

港湾技研資料

TECHNICAL NOTE OF
THE PORT AND HARBOUR RESEARCH INSTITUTE
MINISTRY OF TRANSPORT, JAPAN

No. 913 Sept. 1998

ケーソン配筋計算の自動化（その4）

— 限界状態設計法 —

森	満	賢	治
横	田		弘
松	淵		知

目 次

1. まえがき	4
2. 限界状態設計法によるケーソンの非対称配筋設計プログラム	4
2.1 概要	4
2.2 基本方針	4
2.3 限界状態設計法の適用	4
2.4 本プログラムにおける限界状態設計法の考え方	5
3. プログラムの内容	13
3.1 基本方針	13
3.2 全体構成	13
3.3 自動設計の対象および範囲	13
3.4 仮定条件	15
3.5 底版の設計	25
3.6 側壁の設計	44
3.7 隔壁の設計	53
3.8 フーチングの設計	58
4. 図化	61
4.1 概要	61
4.2 配筋図作成の検討事項	62
5. 既往プログラムとの比較	63
6. あとがき	64
参考文献	64
付録1 設計波計算例	65
付録2 補足説明	69

Automatic design system for bar arrangement of the caisson (Part-4) — Limit state design method —

Kenji MORIMITSU*
Hiroschi YOKOTA**
Satoru MATSUBUCHI***

Synopsis

This paper firstly introduces the automatic design program for unsymmetrical bar arrangement of the caisson by the limit state design method. Secondly, the analytical assumptions adopted in the new design program are listed. And, finally, calculation results by the limit state design method are compared with those by the allowable stress design method.

The main improved points can be summarized as follows.

- (1) Basic concept is changed from the allowable stress design method to the limit state design method.
- (2) Reinforcing bar arrangement is changed from single reinforcement to double reinforcement.
- (3) The unit system is changed from the gravity unit system to the SI unit system.
- (4) Automatic design diagram drawing system is introduced.
- (5) Automatic creation of the reinforcement table is introduced.

General function of this new program is as follows.

Inputting data are as follows.

- (1) The caisson specification.
- (2) The design conditions decided by the basic design.
- (3) The wave observation data.

And, the following items can be obtained.

- (1) The design of reinforcing bar arrangement.
- (2) The material table.
- (3) The reinforcement chart.

Key Words: Limit state design method, Program for the automatic design system, caisson, unsymmetrical bar arrangement

* Ex-Research Engineer, Design and Construction Technology Laboratory, Planning and Design Standard Division
1-1 Nagase 3-chome, Yokosuka 239-0826 Tel: 0468-44-5038 Fax: 0468-44-1145 E-mail: matsubuchi@cc.phri.go.jp

** Ex-Chief of Design and Construction Technology Laboratory, Planning and Design Standard Division

*** Research Engineer, Design and Construction Technology Laboratory, Planning and Design Standard Division

ケーソン配筋計算の自動化（その4）

— 限界状態設計法 —

森 満 賢 治 *
横 田 弘 **
松 淵 知 ***

要 旨

本資料は、防波堤及び係船岸ケーソンの非対称配筋設計プログラムの設計法を許容応力度法から限界状態設計法に変更した内容を紹介するものである。プログラム変更の際に検討した種々の計算上の仮定をとりまとめるとともに、プログラムを用いて既往の許容応力度設計法に基づく計算結果との差異を考察した結果をまとめた。

改良項目を整理すると下記項目となる。

- ・ 許容応力度設計法から限界状態設計法へ移行
- ・ 断面力の計算を単鉄筋から複鉄筋へと移行
- ・ 重力単位系からSI単位系への移行
- ・ 図化出力のCAD化、鉄筋の任意入力などの図化機能の強化
- ・ 鉄筋表の自動作成（表計算ソフト）

機能としては、基本設計で決定されるケーソン緒元および設計条件・外力と設計対象区域の波浪観測データを入力することにより、配筋設計、材料表算出、配筋図の作成の一連の作業が本プログラムにて実行可能となる。

キーワード：限界状態設計法，自動設計プログラム，ケーソン，非対称配筋

* 前 計画設計基準部設計技術研究室（現 第四港湾建設局企画課）

239-0826 横須賀市長瀬3-1-1 Tel:0468-44-5038 Fax:0468-44-1145

** 前 計画設計基準部設計技術研究室長（現 構造部構造強度研究室長）

*** 計画設計基準部設計技術研究室 E-mail: matsubuchi@cc.phri.go.jp

1. まえがき

コンクリート構造物の配筋設計が従来の許容応力度設計法から限界状態設計法に移行されつつある。限界状態設計法は、諸外国においては既に一般的な方法として導入されているが、我が国においても土木学会「コンクリート標準示方書」が昭和61年度に導入したのを端として、鉄道構造物では既に導入されているほか、他の方面で検討が進められている。港湾構造物についても平成11年改訂版の「港湾の施設の技術上の基準」に、限界状態設計法が取り入れられる予定である。このような状況により、既に自動化が行われている設計のケーソンの非対称配筋設計についても、限界状態設計法を導入することとした。

本資料は、防波堤および係船岸に用いられるケーソンの非対称配筋設計プログラムの設計法を許容応力度法から限界状態設計法に変更した内容を紹介するものである。また、プログラム変更の際に検討した種々の計算上の仮定をとりまとめている。

2. 限界状態設計法によるケーソン非対称配筋設計プログラム

2.1 概要

本プログラムが対象としているのは、係船岸および防波堤に使用されるケーソンの非対称配筋設計である。基本設計で決定されたケーソンの形状および設計条件を入力することにより、配筋設計、材料表とりまとめ、配筋図作成の一連の作業をパーソナルコンピュータ（以下PCとする）の環境下において処理するものである。なお、非対称とは、荷重の作用方向を考慮しケーソンの配筋を効率的に配筋すると、防波堤の港内側と港外側等で配筋が異なることによる非対称性を指し、ケーソンの形状は対称である。

2.2 基本方針

(1) 設計法の基本原則は、「港湾の施設の技術上の基準」¹⁾（以下技術基準とする）に基づく。また、限界状態設計法については「コンクリート標準示方書」²⁾（以下示方書とする）に基づいている。

(2) 施工法の基本的事項は「港湾工事共通仕様書」³⁾に、また配筋図については「土木製図基準」⁴⁾にそれぞれ基づいている。

2.3 限界状態設計法の適用

(1) 概要

限界状態設計法の特徴については、南ら⁵⁾、長尾⁶⁾が既に詳しく報告している。ここでは、限界状態設計法の概要と本プログラムに適用した限界状態設計法の考え方を中心にまとめる。

(3) 3種類の限界状態

構造物に外力が作用し、構造物または構造部材の機能あるいは安全性が損なわれた状態を限界状態と呼ぶ。限界状態設計法は、その構造物に生じてはならないいくつかの限界状態を設定し、その状態の発生に対する安全性を個々に照査するものである。限界状態は、図-1に示すように大きく分けて、終局限界状態、使用限界状態、疲労限界状態に分類することができる。

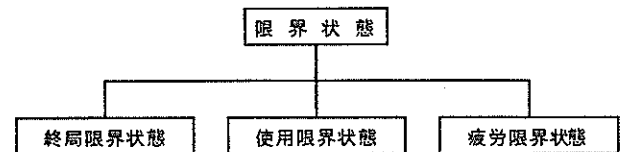


図-1 3種類の限界状態

各限界状態について述べると以下のようなものである。

終局限界状態は最大耐荷能力に対応する限界状態である。具体例としては、構造物のある断面において鋼材の降伏やコンクリートの圧縮破壊が生じたり、ある部材が座屈したり、構造物全体の安定が失われたりする状態である。荷重の作用の仕方としては、非常に大きな荷重が供用期間中にただ1回だけ作用することにより生じる。従来の設計法が対象としてきたのは一般にこの限界状態であるとも言える。

使用限界状態は通常の供用または耐久性に関する限界状態であり、過度のたわみやびびわれ、振動など、比較的軽微な不都合を生じる状態である。この状態は、比較的しばしば作用する荷重により発生する。

疲労限界状態は、荷重が繰り返し作用することによって、終局限界状態に近い不都合が発生する状態である。

ある一つの部材を例にとり、荷重の大きささと不都合さの関係を概念的に表すと図-2に示すようになる。

(3) 安全性の検証方法

限界状態設計法は、確率論的な手法を取り入れ各限界状態に対応する構造物の安全性を合理的に評価することを目指している。完全な形で確率的解析を行うには、構

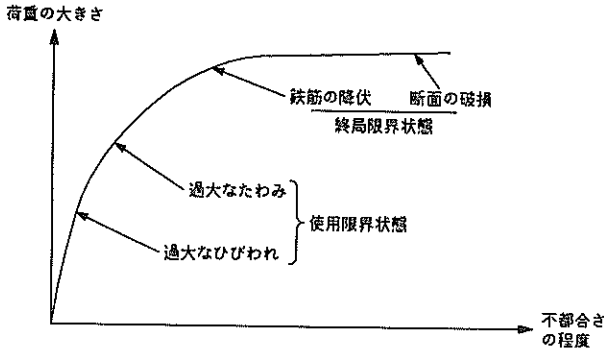


図-2 荷重の大きさと不都合さの関係(概念図)

造物に作用する荷重および材料強度のばらつき、構造解析手法の精度などを知らなければならない。実際にはこれらを厳密に算定することは困難であるため、荷重作用、材料強度の特性値および安全係数などによって不確実性を考慮している。

限界状態設計法と許容応力度法の安全性の照査法を図-3に示す。

終局限界状態に対する安全性の検討では、まず材料強度の特性値 F_k を材料係数 γ_m で除した材料強度の設計用値 F_d を用いて部材断面の設計用耐力 R_d を求める。次に荷重の特性値 F_k に荷重係数 γ_f を乗じた設計用値 F_d を用いて設計用断面力 S_d を求める。 S_d と R_d を比較し、 $S_d \leq R_d / \gamma_f$ であれば安全であるとする。 γ_f は構造物係数で

ある。限界状態設計法では、このように複数の安全係数を用いるのが特徴である。このことによって、個々の要因のばらつきや誤差の程度を設計に反映できる。

使用限界状態の検討は、使用限界状態で対象とする荷重の特性値に、その荷重に対応する荷重係数を乗じた設計用値に対して、部材が過度のひびわれ、変位、変形、振動などを起こし正常な使用ができなくなったり、耐久性を損なったりしないことを確かめることによる。

疲労限界状態の検討は、耐用期間中に作用する全ての荷重を対象にして、荷重の設計用値が部材に与える疲労被害の蓄積の度合いが一定の許容値以下であることを確かめることによる。

表-1 に各限界状態における安全係数を示す。

2.4 本プログラムにおける限界状態設計法の考え方

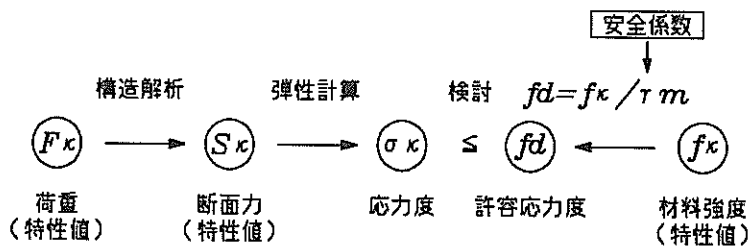
本プログラムにおける安全性の検討は、基本的には前述の安全性の検証方法に従うが、詳細な検証方法および考え方については各限界状態毎に検討内容をまとめることとする。

(1) 終局限界状態に対する検討

a) 安全性の検討 (照査方法)

終局限界状態の照査は、外力の作用により生じる断面力を求め、断面耐力については、鉄筋表(鉄筋径・鉄筋配置間隔(以下ピッチとする))の組合せによる仮の鉄筋量を選択し、その鉄筋量を用いて算出する。断面力お

(許容応力度法)



(限界状態設計法)

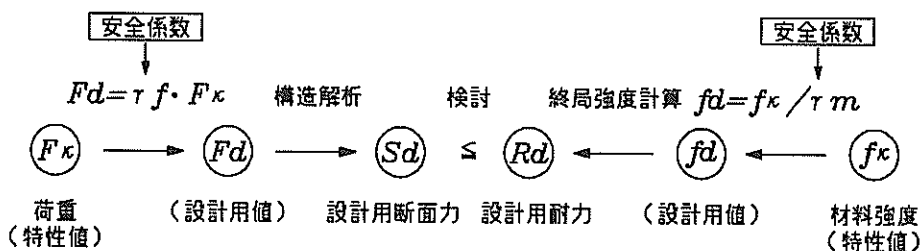


図-3 設計法における安全性の検討方法

よび断面耐力にそれぞれの安全係数を考慮し、設計用値を求める。両者の設計用値を比較することで安全性を照査することとし、その安全性の照査により仮の鉄筋量を

評価する。

図-4に安全性検討の概念図を示す。

表-1 安全係数

安全係数		限界状態の種別		
		終局限界	使用限界	疲労限界
材料係数 (γ_m)	コンクリート	1.3	1.0	1.3
	鉄筋およびPC鋼材	1.0	1.0	1.05
	上記以外の鋼材	1.05	1.0	1.05
荷重係数 (γ_i)	永久荷重	1.0~1.1 (0.9~1.0)	1.0	1.0
	変動荷重			
	波力	1.3	1.0	1.0
	施工時変動荷重	1.0	—	—
	上記以外の荷重	1.0~1.2 (0.8~1.0)	1.0	1.0
	偶発荷重	1.0	—	—
構造解析係数 (γ_s)		1.0	1.0	1.0
部材係数 (γ_b)		1.15~1.3	1.0	1.0
構造物係数 (γ_i)		1.0 ~1.2	1.0	1.0

注-1) 表中 () 内の数値は荷重を小さく考えた方が危険な場合に適用する。
 注-2) 終局限界状態検討時の部材係数は、以下の値を用いることができる。
 ただし、カッコ内の数値は、重力式岸壁底版の地震時の安全性を照査する場合に用いる。

- ・ 曲げ及び軸方向耐力を算定する場合…………… 1.15(1.0)
- ・ 軸圧縮耐力の上限値を算定する場合…………… 1.3
- ・ コンクリートのせん断耐力分担分を算定する場合…………… 1.3(1.15)
- ・ せん断補強筋のせん断耐力分担分を算定する場合…………… 1.15(1.0)

注-3) 終局限界状態に関する構造物係数は、以下に示す値を用いることができる。

- ・ 栈橋上部工…………… 偶発荷重作用時1.0, その他の場合1.2
- ・ 防波堤…………… 波力作用時1.1, その他の場合1.0
- ・ 岸壁…………… 地震荷重作用時1.0, その他の場合1.1

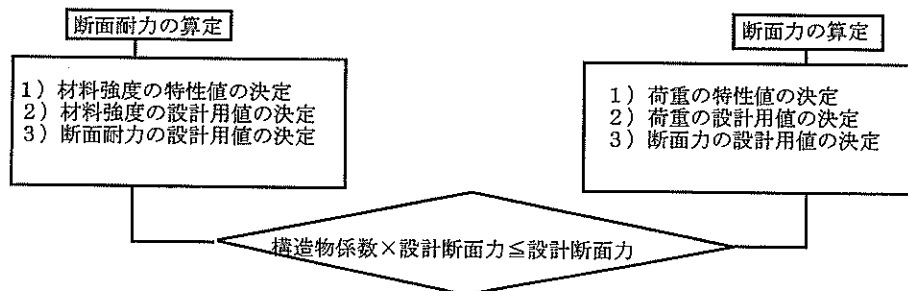


図-4 終局限界状態における安全性検討概念図

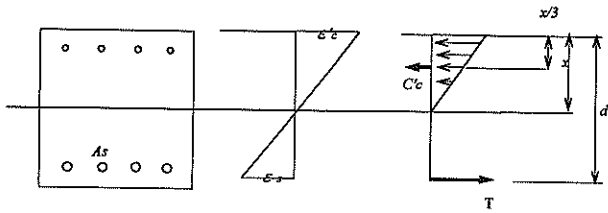
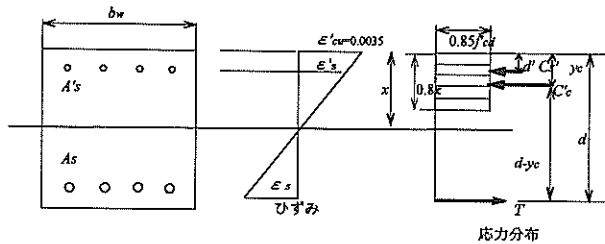
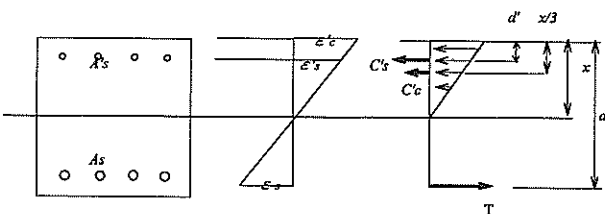


図-5 単鉄筋矩形断面の応力およびひずみモデル



終局限界状態のモデル1



使用・疲労限界状態のモデル2

図-6 複鉄筋矩形断面の応力およびひずみモデル

b) 断面力算定 (曲げモーメントおよびせん断力)

断面力算定は、設計荷重を部材毎に作用させ、曲げモーメントおよびせん断力を求める。断面力算定については、各部材毎に後述することとし、ここでは省略する。

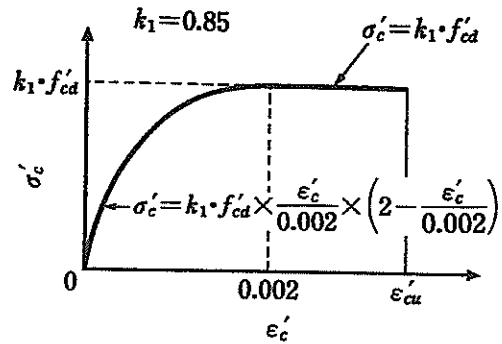
c) 曲げモーメントを受ける部材の断面耐力算定

従来のプログラムでは、図-5に示すような応力およびひずみモデルを用いて、圧縮側の鉄筋を無視して耐力の算定を行う単鉄筋矩形断面であった。しかし、本プログラムでは、いままで無視してきた圧縮側の鉄筋にも圧縮力を分担させることにより、より精緻な耐力の算定が行える複鉄筋矩形断面として取扱う。ただし、隔壁のみ適用しない。

図-6に終局限界状態のコンクリートの応力-ひずみモデルを示す。使用限界の検討では応力-ひずみモデルを直線とする。

図-7に鉄筋の応力-ひずみ曲線を示す。

図-8に複鉄筋矩形断面 (以下複鉄筋とする) における応力およびひずみモデルを示す。



$$f'_{ck} \leq 50 \text{ N/mm}^2 \quad \epsilon'_{cu} = 0.0035$$

$$f'_{ck} \geq 60 \text{ N/mm}^2 \quad \epsilon'_{cu} = 0.0025$$

図-7 コンクリートの応力-ひずみ曲線

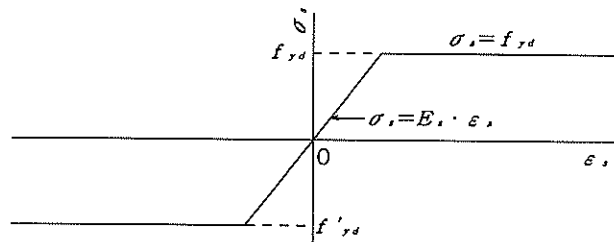


図-8 鉄筋の応力-ひずみ曲線

曲げモーメントを受ける部材の設計断面耐力を断面力の作用方向に応じて、部材断面あるいは部材の単位幅について断面圆心に関して算定する場合、以下の仮定に基づき行う。

モデル1は終局限界状態における仮定条件を示す。

- i) 縦ひずみは断面の中立軸からの距離に比例する。
- ii) コンクリートの引張応力は無視する。
- iii) コンクリートの終局ひずみ ϵ'_{cu} は0.0035とする。
- iv) 部材断面のひずみがすべて圧縮ひずみとなる場合以外は、コンクリートの圧縮応力の分布はモデルに示すように矩形圧縮応力度の分布 (等価応力ブロック) とする。

モデル2は使用限界状態および疲労限界状態に対する検討において部材断面に生じる応力度を算定する場合における仮定条件を示す。

- i) 縦ひずみは断面の中立軸からの距離に比例する。
- ii) コンクリートの引張応力は無視する。
- iii) コンクリートおよび鋼材は弾性体とする。

iv) コンクリートヤング係数は表-2に示すものとし、鋼材のヤング係数は $E_s = 200\text{kN/mm}^2$ とする。

表-2 コンクリートのヤング係数

f'_{ck} (N/mm ²)	18	21	24	27
E_c (kN/mm ²)	22	23.5	25	26.5

f'_{ck} : コンクリートの圧縮強度の特性値

E_c : コンクリートのヤング係数

以下に曲げ耐力算出の手順を示す。

モデル1における M_{ud} の算出手順を以下に示す。

モデル1の引張主鉄筋回りのモーメントの釣り合いより

$$M_{ud} = \{C'_c (d - y_c) + C'_s (d - d')\} / \gamma_b \quad (1)$$

ここで、

M_{ud} : 曲げモーメントを受ける部材の曲げ耐力

C'_c : コンクリートに作用する圧縮合力

C'_s : 圧縮主鉄筋に作用する圧縮合力

d : 有効高さ

d' : 圧縮主鉄筋の中心線から圧縮側部材端までの距離

y_c : 圧縮側部材端から、 C'_c の作用点までの距離

γ_b : 部材係数 (標準値 = 1.15)

曲げ耐力は、引張鉄筋は降伏する、圧縮鉄筋は降伏しない、コンクリートは終局ひずみにあると仮定した状態において求める。この場合、 C'_c 、 C'_s 、 y_c は以下で表わされる。

$$C'_c = 0.85 f'_{cd} \cdot b_w \cdot 0.8 x \quad (2)$$

$$= 0.68 f'_{cd} \cdot b_w \cdot x$$

$$C'_s = A'_s \cdot \sigma'_s \quad (3)$$

$$y_c = 0.6 x \quad (4)$$

ここで、

f'_{cd} : コンクリートの圧縮強度の設計用値

b_w : 部材幅

x : コンクリート圧縮縁から中立軸までの距離

A'_s : 圧縮鉄筋の断面積 (圧縮鉄筋量)

σ'_s : 圧縮鉄筋に生じる圧縮応力度

以上より、 x (σ'_s) が求めれば曲げ耐力 M_{ud} が求まる。

x を求める手順を以下に示す。

部材軸方向の力の釣り合いをとると、以下の式で表せる、

$$T = C'_c + C'_s \quad (5)$$

ここで、

T : 引張主鉄筋に作用する引張力

式(2)および式(3)を式(5)に代入し、

$$A_s \cdot f_{yd} = 0.68 f'_{cd} \cdot b_w \cdot x + A'_s \cdot \sigma'_s \quad (6)$$

ここで、

A_s : 引張鉄筋の断面積

f_{yd} : 鋼材の引張降伏強度の設計用値

また、圧縮主鉄筋とコンクリートひずみの関係から

$$\sigma'_s = E_s \cdot \epsilon'_{cu} \cdot (x - d') / x \quad (7)$$

ここで、

ϵ'_{cu} : コンクリートの終局圧縮ひずみ (0.0035)

E_s : 鋼材のヤング係数 (200kN/mm²)

式(6)、式(7)より σ'_s を消去して x を求めると、

$$x = -Q + \{(Q^2 + 2.72 \cdot f'_{cd} \cdot b_w \cdot d' \cdot A'_s \cdot \epsilon'_{cu} \cdot E_s)\}^{1/2} / 1.36 \cdot f'_{cd} \cdot b_w \quad (8)$$

$$(Q = A'_s \cdot \epsilon'_{cu} \cdot E_s - A_s \cdot f_{yd})$$

よって、式(8)により x を求めることができる。その後、この x を用い鉄筋応力度 σ_s 、 σ'_s を求めることができる。

圧縮鉄筋と引張鉄筋の応力度は次式による。

$$\sigma_s = \epsilon'_{cu} \cdot E_s \cdot (d - x) / x \quad (9)$$

$$\sigma'_s = \epsilon'_{cu} \cdot E_s \cdot (x - d') / x$$

鉄筋の圧縮降伏強度の設計用値を f'_{yd} とした場合、前述の通り式(8)は次の条件の場合に成立する。

$$\sigma_s = f_{yd} \quad (10)$$

$$|\sigma'_s| \leq f_{yd} \quad (11)$$

しかし、式(7)および式(9)により鉄筋の応力度を求めると、必ずしも式(10)および式(11)の条件にあっていない

い場合がある。そこで式(7)および式(9)の応力度について式(10)および式(11)の条件通りかチェックを行い、その結果に応じて以下に示すⅠとⅡの方法で曲げ耐力 M_{ud} を算出する。

Ⅰ. $\sigma_s = f_{yd}$, $|\sigma'_s| \leq f_{yd}$ の場合

仮定の通り圧縮鉄筋は降伏せず、引張鉄筋は降伏している。

$\sigma'_s < 0$ となるのは、 $x < d'$ の時である。すなわち圧縮鉄筋が引張力を受けている場合である。

このときの設計曲げ耐力は、式(1)、式(2)、式(3)および式(4)で求める。

Ⅱ. $\sigma_s = f_{yd}$, $\sigma'_s = f_{yd}$ の場合

仮定とは違い、圧縮・引張主鉄筋とも引張力により降伏している。この場合は x を式(13)により再度計算する必要がある。

$$x = (A_s \cdot f_{yd} + A'_s \cdot f'_{yd}) / 0.68 f'_{cd} \cdot b_w \quad (12)$$

式(12)より得た x を用いて式(7)および式(9)より応力度チェックを行う。Ⅱの条件に合うならば設計曲げ耐力は式(2)、式(4)、式(13)および式(14)により求める。この場合、 C_s は圧縮側鉄筋に作用する引張力となる。

$$M_{ud} = |C'_c (d - y_c) - C_s (d - d')| / \gamma_b \quad (13)$$

$$C_s = A'_s \cdot f_{yd} \quad (14)$$

以上の検討により、式(1)、式(13)のいずれかで複鉄筋部材の曲げ耐力を計算する。

d) 曲げモーメントを受ける部材の構造細目

i) 最小引張鉄筋量

曲げモーメントの影響が支配的な部材の引張鉄筋比は0.2%以上とする。

ii) 最大引張鉄筋量

曲げモーメントの影響が支配的な部材の軸方向引張鉄筋量は、釣合鉄筋比の75%以下とする。

$$p_b = 0.68 \frac{\varepsilon'_{cu}}{\varepsilon'_{cu} + f_{yd} / E_s} \cdot \frac{f'_{cd}}{f_{yd}} \quad (15)$$

ここに、

p_b : 釣り合い鉄筋比

ε'_{cu} : コンクリートの終局ひずみ(0.0035)

f_{yd} : 引張鉄筋の降伏強度の設計用値

E_s : 鉄筋のヤング係数

f'_{cd} : コンクリートの圧縮強度の設計用値

e) せん断力を受ける部材の断面耐力算定

せん断耐力の設計用値 V_{yd} は、式(16)によって求める。

$$V_{yd} = V_{cd} + V_{sd} \quad (16)$$

ここに、

V_{cd} : せん断補強鉄筋を用いない部材のせん断耐力の設計用値

$$V_{cd} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot f_{vcd} \cdot b_w \cdot d / \gamma_b \quad (17)$$

$$f_{vcd} = 0.20 (f'_{cd})^{1/3} \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad (18)$$

ただし、 $f_{vcd} \leq 0.72 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

β_d : せん断耐力の有効高さに関する係数

$$\beta_d = (100 / d)^{1/4} \text{ (d : cm)}$$

ただし $\beta_d > 1.5$ の場合は1.5

β_p : せん断耐力の軸方向鉄筋比に関する係数

$$\beta_p = (100 \cdot p_w)^{1/3}$$

ただし $\beta_p > 1.5$ の場合は1.5

β_n : せん断耐力の軸方向力に関する係数

$$\beta_n = 1 + M_o / M_d \text{ (} N'_d \geq 0 \text{の場合)}$$

ただし $\beta_n > 2$ の場合は2

$$= 1 + 2 \cdot M_o / M_d \text{ (} N'_d < 0 \text{の場合)}$$

ただし $\beta_n < 0$ の場合は0

M_d : 曲げモーメントの設計用値

M_o : 断面内に引張応力を生じる限界の曲げモーメント

b_w : 部材腹部の幅

d : 部材断面の有効高さ

p_w : 軸方向引張鉄筋断面積(A_s)の腹部断面積に対する比率

$$p_w = A_s / (b_w \cdot d)$$

f'_{cd} : コンクリートの圧縮強度の設計用値

$$(= f'_{ck} / \gamma_c)$$

γ_c : 部材係数 (= 1.3)

V_{sd} : せん断補強鉄筋により受持たれるせん断耐力の設計用値

$$V_{sd} = \{ A_w \cdot f_{wyd} (\sin \alpha_s + \cos \alpha_s) / S_s \} \cdot Z / \gamma_b \quad (19)$$

A_w : 区間 S_s におけるせん断補強鉄筋の総断面積

f_{wyd} : せん断補強鉄筋の降伏強度の設計用値

$$(= f_{wyk} / \gamma_s) \text{ で } 400 \text{ N/mm}^2 \text{以下}$$

Z : 全圧縮応力の作用点から引張鉄筋断面の図心までの距離で、 $d / 1.15$ とする。

α_s : せん断補強鉄筋と部材軸とのなす角度

S_s : せん断補強鉄筋の配置間隔

表-3 環境条件の区分と許容ひび割れ幅

区分	環境条件	許容ひび割れ幅
A	海水に直接接する部分, 海水で洗われる部分 および激しい潮風を受ける部分	0.0035c
B	上記以外の部分 (隔室内)	0.0040c

c : かぶり

γ_b : 部材係数 (= 1.15)

f) セン断を受ける部材の構造細目

i) フーチング部材には, 断面積の0.15%以上のスタ
ーラップを部材全長にわたって配置する。また, その間
隔は部材有効高さの3/4倍以下, かつ40cm以下とする。

ii) 使用限界状態に対する検討

使用限界状態としては, 構造物に設計外力作用時に発
生する曲げひび割れなどを抑えることで内部鉄筋の腐食
を防止し, 耐久性の低下を得る検討のみを対象とする。
したがって, これ以外 (温度ひび割れ, 水密性, 変位・
変形) の使用限界状態を考える場合には別途検討するこ
ととする。

a) 安全性検討 (照査)

使用限界状態の照査は, 設計値が作用することにより
部材に生じる曲げひび割れ幅が, 耐久性を損なったりし
ないよう設定している許容ひび割れ幅以下となることを
確かめる。また, 必要に応じ, セン断ひび割れ幅の検討
も行う。これら, 曲げひび割れ幅の検討, セン断ひび割
れ幅の検討をまとめてひび割れ幅照査とする。設計用値
は, 防波堤の場合, 設計耐用期間中にそれ以上の波の来
襲する回転が1万回オーダーの波を対象とする。具体的
な波浪データの算出手法については, 本資料の付録1に
示す。1万回作用時の波高を求めることができない場合
を考え, 入力データでも使用限界状態の検討を行えるプ
ログラムとしている。図-9に使用限界状態の概念図を
示す。

b) 許容ひび割れ幅

許容ひび割れ幅は, 構造物の使用目的, 環境条件, 部
材の条件等を考慮して表-3のように定める。その際,
構造物の置かれる環境条件は, 周辺環境の厳しさの程
度に応じて区分される (表-4)。なお, 対象鉄筋とはコ
ンクリートの表面から最も近い位置にある引張鉄筋とす
る。

表-4 各部材の一般環境条件区分

部材	対象鉄筋	環境区分
底版	上側筋	B
	下側筋	A
側壁	内側筋	B
	外側筋	A
隔壁	全鉄筋	B
フーチング	全鉄筋	A

c) 曲げひび割れ幅に対する検討

曲げひび割れ幅は式(20)より求められ, 表-3に示さ
れる許容ひび割れ幅以下であることを確かめる。

$$w = k_1 \{ 4c + 0.7(c_s - \phi) \} \left(\frac{\sigma_{se}}{E_s} + \epsilon'_s \right) \quad (20)$$

$$S_e = k_p S_p + k_r S_r \quad (21)$$

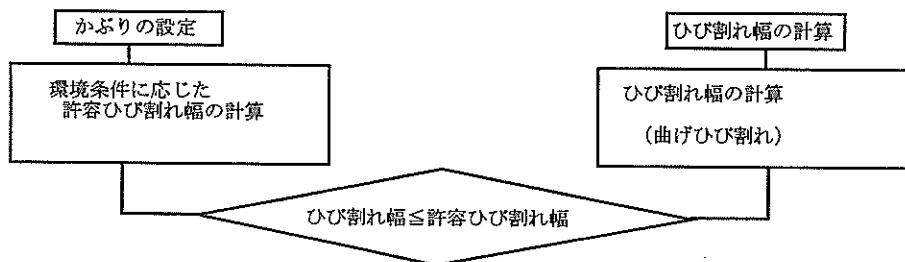


図-9 使用限界状態における照査概念図

- w : ひび割れ幅 (mm)
 k_1 : 鉄筋の付着性状を表す定数で、異形鉄筋の場合1.0、普通丸鋼の場合1.3とする。
 c : 鉄筋のかぶり (mm)
 c_s : 鉄筋の中心間隔 (mm)
 ϕ : 鉄筋径 (mm)
 σ_{se} : 鉄筋応力度の増加量 (= S_e の断面力で生じる鉄筋応力度) (N/mm²)
 E_s : 鉄筋のヤング係数 (200kN/mm²)
 ϵ'_s : コンクリートの乾燥収縮およびクリープによるひび割れを考慮するための数値 (ケーソンのようにその大部分が水中に没する場合、 $\epsilon'_s = 0$ とする)
 S_p : 永久荷重による断面力 (kN)
 S_r : 変動荷重による断面力 (kN)
 K_r : 永久荷重および変動荷重によるひび割れ幅が鋼材の腐食に及ぼす影響を考慮するための定数 (以下ひび割れ影響度定数とする) (表-5)

表-5 ひび割れ影響度定数

荷重の種類	K_r
波力が作用する場合	1.0
その他の場合	0.5

図-6のモデル2に従い、複鉄筋断面における引張鉄筋の応力度の求め方を示す。鉄筋およびコンクリートは、仮定のとおり、弾性状態にあるものとし、鉄筋は降伏に至ってはいない。

中立軸の位置 x は次のように求められる。
モデル2の力の釣合より、下式となる。

$$C_c' + C_s' = T \quad (22)$$

また、鉄筋とコンクリートのひずみの関係から

$$\epsilon_s / (d - x) = \epsilon'_s / (x - d') = \epsilon'_c / x \quad (23)$$

$$\epsilon_s = \sigma_s / E_s, \quad \epsilon'_s = \sigma'_s / E'_s, \quad \epsilon'_c = \sigma'_c / E_c$$

より、式(26)は、

$$\sigma_s = \sigma'_c \cdot n \cdot (d - x) / x \quad (24)$$

$$\sigma'_s = \sigma'_c \cdot n \cdot (x - d') / x$$

($n = E_s / E_c$ E_c : コンクリートのヤング率)

コンクリートに作用する圧縮応力の分布は三角形なので C_c' は

$$C_c' = 0.5 \cdot \sigma'_c \cdot b_w \cdot x \quad (25)$$

また、 C_s' 、 T は式(27)より

$$C_s' = \sigma_s \cdot A_s' = \sigma'_c \cdot n \cdot (x - d') \cdot A_s' / x \quad (26)$$

$$T = \sigma_s \cdot A_s = \sigma'_c \cdot n \cdot d - x \cdot A_s / x \quad (27)$$

式(22)、式(25)および式(27)から x を求めると、

$$x = (-n \cdot A_s + A'_s / b_w) + \{ n(A_s + A'_s) / b_w \}^2 + (2 \cdot n / b_w)^{1/2} (A_s \cdot d + A'_s \cdot d')^{1/2} \quad (28)$$

式(28)より x が求まる。

d) セン断ひび割れに対する検討

せん断力を受ける部材で、設計せん断力 V_d がコンクリートのせん断耐力 V_{cd} の70%より小さい場合、または、永久荷重によるせん断補強筋の応力度が表-6に示す値よりも小さいことを確認すれば検討を省略する。しかし、上記の条件を満たさない場合には、せん断補強筋の追加を行う。

せん断補強筋の応力度は、次式による。

$$\sigma_{wd} = \frac{(V_d - V_{cd}) s}{A_w Z (\sin \alpha_s + \cos \alpha_s)} \quad (29)$$

σ_{wd} : セン断補強筋の応力度

V_d : 設計せん断力

V_{cd} : コンクリートが分担するせん断力で式(17)による。一般的に γ_b は1.0、 γ_c は1.0とする。

A_w : セン断補強筋鉄筋の断面積

Z : 圧縮応力の合力の作用位置から引張鋼材図心までの距離で、 $d / 1.15$ とする。

表-6 永久荷重による鉄筋応力度増加量の制限値

鋼材の種類	(N/mm ²)	
	区	分
異形鉄筋	80	100
普通丸鋼	60	80

- d :有効高さ (mm)
- α_s :せん断補強鉄筋が部材軸となす角度 (°)
- s :せん断補強筋の配置間隔 (mm)

e) 構造細目

本プログラムでのかぶり c は表-7 に示す値を用いる。

iii) 疲労限界状態に対する検討

防波堤に波力が作用する場合、疲労限界状態に対する検討を行う。本プログラムでは一般的に重力式係船岸では荷役機械荷重の影響は少ないと考え検討を省略する。

しかし、大きな軌条走行式荷役荷重が頻繁に作用する場合など、作用荷重の影響を無視する事が適切でない場合は別途検討しなければならない。

a) 安全性の検討 (照査方法)

疲労限界状態の照査は、耐用期間中に作用する全ての荷重を対象にして、これらの荷重が部材に与える疲労被害の蓄積の度合いが一定の許容値以下であることを確かめる検討を行う。

図-10 に疲労限界状態における安全性検討概念図を示す。

b) 鋼材の曲げ引張応力度とコンクリートの曲げ圧縮応力度

使用限界状態の曲げ応力度算定に準じて設計変動応力度 σ_{rd} を求める。

c) 設計疲労強度

構造物に変動荷重 (波) が作用するとき、コンクリー

トや鉄筋に生じる応力を永久荷重による応力度 (σ_p) と変動荷重による応力度 ($\sigma_1, \sigma_2, \dots, \sigma_m$) と繰返し回数 (n_1, n_2, \dots, n_m) の集合に分解する。次に、この集合にマイナー則を適用して、適切な設計変動応力 σ_{rd} に対する等価繰返し回数 N を求め、部材断面の疲労耐力がコンクリートの場合と鉄筋による場合の各々について行う。ただし、求めた回数 N が 200 万回以上となった場合には、疲労破壊しないものとし、検討を省略する。疲労限界において、変動荷重 (波) が作用する場合の応力度と作用回数についての具体的な算出方法は、本資料の付録に述べている。

i) コンクリート

$$N = \sum_{i=1}^m n_i \cdot 10^{B(\sigma_{ri} - \sigma_{rd})} \quad (30)$$

ここに、

$$B = k / \{k_1 \cdot f_d (1 - \sigma_p / f_d)\}$$

k : 普通コンクリートで継続してあるいはしばしば水で飽和される場合は 10, その他の場合 17 とする。

k_1 : 圧縮および曲げ圧縮の場合は 0.85, 引張および曲げ引張の場合は 1.0 とする。

f_d : コンクリートの強度の設計用値で、材料係数を 1.3 として求める。

表-7 かぶり

区分	環境条件	かぶり
A	海水に直接接する部分, 海水で洗われる部分 および激しい潮風を受ける部分	7.0 cm
B	上記以外の部分 (隔室内)	5.0 cm

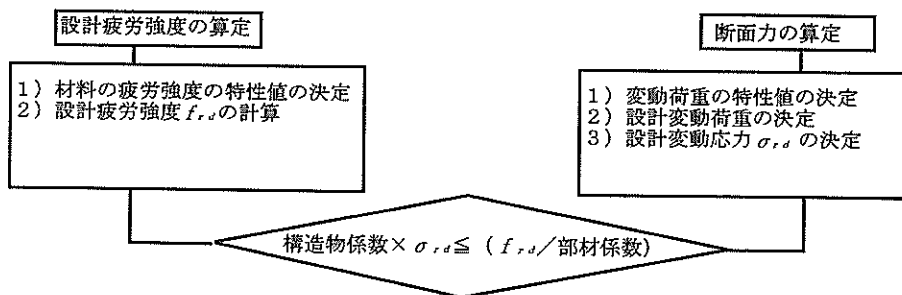


図-10 疲労限界状態における安全性検討概念図

$$f_{rd} = k_1 \cdot f_d (1 - \sigma_p / f_d) (1 - \log N / K) \quad (31)$$

σ_p : 永久荷重による応力度で、交番荷重を受ける場合には0とする。

$$N \leq 2 \times 10^6$$

交番荷重は受ける場合は、圧縮疲労強度は引張応力を無視した片振り繰り返し応力として疲労強度を算定する。

ii) 鉄筋

$$N = \sum_{i=1}^m n_i (\sigma_{ri} / \sigma_{rd})^{1/k} \quad (32)$$

ここで、

$$k = 0.12 \text{ とする。}$$

$$f_{srd} = 1900 (10^6 / N^k) (1 - \sigma_{ps} / f_{ud}) / \gamma_s \quad (33)$$

ここで、

f_{ud} : 鋼材の引張強度の設計用値

$$\alpha = k_0 (0.82 - 0.003 \phi)$$

ϕ : 鉄筋直径 (mm)

k_0 : 鉄筋のふしの形状に関する係数で、1.0とする。

γ_s : 鉄筋の材料係数 (= 1.05)

σ_{ps} : 永久荷重による応力度

$$k = 0.12$$

交番荷重を受ける場合の疲労強度は、両振り繰り返し応力として求める。

3. ケーソン非対称配筋設計プログラムの内容

3.1 基本方針

本プログラムで対象としているケーソンは、原則としてドライドック、斜路あるいはフローティングドックなどで製作され、水中に浮遊した状態でえい航されるものである。したがって、クレーンなどで吊上げる方法をとるものは対象外とする。

本プログラムでは、標準部分に使用されているケーソンを対象とし、取付部や隅角部などに使用される異型のものは対象としない。また、配筋は港内外非対称とするが、ケーソン形状は法線平行方向、法線直角方向とも左右対称とする。

ケーソンの設計は、各部材（底版、側壁、隔壁、フーチング）を各々独立の版および梁として取り扱っている。つまり、ケーソンを一体とした場合の曲げやねじれについては検討しない。

3.2 全体構成

(1) システム

システム要件としては、スタンドアロンのPCで運用され、配筋図はPC上のCADアプリケーションソフト（以下CADソフトとする）を経由して出力する。PCにおける動作環境としては、OSがWindows95であること、ハードディスクに5MB以上の空き容量があること、が必要となる。プログラムは、PC上で配筋計算および図化計算を行う。図化計算は、一旦中間ファイルに生成し、その中間ファイルをPC上のCADソフトで読み込める形式に変換する。図面表示を行うには、プログラムで生成したあと変換されたファイルをPC上のCADソフトに読み込み、表示させる。プロッタまたはプリンタへの配筋図出力は、CADソフトの操作環境を用いる。

(2) システムフロー

本システムのフローは、図-11に示すとおりであり、入力部、解析部、出力部に大別できる。入力部は、編集ソフトの操作により、設計条件に基づき入力データの作成を行う。解析部は、入力データに対して、部材毎の区間における配筋鉄筋量を求め、これに対して鉄筋径とピッチを決定する。その後、決定された配筋に対し、鉄筋長などの諸元計算を行い、図面上における座標計算も行う。最後に、材料表がファイル出力される。出力部は、配筋図のための座標計算されたファイルおよび材料表のファイルをCADソフトによって読み込むことで具現化する。最終的にプログラム使用者は、材料表および配筋図を得る。また、必要に応じCAD画面上での図面の修正等を行うことができる。

3.3 自動設計の対象および範囲

(1) 設計範囲

本プログラムにおける設計計算および図化の範囲は、一般にケーソンの細部設計と言われている部分であり、基本設計で決定されたケーソンの形状および構造物の設計条件を入力したデータにより、以下の各項目を実行する。

a) ケーソンの各部材に作用する外力の計算

b) 外力により生ずる曲げモーメント、およびせん断力の計算

c) 曲げモーメント、およびせん断力に対する各限界状態での照査およびそれに基づく鉄筋量の算出（必要鉄筋量を満足する鉄筋径と鉄筋間隔（以下ピッチとする）の決定）

d) 設計配筋図の座標計算および図化

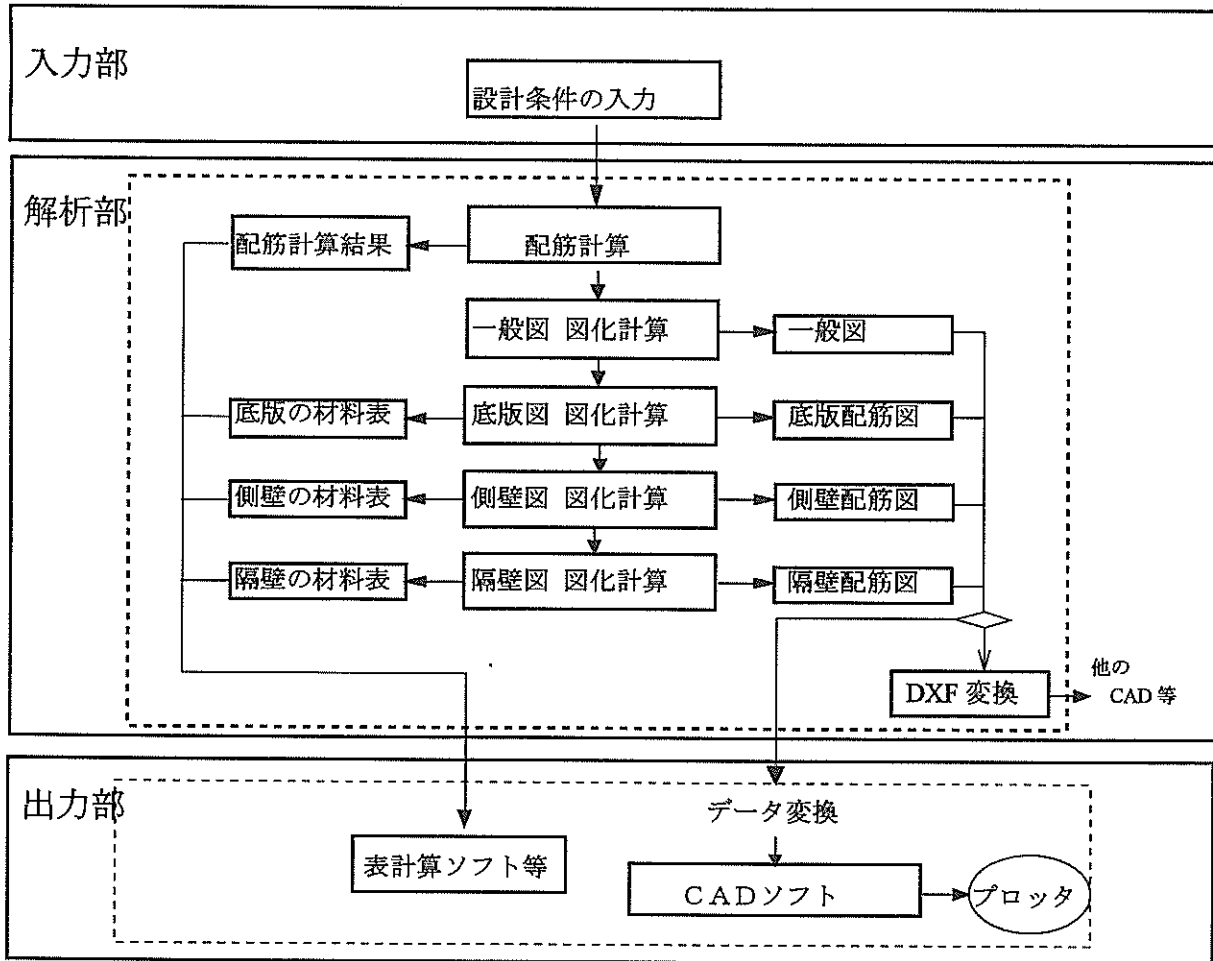


図-11 自動配筋設計のフロー

(2) ケーソンの形状

本プログラムで対象としているケーソンの形状を以下に示す。

a) 法線平行方向，法線直角方向とも左右対称な直方体とする。

b) 各部材（底版，側壁，隔壁）の版厚はハンチ部を除いて等厚とする。

c) 隅角部のハンチ厚はすべて等しい。（ハンチ厚は20または30cm）

d) はち巻は設けない。

e) フーチング形状は長方形または台形とする。長方形の場合はハンチを設けるものとする。

f) ケーソンの大きさは，幅，長さ，高さとも制限はないが，隔壁数は法線平行，直角方向ともにそれぞれ6室以内とする。

g) 蓋コンクリートについては，一定厚の蓋コンクリートが各隔壁全体に打設してあるものとする。

(3) 設計の入力データ

本プログラムの入力データは，次に示す各事項である。

a) 対象構造物の種類……係船岸か防波堤か。更には係船岸であるが防波堤としての検討が必要であるか。

b) 自然条件……波，潮位，震度。

c) ケーソンの諸元……長さ，幅，部材の厚さなど。

d) 構造物としての諸元……天端高，上部工の形状，重量，抵抗，転倒モーメントなど。

e) 配筋に関する事項……使用可能最大鉄筋径，頭部補強筋の配筋幅など。

f) 材料に関する事項……単位体積重量，降伏強度など。

g) 限界状態に関する事項……使用限界あるいは疲労限界状態検討用波高，荷重係数など。

(4) 使用材料

a) コンクリート

本自動設計において設計基準強度（すなわちコンクリート圧縮強度の特性値），単位体積重量は入力データとする。

b) 鉄筋

- i) 鉄筋の種類は、異形鉄筋を対象としているが、吊筋のみは丸鋼を対象とする。
- ii) 鉄筋径は、D13、D16、D19、D22、D25の5種類とし、D25については、入力データにより使用の可否を指示する。
- iii) 降伏強度および引張強度の特性値を入力データとする。
- iv) 鉄筋長は、計算された鉄筋長を5cmあるいは50cm単位で丸めて算出する。
- v) 鉄筋の折曲げ加工の手間を省くため、折曲げ鉄筋は使用しない。

c) 中詰砂

ケーソンの中詰めに使用される材料は、砂あるいはこれに近い粒状材を対象とする。

3.4 仮定条件

ケーソンの設計については、技術基準に記述されている方法に基本的に従う。すなわち、作用する外力を各限界状態毎に求め、各部材（底版、側壁、隔壁、フーチング）毎に作用する荷重を計算する。この荷重に対して、各部材を独立の版あるいは梁として、配筋計算する。ここでは、限界状態設計法の本プログラムにおけるの仮定条件などをまとめる。

(1) 設計の検討状態

ケーソンは、製作、えい航、据付時、据付後の各状態にわたって種々の外力を受け、全ての条件に対して安全性の照査を行うことが原則である。しかし、本プログラムではいくつかの状態については表-8に示すように検討を省略している。したがって、省略している項目について危険となることが予測される場合には、別途検討する必要がある。限界状態設計法では、検討状態毎に3つの限界状態（終局限界、使用限界、疲労限界）においてそれぞれ照査を実施する。製作、えい航、据付時、据付後の各状態の説明については付録2を参照。

(2) 3つの限界状態の部材における検討区分

ケーソンの各限界状態に対応した検討状態の有無を各部材毎に表したものを表-9に示す。

なお、この検討に際しては、以下事項に従っている。

a) 使用限界状態および疲労限界状態は、据付時以前の状態は検討しない。

b) 地震時は、終局限界状態のみを検討する。

c) 波圧時は、常時の荷重条件を使用する。

d) 岸壁は、波力を考慮しないため、疲労限界状態については検討を省略する。

(3) 設計外力

プログラムにおける各部材の外力条件と応力計算を表-10に示す。

表-8 設計による検討状態

防波堤の場合	(製作時)		検討しない
	(曳航時)		検討しない
	(吊り上げ時)		検討しない
	進水時および浮遊時		隔壁以外の部材は検討する
	据付時		隔壁のみ検討する
	据付後	ふたコンクリート打設時	波の山・谷の2状態で全ての部材で検討する
上部工一部打設時			
完成時 <ul style="list-style-type: none"> 常時 波圧時 地震時 			
係船岸の場合	(製作時)		検討しない
	(曳航時)		検討しない
	(吊り上げ時)		検討しない
	据付時		隔壁のみ検討する
	据付後	完成時 <ul style="list-style-type: none"> 常時 地震時 	全ての部材で検討する

表-9 ケーソンの限界状態における検討状態区分

	終局限界				使用限界				疲労限界				備考		
	底版	側壁	隔壁	フーチング	底版	側壁	隔壁	フーチング	底版	側壁	隔壁	フーチング			
防波堤	(製作時)												検討しない		
	(曳航時)												検討しない		
	(吊り上げ時)												検討しない		
	進水時および浮遊時												隔壁は除く		
	据付時												隔壁のみ		
	据付後	ふたコンクリート打設時												波の山・谷の2状態で検討	
		上部工一部打設時													
		完成時	常時												波の山・谷の2状態で検討
			波圧時												
			地震時												
係船岸	(製作時)												検討しない		
	(曳航時)												検討しない		
	(吊り上げ時)												検討しない		
	据付時												隔壁のみ		
	据付後	完成時	常時												クレーン荷重の有無, 上載荷重を考慮
			波圧時												検討しない
			地震時												クレーン荷重の有無, 上載荷重を考慮

<記号表記> - 検討しない。 ○ 検討する。

表-10 プログラムの各部材における外力条件と応力計算

部材	解析法	外力条件		計算項目
底版	四辺固定版	自重 静水圧 底版反力 揚圧力		曲げモーメントの計算
側壁	浮遊時	三辺固定一辺自由版	喫水による静水圧 底版自重	最大曲げモーメントで検討
	常時 地震時	三辺固定一辺自由版	中詰土圧, 内部水圧 ふたコンクリート重量 (舗装重量, 上載荷重)	
	波圧時	四辺固定版 三辺固定一辺自由版	中詰土圧, 内部水圧 ふたコンクリート重量	
隔壁	据付時	三辺固定一辺自由版	注水水圧	曲げモーメント計算
	据付後		中詰土圧, 内部水圧 ふたコンクリート重量	引張力による側壁抜け出しの検討 上部荷重による底版抜け出し検討
フーチング	据付後	側壁前面を支承とする片持梁	底版反力 (土圧, 波圧, 地震力) 鉛直荷重 (水圧, 自重)	曲げモーメント計算 せん断力 (せん断応力度)

同表においては、防波堤の場合と岸壁の場合の区分を省略する。また、応力計算については曲げモーメントが主体であるが、フーチング部材に対してはせん断力の検

討も行う。

a) 外力条件の荷重区分

荷重の区分については、表-11に示すとおりとする。

表-11 ケーソンにおける荷重区分

外力条件	荷重区分
自重 (版自重, フタコン重量, 中詰砂重量)	永久荷重
静水圧	永久荷重
(常時) 底版反力	永久荷重
揚圧力	変動荷重
波圧作用時底版反力変動分	変動荷重
内部土圧	永久荷重
常時 (静水時) 内部水圧	永久荷重
波力	変動荷重
波圧作用時内部水圧変動分	変動荷重
隔壁間静水圧差	永久荷重
地震荷重	変動荷重

表-12 各部材の考慮すべき荷重関係と荷重係数

	部材の種類				荷重係数							
					据付後						浮遊時・据付時	
	側壁	底版	フーチング*	隔壁	地震時以外				地震時		荷重	終局
					荷重	終局	使用	疲労	荷重	終局		
中詰土圧	○			○	永久	1.1(0.9)	1.0	1.0	地震	1.0	—	—
内部水圧	○			○	永久	1.1(0.9)	1.0	1.0	—	—	一時	1.0
波力	防				変動	1.3(0.7)	1.0	1.0	—	—	—	—
土圧	係				永久	1.1(0.9)	1.0	1.0	地震	1.0	—	—
残留水圧	係				永久	1.1(0.9)	1.0	1.0	—	—	—	—
部材自重		○	○	○	永久	1.1(0.9)	1.0	1.0	地震	1.0	一時	1.0
上部工自重		○		○	永久	1.1(0.9)	1.0	1.0	地震	1.0	—	—
土かぶり重量		係	係	○	永久	1.1(0.9)	1.0	1.0	—	—	—	—
蓋コン自重		○		○	永久	1.1(0.9)	1.0	1.0	地震	1.0	—	—
中詰自重		○		○	永久	1.1(0.9)	1.0	1.0	地震	1.0	—	—
揚圧力		防	防	防	変動	1.3(0.7)	1.0	1.0	—	—	—	—
静水圧		○		○	永久	1.1(0.9)	1.0	1.0	—	—	一時	1.0
底面反力		○	○	○	永久	1.1(0.9)	1.0	1.0	—	—	—	—
上載荷重		○	○	○	変動	1.2(0.8)	1.0	1.0	地震	1.0	—	—
曳航時外力	○				—	—	—	—	—	—	一時	1.0

<記号>

係：係船岸

防：防波堤

○：防波堤，係船岸の両方ともに考慮する荷重

(4) 荷重係数

ケーソンの設計条件としての荷重は、浮遊時、据付時、据付後の3状態に大別して計算するが、いずれもその状態における単一状態を想定して計算する。プログラムでは、設計荷重を求める場合には表-12による荷重係数を採用するが、入力データにより変更も可能である。

(5) 鉄筋量算出フロー

本プログラムでの鉄筋量の算出方式としては、前述したとおり、鉄筋表の組合せ(鉄筋径・ピッチ)を選択し、その鉄筋量を用いて断面耐力を計算し、その断面耐力と設計断面力との安全性を照査した結果、不適であれば鉄筋の組合せからもう一度選定し直し、再度安全性の照査を行う。これらの反復計算によって照査がOKとなった組合せの中で配筋した時、鉄筋量が最小となる組合せが限界状態設計法で決定された鉄筋量となる。詳細の鉄筋量の算出方法には、部材毎に若干違いがあるので部材毎の鉄筋径・ピッチの決定方針の項で述べる。

図-12に鉄筋量算出フローおよび表-13にプログラ

ムで使用可能な鉄筋量表を示す。

(6) 構造細目

プログラム中における構造細目の考え方を以下に述べる。

a) 鉄筋の定着

鉄筋の定着を考慮するのは、部材の途中において、応力的に不必要となった鉄筋の定着と、部材端部での定着の2カ所である。

前者については、応力的に不必要となった点(反曲点)を超えて、スパンの端部に入る鉄筋はスパンの $1/16$ あるいは最大有効高さの大きい値、スパンの中央部に入る鉄筋は支点(側壁あるいは隔壁中心)の位置までの長さをもって定着する。但し、異形鉄筋を用いるのでフックは設けない。

後者の定着は、底版・側壁の内側筋、隔壁の縦・横筋の端部で生じ、定着長確保のため、折り曲げ長さ20cmの直角フックを付けて定着する。

定着長 L_d は、示方書による規定に従い次式による。

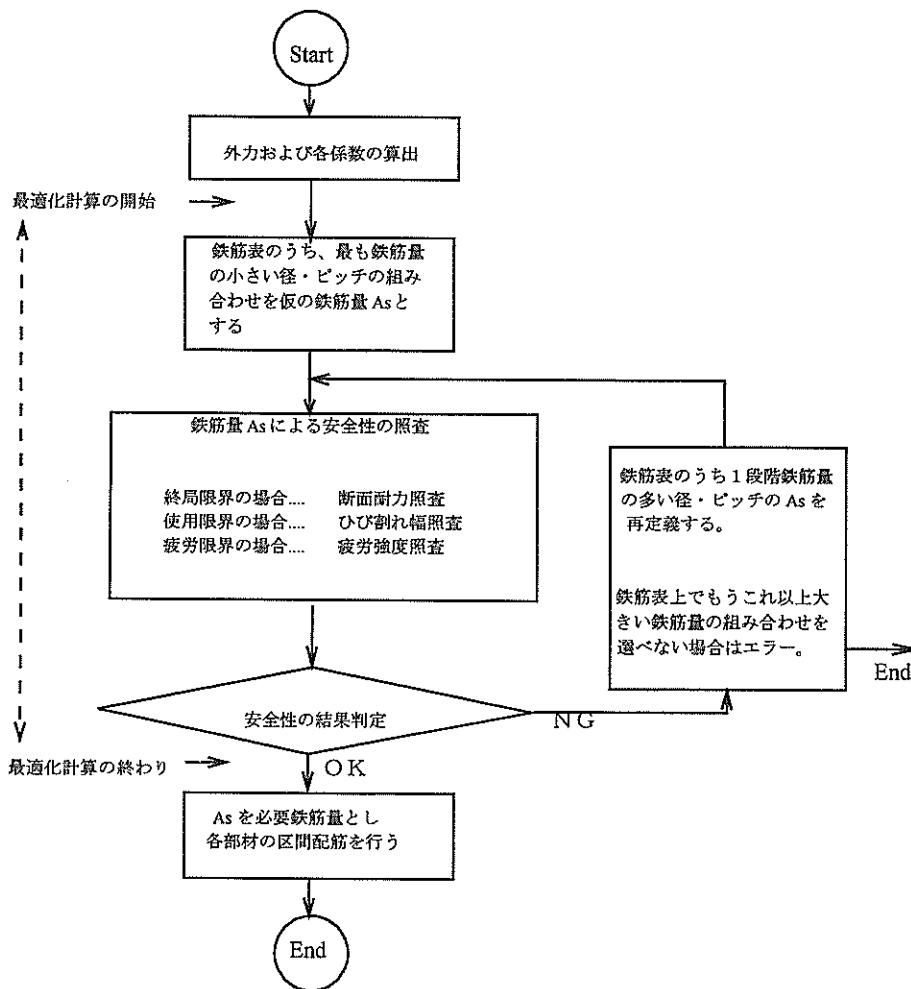


図-12 鉄筋量算出フロー

表-13 プログラムで使用可能な鉄筋量表

呼径	ピッチ cm	1本当たりの直径 mm	1本当たりの断面積 cm ²	1m当たりの質量 kg/m	1m当たりの鉄筋量 cm ² /m
D25	10	25.4	5.067	3.98	50.67
D22	10	22.2	3.871	3.04	38.71
D19	10	19.1	2.865	2.25	28.65
D25	20	25.4	5.067	3.98	25.34
D16	10	15.9	1.986	1.56	19.86
D22	20	22.2	3.871	3.04	19.35
D19	20	19.1	2.865	2.25	14.33
D13	10	12.7	1.267	0.995	12.67
D25	40	25.4	5.067	3.98	12.67
D16	20	15.9	1.986	1.56	9.928
D22	40	22.2	3.871	3.04	9.677
D19	40	19.1	2.865	2.25	7.163
D13	20	12.7	1.267	0.995	6.334
D16	40	15.9	1.986	1.56	4.964
D13	40	12.7	1.267	0.995	3.167

* 使用鉄筋は, D13, D16, D19, D22, D25 の5種
鉄筋ピッチは, 10, 20, 40cmの組合せを用いる.

$$L_d = \alpha (f_{yd} / 4 f_{bod}) \phi \quad (34)$$

$$k_c = c / \phi + 15 A_t / s \cdot \phi$$

ここに,

f_{yd} : 鉄筋の引張降伏強度の設計用値

f_{bod} : コンクリート許容付着応力度の設計用値

ϕ : 鉄筋径

α : 係数

$\alpha = 1.0$ ($k_c \leq 1.0$ の場合)

$= 0.9$ ($1.0 < k_c \leq 1.5$ の場合)

$= 0.8$ ($1.5 < k_c \leq 2.0$ の場合)

$= 0.7$ ($2.0 < k_c \leq 2.5$ の場合)

$= 0.6$ ($2.5 < k_c$ の場合)

c : 主鉄筋の下側のかぶりの値と定着する鉄筋のあきの半分の値のうち小さい方

A_t : 仮定される割裂破壊断面に垂直な横方向鉄筋の断面積

s : 横方向鉄筋の中心間隔

b) 鉄筋の継手

本プログラムで使用している鉄筋は異形鉄筋であり, 継手フックは設けない重ね継手を採用している. 本プログラムでは, コンクリート打設段階毎に継手を設けるので, 図-13に示すように隣り合う鉄筋の継手位置は原則

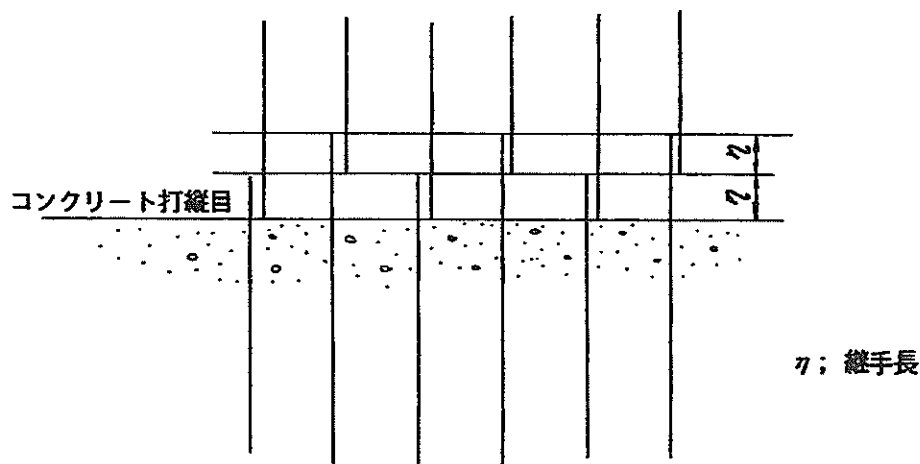


図-13 隣り合う鉄筋の継手位置

として継手長以上の長さをずらす交互配筋とした。

鉄筋の継手は、応力の小さいところに設ける必要がある。図-14に示すように、反曲点の位置は作用荷重により多少変化するが、原則として、曲げモーメントの反曲点の位置（版の1/4）を選定している。ただし、図-15に示すように鉄筋長の丸めにより反曲点の位置に多少ずれが生じる。

側壁、隔壁の縦筋については、コンクリート打設段階の制約を受けるため、5 cm単位で切り上げている。

鉄筋の重ね継手長は、示方書による規定に従い、次の条件により補正される。

i) 配置する鉄筋量が計算上必要な鉄筋量の2倍以上かつ同一断面での継手の割合が1/2以下の場合、軸方向鉄筋の重ね継手長は基本定着長 L_d 以上とする。

ii) i)の条件のうち一方が満足されない場合、基本定着長の L_d の1.3倍以上とする。

iii) i)の条件の両方が満足されない場合、基本定着長 L_d の1.7倍以上とする。

また、ii)とiii)の場合、継手部を横方向鉄筋等で補強する。

iv) 重ね合わせ長さは、 20ϕ 以上とする。

継手長 L_d は、式(37)による値を切り上げし、5 cm単位とする。

c) 鉄筋の曲げ形状

鉄筋の折曲げ部分では、湾曲部の内部のコンクリートに局部圧縮応力を生じ、この応力は鉄筋径および応力度に比例し湾曲半径に反比例すると言われている。示方書によると鉄筋の曲げ内半径は鉄筋径の10倍以上と規定されている。本プログラムでは、最大径に合わせて統一することで、安全側とした。その際25mm径の鉄筋の使用はまれであることを考慮し、22mm径に対する曲げ半径である22mmとする。

d) 鉄筋のかぶり

技術基準によると、主鉄筋のかぶりは底版、側壁の外側筋で7 cm、底版、側壁の内側筋および隔壁で5 cmと規定されており、本プログラムでもこのかぶりをを用いる。

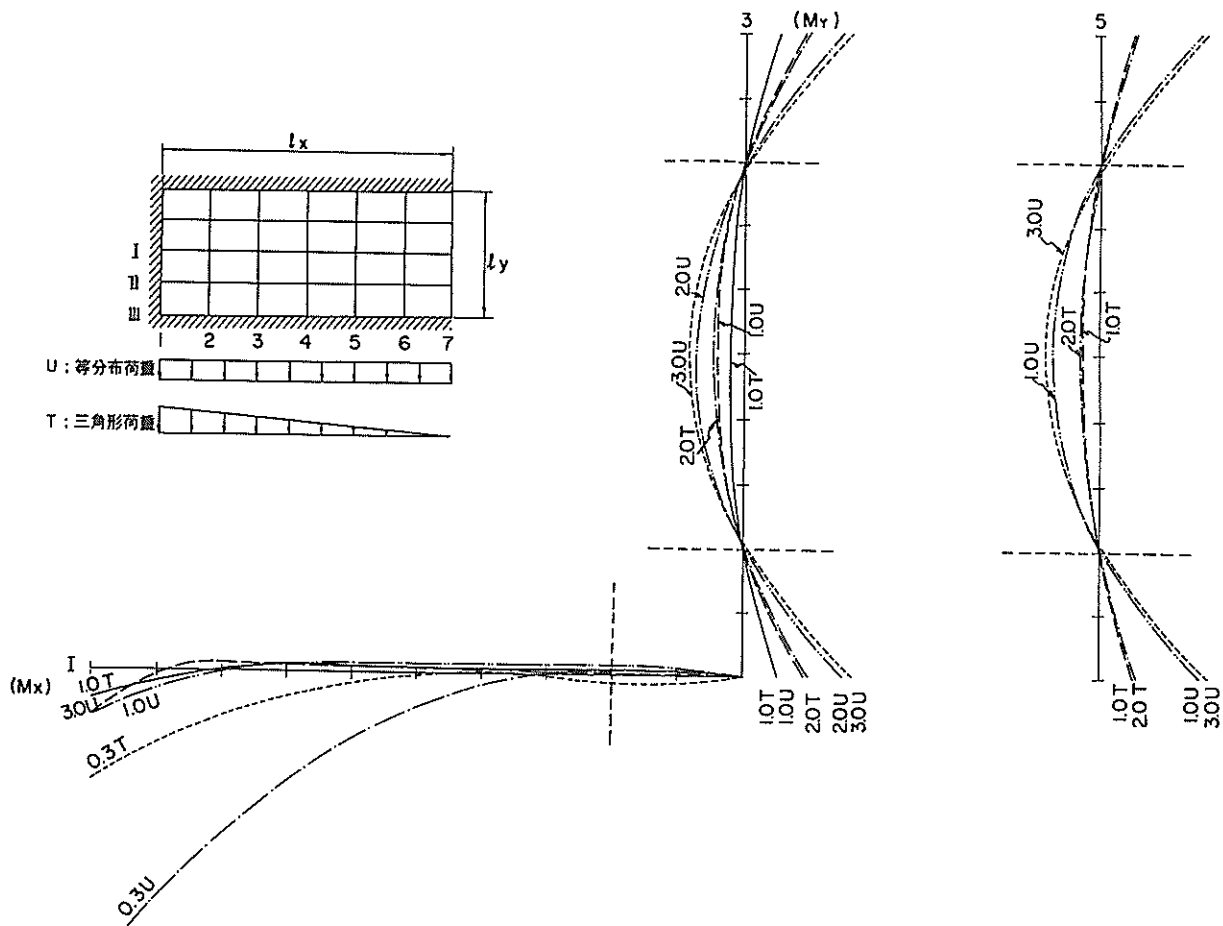


図-14(1) 三辺固定一辺自由版のモーメント分布 (反曲点)

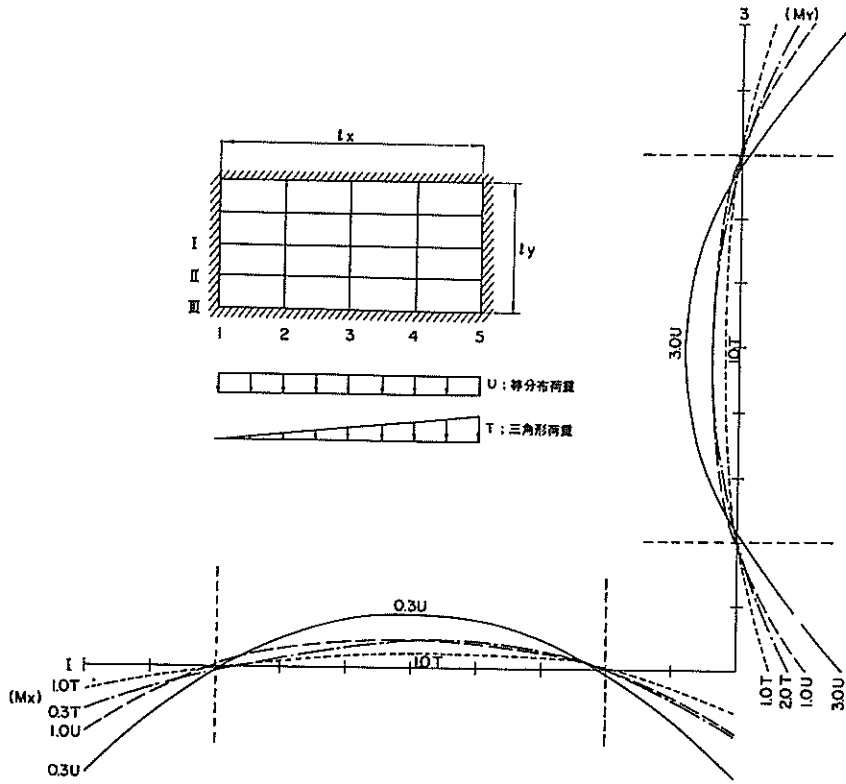


図-14(2) 四辺固定数のモーメント分布 (反曲点)

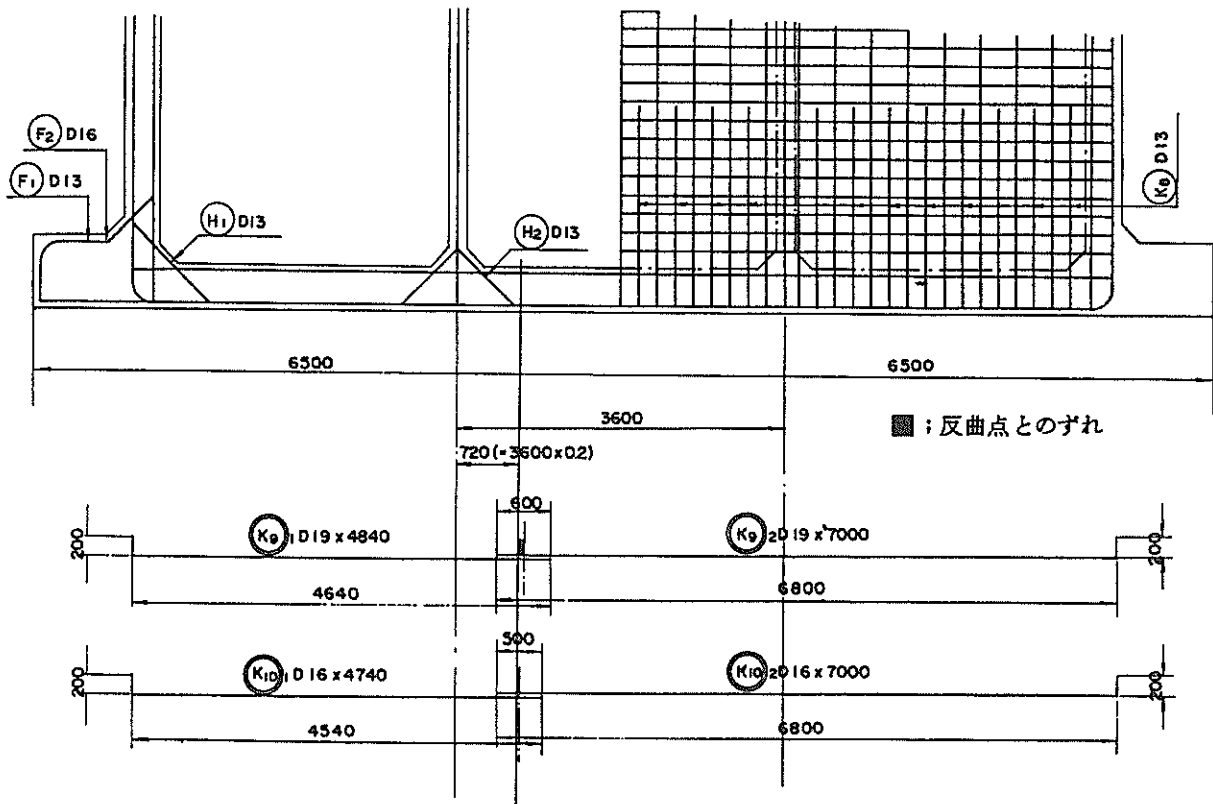


図-15 鉄筋長の丸めによる反曲点のずれ

しかし、配筋図上においては鉄筋中心からの距離で扱うこととした。図-16に示すように鉄筋の径毎にこれを変えることは煩雑であるため、一律にかぶり7 cmに相当する部分は8 cm、5 cmに相当する部分は6 cmとした。内側に配置する鉄筋についても配筋図上のかぶりを各々10mm, 8 cmとした。但し、フーチングでは鉛直スタールップを配筋するため配筋図上のかぶりを外側筋で11 cm, 内側筋で9 cmとした。

底板およびフーチングにおいて、法線平行方向筋、法線直角方向筋の配筋順序については、次の要領で配置する。

i) 底板およびフーチングの下側筋は、ケーソンの短手方向の鉄筋を下側に長手方向の鉄筋を上側に配筋す

る。

ii) 底板の上側筋は①とは逆に下側筋と対称となるように短手方向の鉄筋を上側に、長手方向の鉄筋を下側に配筋する。

図-17は、 $L_1 < L_2$ の場合の配筋例の略図である。ここで L_1 、 L_2 はケーソン法線平行方向および法線直角方向のフーチングを含んだ長さである。

e) ハンチ筋

示方書によると、ハンチやラーメンの隅角部等の内側に沿う鉄筋はスラブまたははりの引張荷重を受ける鉄筋を曲げたものとせず、ハンチの内側に沿って別の直線の鉄筋を用いるのを原則とする規定されている。本プログラムでは、ハンチ筋をD13とし、主鉄筋に沿う長さを

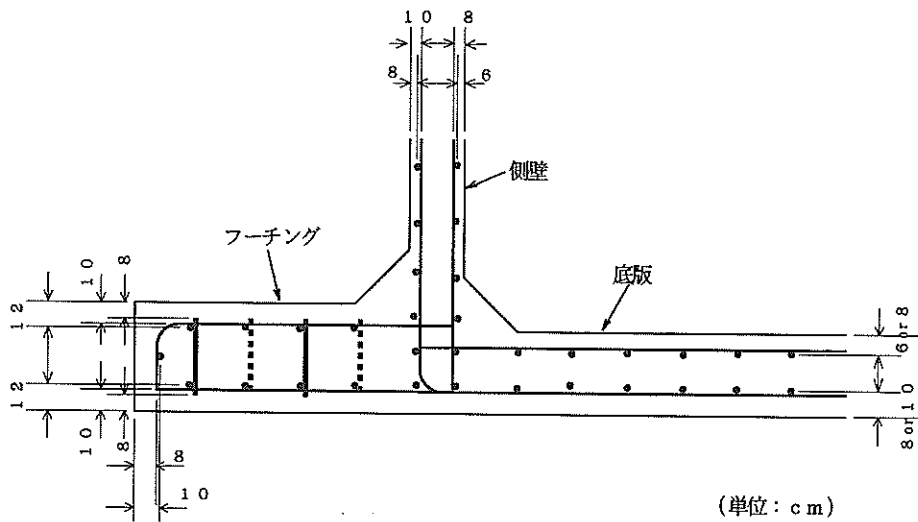


図-16 鉄筋のかぶり

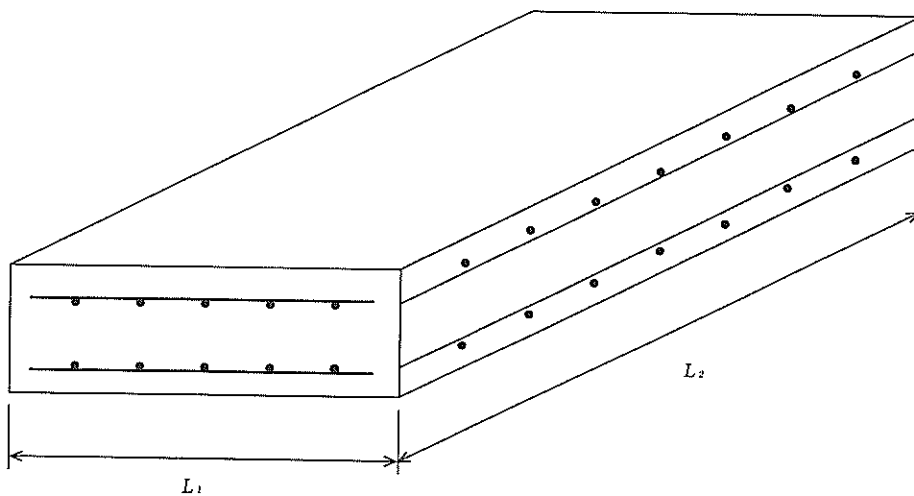


図-17 配筋例の略図

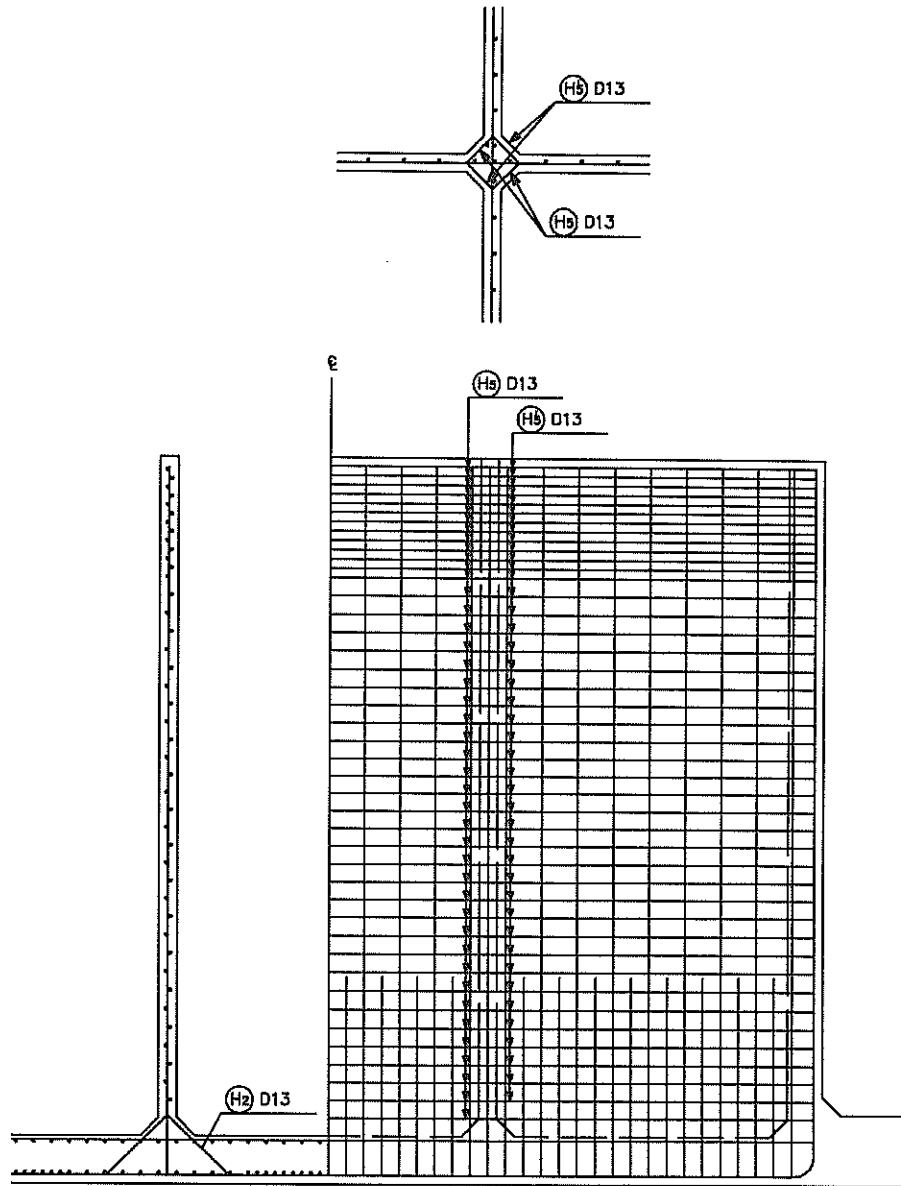


図-18 ハンチ筋 (H₅) の配置例

20mmとする。ハンチ筋を入れる箇所は、底版と側壁 (H₁)、底版と隔壁 (H₂)、側壁と側壁 (H₃)、側壁と隔壁 (H₄)、隔壁と隔壁 (H₅)、側壁とフーチング (H₆) の各隅角部である。

ハンチ筋の配筋間隔は、H₁、H₃、H₆については内側主鉄筋の全段に、H₂、H₄については内側主鉄筋に添わせて40cmピッチに、またH₅については40cmピッチの千鳥とする。ただし頭部補強筋が配置されている箇所については、H₄、H₅を主鉄筋の全段に入れる。H₅の配置例を図-18に示し、ハンチ筋の鉄筋形状を図-19に示す。

f) 頭部補強筋

進水時の応力、不同沈下あるいは据付時の打込波など

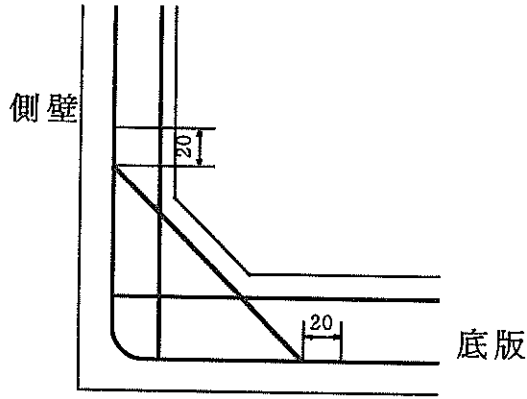
による衝撃に対しては、ケーソン頭部 (側壁および隔壁) の横筋を補強することにより対処することとする。補強は、D19-10cm間隔で配筋し、補強筋の範囲 (幅) は入力データとする。検討内容は、堤体完成後ケーソン長手方向の1/3長が接地していない状態を想定してケーソンを梁とした場合の終局限界状態における曲げモーメントに対する安全性の検討である。検討には状況に合わせ、下記3つの選択肢を設定してある。

- ・ケーソン本体のコンクリートのみで抵抗
- ・引張荷重は頭部補強筋が受けるものとする
- ・引張荷重は引張側鉄筋が受けるものとする

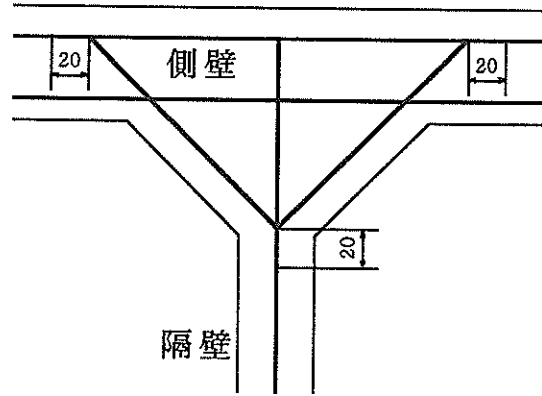
ただし、地盤支持力が不均等な場合のケーソン設計法は、確立されている訳では無いので、ここでの検討はあ

くまで安全性の検討結果のみを表示するだけである。したがって、引張鉄筋量が不足する判定を受け、自動的に

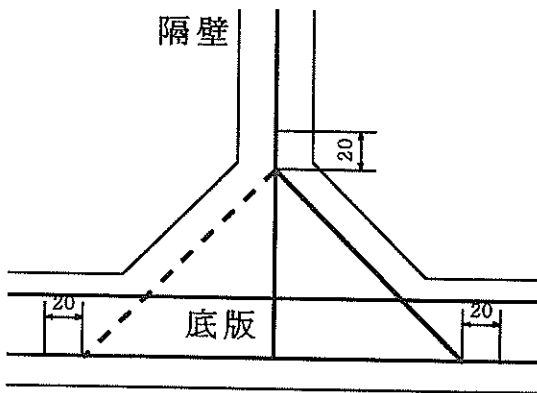
鉄筋径を太くするような自動設計ルーチンは作成していない。



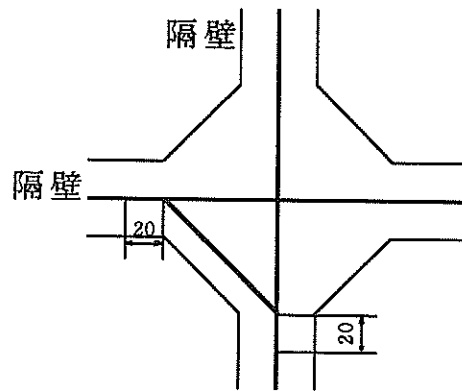
H1の形状



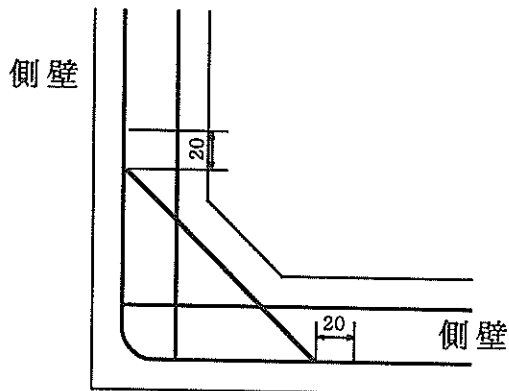
H4の形状



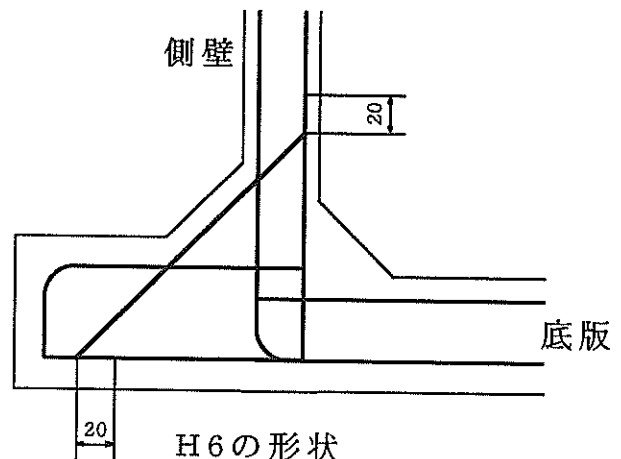
H2の形状



H5の形状



H3の形状



H6の形状

(単位：cm)

図-19 ハンチ筋の鉄筋形状

3.5 底版の設計

(1) 計算の流れ

防波堤での底版設計の流れを図-20に示す。検討は浮遊時、据付後（蓋コンクリート打設時、上部工一部打設時、完成時）について、各限界状態毎に表-9に示したように行う。さらに検討にあたっては、水位の変動によって波力および地震力の作用効果が異なるので、水位を波圧時：L. W. LからH. W. L+偏差の間、地震時：L. W. L～H. W. Lの間を各々10cm間隔で変

化させて、各水位で底版に作用する曲げモーメントを求める。計算された曲げモーメントから底版に生ずる最大曲げモーメントを設計対象とする。波圧時については波の山および谷の両方について検討する。

係船岸での底版設計の流れを図-21に示す。検討する状態は据付後のみであるが、防波堤としての検討も行う場合は防波堤の検討状態と同様となる。据付後の状態では、常時および地震時について上載荷重およびクレーン荷重の有無の組合せを検討する。水位については、L.

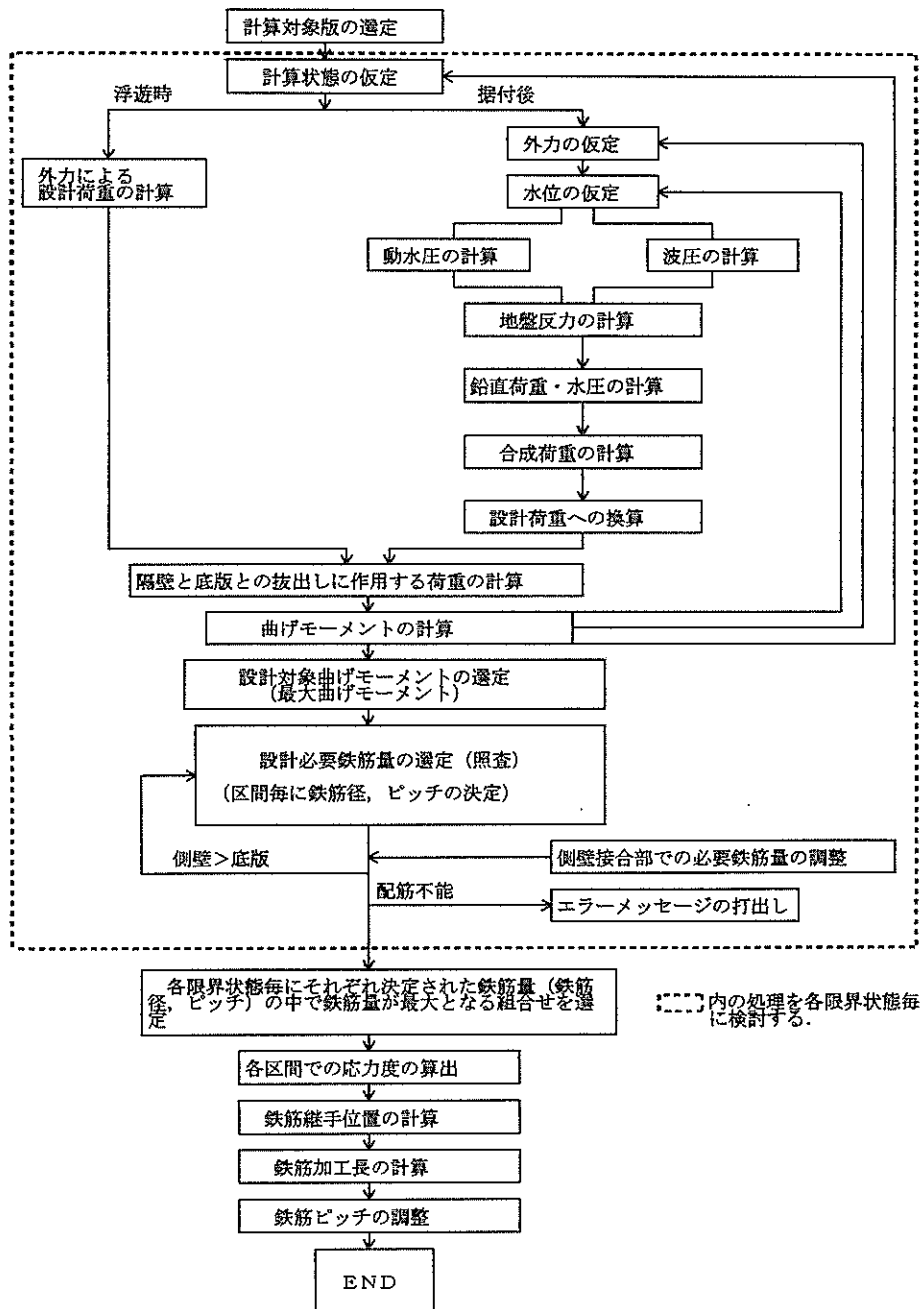


図-20 防波堤の場合の底版設計計算フロー

W, L~H, W, Lまで変化させ、防波堤の場合と同様に底版に生ずる最大曲げモーメントを求める。

底版の設計は曲げについてのみ行い、押し抜きせん断の検討は行わない。これは、ケーソンマウンドが均されていることを前提としている。したがって、無視できない局所的な押し抜きせん断力が生じる場合、必要量のせん断補強筋を別途配筋しなければならない。その場合の注意点は、底版配筋部のかぶりは、せん断補強筋径を考慮していないため、必要かぶり厚が確保できなくなることである。したがって、底版厚を変えるか、底面から配筋位置のかぶりを変化させる等の対応が必要となる。

(2) 設計対象版の選定

法線平行方向隔室の長さ（側壁あるいは隔壁の中心線間の距離）が最も長い隔室のb列の版を設計対象版とする。図-22に示すとおり、 b_1 が最長とすれば、×印を付けた版が設計対象版となる。なお、○印、△印を付けたものはそれぞれ側壁、隔壁の設計対象版である。

(3) 設計外力および設計荷重の計算

a) 浮遊時

浮遊時のケーソンに作用する外力は図-23に示すように、吃水に1mの余裕を見込んだ静水圧を底版下面に上向きにかけ、これと底版自重との差を設計荷重とする。

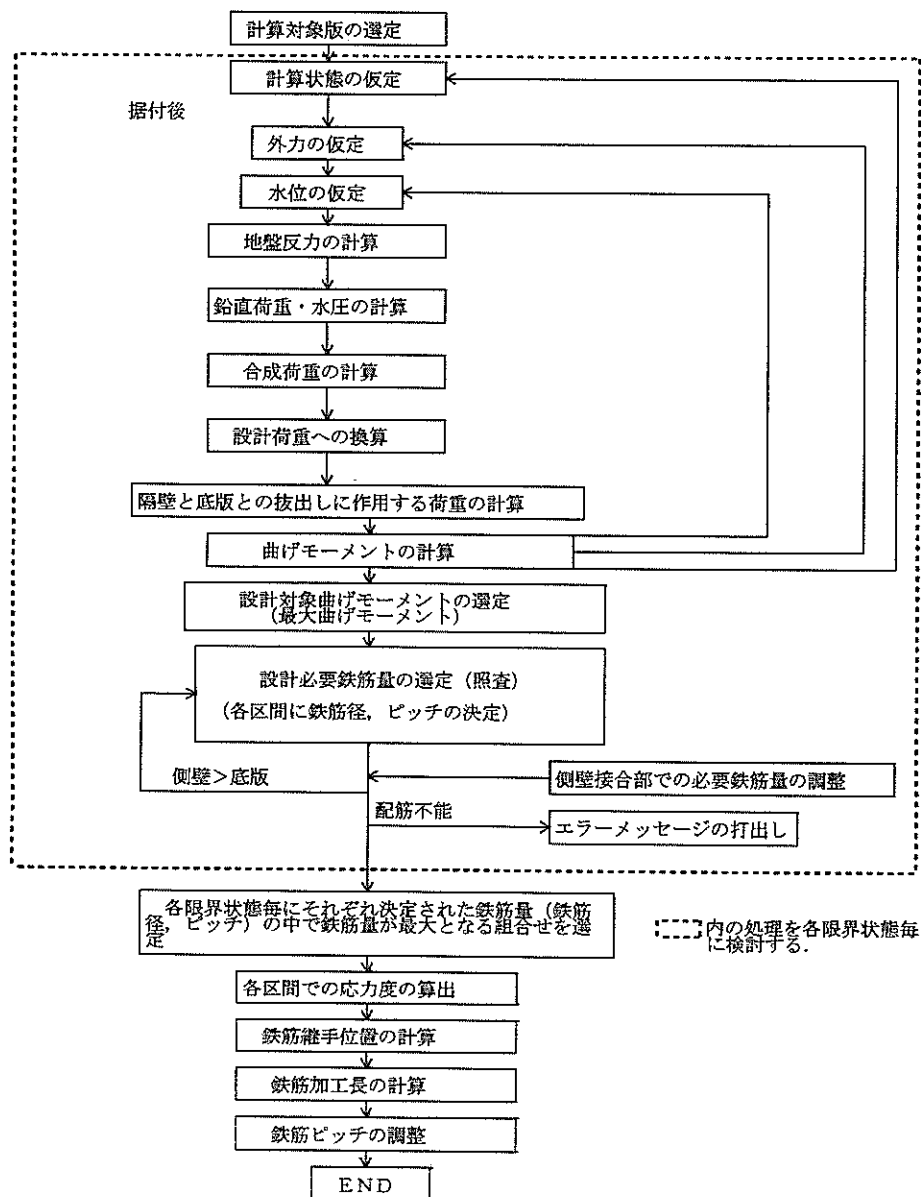


図-21 係船岸の場合の底版設計計算フロー

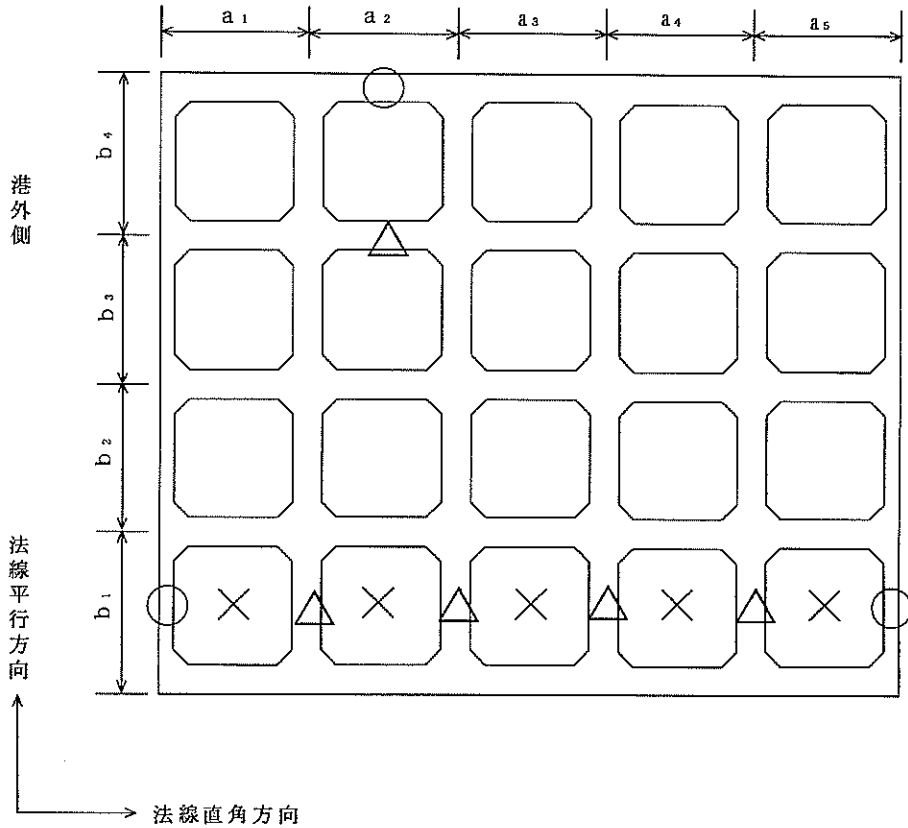


図-22 設計対象版

$$P = P_w - W$$

$$P_w = 1.03 H_0 \quad (35)$$

ここに、

- P : 浮遊時の底版設計荷重
- P_w : 底版下面に働く静水圧
- H_0 : 計算吃水 + 1.0m
- W : 浮力を引かない底版自重 (カウンターバラスト材含む)

$$W = \gamma_1 \cdot t_1 + \gamma_6 \cdot t_6$$

- γ_1 : ケーソンコンクリートの単位体積重量
- t_1 : 底版の厚さ
- γ_6 : カウンターバラスト材の単位体積重量
- t_6 : カウンターバラスト材の厚さ

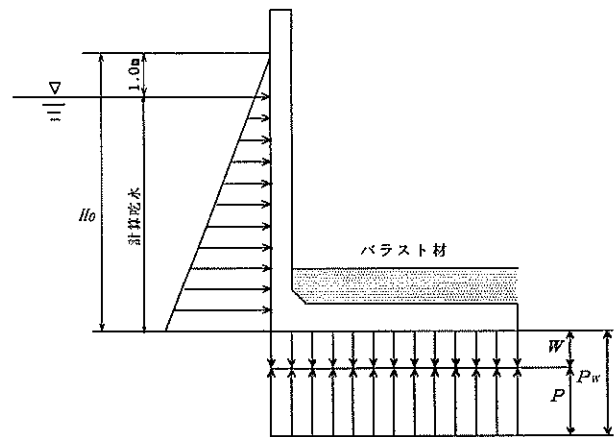


図-23 浮遊時における設計荷重

- b) 据付後
 - i) 防波堤
 - イ) 常時の外力
- 常時 (静穏時) は、提体重量および浮力を検討対象外力とする。
- ロ) 波圧時の外力
- 波圧時に作用する外力は波圧であり、これにより発生

する底面反力が底版に作用する。波圧公式は、消波工を設ける場合は、合田式を準用する方法 (以下合田式とする) で、消波ブロックを十分被覆したときの波力算定式を用いる。消波工を設けない場合は合田式、広井式、黒田式を用いて求める。いずれの式を用いるかは設計者の判断とし、入力データにより選択する。

波圧式の詳細は、付録2を参照。

ハ) 地震時の外力

地震時に作用する外力は、堤体の空中重量に設計震度を乗じた地震力と動水圧であり、これにより生ずる底版反力が底版に作用する。動水圧は、ダムに関連した研究成果から解析されたウエスターガード (Westergaard) の図-24に示す簡略公式⁸⁾により求める。

動水圧強度 P_{dw} (kN/m^2) は

$$P_{dw} = \pm 7/8 K \rho_w (Hy)^{1/2} \quad (36)$$

ここに、

K : 設計震度

ρ_w : 海水の単位体積重量 (kN/m^3)

H : ケーリン設置水深 (m)

y : 水面から動水圧を求める点までの深さ (m)

g : 重力加速度 (m/S^2)

作用する動水圧合力は

$$P_d = \pm 7/12 K \rho_w (Hy)^{1/2} \quad (37)$$

ここに、

$$y = 3/5 H \quad (\text{m})$$

防波堤に作用する動水圧の合力は、壁面の港内外に同時に作用するので上式で求まる P_d を 2 倍する。

ii) 係船岸

係船岸に作用する外力は常時では、常時土圧、残留水圧、クレーン荷重および上載荷重であり、地震時には地震土圧、慣性力も加わる。係船岸の設計計算は、完成時

の状態でのみ行い、外力条件は基本設計での状態と全く同じであることから、基本設計で求めた鉛直力、抵抗モーメントおよび転倒モーメント等の値を入力する。

c) 設計荷重の計算と荷重係数

表-12に示した荷重と荷重係数を用いて設計荷重を考える。

防波堤の場合、堤体重量、波力、地震力などにより計算される底版反力、静水圧、揚圧力、自重 (中詰材重量、蓋コンクリート重量、底版重量) にそれぞれの荷重係数を掛け、これらを合成した荷重を用いる。さらに、波圧時については、揚圧力および底版反力変動等も合成される。

係船岸の場合、堤体重量、土圧、残留水圧、地震力等により計算される底版反力、静水圧、自重 (中詰材重量、蓋コンクリート重量、底版重量、上載荷重等) にそれぞれの荷重係数を掛け、合成した荷重を用いる。

底版の設計は計算上、等分布荷重と三角形荷重の組合せとする必要があり、不規則な形の合成荷重を等分布荷重と三角形荷重の組合せとなるように換算する。換算された荷重が底版の設計荷重となり、側壁および隔壁で支持された各版毎に設計荷重が求められる。

表-12より、終局限界状態で防波堤の場合の設計荷重に用いる荷重と荷重係数をまとめたものを表-14に示す。

底版の設計荷重は、浮遊時については表-14の値を採用する。

常時および波圧作用時の底版設計荷重の考え方を図-25に示す。また、波圧時における設計荷重を求める際の荷重係数およびひび割れ影響度定数 (k_r) と荷重の組合せを表-15に示す。

完成時については、図-25に示す常時合成荷重 (D_0) を永久荷重として、波力作用時については、常時合成荷

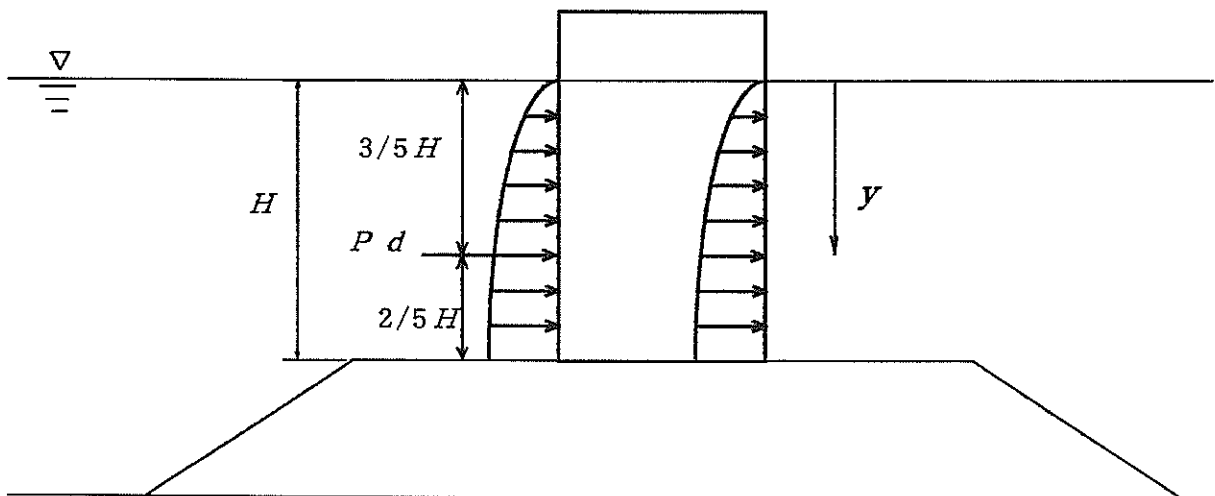
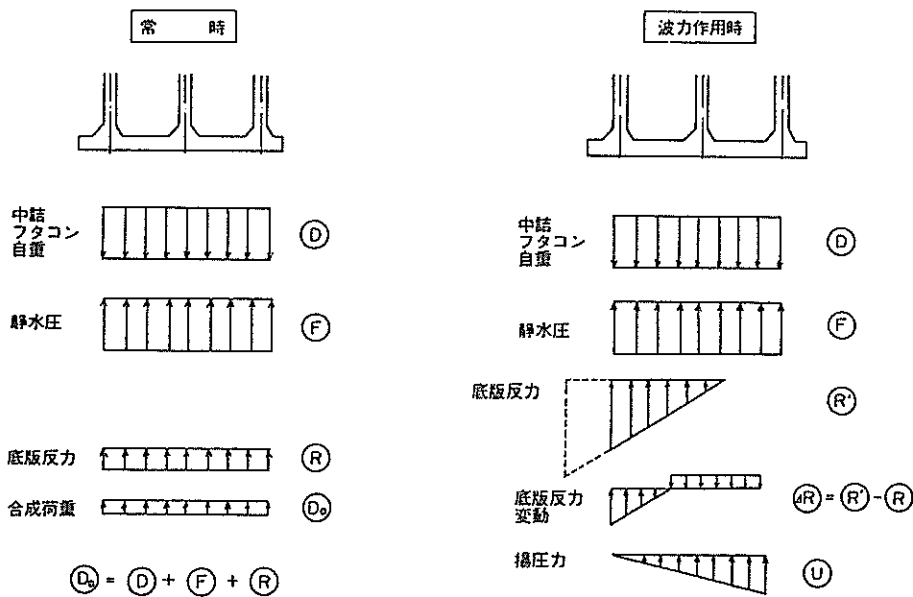


図-24 動水圧

表一14 ケーソン式防波堤の荷重の組み合わせと荷重係数の標準値

状態	自重	静水圧	内部土圧	常時の 底板反力	常時の 内部水圧	揚圧力	底板反力 変動分	内部水圧 変動分	波力	隔壁間 静水圧差	備考
常時	1.1[0.9] (1.0)	1.1[0.9] (1.0)		1.1[0.9] (1.0)							(底板)
			1.1[0.9] (1.0)		1.1[0.9] (1.0)						(側壁)
波力作用時	1.1[0.9] (1.0)	1.1[0.9] (1.0)		1.1[0.9] (1.0)		1.3[0.7] (1.0)	1.3[0.7] (1.0)				(底板)
			1.1[0.9] (1.0)						1.3[0.7] (1.0)		(側壁)
施工時	0.9 (0.5)	1.1 (0.5)									(底板) 浮遊時
		1.1 (0.5)									(側壁) 浮遊時
										1.1 (0.5)	(隔壁) 据付時

*表中上段の [] 内の数値は終局限界状態組み合わせ上、その荷重が有利に作用する場合を示す。
*表中下段の () 内の数値はひび割れ幅影響度定数を示す。



図一25 底板設計荷重の考え方 (防波堤の場合)

表一15 波力作用時の荷重分類

荷重分類	荷重
永久荷重	静穏時合成荷重 D_0
変動荷重	底板反力変動 ΔR , 揚圧力 U

重 (D_0), 底板反力変動 (ΔR) および揚圧力 (U) を図一25内の表に示す分類に従い、表一16に示す算式により算出する。

表一12より、終局限界状態で岸壁の場合の設計荷重に用いる荷重と荷重係数をまとめたものを表一17に示す。

表一18に底板の設計荷重と荷重の組み合わせを示す。常時および地震時の底板設計荷重の考え方を図一26に示す。

i) 底面反力の計算

底面反力の算定に考慮する外力の種類と方向を図一27に示す。図一27の①~③は防波堤の場合であって、波圧時の浮力および揚圧力も考慮する。地震時の浮力は計算水位までをとる。図一27の④~⑥は係船岸の場合である。

表-16 底版(防波堤)波圧時の荷重係数およびひび割れ影響度定数と荷重の組み合わせ

限界状態	状態	条件		荷重係数および荷重組合せ
終局限界	波の山	$\Delta R > 0$	$W > 0, W < 0$	$1.1D_b + 1.2\Delta R + 1.3U$
		$\Delta R < 0$	$W > 0$	$1.1D_b + 0.8\Delta R + 1.3U$
			$W < 0$	$0.9D_b + 1.2\Delta R + 0.7U$ 注
	波の谷	$\Delta R > 0$	$W > 0$	$1.1D_b + 1.2\Delta R + 0.7U$
			$W < 0$	$0.9D_b + 0.8\Delta R + 1.3U$
		$\Delta R < 0$	$W > 0$	$1.1D_b + 0.8\Delta R + 0.7U$
		$W < 0$	$0.9D_b + 1.2\Delta R + 0.7U$ 注	
使用限界	全て	全ケース		$1.0D_b + 1.0\Delta R + 1.0U$

注 $|1.2\Delta R| > |1.1R|$ の場合 $\longrightarrow 0.9D_b + 1.1\Delta R + 0.7U$

$W = D_b + \Delta R + U$ とし、各荷重は符号を含んだ値であり、 W と同方向に作用する場合は正の値であり、 W と逆の場合は負の値となる。

但し、算式中の各係数は、終局限界状態は荷重係数を、使用限界状態はひび割れ幅影響度定数 ($k_p \cdot k_r$) を示す。

表-17 設計荷重に用いる荷重と荷重係数

状態	自重	静水圧	内部水圧	内部土圧	永久荷重時 底版反力	上載荷重	地震時の 底版反力 変動分	施工荷重時		備考
								据付時	静水圧	
常時	1.1[0.9] (1.0)	1.1[0.9] (1.0)			1.1[0.9] (1.0)	1.2[0.8] (0.5)				底版 (上載荷重 は底版反力分含)
			1.1[0.9] (1.0)	1.1[0.9] (1.0)		1.2[0.8] (0.5)				側壁
地震時	1.0 (-)	1.0 (-)			1.0 (-)	1.0 (-)	1.0 (-)			底版
施工時	0.9 (0.5)								1.1 (0.5)	底版 (浮遊時)
									1.1 (0.5)	側壁 (浮遊時)
								1.1 (0.5)		隔壁 (据付時)

*表中上段の [] 内の数値は終局限界状態組み合わせ上、その荷重が有利に作用する場合を示す。
*表中下段の () 内の数値はひび割れ幅影響度定数を示す。

表-18 荷重係数又はひび割れ幅影響度定数と荷重の組合せ (底版)

	終局限界状態	使用限界状態
常時	$\begin{pmatrix} 1.1 \\ 0.9 \end{pmatrix} D_0 + \begin{pmatrix} 1.2 \\ 0.8 \end{pmatrix} \Delta R + \begin{pmatrix} 1.2 \\ 0.8 \end{pmatrix} W$	$1.0D_0 + 0.5(\Delta R + W)$
地震時	$1.0D_0 + 1.0\Delta R' + 1.0W'$	検討不要
浮遊時	$0.9D_f + 1.1S_f$	$0.5D_f + 0.5S_f$

下段の数値は、各荷重が $Q (= D_0 + \Delta R + W)$ と逆向きの場合を示す。
終局限界状態の係数は荷重係数、使用限界状態の係数はひび割れ幅影響度定数を示す。

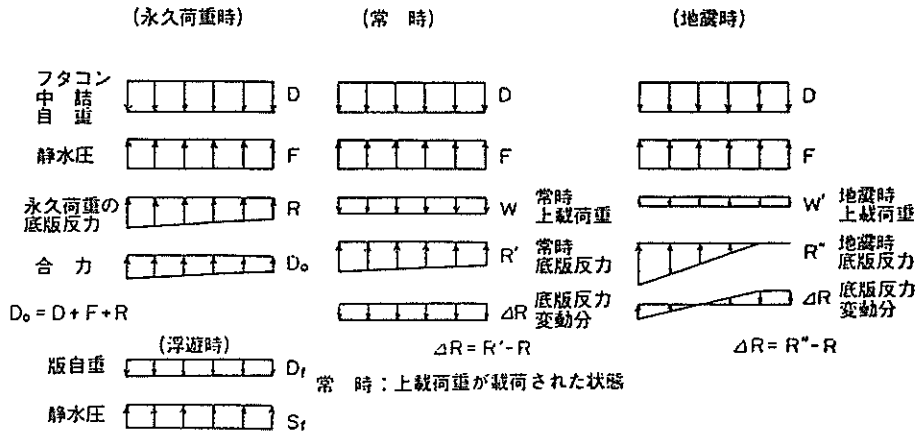


図-26 底版設計荷重の考え方 (係船岸の場合)

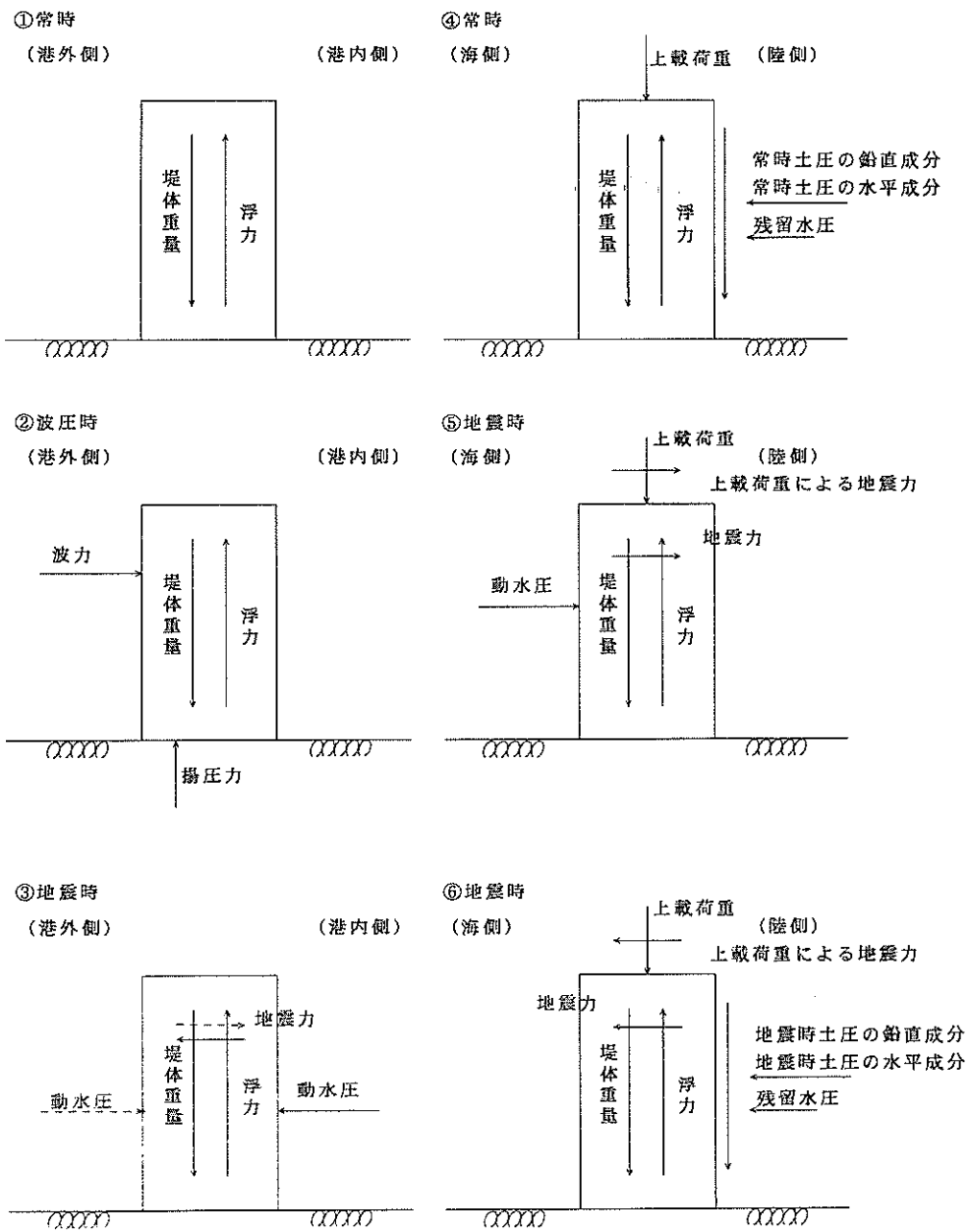


図-27 底面反力の算定に考慮する外力の種類と方向

浮力はR.W.Lまで、クレーンが載る場合にはこれも考慮し、上載荷重と共に載荷、非載荷の組合せを検討する。

力の組合せから底面反力は、次式により計算する(図-28参照)。

$e \leq \frac{1}{6} B$ のとき

$$P_1 = \left(1 + \frac{6e}{B}\right) \frac{V}{B}, \quad P_2 = \left(1 - \frac{6e}{B}\right) \frac{V}{B} \quad (38)$$

$e < \frac{1}{6} B$ のとき

$$P_1 = \frac{2}{3} \cdot \frac{V}{X}, \quad b' = 3X \quad (39)$$

e : 荷重の偏心量 (m)

$$e = \frac{B}{2} - X, \quad X = \frac{M_V - M_H}{V}$$

M_V : A点の回りの鉛直合力による抵抗モーメント

M_H : A点の回りの水平合力による転倒モーメント

V : 荷重の鉛直合力 (kN)

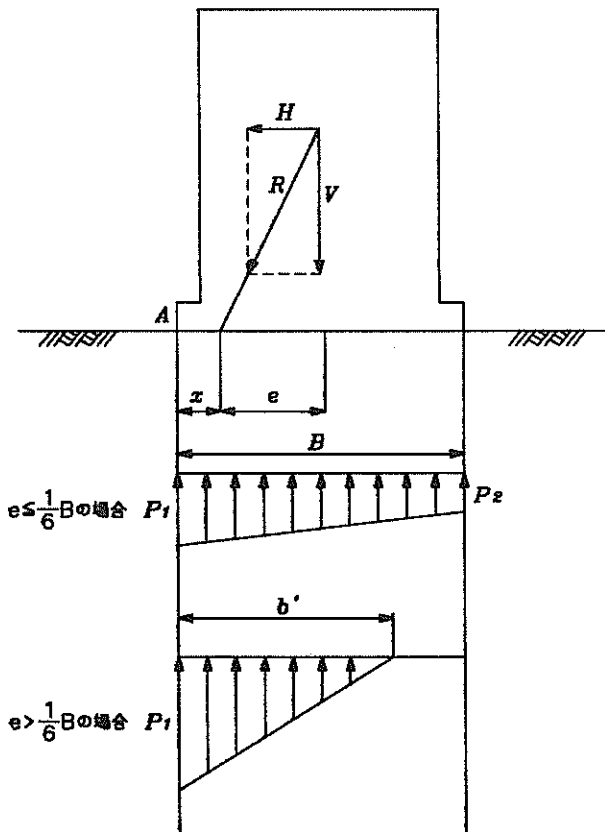


図-28 底面反力

(4) 曲げモーメントおよびせん断の計算

a) 版の区間割

区間の仕方は、図-29に示すように反曲点となる位置(固定端から1/4の点)に区分線を設ける。

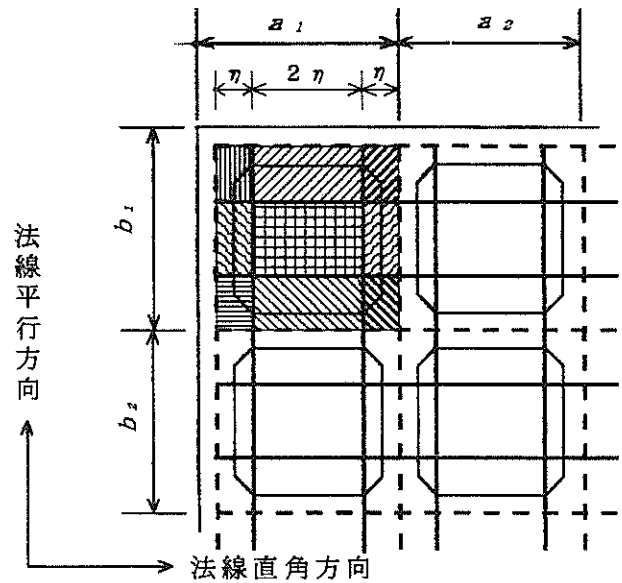
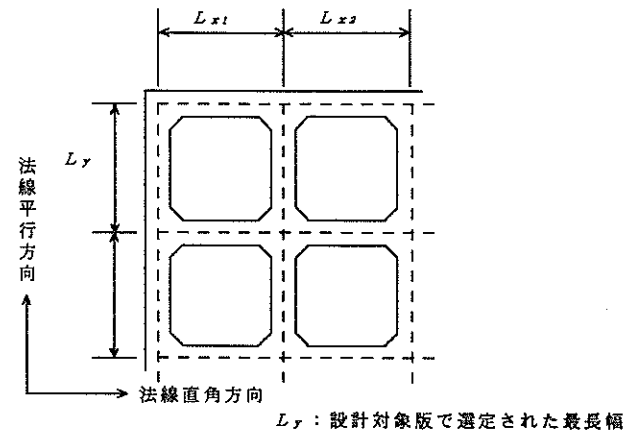


図-29 区間割

b) 曲げモーメント

底版における曲げモーメントの計算は、側壁、隔壁により支持された四辺固定の版として行われる。施工の状態、外力状態および水位を変化させて各状態毎の設計荷重と版の計算表により、曲げモーメントを求める。

底版における曲げモーメント計算は、四辺固定版として行う。各隔壁ごとに施工の状態、外力設定、水位変化等による設計荷重と、図-30に示す $L_y \cdot L_x$ により求ま



L_y : 設計対象版で選定された最長幅

図-30 辺長比

る辺長比 λ から四辺固定版のモーメント数値表⁹⁾ により曲げモーメント係数を求め、各々の版を計算上、 4×4 の格子 (格子点数は 5×5) に分割し○印、△印の格子点について曲げモーメントを求める。

△印はハンチ部に相当し、通常の有効厚にハンチ厚の $1/3$ を加算した値を有効厚とする。×印はハンチ厚を有効厚に考慮した場合、ハンチ部と一定厚部の曲げモーメントに差が生じ×印が○印、△印よりも大きくなることも考えられるため $L_y \cdot L_x$ 方向に補間した曲げモーメントである。

本来配筋の区間割りりは図-29に示すとおり、版を9つに区分し、各々の格子点の曲げモーメントを比較し、大きい曲げモーメントを区分内の採用曲げモーメントとする。したがって、有効厚が決定している曲げモーメントの格子点に対応するため、○印が採用された区間は従来の有効厚、△印が採用された区間は従来の有効厚プラスハンチ厚の $1/3$ 、×印が採用された区間は従来の有効厚で必要鉄筋量を求める。なお、ハンチ部を有効厚とし

て考慮する場合は下側筋のみで、上側筋には適用しない。

c) せん断

底版におけるせん断力の計算は、曲げモーメントに比べて影響が少ないものとし今回は検討を省略する。しかし、局所的な荷重が底版に作用する場合は荷重域直下部分の押抜きせん断破壊についての安全性の検討をしなければならない。

(5) 側壁接合部での補正

次に側壁との接合部においては、底版からの鉄筋 (下側筋) を側壁 (外側縦筋) に立ち上げるため、鉄筋量の補正を行う。底版の鉄筋量と側壁の鉄筋量を比較し、大きな方を設計必要鉄筋量とする。図-31に流れを示す。

ここで、 A_{TC} は底版の側壁接合部における版での中央部の鉄筋量、 A_{TE} は同じく端部の鉄筋量、 A_s は側壁部下端での鉄筋量である。なお、ここでの設計必要鉄筋量とは、設計対象曲げモーメントに対し、必要である鉄筋量のことである。

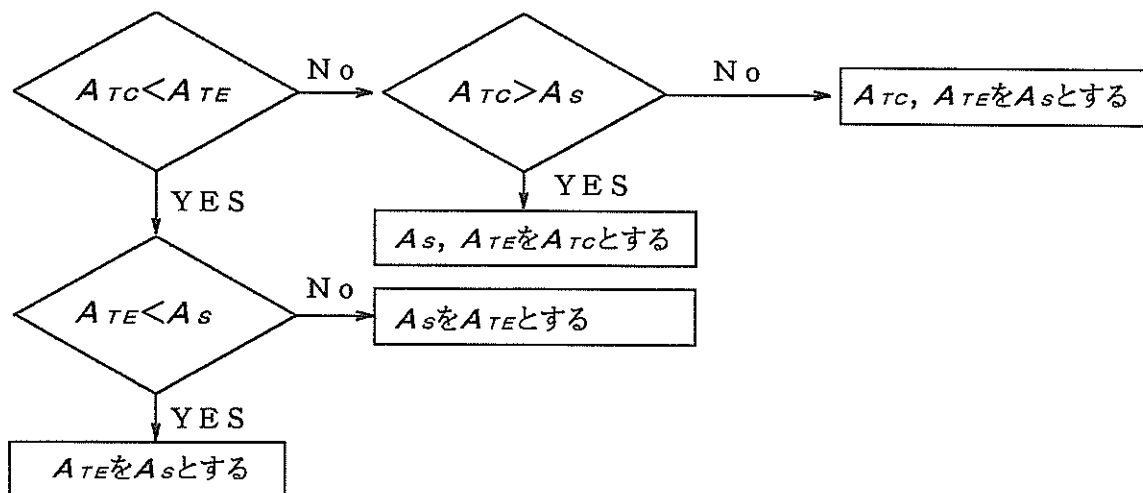
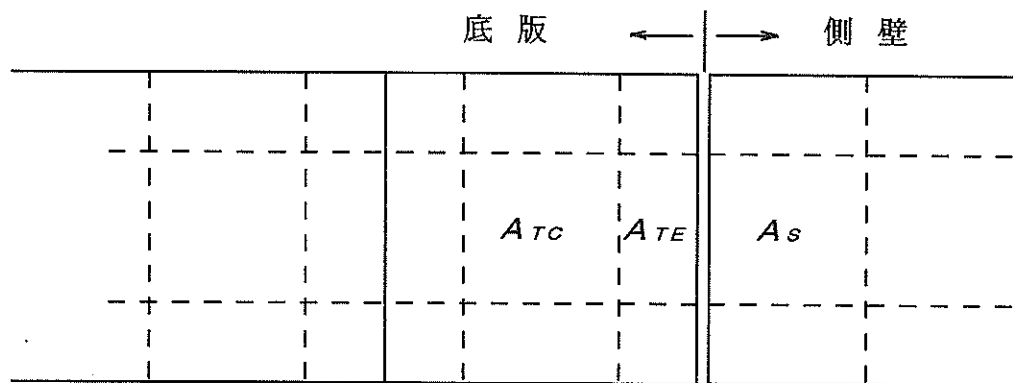


図-31 側壁接合部での補正の流れ

(6) 径・ピッチの決定

設計必要鉄筋量に対して、鉄筋の径とピッチを以下に示す基本方針と手順に基づき決定する。

a) 配筋の基本方針

i) 図-32に示すように、20cmピッチに主鉄筋を配

筋し、必要に応じて主鉄筋間に補強筋を配筋する。

ii) 隣合う鉄筋（例：主鉄筋と補強筋）の鉄筋径のランク差は3ランク以内とする。

iii) 配筋区分内における最大必要鉄筋量を、図-33のように、 A_{E1}, A_{E2}, \dots の A_E 行、 $A_{C1}, A_{C1} \dots$

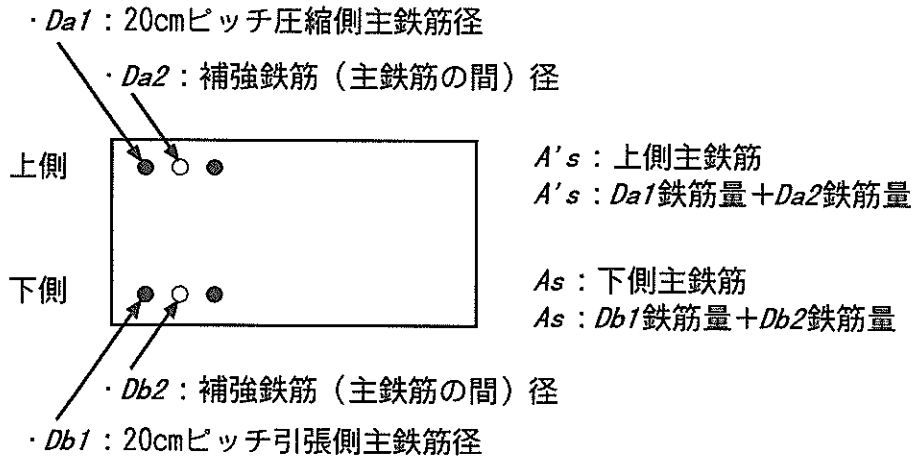


図-32 主鉄筋間における補強筋の配筋例

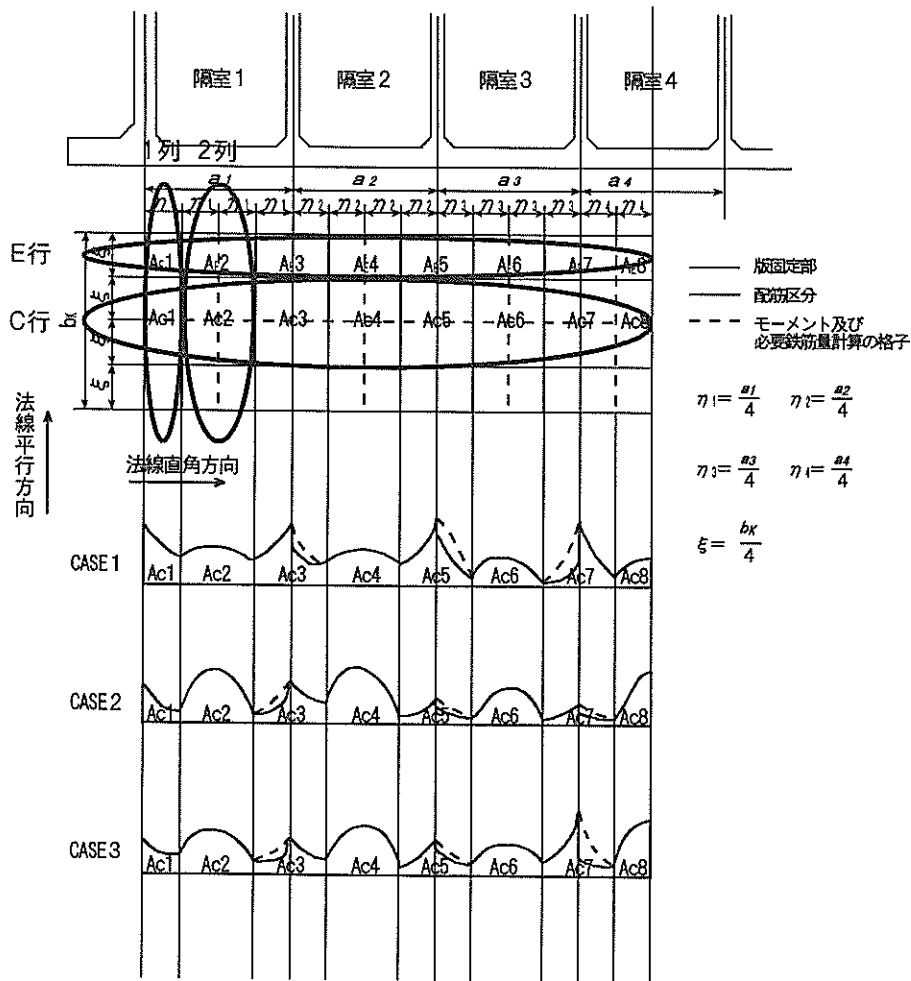


図-33 配筋区画の区分

の A_c 行, A_{E1} , A_{C1} , の1列, A_{E1} , A_{C2} の2列と仮定する。

iv) 隣合う A_E 行, A_c 行区間の補強鉄筋のランク差は不問とする。

v) 配筋区間の境界においては, A_E 行, A_c 行区間および1列, 2列区間でそれぞれ採用している鉄筋径を比較し, 太径のものを配筋する。

b) 曲げモーメントの評価方法

設計荷重を検討する状態によっては, 荷重が上向きあるいは下向きに作用する場合がある。したがって, 曲げモーメントの検討を行う上では, 下側が引張主鉄筋となる場合, 上側が引張主鉄筋となる場合の双方を考慮する必要がある。よって, 荷重が上向きあるいは下向き別に圧縮側主鉄筋, 引張側主鉄筋の取扱いをモーメントの向きに応じて入れ替え, それぞれの鉄筋量を評価する必要がある。

c) 法線直角方向筋の配筋法の手順

配筋は図-33のように, A_E 行, A_c 行毎に以下の手順で決定するが, A_E , A_c 行内におけるモーメントの大小関係により, 表-19に示すとおり, 最初の判定モーメント (M_o) の設定が異なる。

i) 表-20に示すような5種類の鉄筋径20cmピッチの組合せを基に, 判定モーメント M_o 区間に対して上側鉄筋と下側鉄筋の主鉄筋径を仮決定する。次に, 仮決定された組合せ全てに対し, 照査を行う。照査OKとなる組合せが上側鉄筋と下側鉄筋となる。

なお, ここでの照査とは, 各限界状態における照査(耐力照査およびひび割れ照査)のことで(b)の項の双方のモーメントに対し行う。

ii) 表-19のCASE 1, 2, 3の場合分けにより, 各CASEに応じて補強が必要となる区間において, i)で仮

決定した上下主鉄筋径の間に照査OKとなるように補強鉄筋の径を選定する。配筋可能の場合, 鉄筋量を算出する。

iii) i)で仮決定された, 組合せだけii)を行う。

iv) iii)の終了後, 鉄筋量が最小となる組合せを配筋する。

表-20 鉄筋表

上側主鉄筋	下側主鉄筋	備考
D13	D13	
	D16	
	D19	
	D22	
	D25	*
D16	D13	
	D16	
	D19	
	D22	
	D25	*
D19	D13	
	D16	
	D19	
	D22	
	D25	*
D22	D13	
	D16	
	D19	
	D22	
	D25	*
D25	D13	*
	D16	*
	D19	*
	D22	*
	D25	*

* 入力データにおいてD25を検討するとした場合に限り検討する。

表-19 判定モーメント

	条 件	判定モーメント (M_o) の決定方法
CASE1	全隔壁において端部モーメントが中央部モーメントよりも大なる場合	全区間における中央部のうちの最大モーメントを M_o とする。
CASE2	全隔壁において中央部モーメントが端部モーメントよりも大なる場合	全区間における中央部のうちの最小モーメントを M_o とする。
CASE3	端部の最大モーメントが中央部の最大モーメントよりも大なる隔壁が1室でもある場合	全区間における中央部のうちの最小モーメントを M_o とする。

表-21 判定モーメント

	条 件	判定モーメント (M_o) の決定方法
CASE1	端部モーメントが中央部モーメントよりも大なる場合	中央部のモーメントを M_o とする。
CASE2	中央部モーメントが端部モーメントよりも大なる場合	端部のモーメントを M_o とする。

d) 法線平行方向筋の配筋法

配筋は図-33のように、 $(A_{E1}-A_{C1}-A_{E1})$, $(A_{E2}-A_{C2}-A_{E2})$, ... $(A_{E7}-A_{C7}-A_{E7})$ の列毎について行うが、列内におけるモーメントの大小関係により、最初の判定モーメント (M_o) の設定が表-21に示すように異なる。

判定モーメント決定後の配筋手順は、法線直角方向の配筋法と同様とする。

(7) 配筋ピッチの調整

底版の配筋は、10、20cmピッチで配筋されるが、隔室長によりピッチの調整が生じる。配筋は隔室の中心部を基準に行なわれ、端数は隔室の両サイドに設ける。この部分を調整ピッチとして図-34に示す要領で配筋する。

20cmピッチの配筋は端数が10cm以上ならば、端数をそのまま調整ピッチとする。端数が10cm未満の場合には10cm未満のピッチとならないように、1本抜いて調整ピッチを20cm+端数とし、その間に本数分配筋す

る。以上によると調整ピッチは10~29cmとなる。また、10cmピッチの配筋は、以上の20cmピッチの間に入れていくことにより配筋する。前者の場合には調整ピッチ内には配筋せず、後者の場合には一本入れる。したがって、10cmピッチで配筋される場合の調整ピッチは10~19cmとなる。

(8) 鉄筋長の計算

鉄筋長は可能な限り市販長の鉄筋が使えるよう考慮しており、何本かの鉄筋を継ぐ必要のある場合には1本を除いて0.5mの倍数となるようにしている。最大長は10mである。

a) 下側筋

配置される底版下側筋は全て側壁へ立ち上げる。側壁への立ち上り長については、側壁鉄筋長を参照する。なお、隔室長が非常に大きい場合には10mを越える鉄筋が発生する可能性があるが、その場合本プログラムでは対応できないので別途検討すること。図-35に下側筋の形状を示す。

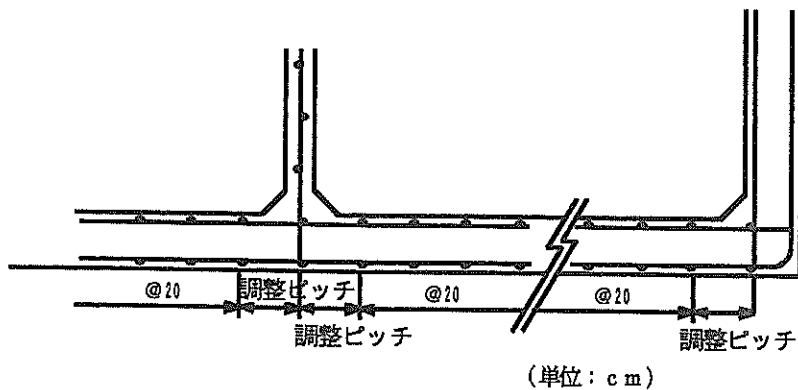


図-34 調整ピッチ

側壁全長に通す縦筋が40cmピッチの場合

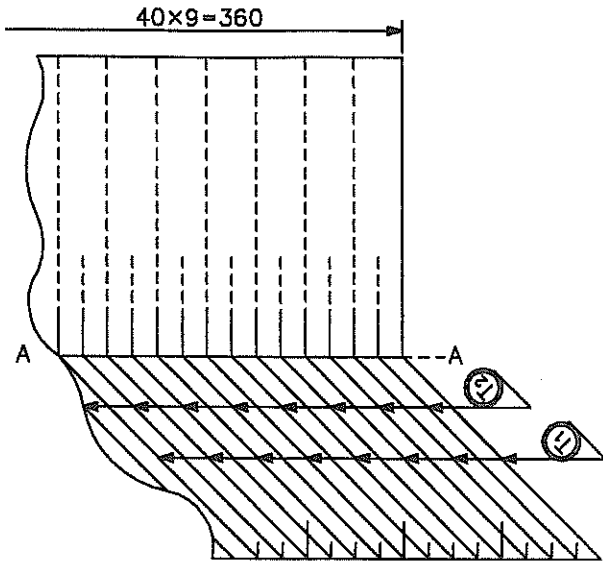


図-35(1) 下側の形状

側壁全長に通す縦筋が20cmピッチの場合

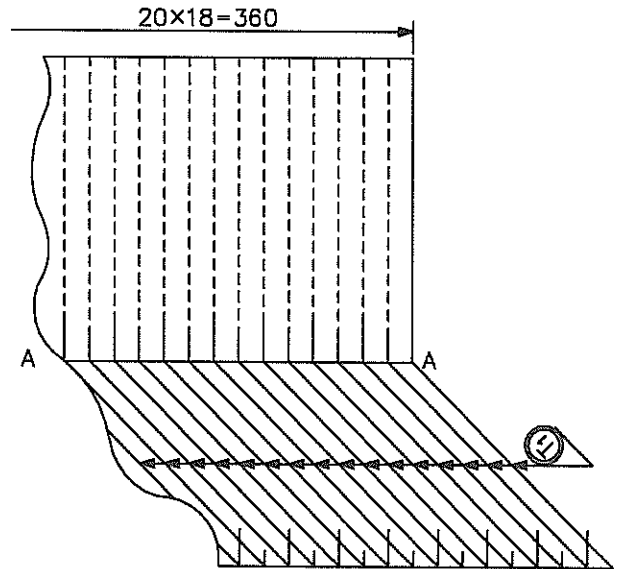


図-35(2) 下側の形状

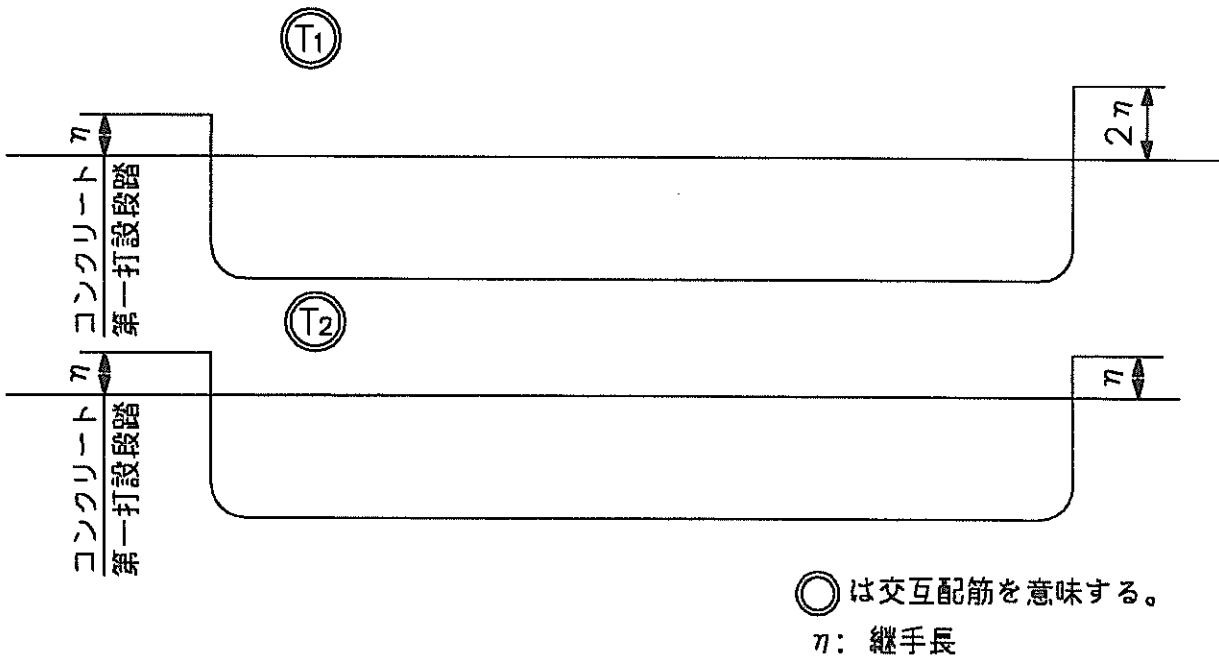


図-35(3) 下側の形状

i) 幅が5.0m以下のケーソン

下側筋は常に継ぐこととしており、図-36に示すように L_1 の長さが0.5mの倍数となるように X_1 を決定し、 L_2 をcm単位にまるめる。 η は、鉄筋の継手長である。

ii) 隔室が2個で幅が5.0m以上のケーソン

図-37に示すように L_1 の長さが0.5mの倍数となるよ

うに X_1 を決定し、 L_2 をcm単位にまるめる。ただし L_1 、 L_2 のいずれかが10mを越える場合には図-38に示すように継手位置を設け、 L_1 、 L_2 の長さがそれぞれ0.5mの倍数となるように X_1 、 X_2 を決定し L_3 をcm単位にまるめる。

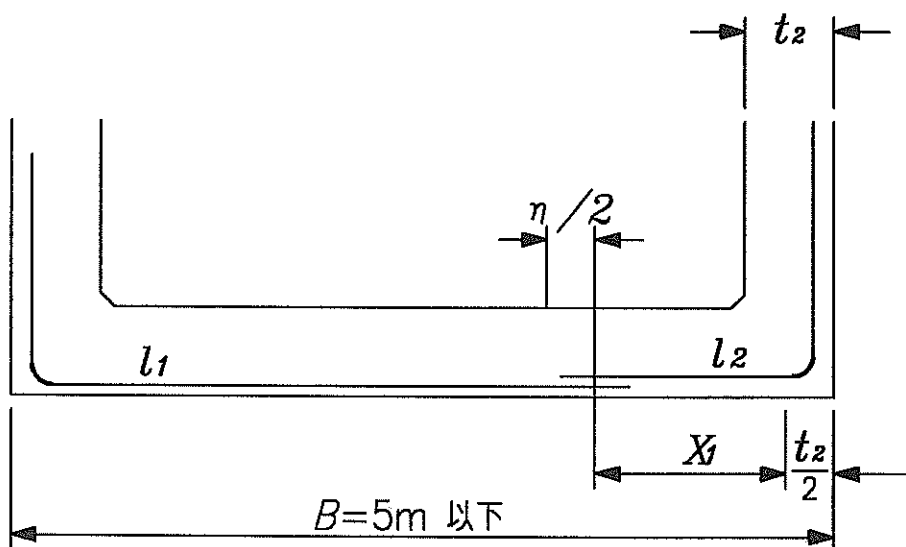


図-36 下側筋の配筋 (その①)

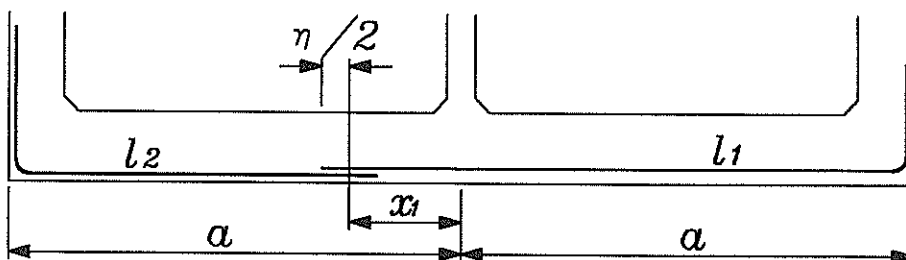


図-37 下側筋の配筋 (その②)

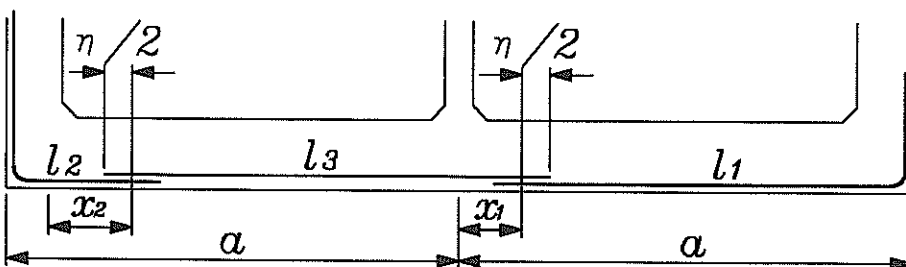


図-38 下側筋の配筋 (その③)

iii) 隔室が3～6個で幅が5.0m以上のケーソン

基本的には口)のように $L_1 \sim L_{i-1}$ を0.5m単位で決定し、 L_i をcm単位にまるめる。ただし、10mを越える鉄筋長が生じる場合には、図-39に示すように継手位置を新たに設け、長さが10m以下となるように配筋し直す。変数*i*は、鉄筋の本数のことである。

b) 上側筋

i) 幅が9.5m以下のケーソン

ケーソンの幅が9.5m以下の場合には図-40に示すよ

うに継手を設けず1本の鉄筋により配筋する。

ii) 隔室が4個以下で幅が9.5m以上のケーソン

隔室が4個以下の場合には2本または3本継ぎで配筋する。図-41は上が2本から成る例であり L_1 を0.5mの倍数とし、 L_2 をcm単位にまるめる。ここで10mを越える鉄筋長が発生した場合には同図下のように3本継ぎとして、 L_{1-2} を0.5mの倍数とし、 L_3 をcm単位にまるめる。

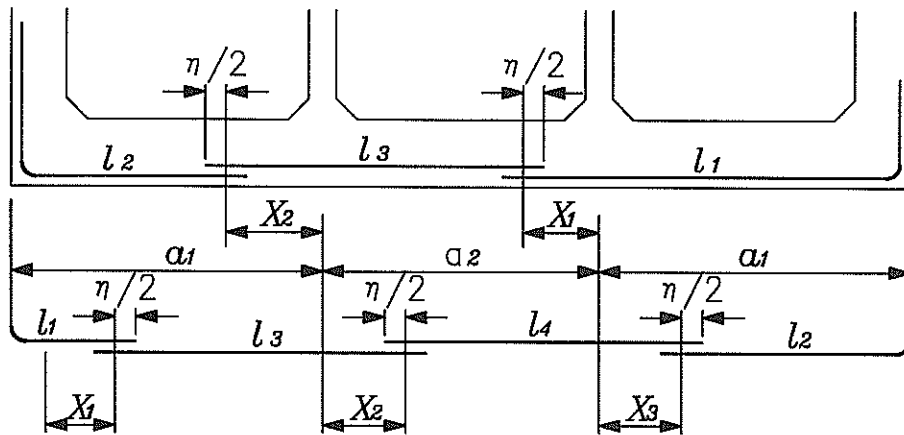


図-39 下側筋の配筋 (その④)

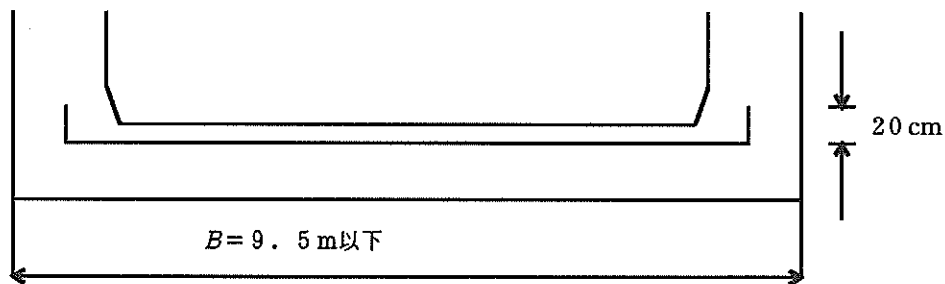


図-40 上側鉄筋の加工長 (その①)

iii) 隔室が5～6個で幅が9.5m以上のケーソン

隔室が5～6個の場合には3本または4本継ぎとする。

図-42上図が隔室5個で3本から成る例であり、 $L_1 \sim L_2$ を0.5m単位で決定し、 L_3 にcm単位の端数を出す。ここで10mを越える鉄筋長が発生した場合には同図下

のように、4本継ぎとして $L_1 \sim L_3$ を0.5m単位で決定し、 L_4 にcm単位の端数を出す。

c) 補強鉄筋

補強筋の長さは、配筋される区間により図-43～45に示すとおりとなる。

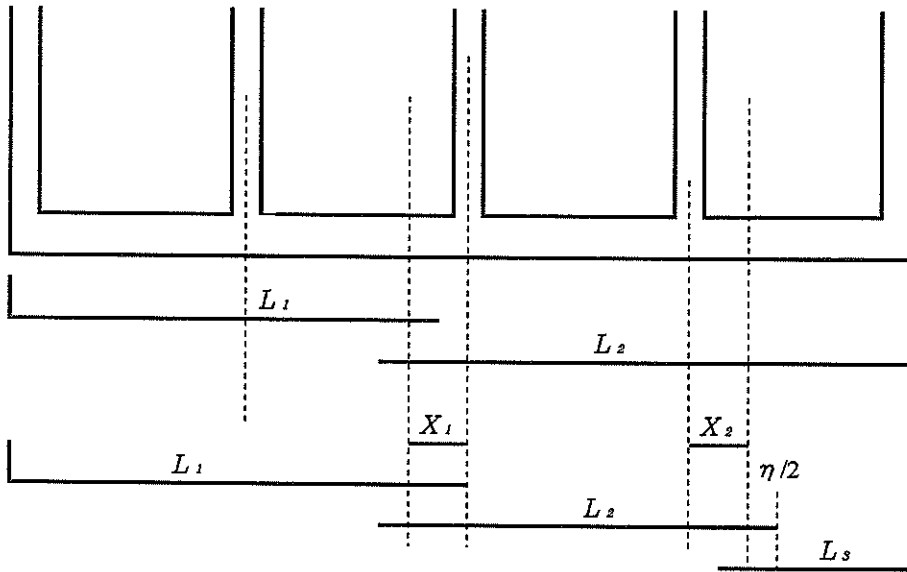


図-41 上側鉄筋の加工長 (その②)

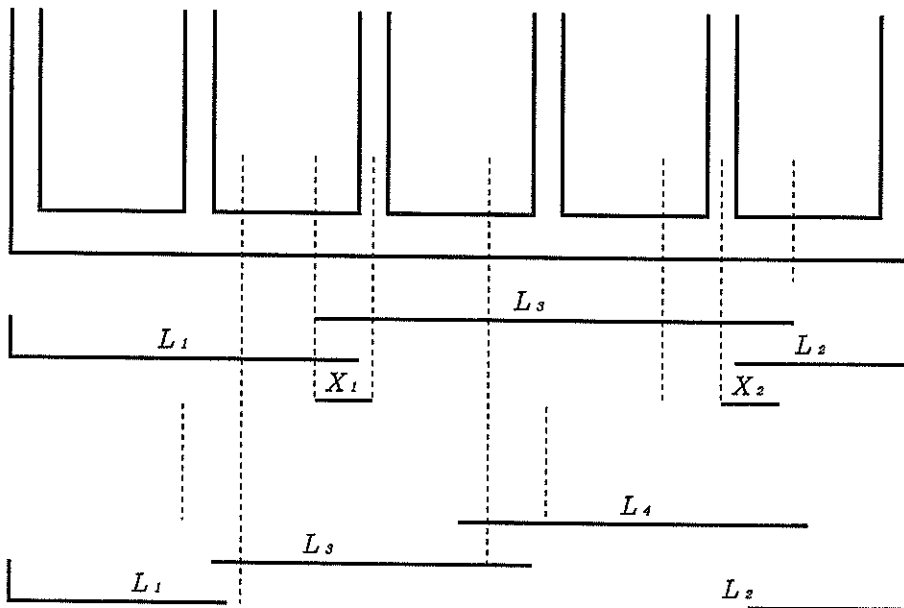


図-42 上側鉄筋の加工長 (その③)

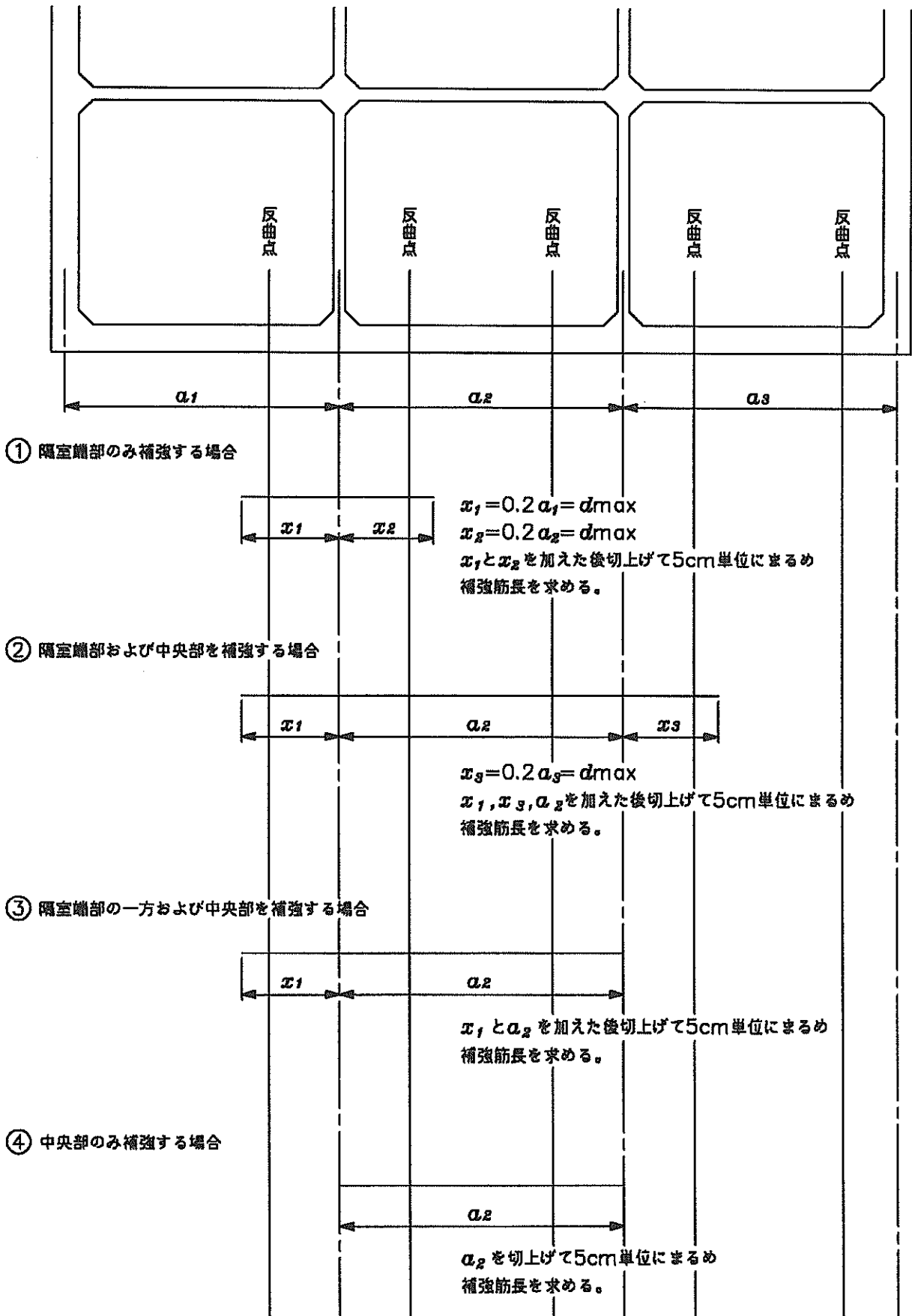


図-43 補強鉄筋の形状 (その①)

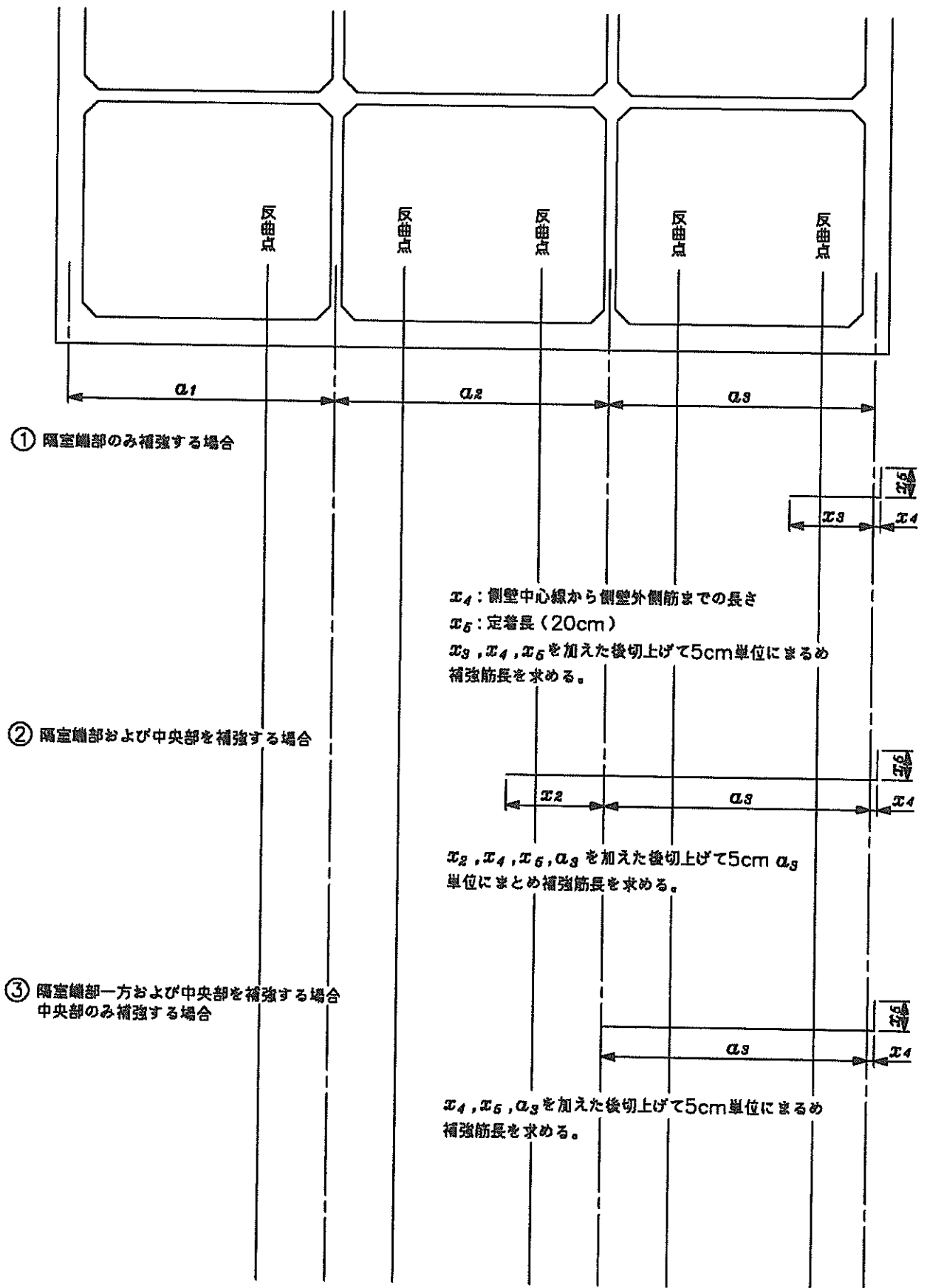


図-44 補強鉄筋の形状 (その②)

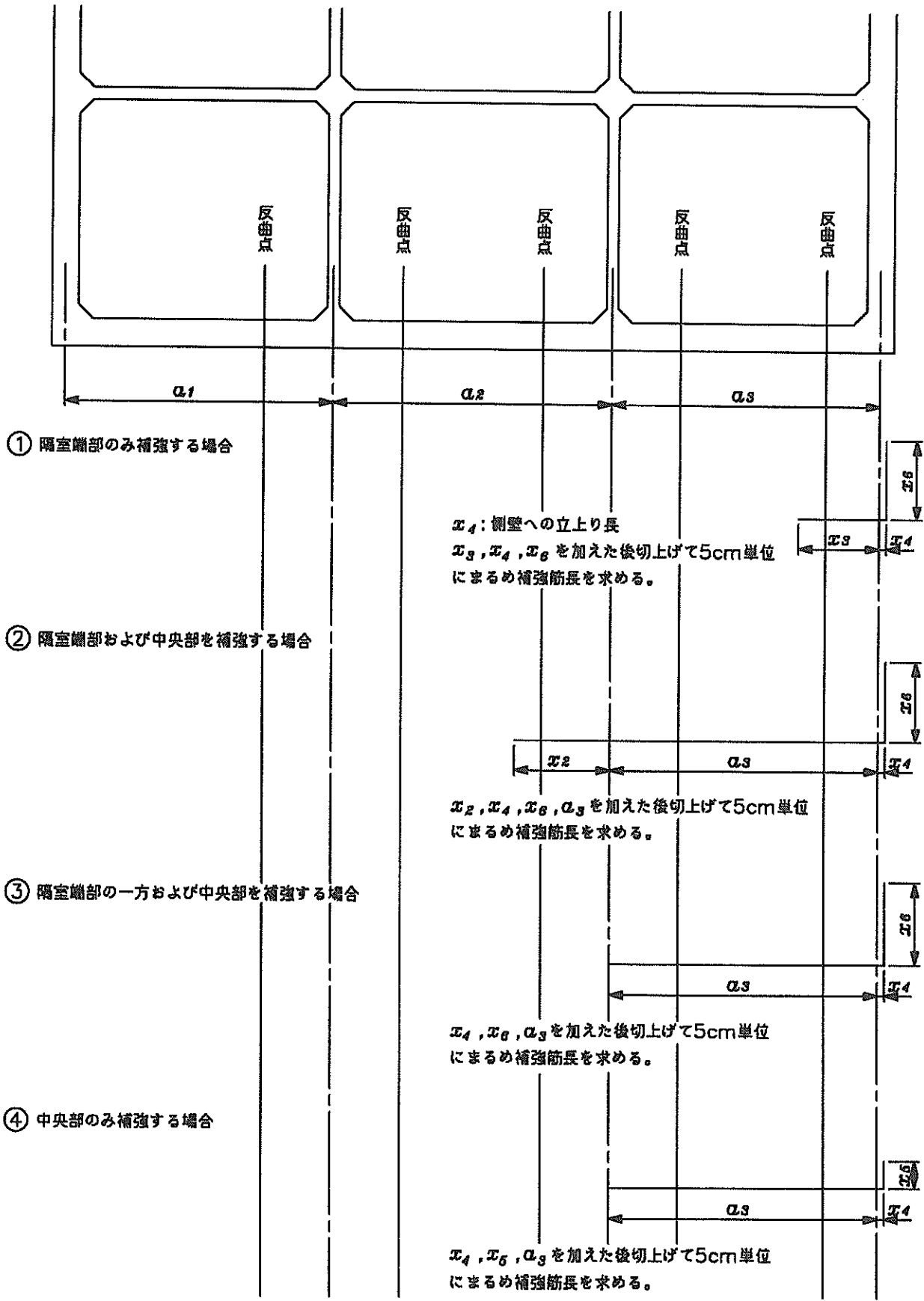


図-45 補強鉄筋の形状 (その③)

3.6 側壁の設計

(1) 計算の流れ

側壁の設計の流れを図-46に示す。検討は浮遊時と据付後について行い、各限界状態毎に表-9に示したように行う。

(2) 計算対象版の選定

法線平行方向隔室長、法線直角方向隔室長がそれぞれ最も長い隔室の側壁を設計対象版とする。例えば図-22において a_1 と b_2 が最長であれば、○印を付けた版が設計対象版である。

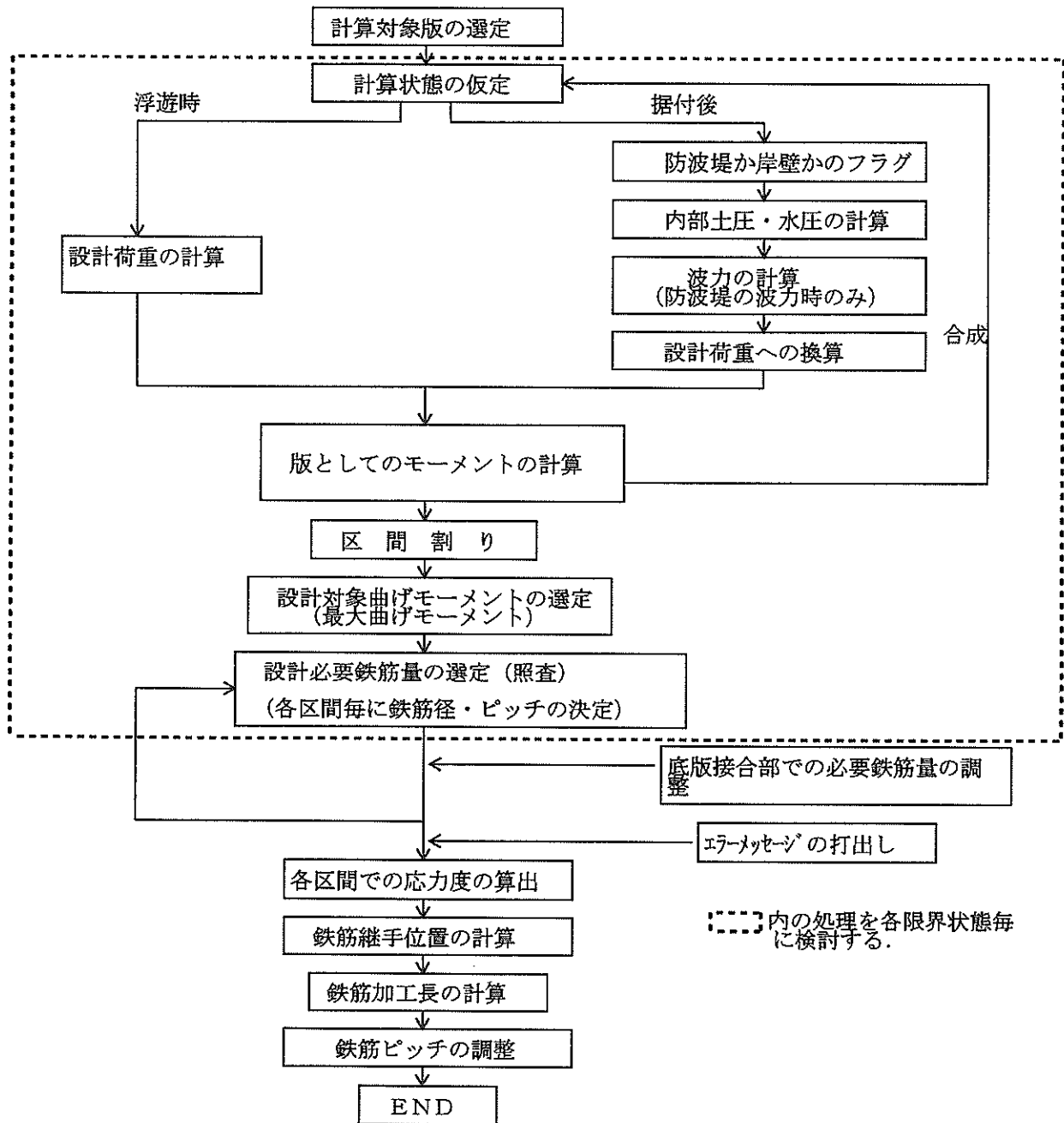


図-46 側壁の設計計算フロー

(3) 設計外力および設計荷重の計算

a) 浮遊時

浮遊時の側壁に作用する外力は、吃水部分に作用する静水圧である。設計荷重は図-47に示すように計算上の吃水に1mの余裕を見込んだ底版中心線上における静水圧を一辺（三角形の底辺）とし、側壁天端までの三角形分布荷重とする。

b) 据付後

据付後の側壁にかかる外力はケーソン内側からの中詰土圧と内部水圧とする。外側からは波力作用時に波力を考慮する。

i) 中詰土圧（内部土圧）

中詰土圧は、中詰材が砂あるいはこれに類する材料であるので土圧係数を0.6とする静止土圧とする。図-48に示すように隔室の純スパンに等しい深さまでは土圧は増加するがそれ以後は増加しないものとする。土圧計算の際の上載荷重は、防波堤の場合には、蓋コンクリートのみを上載荷重として考慮し、係船岸の場合には蓋コンクリート上の上載土砂、舗装の重量、さらにはエプロン上の上載荷重をも考慮する。

ii) 内部水圧

内部水圧を算定する際の水位差は、波の状態、潮位な

どを考慮して図-48に示す作用水位面を入力し、ケーソン天端からの値 a で計算される。入力がない場合の防波堤では、法線平行方向の港外側と法線直角方向の外部水位は $L.W.L. - H_1/3/2$ 、法線平行方向の港内側の外部水位は $L.W.L.$ からの値となる。係船岸の場合も $L.W.L.$ との水位差をとる。

内部土圧と内部水圧の合成荷重は図-48に示すような不規則な形状となるが、これを下端での荷重強度が等しく面積の等しい台形に換算し、設計荷重を等分布荷重 p_1 と三角形分布荷重 p_2 としている。

iii) 波力

波力を考慮する場合、設計荷重は図-47に示すように波圧から中詰土圧を差し引いたものとする。

c) 荷重係数

前述により求めた荷重と表-12に示す荷重係数により設計荷重は求まる。防波堤の場合の側壁設計荷重の考え方を図-46に示す。また、設計荷重を求める際の荷重係数およびひび割れ影響度定数と荷重の組合せを表-22に示す。

係船岸の場合の側壁設計荷重の考え方を図-49に示す。また、設計荷重を求める際の荷重係数およびひび割れ影響度定数と荷重の組合せを表-23に示す。

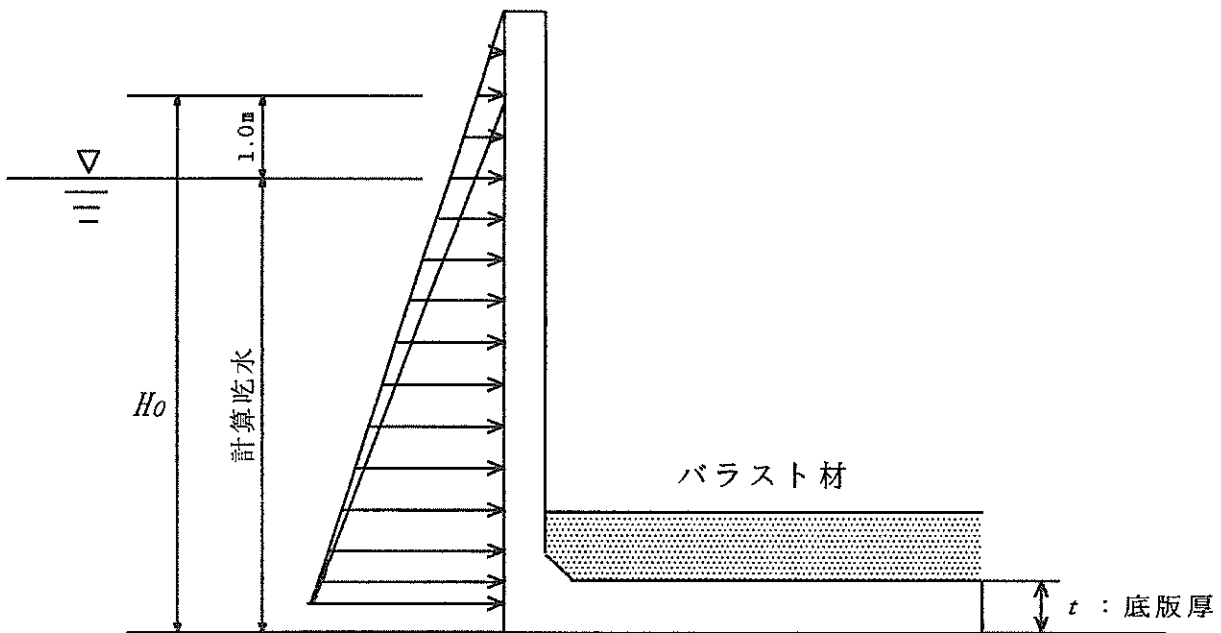
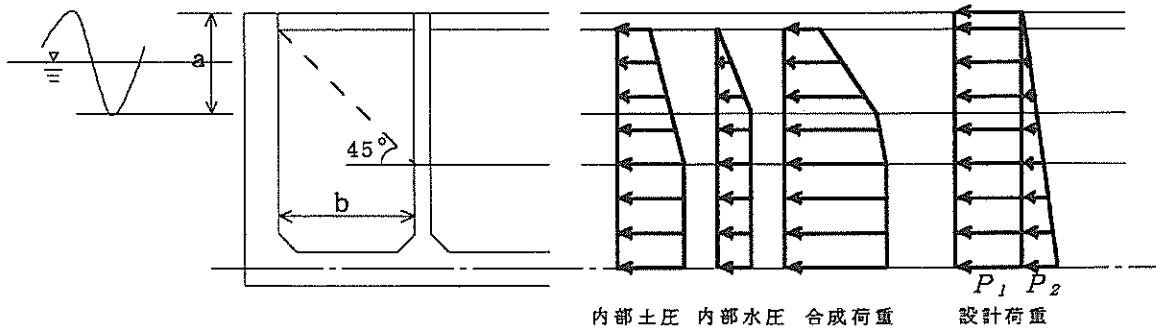
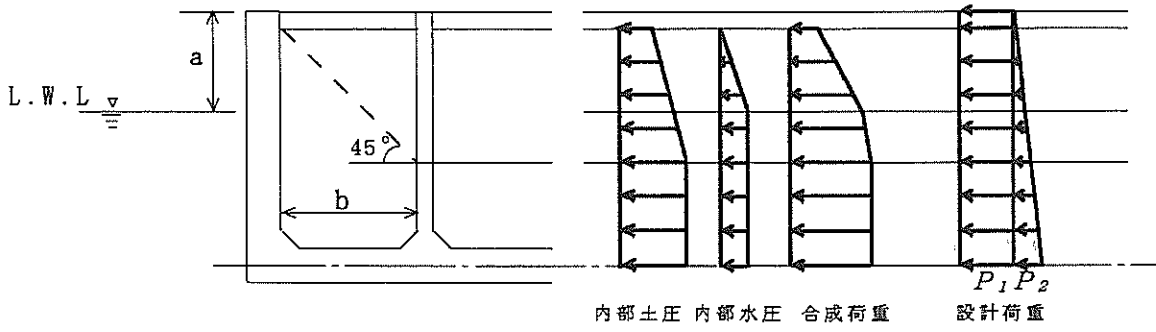


図-47 浮遊時における側壁の設計荷重

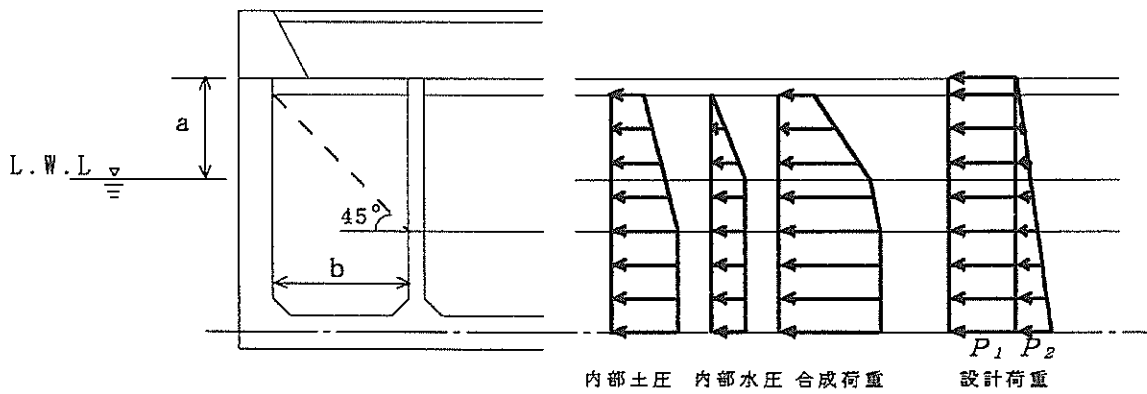
a) 防波堤 (法線平行方向港外側及び法線直角方向)



b) 防波堤 (法線平行方向港内側)



c) 係船岸 (法線平行及び直角方向)



d) 波力考慮時の外力

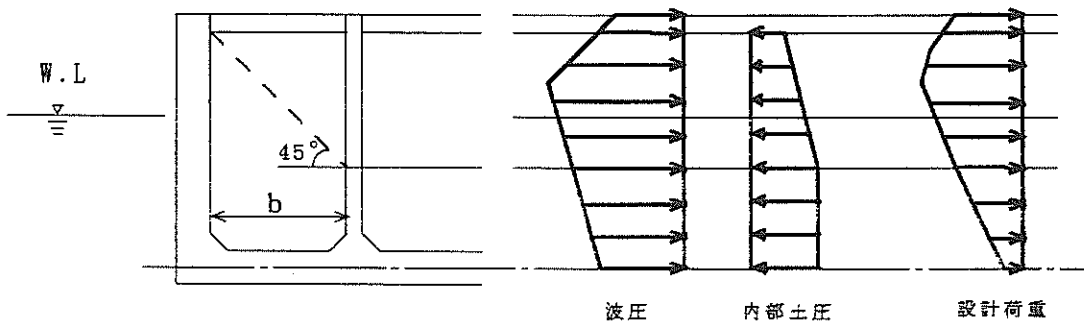


図-48 側壁の設計荷重の考え方

表-22 荷重係数およびひび割れ影響度定数と荷重の組合せ（防波堤の場合）

a) 前壁（法線平行方向港外側）

荷重の方向	検討状態	終局限界状態	使用限界状態
外側からの荷重 注)	波の山作用時	$1.3H-0.9D$	$1.0H-1.0D$
	浮遊時	$1.1S_r$	$0.5S_r$
内側からの荷重	波の谷作用時	$1.1D+1.1S+1.3\Delta S$	$1.0D+1.0S+1.0\Delta S$

注) いずれか大きい方を設計荷重とする。

終局限界状態の係数は荷重係数，使用限界状態の係数はひびわれ幅影響度定数を示す。

b) 後壁（法線平行方向港内側）

荷重の方向	検討状態	終局限界状態	使用限界状態
外側からの荷重	浮遊時	$1.1S_r$	$0.5S_r$
内側からの荷重	常時（静穏時）	$1.1D+1.1S$	$1.0D+1.0S$

c) 側壁（法線直角方向）

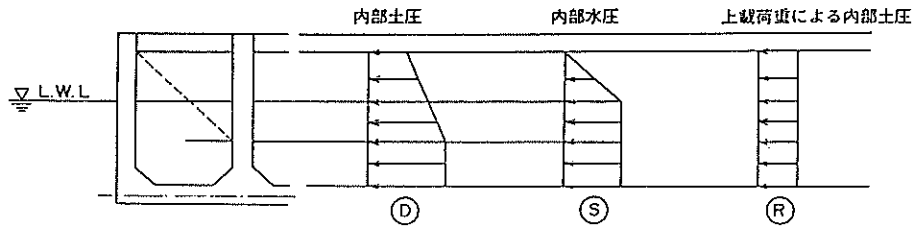
荷重の方向	検討状態	終局限界状態	使用限界状態
外側からの荷重	浮遊時	$1.1S_r$	$0.5S_r$
内側からの荷重	波の谷作用時	$1.1D+1.1S+1.3\Delta S$	$1.0D+1.0S+1.0\Delta S$

表-23 荷重係数およびひび割れ影響度定数と荷重の組合せ（係船岸の場合）

荷重の方向	検討状態	終局限界状態	使用限界状態
内部からの荷重	常時	$1.1D+1.1S+1.2R$	$1.0D+1.0S+0.5R$
外部からの荷重	浮遊時	$1.1S_r$	$0.5S_r$

終局限界状態の係数は荷重係数，使用限界状態の係数はひびわれ幅影響度定数を示す。

a)常時（内部からの荷重）



b)浮遊時（外部からの荷重）

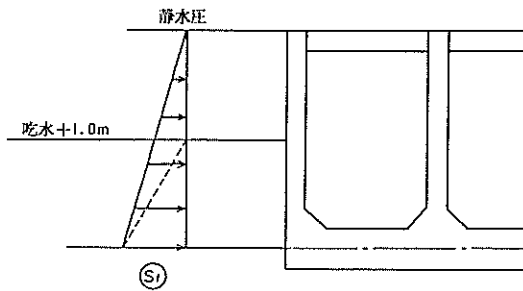


図-49 係船岸の場合の側壁設計荷重の考え方

(4) 曲げモーメントの計算

a) 版の区間割

側壁は、図-50に示すように、縦筋、横筋毎に区間割を行い配筋する。各区分線は次の要領で決定する。

区分線①：曲げモーメントの反曲点の位置とする。ただし、波力を考慮するときには四辺固定版としてのみ計算する場合は、 $L_1 = L_x / 4$ とし、三辺固定一辺自由版および四辺固定版の両方で計算する場合は、三辺固定一辺自由版としての反曲点の位置とする。

区分線②：天端からの長さの入力データとする。ただし、入力しない場合は、 $L_2 = L_x / 4$ とする。また、設計者の選択により区分線②を設けないこともできる。

区分線③：固定版からスパンの1/4点とする。

区分線④：頭部補強筋（横筋）の配筋範囲であり入力データとする。ただし、横筋のみが対象でD19筋を10cmピッチで配筋する。また、ユーザの選択により設けないこともできる。

区分線①を反曲点で決定する場合には、図-51に示すように各側壁でそれぞれ、区分線の位置が異なる場合がある。区分線①が異なると、横筋の外側筋の決定の際に不都合が生じるので、各側壁の区分線①までの長さを単

純平均し、区分線①までの長さとする。この場合、定着長は区分線①からそれぞれ必要な方向にとる。

ただし、側壁縦筋の補強筋で、区分線①より下の部分で補強し、区分線①より上の部分で補強が不要な場合、区分線①は定着長 L_d を含む式(41)のとおりとする。

$$L_i = \max(L_{i,1}, L_{i,2}, L_{i,3}) + L_d \quad (40)$$

b) 曲げモーメント

側壁における曲げモーメントの計算は、中詰土圧、および内部水圧に対しては、三辺固定一辺自由版として計算する。波圧に対しては、四辺固定版と三辺固定一辺自由版の両方で計算し、曲げモーメントの大きい方を採用する。曲げモーメント計算においては、三辺固定一辺自由版および四辺固定版の版のモーメント数値表⁹⁾を使用するが、曲げモーメントの求め方は底版の場合と同様である。

(5) 径、ピッチの決定

設計必要鉄筋量に対して、以下の要領で鉄筋径とピッチを決定する。径とピッチの決定については、2つの処理を選択できるものとしている。新たな処理としての説

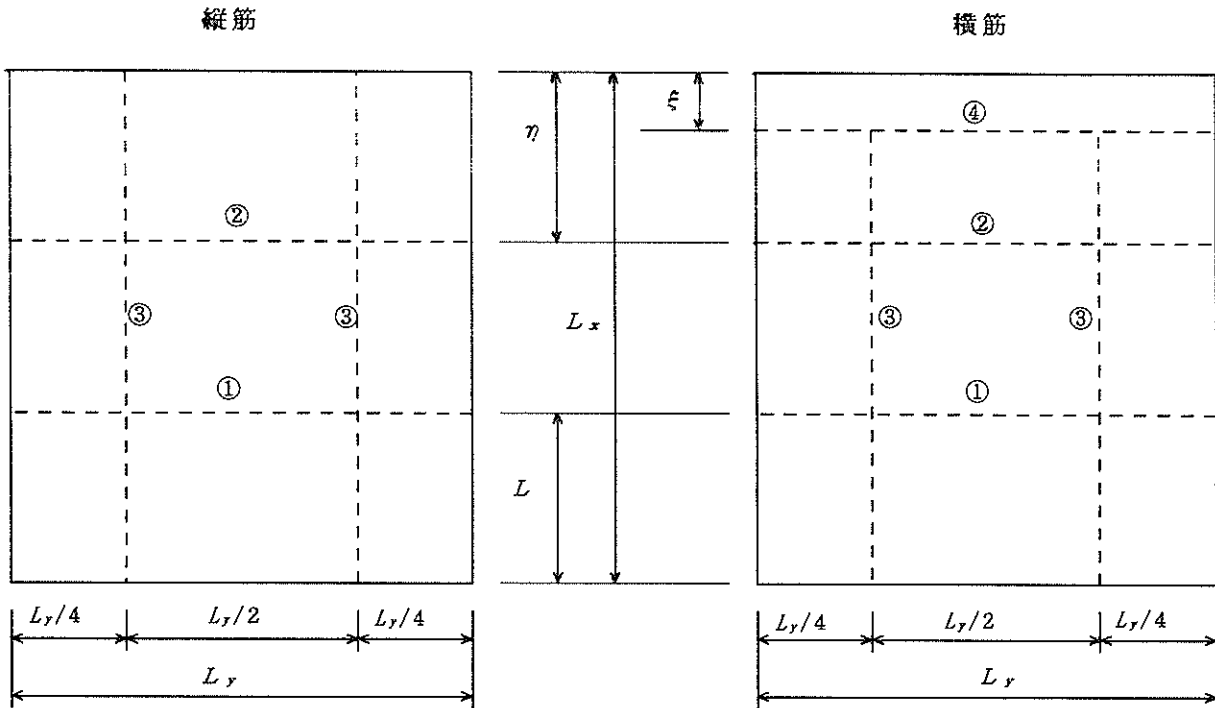


図-50 側壁の区間割

明は以下に述べる。

a) 前提条件

図-52に示すようにC, B, A区間は、それぞれ40, 20, 10cmピッチとする。径の決定に当っては、隣り合う鉄筋径の差は3ランク区内とする。

b) 縦筋（既存処理の場合）

i) 内側筋・外側筋

外側筋のA区間には、底版からの立上り筋が最初の継手位置までそのまま配筋されるが、これ以外の場合には以下の手順により配筋する。

イ) 区分線②がある場合

径の決定は、図-52に示すようC区間から下に向かって進められ、C区間で照査を満足する鉄筋径 D_c が選定され、この鉄筋をA区間まで延ばす。次にB区間においてC区間で決定された鉄筋径 D_c を補強する鉄筋径 D_B が選定され、この鉄筋もA区間まで延ばす。もちろん、こ

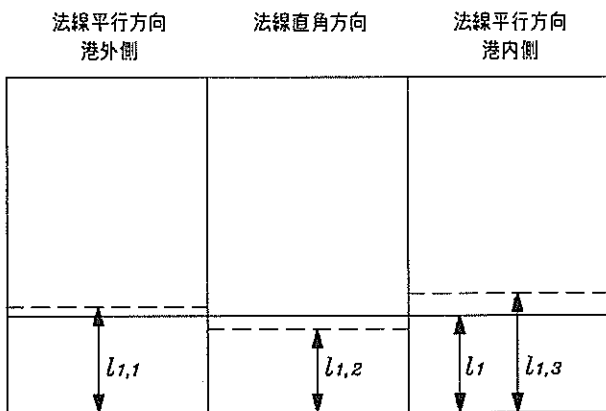


図-51 区分線の位置の調整

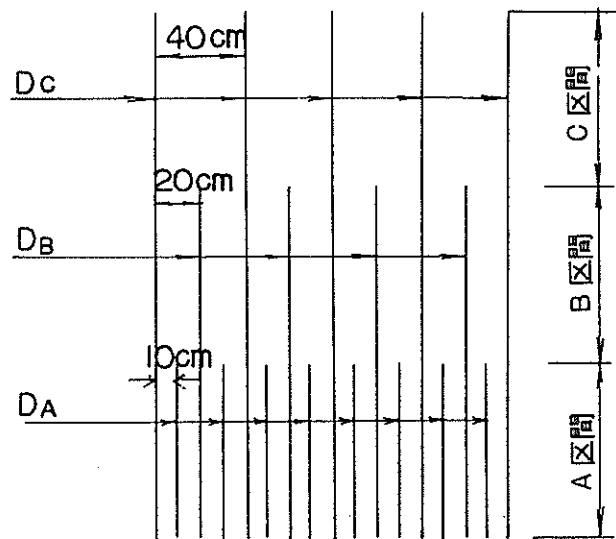


図-52 側壁縦筋パターン（その①）

こでの選定された鉄筋径 D_B とは、B区間において D_C および D_B により照査を満足した鉄筋径である。また、選定された鉄筋径 D_B は D_C と異なる径であることは構わない。A区間でも同様に D_C 、 D_B を補強する D_A を選定する。以上の操作の途中で使用最大径の制限に低触した場合には、C区間に戻り径を一ランク上げて繰返す。

ロ) 区分線②がない場合

(その1)

図-53に示すようB(C)区間においてまず D_C を決定し、A区間においては2本あるいは3本の交互配筋まで考慮して、 D_B のみあるいは D_A 、 D_B の2種類の配筋を行う。配筋不可の場合には D_C を一ランク上げて繰返す。 D_C の径は、D13かD16でありこれを満たさない場合には(その2)の方法とする。

(その2)

図-54に示すようB(C)区間が20cmピッチとなる場合で、異径となることも考慮して D_C 、 D_B を選定する。A区間では3本の交互配筋となることも考慮して D_A を決定する。 D_A が配筋不可の場合にはB(C)区間での配筋を一ランク上げて繰返す。

c) 縦筋(新規処理の場合)

i) 内側筋・外側筋

外側筋のA区間には底版からの立上り筋が最初の継手

位置までそのまま配筋されるが、これ以外の場合には以下の手順により配筋する。

イ) 区分線②がある場合

径の決定はC区間、B区間およびA区間が同時に、以下の手順により配筋する。

α) 内側筋と外側筋に対し、A~C区間に表-24に示す鉄筋表の組合せ数照査を行う。照査OKとなる組合せを記憶する。

β) 配筋可能となった組合せの中で配筋の総鉄筋量が最小となる組合せを選定し、配筋する。

ロ) 区分線②がない場合

図-53, 54に示すように、区間がA, C(B)となる場合である。また、径の決定は区分線②がある場合と同様に、C区間(B区間)およびA区間が同時に、以下の手順により配筋する。

α) 内側筋と外側筋に対し、A~C(B)区間に表-25に示す鉄筋表の組合せ数照査を行う。照査OKとなる組合せを記憶する。

β) 配筋可能となった組合せの中で配筋の総鉄筋量が最小となる組合せを選定し、配筋する。

d) 横筋

i) 外側筋

A, B, C各区間毎に、同径の鉄筋を法線平行方向、

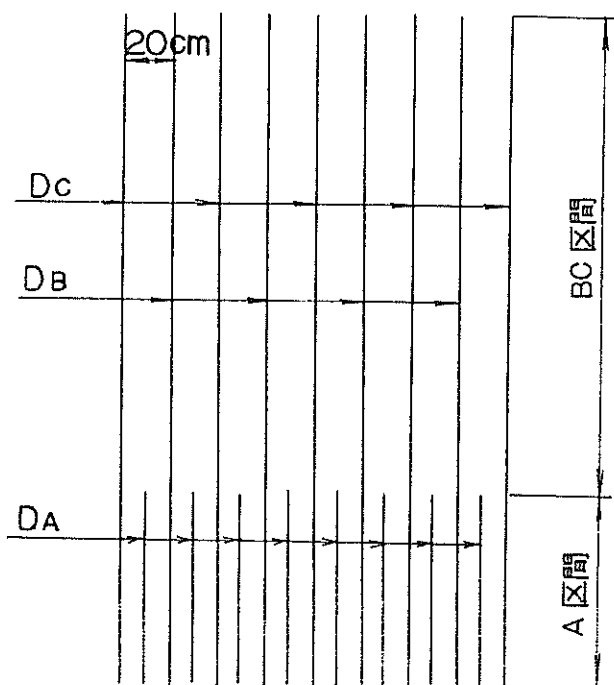


図-53 側壁縦筋パターン(その②)

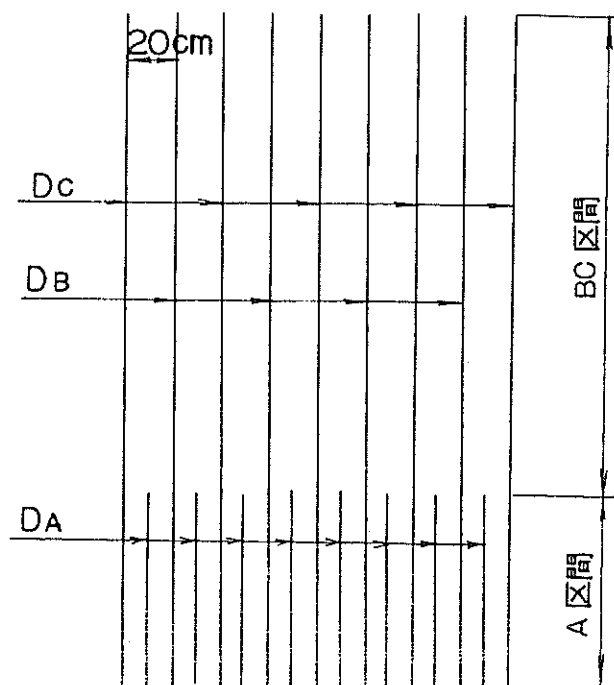


図-54 側壁縦筋パターン(その③)

表一24 鉄筋表の組合せ

C区間	B区間	A区間	
40cm	20cm	10cm	
DC	DB	DA	鉄筋量(cm ²)
D13	---	---	3.167
D16	---	---	4.965
D13	D13	---	6.335
D19	---	---	7.163
D13	D16	---	8.133
D16	D13	---	8.133
D13	---	D13	9.502
D22	---	---	9.678
D16	D16	---	9.93
D13	D19	---	10.33
D19	D13	---	10.33
D16	---	D13	11.3
D16	D19	---	12.128
D19	D16	---	12.128
D25	---	---	12.668
D13	D13	D13	12.67
D13	D22	---	12.845
D22	D13	---	12.845
D13	---	D16	13.098
D19	---	D13	13.497
D19	D19	---	14.325
D13	D16	D13	14.467
D16	D13	D13	14.467
D16	D22	---	14.643
D22	D16	---	14.643
D16	---	D16	14.895
D13	D25	---	15.835
D25	D13	---	15.835
D22	---	D13	16.012
D13	D13	D16	16.265
D16	D16	D13	16.265
D13	D19	D13	16.665
D19	D13	D13	16.665
D19	D22	---	16.84
D22	D19	---	16.84
D19	---	D16	17.093
D13	---	D19	17.492
D16	D25	---	17.633
D25	D16	---	17.633
D13	D16	D16	18.062
D16	D13	D16	18.062
D16	D19	D13	18.462
D19	D16	D13	18.462
D25	---	D13	19.002
D13	D22	D13	19.18
D22	D13	D13	19.18
D16	---	D19	19.29
D22	D22	---	19.355
D22	---	D16	19.608
D19	D25	---	19.83
D25	D19	---	19.83
D16	D16	D16	19.86
D13	D19	D16	20.26
D19	D13	D16	20.26
D13	D13	D19	20.66
D19	D19	D13	20.66
D16	D22	D13	20.977
D22	D16	D13	20.977
D19	---	D19	21.488
D16	D19	D16	22.058

C区間	B区間	A区間	
40cm	20cm	10cm	
DC	DB	DA	鉄筋量(cm ²)
D19	D16	D16	22.058
D13	D25	D13	22.17
D25	D13	D13	22.17
D22	D25	---	22.345
D25	D22	---	22.345
D13	D16	D19	22.458
D16	D13	D19	22.458
D13	---	D22	22.523
D25	---	D16	22.598
D13	D22	D16	22.775
D22	D13	D16	22.775
D19	D22	D13	23.175
D22	D19	D13	23.175
D16	D25	D13	23.968
D25	D16	D13	23.968
D22	---	D19	24.003
D16	D16	D19	24.255
D19	D19	D16	24.255
D16	---	D22	24.32
D16	D22	D16	24.572
D22	D16	D16	24.572
D13	D19	D19	24.655
D19	D13	D19	24.655
D25	D25	---	25.335
D13	D13	D22	25.69
D22	D22	D13	25.69
D13	D25	D16	25.765
D25	D13	D16	25.765
D19	D25	D13	26.165
D25	D19	D13	26.165
D16	D19	D19	26.453
D19	D16	D19	26.453
D19	---	D22	26.518
D19	D22	D16	26.77
D22	D19	D16	26.77
D25	---	D19	26.992
D13	D22	D19	27.17
D22	D13	D19	27.17
D13	D16	D22	27.488
D16	D13	D22	27.488
D16	D25	D16	27.562
D25	D16	D16	27.562
D13	---	D25	28.503
D19	D19	D19	28.65
D22	D25	D13	28.68
D25	D22	D13	28.68
D16	D22	D19	28.968
D22	D16	D19	28.968
D22	---	D22	29.032
D16	D16	D22	29.285
D22	D22	D16	29.285
D13	D19	D22	29.685
D19	D13	D22	29.685
D19	D25	D16	29.76
D25	D19	D16	29.76
D13	D25	D19	30.16
D25	D13	D19	30.16
D16	---	D25	30.3
D19	D22	D19	31.165
D22	D19	D19	31.165

C区間	B区間	A区間	
40cm	20cm	10cm	
DC	DB	DA	鉄筋量(cm ²)
D16	D19	D22	31.483
D19	D16	D22	31.483
D13	D13	D25	31.67
D25	D25	D13	31.67
D16	D25	D19	31.958
D25	D16	D19	31.958
D25	---	D22	32.023
D13	D22	D22	32.2
D22	D13	D22	32.2
D22	D25	D16	32.275
D25	D22	D16	32.275
D19	---	D25	32.498
D13	D16	D25	33.468
D16	D13	D25	33.468
D19	D19	D22	33.68
D22	D22	D19	33.68
D16	D22	D22	33.998
D22	D16	D22	33.998
D19	D25	D19	34.155
D25	D19	D19	34.155
D22	---	D25	35.013
D13	D25	D22	35.19
D25	D13	D22	35.19
D16	D16	D25	35.265
D25	D25	D16	35.265
D13	D19	D25	35.665
D19	D13	D25	35.665
D19	D22	D22	36.195
D22	D19	D22	36.195
D22	D25	D19	36.67
D25	D22	D19	36.67
D16	D25	D22	36.987
D25	D16	D22	36.987
D16	D19	D25	37.463
D19	D16	D25	37.463
D25	---	D25	38.002
D13	D22	D25	38.18
D22	D13	D25	38.18
D22	D22	D22	38.71
D19	D25	D22	39.185
D25	D19	D22	39.185
D19	D19	D25	39.66
D25	D25	D19	39.66
D16	D22	D25	39.977
D22	D16	D25	39.977
D13	D25	D25	41.17
D25	D13	D25	41.17
D22	D25	D22	41.7
D25	D22	D22	41.7
D19	D22	D25	42.175
D22	D19	D25	42.175
D16	D25	D25	42.968
D25	D16	D25	42.968
D22	D22	D25	44.69
D25	D25	D22	44.69
D19	D25	D25	45.165
D25	D19	D25	45.165
D22	D25	D25	47.68
D25	D22	D25	47.68
D25	D25	D25	50.67

直角方向を通して一周させる。鉄筋量が不足する部分には補強鉄筋を一周した鉄筋の間に配置する。配筋方法は底版の配筋と同様である。

ii) 内側筋

A, B, C各区間毎に、同径の全長筋を通し、鉄筋量が不足する部分には補強鉄筋を配置する。配筋方法は底版の配筋と同様である。

(6) 配筋ピッチの調整

a) 縦筋

底版に配筋される鉄筋の調整ピッチに準ずる。

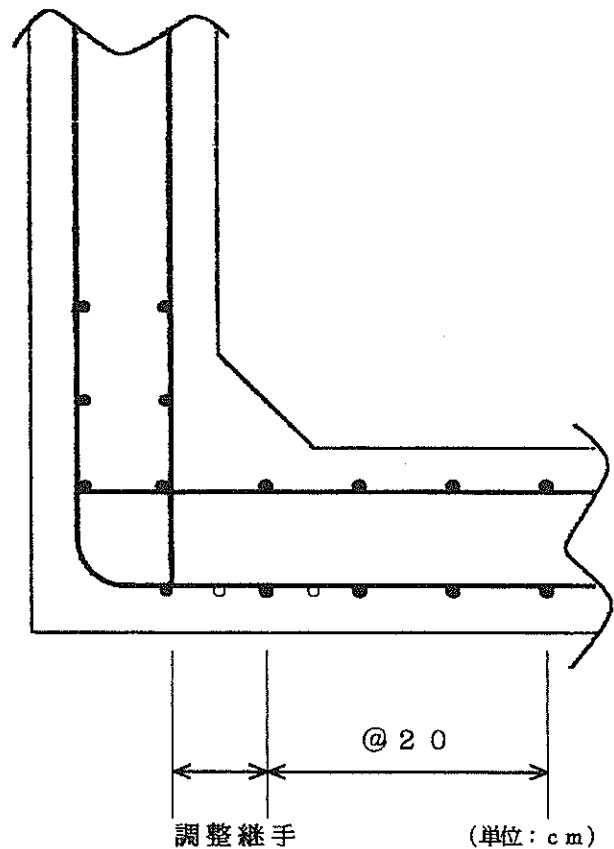
b) 横筋

側壁横筋のピッチの調整は、図一55に示すように側壁最下端で行なう。調整ピッチの設定の仕方は、底版に準ずる。

表一25 鉄筋表の組合せ

側壁においての各区分配筋の鉄筋量

C区分	B区分	A区分	鉄筋量 (cm ²)
DC	DB	DA	
D13	D13	—	6.335
D16	D16	—	9.93
D13	D13	D13	12.67
D19	D19	—	14.325
D13	D13	D16	16.265
D16	D16	D13	16.265
D22	D22	—	19.355
D16	D16	D16	19.86
D13	D13	D19	20.66
D19	D19	D13	20.66
D16	D16	D19	24.255
D19	D19	D16	24.255
D25	D25	—	25.335
D13	D13	D22	25.69
D22	D22	D13	25.69
D19	D19	D19	28.65
D16	D16	D22	29.285
D22	D22	D16	29.285
D13	D13	D25	31.67
D25	D25	D13	31.67
D19	D19	D22	33.68
D22	D22	D19	33.68
D16	D16	D25	35.265
D25	D25	D16	35.265
D22	D22	D22	38.71
D19	D19	D25	39.66
D25	D25	D19	39.66
D22	D22	D25	44.69
D25	D25	D22	44.69
D25	D25	D25	50.67



図一55 側壁横筋のピッチの調整

(7) 鉄筋長

a) 縦筋

i) 内側筋

縦筋は図一56に示すような、鉄筋長となる。

単位: (cm)

$$L_1 = \text{第一打設段階} + \eta + 20.0$$

$$L_1' = \text{第一打設段階} + 2\eta + 20.0$$

$$L_2, L_3 = \text{打設段階} + \eta$$

$$L_4 = \text{最終打設段階} - 10.0$$

$$L_4' = L_4 - \eta$$

ここに、

L: ページ版の区間割りを参照されたい。

L_5, L_6 の鉄筋長は切り上げて、5 cm単位で丸めるが、1.5m以下であれば継手を設けず L_2 および L_1 に含め L_2 の鉄筋長を $L_2 + L_3 - L$ 、 L の鉄筋長を $L_1 + L_2 - L$ とする。

ii) 外側筋

L_1 が底版からの立上り筋となる、それ以外は内側筋

と同様である。

b) 横筋

i) 内側筋

底版上側筋と同じである。

ii) 外側筋

側壁外側筋には、既述のとおり法線平行方向、直角方向を通して一周する鉄筋と、この間に配置される補強鉄筋からなっている。補強鉄筋の加工長は底版の場合と同様であるが、側壁を一周する鉄筋については次の要領で加工する。基本的には、継手位置はほぼ反曲点とし、相隣り合う鉄筋では継手位置を並べないように考慮する。図一57の場合は、A点から対象位置のB点までの範囲で長さを決定し、B点からA点までの残りの部分は同じ組合せを配置する。加工長は図一57の場合 L_1, L_2, L_3 は継手位置を移動させることにより0.5mの倍数とし(市販長を使用)、 L_4 についてはcm単位にまるめる。次の段は、C点からD点に向かって行なうことにより、相隣り合う鉄筋の継手位置を並べないようにしている。

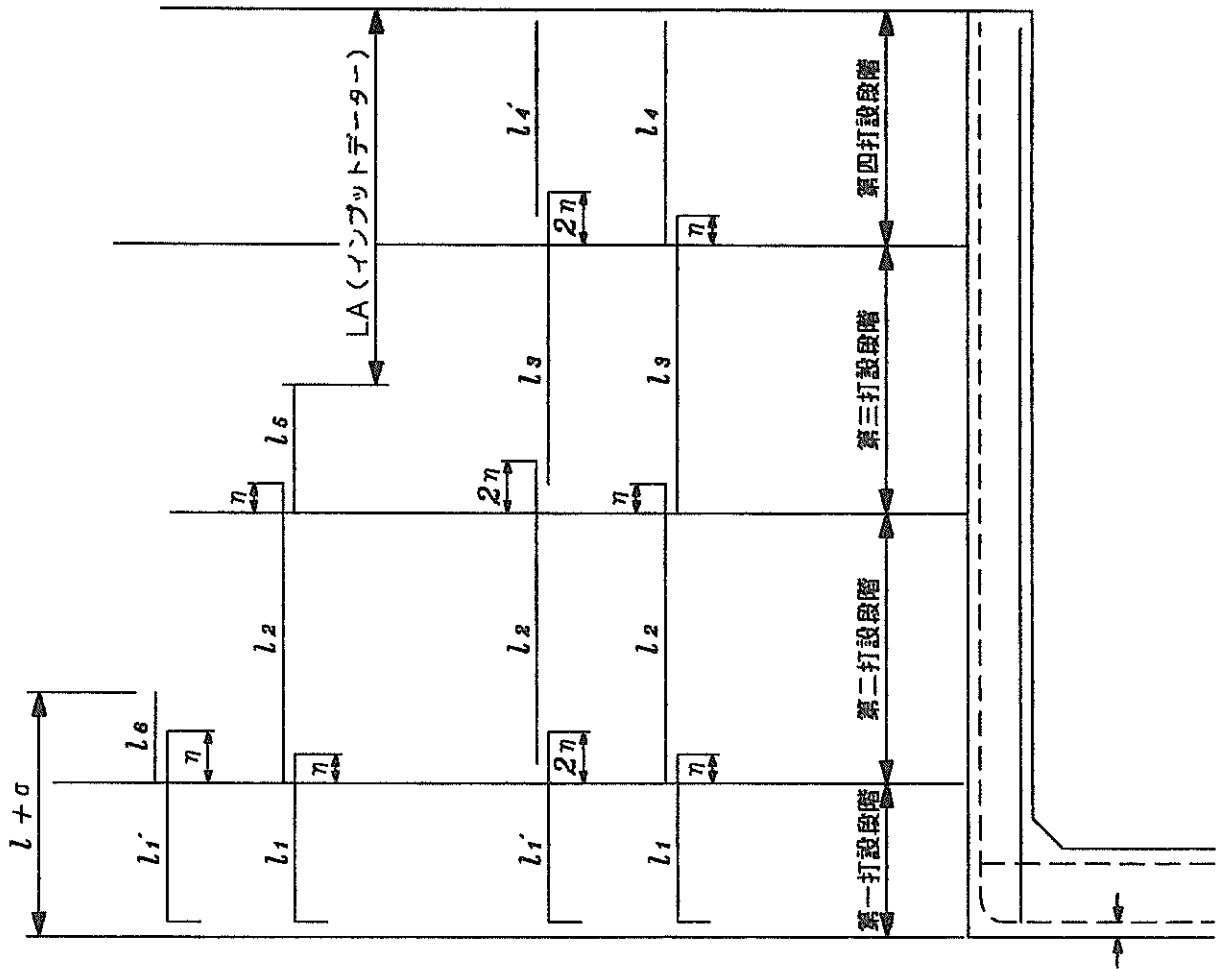


図-56(1) 縦筋の形状

3.7 隔壁の設計

(1) 計算の流れ

隔壁設計の流れを図-58に示す。検討は、据付時および据付後について行なわれ、各限界状態毎に表-9に示したように行う。

(2) 計算対象部材の選定

法線平行方向隔室長、法線直角方向隔室長がそれぞれ最も長い隔室の隔壁を設計対象版とする。例えば図-22において a_2 と b_2 が最長であれば、△印を付けた部材が設計対象である。

(3) 設計外力および設計荷重の計算

a) 据付時

据付時の外力は、注水時の水位差で各室間の水位差を1mとして、図-59に示す水圧をかける。設計荷重としては、 P を天端までかけた等分布荷重とし、後述の荷

重係数を考慮したものとする。

b) 据付後

据付後の隔壁は、内側からの中詰土圧および内部水圧により側壁が抜け出すのを防ぐこと、上からの荷重によって底版が抜け出すのを防ぐことについての検討を行なう。これらの荷重に対して、隔壁には引張力が作用するので、引張力に対する設計を行う。

側壁の抜け出しに対しての荷重は、内部土圧および内部水圧である。単位長さ当りの荷重は、側壁の設計の際求められている合成荷重を用いる。隔壁の荷重分担範囲を図-60のようにとると、隔壁にかかる分担荷重は同図右のように求められる。設計荷重としては最大荷重強度を全長にかけ、底版の抜け出しに対する荷重は、単位長さ当りの荷重として底版の設計の際に求めた合成荷重のうち内部から作用する最大の荷重を用いる。隔壁の荷

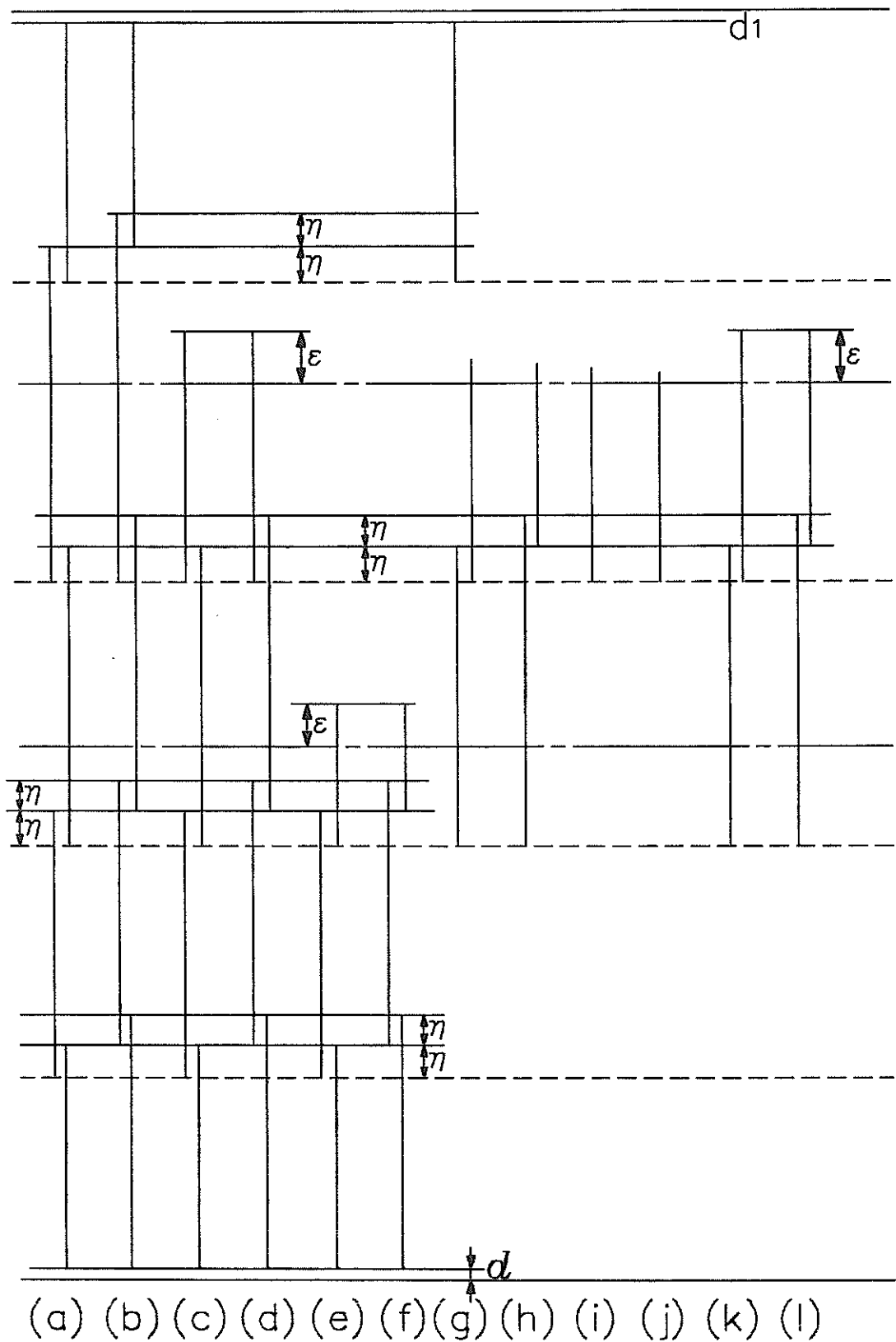


図-56(2) 縦筋の形状

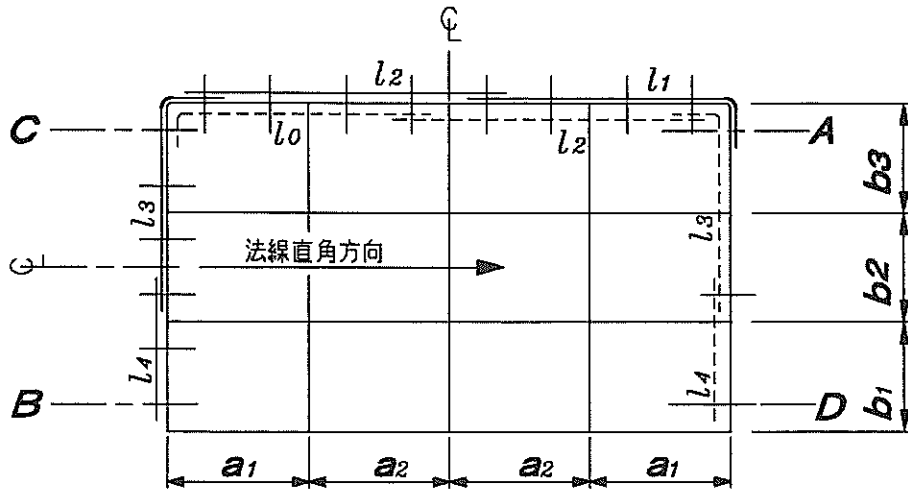


図-57 側壁外側筋

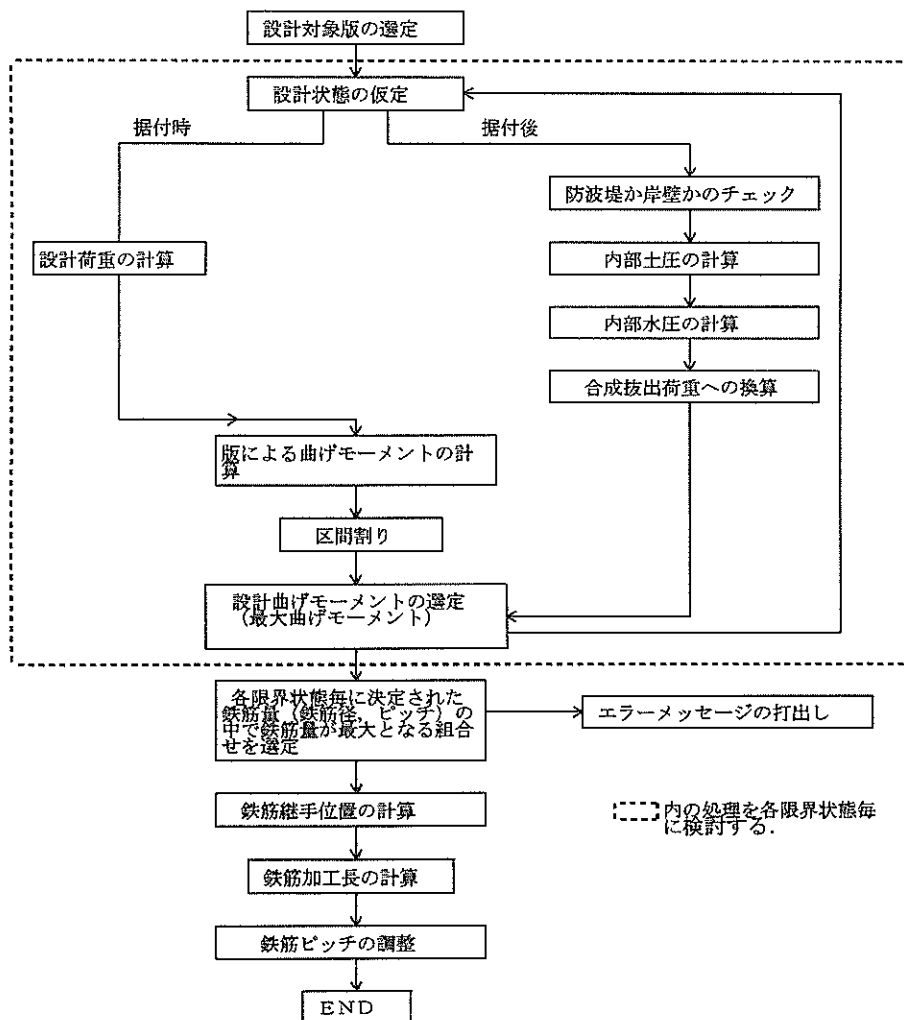


図-58 隔壁設計計算フロー

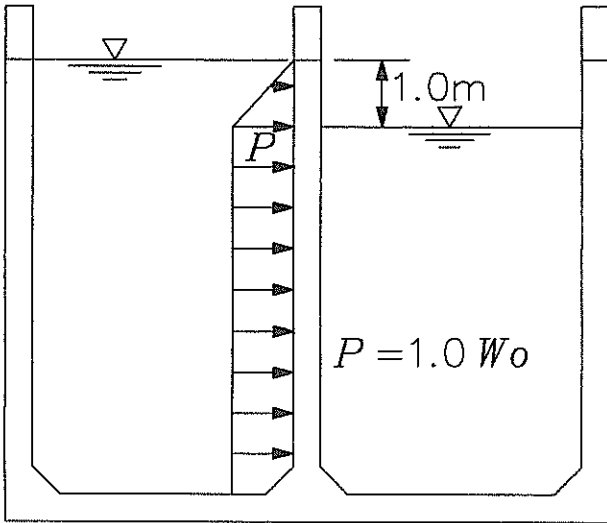


図-59 掘付時の外力

重分担範囲を図-61のようにとると、隔壁にかかる分担荷重は同図に示すようになる。不規則な荷重形を式(42)により等分布荷重に換算して荷重とする。設計荷重としては、換算して荷重とした等分布荷重に後述の荷重係数を考慮したものとする。

$$\begin{aligned} P_x &= W \cdot a_1 (1 - l_x^2 / 3 l_y^2) \\ P_y &= 2/3 W \cdot l_x \end{aligned} \quad (41)$$

P_x : 法線平行方向隔室の設計荷重

P_y : 法線直角方向隔室の設計荷重

W : 底版の設計に用いた合成換算荷重のうち内部から作用する最大のもの

a_1 : 法線平行方向隔室の荷重分担範囲

l_x : 法線直角方向隔室長

l_y : 法線平行方向隔室長

c) 荷重係数

設計荷重に用いる荷重係数は、掘付時は隔室間の静水圧差(S)、掘付後の抜け出しに対しては、b)で求める換算して荷重とした等分布荷重(S)とし、以下のとおりとする。

終局限界状態の場合 $1.1 S$

使用限界状態の場合 $0.5 S$ (ひび割れ幅影響定数: K_p)

(4) 曲げモーメントおよび引張力の計算

a) 区間割り

隔壁の区間割は図-62に示すように縦筋、横筋毎に区間割を行ない配筋する。各区分線は次の要領で決定する。

区分線①…三辺固定一辺自由版の反曲点の位置とする。

区分線②…固定版からスパンの1/4点とする。

区分線③…頭部補強筋(横筋)の配筋範囲であり入力データとする。ただし、横筋のみが対象でD19の10cmピッチで配筋する。また、設計者の選択により設けないこともできる。

底版の抜け出しに対する鉄筋は区分線①より下の区間に配筋される。ただし、この区間における曲げモーメントによる配筋量が抜け出しに対する配筋量よりも大なる場合は、曲げモーメントに対する配筋がなされる。

b) 曲げモーメント

隔壁における曲げモーメントの計算は、三辺固定一辺自由版として行う。

c) 引張力

隔壁に働く引張力は、図-60および図-61に示す荷重を用いて行う。横筋は、頭部補強範囲等を入力して区分するが、その他の部分については、側壁の抜け出しに対する引張力による鉄筋量で全体を配筋する。当然のことだが、引張力に対する鉄筋量が頭部補強鉄筋量より大きいときには、引張力に対する鉄筋量によって配筋する。

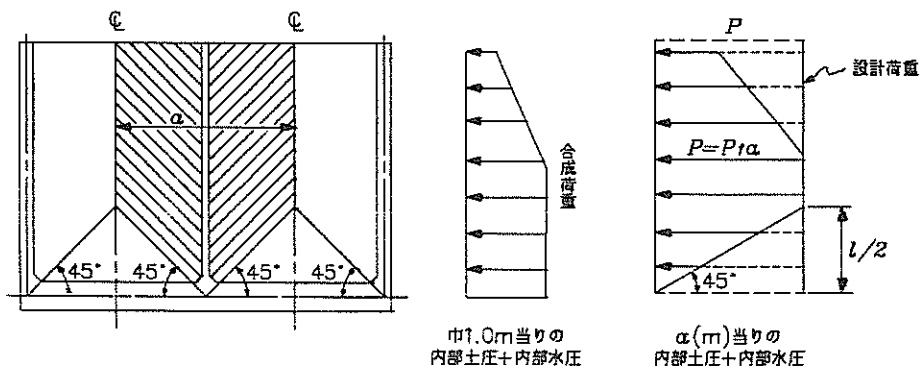


図-60 側壁と隔壁の抜け出しに対する採用すべき荷重

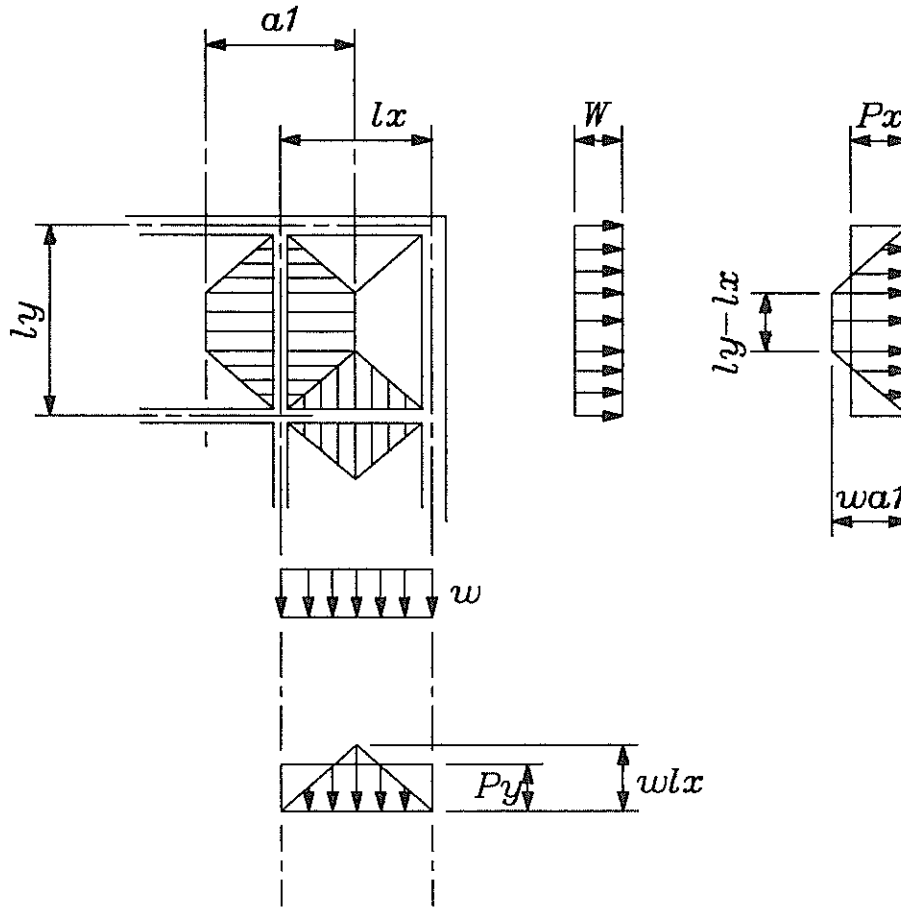


図-61 底版と隔壁抜出しに対し採用すべき荷重

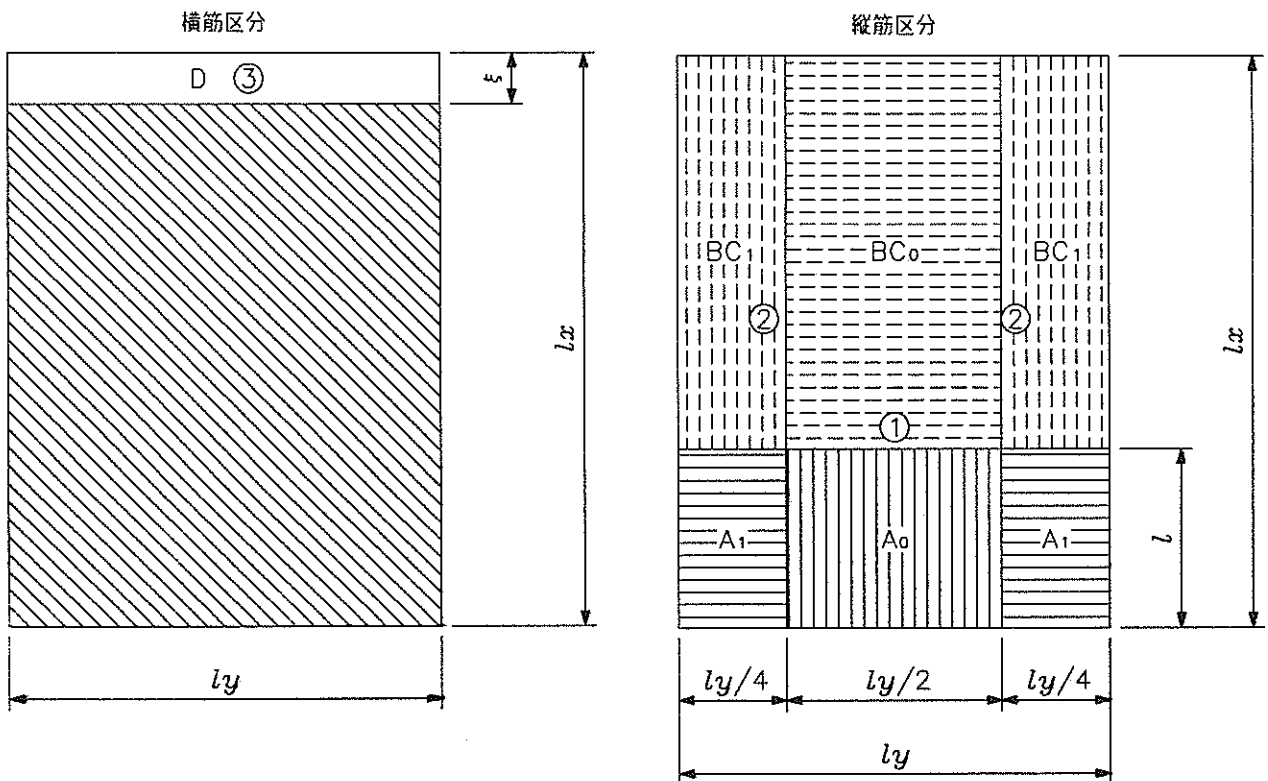


図-62 隔壁の区間割

(5) 径, ピッチの決定

側壁の径, ピッチの決定方法に準じる.

a) 縦筋

縦筋は, 側壁内側筋の区分線②がない場合と同様の処理を行う (補強筋を設ける).

b) 横筋

横筋は, ほとんど側壁の抜け出しに対する配筋量に対して配筋され, 決定された鉄筋を全長に通す (補強筋は設けない).

c) 配筋ピッチの調整

隔壁筋のピッチの調整は, 側壁内側筋と同様である.

(6) 鉄筋長

側壁内側筋と同様である.

3.8 フーチングの設計

(1) 計算の流れ

フーチング設計の流れを図-63に示す.

(2) 設計外力および設計荷重の計算

フーチングの設計は, 据付後の状態 (波圧, 地震力, 土圧など) による底面反力を基本とし, これに水圧, 自重, さらに鉛直荷重を合成して設計荷重とする. 合成荷重は, 図-64に示すように底面反力の大小により正負の荷重となる.

(3) 曲げモーメントの計算

フーチングの曲げモーメントの計算は, 側壁前面位置を支承とする片持梁として求める. ハンチの有効厚についての考え方は底版と同様である.

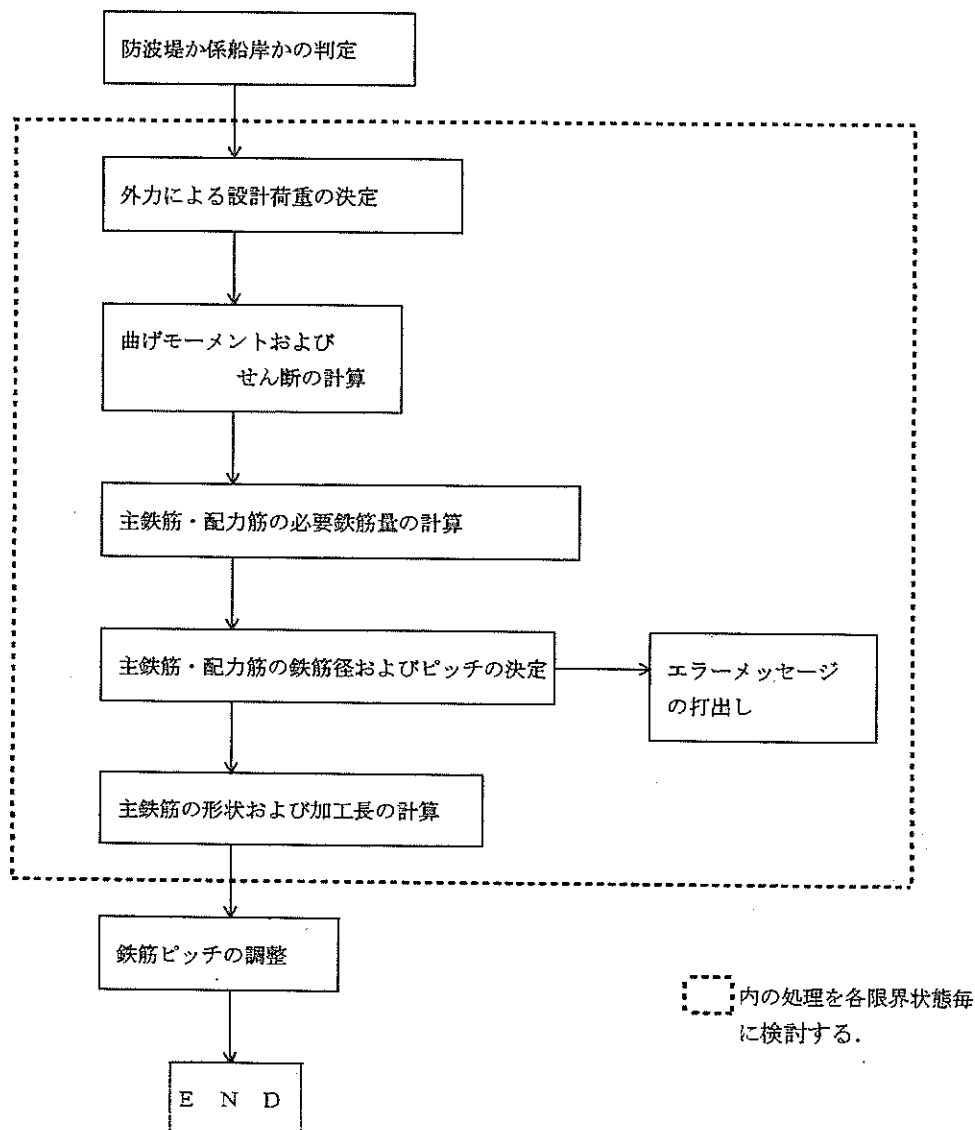
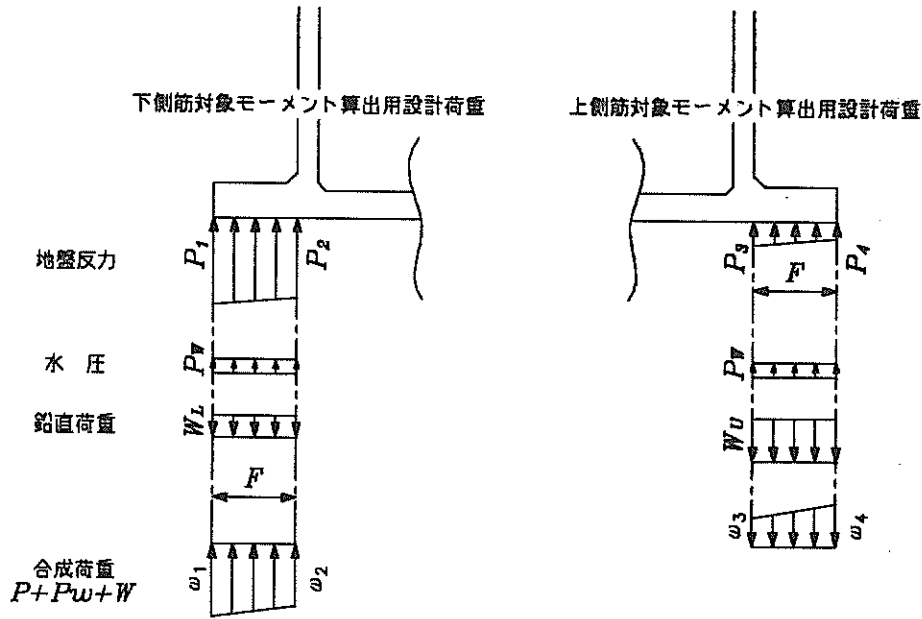


図-63 フーチング設計計算フロー



ここに $P_1 : P_2$: 地盤反力のうち最大のもの

図-64 設計荷重

図-64に示す荷重における設計曲げモーメントは下式による。 M_1 が下側筋, M_2 はが上側筋を示す。

$$\begin{aligned} M_1 &= F_2 / 6 (2W_1 + W_2) \\ M_2 &= -F_2 / 6 (W_3 + 2W_4) \end{aligned} \quad (42)$$

(4) せん断力の計算

フーチングのせん断力に関する検討は、設計せん断力の算定は直接支持される部材として検討する。せん断耐力は棒部材として求める。

a) 設計せん断力

検討対象断面を図-65に示す。壁前面から $h/2$ 離れ

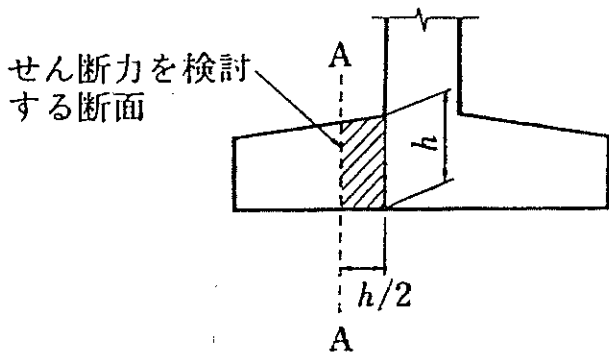


図-65 柱あるいは壁付近におけるフーチングのせん断力を検討する断面

た部材断面A-Aを検討断面とする。

設計せん断力は、検討断面の部材の有効高さの3倍の範囲にある荷重を次式の係数 λ で除した荷重が作用する。

$$\lambda = 3 / (a / d) \quad (43)$$

ただし、 λ は6.0以下とする。

a : 壁前面から荷重作用地点までの距離

d : 検討断面における部材の有効高さ

設計せん断力は、本来図-66に示す q' および q'' に挟まれる曲線に変化する荷重であるが、便宜的に直線とし、斜線部をせん断力 S とする。

$$S = (q'_1 + q'_0) (a_1 + a_0) / 2 \quad (44)$$

(5) 配筋ピッチ

フーチングの配筋は港内・港外を対象配筋とする。

主鉄筋は、法線直角方向筋で10cmまたは20cmピッチで配筋する。配力筋は法線平行方向筋に(主鉄筋量の20%以上)10cmまたは20cmピッチで配筋する。最小鉄筋量はD13の20cmピッチとする。

(6) ピッチの調整

フーチング主鉄筋のピッチ調整は、底板の場合と同じである。

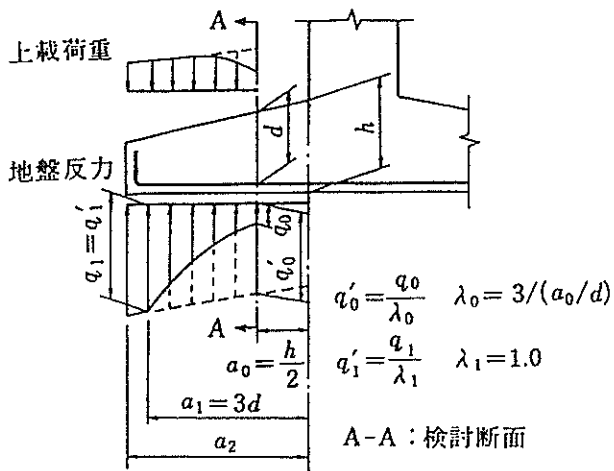


図-66 検討断面の部材の有効高さ

配筋筋の調整は、図-67に示すようにフーチング先端に設ける。調整ピッチの大きさは、端数が10cm以上ならば調整ピッチは端数とし、端数が10cm未満ならば調整ピッチは20cm+端数とする。以上によると調整ピッチは10~29cmとなる。フーチング先端の高さ方向に

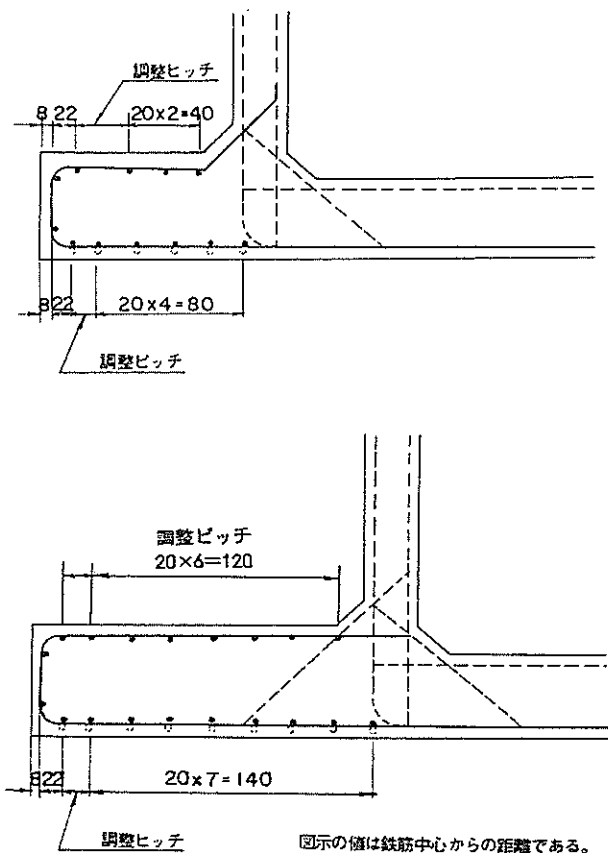


図-67 配筋筋の調整

配置する配筋筋は、フーチング厚さにより図-68に示すように配置する。

(7) 鉄筋の形状

フーチングの主鉄筋の形状を図-69に示す。下側筋の底版への差し込み長Lは、フーチングの長さFと定着長L_dの大きい方の値を採用する。

$$L = \max (F, L_d) \quad (45)$$

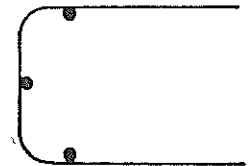
(8) 鉄筋長

フーチングのフックは20cmとする。

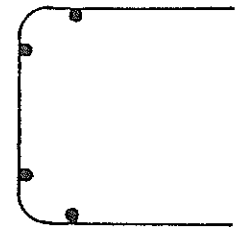
(9) セン断補強筋

フーチングにはセン断補強筋を設ける。示方書²⁾中に棒部材におけるスターラップの配筋の、最大ピッチ幅についての規定により、本プログラムでは法線直角方向、つまり主筋方向には前述の条件から求まる単位長(面積)

$T \leq 0.7 \text{ m}$



$0.7 \text{ m} < T \leq 1.0 \text{ m}$



$T > 1.0 \text{ m}$

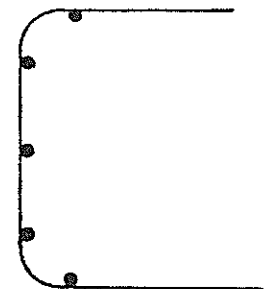


図-68 フーチングの配置図

	矩 形		台 形	
	上側筋と下側筋の径が異なる場合。径が同じでも使用鉄筋が、D22以上の場合	上側筋と下側筋の径が同じ場合	上側筋と下側筋の径が異なる場合。径が同じでも使用鉄筋が、D22以上の場合	上側筋と下側筋の径が同じ場合
ピッチが同じ				
下側筋のピッチが小さい。				
上側筋のピッチが小さい。				

図-69 フーチングの主鉄筋の形状

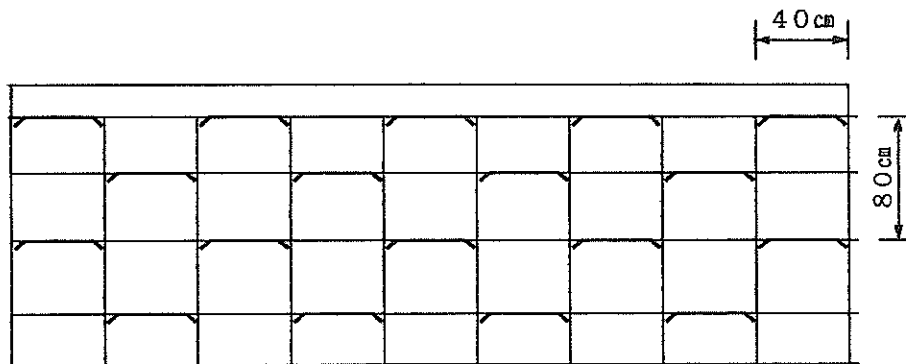


図-70 配置間隔

当たりの必要鉄筋量を満たすようにスターラップを配置する。それに対し、法線平行方向については間隔規定は無いため、スターラップが主筋を囲み（引っかける）拘束するように施工されている実態に合わせて配置する。

スターラップの最小配筋量の配置間隔を図-70に示す。スターラップの基本幅は40cmとし、配力筋方向に全ての主筋を囲むように千鳥に配置する。主筋方向には最大80cmピッチで配置し、必要鉄筋量に合わせてピッチ（10cm単位）および鉄筋径を調整する。

4. 図化

4.1 概要

これまで述べた配筋計算の結果を基に配筋図作成を行う。図-71に配筋図出力までの流れを示す。

配筋図出力までの流れは、パーソナルコンピュータ（PC）上でケーソンの断面諸元、鉄筋径、寸法数字などの配筋図を図示する上で必要な諸元の処理、さらに属性情報を付加させる処理、図面上における座標位置計算処理を行い、結果としてファイル出力される。次に、図化ファイルをCADソフトを用い、PC上で図示する。同時に鉄筋数量を表形式（CSVファイル）で出力しPC上の表計算ソフトで取り扱えるようにした。

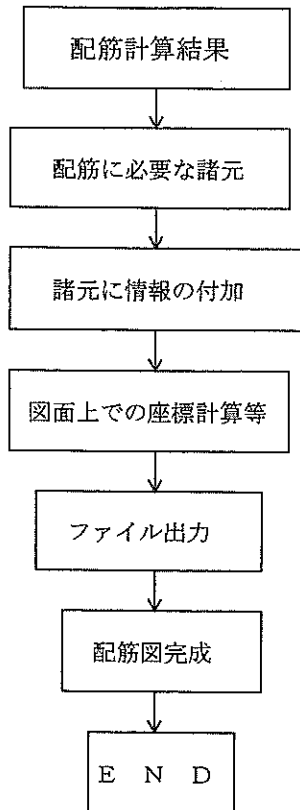


図-71 配筋図出力フロー

4.2 配筋図作成の検討事項

(1) 配筋図作成の付加機能追加

これまで図面作成の過程において設計者が図化する上

で判断していたことを全てプログラム化することは容易ではない。また、施工に対応した配筋図を作成するために、通常配筋計算では考えていない細部の形状などへの対応も必要となる。そこで、各種鉄筋の追加および修正をCADソフト上で行うことが出来るようにした。

(2) 配筋図種類および鉄筋表

一般図および各種配筋図を図-72に示す出力例のようにCADデータ出力する。鉄筋表はCSV形式ファイルで出力する。

(3) プログラム内処理の概要

図化処理は、プロッタに直接出力する形態ではなく、一旦、図形情報として出力しそれをCADソフトにより読み込む形態をとった。出力についてはCADソフトの操作環境で対応する。前述の処理を実現するために、以下の事項を考慮する。

a) 汎用中間ファイルの生成

プログラムの結果ファイルが機種に依存しない汎用的な図形情報ファイル（論理ファイル）を生成する。

b) 情報属性の付加

CADソフトでケーソン図面をより効率的に取り扱うために、出力されるファイルには、以下の図形属性を付加する。

i) レイヤー情報および色情報

図面の中で、外形線、文字、鉄筋図形等を別レイヤーとして情報を保持することで、視認性を向上させる。

ii) 鉄筋径情報の付加

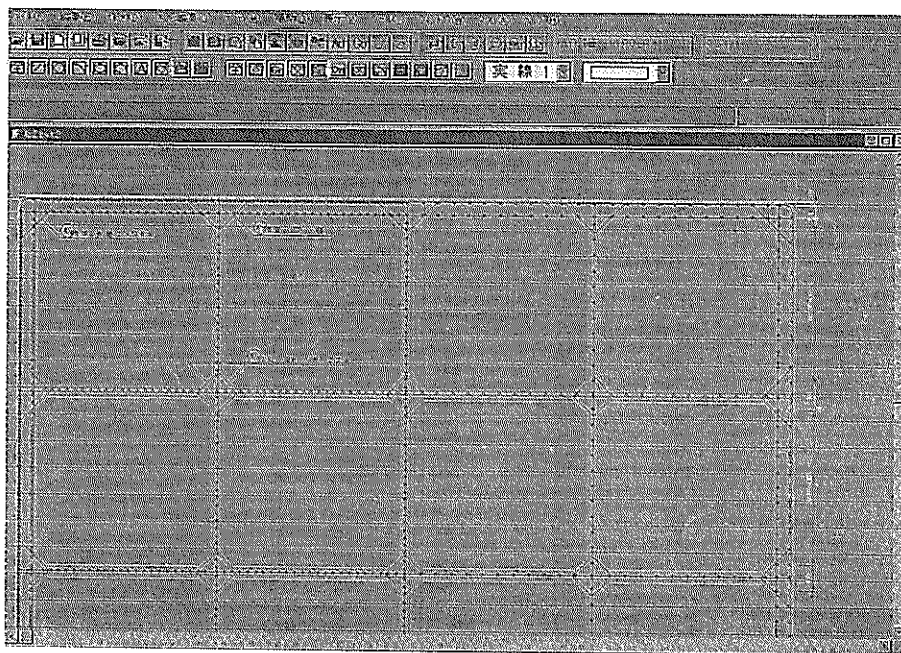


図-72 出力例

鉄筋図形について、径の太さ情報をファイルに付加した。鉄筋径情報は、D13, D16, D19, D22, D25までの5種類の鉄筋径毎に着色する。

c) CADソフトの利用

対象とするCADソフト側で、図化情報ファイルを取り込むマクロモジュールをCADソフトに追加することで読み込み可能とする。また、対象とするCADソフトが論理ファイル読み込みをサポートしない場合に、AutoCAD形式のDXFファイルを生成しておくことで、情報ファイルを読み込むことが可能である。ただし、この場合には情報属性が付加されていないので注意する。

5. 既往プログラムとの比較

本プログラムの大きな変更点は、許容応力度設計法から限界状態設計法への移行にある。そこで、許容応力度の設計法を用いた場合と限界状態設計法を用いた場合との鉄筋量の違いの検討を行った。検討に用いたデータは、

既に建設された防波堤、係船岸を対象とした。本プログラムで計算される鉄筋量と既設計との比較を行った。

既往の検討では、ほとんどのケースに共通な傾向として、限界状態設計法では許容応力度法に比べ底版の鉄筋量が多くなり、側壁の鉄筋量は減少する。底版では港外側が多く、構内側で少なく、許容応力度法による配筋よりも港内、港外の差が少なくなる。また、側壁については、波力を考慮する法線平行方向の港外側側壁以外の法線直角方向側壁と港内側側壁は許容応力度法に比べ鉄筋量が少ないといった傾向が見られた。

表-26に試算を行った6つの防波堤のケーソンの緒元と設計波高を示す。終局限界状態は許容応力における検討と同じ設計波を用い、使用限界と疲労限界状態の検討波は付録2に示す手法で、設計対象区域の観測波高から設計波を求めた。K港, K'港およびK''港は終局状態だけの検討である。

部材毎および総鉄筋量の比較結果を図-73に示す。比較結果から、許容応力度設計法と限界状態設計法に

表-26 テストケース緒元

	B×L×H(m)	隔壁数	底版厚(m)	側壁厚(m)	隔壁厚(m)	設計有義波高(終局限界)		使用限界	
						H1/3(m)	T1/3(sec)	H(平均)(m)	T(平均)(sec)
K港	25.0×15.0×20.0	5×3	0.65	0.5	0.2	8.0	14.0	-	-
A港	24.0×20.0×17.0	5×4	0.6	0.5	0.3	8.1	13.5	7.0	6.9
T港	17.7×13.0×12.0	4×3	0.6	0.5	0.2	7.5	14.0	6.0	6.1
N港	21.5×27.0×14.0	5×6	0.6	0.45	0.25	10.2	14.0	7.6	6.9
K'港	15.8×9.2×12.5	4×2	0.5	0.4	0.2	4.1	7.9	-	-
K''港	13.4×8.9×12.0	3×2	0.6	0.38	0.2	4.5	8.0	-	-

*ケーソン幅にフーチング幅は含まれていない。

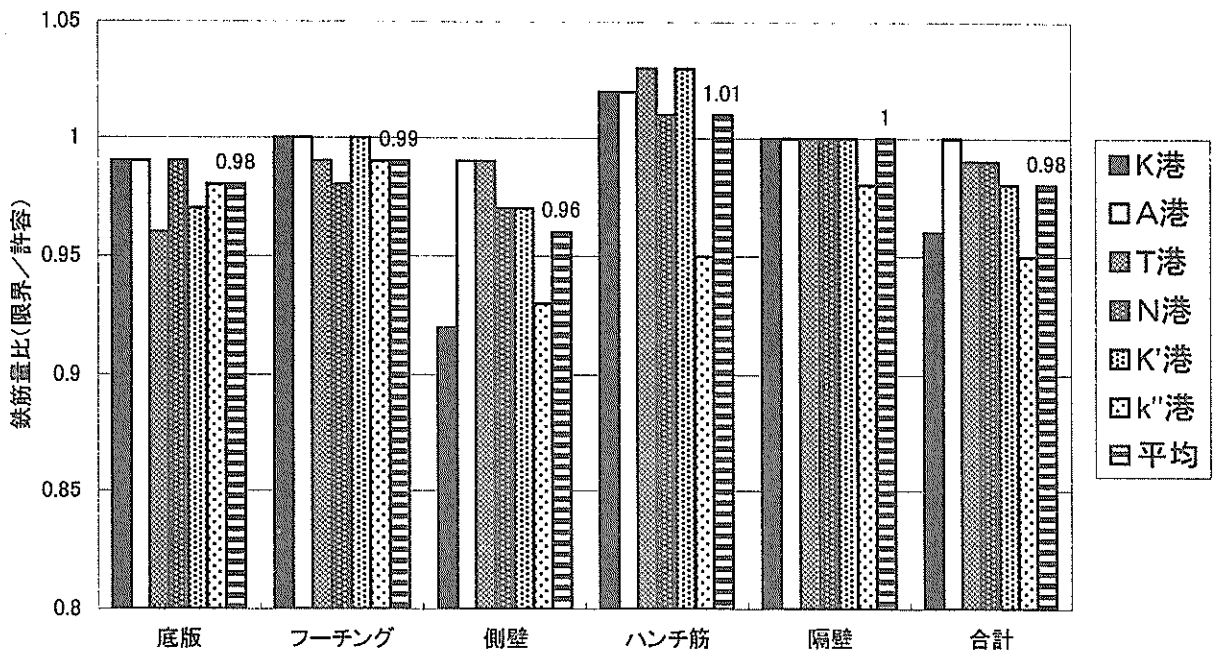


図-73 部材毎および総鉄筋量の検討結果

よる配筋量の極端な変化は見られないが、限界状態設計法では、底版、フーチング、側壁といった作用外力によって必要鉄筋量が配筋される部材では数%鉄筋量が減じている。それに対し、隔壁、ハンチ筋といった底版、側壁の配筋ピッチにより配筋量が決まる部材では同等か数%鉄筋量が増加している。総鉄筋量は限界状態設計法の方が許容応力度設計に比べ数%減少する傾向が見られる。

6. あとがき

本プログラムは、ケーソンの配筋計算プログラムのシステムを従来の大型汎用コンピューターと端末マシンによるリレー方式から、パーソナルコンピュータ単独で実施できるシステムへと移行し、建設局等のユーザーの使い勝手の向上を考え開発したものである。本プログラムが広く活用され、港湾構造物の設計の手助けとなることができたら幸いである。

限界状態設計法の適用にあたっては、設計基準研究室の長尾主任研究官から、また、複鉄筋の適用については機械技術部の中島主任研究官から貴重な助言、指導を賜った。

プログラムの細部仕様に関しては各港湾建設局、北海道開発局、沖縄総合事務局の関係者の方々から適切な助言をいただいた。

ここに謝意を表す次第である。

(1998年6月30日受付)

参考文献

- 1) 運輸省港湾局編：港湾の施設の技術上の基準・同解説，日本港湾協会，1989.
- 2) 土木学会コンクリート委員会：コンクリート標準示方書，土木学会，平成8年度版.
- 3) 運輸省港湾局編：港湾工事共通仕様書，日本港湾協会1971.
- 4) 土木学会土木製図基準改訂委員会：土木製図基準改訂版，土木学会，1967.3
- 5) 南兼一郎，春日井康夫：鉄筋コンクリート港湾構造物への限界状態設計法の適用，港湾技研資料，No716，1991.
- 6) 長尾毅：限界状態設計法の鉄筋コンクリート港湾構造物への適用に関する研究，港研技術研究所報告，第33巻第4号，1994.

- 7) 長尾毅：ケーソン式岸壁底版の地震時安全係数に関する事例解析，港湾技研資料，No867，1997.
- 8) H.M.Westergaard：Water Pressure on Dams during Earthquakes, Transactions of A.S.C.E., Vol.98, 1933, pp.418-433
- 9) 堀井修身，本浩司：解析法による版の曲げモーメント数値表，港湾技研資料，No.43，1968.3

付録1 設計波計算例

終局限界状態、疲労限界状態、使用限界状態の各入力波高および周期の具体的な求め方の例を示す。

1. 終局限界状態

終局限界状態の検討に用いる設計波は、構造物の基本設計に用いた設計波高 H_D (堤前波 $H^{1/3}$) および周期を使用する。

2. 疲労限界状態および使用限界状態

疲労限界状態および使用限界状態の検討に用いる設計波は、設計対象区域の波浪観測データから求める。

設計対象地域の波浪観測地点において求められた、波高・周期 (X年間観測) の度数分布を用いる。耐用期間中に出現する波高別頻度を計算するには、度数分布表のデータにレーリー分布の理論を適用し、それを耐用期間中に出現すると考えられる波浪データに置き換えることにより求める。

2.1 疲労限界状態の検討波

設計対象地域の波浪観測地点でX年間の間、2時間に1回20分の測定を行い、測定毎に一つ得られた有義波高と周期を度数分布表として、表一付1に示す事例のように整理し、計算する。この波浪観測データは年間を通して連続した波浪データを取得してはいない。そこで、観測期間に出現する個別波の頻度分布を推定するため下記の手順で計算する。

表一付1 A港 有義波高一有義波周期度数分布

波高m\周期sec	単位:千回											出現度数	出現率%	累積度数	累積率%
	0~3	3~4	4~5	5~6	6~7	7~8	8~9	9~10	10~11	11~12	12~13				
0~0.5	0.271	1.407	3.095	1.277	0.153	0.018	0.007	0	0.001	0	0	6.23	15.71	6.23	15.71
0.5~1	0.016	0.223	1.935	2.419	0.943	0.108	0.005	0	0.001	0.001	0	5.65	14.26	11.88	29.97
1~2	0	0.003	0.33	2.082	2.738	1.008	0.104	0.012	0.001	0.001	0	6.28	15.84	18.16	45.81
2~3	0	0	0.001	0.067	0.757	1.567	0.492	0.04	0.005	0	0	2.93	7.39	21.09	53.2
3~4	0	0	0	0	0.017	0.368	0.685	0.132	0.01	0	0	1.21	3.06	22.3	56.26
4~5	0	0	0	0.001	0.002	0.011	0.193	0.241	0.029	0	0	0.48	1.2	22.76	57.46
5~6	0	0	0	0	0	0	0	0.011	0.049	0.001	0	0.17	0.42	22.94	57.88
6~7	0	0	0	0	0	0	0	0.01	0.042	0.005	0	0.06	0.14	23	58.02
7~8	0	0	0	0	0	0	0	0	0.008	0.007	0	0.01	0.03	23.01	58.05
8~9	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.001	0	0	0	23.01	58.06
出現度数	0.29	1.63	5.36	5.95	4.61	3.08	1.5	0.54	0.14	0.02					
出現率%	0.72	4.12	13.52	14.75	11.63	7.77	3.78	1.36	0.36	0.04					
累積度数	0.29	1.92	7.28	13.13	17.74	20.82	22.31	22.85	23	23.01					
累積率%	0.72	4.84	18.37	33.11	44.74	52.51	56.29	57.65	58.02	58.06					

表一付2 レーリー分布の確立密度

観測する波高ランク(m)	もととの波高ランク(m)											22~23	23~24	24~25
	0~0.5	0.5~1	1~2	2~3	3~4	4~5	5~6	6~7	7~8	8~9	9~10			
0~1	0.97197	0.59082	0.27508	0.15137	0.09452	0.05431	0.04647	0.03511	0.02744	0.02203		0.00398	0.00363	0.00334
1~2	0.02803	0.38115	0.44876	0.32998	0.23325	0.16915	0.12686	0.09811	0.0779	0.06323		0.0118	0.01082	0.00997
2~3	0	0.02771	0.22087	0.28037	0.26305	0.21674	0.17505	0.14186	0.11621	0.09642		0.01935	0.01778	0.01639
3~4	0	0	0.00032	0.04947	0.15592	0.20497	0.20454	0.18461	0.16047	0.13779	0.11816	0.02646	0.02435	0.02249
4~5	0	0	0.00549	0.05584	0.12085	0.15543	0.1627	0.15527	0.14194	0.12721		0.03295	0.03041	0.02815
5~6	0	0	0.00031	0.0138	0.05552	0.09845	0.12402	0.13302	0.13151	0.12453		0.03871	0.03584	0.03327
6~7	0	0	0.00001	0.00239	0.02032	0.05286	0.08317	0.10264	0.11147	0.11276		0.04362	0.04055	0.03777
7~8	0	0	0	0.00029	0.00587	0.0243	0.04955	0.07201	0.08727	0.09535		0.04761	0.04446	0.04159
8~9	0	0	0	0.00003	0.00142	0.00962	0.02638	0.04622	0.0635	0.07576		0.05063	0.04754	0.04467
9~10	0	0	0	0	0.00027	0.00329	0.01261	0.02725	0.0431	0.05679		0.05269	0.04977	0.04701
22~23	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.00001		0.02394	0.02594	0.02766
23~24	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		0.02083	0.02292	0.02476
24~25	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		0.01795	0.02007	0.02198
合計	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1		1	1	1

(1) 個々の波浪データにレーリー分布の確立密度を乗
 じることにより、観測中の波浪の出現確立密度を求める。
 確立密度の計算は式(付1)による。計算結果を表一付
 2に示す。

$$\beta = -\exp(-\pi/4(H_1/H)^2) - \exp(-\pi/4(H_2/H)^2) \quad (\text{付1})$$

H_1 : レーリー分布を用いて置き換える波高ランクの上限

H_2 : レーリー分布を用いて置き換える波高ランクの下限

H : もとの波高ランクにおける平均波高 (波高ランク
 の中間値) / 1.6

(2) 2時間に1回の観測毎により得られた有義波高と
 有義波周期を代表波とし、その波が2時間の間継続して
 出現するものと仮定する。2時間に出現した個別波の数
 は表一付3に示す有義波周期の0~2.5secといった周期
 ランク毎の平均波周期を用い式(付2)で求める。

$$2 \text{ 時間の間}に出現した個別波の数 N = \frac{2 \times 3600 \text{ 秒}}{\text{平均波周期}} \quad (\text{付2})$$

表一付1の周期ランクは有義波周期であるため、式
 (付3)により有義波周期を1.2で除した値とする。

$$T_{max} = T_{1/10} = T_{1/3} = (1.1 \sim 1.3) T \quad (\text{付3})$$

2時間ごとの波浪の出現確立密度に、式(付2)で求
 めた個別波の数Nを乗じることにより、2時間中の波高
 の頻度分布が得られる。

(3) (1)~(2)の作業を全ての観測データに対して行う
 ことで、X年間の観測期間中における全波浪の出現頻度
 分布が得られる。これを全てのランクの計測データに重
 ね合わせることで、観測期間中の波高の頻度分布が得ら
 れる。

表で計算手順を示す。表一付1の有義波高頻度分布に
 表一付2のレーリー分布の確立密度を乗じる、すると
 表一付3が求まる。表一付3に式(付2)の2時間の間
 に出現した個別波の数Nを乗じると表一付4に示す度数
 分布となる。

(4) 次に、式(付3)で得られた平均の周期Tを求め、
 平均の周期を用いて耐用期間中に起こる総波数を求め
 る。この値を式(付5)の統計観測された累積総度数で
 除した係数 α に、表一付4に求めたそれぞれの波高・周
 期別度数を乗じることにより耐用期間50年の間に起こる波浪
 データを算出する。求めた波浪観測地点における平均波
 高・平均周期の頻度分布を表一付5に示す。

表一付3

波高m \ 周期sec	0~3/1.2	3/1.2~4/1.2	4/1.2~5/1.2	5/1.2~6/1.2	6/1.2~7/1.2	7/1.2~8/1.2	8/1.2~9/1.2	9/1.2~10/1.2	10/1.2~11/1.2	11/1.2~12/1.2
0~1	0.28655	1.62552	5.17101	4.87681	2.89824	1.20632	0.33128	0.06813	0.01351	0.00213
1~2	0.00045	0.00739	0.18047	0.89185	1.4158	1.21443	0.53349	0.14149	0.02692	0.00198
2~3	0	0.00008	0.00937	0.07275	0.24853	0.48379	0.36361	0.13562	0.03049	0.00223
3~4	0	0	0.00016	0.00419	0.04139	0.13747	0.17299	0.09549	0.02849	0.00239
4~5	0	0	0.00001	0.00049	0.00535	0.03049	0.06595	0.05477	0.01947	0.0022
5~6	0	0	0	0.00008	0.00058	0.00618	0.02141	0.02689	0.01258	0.00178
6~7	0	0	0	0.00002	0.00009	0.00112	0.00615	0.01165	0.00731	0.0013
7~8	0	0	0	0.00001	0.00002	0.00017	0.00162	0.00455	0.00388	0.00086
8~9	0	0	0	0	0	0.00003	0.0004	0.00163	0.0019	0.00053
9~10	0	0	0	0	0	0	0.00009	0.00054	0.00086	0.0003
10~11	0	0	0	0	0	0	0.00002	0.00017	0.00037	0.00016
11~12	0	0	0	0	0	0	0	0.00005	0.00015	0.00008
12~13	0	0	0	0	0	0	0	0.00001	0.00005	0.00004
13~14	0	0	0	0	0	0	0	0	0.00002	0.00002
14~15	0	0	0	0	0	0	0	0	0.00001	0.00001
15~16	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
16~17	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
17~18	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

表一付4 観測期間中の波高の頻度分布

波高m\周期sec	単位:千回										
	0~3/1.2	3/1.2~4/1.2	4/1.2~5/1.2	5/1.2~6/1.2	6/1.2~7/1.2	7/1.2~8/1.2	8/1.2~9/1.2	9/1.2~10/1.2	10/1.2~11/1.2	11/1.2~12/1.2	出現度数
0~1	1650.54	4012.72	9928.33	7661.03	3852.43	1389.68	336.74	61.97	11.11	1.6	28906.15
1~2	2.58	18.25	346.49	1400.7	1881.92	1399.02	542.27	128.69	22.15	1.49	5743.56
2~3	0	0.21	17.98	114.29	330.36	557.32	369.6	123.34	25.09	1.67	1539.86
3~4	0	0	0.3	6.58	55.01	158.37	175.83	86.85	21.8	1.79	506.53
4~5	0	0	0.01	0.77	7.11	35.12	67.04	49.81	16.02	1.65	177.53
5~6	0	0	0	0.12	0.77	7.12	21.76	24.46	10.35	1.34	65.92
6~7	0	0	0	0.03	0.12	1.29	6.25	10.59	6.02	0.98	25.28
7~8	0	0	0	0.01	0.02	0.2	1.65	4.14	3.19	0.65	9.86
8~9	0	0	0	0	0	0.03	0.4	1.48	1.56	0.4	3.87
9~10	0	0	0	0	0	0	0.09	0.49	0.71	0.23	1.52
10~11	0	0	0	0	0	0	0.02	0.15	0.3	0.12	0.59
11~12	0	0	0	0	0	0	0	0.04	0.12	0.06	0.22
12~13	0	0	0	0	0	0	0	0.01	0.04	0.03	0.08
13~14	0	0	0	0	0	0	0	0	0.02	0.01	0.03
14~15	0	0	0	0	0	0	0	0	0.01	0.01	0.02
出現度数	1653.12	4031.18	10293.11	9183.53	6127.74	3548.15	1521.65	492.02	118.49	12.03	36981.02

表一付5 A港 耐用期間50年の波高の頻度分布

波高m\周期sec	単位:千回											平均周期(秒)	出現度数	出現率%	累積度数	累積率%
	0~3/1.2	3/1.2~4/1.2	4/1.2~5/1.2	5/1.2~6/1.2	6/1.2~7/1.2	7/1.2~8/1.2	8/1.2~9/1.2	9/1.2~10/1.2	10/1.2~11/1.2	11/1.2~12/1.2						
0~1	15705.74	38183.14	94473.38	72898.78	36657.95	13223.59	3204.27	589.84	305.78	15.25	2.53	275057.5	78.16	275057.5	78.16	
1~2	24.58	173.89	3297.08	13328.43	17807.49	13312.42	5160.02	1224.51	219.8	14.14	3.87	54853.21	15.53	329710.8	93.7	
2~3	0	1.96	171.12	1087.54	3143.52	5303.22	3516.9	1173.64	238.72	15.93	4.83	14652.54	4.16	344363.3	97.86	
3~4	0	0.02	2.84	62.59	523.46	1506.95	1673.16	826.38	207.42	17.68	5.16	4619.91	1.37	349183.2	99.23	
4~5	0	0	0.11	7.33	67.69	334.19	637.88	473.99	152.42	15.71	5.58	1689.3	0.48	350872.5	99.71	
5~6	0	0	0.01	1.14	7.36	67.74	207.08	232.72	98.51	12.73	5.92	627.27	0.18	351499.8	99.89	
6~7	0	0	0	0.31	1.12	12.27	59.46	100.81	57.26	9.28	8.21	249.52	0.07	351740.3	99.88	
7~8	0	0	0	0.09	0.22	1.91	15.68	39.37	30.36	6.17	6.45	93.82	0.03	351834.1	99.98	
8~9	0	0	0	0.02	0.04	0.27	3.84	14.09	14.86	3.78	6.65	36.91	0.01	351871	99.99	
9~10	0	0	0	0	0.01	0.04	0.87	4.68	6.75	2.15	6.83	14.5	0	351885.5	100	
10~11	0	0	0	0	0	0.01	0.18	1.45	2.86	1.14	6.98	5.64	0	351891.1	100	
11~12	0	0	0	0	0	0	0.04	0.42	1.14	0.56	7.11	2.16	0	351893.3	100	
12~13	0	0	0	0	0	0	0	0.12	0.42	0.26	7.22	0.61	0	351894.1	100	
13~14	0	0	0	0	0	0	0	0.03	0.15	0.12	7.32	0.3	0	351894.4	100	
14~15	0	0	0	0	0	0	0	0.01	0.05	0.05	7.41	0.11	0	351894.5	100	
15~16	0	0	0	0	0	0	0	0	0.02	0.02	7.54	0.04	0	351894.5	100	
16~17	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.01	7.59	0.01	0	351894.5	100	
17~18	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	7.92	0	0	351894.5	100	
出現度数	15730.32	38358.81	97944.53	87386.25	58308.86	33762.84	14479.38	4681.88	1127.51	114.38						

(5) 疲労限界状態の検討における波高ピッチは表一付5に示すとおり1mとし、回折係数 K_d 、屈折係数 K_r 、砕波・浅水変形係数 K_s による変形計算を行い、設計位置における堤前波を求める。前述本文中の式(30)、(32)の等価繰返し回数が200万回以下となる全ての波高ランクにおいて検討を行ない、鉄筋およびコンクリートの最大疲労強度を求める。

なお、基本的な注意事項だが設計波高は平均波高であって、有義波で無い。また、波の変形係数に係る諸係数は、厳密に考えると当然波高のランクによって異なるが、計算の簡便のため、同じ係数を用いるものとする。潮位は平均潮位とする。

2.2 使用限界状態の検討波

疲労限界状態での検討と同様に、(1)~(4)までの作業を実施し波浪観測地点における平均波高・平均周期の頻度分布作成する。ただし、使用限界状態の検討では波高ランクを0.1mピッチとする。計算結果を表一付6に示す。

(1) 使用限界状態の検討においては、耐用期間中にある値以上の波が10000回来襲する波高を用いる。表一付6の累積度数1万回にある波高のランク、その波高ランクにおける平均周期を観測地点の検討波とし、回折係数 K_d 、屈折係数 K_r 、砕波・浅水変形係数 K_s による変形計算を行い、設計位置における堤前波を求める。

表一付6 A港 耐用期間50年の波高の頻度分布(2)

波高ランク0.1m幅 平均波高	単位 千円			
平均波高	0~3/1.2	3/1.2~4/1.2	4/1.2~5/1.2	5/1.2~6/1.2
0.1	4118.71	8278.11	18949.86	8800.74
0.2	8751.87	15347.43	29002.08	12938.52
0.3	3405.08	6045.87	17758.63	10873.83
0.4	875.48	2478.41	8801.79	6508.78
0.5	217.77	989.84	8204.12	7831.17
0.6	121.29	712.39	5172.3	7179.55
0.7	90.14	543.54	4109.82	8222.48
0.8	83.15	382.83	3034.87	5164.18
0.9	40.54	247.73	2114.49	4180.8
1	23.5	148.06	1470.75	3387.91
1.1	12.98	82.45	848.13	2781.68
1.2	8.5	432.9	842.99	2277.93
1.3	3.01	21.9	453.69	1893.92
1.4	1.29	11.05	338.42	1575.53
1.5	0.51	5.88	260.37	1301.8
1.6	0.19	3.41	203.78	1092.58
1.7	0.06	2.21	159.7	854.08
1.8	0.02	1.55	123.98	675.08
1.9	0.01	1.13	84.8	524.85
2	0	0.83	71.21	401.18
2.1	0	0.61	52.48	302.21
2.2	0	0.44	37.95	224.67
2.3	0	0.31	26.94	165.21
2.4	0	0.21	18.71	120.5
2.5	0	0.15	12.85	87.48
2.6	0	0.11	8.65	62.45
2.7	0	0.08	5.74	48.17
2.8	0	0.04	3.75	33.86
2.9	0	0.03	2.43	25.11
3	0	0.02	1.56	18.99
3.1	0	0.01	0.99	14.43
3.2	0	0.01	0.64	11.19
3.3	0	0	0.41	8.8
3.4	0	0	0.27	7
3.5	0	0	0.19	4.53
3.6	0	0	0.12	5.82
3.7	0	0	0.08	2.87
3.8	0	0	0.05	2.97
3.9	0	0	0.05	2.41
4	0	0	0.03	1.95
4.1	0	0	0.03	1.58
4.2	0	0	0.02	1.28
4.3	0	0	0.02	1.03
4.4	0	0	0.01	0.84
				0.88
8.2	0	0	0	0
8.3	0	0	0	0
8.4	0	0	0	0
8.5	0	0	0	0
8.6	0	0	0	0
8.7	0	0	0	0
8.8	0	0	0	0
8.9	0	0	0	0
9	0	0	0	0
9.1	0	0	0	0
9.2	0	0	0	0
9.3	0	0	0	0
9.4	0	0	0	0
9.5	0	0	0	0
9.6	0	0	0	0
9.7	0	0	0	0
9.8	0	0	0	0
9.9	0	0	0	0
9.9	0	0	0	0
10	0	0	0	0
10.1	0	0	0	0
10.2	0	0	0	0
10.3	0	0	0	0
10.4	0	0	0	0
10.5	0	0	0	0
10.6	0	0	0	0
10.7	0	0	0	0
10.8	0	0	0	0
10.9	0	0	0	0
11	0	0	0	0
14	0	0	0	0
14.1	0	0	0	0
14.2	0	0	0	0
14.3	0	0	0	0
14.4	0	0	0	0
14.5	0	0	0	0
14.6	0	0	0	0
14.7	0	0	0	0
14.8	0	0	0	0
14.9	0	0	0	0
15	0	0	0	0
15.1	0	0	0	0
15.2	0	0	0	0
15.3	0	0	0	0
15.4	0	0	0	0
出現度数	1579032	3835881	9784453	8738625

単位 千円				
11/1.2~12/1.2	平均風期(秒)	出現度数	累積度数	累積率%
0.38	2.02	3853.37	1089	35184.5
1.01	2.08	8783.37	19.3	313237.1
1.52	2.28	44841.18	12.74	245304.8
1.84	2.67	28378.7	7.5	200482.6
1.98	2.91	21531.32	6.12	174084.9
1.94	3.01	19732.08	5.81	152553.5
1.83	3.11	17511.45	4.88	132821.5
1.7	3.22	15018.27	4.27	115310
1.58	3.34	12884.58	3.81	100283.8
1.5	3.47	10762.21	3.08	87589.16
1.44	3.59	9237.49	2.83	76838.95
1.41	3.89	8038.27	2.28	67589.47
1.39	3.18	7081.37	2.01	59581.2
1.39	3.85	6225.3	1.37	52498.83
1.38	3.91	5481.82	1.56	48274.52
1.4	3.98	4808.71	1.37	40782.9
1.41	4.05	4200.55	1.18	35984.18
1.42	4.13	3857.15	1.04	31783.84
1.44	4.2	3178.88	0.8	28126.5
1.48	4.28	2783.81	0.79	24947.64
1.48	4.37	2408.1	0.88	22181.73
1.51	4.45	2105.37	0.6	19778.64
1.53	4.53	1848.73	0.53	17870.27
1.58	4.61	1631.03	0.48	15821.53
1.59	4.68	1445.57	0.41	14180.5
1.61	4.75	1286.43	0.37	12744.84
1.63	4.81	1149.88	0.33	11458.55
1.65	4.88	1028.33	0.28	10309.82
1.67	4.91	922.25	0.26	9281.49
1.69	4.98	828.05	0.24	8359.24
1.7	5.01	743.93	0.21	7531.19
1.71	5.05	668.53	0.19	6787.28
1.72	5.09	600.78	0.17	6118.73
1.72	5.14	539.88	0.15	5517.84
1.72	5.18	485.12	0.14	4878.06
1.72	5.22	435.93	0.12	4482.93
1.71	5.27	391.78	0.11	4057
1.71	5.31	352.19	0.11	3885.22
1.7	5.35	316.74	0.09	3313.03
1.68	5.39	285	0.09	2998.28
1.67	5.44	258.81	0.07	2711.29
1.65	5.48	231.21	0.07	2454.88
1.63	5.52	208.48	0.06	2223.47
1.61	5.58	188.13	0.05	2014.88
				0.52
0.45	8.8	484	0	54.98
0.43	8.82	4.5	0	50.04
0.41	8.84	4.1	0	45.54
0.38	8.86	3.73	0	41.45
0.38	8.88	3.4	0	37.71
0.35	8.7	3.11	0	34.23
0.33	8.72	2.82	0	31.22
0.31	8.73	2.57	0	28.4
0.29	8.75	2.34	0	25.83
0.28	8.77	2.13	0	23.49
0.28	8.78	1.94	0	21.38
0.25	8.8	1.77	0	18.42
0.23	8.82	1.61	0	17.68
0.22	8.84	1.47	0	16.05
0.21	8.85	1.33	0	14.58
0.19	8.87	1.21	0	13.25
0.18	8.88	1.11	0	12.03
0.17	8.9	1	0	10.83
0.16	8.92	0.91	0	9.82
0.15	8.93	0.83	0	9.01
0.14	8.94	0.78	0	8.18
0.13	8.98	0.69	0	7.42
0.12	8.97	0.63	0	6.73
0.12	8.98	0.57	0	6.1
0.11	7	0.52	0	5.53
0.1	7.01	0.47	0	5.01
0.09	7.03	0.43	0	4.54
0.09	7.04	0.39	0	4.11
0.08	7.05	0.35	0	3.73
				0
	7.47	0.02	0	0
0.01	7.47	0.02	0	0.13
0.01	7.48	0.01	0	0.12
0.01	7.48	0.01	0	0.1
0.01	7.49	0.01	0	0.09
0.01	7.49	0.01	0	0.07
0.01	7.5	0.01	0	0.06
0	7.5	0.01	0	0.05
0	7.5	0.01	0	0.04
0	7.51	0.01	0	0.04
0	7.51	0.01	0	0.03
0	7.52	0.01	0	0.02
0	7.52	0.01	0	0.02
0	7.53	0	0	0.01
0	7.53	0	0	0.01
0	7.52	0	0	0
出現度数	11438	1	1	0

付録2 補足説明

1. 工程毎の検討項目

(1) 製作時

ドライドック、浮ドックなどで製作するときは検討する必要がなく、斜路、函台上で移動させるためジャッキなどで持ち上げたり進水台車に乗せる場合には、集中荷重として検討する。通常の施工においては、ジャッキの位置は側壁あるいは隔壁などの下に配置することから、本プログラムでは検討していない。もし集中荷重などが版の部分にかかるような場合には、別途検討する必要がある。

(2) 進水および浮遊時

ドライドック、浮ドック、通常の斜路の場合は、計算上の喫水に1.0m程度の余裕を見込んだ静水圧を外力とする。余裕の中には斜路をすべらせて進水した場合の衝撃圧、型枠のふくらみ、鉄筋コンクリートの単位重量のバラツキなどを含むものとしている。

(3) 曳航時

技術基準によると静水圧、動水圧、波圧については、浮遊時の喫水の余裕でカバーできるであろうこと、波が高いときには曳航することは少ないことなどから検討していない。なお、長大なケーソンの場合は必要に応じて別途検討すること。

(4) 据付作業時

ケーソンの据付は、通常ケーソンを据付位置まで曳航したのち、隔壁に水を注入して沈設し、全室が満杯になってから中詰材料を投入している。注水する際の隔壁間の水位差が問題であるが、注水方法がどんな方法でも1m以下の水位差とすることは可能であることなどから、1mの水位差を隔壁に作用する外力とする。隔壁以外の他部材については、他の状態の方が危険側になることから検討を省略する。

(5) 掘付後

掘付けられたケーソンは、中詰終了後、できるだけ早い時期に蓋コンクリートが設置されるのが通常であるが、防波堤の場合には、地域性あるいは施工行程上から、蓋コンクリートまでの状態あるいは0.5~1.0m程度の上部工を打設した状態で、しばらくあるいは一冬放置されることがある。従来、このような場合には、施工時の状態として検討している。よって、本プログラムでも、蓋コンクリート設置までの状態、上部工を一部打設した状態、完成時の状態の各時点で検討でき、どの状態で検討するかは、入力データにより指示する。施工時の状態が

かなり長期であることから、応力の割増しはしない。

防波堤の完成時の場合、常時、波圧時、地震時の各状態が考えられる。

2. 防波堤における波力の算定方法

波圧時にケーソンに作用する外力は波圧であり、これにより底面反力が底版に作用する。波圧の計算方法は、消波工を設ける場合と消波工を設けない場合とに区別した。消波工を設ける場合は、合田式を準用する方法（以下、合田式という）と消波ブロックを十分被覆したときの波力算定式（以下、森平式という）を用いた。消波工を設けない場合は、合田式と従来式を用いた。いずれの式を用いるかは利用者が選択できるが、従来式を用いる場合で広井式と部分砕波圧を考慮したサンフルーの簡略式（以下、部分砕波式という）の区別は、プログラム内で処理している。

(1) 消波工を設ける場合の合田式

壁面に波の山がある場合の波圧分布を図一付1に示す。各波圧強度の値は式（付4）による。

$$\eta^* = 0.75 (1 + \cos \beta) \lambda H_D$$

$$P_1 = \frac{1}{2} (1 + \cos \beta) \lambda \alpha_1 w_0 H_D$$

$$P_2 = \frac{P_1}{\cos h (2 \pi h / L)}$$

(付4)

$$P_3 = \alpha_3 p$$

$$P_0 = \frac{1}{2} (1 + \cos \beta) \lambda \alpha_1 \alpha_3 \rho_0 g H_D$$

$$\alpha_1 = 0.6 + \frac{1}{2} \left\{ \frac{4 \pi h / L}{\sinh (4 \pi h / L)} \right\}^2$$

$$\alpha_3 = 1 - \frac{h'}{h} \left\{ 1 - \frac{1}{\cos h (4 \pi h / L)} \right\}$$

ここに η^* ; 静水面上波圧強度が0になる高さ (m)

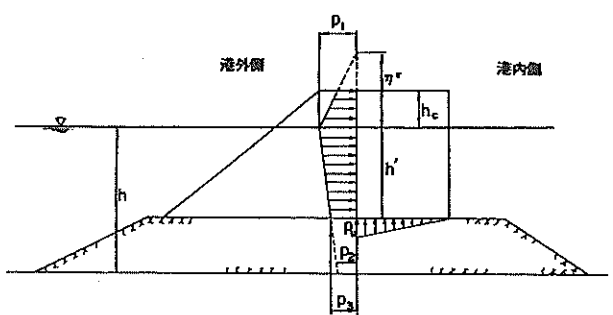
β ; 波向と法線直角方向の角度 (°)

λ ; 消波ブロック被覆による波圧の減率

P_1 ; 静水面における波圧強度 (kN/m²)

P_2 ; 海底面における波圧強度 (kN/m²)

P_3 ; 直立壁底面における波圧強度 (kN/m^2)
 P_u ; 揚圧力 (kN/m^2)
 h ; 直立壁前面における水深 (m)
 h' ; 直立壁底面の水深 (m)
 ρ_0 ; 海水の密度 (通常は $1030kg/m^3$)
 g ; 重力加速度 ($9.80665m/s^2$)
 H_D ; 設計計算に用いる波高 (m)
 L ; 水深 h における設計計算に用いる波長 (m)

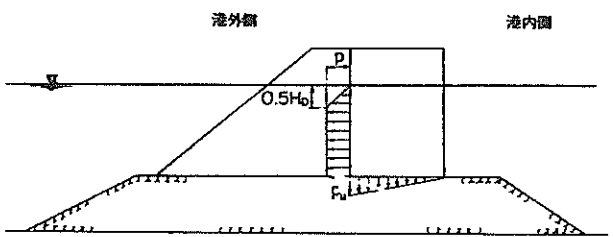


図一付1 壁面に波の山があるときの消波工を設ける場合の合田式

壁面に波の谷がある場合の波圧分布を図一付2に示す。波圧強度の値は式(付5)による。

$$\begin{aligned}
 P &= 0.5 \rho_0 g H_D \\
 P_u &= 0.5 \rho_0 g H_D
 \end{aligned}
 \quad (\text{付5})$$

ここに P ; 波圧強度 (kN/m^2)



図一付2 壁面に波の谷があるときの消波工を設ける場合の合田式

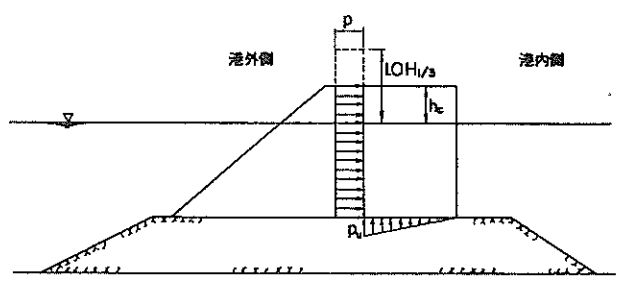
(2) 森平式

壁面に波の山がある場合の波圧分布を図一付3に示す。波圧強度の値は式(付6)による。

$$P = 1.0 \rho_0 g H_{1/3} \cos \beta \quad 0 \leq \beta \leq 45^\circ$$

$$\begin{aligned}
 P &= 0.7 \rho_0 g H_{1/3} \cos \beta \quad \beta > 45^\circ \quad (\text{付6}) \\
 P_u &= P
 \end{aligned}$$

ただし, $H_{1/3} > h_c$ の場合は揚圧力を考慮しない。
 ここに $H_{1/3}$; 設計有義波高 (m)
 h_c ; 静水面から天端までの高さ (m)



図一付3 壁面に波の山があるときの森平式

壁面に波の谷がある場合の波圧分布は合田式と同様であり、波圧強度の値は式(付7)による。

$$\begin{aligned}
 P &= 0.5 \rho_0 g H_{1/3} \\
 P_u &= 0.5 \rho_0 g H_{1/3}
 \end{aligned}
 \quad (\text{付7})$$

(3) 消波工を設けない場合の合田式

壁面に波の山がある場合の波圧分布を図一付4に示す。各波圧強度の値は式(付8)による。

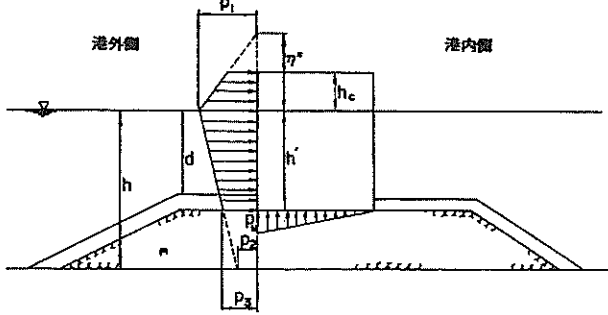
$$\begin{aligned}
 \eta^* &= 0.75 (1 + \cos \beta) H_D \\
 P_1 &= \frac{1}{2} (1 + \cos \beta) (\alpha_1 + \alpha_2 \cos^2 \beta) \rho_0 g H_D \\
 P_2 &= \frac{P_1}{\cos h (2 \pi h / L)} \\
 P_3 &= \alpha_3 p \\
 P_u &= \frac{1}{2} (1 + \cos \beta) \alpha_1 \alpha_3 \rho_0 g H_D
 \end{aligned}
 \quad (\text{付8})$$

$$\begin{aligned}
 \alpha_1 &= 0.6 + \frac{1}{2} \left\{ \frac{4 \pi h / L}{\sinh (4 \pi h / L)} \right\}^2 \\
 \alpha_2 &= \min \left\{ \frac{h_b - d}{3 h_b} \left(\frac{H_D}{d} \right)^2, \frac{2 d}{H_D} \right\}
 \end{aligned}$$

$$\alpha_3 = 1 - \frac{h'}{h} \left| 1 - \frac{1}{\cos h (2\pi h/L)} \right|$$

ここに h_b ; 直立壁前面から沖側へ有義波高の5倍だけ離れた地点での水深 (m)

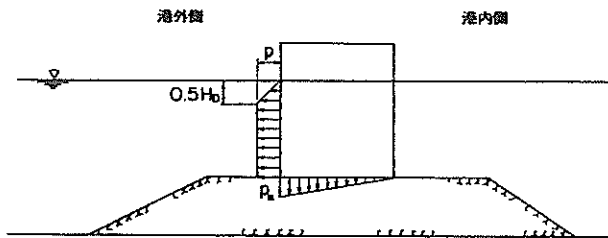
d ; 根固め工またはマウンド被覆工天端のいずれか小さいほうの水深 (m)



図一付4 壁面に波の山があるときの合田式

壁面に波の谷がある場合の波圧分布を図一付5に示す。波圧強度の値は式(付9)による。

$$\begin{aligned} P &= 0.5 \rho_0 g H_D \\ P_u &= 0.5 \rho_0 g H_D \end{aligned} \quad (\text{付9})$$



図一付5 壁面に波の谷があるときの合田式

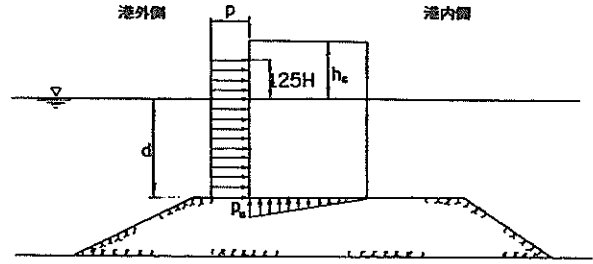
(4) 広井式

広井式は $d/H_{1/3} < 2$ のとき適用する。

壁面に波の山がある場合の波圧分布を図一付6に示す。波圧強度の値は式(付10)による。

$$\begin{aligned} P &= 1.5 \rho_0 g H_D \cos^2 \beta \\ P_u &= 1.25 \rho_0 g H_D \cos^2 \beta \end{aligned} \quad (\text{付10})$$

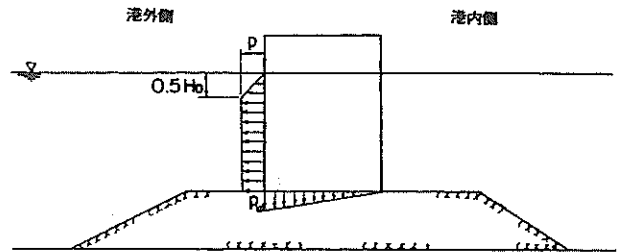
ただし、 $1.25 H_D > h_c$ の場合、揚圧力は考慮しない。



図一付6 壁面に波の山があるときの広井式

壁面に波の谷がある場合の波圧分布を図一付7に示す。波圧強度の値は式(付11)による。

$$\begin{aligned} P &= 0.5 w_0 \rho_0 g H_D \\ P_u &= 0.5 \rho_0 g H_D \end{aligned} \quad (\text{付11})$$



図一付7 壁面に波の谷があるときの広井式

(5) 部分碎波式

部分碎波式は $d/H_{1/3} \geq 2$ のとき適用する。図一付8は壁面に波の山がある場合を示したものである。各波圧強度の値は式(付12)による。

$$P_1 = (P_2 + \rho_0 g h) \left(\frac{H_D + \delta_0}{h + H_D + \delta_0} \right)$$

$$P_2 = \frac{\rho_0 g H_D}{\cos h (2\pi h/L)}$$

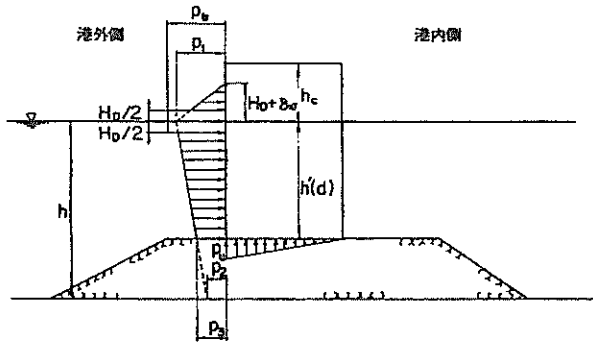
$$P_3 = P_1 - \frac{h'}{h} (P_1 - P_2) \quad (\text{付12})$$

$$P_b = 1.5 \rho_0 g H_D \cos^2 \beta$$

$$P_u = P_3$$

$$\delta_0 = \frac{\pi H_D^2}{L} \cos h \frac{2\pi h}{L}$$

ただし、 $P_b < P_1$ のとき P_b は考慮しない。また、 $H_D + \delta_0 > h_c$ の場合、揚圧力は考慮しない。



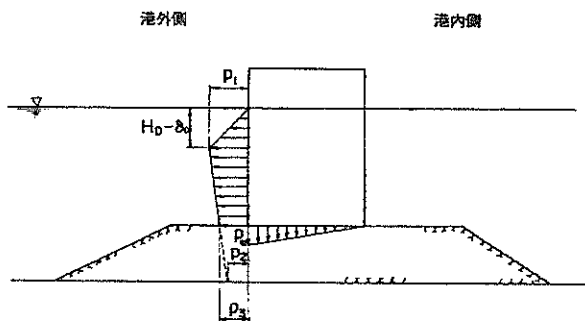
図一付8 壁面に波の山があるときの部分碎波式

壁面に波の谷がある場合の波圧分布を図一付9に示す。各波圧強度の値は式(付13)による。

$$P_1 = \rho_0 g (H_D - \delta_0)$$

$$P_2 = \frac{\rho_0 g H_D}{\cos h (2\pi h / L)} \quad (\text{付13})$$

$$P_3 = P_1 - \frac{h' - (H_D - \delta_0)}{h - (H_D - \delta_0)} (P_1 - P_2)$$



図一付9 壁面に波の谷があるときの部分碎波式

3. 防波堤における浮力の算定方法

各波圧公式を用いる場合の浮力の作用範囲は、以下のとおりである。

(1) 合田式

消波工を設ける場合、設けない場合とも静水面までを浮力の作用範囲とする。ただし、静水面が天端を越える場合は天端までとする。

(2) 森平式

静水面までを浮力の作用範囲とする。ただし、 $H_1 / 3 > h_c$ の場合は天端までとする。

(3) 広井式

壁面に波の山がある場合、静水面までを浮力の作用範囲とし、波の谷がある場合、検討水位面 $-0.5 H_D$ までとする。ただし、 $1.25 H_D > h_c$ の場合は天端までとする。

(4) 部分碎波式

壁面に波の山がある場合、静水面までを浮力の作用範囲とし、波の谷がある場合、検討水位面 $-H_D + \delta_0$ までとする。ただし、 $H_D + \delta_0 > h_c$ の場合は天端までとする。

正誤表 (技術基準の改訂内容の変更に合わせて修正。)

訂正箇所	誤 (*網掛けの部分が誤りです。)	正																																																																																																																																		
P.29 表-14	<table border="1"> <thead> <tr> <th>状態</th> <th>自重</th> <th>静水圧</th> <th>内部土圧</th> <th>常時の底版反力</th> <th>常時の内部土圧</th> <th>活荷重</th> <th>地震時の底版反力</th> <th>地震時の内部土圧</th> <th>底版反力変動分</th> <th>内部土圧変動分</th> <th>備考</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>常時</td> <td>1.1[0.9] (1.0)</td> <td>1.1[0.9] (1.0)</td> <td>1.1[0.9] (1.0)</td> <td>1.1[0.9] (1.0)</td> <td>1.1[0.9] (1.0)</td> <td></td> <td>1.1[0.9] (1.0)</td> <td>1.1[0.9] (1.0)</td> <td></td> <td></td> <td>底版 (側壁)</td> </tr> <tr> <td>地震時</td> <td>1.1[0.9] (1.0)</td> <td>1.1[0.9] (1.0)</td> <td>1.1[0.9] (1.0)</td> <td>1.1[0.9] (1.0)</td> <td>1.1[0.9] (1.0)</td> <td></td> <td>1.3[0.7] (1.0)</td> <td>1.3[0.7] (1.0)</td> <td></td> <td></td> <td>底版 (側壁)</td> </tr> <tr> <td>浮遊時</td> <td>0.9 (0.5)</td> <td>1.1 (0.5)</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td>底版 (側壁)</td> </tr> </tbody> </table> <p>*表中上段の [] 内の数値は終局限界状態組み合わせ上、その荷重が有利に作用する場合を示す。 *表中下段の () 内の数値はひび割れ影響係数定義を示す。</p>	状態	自重	静水圧	内部土圧	常時の底版反力	常時の内部土圧	活荷重	地震時の底版反力	地震時の内部土圧	底版反力変動分	内部土圧変動分	備考	常時	1.1[0.9] (1.0)	1.1[0.9] (1.0)	1.1[0.9] (1.0)	1.1[0.9] (1.0)	1.1[0.9] (1.0)		1.1[0.9] (1.0)	1.1[0.9] (1.0)			底版 (側壁)	地震時	1.1[0.9] (1.0)	1.1[0.9] (1.0)	1.1[0.9] (1.0)	1.1[0.9] (1.0)	1.1[0.9] (1.0)		1.3[0.7] (1.0)	1.3[0.7] (1.0)			底版 (側壁)	浮遊時	0.9 (0.5)	1.1 (0.5)									底版 (側壁)	<table border="1"> <thead> <tr> <th>状態</th> <th>自重</th> <th>静水圧</th> <th>内部土圧</th> <th>常時の底版反力</th> <th>常時の内部土圧</th> <th>活荷重</th> <th>地震時の底版反力</th> <th>地震時の内部土圧</th> <th>底版反力変動分</th> <th>内部土圧変動分</th> <th>備考</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>常時</td> <td>0.9 (1.0)</td> <td>1.1 (1.0)</td> <td>1.1 (1.0)</td> <td>1.1 (1.0)</td> <td>1.1 (1.0)</td> <td></td> <td>1.1 (1.0)</td> <td>1.1 (1.0)</td> <td></td> <td></td> <td>底版 (側壁)</td> </tr> <tr> <td>地震時</td> <td>1.1[0.9] (1.0)</td> <td>1.1[0.9] (1.0)</td> <td>1.1 (1.0)</td> <td>1.1[0.9] (1.0)</td> <td>1.1 (1.0)</td> <td></td> <td>1.3[0.7] (1.0)</td> <td>1.2[0.3] (1.0)</td> <td></td> <td></td> <td>底版 (側壁)</td> </tr> <tr> <td>浮遊時</td> <td>0.9 (0.5)</td> <td>1.1 (0.5)</td> <td>1.1 (1.0)</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td>1.2 (1.0)</td> <td>底版 (側壁)</td> </tr> <tr> <td>施工時</td> <td>0.9 (0.5)</td> <td>1.1 (0.5)</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td>底版 (側壁)</td> </tr> </tbody> </table> <p>*表中上段の [] 内の数値は終局限界状態組み合わせ上、その荷重が有利に作用する場合を示す。 *表中下段の () 内の数値はひび割れ影響係数定義を示す。</p>	状態	自重	静水圧	内部土圧	常時の底版反力	常時の内部土圧	活荷重	地震時の底版反力	地震時の内部土圧	底版反力変動分	内部土圧変動分	備考	常時	0.9 (1.0)	1.1 (1.0)	1.1 (1.0)	1.1 (1.0)	1.1 (1.0)		1.1 (1.0)	1.1 (1.0)			底版 (側壁)	地震時	1.1[0.9] (1.0)	1.1[0.9] (1.0)	1.1 (1.0)	1.1[0.9] (1.0)	1.1 (1.0)		1.3[0.7] (1.0)	1.2[0.3] (1.0)			底版 (側壁)	浮遊時	0.9 (0.5)	1.1 (0.5)	1.1 (1.0)							1.2 (1.0)	底版 (側壁)	施工時	0.9 (0.5)	1.1 (0.5)									底版 (側壁)																						
状態	自重	静水圧	内部土圧	常時の底版反力	常時の内部土圧	活荷重	地震時の底版反力	地震時の内部土圧	底版反力変動分	内部土圧変動分	備考																																																																																																																									
常時	1.1[0.9] (1.0)	1.1[0.9] (1.0)	1.1[0.9] (1.0)	1.1[0.9] (1.0)	1.1[0.9] (1.0)		1.1[0.9] (1.0)	1.1[0.9] (1.0)			底版 (側壁)																																																																																																																									
地震時	1.1[0.9] (1.0)	1.1[0.9] (1.0)	1.1[0.9] (1.0)	1.1[0.9] (1.0)	1.1[0.9] (1.0)		1.3[0.7] (1.0)	1.3[0.7] (1.0)			底版 (側壁)																																																																																																																									
浮遊時	0.9 (0.5)	1.1 (0.5)									底版 (側壁)																																																																																																																									
状態	自重	静水圧	内部土圧	常時の底版反力	常時の内部土圧	活荷重	地震時の底版反力	地震時の内部土圧	底版反力変動分	内部土圧変動分	備考																																																																																																																									
常時	0.9 (1.0)	1.1 (1.0)	1.1 (1.0)	1.1 (1.0)	1.1 (1.0)		1.1 (1.0)	1.1 (1.0)			底版 (側壁)																																																																																																																									
地震時	1.1[0.9] (1.0)	1.1[0.9] (1.0)	1.1 (1.0)	1.1[0.9] (1.0)	1.1 (1.0)		1.3[0.7] (1.0)	1.2[0.3] (1.0)			底版 (側壁)																																																																																																																									
浮遊時	0.9 (0.5)	1.1 (0.5)	1.1 (1.0)							1.2 (1.0)	底版 (側壁)																																																																																																																									
施工時	0.9 (0.5)	1.1 (0.5)									底版 (側壁)																																																																																																																									
P.30 表-16	<table border="1"> <thead> <tr> <th>限界状態</th> <th>状態</th> <th>条件</th> <th>荷重係数および荷重組合せ</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td rowspan="2">終局限界</td> <td rowspan="2">波の山</td> <td>$\Delta R > 0$</td> <td>$R > 0$ $1.0D_s + 1.2 \Delta R + 1.0W$</td> </tr> <tr> <td>$\Delta R < 0$</td> <td>$R < 0$ $1.0D_s + 0.8 \Delta R + 1.0W$</td> </tr> <tr> <td rowspan="2">終局限界</td> <td rowspan="2">波の谷</td> <td>$\Delta R > 0$</td> <td>$R > 0$ $0.9D_s + 1.2 \Delta R + 0.7W$</td> </tr> <tr> <td>$\Delta R < 0$</td> <td>$R < 0$ $1.0D_s + 0.8 \Delta R + 1.0W$</td> </tr> <tr> <td colspan="2">使用限界(全て)</td> <td>全ケース</td> <td>$1.0D_s + 1.0 \Delta R + 1.0W$</td> </tr> </tbody> </table> <p>注: $1.2 \Delta R$ は $\Delta R > 1.1R$ の場合は $0.9D_s + 1.1 \Delta R + 0.7W$ とし、各荷重は符号を含んだ値であり、R と同方向に作用する場合は正の値であり、R と逆の場合は負の値となる。 但し、算式中の各係数は、終局限界状態は荷重係数、使用限界状態はひび割れ影響係数定義を示す。</p>	限界状態	状態	条件	荷重係数および荷重組合せ	終局限界	波の山	$\Delta R > 0$	$R > 0$ $1.0D_s + 1.2 \Delta R + 1.0W$	$\Delta R < 0$	$R < 0$ $1.0D_s + 0.8 \Delta R + 1.0W$	終局限界	波の谷	$\Delta R > 0$	$R > 0$ $0.9D_s + 1.2 \Delta R + 0.7W$	$\Delta R < 0$	$R < 0$ $1.0D_s + 0.8 \Delta R + 1.0W$	使用限界(全て)		全ケース	$1.0D_s + 1.0 \Delta R + 1.0W$	<table border="1"> <thead> <tr> <th>限界状態</th> <th>状態</th> <th>条件</th> <th>荷重係数および荷重組合せ</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td rowspan="2">終局限界</td> <td rowspan="2">波の山</td> <td>$\Delta R > 0$</td> <td>$R > 0$ $1.0D_s + 1.2 \Delta R + 1.0W$</td> </tr> <tr> <td>$\Delta R < 0$</td> <td>$R < 0$ $1.0D_s + 0.8 \Delta R + 1.0W$</td> </tr> <tr> <td rowspan="2">終局限界</td> <td rowspan="2">波の谷</td> <td>$\Delta R > 0$</td> <td>$R > 0$ $0.9D_s + 1.2 \Delta R + 0.7W$</td> </tr> <tr> <td>$\Delta R < 0$</td> <td>$R < 0$ $1.0D_s + 0.8 \Delta R + 1.0W$</td> </tr> <tr> <td colspan="2">使用限界(全て)</td> <td>全ケース</td> <td>$1.0D_s + 1.0 \Delta R + 1.0W$</td> </tr> </tbody> </table> <p>但し、$R = D_s + \Delta R + W$ とし、各荷重は符号を含んだ値であり、R と同方向に作用する場合は正の値であり、R と逆方向の場合は負の値である。 注: 底版反力変動 (ΔR) が下向きに作用する場合には、$1.2 \Delta R$ には上限があり、$1.1R$ より大きくはならない。 従って、$1.2 \Delta R$ は $\Delta R > 1.1R$ の場合は荷重の組合せは次の通りとする。 $0.9D_s + 1.1R + 0.7(1.3)W$</p>	限界状態	状態	条件	荷重係数および荷重組合せ	終局限界	波の山	$\Delta R > 0$	$R > 0$ $1.0D_s + 1.2 \Delta R + 1.0W$	$\Delta R < 0$	$R < 0$ $1.0D_s + 0.8 \Delta R + 1.0W$	終局限界	波の谷	$\Delta R > 0$	$R > 0$ $0.9D_s + 1.2 \Delta R + 0.7W$	$\Delta R < 0$	$R < 0$ $1.0D_s + 0.8 \Delta R + 1.0W$	使用限界(全て)		全ケース	$1.0D_s + 1.0 \Delta R + 1.0W$																																																																																										
限界状態	状態	条件	荷重係数および荷重組合せ																																																																																																																																	
終局限界	波の山	$\Delta R > 0$	$R > 0$ $1.0D_s + 1.2 \Delta R + 1.0W$																																																																																																																																	
		$\Delta R < 0$	$R < 0$ $1.0D_s + 0.8 \Delta R + 1.0W$																																																																																																																																	
終局限界	波の谷	$\Delta R > 0$	$R > 0$ $0.9D_s + 1.2 \Delta R + 0.7W$																																																																																																																																	
		$\Delta R < 0$	$R < 0$ $1.0D_s + 0.8 \Delta R + 1.0W$																																																																																																																																	
使用限界(全て)		全ケース	$1.0D_s + 1.0 \Delta R + 1.0W$																																																																																																																																	
限界状態	状態	条件	荷重係数および荷重組合せ																																																																																																																																	
終局限界	波の山	$\Delta R > 0$	$R > 0$ $1.0D_s + 1.2 \Delta R + 1.0W$																																																																																																																																	
		$\Delta R < 0$	$R < 0$ $1.0D_s + 0.8 \Delta R + 1.0W$																																																																																																																																	
終局限界	波の谷	$\Delta R > 0$	$R > 0$ $0.9D_s + 1.2 \Delta R + 0.7W$																																																																																																																																	
		$\Delta R < 0$	$R < 0$ $1.0D_s + 0.8 \Delta R + 1.0W$																																																																																																																																	
使用限界(全て)		全ケース	$1.0D_s + 1.0 \Delta R + 1.0W$																																																																																																																																	
P.30 表-17	<table border="1"> <thead> <tr> <th>状態</th> <th>自重</th> <th>静水圧</th> <th>内部土圧</th> <th>内部土圧</th> <th>常時の底版反力</th> <th>常時の内部土圧</th> <th>活荷重</th> <th>地震時の底版反力</th> <th>地震時の内部土圧</th> <th>底版反力変動分</th> <th>内部土圧変動分</th> <th>備考</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>常時</td> <td>1.1[0.9] (1.0)</td> <td>1.1[0.9] (1.0)</td> <td>1.1[0.9] (1.0)</td> <td>1.1[0.9] (1.0)</td> <td>1.1[0.9] (1.0)</td> <td>1.1[0.9] (1.0)</td> <td></td> <td>1.1[0.9] (1.0)</td> <td>1.1[0.9] (1.0)</td> <td></td> <td></td> <td>底版(上載荷は底版反力分) 側壁</td> </tr> <tr> <td>地震時</td> <td>1.0 (-)</td> <td>1.0 (-)</td> <td>1.0 (-)</td> <td>1.0 (-)</td> <td>1.0 (-)</td> <td>1.0 (-)</td> <td></td> <td>1.0 (-)</td> <td>1.0 (-)</td> <td></td> <td></td> <td>底版 (側壁)</td> </tr> <tr> <td>浮遊時</td> <td>0.9 (0.5)</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td>底版 (側壁)</td> </tr> <tr> <td>施工時</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td>底版 (側壁)</td> </tr> </tbody> </table> <p>*表中上段の [] 内の数値は終局限界状態組み合わせ上、その荷重が有利に作用する場合を示す。 *表中下段の () 内の数値はひび割れ影響係数定義を示す。</p>	状態	自重	静水圧	内部土圧	内部土圧	常時の底版反力	常時の内部土圧	活荷重	地震時の底版反力	地震時の内部土圧	底版反力変動分	内部土圧変動分	備考	常時	1.1[0.9] (1.0)	1.1[0.9] (1.0)	1.1[0.9] (1.0)	1.1[0.9] (1.0)	1.1[0.9] (1.0)	1.1[0.9] (1.0)		1.1[0.9] (1.0)	1.1[0.9] (1.0)			底版(上載荷は底版反力分) 側壁	地震時	1.0 (-)	1.0 (-)	1.0 (-)	1.0 (-)	1.0 (-)	1.0 (-)		1.0 (-)	1.0 (-)			底版 (側壁)	浮遊時	0.9 (0.5)											底版 (側壁)	施工時												底版 (側壁)	<table border="1"> <thead> <tr> <th>状態</th> <th>自重</th> <th>静水圧</th> <th>内部土圧</th> <th>内部土圧</th> <th>常時の底版反力</th> <th>常時の内部土圧</th> <th>活荷重</th> <th>地震時の底版反力</th> <th>地震時の内部土圧</th> <th>底版反力変動分</th> <th>内部土圧変動分</th> <th>備考</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>常時</td> <td>0.9 (1.0)</td> <td>1.1 (1.0)</td> <td>1.1 (1.0)</td> <td>1.1 (1.0)</td> <td>1.1 (1.0)</td> <td>1.1 (1.0)</td> <td></td> <td>1.1 (1.0)</td> <td>0.8 (0.5)</td> <td></td> <td></td> <td>底版(上載荷は底版反力分) 側壁</td> </tr> <tr> <td>地震時</td> <td>1.0 (-)</td> <td>1.0 (-)</td> <td>1.0 (-)</td> <td>1.0 (-)</td> <td>1.0 (-)</td> <td>1.0 (-)</td> <td></td> <td>1.0 (-)</td> <td>1.0 (-)</td> <td></td> <td></td> <td>底版 (側壁)</td> </tr> <tr> <td>浮遊時</td> <td>0.9 (0.5)</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td>底版 (側壁)</td> </tr> <tr> <td>施工時</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td>底版 (側壁)</td> </tr> </tbody> </table> <p>*表中下段の () 内の数値はひび割れ影響係数定義を示す。</p>	状態	自重	静水圧	内部土圧	内部土圧	常時の底版反力	常時の内部土圧	活荷重	地震時の底版反力	地震時の内部土圧	底版反力変動分	内部土圧変動分	備考	常時	0.9 (1.0)	1.1 (1.0)	1.1 (1.0)	1.1 (1.0)	1.1 (1.0)	1.1 (1.0)		1.1 (1.0)	0.8 (0.5)			底版(上載荷は底版反力分) 側壁	地震時	1.0 (-)	1.0 (-)	1.0 (-)	1.0 (-)	1.0 (-)	1.0 (-)		1.0 (-)	1.0 (-)			底版 (側壁)	浮遊時	0.9 (0.5)											底版 (側壁)	施工時												底版 (側壁)
状態	自重	静水圧	内部土圧	内部土圧	常時の底版反力	常時の内部土圧	活荷重	地震時の底版反力	地震時の内部土圧	底版反力変動分	内部土圧変動分	備考																																																																																																																								
常時	1.1[0.9] (1.0)	1.1[0.9] (1.0)	1.1[0.9] (1.0)	1.1[0.9] (1.0)	1.1[0.9] (1.0)	1.1[0.9] (1.0)		1.1[0.9] (1.0)	1.1[0.9] (1.0)			底版(上載荷は底版反力分) 側壁																																																																																																																								
地震時	1.0 (-)	1.0 (-)	1.0 (-)	1.0 (-)	1.0 (-)	1.0 (-)		1.0 (-)	1.0 (-)			底版 (側壁)																																																																																																																								
浮遊時	0.9 (0.5)											底版 (側壁)																																																																																																																								
施工時												底版 (側壁)																																																																																																																								
状態	自重	静水圧	内部土圧	内部土圧	常時の底版反力	常時の内部土圧	活荷重	地震時の底版反力	地震時の内部土圧	底版反力変動分	内部土圧変動分	備考																																																																																																																								
常時	0.9 (1.0)	1.1 (1.0)	1.1 (1.0)	1.1 (1.0)	1.1 (1.0)	1.1 (1.0)		1.1 (1.0)	0.8 (0.5)			底版(上載荷は底版反力分) 側壁																																																																																																																								
地震時	1.0 (-)	1.0 (-)	1.0 (-)	1.0 (-)	1.0 (-)	1.0 (-)		1.0 (-)	1.0 (-)			底版 (側壁)																																																																																																																								
浮遊時	0.9 (0.5)											底版 (側壁)																																																																																																																								
施工時												底版 (側壁)																																																																																																																								
P.30 表-18	<table border="1"> <thead> <tr> <th>状態</th> <th>終局限界状態</th> <th>使用限界状態</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>常時</td> <td>$1.1D_s + 1.2 \Delta R + 1.0W$</td> <td>$1.0D_s + 0.8 \Delta R + 1.0W$</td> </tr> <tr> <td>地震時</td> <td>$1.0D_s + 1.0 \Delta R + 1.0W$</td> <td>検討不要</td> </tr> <tr> <td>浮遊時</td> <td>$0.9D_s + 1.1W$</td> <td>$0.5D_s + 0.5W$</td> </tr> </tbody> </table> <p>下段の数値は、各荷重が Q ($= D_s + \Delta R + W$) と同向きの場合を示す。 終局限界状態の係数は荷重係数、使用限界状態の係数はひび割れ影響係数定義を示す。</p>	状態	終局限界状態	使用限界状態	常時	$1.1D_s + 1.2 \Delta R + 1.0W$	$1.0D_s + 0.8 \Delta R + 1.0W$	地震時	$1.0D_s + 1.0 \Delta R + 1.0W$	検討不要	浮遊時	$0.9D_s + 1.1W$	$0.5D_s + 0.5W$	<table border="1"> <thead> <tr> <th>状態</th> <th>終局限界状態</th> <th>使用限界状態</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>常時</td> <td>$0.9D + 1.1D_s + 1.1F + 0.8W$</td> <td>$1.0D + 1.0D_s + 1.0F + 0.5W$</td> </tr> <tr> <td>地震時</td> <td>$1.0D + 1.0D_s + 1.1F + 1.0 \Delta R + 1.0W$</td> <td>検討不要</td> </tr> <tr> <td>浮遊時</td> <td>$0.9D + 1.1W$</td> <td>$0.5D + 0.5W$</td> </tr> </tbody> </table> <p>終局限界状態の係数は荷重係数、使用限界状態の係数はひび割れ影響係数定義を示す。</p>	状態	終局限界状態	使用限界状態	常時	$0.9D + 1.1D_s + 1.1F + 0.8W$	$1.0D + 1.0D_s + 1.0F + 0.5W$	地震時	$1.0D + 1.0D_s + 1.1F + 1.0 \Delta R + 1.0W$	検討不要	浮遊時	$0.9D + 1.1W$	$0.5D + 0.5W$																																																																																																										
状態	終局限界状態	使用限界状態																																																																																																																																		
常時	$1.1D_s + 1.2 \Delta R + 1.0W$	$1.0D_s + 0.8 \Delta R + 1.0W$																																																																																																																																		
地震時	$1.0D_s + 1.0 \Delta R + 1.0W$	検討不要																																																																																																																																		
浮遊時	$0.9D_s + 1.1W$	$0.5D_s + 0.5W$																																																																																																																																		
状態	終局限界状態	使用限界状態																																																																																																																																		
常時	$0.9D + 1.1D_s + 1.1F + 0.8W$	$1.0D + 1.0D_s + 1.0F + 0.5W$																																																																																																																																		
地震時	$1.0D + 1.0D_s + 1.1F + 1.0 \Delta R + 1.0W$	検討不要																																																																																																																																		
浮遊時	$0.9D + 1.1W$	$0.5D + 0.5W$																																																																																																																																		

正誤表 (技術基準の改訂内容の変更に合わせて修正。)

訂正箇所	誤 (*網掛けの部分が誤りです。)	正																																																						
P.31 図-26	<p>(常時) (地震時) (浮遊時)</p> <p>版自重 D 静水圧 F 内部土圧 W 常時 上載荷重 R 地震時 底版反力 ΔR 底版反力変動分 $\Delta R = R - D_0$</p>	<p>版自重 D 静水圧 F 内部土圧 W 常時 上載荷重 R 地震時 底版反力 ΔR 底版反力変動分 $\Delta R = R - D_0$</p>																																																						
P.47 表-22	<table border="1"> <thead> <tr> <th>荷重の方向</th> <th>検討状態</th> <th>終局限界状態</th> <th>使用限界状態</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td rowspan="2">外側からの荷重</td> <td>波の山作用時</td> <td>$1.3H - 0.9D$</td> <td>$1.0H - 1.0D$</td> </tr> <tr> <td>浮遊時</td> <td>$1.1S$</td> <td>$0.5S$</td> </tr> <tr> <td rowspan="2">内側からの荷重</td> <td>波の谷作用時</td> <td>$1.1D + 1.1S + 1.3 \Delta S$</td> <td>$1.0D + 1.0S + 1.0 \Delta S$</td> </tr> </tbody> </table> <p>c)側壁 (法線直角方向)</p> <table border="1"> <thead> <tr> <th>荷重の方向</th> <th>検討状態</th> <th>終局限界状態</th> <th>使用限界状態</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>外側からの荷重</td> <td>浮遊時</td> <td>$1.1S$</td> <td>$0.5S$</td> </tr> <tr> <td>内側からの荷重</td> <td>波の谷作用時</td> <td>$1.1D + 1.1S + 1.3 \Delta S$</td> <td>$1.0D + 1.0S + 1.0 \Delta S$</td> </tr> </tbody> </table>	荷重の方向	検討状態	終局限界状態	使用限界状態	外側からの荷重	波の山作用時	$1.3H - 0.9D$	$1.0H - 1.0D$	浮遊時	$1.1S$	$0.5S$	内側からの荷重	波の谷作用時	$1.1D + 1.1S + 1.3 \Delta S$	$1.0D + 1.0S + 1.0 \Delta S$	荷重の方向	検討状態	終局限界状態	使用限界状態	外側からの荷重	浮遊時	$1.1S$	$0.5S$	内側からの荷重	波の谷作用時	$1.1D + 1.1S + 1.3 \Delta S$	$1.0D + 1.0S + 1.0 \Delta S$	<table border="1"> <thead> <tr> <th>荷重の方向</th> <th>検討状態</th> <th>終局限界状態</th> <th>使用限界状態</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td rowspan="2">外側からの荷重</td> <td>波の山作用時</td> <td>$1.3H - 0.9D$</td> <td>$1.0H - 1.0D$</td> </tr> <tr> <td>浮遊時</td> <td>$1.1S$</td> <td>$0.5S$</td> </tr> <tr> <td rowspan="2">内側からの荷重</td> <td>波の谷作用時</td> <td>$1.1D + 1.1S + 1.2 \Delta S$</td> <td>$1.0D + 1.0S + 1.0 \Delta S$</td> </tr> </tbody> </table> <p>c)側壁 (法線直角方向)</p> <table border="1"> <thead> <tr> <th>荷重の方向</th> <th>検討状態</th> <th>終局限界状態</th> <th>使用限界状態</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>外側からの荷重</td> <td>浮遊時</td> <td>$1.1S$</td> <td>$0.5S$</td> </tr> <tr> <td>内側からの荷重</td> <td>波の谷作用時</td> <td>$1.1D + 1.1S + 1.2 \Delta S$</td> <td>$1.0D + 1.0S + 1.0 \Delta S$</td> </tr> </tbody> </table>	荷重の方向	検討状態	終局限界状態	使用限界状態	外側からの荷重	波の山作用時	$1.3H - 0.9D$	$1.0H - 1.0D$	浮遊時	$1.1S$	$0.5S$	内側からの荷重	波の谷作用時	$1.1D + 1.1S + 1.2 \Delta S$	$1.0D + 1.0S + 1.0 \Delta S$	荷重の方向	検討状態	終局限界状態	使用限界状態	外側からの荷重	浮遊時	$1.1S$	$0.5S$	内側からの荷重	波の谷作用時	$1.1D + 1.1S + 1.2 \Delta S$	$1.0D + 1.0S + 1.0 \Delta S$
荷重の方向	検討状態	終局限界状態	使用限界状態																																																					
外側からの荷重	波の山作用時	$1.3H - 0.9D$	$1.0H - 1.0D$																																																					
	浮遊時	$1.1S$	$0.5S$																																																					
内側からの荷重	波の谷作用時	$1.1D + 1.1S + 1.3 \Delta S$	$1.0D + 1.0S + 1.0 \Delta S$																																																					
	荷重の方向	検討状態	終局限界状態	使用限界状態																																																				
外側からの荷重	浮遊時	$1.1S$	$0.5S$																																																					
内側からの荷重	波の谷作用時	$1.1D + 1.1S + 1.3 \Delta S$	$1.0D + 1.0S + 1.0 \Delta S$																																																					
荷重の方向	検討状態	終局限界状態	使用限界状態																																																					
外側からの荷重	波の山作用時	$1.3H - 0.9D$	$1.0H - 1.0D$																																																					
	浮遊時	$1.1S$	$0.5S$																																																					
内側からの荷重	波の谷作用時	$1.1D + 1.1S + 1.2 \Delta S$	$1.0D + 1.0S + 1.0 \Delta S$																																																					
	荷重の方向	検討状態	終局限界状態	使用限界状態																																																				
外側からの荷重	浮遊時	$1.1S$	$0.5S$																																																					
内側からの荷重	波の谷作用時	$1.1D + 1.1S + 1.2 \Delta S$	$1.0D + 1.0S + 1.0 \Delta S$																																																					
P.47 表-23	<table border="1"> <thead> <tr> <th>荷重の方向</th> <th>検討状態</th> <th>終局限界状態</th> <th>使用限界状態</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>内部からの荷重</td> <td>常時</td> <td>$1.1D + 1.1S + 1.2R$</td> <td>$1.0D + 1.0S + 0.3R$</td> </tr> <tr> <td>外部からの荷重</td> <td>浮遊時</td> <td>$1.1S$</td> <td>$0.5S$</td> </tr> </tbody> </table>	荷重の方向	検討状態	終局限界状態	使用限界状態	内部からの荷重	常時	$1.1D + 1.1S + 1.2R$	$1.0D + 1.0S + 0.3R$	外部からの荷重	浮遊時	$1.1S$	$0.5S$	<table border="1"> <thead> <tr> <th>荷重の方向</th> <th>検討状態</th> <th>終局限界状態</th> <th>使用限界状態</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>内部からの荷重</td> <td>常時</td> <td>$1.1D + 1.1S$</td> <td>$1.0D + 1.0S$</td> </tr> <tr> <td>外部からの荷重</td> <td>浮遊時</td> <td>$1.1S$</td> <td>$0.5S$</td> </tr> </tbody> </table>	荷重の方向	検討状態	終局限界状態	使用限界状態	内部からの荷重	常時	$1.1D + 1.1S$	$1.0D + 1.0S$	外部からの荷重	浮遊時	$1.1S$	$0.5S$																														
荷重の方向	検討状態	終局限界状態	使用限界状態																																																					
内部からの荷重	常時	$1.1D + 1.1S + 1.2R$	$1.0D + 1.0S + 0.3R$																																																					
外部からの荷重	浮遊時	$1.1S$	$0.5S$																																																					
荷重の方向	検討状態	終局限界状態	使用限界状態																																																					
内部からの荷重	常時	$1.1D + 1.1S$	$1.0D + 1.0S$																																																					
外部からの荷重	浮遊時	$1.1S$	$0.5S$																																																					
P.48 図-49	<p>内部土圧 (O) 内部水圧 (S) 上載荷重による内部土圧</p>	<p>内部土圧 (O) 内部水圧 (S)</p>																																																						

港湾技研資料 No.913

1998・9

編集兼発行人 運輸省港湾技術研究所

発行所 運輸省港湾技術研究所
横須賀市長瀬3丁目1番1号

印刷所 横浜ハイテクプリンティング株式会社

Published by the Port and Harbour Research Institute
Nagase, Yokosuka, Japan.

Copyright © (1998) by P.H.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.H.R.I.

この資料は、港湾技術研究所所長の承認を得て刊行したものである。したがって、本資料の全部又は一部の転載、複写は、港湾技術研究所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。