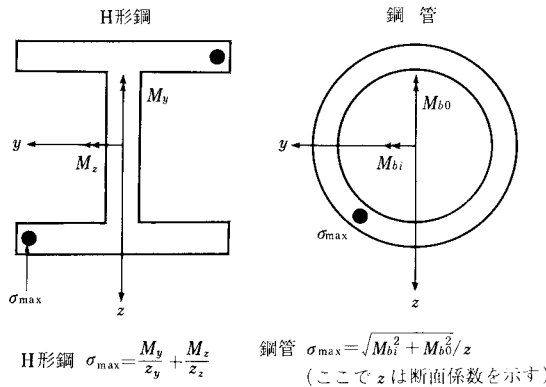
16.6.2.1 一般

鋼管部材の設計は、部材に作用する軸力、曲げモーメントあるいはその組合せに対して、十分

安全であるように行わねばならない。なお、せん断力が卓越する場合には、7.2.4 にしたがって設計を行う。

管径管厚比 D/t が 60 以上の鋼管を用いる場合には、局部座屈に対する検討を行うものとする。

【解 説】 鋼管の曲げ応力の計算は、H形鋼などと基本的に異なる。解説 図 16.7 に示すような H形鋼などにおいては、弱軸まわりのモーメント M_y による応力と強軸まわりのモーメント M_z による応力を単純に加えあわせることによって最大応力 σ_{max} が求まるが、鋼管においては 2 方向のモーメントの 2 乗和の平方根を用いる必要がある。



解説 図 16.7 最大曲げ応力の計算

なお、鋼管においてはもともと強軸、弱軸は存在せず、鋼管構造においては、三次元立体トラス構造の各構面内に作用するモーメントを M_{bi} 、構面外に作用するモーメントを M_{bo} として用いる。いずれにしろ、H形鋼などと鋼管の曲げによる応力の計算方法が異なるので、7.2.3 にある相関式はそのまま用いることができない。以下ではこの鋼管部材を対象とした設計法について述べる。

16.6.2.2 軸方向力を受ける鋼管部材

軸方向力を受ける鋼管部材は次の各項により照査を行うものとする。

- 1) 引張力を受ける場合

$$P_d \leq P_{tr} = \frac{P_{tu}}{\gamma_m \kappa} \dots \dots \dots (16.6)$$

- 2) 圧縮力を受ける場合

$$P_d \leq P_{cr} = \frac{P_{cu}}{\gamma_m \kappa} \dots \dots \dots (16.7)$$

ここに、 P_d ：設計用軸力

P_{tr} ：設計引張耐力

P_{cr} ：設計圧縮耐力

γ_m ：材料係数 (1.15 とする)

κ ：破壊モード係数 (1.0 とする)

P_{tu} ：断面の引張耐力特性値で $P_{tu} = A \cdot F$

A ：鋼管の断面積

F : 鋼管の材料強度特性値であり、表 5.1 の値を用いる

P_{cu} : 断面の圧縮耐力特性値で $P_{cu} = A \cdot F_{cu}$

F_{cu} : 式 (5.2) に示す局部座屈を考慮しない場合の軸方向圧縮強度特性値。ただし $D/t > 60$ の場合には式 (5.2) において材料強度特性値 F のかわりに次の鋼管の局部座屈強度特性値 \bar{F} を用いて計算する。

$$\bar{F} = F(1.64 - 0.23(D/t)^{0.25}) \leq F_{xe} \dots \dots \dots (16.8)$$

F_{xe} : 鋼管の弾性局部座屈強度特性値で、 $F_{xe} = 0.6 Et/D$

D : 鋼管の外径

t : 鋼管の管厚

E : ヤング係数

【解 説】 16.5.5 の解説 表 16.1 に示すように、設計用軸力 P_d を計算する時の荷重係数 γ_r は、常時、異常時とも主要荷重に対して 1.3 である。また、材料係数 γ_m は 1.15 なので、この場合の基準となる安全率 ν は、

$$\nu = \gamma_r \cdot \gamma_m = 1.3 \times 1.15 = 1.495$$

であり、これは建築分野における鋼構造設計規準の 1.5 にほぼ等しく、鋼道路橋示方書の 1.7、AISC の基準の 1.67 より少し小さい。一方、AISC の基準では異常時には 1.33 倍の許容応力の割増しを認めており、この時の安全率は $1.67/1.33 = 1.25$ であり、これよりは本指針の安全率は高くなっている。

一方、鋼道路橋や鋼構造設計規準に代表される陸上構造物では、原則として、実際に作用する荷重が設計に用いる荷重を超えることがほとんどないと考えられる十分に大きな値を規定している。具体的には最大値が明らかとなるときはその値が、必ずしも最大値が明らかでないが、ある程度の精度で超過確率が十分に小さな値が計算できるときや予想できるときには、それらの他に多少の余裕を持たせたい荷重値としている。このため変動する荷重に対しては、陸上構造物に対する基準で規定される荷重と、本章で規定する荷重の特性値とは、確率論には必ずしも同じとはいえない。このため安全性の比較は安全率のみではできない状況にある。(PART A 付録 1 参照)

柱としての軸方向圧縮強度特性値 F_{cu} の計算において F のかわりに \bar{F} を用いることによって局部座屈の影響を考慮している。API RP 2A によると $D/t < 60$ の時は $\bar{F} = F$ であり、 $D/t > 60$ の時式 (16.8) を用いる。 \bar{F} は曲げモーメントやせん断力に対する耐力特性値を求める場合にも用いられる。鋼管部材に対しては、このような形で棒部材の耐力におよぼす局部座屈の影響を考慮するのが一般的である²¹⁾。

16.6.2.3 曲げモーメントを受ける鋼管部材

曲げモーメントを受ける鋼管部材は次式により照査を行うものとする。

$$M_d \leq M_r = \frac{M_u}{\gamma_m \kappa} \dots \dots \dots (16.9)$$

ここに、 M_d : 設計用曲げモーメント $M_d = \sqrt{M_{bid}^2 + M_{bod}^2}$

M_{bid} : 設計用面内曲げモーメント

M_{bod} : 設計用面外曲げモーメント

M_r : 設計用曲げモーメント耐力

M_u : 照査する断面の曲げモーメント耐力特性値であり、ここでは次式の降伏曲げモーメントとする。

$$M_u = Z \cdot \bar{F}$$

- Z：断面係数
- \bar{F} ：鋼管の局部座屈強度特性値（式（16.8）参照）
- γ_m ：材料係数（1.15 とする）
- α ：曲げに対する破壊モード係数（0.9 とする）

【解 説】 面内の曲げモーメントとはトラス構造を構成する構面内に作用するモーメントを言い、面外の曲げモーメントとは同じく構面外に作用するモーメントを言う。海洋構造物は一般に複雑な3次元の骨組構造物であり、波などの荷重も任意の方向から作用するので、面内だけでなく面外にも大きな曲げモーメントが発生する。したがって設計においてはそれぞれを面内曲げモーメント、面外曲げモーメントと定義し両者を考慮する必要がある。

鋼管の形状係数（塑性モーメント/降伏モーメント）は約1.3であり、H形鋼の約1.1に比べて大きく、H形鋼に比べて降伏後の剰余耐力をある程度期待できるので、 $\alpha=0.9$ とした。

16.6.2.4 軸方向力と曲げモーメントを受ける鋼管部材

軸方向力と曲げモーメントを同時に受ける鋼管部材は次の各項により照査を行うものとする。

1) 軸方向力が引張の場合

$$\frac{P_a}{P_{tr}} + \frac{\sqrt{M_{bia}^2 + M_{boa}^2}}{M_r} \leq 1.0 \dots\dots\dots (16.10)$$

2) 軸方向力が圧縮の場合

表 16.1 K と C_m の値

状 態	座屈長係数 K	増大低減係数 $c_m^{(1)}$
上部構造柱脚		
ブレースありの場合	1.0	(a)
ブレースなしの場合	K	(a)
ジャケットレグとくい		
グラウトされた場合の合成断面に対して	1.0	(c)
グラウトなしの場合のジャケットレグに対して	1.0	(c)
グラウトなしの場合のくさび間のくいに対して	1.0	(b)
デッキトラスウェブ部材		
面内作用に対して	0.8	(b)
面外作用に対して	1.0	(a) または (b) ⁽⁴⁾
ジャケットブレース		
主斜材のレグ面間の長さ	0.8	(b) または (c) ⁽⁴⁾
Kブレースの(3) 芯とレグ面間の長さ	0.8	(c)
Xブレースの長い部分	0.9	(c)
水平面の2次部材	0.7	(c)
デッキトラスコード部材	1.0	(a) (b) または (c) ⁽⁴⁾

(1) C_m の値は次による。

(a) 0.85

(b) $0.6 - 0.4 \left(\frac{M_1}{M_2} \right)$ ただし $0.4 \leq C_m \leq 0.85$

(c) $1 - 0.3 \left(\frac{P_a}{P_e} \right)$ または 0.85 の内どちらか小さい方

ここに、 M_1 ：曲げ圧縮材の部材端部での小さい方の曲げモーメント

M_2 ：曲げ圧縮材のブレース端部での大きい方の曲げモーメント

(2) AISC の基準の注釈にある座屈長係数を求めるチャートを使うこと。このチャートで仮定されている条件と異なる場合には、その条件を考慮して変更してもよい。

(3) 該当格点が平面外にブレースされていないときは、格点を形成する部材の少なくとも1対は引張りでなければならない。

(4) 規定の状態により適する方

$$\frac{P_d}{P_{tr}} + \frac{\sqrt{M_{bid}^2 + M_{bod}^2}}{M_r} \leq 1.0 \dots \dots \dots (16.11)$$

$$\frac{P_d}{P_{cr}} + \frac{\sqrt{\left(\frac{C_{mbi}M_{bid}}{(1-P_d/P_{bie})}\right)^2 + \left(\frac{C_{mbo}M_{bod}}{(1-P_d/P_{boe})}\right)^2}}{M_r} \leq 1.0 \dots \dots \dots (16.12)$$

ここに、 P_d ：設計用軸力

M_{bid} ：設計用面内曲げモーメント

M_{bod} ：設計用面外曲げモーメント

P_{tr} ：設計引張耐力（式（16.6））

P_{cr} ：設計圧縮耐力（式（16.7））

M_r ：設計曲げモーメント耐力（式（16.9））

P_{bie} ：面内のオイラー座屈耐力特性値で $P_{bie} = \pi^2 EI / (K_{bi} l)^2$

P_{boe} ：面外のオイラー座屈耐力特性値で $P_{boe} = \pi^2 EI / (K_{bo} l)^2$

l ：部材長

K_{bi}, K_{bo} ：それぞれ面内、面外の座屈長係数

C_{mbi}, C_{mbo} ：それぞれ面内、面外の曲げモーメント増大低減係数

$K_{bi}, K_{bo}, C_{mbi}, C_{mbo}$ は合理的な解析によって求めるが、そのような解析を行わない場合には表 16.1 の値を用いてもよい。

【解 説】 16.6.2.1 の解説で述べたように、H形鋼などと鋼管では、曲げによる最大応力の計算式が異なる。したがって、7.2.3にあるチェック式をそのまま用いることはできない。式（16.10）、（16.11）、（16.12）は鋼管用として API RP 2A で推奨しているチェック式である。

なお、この規定における添字 bi, bo は前述のように、面内、面外曲げを表すものであり、座屈長係数 K_{bi}, K_{bo} と曲げモーメント増大低減係数 C_{mbi}, C_{mbo} は、構面内外の支持条件や荷重パターンによってそれぞれ異なるものである。これについては合理的な解析を行うのが望ましいが、表 16.1 を用いてもよい。

16.6.3 鋼管格点部の設計

16.6.3.1 一般

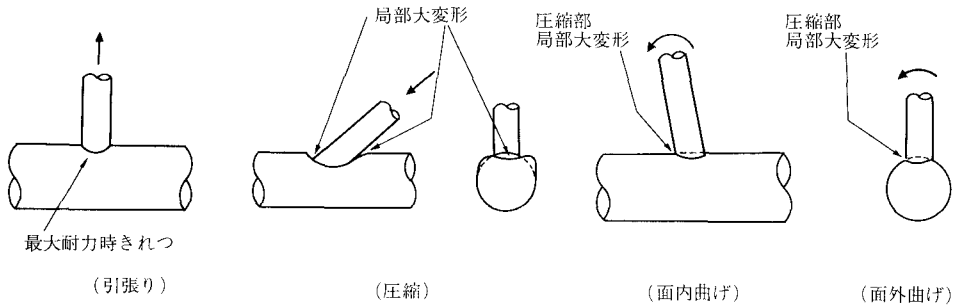
鋼管格点部は支管からの軸力と曲げモーメントあるいはその組合せに対して十分安全なように設計しなければならない。また、設計に際しては応力集中に対し慎重な配慮を行うものとする。

【解 説】 鋼管は構造部材としては数々のすぐれた特長を有するが、大きな欠点として格点部における集中荷重に弱い点が挙げられる。したがって鋼管構造物の格点部の設計ではこの点に十分留意する必要がある。

鋼管格点部の種類として以下のものがある。

- 1) 主要部材の重ね合わせや、ガセット、ダイアフラム等の補剛材のない格点構造（16.6.3.2の図16.1参照）をシンプルジョイントという。
- 2) 2本の支管が交差しており、片方の支管から他の支管に直接荷重の一部が伝えられる格点構造（16.6.3.3の図16.3参照）をオーバーラップジョイントという。
- 3) ガセット、ダイアフラム等によって補強された格点構造（解説図16.9～16.11）。

また、格点に作用する力には軸力 P 、面内曲げモーメント M_{bi} 、面外曲げモーメント M_{bo} がある。これら各荷



解説 図 16.8 破壊モードの例

重に対し解説 図 16.8 に示すような各種の破壊モードがあり²²⁾、設計においてはそれぞれ異なった耐力式を用いる (16.6.3.2 参照)。

海洋鋼構造物設計指針 (案) 解説では次のように格点部の設計上の注意を規定している。

1. 一般

パイプ継手の設計に際しては、パイプの幾何学的特性がその強度に及ぼす影響を及ぼすかをまず的確に把握することが必要である。

複雑な形式の継手の場合にはこの幾何学的パラメータの数も多く、それらが相互に作用して、継手の力学的挙動もきわめて複雑になる。

ここではもっとも基本的な形式である T 型継手を取り上げ、既往の研究結果をふまえてごく概略的に説明する。

この T 型継手の場合に現れるもっとも重要な幾何学的パラメータは T/D (主管の肉厚・径比) および d/D (支管・主管径比) の 2 つである。

1) T/D

パイプ継手の強度 (静的, 動的) が主管の管壁の径方向の剛性で定まることは周知の事実である。これは支管から主管への荷重伝達が T/D の値、すなわち主管の径方向の剛性によって左右されるからである。 T/D の値が大きいく程、荷重伝達は平均化され、交差点に沿って主管への伝達は円滑になる。逆にいえば T/D が小さい程、荷重分布に顕著な不均一性が生じ、交差点の最上点では小さく、最下点では大きく集中する。特に疲労強度はいちじるしい低下を示す。上に述べたように継手の強度を高める点からいえば、 T/D の値を大きくすればよいが、現実の大型海洋構造物では、大径鋼管が使用され、おのずから T/D の上限値は定まってくる。したがって、不足の径方向剛度は他の適当な方法で補わなければならない。

2) d/D

支管から主管へ荷重が伝達される場合、 d/D の値を大きくすれば、荷重強度が小さくなり強度的に有利なことはいうまでもない。この場合、交差点に沿う荷重分布はアンバランスになる。前と同様、交差点の最上点では小さく、最下点では大きくなる。 d/D の値が小さくなれば、 D の影響は小さくなり支管が平板に接合された状態に近くなる。実験によれば、 $d/D < 0.2$ の場合は実用上この場合と考えてよく、解析は容易である。強度上の理由からさらに d/D の値を大きくしたい場合はフレア補強継手を用いる方法もある。

2. 格点構造の強度計算

格点構造の強度は種々のパラメータによって左右されるので、これを理論的に推定することはきわめてむずかしい。近年大型電子計算機を使用して数値的にこれを求める手法も開発されているが、現在一般的に行われているのは実験による方法である。すなわち数多くの実験結果を整理し、前述のパラメータを用いて格点の強度を表わす耐力式が多数提案されている。格点の設計はこれらの耐力式を用いて行うのを原則とする。

なお、それらの耐力式の多くは、いわゆる「シンプルジョイント」を対象としており、複雑な格点や補強された格点については別途検討を加える必要がある。

3. 補 強

既述のように格点の強度を支配するもっとも大きな要素は T/D および d/D であり、これらの値が大きい程格点強度は向上する。

しかし、海洋構造物では浮上時の安定性能や構造物全体の強度の面から管径 D および d がきまり、おのずから T/D および d/D の値に限度が生じることが多い。

このような場合は、格点になんらかの補強が必要になってくる。補強法としては種々の様式があるが原理的に次の4形式に集約できる。

- 1) 板厚を増すこと
- 2) ガセットプレートのとりつけ
- 3) リングフレームのとりつけ
- 4) 支管をフレアーすること

以下にそれら補強法の概要を述べる。

1) 板厚を増すこと

これは主管板厚を格点部だけ局部的に大きくすることにより、実質的に T/D を大きくしたのと同じ効果をもたそうとするもので、他の補強法におこりがちな応力の不自然な流れがなくもっとも好ましい補強法である。

ただし、本補強法の適用範囲は、現実に利用できる鋼板厚に制限があることにより、比較的小径管にかぎられるが、鋳・鍛鋼をうまく利用することにより適用範囲が広げられる。

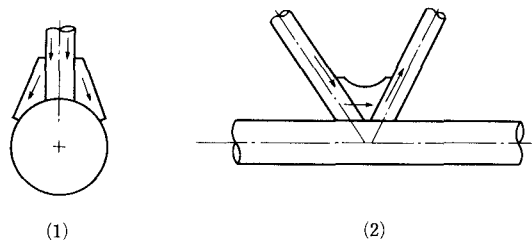
2) ガセットプレートのとりつけ

ガセットプレートをとりつけることは補強として次の意義をもつ。

イ) 支管からの荷重を主管に広く分布させる。

ロ) 支管からの荷重を、強度の弱い主管頂部をさけて、強度の高い主管側部に伝達する(解説 図 16.9-(1))。

ハ) K継手のような場合支管間でガセットプレートにより荷重のうけわたしを行い主管への入力小さくする(解説 図 16.9-(2))。



解説 図 16.9 ガセットプレートによる補強

しかし、ガセットプレートはパイプ継手の設計に対しては好ましくない要素である。ガセットプレート自身は部材内の応力伝達を効果的に行うが、問題は管壁とガセットプレート間の応力流れの集中である。

ガセットプレート管壁の接合線の端部で高い応力集中を生じ、その結果管壁に塑性変形を生ずる。さらに場合によっては付加的なモーメントによって管壁に垂直な荷重が加わる。

この応力集中は破壊をもたらす場合がある。これをある程度防ぐためガセットプレートにテーパをつける処置も施されるが、これだけでは根本的な解決にならない。

3) リングフレームのとりつけ

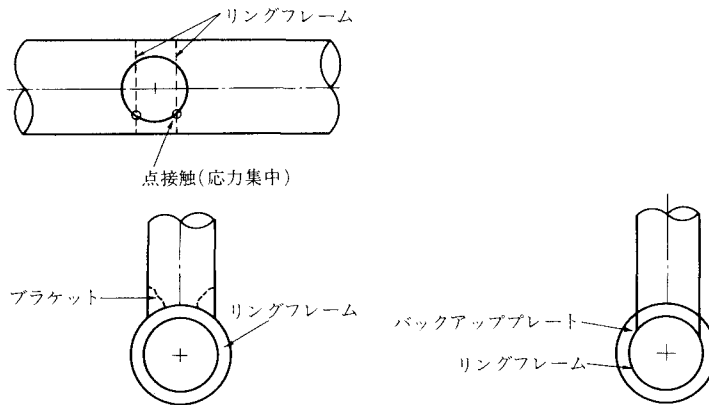
これは、支管からの荷重をまずリングフレームで受けて、それからリングフレームを介して主管壁に伝達させようとするものである。

リングフレームは主管をとりまいており、支管荷重を主管壁にそのせん断流に応じて分布させるからガセット

プレートの場合のような応力集中をかなり緩和することができ、大径管に対しては理想的な補強法である。

ただし、本補強を採用するにあたっては次の注意が必要である。

すなわち、支管壁とリングフレームは直角かあるいは直角に近い角度で交差し、それらが互いに点接触になるからその部分にかなりの応力集中がおこる。したがって、それに対してはブラケットをとりつけるなり、バックアッププレートを取りつけるなどの配慮が必要である（解説 図 16.10）。



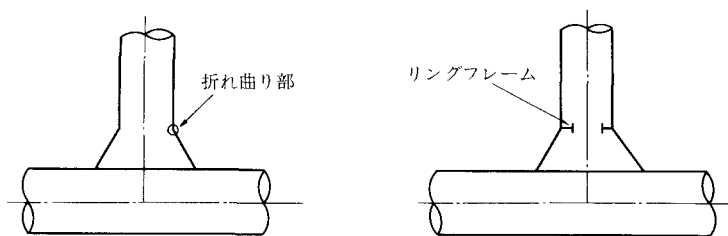
解説 図 16.10 リングフレームによる補強

4) 支管をフレアーすること

これは支管径を格点部だけ局部的に大きくすることにより実質的に d/D を大きくしたのと同じ効果をもたらそうとするものである。

ただし、格点強度は d/D を大きくしただけではあまり向上しない。したがって、この補強に対しては他の補強法をも併用することが望ましい。

また、支管壁の折れ曲り部には2次応力が発生するので、それに対してリングフレームをとりつけるなどの配慮が必要である（解説 図 16.11）。



解説 図 16.11 支管壁の折れ曲り部の補強

4. 格点の設計上の一般的な注意事項

詳細構造を決める場合に格点部のみの合理性に注目するあまり、全体を組上げていく際の作業が著しく困難になったり、溶接線が集中して別の弱点を生じたりしないような配慮が必要である。

格点構造の補強材（スチフナー、リブなど）は、格点部の応力集中度ならびに加工組立の順序、溶接線の集中などを考慮して適正な配列を考える必要がある。

前記のような配慮を行っても、補強材の多い格点では応力集中や残留応力は避けられない。したがって、そのような個所には特に溶接性がよくじん性の大きい材料を使用することが望ましい。」

16.6.3.2 シンプルジョイント

シンプルジョイントの設計は次のように行う。

1) 単独の断面力が作用する場合

$$\left. \begin{aligned} P_a &\leq P_r = \frac{P_u}{\gamma_m \kappa} \\ M_{bia} &\leq M_{bir} = \frac{M_{biu}}{\gamma_m \kappa} \\ M_{bod} &\leq M_{bor} = \frac{M_{bou}}{\gamma_m \kappa} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (16.13)$$

ここに、 P_a ：設計用軸力

M_{bia} ：設計用面内曲げモーメント

M_{bod} ：設計用面外曲げモーメント

P_r ：設計用軸方向耐力

M_{bir} ：設計用面内曲げモーメント耐力

M_{bor} ：設計用面外曲げモーメント耐力

γ_m ：材料係数（1.15 とする）

κ ：破壊モード係数（1.15 とする）

P_u ：軸力に対する格点の終局耐力特性値（式(16.16)）

M_{biu} ：面内曲げモーメントに対する格点の終局耐力特性値（式(16.17)）

M_{bou} ：面外曲げモーメントに対する格点の終局耐力特性値（式(16.17)）

2) 軸力と曲げモーメントが同時に作用する場合

次の2式によって照査を行う。

$$\left(\frac{M_{bia}}{M_{bir}} \right)^2 + \left(\frac{M_{bod}}{M_{bor}} \right)^2 \leq 1.0 \dots\dots\dots (16.14)$$

$$\left| \frac{P_a}{P_r} \right| + \frac{2}{\pi} \sin^{-1} \sqrt{\left(\frac{M_{bia}}{M_{bir}} \right)^2 + \left(\frac{M_{bod}}{M_{bor}} \right)^2} \leq 1.0 \dots\dots\dots (16.15)$$

3) なお、各断面力に対する格点の終局耐力特性値は次のようにして求める。

$$P_u = Q_u Q_r \frac{FT^2}{\sin \theta} \dots\dots\dots (16.16)$$

$$M_u = Q_u Q_r \frac{FT^2}{\sin \theta} (0.8 d) \dots\dots\dots (16.17)$$

ここに、 P_u ：軸力に対する格点の終局耐力特性値

M_u ：(面内/面外) 曲げモーメントに対する格点の終局耐力特性値

F ：主管の材料強度特性値，表 5.1 の値を用いる

T ：主管管厚

θ ：支管と主管の交差角（図 16.1 参照）

d ：支管の外径

Q_u ：終局耐力係数（表 16.2 参照）

Q_r : 主管発生応力による格点耐力の低下を考慮するための係数で次式による

$$Q_r = 1.0 - \lambda \cdot \gamma \cdot A^2$$

ここに、 $\lambda = 0.030$ ……………支管軸力に対して

$\lambda = 0.045$ ……………支管面内曲げモーメントに対して

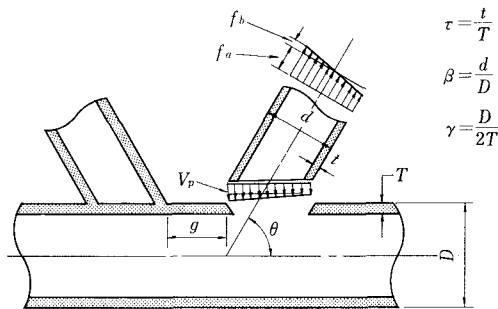
$\lambda = 0.021$ ……………支管面外曲げモーメントに対して

$$A = \frac{\sqrt{f_{AX}^2 + f_{IPB}^2 + f_{OPB}^2}}{0.6 F} \quad (\text{異常時に対しては分母を } 1/3 \text{ 割増してよい})$$

f_{AX} , f_{IPB} , f_{OPB} はそれぞれ主管の軸応力, 面内曲げ応力, および面外曲げ応力

γ は図 16.1 の定義参照

主管全断面が引張応力状態のとき $Q_r = 1.0$



記号の定義

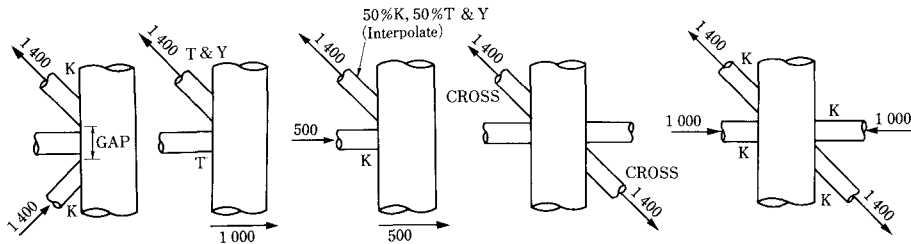
- g : 支管と支管のギャップ
- t : 支管の板厚 (mm)
- D : 主管の外径 (mm)

図 16.1 シンプルジョイント

表 16.2 終局耐係数 Q_u

支管荷重の種類 * 格点タイプと形状	軸引張 Axial Tension	軸圧縮 Axial Compression	面内曲げ In-Plane Bending	面外曲げ Out-of-Plane Bending
K	$(3.4 + 19 \beta) Q_g$		$(3.4 + 19 \beta)$	$(3.4 + 7 \beta) Q_\beta$
T&Y	$(3.4 + 19 \beta)$			
Cross	ダイアフラム無	$(3.4 + 13 \beta) Q_\beta$		
	ダイアフラム有	$(3.4 + 19 \beta)$		

* 図 16.2 参照



- K格点 : 支管荷重が同じ側の他支管荷重と基本的にバランスする格点
- T,Y格点 : 支管荷重が主管ばりのせん断力として作用する格点
- クロス格点 : 支管荷重が主管を通過して反対側の支管に伝達される格点

図 16.2 荷重パターンによる格点タイプの分類

表 16.2 の Q_β , Q_g の値は, 図 16.1 における β , γ の値に応じて以下の式により計算する.

$$Q_\beta = \frac{0.3}{\beta(1-0.833\beta)} \dots \beta > 0.6 \text{ の場合}$$

$$= 1.0 \dots \beta \leq 0.6 \text{ の場合}$$

$$Q_g = 1.0 - 0.1g/T \dots \gamma \leq 20 \text{ の場合}$$

$$= 1.8 - 4g/D \dots \gamma > 20 \text{ の場合}$$

ただし, Q_g は常に 1.0 以上とする.

【解 説】 格点耐力に関する API RP 2 A のチェック式は, 1973 年の第 4 版において, パンチングシェア応力の形で初めて示された. その後数多くの研究成果を取り入れる形でしばしば改訂が行われてきた. ここに示したのはその最新版 (15 版) である. 14 版以降は, パンチングシェア応力の形による照査式と, 断面力の形による照査式が併記されているが, ここでは本指針全体との整合性を考慮して後者によるものを示した. また同時に準確率論的限界状態設計法の形にするために一部を書き直したが, この場合も API の基準とほぼ同等の安全率を見込むようになっている. すなわち本指針では標準の荷重係数 $\gamma_r = 1.3$ 材料係数 $\gamma_m = 1.15$ とし, 破壊モード係数 $\chi = 1.15$ としたが, この時の基準となる安全率 ν は, $\nu = \gamma_r \cdot \gamma_m \cdot \chi = 1.3 \times 1.15 \times 1.15 = 1.72$ であり, API の基準の安全率 1.7 とほぼ等しくなっている.

式 (16.13) は, 各荷重 (軸力と曲げモーメント) が単独で作用する場合のチェック式である. 通常は各荷重が同時に作用し, この場合には式 (16.14), (16.15) を用いてチェックする.

表 16.2 の Q_u は, 格点タイプと荷重タイプによる耐力の違いを考慮する係数である. 軸力に対しては同一の格点においても, 荷重パターンに応じて Q_u を計算し, 重みを付けて加えることになる.

例 60% が K 格点, 40% が T 格点とみなされる時, K 格点に対する Q_u すなわち Q_{uk} と T 格点に対する Q_u すなわち Q_{ur} を次のように加え, 設計用 Q_u とする.

$$Q_u = 0.6 Q_{uk} + 0.4 Q_{ur}$$

16.6.3.3 オーバーラップジョイント

2本の支管が交差しており, ラップしている支管からの軸力の一部が, 直接隣の支管へ伝達される場合の設計は次のように行う.

$$P_{\perp d} \leq P_{\perp r} = \frac{P_{\perp u}}{\gamma_m \chi} \dots \dots \dots (16.18)$$

ここに, $P_{\perp d}$: ラップ支管の設計用軸力の主管垂直方向成分で, $P_{\perp d} = P_d \sin \theta$

P_d : ラップ支管の設計用軸力

θ : 交差角 (図 16.3 参照)

$P_{\perp r}$: ラップ支管の設計軸方向耐力

γ_m : 材料係数 (1.15 とする)

χ : 破壊モード係数 (1.15 とする)

$P_{\perp u}$: ラップ支管の格点終局耐力特性値で次式によって計算する.

$$P_{\perp u} = P_u \cdot \sin \theta \cdot \frac{l_1}{l} + 2 \tau_{wy} t_w l_2 \dots \dots \dots (16.19)$$

P_u : 16.6.3.2 の式 (16.16) の軸力に対する格点終局耐力特性値

τ_{wy} : せん断降伏応力 $\tau_{wy} = F/3$

F : 主管の材料強度特性値 (表 5.1 参照)

t_w : 溶接のど厚, オーバーラップしている両支管管厚のうち小さいもの

l_1 : ラップ支管と主管との実接合線長

l : オーバーラップが無いと考えたときのラップ支管と主管との接合線長

l_2 : 支管の重なり溶接部の溶接線の主管垂直方向の高さ (片側換算溶接線長)

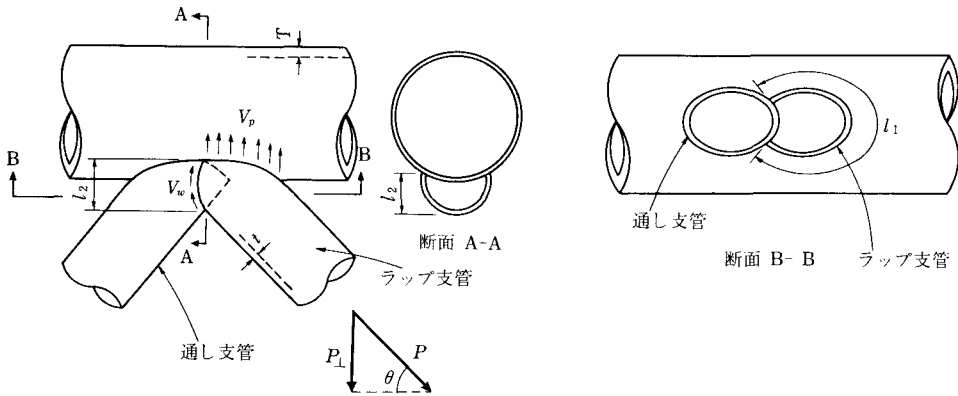


図 16.3 オーバーラップジョイント

【解 説】 この場合も 16.6.3.2 と同様, API RP 2 A のチェック式を本指針用書き直したものである。式 (16.18), (16.19) によるチェック方式は DNV³⁾, BSI⁵⁾ その他の基準でも同様に用いられている。

支管をラップさせることにより, 荷重の一部を直接隣りの支管へ伝達することが可能であり, 格点部の設計上有利となる。しかしこの場合も通り支管に直接伝達される荷重は $P_{\perp a}$ の 50% 以下となるように設計しなければならない。なお, 通り支管のチェックは 16.6.3.2 によって行う。

16.6.3.4 その他のジョイント

ガセットプレートやリングで補強されたジョイントについては, 力の流れや破壊モードについて十分注意し, 安全となるように設計しなければならない。

【解 説】 適当な解析方法がない場合には, 実験を行って強度を確認するのが望ましい。解析および設計の考えについては 16.6.3.1 の解説を参考とする。

16.6.4 水圧による圧潰に対する設計

16.6.4.1 一般

鋼管部材の水圧による圧潰に対する設計は, 部材に作用する水圧と部材断面力との相互作用を考慮して, 十分安全となるように行わなければならない。

【解 説】 大水深に設置される鋼管構造物で, 部材内に注水されない時, 水圧による圧潰が問題となる。この場合には水圧単独の場合の他, 他の荷重との組み合わせについても検討する必要がある。以下では無補強の鋼管を対象に API の基準⁴⁾を引用した具体的なチェック式を示す。

16.6.4.2 水圧のみを受ける場合（無補強）

部材に作用する設計用フープ応力が、設計フープ座屈強度を超えないよう照査を行うものとする。

$$f_{ha} \leq f_{hr} = \frac{F_{hc}}{\gamma_m \cdot \kappa_h} \dots \dots \dots (16.20)$$

ここに、 f_{ha} ：設計用フープ応力で $f_{ha} = PD/2t$

P ：設計水圧

D ：鋼管の外径

t ：鋼管の管厚

f_{hr} ：設計フープ座屈強度

γ_m ：材料係数（1.15 とする）

κ_h ：破壊モード係数（1.34 とする）

F_{hc} ：限界フープ座屈強度特性値で次の各式から決める

$$F_{hc} = F_{he} \qquad F_{he} \leq 0.55 F$$

$$F_{hc} = 0.45 F + 0.18 F_{he} \qquad 0.55 F < F_{he} \leq 1.6 F$$

$$F_{hc} = \frac{1.31 F}{1.15 + (F/F_{he})} \qquad 1.6 F < F_{he} \leq 6.2 F$$

$$F_{hc} = F \qquad F_{he} > 6.2 F$$

F_{he} ：弾性フープ座屈強度特性値で $F_{he} = 2CEt/D$

ここで

$$C = 0.44 t/D \qquad M \geq 1.6 D/t$$

$$C = 0.44 (t/D) + \frac{0.21 (D/t)^3}{M^4} \qquad 0.825 D/t \leq M < 1.6 D/t$$

$$C = 0.736 / (M - 0.636) \qquad 3.5 \leq M < 0.825 D/t$$

$$C = 0.755 / (M - 0.559) \qquad 1.5 \leq M < 3.5$$

$$C = 0.8 \qquad M < 1.5$$

$$M：形状パラメータで $M = \frac{L}{D} \sqrt{\frac{2D}{t}}$$$

L ：鋼管部材の端部格点間長さ

E ：ヤング係数

F ：鋼管の材料強度特性値（表 5.1 参照）

【解説】 ここで規定した弾性フープ座屈強度特性値 F_{he} は、鋼管の真円度に対する許容誤差が API Spec 2 B等の規定を満足する場合のものである。API Spec 2 B等の規定を超える真円度誤差を許容する設計では、本規定の F_{he} より小さな値を用いる必要がある。

16.6.4.3 水圧と軸方向引張力を同時に受ける場合（無補強）

フープ圧縮応力と軸方向引張応力が同時に作用するときは、次の相関式を満足しなければなら

ない。

$$A^2 + B^2 + 2\nu A|B| \leq 1.0 \dots\dots\dots (16.21)$$

ここに、 $A = \frac{f_{ad} + f_{bd} - 0.5 f_{hd}}{F_{yr}}$

$$B = \frac{f_{hd}}{f_{hr}}$$

ν : ポアソン比 (0.3)

f_{ad} : 設計用軸応力の絶対値

f_{bd} : 設計用曲げ応力の絶対値

f_{hd} : 設計用フープ応力 (16.6.4.2 による)

F_{yr} : 設計降伏強度で $F_{yr} = \frac{F}{\gamma_m \cdot \chi_t}$

F : 鋼管の材料強度特性値 (表 5.1 参照)

γ_m : 材料係数 (1.15 とする)

χ_t : 引張りに対する破壊モード係数 (1.12 とする)

f_{hr} : 設計フープ座屈強度で $f_{hr} = \frac{F_{hc}}{\gamma_m \cdot \chi_h}$

χ_h : 水圧に対する破壊モード係数 (1.34 とする)

【解 説】 相関式の変数 A の中の $0.5 f_{hd}$ は、圧潰を考えている鋼管部材の完全に閉ざされた部材端部に水圧が作用する場合を想定していることを意味する。実際の力はその部材端の構造拘束の大きさによって左右され、その力による応力は $0.5 f_{hd}$ より大きい場合も小さい場合もあると考えられる。その応力がより厳密な解析によって得られる場合は、 $0.5 f_{hd}$ の代りにそれを用いてよい。

16.6.4.4 水圧と軸方向圧縮力を同時に受ける場合 (無補強)

フープ圧縮応力と軸方向圧縮応力が同時に作用するときは、次の3式が満足されなければならない。

$$\frac{f_{xd} - 0.5 F_{her}}{F_{aer} - 0.5 F_{her}} + \left(\frac{f_{hd}}{F_{her}} \right)^2 \leq 1.0 \dots\dots\dots (16.22)$$

$$f_{xd} \leq \frac{F_{xc}}{\gamma_m \cdot \chi_c} \dots\dots\dots (16.23)$$

$$f_{hd} \leq \frac{F_{hc}}{\gamma_m \cdot \chi_h} \dots\dots\dots (16.24)$$

ここに、 f_{xd} : 設計用合計軸方向応力で $f_{xd} = f_{ad} + f_{bd} + 0.5 f_{hd} > 0.5 F_{her}$

f_{ad} : 設計用軸応力の絶対値

f_{bd} : 設計用曲げ応力の絶対値

f_{hd} : 設計用フープ応力 (16.6.4.2 による)

F_{her} : 設計弾性フープ座屈強度で $F_{her} = \frac{F_{hc}}{\gamma_m \cdot \chi_h}$

F_{he} ：弾性フープ座屈強度特性値 (16.6.4.2 による)

γ_m ：材料係数 (1.15 とする)

κ_h ：水圧に対する破壊モード係数 (1.34 とする)

F_{aer} ：設計弾性局部座屈強度で $F_{aer} = \frac{F_{xe}}{\gamma_m \cdot \kappa_c}$

F_{xe} ：鋼管の弾性局部座屈強度特性値で $F_{xe} = 0.6 Et/D$

E ：ヤング係数

t ：鋼管の管厚

D ：鋼管の外径

κ_c ：圧縮に対する破壊モード係数 (1.12～1.34 とする)

F_{xc} ：鋼管の局部座屈強度特性値で

$$F_{xc} = F[1.64 - 0.23(D/t)^{0.25}] \leq F_{xe}$$

F ：鋼管の材料強度特性値 (表 5.1 参照)

F_{hc} ：限界フープ座屈強度特性値 (16.6.4.2 による)

【解 説】 f_{xa} の計算式における $0.5 f_{hd}$ の扱いは、16.6.4.3 の解説で述べた通りである。

16.6.4.5 補強された鋼管の場合

リングあるいはストリンガーによって補強された鋼管については、別途設計を行うものとする。

【解 説】 通常の海洋ジャケットの D/t は比較的小さく、水圧に対して補強されることはほとんどない。しかし他の海洋構造物、例えばセミサブリグなどの D/t は大きく、一般にリング補強などが行われる。これについては関連の基準^{3), 23)}を参照して設計することにした。

16.6.5 鋼管以外の部材

デッキなどの上部構造物で鋼管以外の部材を用いる場合は、4～10章の規定に従って設計する。

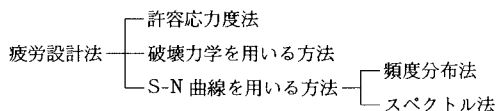
【解 説】 鋼管以外のH断面やBOX断面の部材については、PART Aの4～10章の規定に従って設計する。

16.7 疲労限界状態に対する設計

16.7.1 一般

海洋構造物は波に代表される大きな繰返し荷重を受けるので、疲労限界状態に対する照査を行い安全を確認しなければならない。

【解 説】 海洋構造物に対して実際に行われている疲労設計法はいろいろあり、またその分類もかなり難しいがここでは一応以下のように分類してみる²⁴⁾。



1) 許容応力度法

許容応力度法は、通常の構造設計における場合と同様、暴風時などの想定外力に対して発生応力を計算し、これと別途決められた許容応力とを比較して設計を行う方法である。この方法は3)で述べる S-N 曲線を用いる方法のある特定の条件下で簡略化した方法と言える。この場合注目している格点部の応力集中係数を計算し、いわゆるホットスポット応力を用いる場合と、単純に支管の公称応力を用いる場合がある。API RP 2 A では次のような条件下では許容応力度法を用いてよいとしている（なお、ホットスポット応力については3) S-N 曲線による方法を参照のこと）。なお、許容応力度法では、疲労に対していわゆる安全率を考えない（1.0にとる）のが一般的である。このため疲労に対する許容応力度の値は疲労に対する限界応力度の値と考えてよく、疲労に対しては許容応力度法と限界状態設計法との間には差異が存在しない。

API RP 2 A による許容応力度法

[1] 3秒未満の固有周期を持ち、ダクティル鋼でつくられた不静定次数の高いテンプレートタイプのプラットフォームに対しては、より厳密な疲労解析の代わりに次の規定を使用してもよい。これらの規定はメキシコ湾における海象条件を基に導かれたものである。

(a) 設計環境荷重（風、波等）による支管公称応力の最大値は継手において 20 ksi (138 MPa) を超えてはならず、また下記の条件を満足すること。

- (1) シンプルジョイントは設計環境荷重により作用するパンチングシェア応力の最大値が、K 格点に対しては 10 ksi (70 MPa), T 及び Y 格点に対しては 7 ksi (50 MPa), 補強されていないクロス格点に対しては 5 ksi (35 MPa) ($\beta=1.0$ の場合には 7 ksi (50 MPa)) を超えないように、設計されること。
- (2) オーバーラップジョイントまたは複雑なジョイントでは、急激な不連続部をもたないようにし、格点の極限耐力が接合される部材の降伏耐力を上まわるようにすること。

(b) 応力集中係数がわかっている場合、鋼管格点部は、設計環境荷重によるホットスポット応力の最大値が 60 ksi (415 MPa) を超えないようにまたはホットスポットひずみが 0.2 % を超えないように設計されなければならない。

2) 3秒を超える固有周期を持つテンプレートタイプ構造物やテンプレートとは異なる形式の構造物に対し、また高い応力域で使用される構造物（例えば API Group III に分類される高張力鋼を用いた場合など）、あるいは繰返し荷重の長期分布がメキシコ湾より厳しい地域に建設される構造物に対しては、上記に代え累積疲労損傷率を用いる詳細な解析が行われなければならない。」

この方法は非常に簡単であり、概略設計の段階などではよく用いられる。しかし、この方法はあくまで簡略法であり、設計条件が上記条件と異なる時には設計荷重や許容応力を別途決める必要がある。したがってその場合には別の方法によって許容応力などを決め、適切な方法によってその安全性を確認しておく必要がある。

2) 破壊力学を用いる方法

破壊力学を用いる方法は最近注目を集めており、DNV のルール³⁾では S-N 曲線を用いる方法と並んでかなり詳しく述べている。しかしその適用範囲は比較的単純な格点部に限られており、一般の鋼管格点部を設計の対象としたものにはなっていない。

7.6.2 の解説で述べられているように Paris 則によると、クラック進展速度 da/dN と応力拡大係数の変動幅 ΔK には次の関係がある（解説 図 16.12 参照）。

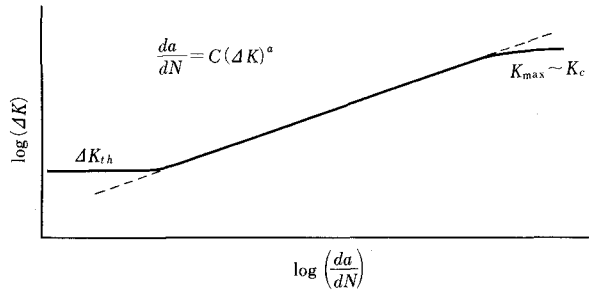
$$da/dN = C(\Delta K)^m \dots \dots \dots \text{(解 16.8)}$$

ここで、 C , m は、材料、環境、応力比などによって決まる定数である。また初期クラック長を a_i , 最終クラック長を a_r とすると、この間の疲労寿命 N は式から $N = \int_{a_i}^{a_r} \frac{1}{C(\Delta K)^m} da$ と計算される。この関係を用いて様々

な研究と解析が行われているが、これを設計に適用するためには、

- 応力拡大係数 K の正確な計算
- 初期クラック長 a_i の決め方
- 破壊の定義 (a_r の値など)

などの問題を解決する必要がある。このため現在の段階では実験結果の解析や研究に用いられるのが主であり、実用的な設計にはあまり用いられていない。そのためか、例えば API RP 2 A にはこの方法についての記述はほとんどない。



解説 図 16.12 クラック進展速度と ΔK の関係

3) S-N 曲線による方法

一方、DNV³⁾ だけでなく API⁴⁾ や BSI⁵⁾ の基準において具体的な規定があり（その内容は年々具体的かつ大量になる傾向にある）、実際の設計に広く用いられているのは S-N 曲線による方法である。

S-N 曲線による方法を、その解析方法の特徴から分類すると次のようになる^{24), 25)}。

- 頻度分布法 (Discrete Method)
- スペクトル法 (Spectral Method)

頻度分布法は、波の個数＝応力変動の繰返し数とし、波の周期や波高ごとの波の数（頻度分布）を海象条件から直接求めて検討を行う方法である。一方スペクトル法は、線形重ね合せの法則が成り立つとして、構造系の伝達関数を求め、これと波のスペクトルを用いて検討を行う方法である。

頻度分布法は決定論的な方法であり、スペクトル法は確率論的な方法と言える。頻度分布法は必要に応じて各種非線形性を考慮することができ、また直感的に理解しやすい利点を有するが、波の不規則性に関して近似的な取扱いをしなくてはならない。一方スペクトル法は波の不規則性を考慮することはできるが、各種非線形性を線形化しなくてはならないこと、設計者にとってなじみの少ない手法であることなどの欠点をもつ（16.7.2 の解説 図 16.13, 16.14 参照）。

鋼管格点部には局所的な応力集中が生じやすく、特に応力集中度の高い点をホットスポットと言いつこにおける応力をホットスポット応力と言う。この応力は一般に次のように求められる。

$$\sigma_H = (\text{SCF}) \cdot \sigma_N \dots\dots\dots (\text{解 } 16.9)$$

ここに、 σ_H ：ホットスポット応力

σ_N ：支管の公称応力

SCF：応力集中係数 (Stress Concentration Factor)

複雑なジョイントの応力集中係数は一般に実験や FEM 解析によって求める必要がある。一方シンプルジョイント（16.6.3.2 参照）については通常次のような各提案式を用いて応力集中係数を計算する。

Kuang 他²⁶⁾の式

Wordsworth と Smedley の式²⁷⁾

Gibstein の式²⁸⁾

鋼管格点部の疲労設計は、こうして求めたホットスポット応力の変動幅と、それに対応する出現頻度を用い Miner 則を適用して行うのが一般的である。ただし、応力パラメータとしてホットスポット応力でなく公称応力を用い、応力集中係数を計算せずに公称応力のみで疲労設計を行うこともある。なお、この場合には特定タイプの格点ごとに応力集中係数の影響を折り込んだ S-N 曲線を用いる^{4), 29)}。

16.7.2 疲労限界状態の照査

海洋構造物の疲労設計は、S-N 曲線と Miner 則を用いて行うのを標準とする。

Miner 則を用いた設計は次のように行う。

$$\eta_a = \sum_{i=1}^s \frac{n_i}{N_i} \leq \eta_r \dots\dots\dots (16.25)$$

ここに、 η_a ：設計荷重とその頻度を用いて計算される累積疲労損傷率

S：応力ブロックの数

n_i ：応力ブロック i における応力頻度

N_i ：応力ブロック i の応力変動幅 $\Delta\sigma_i$ に対する疲労寿命 (S-N 曲線から求められる)

η_r ：限界の累積疲労損傷率

η_r については、計算の精度や構造物の重要性などを考慮して決める。

【解 説】 S-N 曲線を用いる疲労設計は一般に次の手順で行われる。

- 1) 設計期間中に生ずる応力変動幅とその頻度の計算
- 2) 適当な S-N 曲線の選択
- 3) Miner 則を用いた破壊の判定

1) の計算においては、16.7.1 の解説で述べたように、決定論的方法である頻度分布法や確率論的方法であるスペクトル法などが用いられる。

また対象とする応力は一般に前述のホットスポット応力であるが、簡略な方法として支管の公称応力の変動幅に対して計算することもある。

解説 表 16.2 には、DNV ルール (1977 年) による η_r を参考として掲げたが、その後の解析精度の向上を考えるなら、この限界値は多少安全側の傾向にあると思われる。最近の API⁴⁾ の基準では 0.5、DOE³⁰⁾ の基準では 1.0 が基準の値となっている。

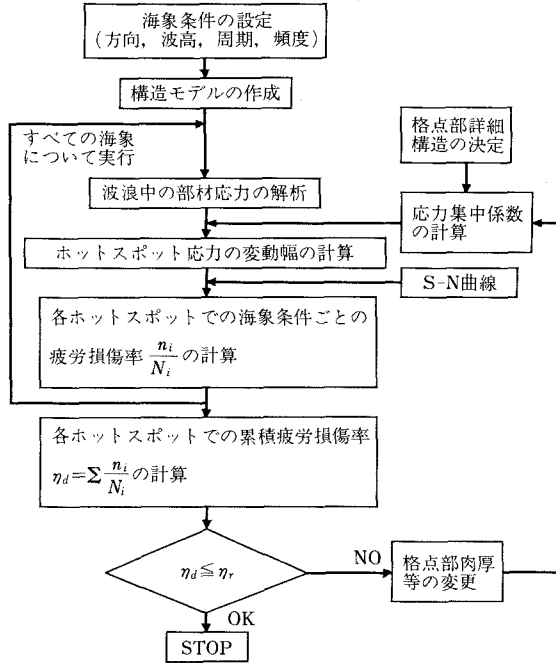
解説 表 16.2 限界累積損傷率 η_r

	検査及び補修の可能性		
	不可 能	可 能	
	すべての位置について	スプラッシュゾーンからの下の部分	スプラッシュゾーンからの上の部分
1次部材	0.1	0.3	1.0
2次部材	0.3	1.0	1.0

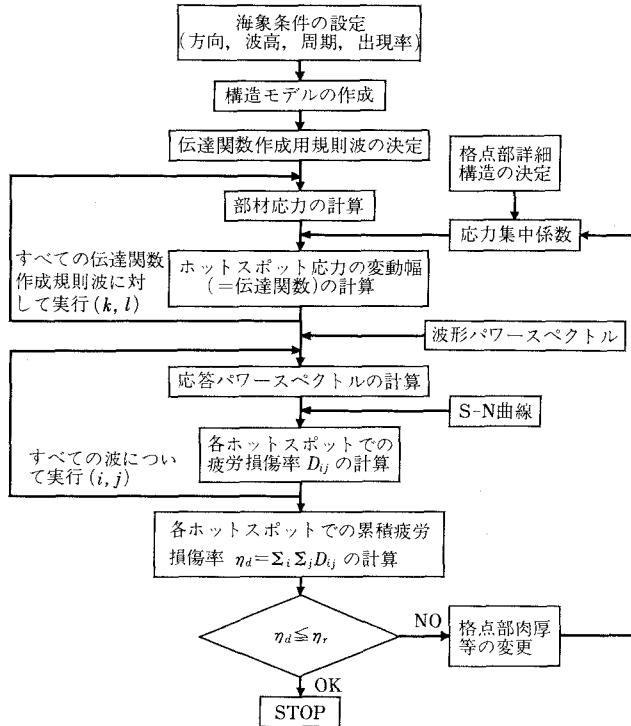
解説 図 16.13, 16.14 にはそれぞれ頻度分布法とスペクトル法を用いた疲労設計の手順を、解説 図 16.15 には API の基準による S-N 曲線を参考として示した。解説 図 16.15 の各曲線は計算において対象とする応力タイプに応じて次のように使い分けられる。

ホットスポット応力……X, X' (主管, 支管側とも)

公称応力……………D', E' (支管側)



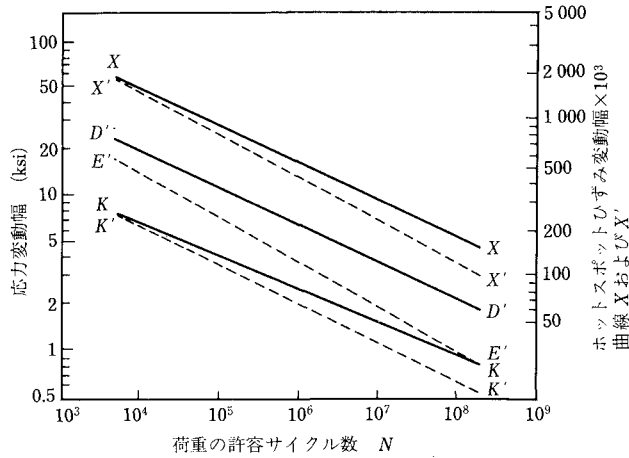
解説 図 16.13 頻度分布法による疲労設計手順



注)

- i : 波の方向を示す番号
- j : 外力としての波番号
- k : 伝達関数作成の波の方向を示す番号
- l : 伝達関数作成用の波番号

解説 図 16.14 スペクトル法による疲労設計手順



注) これらの曲線は数学的に次のように表してもよい。

$$N = 2 \times 10^6 \left(\frac{\Delta\sigma}{\Delta\sigma_{ref}} \right)^{-m}$$

ここに N は、応力変動幅 $\Delta\sigma$ に対する許容サイクル数である。

$\Delta\sigma_{ref}$ および m は下表のとおりである。

S-N 曲線	2百万回疲労に対する 応力変動幅 $\Delta\sigma_{ref}$	逆対数-対数 勾配 m
X	14.5 Ksi (100MPa)	4.38
X'	11.4 Ksi (79MPa)	3.74
D'	5.8 Ksi (40MPa)	4.38
E'	3.0 Ksi (21MPa)	3.48
K	2.15Ksi (15MPa)	4.66
K'	1.7 Ksi (12MPa)	4.19

解説 図 16.15 API RP 2A の S-N 曲線

パンチングシェア応力…K, K' (主管側)

ここで、X と X' などの使い分けは溶接部の仕上げの程度に応じて行われ、X, D', K 曲線は溶接部を滑らかに仕上げた状態に対して、また X', E', K' 曲線は溶接したままの状態に対して適用される。

16.8 進行性崩壊限界状態に対する設計

16.8.1 一般

海洋構造物は、偶発的な衝突に対して、構造物全体の安定性およびその機能を失わぬよう設計されなければならない。

この場合の設計は次のように行う。

$$E_{md} \leq E_{kd} = \frac{E_{kmax}}{\nu} \dots \dots \dots (16.26)$$

ここに、 E_{md} ：設計用運動エネルギー (16.8.2 参照)

E_{kd} ：設計吸収エネルギー

E_{kmax} ：最大吸収エネルギー (16.8.3 参照)

ν : 安全率

なお、荷重係数 γ_f 、材料係数 γ_m はすべて 1.0 とする。

【解 説】 ここでは進行性崩壊限界状態に対する設計の代表例として、物体が衝突する場合を取り上げた。一般に船舶などの衝突に対しては、構造物の一部の損傷は許容するが、全体の安定性やその機能が失われないように設計する。この計算は、静力学的手法でなく、動力学的手法を用いて行う。

16.8.2 運動エネルギーの計算

設計用運動エネルギー E_{md} は次のように計算する。

$$E_{md} = \frac{1}{2}(M+m)V^2 \cdot \alpha \dots\dots\dots (16.27)$$

ここに、 M : 衝突物体の質量

m : 付加質量 (空中の場合は 0 とする)

V : 衝突物体の速度

α : エネルギー吸収率、詳細な検討を行わない時は 1.0 とする。

【解 説】 運動エネルギーの一部は、熱や振動、水中への逸散として失われるので、その点を考慮するため α を導入した。

16.8.3 吸収エネルギーの計算

構造物が吸収可能な最大吸収エネルギー E_{kmax} は次のように計算する。

$$E_{kmax} = \int_0^{\delta_{max}} P \cdot d\delta \dots\dots\dots (16.28)$$

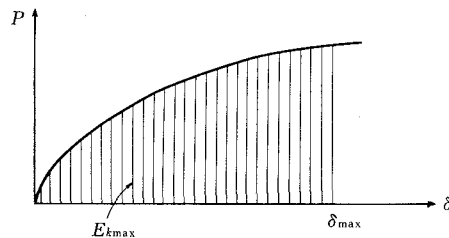
ここに、 P : 荷重

δ : 荷重作用点での構造物の変位

δ_{max} : 限界変位

P - δ の関係を求める時は、非線形弾塑性計算を行うものとする。

【解 説】 最大吸収エネルギー E_{kmax} は、解説 図 16.16 に示すように、荷重—変位曲線を積分することによって求められる。なお、衝突荷重は一般に大きく、構造物の一部は降伏するため、ここではそのことを前提に、非線形計算を行うものとした。



解説 図 16.16 吸収エネルギー

実際の設計においては ν や δ_{max} 、 α の値などの設定に関し今後検討すべき点は多い。具体的な設計方法としては本四公団の設計要領³¹⁾などが参考となる。

16.9 使用限界状態に対する設計

16.9.1 一般

海洋構造物は、過度のたわみや振動によってその使用性が損なわれないように設計しなければならない。

許容たわみや許容振幅については別途定めるものとする。

【解説】 使用限界状態に関して照査の対象となるものは、通常たわみと振動である。使用限界状態の照査のための荷重の組み合わせは、事故荷重を除くすべての荷重とする。なお、使用限界状態の照査の基準は施主から与えられる場合が多い。

16.9.2 たわみの計算

たわみの計算は、線形弾性計算によって行う。

荷重係数 γ_f は、すべて 1.0 とし、最も不利な荷重の組み合わせに対して検討を行うものとする。

16.9.3 振動に対する検討

構造物の固有振動数や応答振幅の計算は、通常の動力学的手法を用いて行う。

16.10 基礎の設計

16.10.1 設計に関する一般事項

16.10.1.1 地盤特性

設計に用いる地盤の諸特性は地盤調査および土質試験の結果を総合的に判断し決めなければならない。

【解説】 (1) 地盤の諸特性については次に示す実験結果に基づき定めることとする。

- a) 現地実験
- b) 室内実験

ただし、実験時の応力状態と対象とする土層での実際の応力状態を十分考慮する必要がある。

(2) 対象とする特性値の選定にあたっては解析のタイプを十分考慮することとする。

16.10.1.2 繰返し外力の考慮

基礎は繰返し荷重による地盤特性の変化を十分考慮し設計するものとする。

【解 説】 以下については DNV ルール 9.3.3 に準拠し記した。

- (1) 波浪による繰返し外力は以下の各条件にたいし検討することとする。
 - i) 施工中や圧密期間中の設計用暴風
 - ii) 100 年確率の暴風（短期）
 - iii) いくつかの暴風の累積（長期：100 年確率の暴風を含む）
- (2) 強震地域では、地震に対する土の動的問題を十分考慮することとする。
- (3) 繰返しせん断応力の作用下では、間隙水圧が増加するためこれによるせん断強度の低減を設計に考慮することとする。
- (4) 次の限界状態での解析では繰返し荷重が地盤のせん断強度に与える影響を十分考慮することとする。
 - i) 破壊面での滑動
 - ii) 過度の繰返し変形による破壊
- (5) 使用限界状態に対しての動的挙動、沈下、長期水平変位を評価するには繰返しせん断応力作用下で土のせん断剛性を十分考慮することとする。

16.10.1.3 地盤の沈下と変位

地盤の沈下と変位については以下の点について解析し検討することとする。

- (1) 初期沈下と 2 次沈下
- (2) 不等沈下
- (3) 長期水平変位
- (4) 繰返し荷重による動的挙動

【解 説】 DNV ルール 9.3.5 に準拠し定めた。

解析にあたっては 16.3.2 荷重の分類に記した永久荷重、活荷重及び環境荷重の各荷重下において、使用限界状態で実施するものとする。

16.10.2 海底地盤の安定性

16.10.2.1 斜面安定

海底地盤の斜面崩壊は次の各状態につき検討することとする。

- (1) 自然状態
- (2) 構造物設置中および設置後の状態
- (3) 将来予測される状態

【解 説】 条文及び解説は DNV ルール 9.4.1 に準拠し記した。

- (1) 斜面安定の計算においては海底面での波浪外力の影響を考慮することとする。
- (2) 次のような地盤については詳細な解析を行うことが望ましい。
 - ① 軟弱地盤
 - ② ゆるいシルト質ないしは砂質土地盤
- (3) 強震地域では地震の影響を考慮して安定計算がなされなければならない。

16.10.2.2 斜面崩壊に対する安全性の照査

斜面崩壊に対する安全性の照査には次に示す材料係数と荷重係数を用いる。

$$\text{材料係数} \begin{cases} \gamma_{m,r}=1.2 \\ \gamma_{m,c}=1.3 \end{cases} \quad \text{荷重係数} \quad \gamma_r=1.0$$

ここに、 $\gamma_{m,r}$ ：有効応力解析の場合の材料係数

$\gamma_{m,c}$ ：全応力解析の場合の材料係数

γ_r ：地盤の単位体積重量に対する荷重係数

【解 説】 DNV ルール 9.4.2 に準拠し定めた。安定解析は有効応力解析または全応力解析によるものとする。

16.10.2.3 水理学的安定性

水理学的安定性を検討するにあたっては次の諸因子を考慮することとする。

- (1) 地盤の軟化および支持力の低減
- (2) 地盤内部の浸食にともなうパイピング
- (3) 基礎下部の局部浸食

【解 説】 DNV ルール 9.4.3 に準拠し定めた。

16.10.2.4 洗掘および洗掘防止

構造物周囲の洗掘量は、海底地盤の土質条件、潮流速、波浪、構造物の断面形状などを考慮して推定し、必要に応じて適切な予防措置をとるものとする。

【解 説】 DNV ルール 9.4.4 に準拠し定めた。

16.10.3 くい基礎の設計

16.10.3.1 一般

本節は海洋構造物における打込み式開端鋼管ぐいに適用するものとする。

【解 説】 本節では、海洋構造物の支持ぐいとして最も一般的に用いられている打込み式の開端鋼管ぐいについて記す。

API RP 2A では、くい本体についてくいの許容応力、設計応力、ハンマー載荷時の応力、打設時の応力、最小肉厚規定、打込み不足及び打込み過多、打込み杓、くい断面長につき詳述されているが、重力式基礎については巻末注釈に記されている程度である。

一方、DNV ルールではくいの支持力についても詳しく述べられているものの重力式基礎に主眼が置かれた形になっている。この理由として、地盤条件等から米国ではメキシコ湾においてジャケット式くい基礎が発展し、ヨーロッパでは北海等において重力式基礎がよく用いられることによると考えられる。

したがって、同じくい基礎についても DNV ルールと API RP 2A では内容に差があるため以降の記述では両者を併記した。

DNV ルールでは本章 16.5, 16.6 に記されているように, 限界状態設計法を採用しており, 材料係数 γ_m と荷重係数 γ_f を用いて安全性を評価している. また, 設計支持力の計算では有効応力解析と全応力解析により材料係数 γ_{mf} , γ_{mc} を使いわけている. API RP 2 A では軸方向極限支持力を適切な単一安全率 ν で除した値を設計支持力とし, 安全性を照査している. くい設計については本指針の 15.2 にも存在するので, 極力重複しないように配慮し, ここでは各基準に特有の点を主体に記述することとする.

16.10.3.2 くい設計支持力に対する安全性の照査

支持力に対する安全性は式 (16.29) により照査することとする.

$$S_a \leq R_a \dots\dots\dots (16.29)$$

ここに, S_a : 設計荷重効果

R_a : くい設計支持力

【解 説】 くい軸方向支持力および水平支持力の安全性照査にあたって, DNV ルールにおいては, 荷重係数を考慮した荷重によってくいに生じる断面力 S_a と極限支持力を材料係数で除して得られる設計支持力 R_a とを比較し, 式(16.29)により照査するものとしている. 設計支持力 R_a の算定のための材料係数 γ_m は解説 表 16.3, 16.4, 16.9 に示すとおりである.

一方, API RP 2 A においては単一安全率 ν を用いており, 極限支持力を安全率 ν で除して得られる設計支持力 R_a とくいに作用する設計荷重によって生じる断面力 S_a とを比較し, 安全性を照査するものとしている. 安全率については解説 表 16.6 に示すとおりである.

16.10.3.3 くい軸方向設計支持力

くい軸方向設計支持力 R_a は, 式 (16.30), (16.31), (16.32) により表される.

$$R_a = R(\gamma_{mc}, \gamma_{mf}) \quad \langle \text{DNV ルール} \rangle \dots\dots\dots (16.30)$$

$$R_a = \frac{1}{\nu} R \quad \langle \text{API RP 2 A} \rangle \dots\dots\dots (16.31)$$

$$R = R_s + R_p \dots\dots\dots (16.32)$$

ここに, R : 極限支持力 (tf)

R_s : 周面摩擦抵抗力 (tf)

R_p : 先端支持力 (tf)

γ_{mc}, γ_{mf} : 材料係数

ν : 安全率

【解 説】 くい軸方向極限支持力 R に材料係数 γ_m (DNV ルール) ないしは安全率 ν (API RP 2 A) を適用して得られる一本のくい軸方向設計支持力 R_a は, 各基準に対し以下のとおりである. なお, 式 (16.32) は式 (解 15.1) に対応している.

(1) 一本のくい軸方向押込み力に対する設計支持力

1) DNV ルールの場合

a) 粘性土地盤での設計支持力

$$R_a = \frac{1}{\gamma_m} \sum_{i=1}^N (f_{st} A_{st}) + \frac{1}{\gamma_{mc}} \cdot 9 \cdot c_u \cdot A_p \dots\dots\dots (\text{解 16.10})$$

ここに、 R_a ：一本のくい軸方向設計支持力 (tf)

γ_m ：材料係数 (=1.2 あるいは 1.3; 用いる解析方法により異なる (解説 表 16.3, 16.4 参照))

i ：土層の番号

N ：土層数

f_{si} ：土層 i での単位面積当りのくい表面摩擦力 (tf/m²)

A_{si} ：土層 i 中のくい表面積 (m²)

γ_{mc} ：材料係数 (=1.3; 全応力解析用 (解説 表 16.3 参照))

c_u ：くい先端の地盤の非排水せん断強度 (tf/m²)

A_p ：くい先端の総面積 (m²)

f_{si} の計算には全応力解析, 有効応力解析およびこれらを組み合わせた解析がある。

b) 砂質土地盤での設計支持力

$$R_a = \frac{1}{\gamma_{mf}} \sum_{i=1}^N (f_{si} A_{si}) + (1 + \sin \phi_a) p'_0 N_{qa} A_p \dots\dots\dots (解 16.11)$$

ここに、 γ_{mf} ：材料係数 (=1.2; 有効応力解析用 (解説 表 16.3 参照))

f_{si} ： $K_i \bar{p}_{oi} \tan \delta_i$ (tf/m²)

K_i ：土層 i での平均土圧係数

\bar{p}_{oi} ：土層 i での平均有効上載圧 (tf/m²)

$\tan \delta_i$ ：土層 i とくい間の平均摩擦係数

ϕ_a ：設計せん断抵抗角, せん断抵抗角 ϕ' に対し式 (解 16.12) で計算される値。ただし、 $\gamma_{mf} = 1.1$ (解説 表 16.4 参照)。

$$\tan \phi_a = \tan \phi' / \gamma_{mf} \dots\dots\dots (解 16.12)$$

p'_0 ：くい先端での有効上載圧 (tf/m²)

N_{qa} ：設計せん断抵抗角 ϕ_a で決まる地盤の支持力係数

c) 材料係数

軸方向設計支持力の計算に用いる材料係数 γ_m は解析方法に応じて解説 表 16.3, 16.4 に示すとおりである。

解説 表 16.3 軸方向支持力算定に用いる材料係数 (全応力解析の場合)

材料係数 γ_{mc}	対 象 項 目	備 考
1.3	単位面積当り周面摩擦力 (fsi)	
	非排水せん断強さ (c_u)	先端支持力計算用

解説 表 16.4 軸方向支持力算定に用いる材料係数 (有効応力解析の場合)

材料係数 γ_{mf}	対 象 項 目	備 考
1.2	単位面積当りの周面摩擦力 (fsi)	
1.1	地盤の摩擦係数 ($\tan \phi'$)	先端支持力計算用

2) API RP 2 A の場合

a) 粘性土地盤での設計支持力

$$R_a = \frac{1}{\nu} \left(\sum_{i=1}^N f_{si} A_{si} + 9 C_u \cdot A_p \right) \dots\dots\dots (解 16.13)$$

ここに、 ν ：安全率 (解説 表 16.6 参照)

f_{si} ：土層 i での単位面積当りのくいの周面摩擦力 (tf/m²)

C_u : くい先端の地盤の非排水せん断強度 (tf/m²)

A_{st} : 土層 i でのくいの表面積 (m²)

A_p : くい先端の閉塞面積 (m²)

b) 砂質土地盤での設計支持力

$$R_d = \frac{1}{\nu} \left(\sum_{i=1}^N f_{st} A_{st} + p'_0 N_q A_p \right) \dots\dots\dots \text{(解 16.14)}$$

f_{st} : 土層 i での単位面積あたりの周面摩擦力で $K p'_{0i} \tan \delta$ (tf/m²)

K : 水平土圧係数

p'_{0i} : 土層 i での有効上載圧 (tf/m²)

p'_0 : くい先端での有効上載圧 (tf/m²)

$\tan \delta$: 地盤とくい間の摩擦係数

N_q : 支持力係数 (解説 表 16.5)

解説 表 16.5 支持力係数 N_q (API RP 2 A での規定値)

土 質	ϕ'	δ	N_q
砂	35 度	30 度	40
シルト質砂	30 度	25 度	20
砂質シルト	25 度	20 度	12
シルト*	20 度	15 度	8

*わが国ではシルトを粘性土に分類する機会が多いがアメリカでは砂質土として扱っている。これは粒子構造による差と思われるので取扱上注意する必要がある³²⁾。

c) 安全率 ν

くいの軸方向設計支持力の計算に用いる安全率 ν は解説 表 16.6 に示すとおりである。

解説 表 16.6 安全率 (API RP 2 A の場合)

載 荷 条 件	安全率 ν
① 掘削用荷重載荷時の環境条件	1.5
② 掘削作業中の作業可能な環境条件	2.0
③ 生産用荷重載荷時の環境条件	1.5
④ 生産中の作業可能な環境条件	2.0
⑤ 引抜き計算のための最小荷重条件	1.5

(2) 引抜きに対する設計支持力

引抜きに対する設計支持力は、DNV ルールではくい周面の摩擦力のみにより決まるとし、API RP 2 A では、くい周面の摩擦力の他に必要に応じてくい自重を考慮するよう規定している。

1) DNV ルールの場合

a) 粘性土地盤での設計支持力

押込み時のくい周面摩擦力と同じとする。

b) 砂質土地盤での設計支持力

押込み時のくい周面摩擦力より小さいものとする。

2) API RP 2 A の場合

a) 粘性土地盤での設計支持力

押込み時のくい周面摩擦力と同じとする。

b) 砂質土地盤での設計支持力

式 (解 16.14) で $K=0.5$ とした時のくい周面摩擦力と同じとする。

16.10.3.4 くいの水平支持力

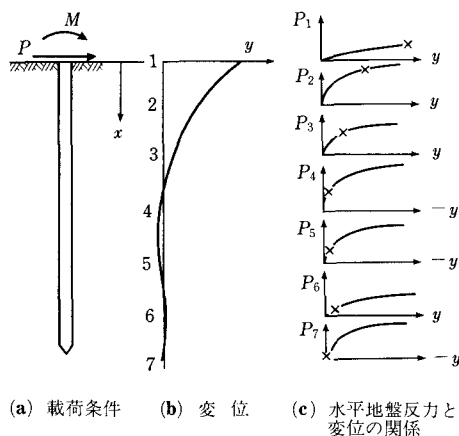
水平荷重に対するくいの支持力は地盤とくい間の地盤反力と変位の関係に基づき、非線形解析を行うこととし、くい断面力およびくい頭変位量が、それぞれの限界値を超えないように定めるものとする。

【解 説】 軸直角方向力を受けるくい挙動の計算法は、DNV ルール、API RP 2 A とも複合地盤反力法、いわゆる p - y 曲線法によっている。両基準の差異としては、API RP 2 A では粘性土地盤と砂質土地盤とで取扱い方を変えているのに対し、DNV ルールでは両地盤を同様に扱っている点である。

p - y 曲線法は実際の地盤の非弾性的性質や地表面から始まる塑性破壊現象などを忠実に計算にとりいれているため、海洋構造物のように繰返し荷重を受け地盤にある程度のひずみ発生を許容する場合の計算に適しているといわれている。

p - y 曲線法はくいを深さ方向に要素分割し、各深さにて各要素が地盤反力と変位の関係によって規定されると考えるものである (解説 図 16.17)。

一般に、 p - y 曲線を用いてくい断面力およびくい頭変位量を求めるには差分による近似解法を用いることが多い。



解説 図 16.17 p - y 曲線

以下、DNV ルールと API RP 2 A における p - y 曲線の計算法について述べる。

(1) DNV ルールの場合

p - y 曲線は地盤の別を問わず解説 図 16.18 に示すように 3つの部分からなり、双曲線と直線で表わされる。 $p \leq p_a$ かつ $y \leq \beta b$ の区間は次の双曲線で表わされる。

$$\frac{y}{p} = \frac{1}{k_1} + \frac{y}{\alpha p_a} \dots \dots \dots (\text{解 16.15})$$

ここに、 y : くいの変位 (cm)

p : 水平地盤反力 (kgf/cm²)

p_a : 設計水平支持力 (kgf/cm²)。粘性土と砂質土地盤に対する計算法について次の a), b) で記す。

α : p_{um}/p_a =破壊比、常に 1.0 より大。

$$\alpha = \frac{1}{1 - \frac{p_a}{k_1 \beta b}}$$

ただし、 $\beta b > p_a/k_1$

β : 地盤の種類と荷重条件に関する係数

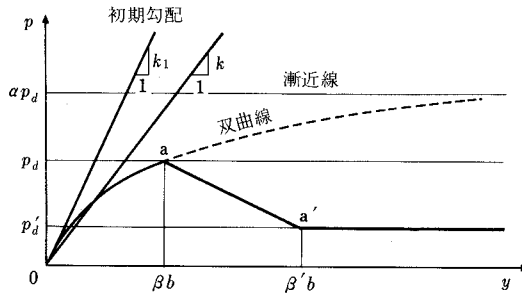
(砂質土地盤; 解説 表 16.7, 粘性土地盤; 解説 表 16.8 参照)

b : くい幅 (cm)

p_{lim} : p - y 曲線の漸近線の値

k_1 : p - y 曲線の初期勾配 (kgf/cm^3)

$\beta b \leq p_a/k_1$ の場合は p - y 曲線は直線で与えてよい.



解説 図 16.18 p - y 曲線の形状

なお、解説 図 16.18 の残留設計水平支持力 p'_a は室内試験結果と技術者の判断により決定されるが、粘性土に対しては p'_a に相当する変位を $\beta' b$ とし、砂質土に対しては水平支持力の低下は無く、変位が βb より大きい時は $p = p_a = p'_a$ とする。

a) 粘性土地盤での設計水平支持力

式 (解 16.15) に用いる設計水平支持力 p_a は以下に示す通りとする。

$$p_a = N_p \frac{c_u}{\gamma_{mc}} \dots \dots \dots \text{(解 16.16)}$$

ここに、 c_u : 各種荷重条件に対する非排水せん断強度 (kgf/cm^2)

γ_{mc} : 材料係数 (=1.3, 解説 表 16.9 参照)

N_p : 定数 (深さ $x=0$ から $N_r b$ まで線形増加)

$x=0 \dots N_p=1$ (静荷重)

$\dots N_p=0$ (繰返し荷重)

$x=N_r b \dots N_p=8$

$N_r : 10$ (正規圧密粘土)

5 (過圧密粘土)

ただし、式 (解 16.15) に用いる初期勾配 k_1 については、式 (解 16.17) を、各式中の係数については解説 表 16.8 に示す値を用いる。

$$k_1 = \xi \frac{p_a}{b(\epsilon_c)^{0.25}} \dots \dots \dots \text{(解 16.17)}$$

ここに、 p_a : p_{as} (静荷重の場合) (kgf/cm^2)

p_{ac} (繰返し荷重の場合) (kgf/cm^2)

ξ : 経験に基づく係数 (解説 表 16.8 参照)

ϵ_c : 鉛直ひずみ (未攪乱粘性土の静的非排水三軸圧縮試験における最大応力差 $\times 1/2$ でのひずみ)

b) 砂質土地盤での設計水平支持力

式(解 16.15)に用いる設計水平支持力 p_a は荷重条件により以下に示す通りとする。

i) 静荷重の場合

$$p_{as} = 4 K_p p'_0 \dots\dots\dots (解 16.18)$$

ここに、 p_{as} : 静的設計水平支持力 (kgf/cm²)

$$K_p : \frac{1 + \sin \phi_a}{1 - \sin \phi_a}$$

p'_0 : 有効上載圧 (洗掘後) (kgf/cm²)

ϕ_a : 設計せん断抵抗角 ($\tan \phi_a = \frac{1}{\gamma_{mf}} \tan \phi$) (度)

ϕ : せん断抵抗角 (度)

γ_{mf} : 材料係数 (=1.2, 解説 表 16.9 参照)

ii) 繰返し荷重の場合

$$\left. \begin{aligned} p_{ac} &= 3 K_p p'_0 & x > 2b \\ p_{ac} &= 3 \frac{x}{2b} K_p p'_0 & x \leq 2b \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (解 16.19)$$

ここに、 p_{ac} : 繰返し荷重に対する設計水平支持力 (kgf/cm²)

x : 海底面よりの深さ (cm)

ただし、式(解 16.15)に用いる初期勾配 k_1 については式(解 16.20)を、各式中の係数については、解説 表 16.7 に示される値を用いる。

$$k_1 = n_h \frac{x}{b} \dots\dots\dots (解 16.20)$$

ここに、 n_h : 地盤反力係数 (kgf/cm³)

x : 海底面よりの深さ (洗掘後) (cm)

解説 表 16.7 静荷重、繰返し荷重に対する n_h と β の値 (砂質土地盤)

パラメータ	砂 の 相 対 密 度		
	軟 地 盤	中 硬 地 盤	硬 地 盤
n_h (MPa/m)	5.0	12.0	18.0
β	0.04	0.04	0.04

解説 表 16.8 ξ, β, β' の値 (粘性土地盤)

パラメータ	荷重の種類	粘性土の状態		備 考
		正 規 圧 密	過 圧 密	
ξ	静荷重	10	30	ϵ_c : 鉛直ひずみ (未攪乱粘性土の静的非排水三軸圧縮試験における最大主応力差×1/2でのひずみ。)
β		20 ϵ_c	5 ϵ_c	
β'		80 ϵ_c	8 ϵ_c	
ξ	繰返し荷重	10	30	
β		7.5 ϵ_c	2.5 ϵ_c	
β'		20.0 ϵ_c	5.0 ϵ_c	

c) 材料係数

設計水平支持力の計算に用いる材料係数 γ_m は解析方法に応じて解説 表 16.9 に示すとおりである。

解説 表 16.9 材料係数

	材料係数
有効応力解析	$\gamma_{mf} = 1.2$
全応力解析	$\gamma_{mc} = 1.3$

(2) API RP 2 A の場合

a) 軟らかい粘性土地盤に対する極限水平支持力と $p-y$ 曲線

i) 極限水平支持力

静的水平荷重の場合、軟らかい粘性土地盤の極限水平支持力 p_u は $8c$ から $12c$ の間で変化するといわれている。ただし、上載圧が小さいことにより異なる破壊モードがおこるような浅いところはこの限りではない。

繰返し荷重の場合、静荷重にくらべて支持力が低下するので注意が必要である。

極限水平支持力 p_u は式 (解 16.21), (解 16.22) で与えられる。

$0 \leq x \leq x_R$ のとき

$$p_u = 3c + \gamma x + J \frac{x c}{D} \dots\dots\dots (解 16.21)$$

$x_R < x$ のとき

$$p_u = 9c \dots\dots\dots (解 16.22)$$

ここに、 p_u : 極限水平支持力 (kgf/cm²)

c : 未攪乱粘性土の非排水せん断強度 (kgf/cm²)

D : くい径 (cm)

γ : 土の有効単位体積重量 (kgf/cm³)

J : 現場実験により決定される 0.25 から 0.5 の範囲の経験的無次元定数。0.5 はメキシコ湾の粘性土に該当。

x : 海底面からの深さ (cm)

x_R : 海底面から抵抗低減域までの深さ (cm)。深さにより土の強度が変化しない時、

$$x_R = \frac{6D}{\frac{\gamma D}{c} + J}$$

ii) 軟らかい粘性土地盤に対する $p-y$ 曲線

短期静荷重に対し解説 表 16.10 を用い、繰返し荷重に対し解説 表 16.11 を用いる。

解説 表 16.10 荷重-変位 (短期静荷重)

p/p_u	y/y_c
0	0
0.5	1.0
0.72	3.0
1.00	8.0
1.00	∞

解説 表 16.11 荷重-変位 (繰返し荷重)

$x > x_R$		$x < x_R$	
p/p_u	y/y_c	p/p_u	y/y_c
0	0	0	0
0.5	1.0	0.5	1.0
0.72	3.0	0.72	3.0
0.72	∞	$0.72 x/x_R$	15.0
		$0.72 x/x_R$	∞

ここに、 p : 水平地盤反力 (kgf/cm²)

p_u : 極限水平支持力 (kgf/cm²)

y : 水平変位 (cm)

y_c : $2.5 \epsilon_c D$ (cm)

D : くい径 (cm)

ϵ_c : 未攪乱試料の非排水圧縮試験による最大応力の 1/2 に生じるひずみ

b) 硬い粘性土地盤に対する極限水平支持力と $p-y$ 曲線

硬い粘性土地盤も、非線形な $p-y$ 関係を有するが、急激に破壊し易いので十分な注意が必要である。また、繰返し載荷における $p-y$ 曲線の作成の際においても、大きな変位での支持力が急速に低下することに十分に注意しなければならない。

c) 砂質土地盤に対する極限水平支持力と $p-y$ 曲線

i) 極限水平支持力

砂質土地盤に対する極限水平支持力 p_u は浅いところでは式 (解 16.23) によって与えられ、遷移深さ x_t より深いところでは式 (解 16.24) で与えられる。

$x \leq x_t$ のとき、

$$p_{us} = A \left[\frac{\gamma' x}{D} \left\{ \frac{K_0 x \tan \phi' \sin \beta}{\tan(\beta - \phi') \cos \alpha} + \frac{\tan \beta}{\tan(\beta - \phi')} (D + x \tan \beta \tan \alpha) + K_0 x \tan \beta (\tan \phi' \sin \beta - \tan \alpha) - K_a D \right\} \right] \dots\dots\dots (解 16.23)$$

$x \geq x_t$

$$p_{ud} = A \{ K_a \gamma' x (\tan^2 \beta - 1) + K_0 \gamma' x \tan \phi' \tan^4 \beta \} \dots\dots\dots (解 16.24)$$

ここに、 p_u : 極限水平支持力 (kgf/cm²) (添字 s : 浅い, 添字 d : 深い)

A : 経験的補正係数

β : 受働崩壊角 (= $45 + \phi'/2$) (度)

α : 地表面き裂角 (= $\frac{\phi'}{2}$) (度)

γ' : 有効単位体積重量 (kgf/cm³)

x : 海底面よりの深さ (cm)

K_0 : 静止土圧係数 (0.4)

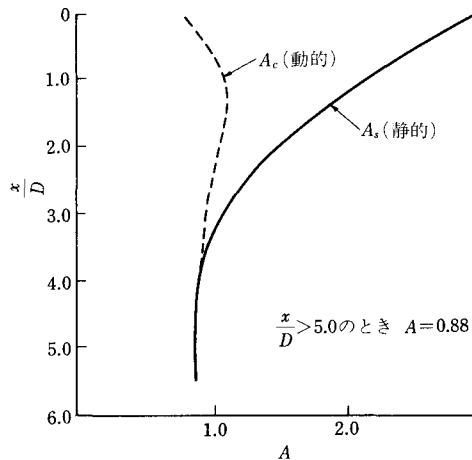
ϕ' : 砂の内部摩擦角 (度)

D : くい径 (cm)

K_a : ランキン主働土圧係数 (= $\tan^2(45 - \phi'/2)$)

x_t : 遷移深さ (cm). 式 (解 16.23) と式 (解 16.24) を等値することにより得られる値。

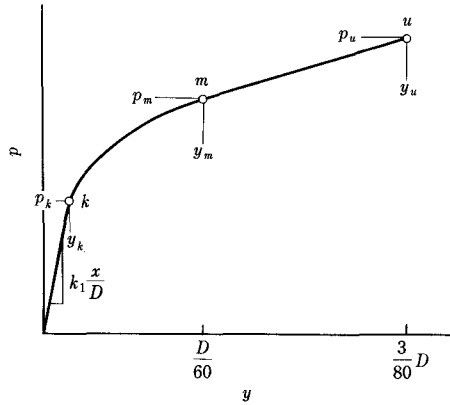
式 (解 16.23), (解 16.24) 中の係数 A は静的挙動と動的挙動の差異を説明するための経験的補正係数であり、無次元深さ x/D に対して解説 図 16.19 のように与えられる。



解説 図 16.19 地盤深さに対する補正係数 A

ii) 砂質土地盤に対する $p-y$ 曲線

砂質土地盤に対する $p-y$ 曲線も非線形であり、解説 図 16.20 の4つの線分により近似してよい。解説



解説 図 16.20 p - y の関係 (砂質土地盤)

図 16.20 中の点 u , m , k は次のように計算される。

[点 u] :

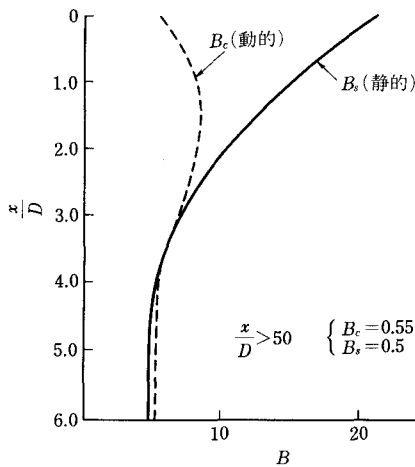
p_u ; 式 (解 16.23), 式 (解 16.24) により求める。

$$y_u = \frac{3}{80} D \dots\dots\dots (解 16.25)$$

[点 m] :

$$\left. \begin{aligned} p_m &= \frac{B}{A} p_u \\ y_m &= \frac{1}{60} D \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (解 16.26)$$

B : 静的挙動と動的挙動の差異を説明するための経験的補正係数 (解説 図 16.21)。



解説 図 16.21 地盤深さに対する補正係数 B

[点 k] :

$$\left. \begin{aligned} p_k &= \frac{x}{D} \cdot k_1 \cdot y_k \\ y_k &= \left(\frac{D p_m}{k_1 x y_m^{1/n}} \right)^{\frac{n}{n-1}} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (解 16.27)$$

$$n = \frac{p_m(y_u - y_m)}{y_m(p_u - p_m)} \dots \dots \dots \text{(解 16.28)}$$

k_1 : 初期地盤係数 (kgf/cm³). 水中の砂に対する推奨値として解説 表 16.12 が与えられている.

解説 表 16.12 k_1 値

砂の相対密度	k_1 (kgf/cm ³)
ゆるい	0.55
中くらい	1.66
締った	3.46

点 k と点 m の間の p - y 曲線は式 (解 16.29) による.

$$p = \left(\frac{p_m}{y_m^{1/n}} \right) y^{1/n} \dots \dots \dots \text{(解 16.29)}$$

ただし, 砂のパラメータによっては, 深さ 100 フィート (約 30 m) 程度で $y_k > y_m$ となることがある. この場合には, 点 k と点 m の間を省略する.

16.10.3.5 群ぐいの考慮

くいを群ぐいとして用いる場合には, くいの挙動に及ぼす群ぐい作用の影響を考慮するものとする.

【解 説】 群ぐいの支持力は, くい間隔, くい形状, 地盤の強度, くいの打設方法等に依存する. DNV ルール, API RP 2 A によるとくいの中心間隔が $8D$ (D ; くい径) 以下であれば群ぐいの影響を考慮しなければならない. DNV ルール, API RP 2 A における群ぐいに関する記述を以下に記す.

(1) DNV ルールの場合

- 1) 均質な地盤においては, 群ぐいの先端支持力は個々のくいの先端支持力の和とする.
- 2) 砂質土地盤での群ぐいの周面摩擦抵抗は, 少なくとも次の値を期待してよい.

$$\text{個々のくいの周面摩擦抵抗力の和} \times \frac{\text{群ぐいの外周長}}{\text{個々のくいの外周長の和}}$$

- 3) 粘性土地盤では, くい間隔が小さいか, せん断たわみの影響域がくいの有効根入れ長を超え, 個々のくいの周面摩擦抵抗に影響する時に, くい周面摩擦抵抗の低減が必要となる.

低減係数は, 群ぐいの外周長と個々のくいの外周長の和の比であらわされる.

ただし, くいの相対間隔 S/D (くい間隔 S , くい径 D) が下記の場合には低減する必要はない.

正方形群ぐい : $S/D > \sqrt{n} + 1$

円形群ぐい : $S/D > 0.785(\sqrt{n} + 1)$

ここに, n : くいの本数

(2) API RP 2 A の場合

1) 軸方向押し込み支持力

- a) 粘性土地盤での群ぐいの支持力は個々のくいの支持力の和より小さい.
- b) 砂質土地盤での群ぐいの支持力は個々のくいの支持力の和より大きい.
- c) 群ぐいでの沈下はいずれの地盤でも個々のくいの沈下よりも大きい.

2) 水平方向支持力

地盤にかかわらず群ぐいのたわみは一本のくいのたわみより大きい.

16.10.3.6 くいの施工に対する配慮

くいは波、潮流、風、地震などによる外力の他、施工時の静的、動的荷重にも十分耐えうるよう配慮して設計するものとする。

【解説】 海洋構造物のくいの設計は、構造物が据付けられた状態のみならず、施工中の状態にも次のような注意を払わなければならない。

- (1) 使用ハンマーが大型のためハンマー自重によるくいの座屈及び応力の検討をしなければならない。とくに斜ぐいの場合には打設前セッティング状態のくいに曲げモーメントが作用するので十分な配慮を必要とする。
- (2) 大容量のハンマーで深い層までくいを打込む場合、打撃中にくいに発生する応力の検討が必要である。打撃エネルギーによってくい中に応力波が伝播する状態を波動方程式で解析し安全性を確認するのが一般的であるが、解析によらない場合の簡便法として解説表 16.13 に示すように API RP 2 A では、くい径と使用ハンマーごとに板厚のガイドラインを設けている。なお、この表は単にハンマーによる打撃応力のみでなく、局部座屈等の影響も加味している。

解説表 16.13 ハンマーサイズに対するくいの最小板厚 (mm)
ガイドライン (API RP 2 A)

くい径 (mm)	ハンマーサイズ (KJ)					
	49	81	163	244	407	678
610	13	13	22	—	—	—
762	14	14	14	—	—	—
914	16	16	16	22	—	—
1 067	18	18	18	19	32	—
1 219	19	19	19	19	29	44
1 524	22	22	22	22	22	35
1 829	—	—	25	25	25	29
2 134	—	—	—	29	29	29
2 438	—	—	—	32	32	32
2 743	—	—	—	—	35	35
3 048	—	—	—	—	38	38

16.10.4 重力式基礎の設計

16.10.4.1 一般

本節は海洋構造物における重力式基礎の設計に適用する。

【解説】 16.10.3.1の解説にも一部述べたように、重力式基礎については DNV ルールにおいてのみ規定文が存在すること、API RP 2 A でも巻末の注釈に詳細な記述はあるが DNV ルールと力学的取扱いが同じであることなどから、ここでは DNV ルールに基づいて以下の規定を定めた。

16.10.4.2 重力式基礎の安全性

重力式基礎は 16.3 での設計外力に対し安全に設計されなければならない。

【解説】 DNV ルールでは重力式基礎に関して、①鉛直支持力および水平支持力を含めた基礎の安定性の検

討，⑥基礎構造物への土の反力に関する検討，⑦地盤の動的特性を考慮した基礎の動的解析の検討等を行うよう規定している。また，API RP 2A では (i) 転倒，支持力，滑動に対する安定性，(ii) 基礎の短期，長期の変形，沈下の検討，(iii) 基礎の動的特性，(iv) スカートの貫入，引抜きに関する抵抗等を規定している。

以上のように，検討すべき規定項目は多岐にわたるが，このうち重要と思われる 3 項目（転倒，基礎下部でのせん断応力，支持力）について DNV ルールに基づき，16.10.4.3 に安全性の照査式を示すこととする。

16.10.4.3 安全性の照査

重力式基礎の転倒，基礎下部でのせん断応力，支持力に関する照査は以下により行うこととする。

(1) 転倒に対する照査

設計転倒モーメント ≤ 設計安定モーメント

(2) 基礎下部でのせん断応力の照査

$$\tau_{mob} \leq \tau_d \dots\dots\dots (16.33)$$

ここに， τ_{mob} ：設計荷重による土中の発生せん断応力 (kgf/cm²)

τ_d ：土の設計せん断強度 (kgf/cm²)

(3) 支持力の照査

$$\frac{F_v \gamma_f}{A'} \leq q_d \dots\dots\dots (16.34)$$

ここに， F_v ：荷重条件に適合する鉛直荷重 (kgf)

A' ：支持力公式に適合する有効基礎面積 (cm²)

γ_f ：荷重係数 (解説 表 16.1 参照)

q_d ：支持力の設計値 (kgf/cm²)

【解 説】 条文 (2)，(3) は DNV ルール 9.6.4 に準拠し定めた。

(2) DNV ルールによると，式 (16.33) には解説 表 16.14 に示す設計せん断強度算定式と材料係数を用いることを規定している。

解説 表 16.14 設計せん断強度の算定式と材料係数

種 類	設計せん断強度の算定式	材料係数 γ_m
有効応力解析	$\tau_d = \frac{c'}{\gamma_{mc}} + \sigma' \frac{\tan \phi'}{\gamma_{mf}}$	$\gamma_{mf} = 1.2$ $\gamma_{mc} = 1.3$
全応力解析	$\tau_d = \frac{c_u}{\gamma_{mc}}$	$\gamma_{mc} = 1.3$

ここに， c' ：有効粘着力 (kgf/cm²)

c_u ：非排水せん断強度 (kgf/cm²)

σ' ：有効応力 (kgf/cm²)

$\tan \phi'$ ：土の摩擦係数

(3) 式 (16.34) に用いる q_d について，DNV ルール Appendix F に基づき以下に示す。

$$q_d = \frac{1}{2} \gamma' b' N_r s_r d_r i_r + p'_0 N_q s_q d_q i_q + c_d N_c s_c d_c i_c \dots\dots\dots (解 16.30)$$

ここに， q_d ：支持力の設計値 (kgf/cm²)

γ' : 土の有効単位体積重量 (kgf/cm³)

b' : 基礎の有効幅 (cm)

p'_0 : 基礎下面での有効上載圧 (kgf/cm²)

c_a : 設計粘着力 (c'/γ_{mc}) または、非排水設計せん断強度 (c_u/γ_{mc}) (kgf/cm²)

N_r, N_q, N_c : 支持力係数

s_r, s_q, s_c : 形状係数

d_r, d_q, d_c : 深さ係数

i_r, i_q, i_c : 荷重傾斜係数

γ_{mc}, γ_{mf} : 材料係数 (解説 表 16.14 参照)

式 (解 16.30) は後述の式 (解 16.36) を用い式 (解 16.31) のようにあらわし得る (ただし、 $\phi_a \neq 0$ の場合)。

$$q_a = \frac{1}{2} \gamma' b' N_r s_r d_r i_r + (p'_0 + c_a \cot \phi_a) N_q s_q d_q i_q - c_a \cot \phi_a \dots \dots \dots \text{(解 16.31)}$$

ここに、

$$\tan \phi_a = \frac{\tan \phi'}{\gamma_{mf}} \dots \dots \dots \text{(解 16.32)}$$

ϕ' : せん断抵抗角 (度)

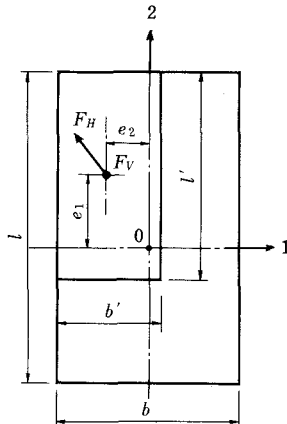
粘性土の非排水破壊時 ($\phi_a = 0$) では、式 (解 16.31) は式 (解 16.33) であらわし得る。

$$q_a = c_a N_c (1 + s_{ca} + d_{ca} - i_{ca}) \dots \dots \dots \text{(解 16.33)}$$

i_{ca}, s_{ca}, d_{ca} についてはそれぞれ後述の式 (解 16.42), (解 16.45), (解 16.47) で与えられる。

a) 有効載荷面積

偏心荷重をうける基礎の地盤が破壊状態に達したときには地盤反力分布はもはや三角形分布ではなく、ある幅に長方形分布等をしていると考えてよい。ここでは、荷重の合力の作用点を中心とする仮定の基礎幅を考え、極限状態ではこの部分に荷重が働くものとする。一例を解説 図 16.22 に示す。



$$\begin{cases} l' = l - 2e_1 \\ b' = b - 2e_2 \end{cases}$$

ここに、

F_H, F_V : 水平、鉛直荷重 (kgf)

b : 基礎の幅 (cm)

l : 基礎の長さ (cm)

b' : 基礎の有効載荷面積の幅 (cm)

l' : 基礎の有効載荷面積の長さ (cm)

解説 図 16.22 基礎の有効載荷面積 $A' = b'l'$

b) 支持力係数 N_c, N_q, N_r

N_c は $\phi_a = 0$ のとき Prandtl³³⁾ により式 (解 16.34) で与えられる。

$$N_c = \pi + 2 \approx 5.14 \dots \dots \dots \text{(解 16.34)}$$

N_q は Reissner³⁴⁾ により式 (解 16.35) で与えられる。

$$N_q = e^{\pi \tan \phi_a} \cdot \tan^2 \left(45 + \frac{\phi_a}{2} \right) \dots \dots \dots \text{(解 16.35)}$$

N_c と N_q の関係は、式 (解 16.36) で与えられる。

$$N_c s_c d_c i_c = (N_q s_q d_q i_q - 1) \cot \phi_a \dots\dots\dots (解 16.36)$$

フーティングが無限長で、その中心に鉛直載荷する場合は、式 (解 16.36) は単純化され式 (解 16.37) のようになる。

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi_a \dots\dots\dots (解 16.37)$$

N_r については、Brinch-Hansen³⁵⁾ による式 (解 16.38) を用いる。

$$N_r = 1.5 (N_q - 1) \tan \phi_a \dots\dots\dots (解 16.38)$$

一方、Caquot と Kerisel³⁶⁾ によれば式 (解 16.39) が示されるが、この式は基礎構造物への局部地盤反力計算に用いられる。

$$N_r = 2 (N_q + 1) \tan \phi_a \dots\dots\dots (解 16.39)$$

道路橋示方書・同解説 (日本道路協会)³⁷⁾ IV 6.3 には荷重傾斜係数を考慮した N_c 、 N_q 、 N_r 算定用グラフが示されている。 N_r を除き N_c 、 N_q については荷重傾斜角零のときは DNV ルールと同じ値を示す。

c) 荷重傾斜係数

荷重傾斜係数 i_q 、 i_r はそれぞれ式 (解 16.40)、(解 16.41) で与えられる。

$$i_q = \left[1 - \frac{0.5 F_{Ha}}{F_{Va} + A' c_a \cot \phi_a} \right]^5 \dots\dots\dots (解 16.40)$$

$$i_r = \left[1 - \frac{0.7 F_{Ha}}{F_{Va} + A' c_a \cot \phi_a} \right]^5 \dots\dots\dots (解 16.41)$$

ここに、 F_{Ha} : 設計水平荷重 = $\gamma_f F_H$ (kgf)

F_{Va} : 設計鉛直荷重 = $\gamma_f F_V$ (kgf)

F_H 、 F_V : 水平及び鉛直荷重 (対象条件に対応した荷重) (kgf)

γ_f : 荷重係数 (解説 表 16.1 参照)

A' : 基礎の有効載荷面積 (cm²)

式 (解 16.33) での i_{ca} は式 (解 16.42) で与えられる。

$$i_{ca} = 0.5 - 0.5 \sqrt{1 - \frac{F_{Ha}}{A' c_a}} \dots\dots\dots (解 16.42)$$

上記の計算において、 F_{Ha}/F_{Va} が 0.4 以上になるような場合には、十分な注意が必要である。

d) 形状係数

形状係数 s_q 、 s_r はそれぞれ式 (解 16.43)、(解 16.44) で与えられる。

$$s_q = 1 + \frac{i_q b'}{l'} \sin \phi_a \dots\dots\dots (解 16.43)$$

$$s_r = 1 - 0.4 \frac{i_r b'}{l'} \dots\dots\dots (解 16.44)$$

$\phi_a = 0$ の場合に対しては、 s_{ca} は式 (解 16.45) で与えられる。

$$s_{ca} = 0.2 (1 - 2 i_{ca}) \frac{b'}{l'} \dots\dots\dots (解 16.45)$$

e) 深さ係数

海洋構造物で使われるような浅い基礎では深さ係数はほとんど無視できるため、

$$d_q = d_c = d_r = 1.0$$

とする。

なお、基礎の設置方法によっては、 $d_q > 1.0$ 、 $d_{ca} > 0$ という特殊な場合もあり、この時、 d_q 、 d_{ca} は式 (解 16.46)、(解 16.47) で与えられる。

$$d_q = 1 + 1.2 \frac{d}{b} \tan \phi_a (1 - \sin \phi_a)^2 \dots\dots\dots (解 16.46)$$

$$d_{ca} = 0.3 \tan^{-1} \left(\frac{d}{b'} \right) \dots \dots \dots (\text{解 } 16.47)$$

$$(d \rightarrow \infty, d_{ca} = 0.47)$$

16.10.4.4 土の動的特性の考慮

重力式構造物の動的解析には、地盤と構造物との動的相互作用を考慮することとする。

【解 説】 基礎地盤は連続体または半無限弾性体としてモデル化し、バネ定数の計算には地盤の非線形性を考慮することとする。

また、土のひずみ量に応じたせん断剛性や減衰定数等の動的特性についても十分考慮することとする。

16.10.4.5 基礎底面空隙の処理

施工時ないしは施工直後に基礎底面と海底地盤間に空隙が生じた場合は、構造物の安定化をはかるために、空隙部にグラウト材を注入する等必要な措置を講じるものとする。

【解 説】 DNV ルールでは基礎底面と海底地盤間に生じた空隙にモルタル等のグラウト材を充填するよう推奨している。ただし、その際使用材料に関して十分な配慮を必要としている。

使用材料は十分な強度が必要で次の項目を配慮することとする。

- 1) 化学的劣化
- 2) 機械的強度劣化
- 3) 繰返し荷重による間隙水圧の増大
- 4) 充填材の不完全混合、希釈等の問題

参 考 文 献

- 1) 土木学会：海洋鋼構造設計指針（案）解説，1973年8月。
- 2) 日本建築学会：海洋建築物構造設計指針（固定式）・同解説，1985年。
- 3) Det Norske Veritas：Rule for the Design, Construction and Inspection of Offshore Structures, 1977.
- 4) American Petroleum Institute：API Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms. 15th edition, 1984.
- 5) BS 6235：Code of Practice for Fixed Offshore Structures, 1982.
- 6) Lee G.C.：Offshore Structures, Past, Present, Future, and Design Considerations, Proceeding of the Offshore Exploration Conference, 1968.
- 7) 日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説，1979年3月。
- 8) 土木学会：水理公式集，1971年度改訂版。
- 9) R. O. Reid and C. L. Bretschneider：Surface Waves and Offshore Structures, Texas A & M Research Foundation, 1953.
- 10) Lars Skjelberia and James Headrickson：Fifth Order Gravity Wave Theory, Proceedings of Seventh Conference on Coastal Engineering Vol.1, 1961.
- 11) W. H. Munk：The Solitary Wave and Its Application to Surf Problems, Annual New York Academy of Science Vol. 51, 1949.
- 12) J. E. Chappellear：Direct Numerical Calculation by Wave Properties, Journal of Geophysical Research, Vol. 66, 1961.
- 13) R. G. Dean：Evaluation and Development of Water Wave Theories for Engineering Application, Special Report No. 1, prepared for U. S. Army Corps of Engineers, Coastal Research Center, Nov. 1974.
- 14) K. F. Lambakos and H. R. Brannon：Wave Force Calculations for Stokes and Non-Stokes Wave, Preprints of the Sixth Offshore Technology Conference, May 1974, OTC 2039.
- 15) 佐伯他：海岸構造物に作用する海水の力に関する研究，第22回海岸工学講演会論文集，1975。
- 16) 佐伯他：海岸構造物に作用する海水の力に関する研究（2），第23回海岸工学講演会論文集，1976。
- 17) 佐伯他：海岸構造物に作用する海水の力に関する研究（3），第24回海岸工学講演会論文集，1977。

- 18) 佐伯他：海岸構造物に作用する海水の力に関する研究（4），第25回海岸工学講演会論文集，1978.
- 19) Schwarz, J. : The Pressure of Floating Ice Fields on Piles, IAHR ice symposium, Reykjavik, 1970.
- 20) Ralston T. D. : Ice Force Design Considerations for Conical Offshore Structures, Fourth POAC Conference, St. John's Newfoundland Land, 1977.
- 21) Ellinas C. P. et al. : Buckling of Offshore Structures, Granada Technical Book, London, 1984.
- 22) 秋山成興他：鋼管構造格点の耐力に関する実験報告, JSSC, Vol.10, No.102, 1974.
- 23) Det Norske Veritas : Buckling Strength Analysis of Mobile Offshore Units, DNV Classification Notes, Note No. 30.1, June 1984.
- 24) 日本溶接協会：海洋パイプ構造物の構造強度研究における最近の進歩, 塑性設計資料集（その11）, 1985年4月.
- 25) Det Norske Veritas : Fatigue Strength Analysis for Mobile Offshore Units, DNV Classification Notes, Note No. 30.2, August 1984.
- 26) J. G. Kuang, A. B. Potvin and R. D. Leick : Stress Concentration in Tublar Joints, OTC 2205, May 1975.
- 27) A. C. Wordsworth and G. P. Smedley : Stress Concentration at Unstiffened Tublar Joints, European Offshore Steels Research Seminar, 1978.
- 28) M. B. Gibstein : Parametric Stress Analysis of T Joints, European Offshore Steels Research Seminar, 1978.
- 29) American Welding Society : Design of New Tublar Structures, AWS Structural Welding Code, D1, Sec 10, 1984.
- 30) Department of Energy : Offshore Installation, Guidance on Design and Construction, 1984.
- 31) 本州四国連絡橋公団編：多室型緩衝工の設計要領（案）, 1980年3月.
- 32) 横山幸満：くい構造物計算法と計算例, 山海堂, 1978年6月.
- 33) Prandtl, L. : Über die härte plastischer Körper, Nachrichten der Gesellschaft der Wissenschaften. Göttingen, 1920.
- 34) Reissner, H. : Zum Erddruckproblem, Proc. 1st Intern. Congr. Appl. Mech. Delft, 1924.
- 35) Brinch-Hansen, J. : A Revised and Extended Formula for Bearing Capacity, The Danish Geotechnical Institute, Bulletin No. 28. Copenhagen, 1970.
- 36) Caquot, A. and Kerisel, J. : Sur la terme de surface dans le calcul des fondations on milieu pulvérult, Proc. 3rd Intern. Conf. Soil Mech. and Found. Engng., Vol.1, Zürich, 1953.
- 37) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説IV下部構造編, 1980年5月.