

# 港 湾 技 研 資 料

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

No. 216      June      1975

ケーソン配筋設計の自動化

笹 田 彰

近 藤 功 一

運輸省港湾技術研究所



# ケーソン配筋設計の自動化

## 目 次

要 旨 .....	3
1. ま え が き .....	3
2. 自動設計システムの概要 .....	4
2.1 基本方針 .....	4
2.2 自動設計の対象及び範囲 .....	5
2.3 システムの構成及び流れ .....	7
2.4 設計条件 .....	9
3. 設計法 .....	9
3.1 概 要 .....	9
3.2 底版の設計 .....	18
3.3 側壁の設計 .....	39
3.4 隔壁の設計 .....	48
3.5 フーチングの設計 .....	51
4. 図 化 .....	54
4.1 概 要 .....	54
4.2 対象図面 .....	55
4.3 製図法 .....	55
5. 自動設計法の検討 .....	58
5.1 既設計例との比較 .....	58
5.2 自動設計プログラムによる各種検討 .....	76
6. プログラムの利用法 .....	80
6.1 入 力 .....	80
6.2 出 力 .....	93
6.3 エラー表示 .....	93
6.4 計算例 .....	94
7. あとがき .....	117
参 考 文 献 .....	117
付録 配筋計算結果及び中間結果の説明 .....	119

# ケーソン配筋設計の自動化

笹田 彰\*  
近藤 功 一\*\*

## 要 旨

港湾構造物の設計の自動化作業の一つとして、係船岸あるいは防波堤に使用されるケーソンの配筋の自動設計システム (Automatic Design System for Bar Arrangement of the Caisson, ADSBAC) を開発したので報告する。

本自動設計システムにより、各構造物の基本設計で決定されるケーソンの形状及び設計条件を入力することにより、配筋計算、材料の算出、配筋図の作成の一連の作業が、電子計算機及び自動図化機を媒体として行うことができる。

本システムはケーソン配筋設計の最適化の第一段階であるが、本システムによる結果を過去の施工例と比較すると大差のない値が得られ、十分実用に耐えるものと思われる。

本報告は、港湾構造物の設計の自動化に関する研究報告の第三報である。本報告書の構成は 2. に本システムの概要、3. に本システムに採用されている設計法について港湾構造物設計基準<sup>1)</sup>あるいは各建設局等における慣用法との比較を含めてやや詳細に記述し、4. に自動図化機による図化、5. に本システムによる結果と過去の施工例との比較、6. にプログラムの利用法について示した。

## 1. まえがき

近年電子計算機の発達、普及は目覚しくこれに伴い土木構造物の計画、設計、施工、管理などの業務を自動化し、高度の能率化を図ることが各方面で研究され実施されている。その中で設計業務の自動化は製作部門を含めた橋梁関係を中心に各種構造物について各官公庁、各企業体で積極的に研究が進められ一部については完成し実用化されている。

当所設計基準課においても港湾構造物の設計の自動化に関する研究を昭和45年度から開始し、いくつかの成果が報告されている<sup>1)2)</sup>。本報告はこの一連の研究に関する第三報である。

第一報<sup>1)</sup>では設計の合理化あるいは設計業務の省力化の必要性、自動設計の定義、自動製図システムについて述べ、具体的な自動設計システムの例として矢板式係船岸(基本設計)、L型ブロック式係船岸(基本設計)を報告している。続く第二報<sup>2)</sup>では、第一報で一部紹介しているL型ブロック式係船岸について基本設計・細部設計を含めたトータルシステムとして完成させた結果を報告している。すなわち必要条件を入力することにより基本・細部設計計算が電算機により成され、自動図化機により施工に使用される設計図が描かれるほぼ完全な形でのシステムである。

当研究所における電算機システムは昭和50年度に更新され記憶容量の大型化と共に各港湾建設局への端末機の設

置、マンツーマシンシステム (Man to Machin System) として使用可能なグラフィックディスプレイ (Graphic Display) の導入が予定された。それに伴い自動化作業計画も変更することとした。すなわち当初計画では、利用頻度を考慮してケーソン式混成防波堤、矢板式係船岸、L型ブロック式係船岸、直ぐい式係船岸が対象構造物として上げられており、各構造物について必要条件を入力することによりそのまま施工に必要な設計結果及び設計図面が得られるトータルシステムを目的としていた。しかしながら、特に基本設計段階での人間の判断機能のアルゴリズムを確立することはかなり困難なことであり、要所所で割切っていかねばならず精度の上では利点が少ないこと、基本設計そのものは人力で行ってもそれ程時間がかからないこと、グラフィックディスプレイを使えば効率的な設計ができることなどから、設計のアルゴリズムが確立でき単純で大量の計算及び多くの時間を費す製図作業が含まれている細部設計を先に取り上げることにした。

細部設計として具体的に取り上げたのが、ケーソンとL型ブロックであり、後者については第二報<sup>2)</sup>において先に報告している。ケーソンは、防波堤、護岸、係船岸などとして圧倒的な割合で使用されており、設計担当機関での細部設計にかかる作業時間は1ケース当り1カ月以上となっている。ケーソンの細部設計として、ここで含んでいる内容は配筋設計のみであり、ケーソンに作用する外力に対し

\* 設計基準部 設計基準課

\*\* 前設計基準部 主任研究官

て必要な鉄筋量を計算し、配筋図を描くまでの過程である。また対象としているのは防波堤あるいは係船岸の標準部分に使用されるケーソンであって、ケースバイケースで種々な検討が必要となる取付部や隅角部などの異形部分は含んでいない。

自動設計プログラムを作成するに当たっての重要な作業は、設計作業の各段階で人間の判断すべき事項をいかにして機械用のアルゴリズムとして表示するかであり、このアルゴリズム確立のためには十分に試行錯誤による検討が必要である。また設計の自動化作業は単に、従来人力作業で行われていたことをそのまま機械にやらせてO.K. という conversion 作業を意味しているのではない。すなわち、自動化しようという場合従来行われていた設計方法の妥当性まで逆登って改めて検討し、より良い設計方法とするための作業をも含むものであるが、今回のケーソン配筋設計の自動化に際しては残念ながらそのような検討期間が十分なく、従来の多数意見に従ったもの、簡単な検討で割切ったものなど問題点が山積みしており、これらについては今後の実際使用を通じて更に検討していく必要がある。

本システムを使用して従来の設計例と比較検討した結果によると、設計方法そのものが多少変更されているためバラツキはあるが大差のない値となり、実用には十分耐えるものと思われる。各建設局等における使用による御批判を期待している。

## 2. 自動設計システムの概要

### 2.1 基本方針

本自動設計システムが対象としているのは、ケーソン式係船岸及びケーソン式防波堤に使用されるケーソンの配筋設計であって基本設計で決定されるケーソンの形状及び設計条件を入力することにより、配筋計算、材料の算出、配筋図の作成の一連の作業を電子計算機及び自動図化機により処理しようとするものである。

ケーソン式構造物は数字の上では圧倒的に多く施工されているものであるが、その設計方法、施工方法は地域、時期により異なる場合が多い。自動設計として汎用的なものとするためには十分に検討し最も合理的な形に統一する必要がある。理想的には一つの方法に統一することが望ましいのであるが、現時点で優劣つけ難い複数の方法がある場合には、設計担当者が判断できるように形で複数の方歩をプログラム化しておき選択しうるようにすべきであろう。本設計システムの開発に当たっては、基本的には従来から港湾構造物の設計のより所とされている港湾構造物設計基準<sup>3)</sup>（以下設計基準と略記する）によることとし、各港湾建設局の設計担当者の多数意見を参考として一つの方法に統一した。したがって、設計基準に明記されていることでも無視して

いる部分、また一部の建設局等では実状と合わない設計方法を採用している部分もある。これらの点については今後十分検討していきより良いものとしていく必要がある。

以下に本システムの開発に当たっての基本方針を列挙する。

① 設計方法は、設計基準、コンクリート標準示方書<sup>4)</sup>、鉄筋コンクリート構造計算規程<sup>5)</sup>に、施工法の基本的事項は、港湾工事共通仕様書<sup>6)</sup>に原則として基づいている。ただし、以上の諸規定に明記されていない部分については、上述のように施工例を参考に検討し決定しているが、一部明記されている部分についても本システム独自の方法をとっている場合がある。

② 設計図面の作図については、土木製図基準<sup>7)</sup>、港湾構造物製図規定<sup>8)</sup>に原則として基づいているが、本システムでの製図は自動図化機によるものであり、本来手作業の製図に適用されるこれら諸基準では、不都合な点があるため修正している部分もある。

③ 使用材料（コンクリート、鉄筋、型枠など）は、全国どこでも入手が容易なものを対象とする。特に鉄筋は、最長10mまでで、かつ市販のものそのまま使えるよう工夫する。

④ 本システムでは、標準部分に使用され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や、ブロックあるいは石などによる消波工をケーソン前面に設けたもの、ケーソン背面に捨石などを設置し、滑動・転倒に抵抗させようとするものなどは対象としない。またケーソン形状についてもできる限り一種類とする。

⑤ 配筋は各構造物の状態、外力の種類などの組合せに対応して設計するが、図面の作成や施工の簡易さのために法線直角方向の長さの中心において左右全く対象となるように行う。したがって底版は港内外同配筋であり、側壁も港外側、港内側同じ配筋とする。

⑥ 電子計算機による配筋設計において、最も重要でかつ困難な部分は配筋パターンの決定で<sup>1)</sup>、安全で経済的なパターンであるとともに施工及施工管理が容易であることが必要である。本システムでは、安全であることは当然として施工上の容易さをまず考え、施工例の中から比較的類似していると思われる使用頻度の高いパターンを選び出し、これに多少の修正を加えたものを採用した。

⑦ 自動図化機の速度と電子計算機の速度に極端な差があるため、従来図面に表示していた材料表は、ラインプリンタに出力することにより全体作業時間の短縮を図る。

⑧ 設計方法は、時々刻々と進歩するものであり、各時点での最新の内容を保持していなければならない。また本システムのような大システムの維持・管理は容易なことではないためシステムの修正、維持・管理が容易に行なえるようにできるだけ多くのサブルーチンを用いて細分化する。

## 2.2 自動設計の対象及び範囲

### (1) ケーソンの形状

本システムで対象としているケーソンの形状は、図-2.1に示すとおりであり形状についての概要は次のとおりである。

- i. 底板と側壁、隔壁が直角に交わっている。
- ii. 各部材は等厚である。
- iii. ハンチ20か30cmのものが各隅角についている。
- iv. はち巻はつかない。
- v. 法線直角方向、平行方向の側壁、隔壁は直角に交わっている。
- vi. 取付部・隅角部に使用される異形のもの是对象としない。
- vii. フーチングについても等厚で、20か30cmのハンチがついている。
- viii. 法線平行、直角方向共に左右対称である。
- ix. ケーソンの大きさは、幅、長さ、高さとも長さについては制限がないが、隔壁の数は法線平行、直角方向とも6個以内とする。

ケーソンの形状は、地域的、時代的に変化してきており、過去には浮遊回航時の水圧に抗するため側壁の下部を厚く、吃水を小さくするため上部を薄くした形式、側壁に傾きを付けた形式、あるいはねじれ等に対する剛度を増した水平骨格式と称した形式などが製作されたことがある。工事量の増大や製作、施工上の難点などから上記した形状のものに変わって、現在ではほとんどが図-2.1に示す形状になっている。基本的には図-2.1に示す形状であるが、はちまきの有無及びフーチングの形状については異論がある。はちまきについては、据付後のねじれに対する補強あるいは施工上の安全策などの利点が言われているが、はっきりした根拠がないというのが多数意見であった。表-2.1は

表-2.1 はち巻及びフーチングの有無

防波堤用ケーソン				
	無	有	形 状	
			矩 形	台 形
フ ー チ ン グ	61 (60%)	40 (40%)	30 (75%)	10 (25%)
は ち 巻	62 (61%)	39 (39%)		

近年に直轄で制作されたケーソンのうちのはちまきの有無について調査したもの(港湾構造物集覧<sup>9)</sup>)及び各港設計計算

書)である。表中39件のうち第二港湾建設局での実績が多く、同局では防波堤の場合には、つけることを原則としている。各局での実情及び今後の方針によると、コンクリート体積を増すことによる補強でなく鉄筋量を増す方法による補強が多く、施工上の繁雑さなどから側壁・隔壁の上部での横筋鉄筋量を増すことに統一することにした。

フーチングの形状についても、等厚の矩形のもの、台形のもの、あるいはパットレスの付いたものなどがあり、設計上からは台形のものの方が合理的と思われる。はち巻と同様にフーチングの形状について調査した結果を表-2.1に示す。数の上では矩形のものが多いこと、他の形式では、施工上繁雑になることから、矩形のものに統一することとした。

ケーソンの大きさについては、隔壁の数に制限を設けた。これは従来の設計条件の範囲内では、ほとんどがこの範囲に入ること、隔壁の幅を5mとすると30mとなり、これを越える長大ケーソンに本システムで考慮している検討方法がそのまま適用でき、これで十分かどうか疑問であること、従来の設計図の大きさA1、縮尺 $\frac{1}{50}$ ではこの大きさでもオーバーすることなどの理由による。

なお隔壁の幅については、特に制限を設けていないが従来の例(最大で6m前後)を大きく上回る場合には曲げモーメントに対して配筋不能となることがある。また配筋加工長の計算では従来の例を基準に想定しているので加工長として制限長10mを越えるものが出てくる可能性もある。

### (2) 設計範囲

本システムにおける設計計算及び図化の範囲は、従来一般にケーソンの細部設計と言われている部分である。すなわち基本設計で決定された防波堤、係船岸に使用されるケーソンの形状及び各種設計条件を入力することにより以下の各作業が行なわれる。まずケーソンの各部材に作用する外力の計算、外力により生ずる曲げモーメント及び引張力の計算、曲げモーメント及び引張力に耐えるための鉄筋量の計算、必要鉄筋量に対して部材のあらゆる部分において満足する鉄筋の径とピッチの決定、設計図として図化機で描画される全ての線の座標計算が計算機による計算部分である。

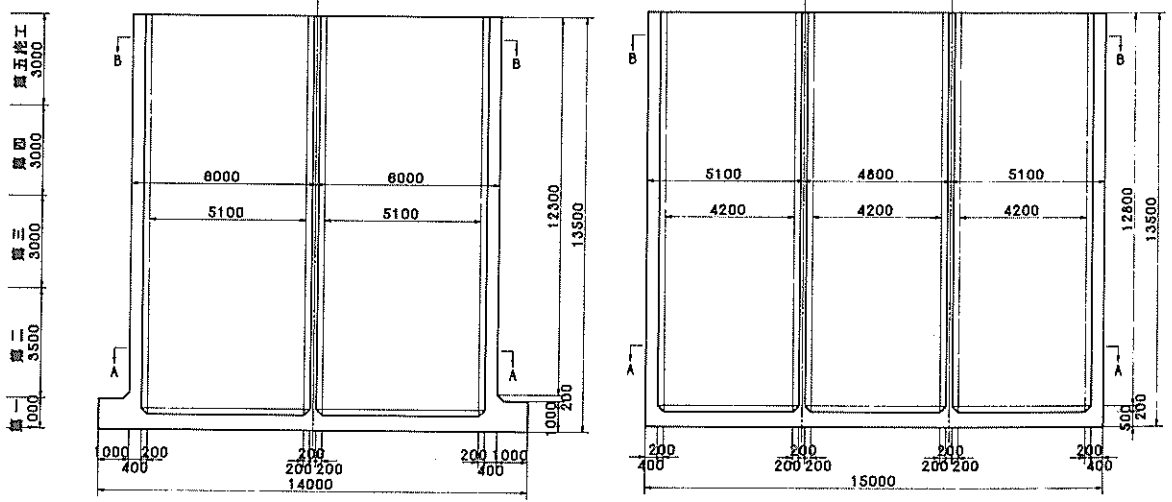
鉄筋の径とピッチが決定された時点で、設計条件と共に各部材の鉄筋の径とピッチが出力され、座標計算が終了した時点で鉄筋の材料表が出力される。

座標計算結果は磁気テープに出力され、計算機本体とオフラインで自動図化機にかけることにより、ケーソン一般図、各部材の配筋図、鉄筋加工図が描かれ、必要であれば係船岸、防波堤の標準断面図を描くこともできる。

ケーソンは、その製作、えい航、据付、完成後の各状態にわたって種々の外力を受け、全ての条件に完全であるように検討されねばならないのであるが、3.1 (1)に詳述す

断面図

側面図



平面図

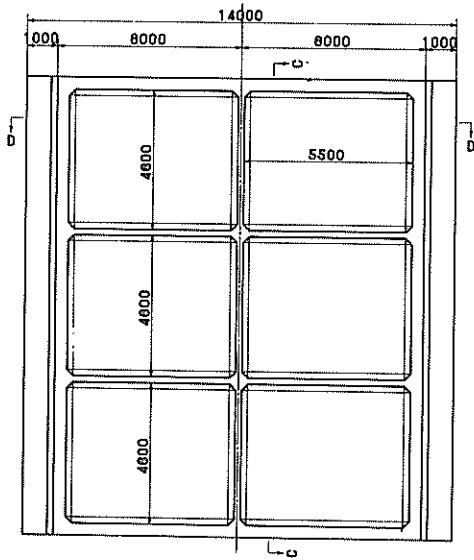


図 2.1 ケーソン形状

るように状態のいくつかについては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。本システムで対象としているケーソンの製作方法は、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である。また施工上必要な鉄筋のうち配力筋は設計対象として考えているが、幅止筋については触れていない。

ケーソンの設計は、後述のように各部材（底版、側壁、隔壁、フーチング）を各々独立の版として設計しており、ケーソンを一体とした曲げやねじれについては検討していない。

ケーソンの中詰めに使用される材料は、古くはコンクリートを完全に充填したものも多く、またブロックや石を入れたものも見られるが、本システムでは砂あるいはこれに近い粒状材の場合を対象としている。また近年の施工例においても、波の当る側のみの隔壁の蓋コンクリートを厚くした例なども見られるが、一定厚の蓋コンクリートが各隔壁全体に打設してある場合が対象である。

### (3) 使用材料

使用材料としてはコンクリート、鉄筋および型わくがある。

#### ① コンクリート

配筋計算に直接大きな影響を及ぼすものは、許容圧縮応力度、許容付着応力度である。これら許容応力度は設計基準強度に基づいて構造物の性質、使用目的、部材寸法、使用材料および品質管理の程度などを考慮して決定すべきものである。過去に採用されてきたコンクリート設計基準強度は $210 \sim 280 \text{ kg/cm}^2$ で安全率には幅があるため、本自動設計においては設計基準強度ではなく許容応力度そのものをインプットすることとした。

また単位体積重量もインプットデータとしている。

#### ② 鉄筋

i) 鉄筋の種類 本自動設計においては通常丸鋼が使用されている吊筋や幅上筋は考慮していないので全て異形鉄筋を対象としている。異形鉄筋は丸鋼に比べて、コンクリートとの付着力が良好であるため鉄筋の定着部あるいは継手部に半円形フックを設ける必要がないので、現在ではほとんど異形鉄筋が用いられている。

ii) 材質及び許容引張応力度 材質は特に限定しないが許容引張応力度をインプットデータとする。施工例ではSD30の $\sigma_{sa} = 1800 \text{ kg/cm}^2$ とSD35の $\sigma_{sa} = 2000 \text{ kg/cm}^2$ が多用されている。

iii) 鉄筋長 JISG3112によればマーケットサイズ

は最大10mで3.5mから0.5mおきになっている。

本自動設計においては、継手を必要とする鉄筋は一本のみをcm単位まで算出し、残りはすべてマーケットサイズを使用している。

iv) 鉄筋の形状 北海道開発局内で一部折曲げ鉄筋が使用されているが、鉄筋の折曲げ加工の手間を省くため、出来る限り直な鉄筋を用いることとし折曲げ鉄筋は使用しない。

#### ③ 型わく

型わくはコンクリート打継目位置の決定に必要であるが、本自動設計は配筋計算でありコンクリート打継目をインプットデータとしているため直接は関係しない。ただしハンチは使用型わくの大きさによって20cm、30cmと2種類生じるが、本自動設計ではハンチの大きさをインプットすることによって両者共可能としている。

## 2.3 システムの構成及び流れ

本自動設計のシステムの流れは図-2.2に示すように配筋計算部門と図化計算部門及び設計図作成部門に大別することが出来る。

配筋計算部門ではインプットデータに対して各部材の各配筋区間における必要鉄筋量を求めこれに対して径とピッチを決定し、使用鉄筋の形状等材料表に必要な諸元を計算する。この結果として採用径、ピッチ、部材応力度がラインプリンタより出力される。

図化計算部門では前部門で決定された配筋に必要な諸元の図面上における座標の計算であり、電子計算機によって行なわれ、これで得られた情報を図化順席に従って磁気テープに保管する。前部門で材料表はほぼ完成しているが、ここで配筋区間境界における調整等をするため、この結果として材料表がアウトプットされる。

設計図作成部門では座標計算された情報を一般図、配筋図として自動図化機によって具現化する領域である。

電子計算機内で処理を行なうプログラムはFORTRANによって組み立てられており、その概要は表2.2のとおりである。なおプログラムはメンテナンスを容易にするため出来る限りサブプログラムを多くしている。

表-2.2に示すように本プログラムは膨大なものであり、現在当研究所におかれている電子計算機(TOSBAC 3400 容量65KW)の容量をはるかにオーバーするのでOVERLAY処理をすることによって、最大使用可能容量54Kにおさえている。なお、大型計算機(TOSBAC 5600 容量192KW)が昭和50年4月に設置されるが、それに伴うプログラム構成の変更はさほどしないつもりである。

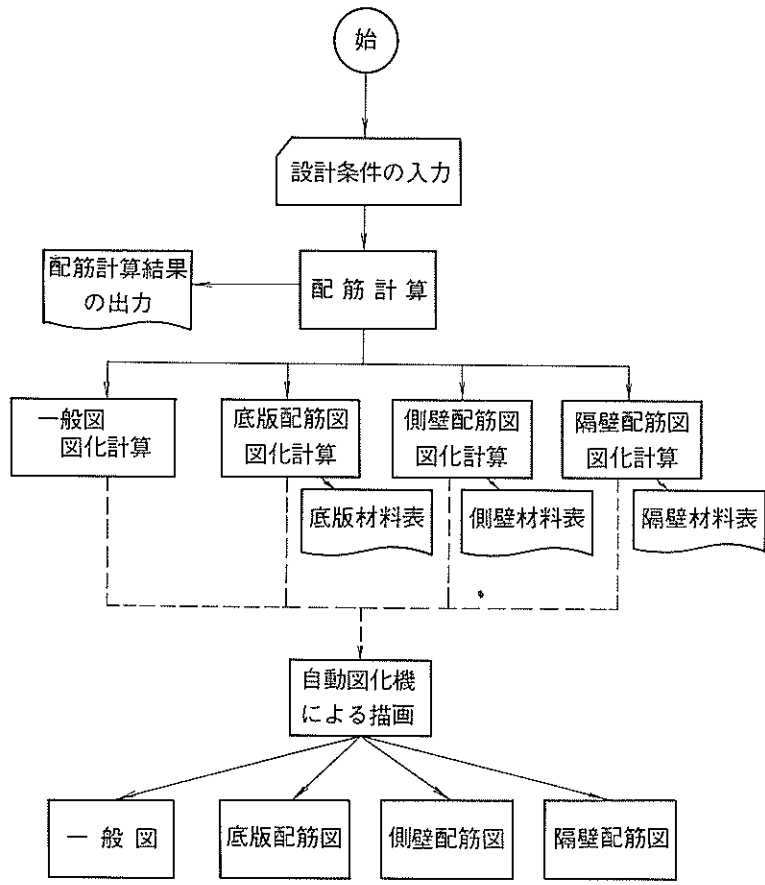


図 2.2 配筋自動設計システムの流れ

表 2.2

		ステップ数	サブプログラム数	プログラム レングス
配筋計算		約 13900	87 個	4.9KW
図 化 計 算	一般図 (標準断面図 含む)	約 4000	38 個	5.4KW
	底 版	約 17700	78 個	5.4KW
	側 壁	約 7600	44 個	5.3KW
	隔 壁	約 6100	32 個	5.3KW
	計	約 35400	192 個	
合 計		約 49300	279 個	

(1) 設計演算時間及び描画時間

本自動設計システムによる設計演算時間及び描画時間の概略は次のとおりである。(TOSBAC5600での所要時間)

配筋計算	0.5~8分
図面作成過程	
一般図(標準断面図を含む)の図化計算	1分
MTの作成	2分
描画	20分
底板配筋図の図化計算	1分
MTの作成	2分
描画	120分
側壁配筋図の図化計算	1分
MTの作成	2分
描画	120分
隔壁配筋図の図化計算	1分
MTの作成	2分
描画	120分

配筋計算において、防波堤の場合には水位を10cm毎に上昇させて計算しているためLWL~HHWL間がかなりある場合には8分程度の計算時間(中間結果の打出し時間



も含む)を要するが、係船岸の場合、また防波堤であってもLWL~HHWLがわずかな場合や中間結果を必要としな  
い場合には30秒前後で計算が終了する。

1ケースの全図面(一般図、底板配筋図、側壁配筋図、  
隔壁配筋図)を描画するのに要する時間は380分であり、  
自動図化機使用時間に配筋計算等の計算機使用時間を含め  
ると1ケースの所要時間は393~400分となる。

## 2.4 設計条件

本システムの設計条件(インプットデータ)は、既述の  
ように各構造物の基本設計で決定されたケーソンの形状及  
び構造物の設計条件であり、次に示す各事項である。具体  
的なインプットデータの種類については、6.のプログラ  
ムの利用法の項に詳述する。

- ①対象構造物の種類……係船岸か防波堤か。更には係  
船岸であるか防波堤としての  
検討が必要であるか。
- ②自然条件……波、潮位、震度。
- ③ケーソンの諸元……長さ、幅、部材の厚さなど。
- ④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。
- ⑤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。
- ⑥材料に関する事項……単位体積重量、許容応力度な  
ど。

## 3. 設計法

### 3.1 概要

ケーソンの配筋法については、設計基準においてプレキ  
ャスト部材の設計として記述されており、本システムでも  
基本的にはこれによっている。すなわち作用する外力を各  
状態毎に求め、各部材(底板、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  
を独立の版及び梁として、配筋計算しようとするものであ  
る。

本章においては、本システムで採用している設計法につ  
いて、設計基準及び各建設基準及び各建設局などでの慣用  
法との比較を含めて述べることにし、本節では、概要とし  
て、外力、配筋などの基本的事項、3.2以後に各部材毎の設  
計法を詳細に記述する。

#### (1) 設計外力

ケーソンの設計に際し考慮すべき外力は、ケーソンの製作  
から構造物として完成した状態までの全状態について考え  
る必要があるが、設計基準では次の各状態を考えることと

している。

- ①製作時
- ②進水及び浮遊時
- ③えい航時
- ④据付作業時
- ⑤据付後

各状態における外力について簡単に述べると共に、本シ  
ステムにおいて考慮している外力について具体的に述べると  
次のとおりである。

#### ①製作時

設計基準によると、ドライドック、浮ドックなどで製  
作するときに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こととなっている。

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が多いことから、本システム  
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進水及び浮遊時

ドライドック、浮ドック、通常の斜路の場合には、計  
算上の吃水に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  
ツキなどを含むとしている。本システムもこれに従ってい  
る。この状態では隔壁は検討せず、側壁については三角形  
の静水圧分布、底板は下からの静水圧と自重の差を外力と  
して検討する。

#### ③えい航時

基準によると静水圧、動水圧、波圧については、浮  
遊時の吃水の余裕でカバーできるであろうこと、波が高い  
ときにはえい航することは少ないことなどから検討せず、  
えい航時の引張力についてその算定式を示している。また  
サッキング、ホッキングについても、外海をえい航する長  
大なケーソンの場合には必要に応じ検討することとしてい  
る。

本システムでは、施工例の調査によると引張力の検討を  
している例が少ないことから、特に必要な場合には、サッ  
キング、ホッキングなどと共に別途検討するとして、えい  
航時の検討は全くしていない。

#### 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えい  
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、隔壁の厚さが20cm程度の単鉄筋  
では、1m程度が限度であること、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の水位差を見て隔壁の外力としている。本システムにおいても、隔壁間の水位差を1mとして隔壁に作用する外力とし、他の部材については、他の状態の方が危険側になることから検討を省略している。

また、掘付作業は通常1時間程度の短時間で終るものであるため、掘付け作業状態での外力は一時荷重として、許容応力の割増(1.5倍)を行っている。

なお、実際の施工での指針とするため、実際に配筋された鉄筋量から許容水位差を逆算してラインプリンターに打出している。

#### 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工程上から、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。従来の設計計算でもこのような場合には、施工時の状態として検討していることから、本システムでも、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るようにしている。どの状態で検討するかは、入力で指示でき、施工時でもかなり長期であることから、許容応力度の割増しはしていない。係船岸の場合には、常に完成時の方が危険側であるため、完成時のみ検討している。係船岸の場合、陸側の埋立が遅れれば防波堤と同様の状態となることがあるので、入力で指示することにより防波堤としての検討も可能である。

掘付後のケーソンの検討は、防波堤の場合、常時、波圧時、地震時の各状態が考えられるが、常時は安全側であるので検討を省略し、地震時の検討は、上述の完成時の状態のみについて行っている。

係船岸の場合には、常時及び地震時の状態を検討している。いずれも、地震時は一時荷重として許容応力の割増(1.5倍)を行っている。

防波堤波圧時の検討は、ケーソンに波圧がかかった時の底面反力とケーソン下面での静水圧及び底版にかかる中詰材などの重量の和を底版にかかる設計荷重としており、側壁には波力を設計荷重として作用させていない。これは外から波圧が作用したときのケーソン内部の中詰材の挙動が不明であり、中詰土圧より波力が相殺され、側壁には大きな荷重がかからないと考えていた為である。ところが近年、波高が大きく潮位差の大きい地域において、波圧によると思われる側壁の破壊が報告されている。一部建設局においては、波圧に対する側壁の検討を実施しているところもあるが、設計法については必ずしも明白でない。本システムでは、多くの施工例が検討なしで施工され十分用を

成していること、設計法が明らかでないことから、側壁の波圧に対する検討は含めていない。理論的には、検討すべきと思われ、今後の調査研究が待たれる。

波圧時の検討は、波の山が来た場合と谷が来た場合の各々について行いが、谷が来た場合の海側の側壁には、ケーソン内部から土圧と水圧が作用する。土圧は、ケーソンが隔壁により仕切られているのでこれを考慮して静止土圧を考え、水圧算定時の水位差は、波の状態、潮位などを考慮の上、入力で指示することとしている。

防波堤地震時については従来あまり検討されておらず、検討項目として採り入れるべきか否か議論されたが、耐震設計は是非必要であるということから、本システムでは考慮している。地震時は、ケーソン本体の空中重量に震度を乗じた地震力と動水圧が外力であり、底版に対してはこれによる反力、ケーソン底面の静止圧、底版にかかる上からの中詰材などの重量の和を設計荷重とし、側壁に対しては、波圧と同様、動水圧荷重は作用させていない。地震力は交番荷重であり、波圧時の結果と極端に違わないことなどから、安定計算上は地震時の検討は必要ないというのが従来の考え方であったが、部材の設計上は、破壊現象と直接結びつくので考慮すべきであろう。

5. において、設計震度が既設計例にいかなる影響を与えているかを検討している。

係船岸の場合の外力は、常時、地震時とも背後からの土圧及び水圧であり、底版に対してはこれによる反力を考えている。係船岸本体の重量及び土圧の算定において、クレーンの有無、上載荷重の有無による組合せについても、そのいくつかについて検討している。側壁については、陸側の壁に対する土圧、水圧は中詰土圧と相殺され小さくなることから考慮しておらず、海側の壁については中詰土圧及び水圧をかけている。水圧算定時の水位差は、前面水位がL.W.L.のときである。

隔壁の検討は、上述の内部土圧及び内部水圧により、側壁が抜け出すのを防ぐこと及び底版が中詰材などの重量で抜け出すのを防ぐことについて行い、共に引張力についての検討である。

フーチングにかかる荷重は、上述の底面反力と自重の和、係船岸裏込め側のフーチングについては更にフーチング上の土砂重量を考慮した値である。

設計基準によると、地盤支持力の不均等あるいは中詰重量の不均等による荷重が働く場合、ケーソンの長さの $\frac{1}{3}$ の片持ばりとしてケーソン自体の一体性について検討することとしているが、従来の設計範囲ではかなり安全側であることから省略した。長大ケーソンの場合には、別途検討することが望ましい。

#### (2) 曲げモーメント及び引張力の計算

ケーソンは既述のとおり、各部材を独立の版と仮定して解析しており、(1)で求めた外力によって生ずる部材毎の設計荷重により版に生ずる曲げモーメントを求め、これに対して配筋している。

曲げモーメントの計算は設計基準に従っており、部材に作用する荷重を等分布荷重と三角分布荷重に換算し、版を四辺固定あるいは三辺固定 一辺自由として曲げモーメント数値表<sup>10)</sup>により求めた。

側壁の場合にはその辺長比が1:3を越えるときには、1:3までを版とし、それ以上をボックス・ラーメンとして曲げモーメントを求めている。

隔壁には底版及び側壁が抜け出そうとする引張力が生じるので、曲げモーメントと共に引張力も計算する必要がある。隔壁の配筋は、一般にこの引張力により決定されている。

### (3) 曲げモーメントによる有効厚のチェック

版の有効厚は作用する曲げモーメントに対して次式で示す値以上でないとい配筋することができない。

$$\left. \begin{aligned} d_{\min} &= C_c \sqrt{\frac{M}{\sigma_{ca} B}} \\ C_c &= \sqrt{\frac{2}{S(1-\frac{S}{3})}} \\ S &= \frac{n}{m+n} \\ m &= \frac{\sigma_{sa}}{\sigma_{ca}} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(3.1)$$

ここに  $d_{\min}$  ; 最小有効厚

$M$  ; 作用曲げモーメント

$n$  ; 弾性係数比 (=15)

$\sigma_{sa}$  ; 鉄筋許容引張応力度

$\sigma_{ca}$  ; コンクリート許容曲げ圧縮応力度

$B$  ; 部材単位幅 (100cm)

上式による最小有効厚が確保できないときにはエラーメッセージが打出される。計算は厚さが不足する場合にも続行され、その場合には許容応力度を越えた応力度が算出される。

### (4) 必要鉄筋量の計算

曲げモーメントに対する必要鉄筋量は、作用曲げモーメントと有効厚に対して次式により計算する。

$$\left. \begin{aligned} A_s &= \frac{M}{\sigma_{sa}(1-\frac{S}{3})d} \\ S &= \frac{n}{m+n} \\ m &= \frac{\sigma_{sa}}{\sigma_{ca}} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(3.2)$$

ここに  $A_s$  ; 必要鉄筋量

$d$  ; 有効厚

$M$  ; 作用曲げモーメント

$\sigma_{sa}$  ; 鉄筋許容引張応力度

$\sigma_{ca}$  ; コンクリート許容曲げ圧縮応力度

なお、隔壁は引張力に対して配筋計算するが、その場合には次式による。

$$A_s = \frac{P}{\sigma_{sa}} \dots\dots\dots(3.3)$$

$P$  ; 引張力

### (5) 配筋

鉄筋コンクリート構造物は、その構造物の受ける曲げモーメント、せん断力、圧縮・引張力に対して十分安全な配筋をすると共に、可能な限り経済的な断面となるよう設計されなければならない。本項においては、本システムにおける配筋の基本方針と各種示方書あるいは各建設局などでの施工状況などから制約される構造細目などについて述べることにする。

#### (a) 径、ピッチの決定方針

配筋は構造物の全範囲において、必要な鉄筋量を満足すると共に、できるだけ少ない鉄筋量となるように行う必要がある。

鉄筋量を決める要素としては、鉄筋の径とピッチがあり、最適配筋とするためにこれらをどのようなアルゴリズムで選定するかが重要な点である。2.2で述べたように鉄筋は異形鉄筋であり、D13~D25の範囲内のものが一般に使用されていて、従来の設計条件下のケーソンではこの範囲内の組合せで十分配筋できている。したがって、本システムでは、D13、D16、D19、D22、D25の五種類の鉄筋を使うこととし、D25については施工上の難点から採用していない地域もあるので、インプットデータにより使用の可否を指示できるようにしている。

鉄筋のピッチについては、施工例の調査では10、20、40cmの組合せ、15、30cmの組合せあるいは両者の混在などいくつかの種類がある。

本システムでは、比較的施工例が多いことなどから、10、20、40cmの組合せを採用している。ただし底版及び側壁横筋については、コンクリート標準示方書に30cm以下と規定されていることから40cmピッチは採らない。

配筋設計は、一般に径を一定にしてピッチで調整する方法、ピッチを数種類とり径の組合せで調整する方法、あるいは両者を組合せて調整する方法などがある。最も経済的な配筋とするためには、第三者を採用すべきと思われるが、施工上複雑となることから従来から行われている第二の方法を本システムでは採用している。

必要鉄筋量は部材の各部分毎に異なっており、各々に対して径とピッチを決めていくことは施工上複雑であると共に、外力あるいは解析法の仮定などの精度を考えると必ずしも合理的とは言えない。

本システムでは従来から行われている方法に従い、各部材毎に全長に通す鉄筋は同径のものを選び、必要鉄筋量の大きいところにはその間に他の鉄筋を配置し補強するという方法をとっている。更に3種類以上の鉄筋の組合せは原則として考えないこと、隣り合う鉄筋径は5種類の中で3ランク以内に収めることとしている。したがって鉄筋の組合せから得られる配筋量は、表-3.1~3.4に示す値であり、必要鉄筋量の上位の配筋量となる組合せをこれらの表から選定して配筋する。

表-3.1 各ピッチの鉄筋量

び名	鉄筋量 cm <sup>2</sup> /m		
	10cmピッチ	20cmピッチ	30cmピッチ
D13	12.68	6.34	3.17
D16	19.84	9.92	4.96
D19	28.64	14.32	7.16
D22	38.72	19.36	9.68
D25	50.68	25.34	12.67

表-3.2 10cm<sup>2</sup>ピッチ交互配筋鉄筋表

Db \ Da	D13	D16	D19	D22	D25
D13	12.68	16.26	20.66	—	—
D16	16.26	19.84	24.24	29.28	—
D19	20.66	24.24	28.64	33.68	39.66
D22	—	29.28	33.68	38.72	44.70
D25	—	—	39.66	44.70	50.68

単位 cm<sup>2</sup>/m

表-3.3 20cm<sup>2</sup>ピッチ交互配筋鉄筋表

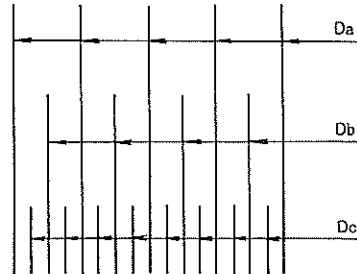
Db \ Da	D13	D16	D19	D22	D25
D13	6.34	8.13	10.33	—	—
D16	8.13	9.92	12.12	14.64	—
D19	10.33	12.12	14.32	16.84	19.83
D22	—	14.64	16.84	19.36	22.35
D25	—	—	19.83	22.35	25.34

単位 cm<sup>2</sup>/m

側壁の内側縦筋については、長さの種類が3種類となることから、3種類の鉄筋の組合せを考えており、表-3、4から選定している。

表-3.4 3本交互配筋鉄筋表

Da	Db	Dc	鉄筋量 cm <sup>2</sup> /m	Da	Db	Dc	鉄筋量 cm <sup>2</sup> /m
13	13	-	634	16	13	-	813
		13	1268			13	1447
		16	1627			16	1806
		19	2066			19	2245
	16	-	813		-	992	
		13	1447		13	1626	
		16	1806		16	1985	
		19	2245		19	2424	
	19	-	1033		-	1212	
		13	1667		13	1846	
		16	2026		16	2205	
		19	2465		19	2644	
22	16	2278	19	2644			
	19	2717	22	3148			
	25	19	3016	16	2457		
		19	3016	19	2896		
25	19	3016	22	3400			
			19	3195			
				22	3699		



(b)構造細目

i) 鉄筋の継手及び鉄筋加工長

コンクリート標準示方書によると鉄筋の継手は、適切な継手方法を選定すること、継手位置は相互にずらし一断面に集めてはならないこと、引張鉄筋の重ね継手長は次式による $\ell$ 以上で20D以上重ね合せることなどが規定されている。

$$\ell = \frac{\sigma_{sa}}{4 \tau_{oa}} D \quad \dots\dots\dots (3.4)$$

$\sigma_{sa}$  ; 鉄筋許容曲げ引張応力度

$\tau_{oa}$  ; コンクリート許容付着応力度

D ; 鉄筋径

本システムで使用している鉄筋は異形鉄筋であり、単鉄筋の引張鉄筋として設計されていることから、継手フック

は設けない重ね継ぎを採用している。また相隣り合う鉄筋の継手位置は原則として継手長分以上ずらすように設計している。従来の例によると側壁及び隔壁の縦筋については、大多数が施工上の難点を理由に、コンクリート打設段階毎に継ぎを設けているのが実情であるが、本システムでは、一部建設局で継手位置をずらす交互配筋が行われていることから示方書の規定に従うことにした（図-3.1(1)）。

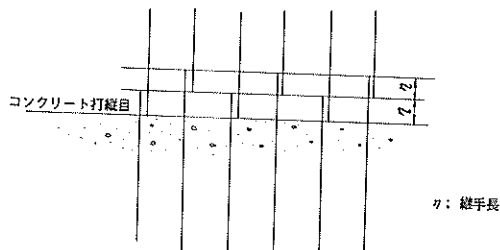


図-3.1(1) コンクリート打設止め位置における継手

また部材の全長に通す鉄筋については、継手位置を部材中心に対して対称としないよう配置し、交互に振り替えることにより、継手が一カ所に並ばないようにしている。

鉄筋の継手は、応力の小さいところに設ける必要があり、本システムでは原則として、曲げモーメントの反曲点の位

置を選定している（図-3.1(2)）が、反曲点の位置は作用荷重により変化すること（図-3.1(3)、(4)）、鉄筋の長さにより端数を繰出させることは不経済であることなどから市販長（通常3.5m～10mの間0.5mきざみ）の鉄筋をできる限り使用できるように配慮した。すなわち継手位置をずらすことにより一本を除いて全て市販長となるようにしている。ただし側壁、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、市販長に制約されず5cm単位に切り上げている。

継手長は上述の示方書の規定に従っており、従来用いられている $\sigma_{sa}$ と $\tau_{oa}$ の範囲では、 $20D$ の規定に抵触するケースはない。したがって(3.4)式による値を5cm単位に切り上げて使用しており、 $\sigma_{sa}$ 、 $\tau_{oa}$ 、 $D$ の値による継手長 $l$ の採用値を表-3.5に示す。

## ii) 鉄筋の定着

鉄筋の定着を考慮するのは、部材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 $\frac{1}{16}$ 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。この場合鉄筋は異形鉄筋を用いるのでフックは設け

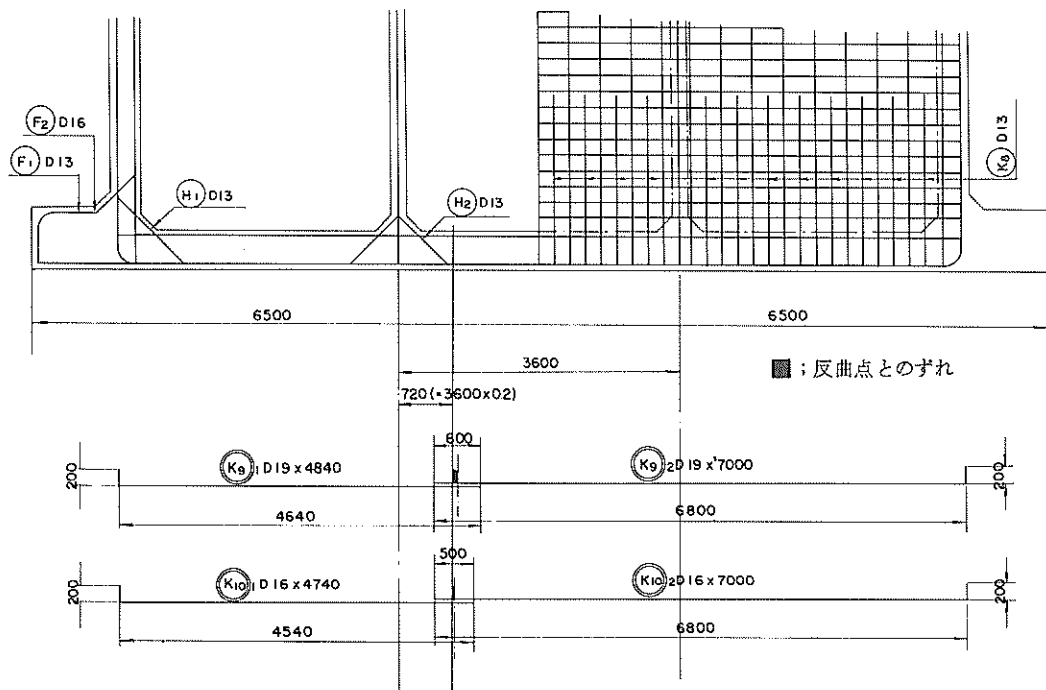


図-3.1(2) 継手位置の実際例

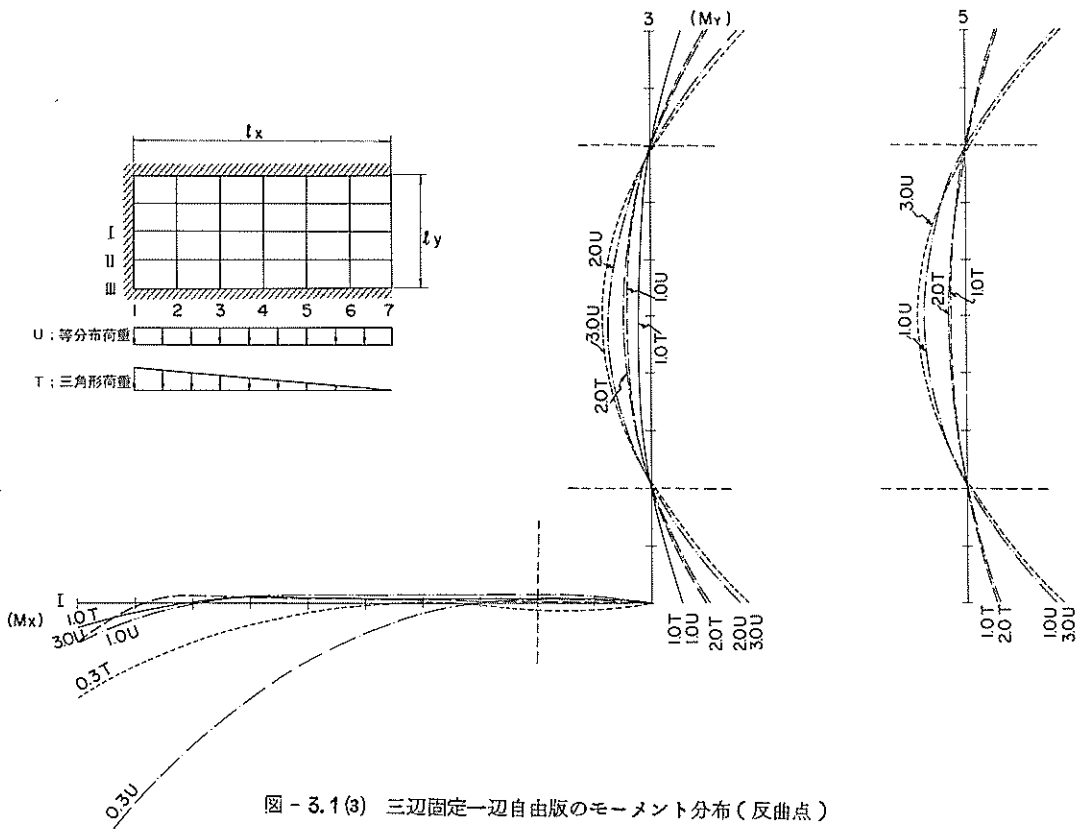


図 - 3.1 (3) 三辺固定一辺自由版のモーメント分布 (反曲点)

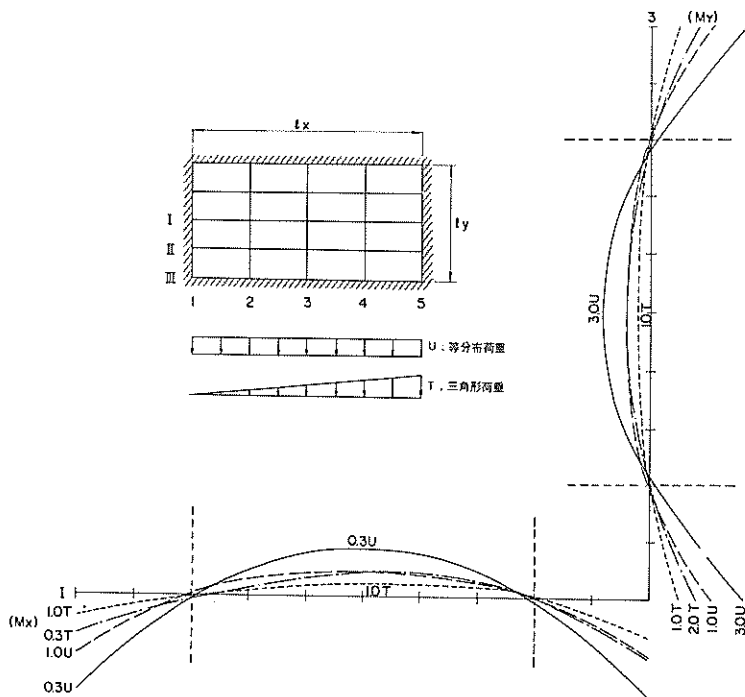


図 - 3.1 (4) 四辺固定数のモーメント分布 (反曲点)

表-3.5 継手長

$\sigma_{sa}$		1800 kg/cm <sup>2</sup>					2000 kg/cm <sup>2</sup>				
		14	15	16	17	18	14	15	16	17	18
継 手 長  mm	径	32.142D	30.0 D	28.125D	26.47 D	25.0 D	35.714D	33.333D	31.25 D	29.411D	27.777D
	13	417.8	390.0	365.6	344.1	325.0	464.3	433.3	406.3	382.3	361.1
		450	400	400	350	350	500	450	450	400	400
	16	514.3	480.0	450.0	423.5	400.0	571.4	533.3	500.0	470.6	444.4
		550	500	450	450	400	600	550	500	500	450
	19	610.7	570.0	534.4	502.9	475.0	678.6	633.3	593.8	558.8	527.8
		650	600	550	550	500	700	650	600	600	550
	22	707.1	660.0	618.8	582.3	550.0	785.7	733.3	687.5	647.0	611.1
		750	700	650	600	550	800	750	700	650	650
	25	803.6	750.0	703.1	661.8	625.0	892.9	833.3	781.3	735.3	694.4
		850	750	750	700	650	900	850	800	750	700

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、フックを設けないと所定の定着長が確保できないので、折り曲げ長さ20cmの直角フックを付けて定着する。フックを付けたときの定着長は次式で計算できる。

$$l = \frac{\sigma_{sa}}{\tau_{oa}} D \quad \dots\dots\dots (3.5)$$

iii) 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、この応力は鉄筋の径及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。コンクリート標準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。本システムでは、各鉄筋径毎に別々にすることは繁雑であることから、安全側をとり、最大径に合わせ統一することにした。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22cmに統一した。

iv) 鉄筋のかぶり

コンクリート標準示方書によると、海洋コンクリート構造物の最小かぶりは、海水に直接している部分7cm、それ以外の部分は5cmと規定されており、ケーソンの場合には設計基準で底版、側壁の外側筋7cm、底版、側壁の内側筋及び隔壁5cmと規定されている。本システムでもこれに従っているが、表示及び計算の便の上から鉄筋中心からの距離で決定することとした。鉄筋の径毎にこれを変えることは非常に繁雑であるため、一律に図-3.3に示すように、上述のかぶり7cmに相当する部分は8cm、5cmに相当する部分は6cmとし、この内側に配置する鉄筋についても表示及び計算上のかぶりを各々10cm、8cmとしている。

底版及びフーチングにおいて、法線平行方向筋、同直角方向筋の配筋順序については、短い鉄筋を先に置く方が施工上有利であるということから次の要領で配置する。

- ①底版及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。
- ②底版の上側筋は逆に下側筋と対称となるよう短手方向

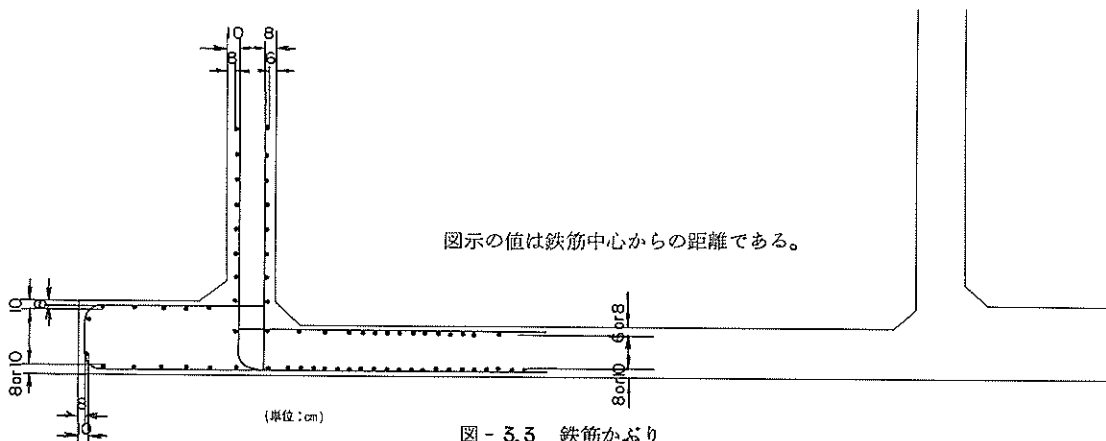


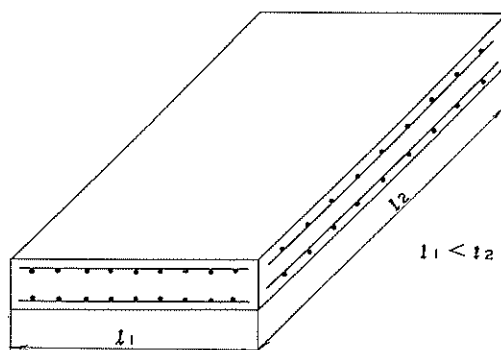
図-3.3 鉄筋かぶり

の鉄筋を上側に、長手方向の鉄筋を下側に配筋する。

図-3.4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及び同直角方向のフーチングを含んだ長さである。

#### V) ハンチ筋

コンクリート標準示方書によると、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り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おり、ケーソンの配筋でも、従来からハンチ筋として主筋とは別の鉄筋を用いている。ハンチ筋の目的は、配力筋と用心鉄筋を兼ねたものと思われるが、ハンチ筋の径、形状については、明確な規定がない。従来の施工例によると主筋と同



ただし、 $l_1 = l_2$ の場合には便宜上、平行方向を短手方向と定める。

図-3.4 底版に配筋する鉄筋のかぶり

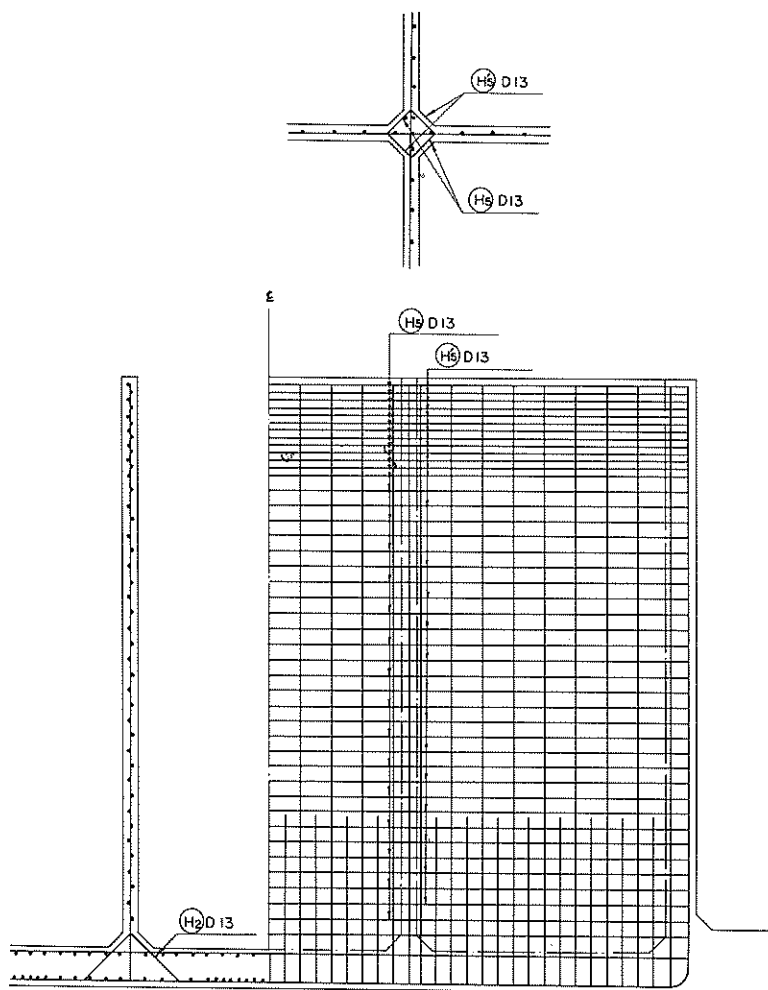


図-3.5 千鳥配置



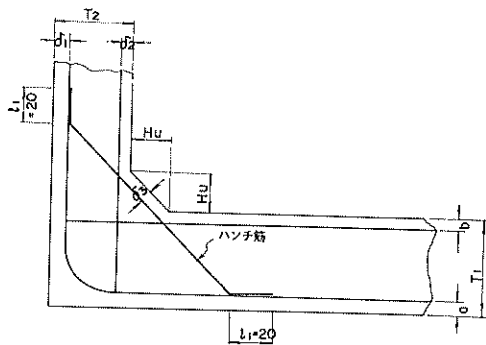


図 - 3.6 ハンチ筋H<sub>1</sub>の形状

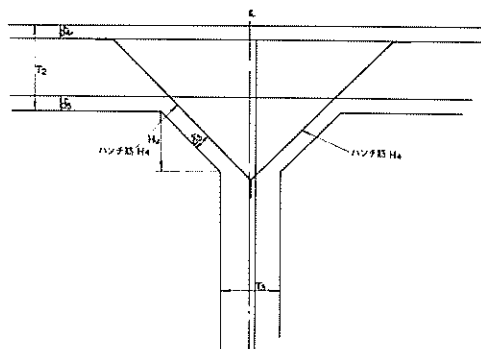


図 - 3.9 ハンチ筋H<sub>4</sub>の形状

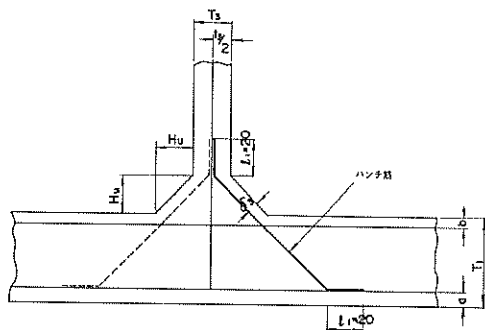


図 - 3.7 ハンチ筋H<sub>2</sub>の形状

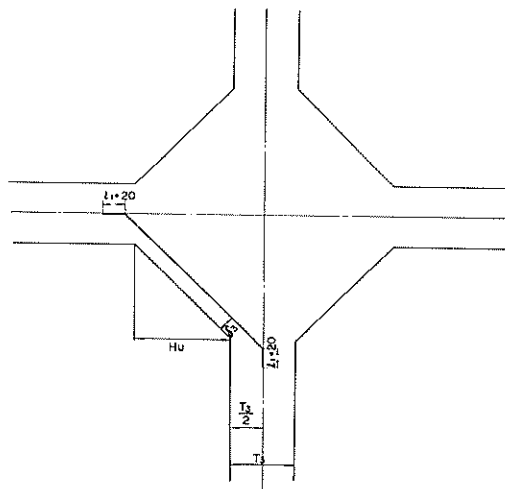


図 - 3.10 ハンチ筋H<sub>5</sub>の形状

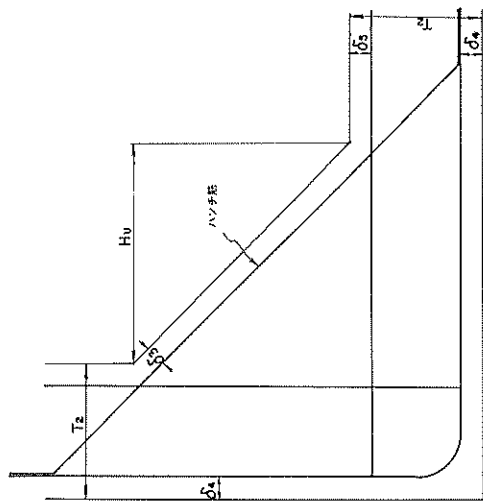


図 - 3.8 ハンチ筋H<sub>3</sub>の形状

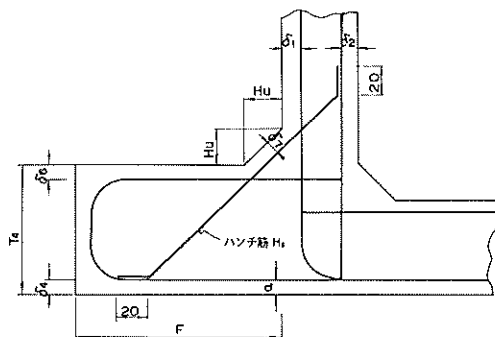


図 - 3.11 ハンチ筋H<sub>6</sub>の形状

径のものを使っている例もあるが、ほとんどが使用最小径のD13である。本システムではハンチ筋の径をD13とし主筋に沿う長さを20cmとした。ハンチ筋を入れる箇所は、底版と側壁(H<sub>1</sub>)、底版と隔壁(H<sub>2</sub>)、側壁と側壁(H<sub>3</sub>)、側壁と隔壁(H<sub>4</sub>)、隔壁と隔壁(H<sub>5</sub>)、側壁とフーチング(H<sub>6</sub>)の各隅角部である。

ハンチ筋の配筋間隔はH<sub>1</sub>、H<sub>3</sub>、H<sub>6</sub>については内側主鉄筋の全段に、H<sub>2</sub>、H<sub>4</sub>については内側主鉄筋に添わせて40cmピッチに、またH<sub>5</sub>については40cmピッチの干鳥とする。

ただし頭部補強筋が配置されている箇所については、H<sub>4</sub>、H<sub>5</sub>を主鉄筋の全段に入れる。H<sub>5</sub>の配置例を図3.5に示しハンチ筋の鉄筋形状を図3.6～3.11に示す。

#### (c)頭部補強筋

進水時の応力、不等沈下あるいは据付時の打込波などによる衝撃に対してケーソン頭部を補強することは従来から行われており、はち巻きと称する断面の拡幅(二建、五建)や鉄筋量の増強(一建、ケーソン高さの頭部10%について鉄筋量を2倍に)などの処理をとっている。上記各状態に対してケーソンがどのような挙動をとるかは現時点では解析されておらず、どの方法が適当か判断しにくい状態である。

本システムでは、各局などの担当者の合意のもとに側壁及び隔壁の横筋を補強することにより処理することにした。

補強は各部分についてD19、10cm間隔で配筋しその補強範囲は設計担当者の判断によることとし、インプットデータで指示できる。もちろん各部材の設計上必要な鉄筋量がこれを起える場合には、必要鉄筋量を満足する鉄筋が配置される。

#### (6) 応力度の計算

配筋計算終了後のコンクリート及び鉄筋に生ずる応力度は、次式により計算し出力される。曲げモーメントによる応力度は、

$$\left. \begin{aligned} \sigma_c &= \frac{2M}{Bx(d - \frac{x}{3})} \\ \sigma_s &= \frac{M}{As'(d - \frac{x}{3})} \\ x &= \frac{nAs'}{B} \left( -1 + \sqrt{1 + \frac{2Bd}{nAs'}} \right) \end{aligned} \right\} \dots\dots (3.6)$$

ここに  $\sigma_c$  ; コンクリート曲げ圧縮応力度  
 $\sigma_s$  ; 鉄筋引張応力度  
 $As'$  ; 使用鉄筋量  
 $M$  ; 作用曲げモーメント  
 $d$  ; 有効厚  
 $B$  ; 単位幅

により計算し、引張力に対しては次式による。

$$\sigma_s = \frac{P}{As'} \dots\dots (3.7)$$

ここに P ; 引張力

### 3.2 底版の設計

#### (1) 計算の流れ

##### a) 防波堤

防波堤の場合の底版の配筋設計の流れを図-3.12に示す。前節に示したように、検討は浮遊時及び据付後(蓋コンクリート打設時、上部工一部打設時、完成時)の各状態毎に、波圧時及び地震時について行なわれる。更に水位の変動と共に波力及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からH.W.Lの間を各々10cm間隔で変化させて繰返し計算を行なう。また波圧時については、波の山及び谷の両方について検討している。地震は高潮との同時性は少ないと考え、偏差は考えないこととした。以上の組合せを繰返すことにより底版の各部分毎にその点に生ずる最大モーメントを得ることができる。従来の設計ではH.W.LあるいはL.W.Lでの水位のみで計算され、底面反力の最大値の大きな場合を対象として配筋設計されるのが通例であったが、これでは底版の全ての部分で発生する最大モーメントを得ているとは限らない。本システムでは、電子計算機 の得意とする単純計算の繰返しをさせることにして上述のような方法をとった。

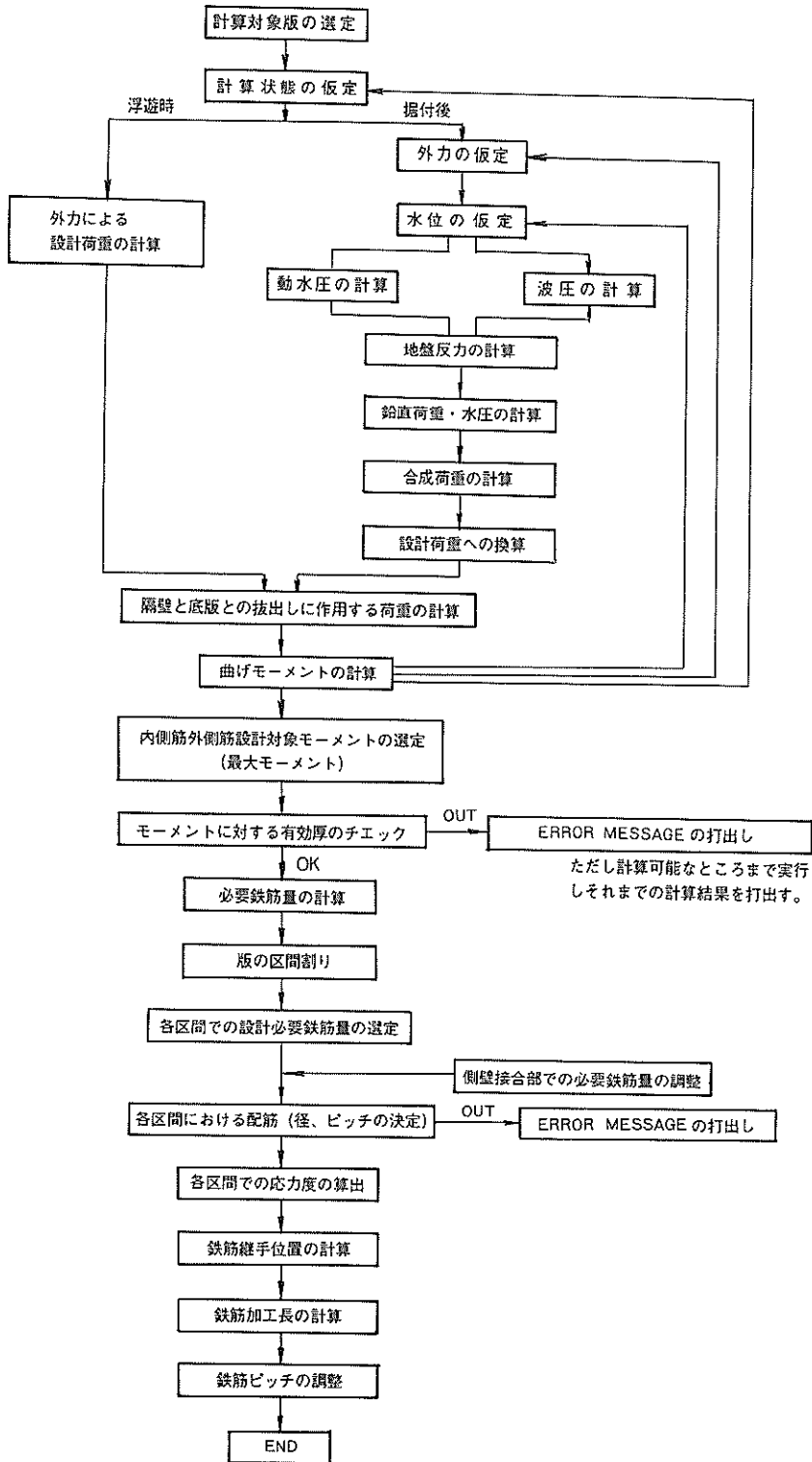


図 - 3.1 2 防波堤の場合の底版設計計算フロー

b) 係船岸

係船岸の場合の設計の流れを図-3.13に示す。検討する状態は既述のように浮遊時及び掘付後であり、掘付

後の状態では常時及び地震時について上載荷重及びクレーン荷重の有無の組合せを検討し、防波堤の場合と同様に底版の各部分毎に、その点に生ずる最大曲げモーメントを求めている。

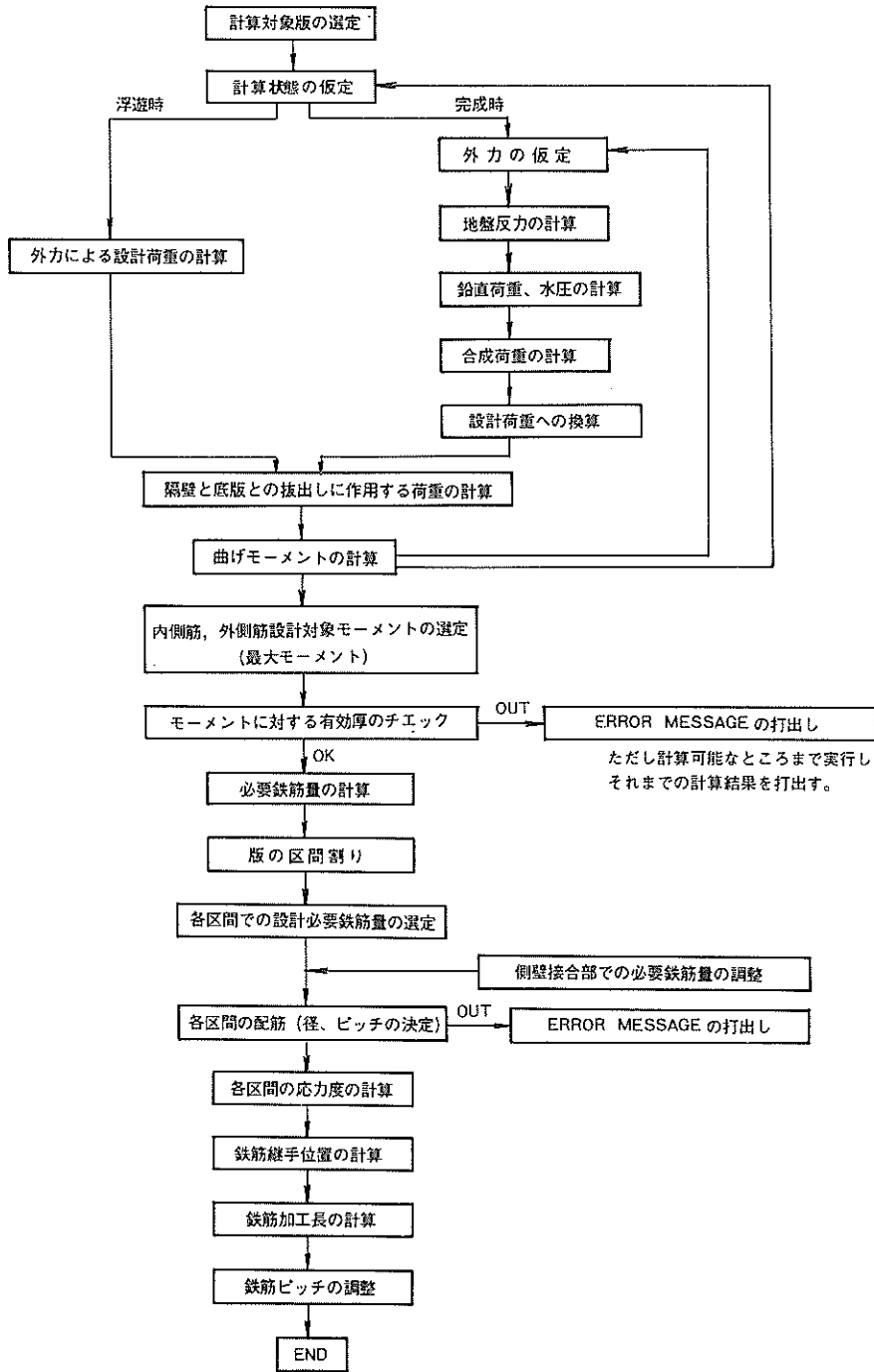


図-3.13 係船岸の場合の底版設計計算フロー

(2) 計算対象版の選定

法線平行方向隔壁長（側壁あるいは隔壁のセンター間の距離）のうちで最長のものを  $b_k$  とすると計算は  $(a_i - \frac{T_2}{2}) \times b_k$ ,  $a_2 \times b_k$ , ……  $a_{i-1} \times b_k$ ,  $(a_i - \frac{T_2}{2}) \times b_k$  の各々の版について行ない、対象版以外の版については上記で得られた値をそのまま使用するものとする。（図-3.14）

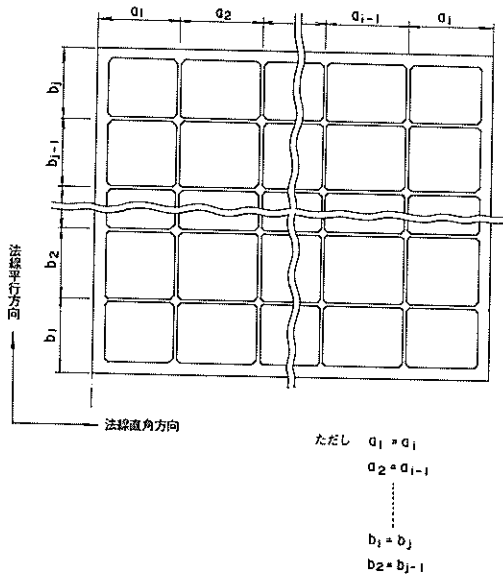


図-3.14 底版モーメント計算対象版の選定

(3) 設計外力及び設計荷重の計算

a) 浮遊時

浮遊時のケーソンに作用する外力は吃水による静水圧であり、計算吃水に 3.1(1) で述べたように 1m の余裕を見え静水圧を底版下面に上向きにかけ、これと底版自重（カウンターバラスト材がある場合はこれを含む）との差を設計荷重とする。（図-3.15）

すなわち

$$\begin{aligned} P &= P_w - W \\ P_w &= 1.03 H_0 \end{aligned} \quad \dots\dots (3.8)$$

- $P$  ; 浮遊時の底版設計荷重 (  $t/m^2$  )
- $P_w$  ; 底版下面に働く静水圧 (  $t/m^2$  )
- $H_0$  ; 計算吃水 + 1.0 (  $m$  )
- $W$  ; 浮力を引かない底版自重（カウンターバラスト材がある場合はこれを含む） (  $t/m^2$  )

$$W = r_1 t_1 + r_0 t_0$$

- $r_1$  ; ケーソンコンクリートの単位体積重量 (  $t/m^3$  )
- $t_1$  ; 底版の厚さ (  $m$  )
- $r_0$  ; カウンターバラスト材の単位体積重量 (  $t/m^3$  ) ※
- $t_0$  ; カウンターバラスト材の厚さ (  $m$  )

※ インプットデータにおいて FCOUNT としているものは  $r_0 \times t_0$  であって後述の GAMCOUNT と混同しないよう注意が必要である。

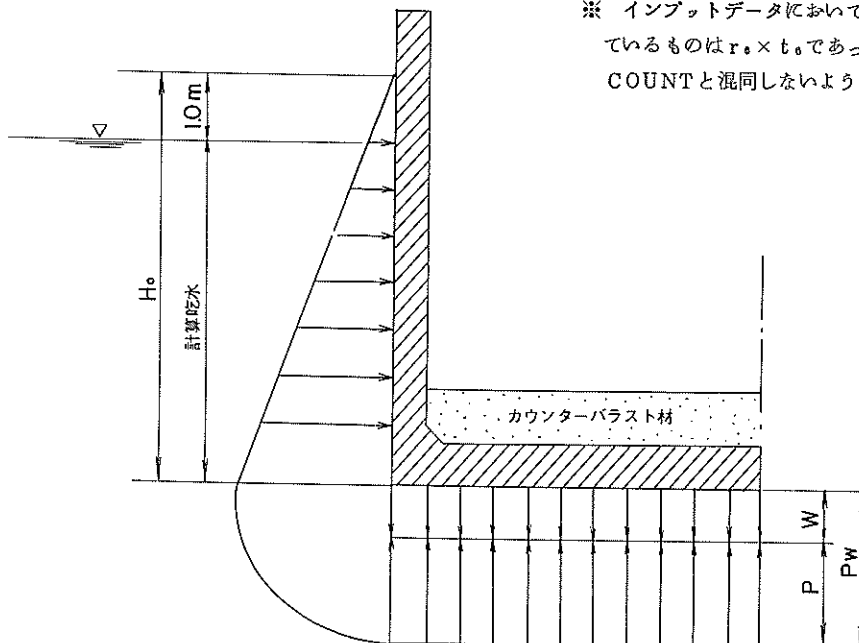


図-3.15 浮遊時の設計荷重

b) 据付後

i) 外力

1) 防波堤

a) 波圧時の外力

波圧時にケーソンに作用する外力は波圧であり、これにより発生する底面反力が底版に作用する。波圧公式は、設計基準に提案されている広井公式（砕波の場合）及び黒田公式（重複波の場合 — サンプル公式に部分砕波を考慮）を使用している。

浮力及び揚圧力のとり方についても設計基準に従い、波の山がきて越波しない場合には揚圧力を考えず堤体全体に浮力が働くものとし、越波しない場合には、静水面以下の浮力と揚圧力を考える。揚圧力の大きさは波圧のかかる側でケーソン下端での波圧に等しく、他端で零となる三角形分布としている。壁面に波の谷がきたときの浮力及び揚圧力のとり方には規定はないが、本システムでは次のように処理している。浮力は砕波のとき計算水位から  $0.5H$  下、重複波のとき  $H - \delta_0$  下まで考え、揚圧力は常に作用させケーソン下端での波圧を一辺とする三角形分布としている。

波圧公式については、従来から上述の二公式の使い分けではその間の不連続性が著しく、統一的な波圧公式が研究されており、伊藤公式<sup>11)12)</sup>、合田公式<sup>13)</sup>などの新しい公式が提案されている。本システムにおける波圧公式もこれらの研究成果の進展と共に変遷していくものであり、変えることが決定されれば直ちに対応できるような態勢となっている。以下に本システムでの波圧公式の概要を示す。

※ 広井公式

$h' \leq 2.0H$  のとき適用

ここで  $h'$  ; 根固ブロック天端からの水深 (m)

$H$  ; 設計波高 (m)

○ 壁面に波の山がある場合

図-3.16において

$$P_b = 1.5W_0H \cos^2 \beta \dots\dots\dots (3.9)$$

$W_0$  ; 海水の単位体積重量  
( $1.03 \text{ t/m}^3$ )

$H$  ; 設計波高 ( $H \frac{1}{3}$ 、m)

$\beta$  ; 波の入射角 (度)

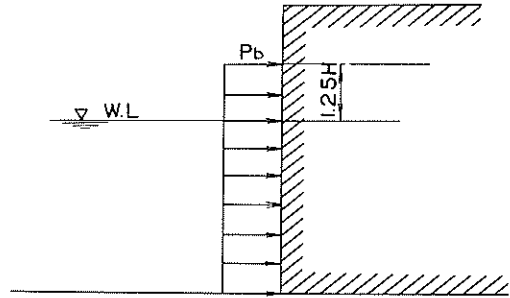


図-3.16 砕波の波圧（壁面に波の山があるとき）

○ 壁面に波の谷がある場合

図-3.17において

$$P_{b'} = 0.5W_0H \dots\dots\dots (3.10)$$

※ 黒田公式（サンプル公式に部分砕波を考慮）

$h' > 2.0H$  のとき適用

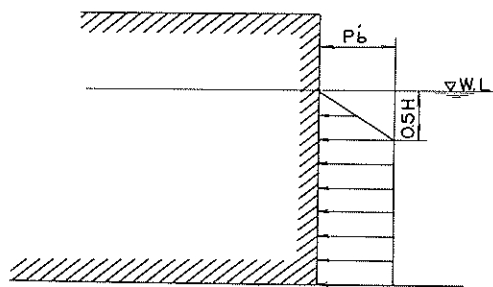


図-3.17 砕波の波圧（壁面に波の谷があるとき）

○ 壁面に波の山がある場合

図-3.18において

$$\left. \begin{aligned} P_1 &= (P_2 + W_0h) \frac{H + \delta_0}{h + H + \delta_0} \\ P_2 &= \frac{W_0H}{\cosh \frac{2\pi h}{L}} \\ \delta_0 &= \frac{\pi H^2}{L} \coth \frac{2\pi h}{L} \\ P_b &= 1.5W_0H \cos^2 \beta \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (3.11)$$

$h$  ; 防波堤設置での海底面水深 (m)

ただし、ケーソン前面のマウンドの

長さが  $L/2$  を越えるときにはケーソン前面でのマウンド天端からの水深  $L$  ; 水深  $h$  での波長 (m)

$$L = \frac{g T^2}{2\pi} \tanh \frac{2\pi h}{L}$$

H ; 設計波高 (m)

ただし、マウンドの長さが  $L/2$  を越えるときには、マウンド上での水深における波高

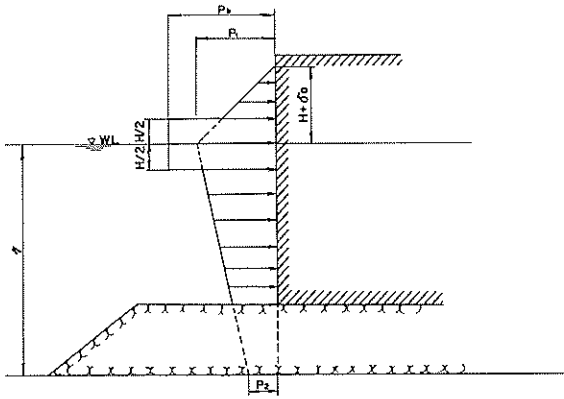


図-3.18 重複波の波圧(壁面に波の山があるとき)

○ 壁面に波の谷がある場合

図-3.19 において

$$\left. \begin{aligned} P_1' &= W_0(H - \delta_0) \\ P_2' = P_2 &= \frac{W_0 H}{\cosh \frac{2\pi h}{L}} \end{aligned} \right\} \dots\dots (3.12)$$

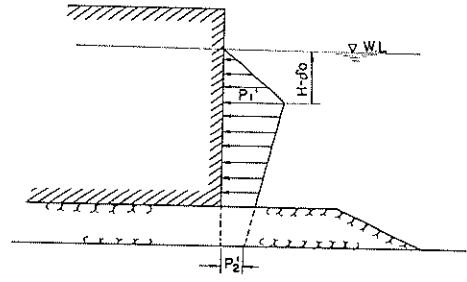


図-3.19 重複波圧(壁面に波の谷があるとき)

β) 地震時の外力

地震時にケーソンに作用する外力は、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面反力が底版に作用する。地震時については3.1(1)で述べたように従来の設計例では検討されていることが少なく、防波堤の地震時の挙動はまだ不明な点が多い。本システムでは防波堤に対する設計震度の取り方については別途考慮することにして耐震設計を行うこととした。動水圧の計算方法は現在明白な方法がなく、本システムで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)の簡略公式<sup>14)</sup>を採用した。図-3.20において動水圧強度  $P_{dw}(t/m^2)$  は

$$P_{dw} = \frac{7}{8} K r_w \sqrt{Hy} \quad (3.13)$$

K ; 設計水平震度

$r_w$  ; 水の単位体積重量 (1.03 t/m<sup>3</sup>)

H ; 防波堤設置位置での海底面水深 (m)

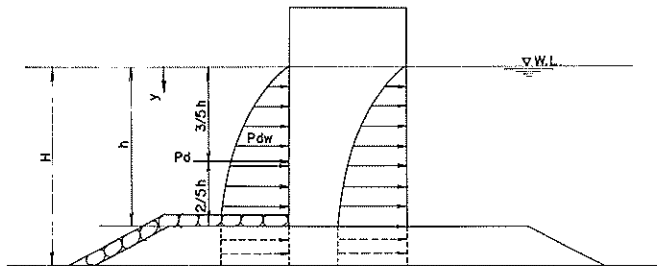


図-3.20 動水圧

堤体に作用する動水圧合力は片面について

$$Pd = \frac{7}{12} K_{rw} \sqrt{Hh^3} \quad \dots\dots (3.14)$$

h ; ケーソン設置水深 (m)

防波堤に作用する動水圧は、壁面の両側に作用するので上式で求めたPdを2倍する。

動水圧を計算する際に、動水圧がどの範囲に分布するかが問題になる。すなわち上式のようにHの深さにわたって分布し、そのうち堤部分(hの範囲)の和を合力とするか、あるいは最初から堤部分のみに分布するとしてその合力を求めるか(上式でHをhとする)である。マウンド厚が薄い場合には、その差はあまり大きくないのであるが、水深が深くなるにつれ、いわゆる高基混成堤となった場合には大きな差を生ずる。マウンドが完全な不透水性を持つ場合には上式の方法で可であり、逆に完全な透水性を有する場合には堤体前面水深で計算することで可であると想定される。実際のもはこれらの中間の領域である。本システムでは動水圧の作用時間は短時間でありマウンドを完全な透水性を持つとみなすことは危険側であると考え、やや過大と思われるが上式の方法を採用した。今後の研究が要望される。

ロ) 係船岸

係船岸に作用する外力は土圧、残留水圧、クレーン荷重及び上載荷重であり、地震時においては地震力も加わる。

係船岸の設計計算は3.1(i)の外力の項で述べたとおり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、本システムでは基本設計で計算された鉛直力、抵抗モーメント及び転倒モーメントの数値を入力することになっている。

ii) 設計荷重の計算

底版に作用する設計荷重の計算は次の順序で行われる。まずi)で求めた外力と自重よりケーソン底面に生ずる底面反力を求め、これとケーソン底面に作用する静水圧及び底版に上から作用する自重、中詰材重量などを加えて合成荷重とする。底版の設計は四辺固定の版として計算するが、その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、上で求めた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に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る。以下、順を追って説明していく。

イ) 底面反力の計算

底面反力の算定に当たって考慮する外力の種類と方向を図-3.21~3.24に示す。図-3.21、3.22は防波堤の場合であって、波圧時の浮力及び揚圧力のとり方は

既述のとおり。地震時の浮力は計算水位までをとる。図-3.23、3.24は係船岸の場合である。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。

以上の力の組合せから底面反力は次式により計算する。

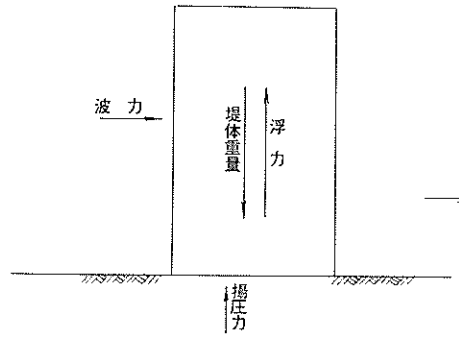


図-3.21 底面反力の算定に当たって考慮する外力(防波堤・波圧時)

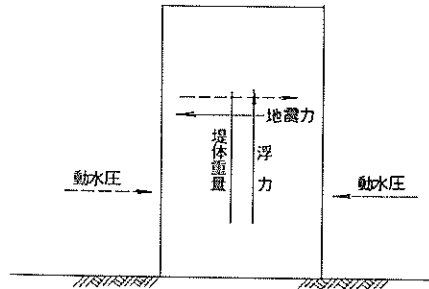


図-3.22 底面反力の算定に当たって考慮する外力(防波堤・地震時)

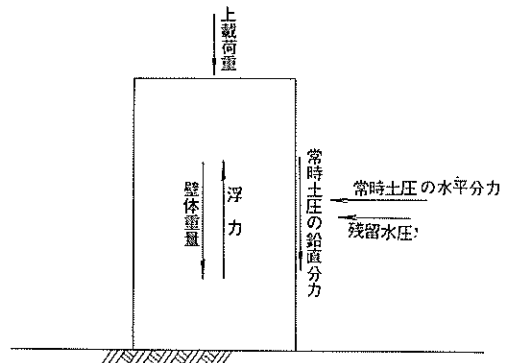


図-3.23 底面反力の算定に当たって考慮する外力(係船岸・常時)



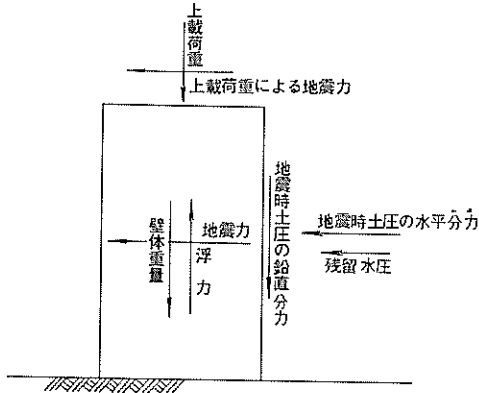


図-3.24 底面反力の算定に当って考慮する外力(係船岸・地震時)

図-3.25 において

$e \leq \frac{1}{6}B$  のとき

$$P_1 = \left(1 + \frac{6e}{B}\right) \frac{V}{B}, \quad P_2 = \left(1 - \frac{6e}{B}\right) \frac{V}{B} \quad \dots\dots (3.15)$$

$e > \frac{1}{6}B$  のとき

$$P_1 = \frac{2}{3} \frac{V}{X} \quad b' = 3X \quad \dots\dots (3.16)$$

$e$  ; 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 (tm)

$M_H$  ; A点の回りの水平合力による転倒モーメント (tm)

$V$  ; 荷重の鉛直合力 (t)

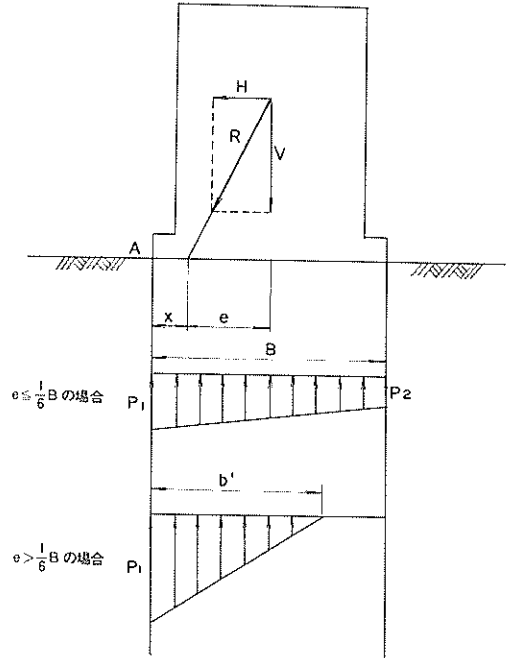


図-3.25 底面反力

ロ) 荷重の合成

底版に作用する荷重は上述の底面反力、底版に作用する下からの水圧、底版に上から作用する鉛直荷重であって、一例を図-3.26に示す。側壁及び隔壁で支持された各スパン毎に合成荷重が求められる。

水圧の算定に当っての水位のとり方は、各々計算状態について次のようにする。ただし越波する場合には、天端までの水位をとる。

防波堤

波圧時

壁面に波の山がある場合

重複波……計算水位 +  $H + \delta_0$  (図-3.27)

砕波……計算水位 +  $1.25H$  (図-3.28)

壁面に波の谷がある場合

重複波、砕波……計算水位 (図-3.29)

地震時 ……計算水位

係船岸 ……残留水位

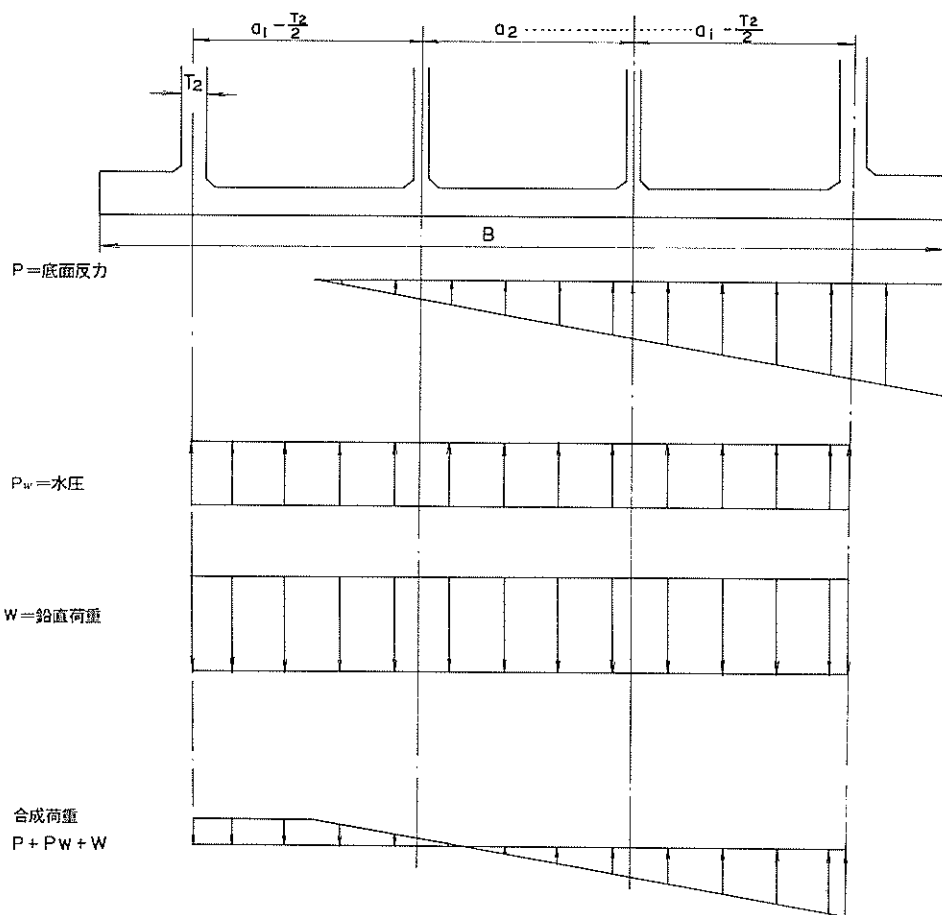


図-3.26 荷重の合成

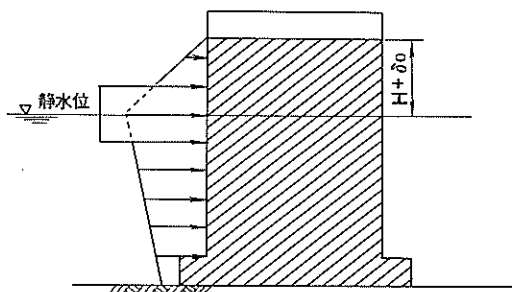
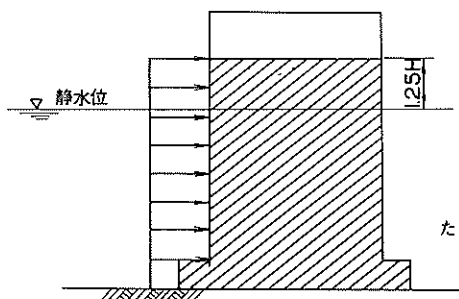


図-3.27 荷重の合成の際の堤体に働く水圧(重複波の山)



ただし、 $H$ ；設計波高

図-3.28 荷重の合成の際の堤体に働く水圧(碎波の山)

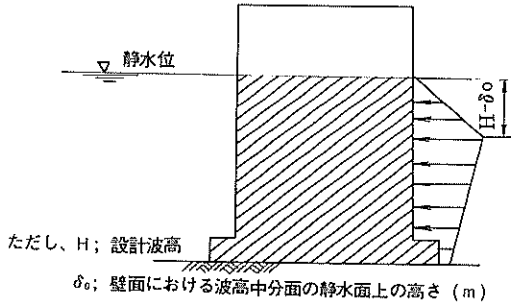


図-3.29 荷重の合成の際の堤体に働く水圧(波の谷)

鉛直荷重は、防波堤の場合には蓋コンクリート重量、中詰材重量(カウンターバラスト材が水以外のときにはこれを含む)及び底板重量の合計であり、係船岸の場合には、これに蓋コンクリートの上の土砂、舗装の重量及び上載荷重を加える。係船岸の場合、クレーン荷重は側壁、隔壁に伝えられるとして底板には考慮しない。防波堤の場合の鉛直荷重の算定の例を図-3.30に示す。

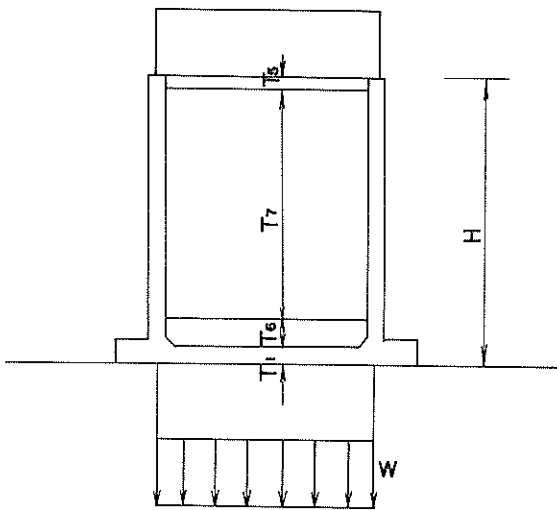


図-3.30 底板に作用する鉛直荷重(防波堤)

鉛直荷重 $W$ は

$$W = r_1 T_1 + r_5 T_5 + r_6 T_6 + r_7 T_7 \dots\dots (3.17)$$

- $r_1$  ; ケーソンコンクリート単位体積重量 (t/m<sup>3</sup>)
- $r_5$  ; 蓋コンクリート単位体積重量 (t/m<sup>3</sup>)
- $r_6$  ; カウンターバラスト材単位体積重量 ※ (t/m<sup>3</sup>)
- $r_7$  ; 中詰材単位体積重量 (t/m<sup>3</sup>)
- $T_1$  ; 底板の厚さ (m)

- $T_5$  ; 蓋コンクリートの厚さ (m)
- $T_6$  ; カウンターバラスト材の厚さ (m)
- $T_7$  ; 中詰材の厚さ (m)

※ インプットデータでGAM-COUNTとしているものでカウンターバラストとして水を使用している場合には、このデータを零とする。

ハ) 設計荷重への換算

既述のとおり、底板の設計は四辺固定の版として行っており、その計算図表の関係から荷重の形状は等分布荷重及び三角形分布荷重の組合せとする必要がある。したがって不規則な形状の合成荷重をいかにして過小あるいは過大な結果とならないような形に換算するかが問題である。

本システムで採用している合成荷重から設計荷重への換算方法を図-3.31に示す。(イ)及び(ロ)の場合は、従来行

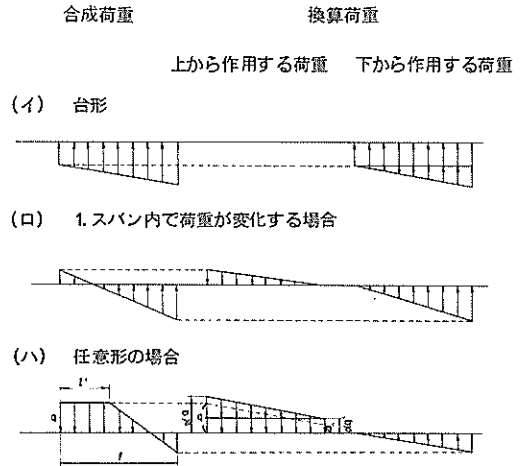


図-3.31 設計換算荷重

れていた換算方法であり、(ロ)の場合にやや安全側となるが問題はない。(イ)の場合の換算方法は従来は $l'$ の大きさにより

$$l' \geq \frac{l}{2} \text{ のとき} \dots\dots q \text{ の等分布荷重}$$

$$l' < \frac{l}{2} \text{ のとき} \dots\dots \text{一端を } q \text{ とする三角形分布荷重}$$

としていた。しかしながらこの方法では $l'$ が $\frac{l}{2}$ の付近で不連続となり、更に $\frac{l}{2}$ 付近で三角形分布荷重とした場合危険側となるのではないかと懸念され、検討してみることにした。

検討方法は、不規則な形状に対するモーメントを求め、これと換算した荷重によるモーメントを比較する方法をと

ったが、時間的余裕がなく、新しい換算方法としては一法しか検討できず、最終的にはこれを割増し形で決定した。

今、合成された不規則な荷重を図-3.32のAの形と仮定する。新しい換算方法として、台形に換算する $\alpha$ の形を考え、従来の換算方法 $\beta$ の形と共に比較した。モーメントは、第二港湾建設局で発行している版の計算図表<sup>15)</sup>により求めた。これによると不規則な荷重の場合にも計算可能である。

計算条件は、図-3.32で

$$\frac{\ell'}{\ell} = 0, \frac{1}{4}, \frac{1}{2}, \frac{3}{4}$$

$$\frac{K'}{K} = 0, \frac{1}{2}$$

とし版の形状は、図-3.33で

$$\text{辺長比 } \lambda = \frac{\ell x}{\ell y} = 1.0, 1.5, 2.0$$

比較したモーメントは、図-3.33における3点で

$$I_3, I_5 \dots\dots M_x$$

$$III_3, III_5 \dots\dots M_y$$

の値である。

結果を不規則荷重Aに対する換算荷重 $\alpha$ 、 $\beta$ のモーメントの比として示すと、 $\lambda = 1.0$ 、 $\frac{K'}{K} = 0$ の場合図-3.34のようになる。これによると従来の方法による結果 $\frac{\beta}{A}$ は等分布荷重と三角形分布荷重の境界において、極端に不連続となり、また真のモーメントの60%の値から120%の値とかなり離れている。また新しい換算方法による値 $\frac{\alpha}{A}$ は1.0より小さく、最小値は80%程度である。

以上の検討の結果、従来の方法ではかなり危険側であることが判明し、また新しい方法として検討したのもでも、まだ危険側であることが分かったが、更に別の換算方法あるいは他の計算方法を検討する余裕がなかったことから、根本的な解決は別途図るとして、今回は、ここで示した新しい換算方法 $\alpha$ を割増しすることによって処理することとした。

図-3.34における $\frac{\alpha}{A}$ の値の最小値は、 $\ell' = \frac{\ell}{2}$ 付近で生じ、80%程度であることから $\ell' = \frac{\ell}{2}$ での割増率が1.25となるような二次曲線をもって割増し係数とした。すなわち、割増係数 $\xi$ は

$$\xi = \frac{\ell^2 + \ell \ell' - \ell'^2}{\ell^2} \dots\dots (3.18)$$

となる。図-3.34に示した例の場合の割増し係数を乗じた後のモーメント比を図-3.35に示す。これによると真のモーメントに比して、10%程度大きめのモーメント

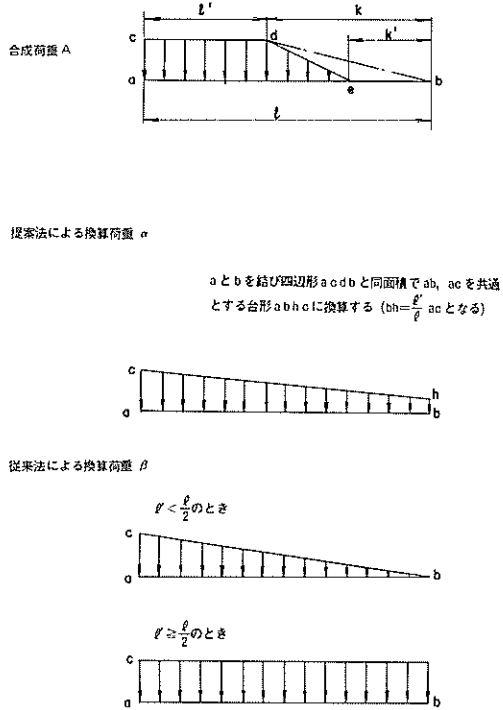


図-3.32 不規則荷重の設計荷重への換算法

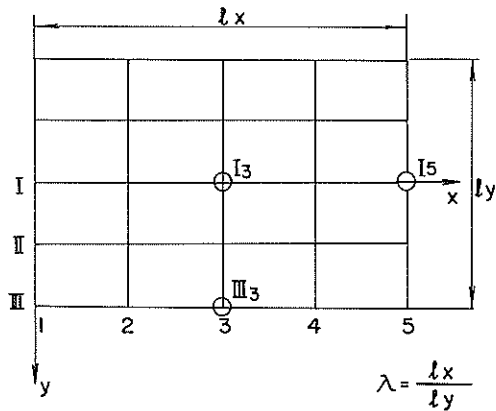
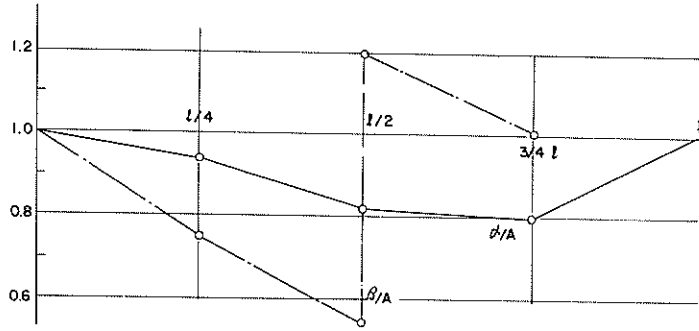


図-3.33 不規則荷重の曲げモーメント計算格子点

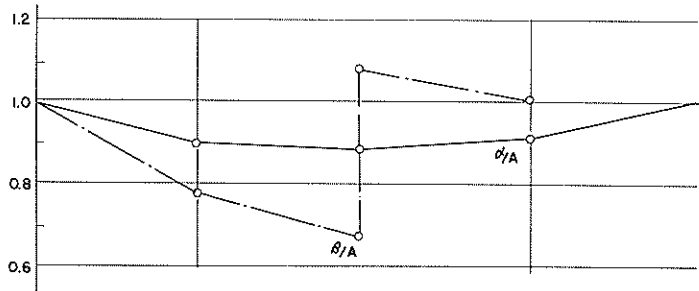
が得られる。

設計荷重への換算法及び曲げモーメントの計算法については、不規則な形状での曲げモーメント算出方法の検討、あるいは数値表を使わずに版の解析計算を含める方法の採用などいくつかの問題点が指摘されるが、外力の仮定、荷重の合成法などその他の要素の精度との関連から、今回は上述のように決定した。ケーソンの一体としての解析の検討などと共に今度の研究に期待したい。

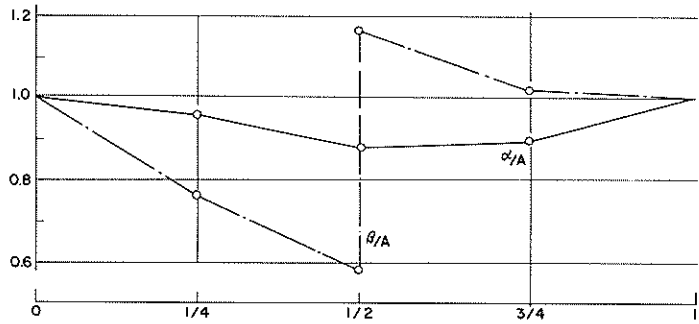
$\lambda=1.0 K'=0.0$  I<sub>1</sub> 点におけるMx



$\lambda=1.0 K'=0.0$  I<sub>2</sub> 点におけるMx



$\lambda=1.0 K'=0.0$  I<sub>3</sub> 点におけるMy



$\lambda=1.0 K'=0.0$  III<sub>3</sub> 点におけるMy

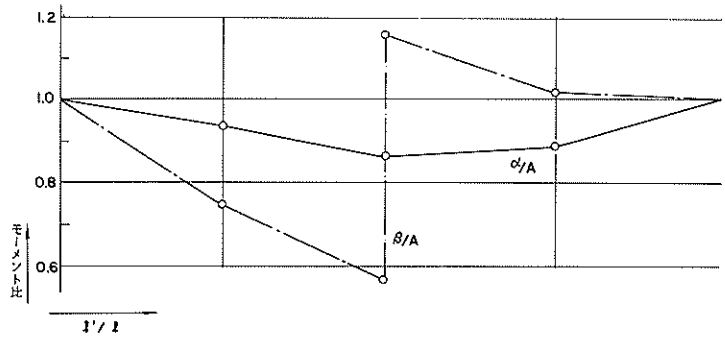


図 - 3.3 4 不規則荷重に対する換算荷重(従来法)のモーメント比

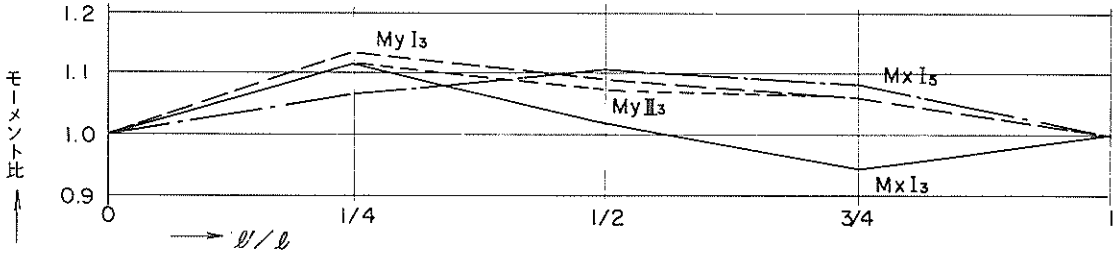


図-3.35 不規則荷重に対する換算荷(採用法)のモーメント比

(4) 曲げモーメント及び必要鉄筋量の計算

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、3.1及び(3)で述べたように、施工の状態、外力状態及び水位を変化させて各段階毎に設計荷重を求め、これによる曲げモーメントを計算する。版は計算上、4×4の格子に分割されているが、各段階毎に全ての点での曲げモーメントが求められ、最終的には、各点毎に最大モーメントが算出される。

底版の配筋は既述のとおり、港内・港外を対称に行うこととしているので、図-3.36に示すように、法線直角方向のケーソン幅のセンターから等しい距離にある曲げ

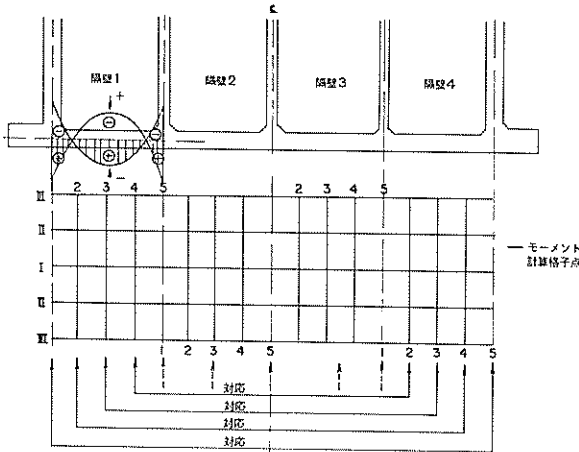
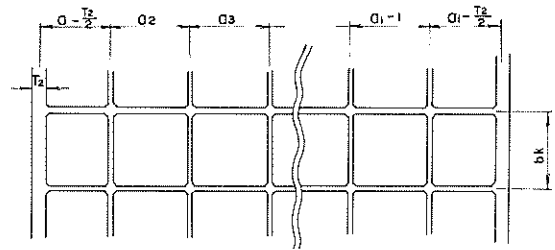


図-3.36 港内外を同配筋とするための手法

モーメントを比較し大きな方を採用している。

曲げモーメント計算には、四辺固定版のモーメント数値表<sup>10)</sup>を使用するが、辺長比 $\lambda$ は図-3.37に示すように側壁・隔壁のセンターでの距離から計算し、 $\lambda$ が0.1あるいは0.25間隔で作られている数値表の適用には、 $\lambda$ の最も近い表を使用するようにしている。設計荷重の形状及び辺長比 $\lambda$ により、数値表から曲げモーメント係数 $X$ 、 $Y$ が求められ、曲げモーメントは次式により計算される。採用した数値表の $\lambda$ により



$$\lambda_1 = \frac{a_1 - \frac{l}{2}}{bk}, \quad \lambda_2 = \frac{a_2}{bk}$$

図-3.37 辺長比 $\lambda$

$\lambda < 1$  のとき (ただし  $\lambda = \frac{bx}{ly}$ )

$$M_x = Xq \ell x^2, \quad M_y = Yq \ell x^2$$

$\lambda > 1$  のとき

$$M_x = Xq \ell y^2, \quad M_y = Yq \ell y^2$$

$\lambda = 1$  のとき

計算した $\lambda$ が

$\lambda \geq 1.0$  のとき

$$M_x = Xq \ell x^2$$

$$M_y = Yq \ell x^2$$

$\lambda < 1.0$  のとき

$$M_x = Xq \ell y^2$$

$$M_y = Yq \ell y^2$$

.....(3.19)

以上の手順に従って曲げモーメントが求められ、3.1(4)に述べた公式により各格子点での必要鉄筋量が得られる。

(5) 配筋区間割と設計対象鉄筋量

前項で述べたとおり、底版での必要鉄筋量は各々の版について4×4の各格子点毎に求められるが、実際の配筋はそれ程細かく行うことは繁雑であるため本システムでは従来の設計例と同様に各版を9つに区分して配筋を行うこととしている。区分の仕方は、図-3.38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。

各区分での設計対象鉄筋量は、区分線で囲まれた範囲での最大必要鉄筋量をとる。

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。

底版端部の鉄筋量と側壁下端での鉄筋量を比較し、大きな方を設計対象鉄筋量とするが、底版における配筋上、端部だけでなく中央部の鉄筋量にも影響してくるので図-3.39

に示す流れに従って行い。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。

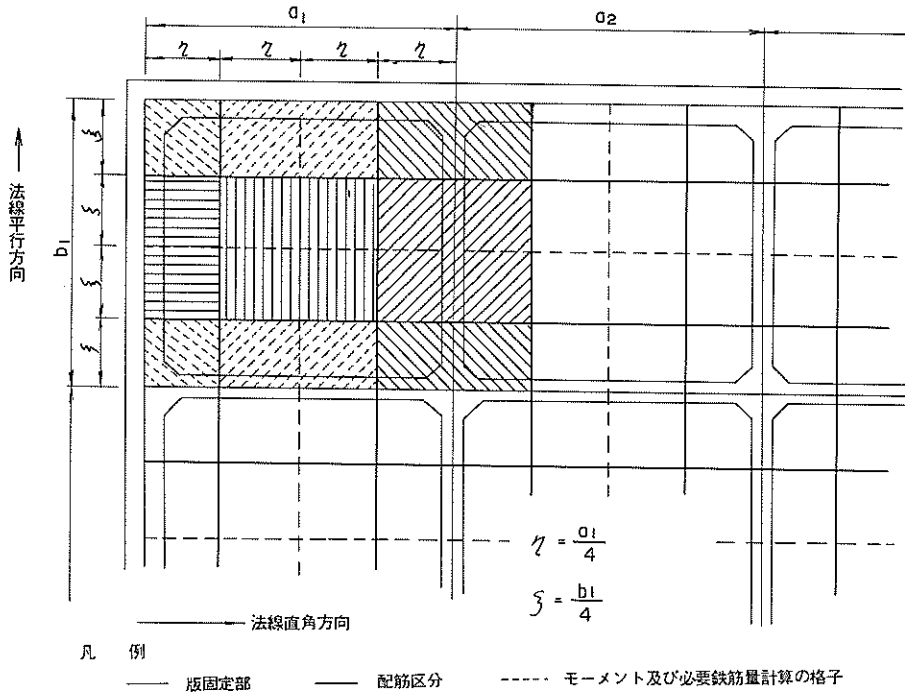


図-3.38 底版の区間割り

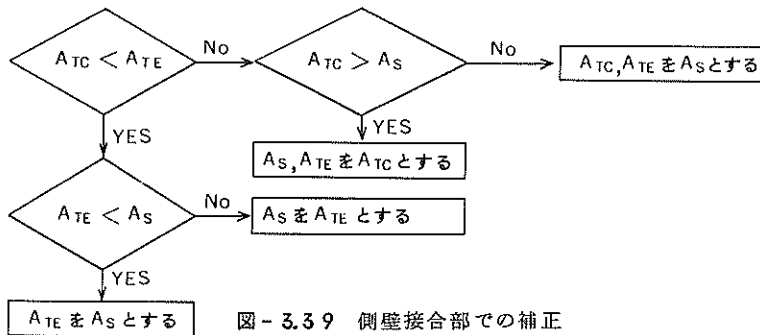
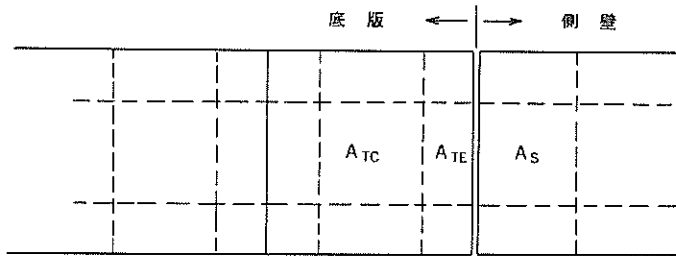


図-3.39 側壁接合部での補正

(6) 径・ピッチの決定

設計対象鉄筋量に対して、鉄筋の径とピッチの決定は

3.1 (5)に示した基本方針に基づき以下に示す方法で行なう。

(a) 法線直角方向筋の配筋法

配筋区分内における最大必要鉄筋量を図3.40のよう

に  $AE_1, AE_2, \dots, AC_1, AC_2, \dots$  と仮定する。

E列、C列毎に配筋を行なうが、各隔室のもつ端部最大必要鉄筋量 ( $AE_{n-1}, AC_{n-1}$ ) と中央部最大必要鉄筋量 ( $AE_n, AC_n$ ) の大小関係によって若干配筋法が異なるので以下順次概略のみ説明する。

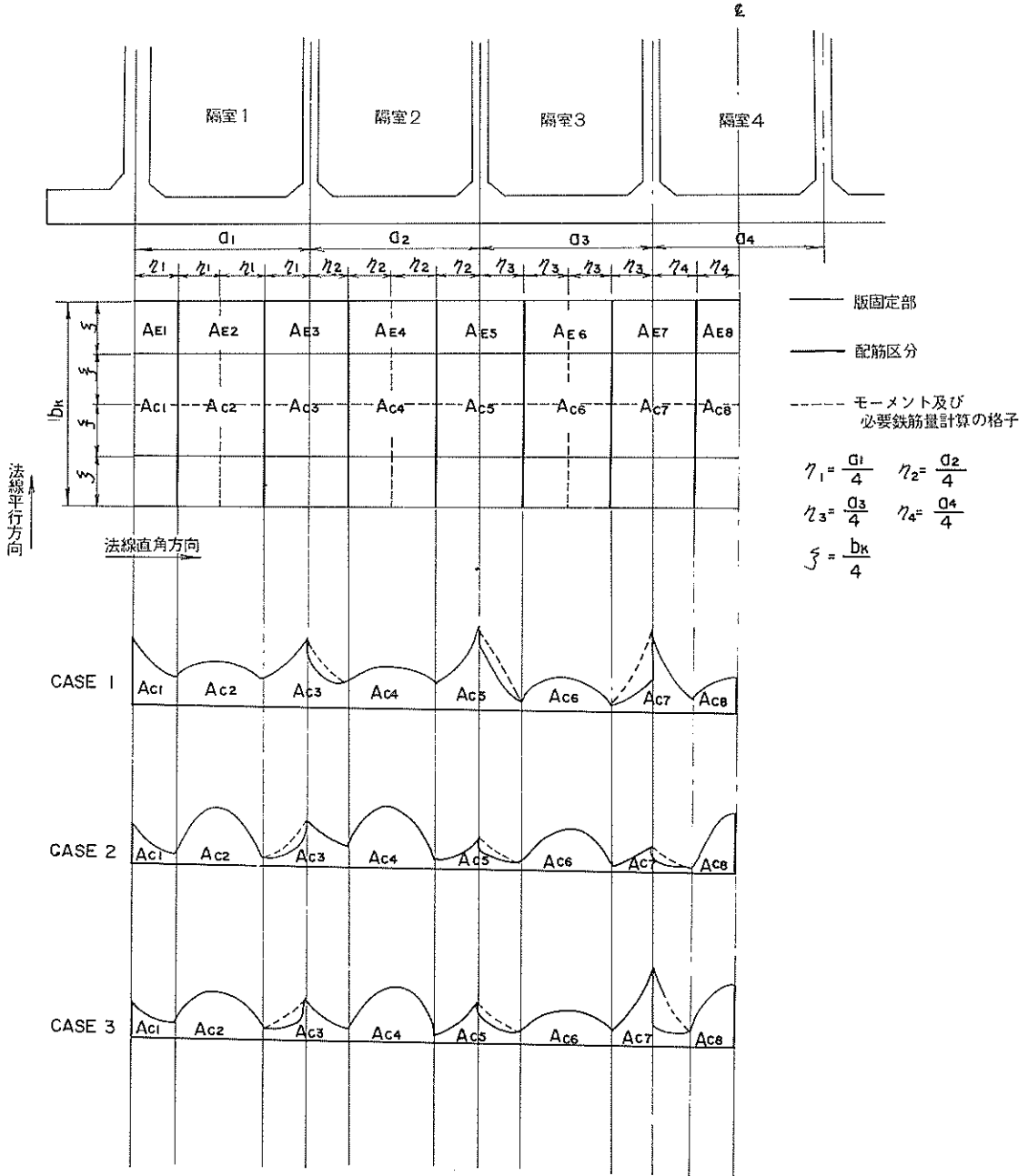


図 - 3.40 法線直角方向筋の配筋法



① 全隔室において端部必要鉄筋量が中央部必要鉄筋量よりも大なる場合(CASE1の場合)

- 1) 中央部最大必要鉄筋量( $MAX\{AC_2, AC_4, AC_6, AC_8\}$ )に対して表-3.1の中列より最も近い大きな鉄筋量を見つけ出す。この鉄筋量に対する径が20cmピッチで全長に通す鉄筋の径となる。
- 2) 1)で採用した鉄筋を含む交互配筋によって端部を補強する。すなわち各々の端部必要鉄筋量に対して表-3.2より最も近い大きな鉄筋量を見つけ出し、1)で採用した鉄筋の間に配置する鉄筋径を決定する。

当然の事として、端部の必要鉄筋量に対して1)で採用した径の20cmピッチ配筋でOKであれば補強は不要となる。

- 3) 径を一ランクづつあげ、1)、2)を繰り返すことによって採用径を決定する。この場合出来る限り細径の鉄筋の組合せによる交互配筋となるように配慮している。

② 全隔室において中央部必要鉄筋量が端部必要鉄筋量よりも大なる場合(CASE2の場合)

- 1) 中央部最小必要鉄筋量( $MIN\{AC_2, AC_4, AC_6, AC_8\}$ )に対して表-3.1の中列より最も近い大きな鉄筋量を見つけ出す。この鉄筋量に対する径が20cmピッチで全長に通す鉄筋の径となる。
- 2) 1)で採用した鉄筋を含む交互配筋によって、最小必要鉄筋量を有する以外の中央部を補強する。すなわち最小必要鉄筋量を有する以外の中央部の各必要鉄筋量に対して表-3.2より最も近い大きな鉄筋量を見つけ出し、1)で採用した鉄筋の間に配置する鉄筋径を決定する。ただし隣接する隔室を共に補強する場合(図-3.40の例では隔室1、2)には、異径鉄筋を継がない方針であるため個々の補強鉄筋径を比較し太い方を採用する。
- 3) 径を一ランクづつあげ、1)2)を繰り返すことによって採用径を決定する。

③ 端部の最大必要鉄筋量が中央部の最大必要鉄筋量よりも大なる隔室が一室でもある場合(CASE3の場合)

- 1) 中央部最小必要鉄筋量に対して表-3.1の中列より最も近い大きな鉄筋量を見つけ出す。この鉄筋量に対する径が20cmピッチで全長に通す鉄筋の径となる。
- 2) 1)で採用した鉄筋を含む交互配筋によって、最小必要鉄筋量を有する以外の中央部、端部を補強する。すなわち最小必要鉄筋量を有する以外の中央部、端部の各必要鉄筋量に対して表-3.2より

最も近い大きな鉄筋量を見つけ出し1)で採用した鉄筋の間に配置する鉄筋径を決定する。ただし隣接する隔室を共に補強する場合には、異径鉄筋を継がない方針であるため個々の補強鉄筋径を比較し太い方を採用する。

- 3) 径を一ランクづつあげ1)、2)を繰り返すことによって採用径を決定する。

(b) 法線平行方向筋の配筋法

配筋区分内における最大必要鉄筋量を図-3.41のように $AE_1, AE_2, \dots, AC_1, AC_2, \dots$ と仮定する。 $AE_1, AC_1, AE_1, AE_2, AC_2, AE_2, \dots, AE_n, AC_n, AE_n, \dots$ 毎に配筋計算を行うが端部( $AE_n$ )、中央部( $AC_n$ )の最大必要鉄筋量の大小によって若干配筋法が異なるので以下順次説明する。

① 中央部必要鉄筋量が端部必要鉄筋量よりも大なる場合(CASE1の場合)

表-3.1及び表-3.2より必要鉄筋量に対して、最も近い大きな鉄筋量を見つけ出し径及びピッチを決定する。ここで決定された鉄筋が20cmあるいは10cmピッチで全長に渡って配筋される。

② 端部必要鉄筋量が中央部必要鉄筋量よりも大なる場合(CASE2の場合)

- 1) 中央部必要鉄筋量に対して表-3.1より最も近い大きな鉄筋量を見つけ出す。この鉄筋量に対する径が20cmピッチで全長に通す鉄筋の径となる。
- 2) 1)で採用した鉄筋を含む交互配筋によって端部を補強する。すなわち端部必要鉄筋量に対して、表-3.2より最も近い大きな鉄筋量を見つけ出し1)で採用した鉄筋の間に配置する鉄筋径を決定する。当然の事として端部の必要鉄筋量に対して、1)で採用した径の20cmピッチ配筋でOKであれば補強は不要となる。
- 3) 径を一ランクづつあげ1)、2)を繰り返すことによって採用径を決定する。

(c) 配筋ピッチの調整

底版の配筋は既述のとおり10あるいは20cmピッチで配筋されるが、隔室の大きさによりピッチに端数が生じる。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以下の要領で配筋する。(図-3.42)

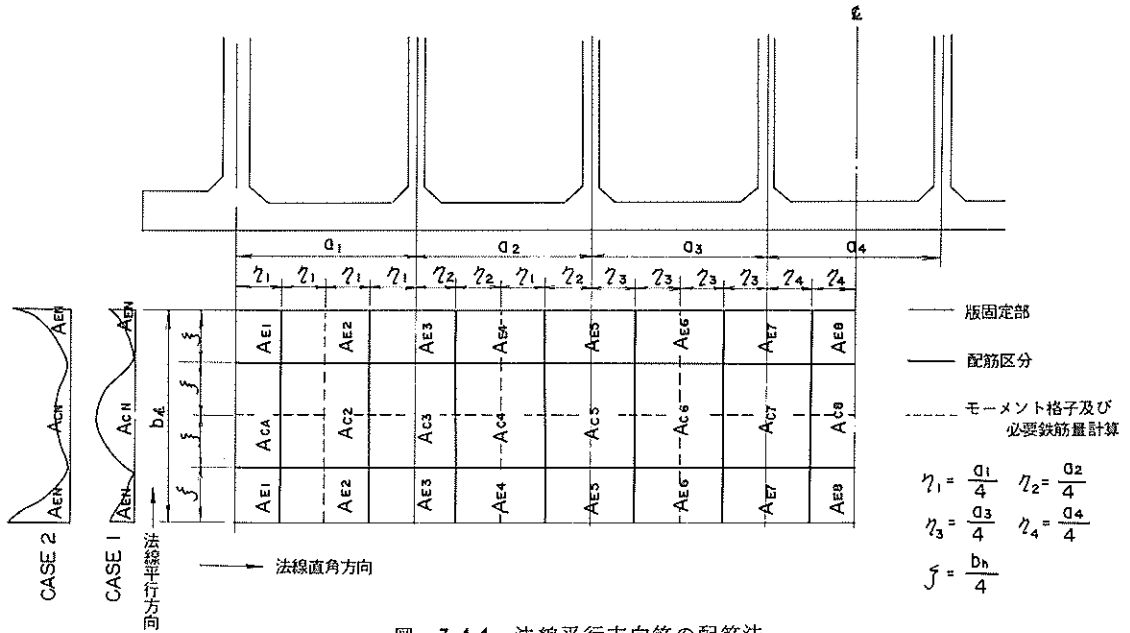


図-3.4.1 法線平行方向筋の配筋法

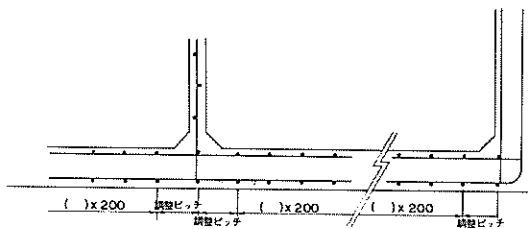


図-3.4.2 調整ピッチ

まず20cmピッチの配筋は端数 $\geq 10$ cmならば、端数をそのまま調整ピッチとする。端数 $< 10$ cmの場合には10cm未満のピッチとならないように、一本抜いて調整ピッチを20cm+端数とする。以上によると調整ピッチは10~29cmとなる。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が、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。ただし配筋区間の境界(図-3.4.0のE、C区間)においては調整ピッチは考えないが、E区間、C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境界を越えて一本配筋する。

#### (7) 鉄筋加工長の計算

鉄筋の加工長は3.1(5)で述べたように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がある場合には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。なおここでは隔壁の長さ

が5mを極端に越えないことを想定しているので、極端に大きい場合には10mを越える鉄筋が出てくる可能性がある。

#### a) 全長に通す鉄筋

##### i) 下側筋

配置される底板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3.3(7)の側壁鉄筋加工長の項を参照されたい。図-3.4.3に概略を示す。

##### イ) 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-3.4.4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。図で $\gamma$ は3.1(5)で述べた鉄筋の継手長である。

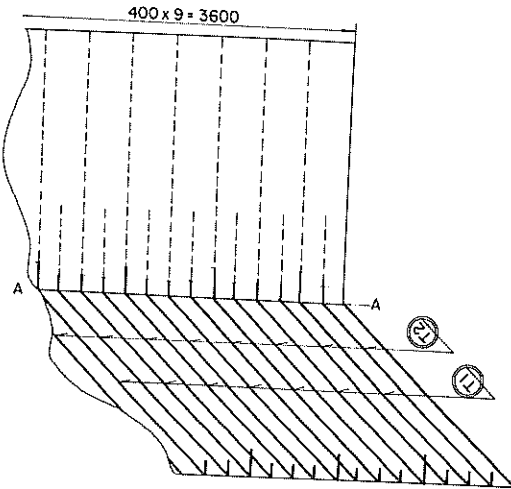
##### ロ) 隔壁が2個で幅が5.0m以上のケーソン

図-3.4.5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-3.4.6に示すように継手位置を2ヶ所に設け、 $l_1$ 、 $l_2$ 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。

##### ハ) 隔壁が3個で幅が5.0m以上のケーソン

図-3.4.7で $l_1$ 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-3.4.7に示すように継手位置を2ヶ所に設け、 $l_1$ 、 $l_2$ 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。これでもなおかつ $l_1$ 、 $l_2$ 、 $l_3$ のい

側壁全長に通す縦筋が40 cmピッチの場合



側壁全長に通す縦筋が20 cmピッチの場合

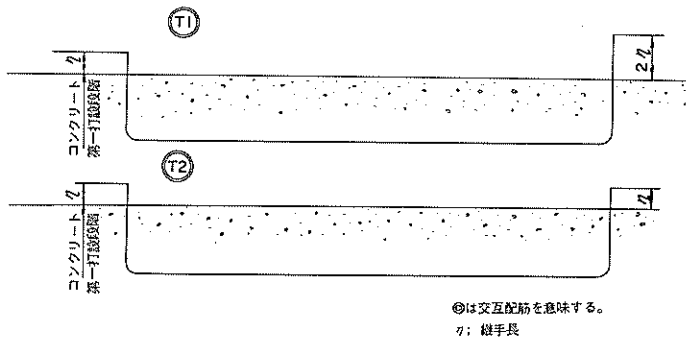
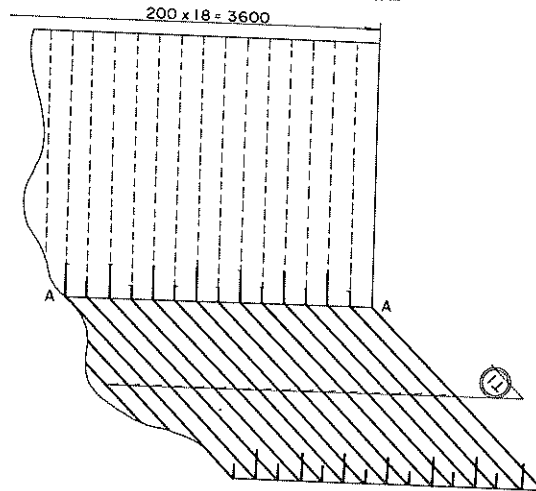


図 - 3.4 3 下側鉄筋の形状

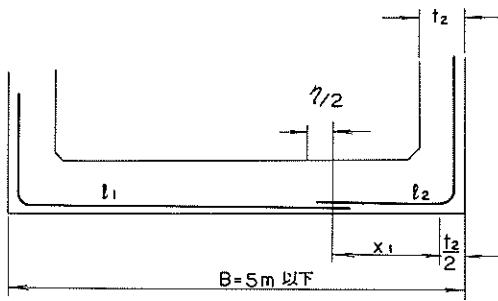


図-3.44 下側鉄筋の加工長(その1)

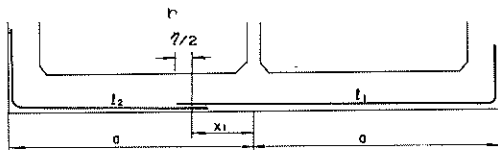


図-3.45 下側鉄筋の加工長(その2)

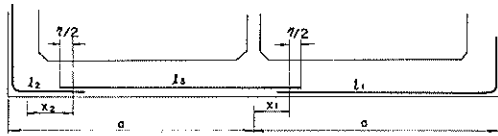


図-3.46 下側鉄筋の加工長(その2')

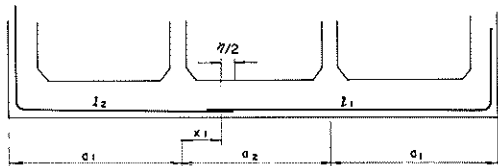


図-3.47 下側鉄筋の加工長(その3)

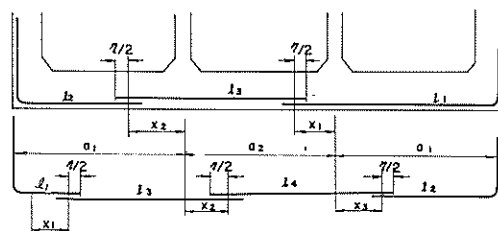


図-3.48 下側鉄筋の加工長(その3')

いずれかが1.0mを越える場合には図-3.48の下図に示すように継手位置を3ヶ所に設け、 $l_1$ 、 $l_2$ 及び $l_3$ の長さがそれぞれ0.5mの倍数となるように $X_1$ 、 $X_2$ 及び $X_3$ を決定し $l_4$ をcm単位にまるめる。

ニ) 隔壁が4個以上で幅が5.0m以上のケーソン

まず隔壁が4個の場合について説明する。図-3.49

において $l_1$ 及び $l_2$ の長さが0.5mの倍数となるように $X_1$ 及び $X_2$ を決定し $l_3$ をcm単位にまるめる。ただし $l_1$ 、 $l_3$ のいずれかが1.0mを越える場合には図-3.50に示すように継手位置を3ヶ所に設け、 $l_1$ 、 $l_2$ 及び $l_3$ の長さがそれぞれ0.5mの倍数となるように $X_1$ 、 $X_2$ 及び $X_3$ を決定し $l_4$ をcm単位にまるめる。これでも

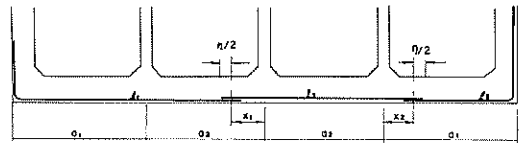


図-3.49 下側鉄筋の加工長(その4)

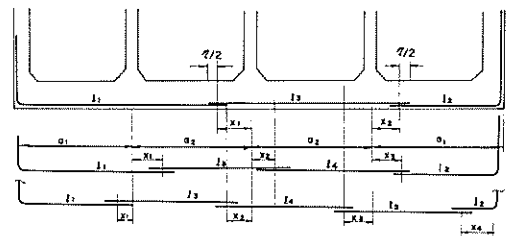


図-3.50 下側鉄筋の加工長(その4')

なおかつ $l_1$ 、 $l_2$ 、 $l_3$ 及び $l_4$ のいずれかが1.0mを越える場合には図-3.50の下図に示すように継手位置を4ヶ所に設け、 $l_1$ 、 $l_2$ 、 $l_3$ 及び $l_4$ の長さがそれぞれ0.5mの倍数となるように $X_1$ 、 $X_2$ 、 $X_3$ 及び $X_4$ を決定し $l_5$ をcm単位にまるめる。

隔壁が5個以上となった場合には継手の位置がケーソン中心に対して対称とならないように配筋して、以上の方法に準じて設計している。

## ii) 上側筋

### イ) 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-3.51に示すように1本の鉄筋を配置する。

### ロ) 隔壁が4個以下で幅が9.5m以上のケーソン

隔壁が4個以下の場合には2本あるいは3本継ぎで配筋する。図-3.52上が2本から成る例であり $l_1$ を0.5mの倍数とする。ここで $l_1$ が1.0mを越える場合

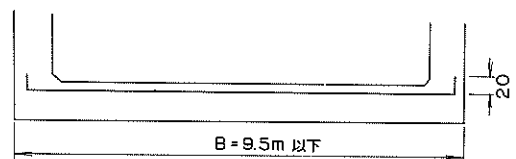


図-3.51 上側鉄筋の加工長(その1)

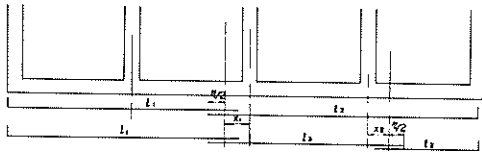


図-3.5.2 上側鉄筋の加工長(その2)

には、同図下のように3本とし $l_3$ にcm単位の端数を出す。

ハ) 隔室が5個で幅が9.5m以上のケーソン

隔室が5個の場合には3本あるいは4本継ぎとする。

図-3.5.3上が3本から成る例であり $l_3$ にcm単位の端数を出す。ここで $l_3$ が制限長を越えた場合には同図中の形であり、更に $l_1$ が越えれば同図下の4本継ぎとなる。

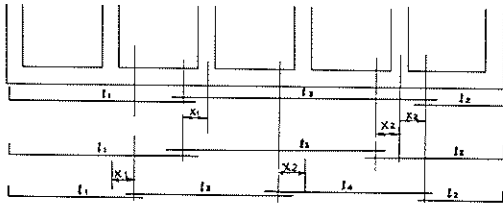


図-3.5.3 上側鉄筋の加工長(その3)

ニ) 隔室が6個で幅が9.5m以上のケーソン

隔室が6個の場合には図-3.5.3に示すように3本あるいは4本継ぎとする。

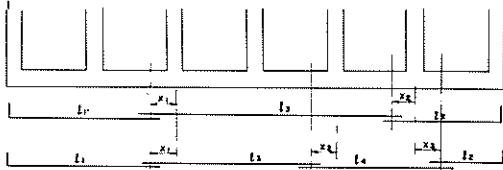


図-3.5.3 上側鉄筋の加工長(その4)

## b) 補強鉄筋

各隔室の端部、中央部各々相互の必要鉄筋量によって補強筋が必要となることはすでに底版配筋法で述べたとおりであるが、相互の必要鉄筋量の大小関係によって補強筋のパターンが種々生じる。

ケーソン底版端部に配置される補強筋を除いた補強鉄筋のパターンは図-3.5.5に示す4種類である。隔室スパンの端部の補強筋の定着は、スパン反曲点を越えてスパン長の $1/16$ あるいは版の最大有効高さ以上延ばして行ない、スパン中央部に入れる補強筋はスパンの端まで延ばして行なう。(図-3.5.5 ③、④)

ケーソン底版端部に配置する補強筋は上側筋の場合には、側壁中心線の位置から図-3.5.5の $X_1$ に相当する長さを延ばし、他端は側壁外側筋の位置で20cmの直角フックを設ける。補強鉄筋長は5cm単位に切上げてまるめる。下側筋は側壁の反曲点以上の位置まで延ばすが、側壁での長さについては、3.3(7b)の側壁縦筋の加工長の項を参照されたい。

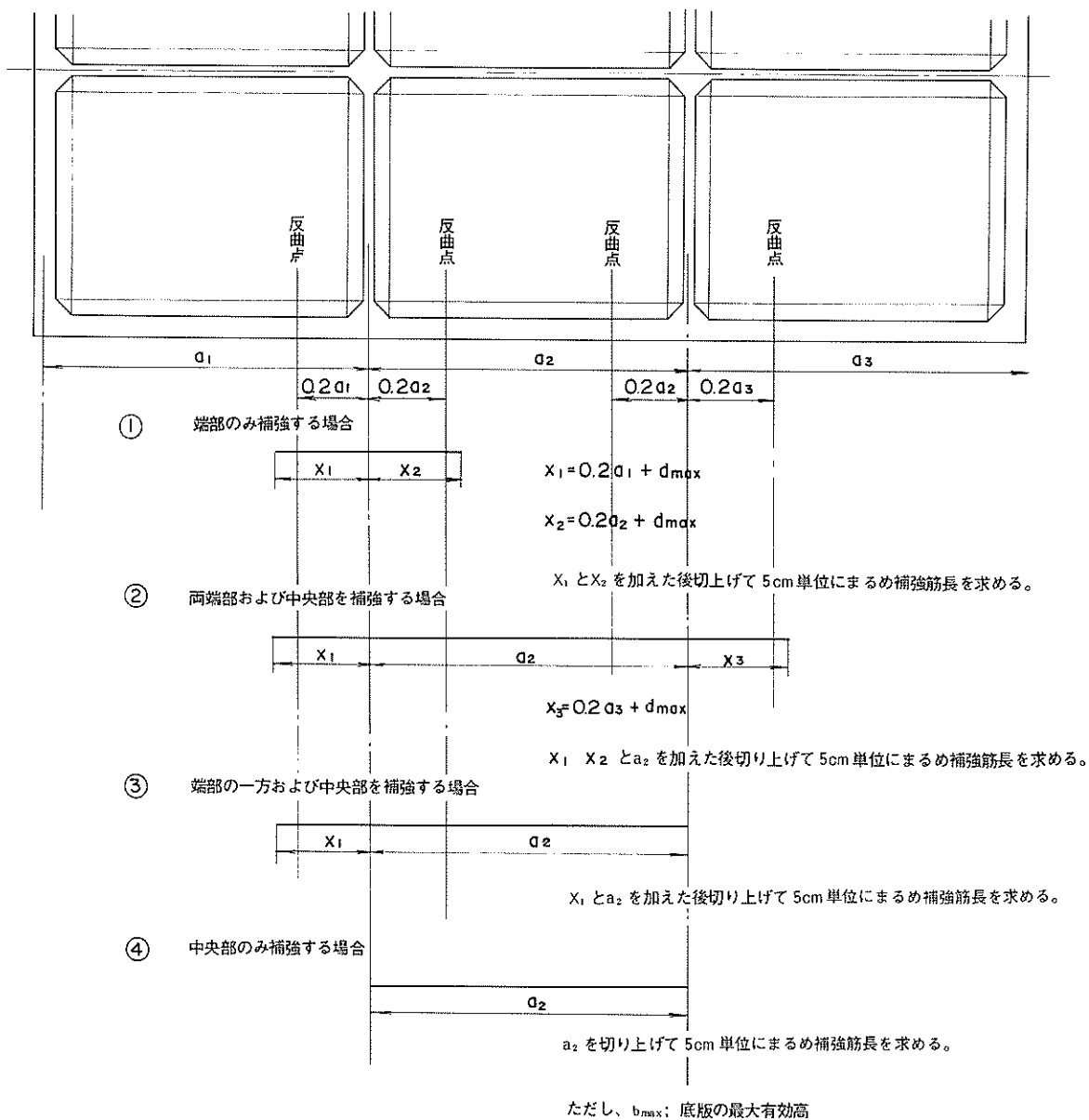


図 - 3.5.5 補強鉄筋長

### 3.3 側壁の設計

#### (1) 計算の流れ

側壁の設計は図-3.5.6に示す流れに従って行なわれる。  
検討状態は3.1(1)に示したように浮遊時と据付後である。

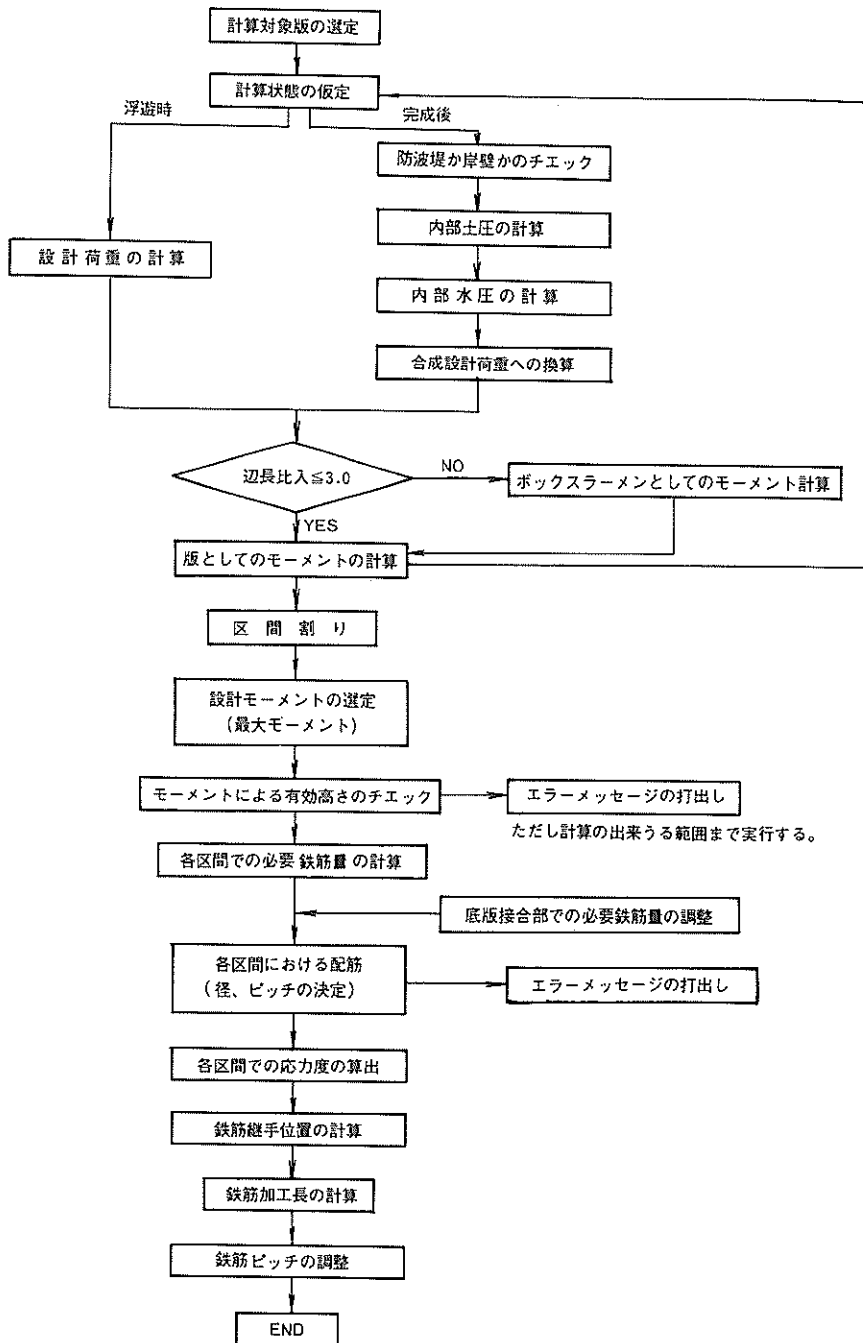


図-3.5.6 側壁の設計計算フロー

(2) 計算対象版の選定

側壁の計算対象版としては作用モーメントを最大にならしめる法線平行方向隔壁長(側壁あるいは隔壁のセンター間の距離)の最長の版と同直角方向隔壁長の最長の版を選定する。例えば図-3.57において $a_1$ と $b_2$ が最長である

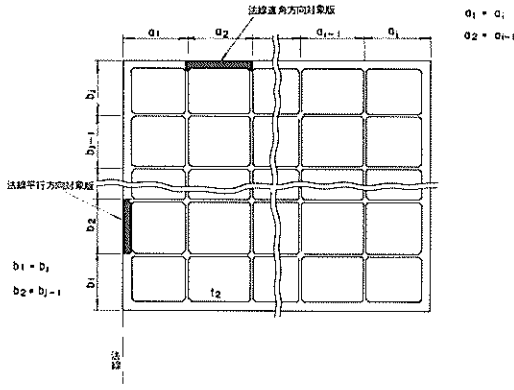


図-3.57 側壁モーメント計算対象版の選定

とするならば計算対象版としては上図のようになる。

(3) 設計外力及び設計荷重の計算

a) 浮遊時

浮遊時の側壁に作用する外力は、吃水による静水圧である。設計荷重は図-3.58に示すように計算上の吃水

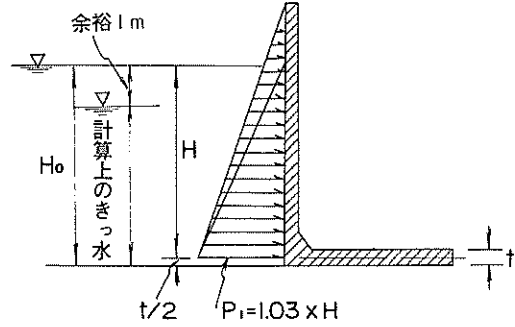
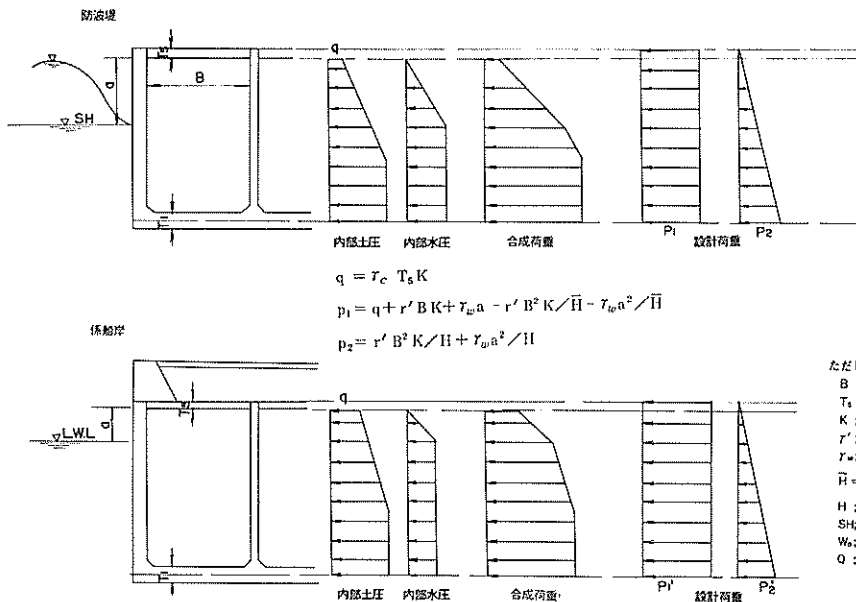


図-3.58 浮遊時の外力

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边とした三角形分布荷重であり、計算の都合上から側壁天端までかける。

b) 掘付後

掘付後の側壁にかかる外力はケーソン内側からの土圧と水圧であり、外側からの波圧や土圧は考慮しない。内部土圧は、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。隔壁の長さは深さに比べて一般に小さく、土圧の計算にはこれらの影響を考慮する。すなわち図-3.59に示すように隔壁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とする。土圧計算の際の上載荷重は、防波堤の場合に



$$q = r_c T_s K$$

$$p_1 = q + r' B K + r_w a - r' B^2 K / \bar{H} - r_w a^2 / \bar{H}$$

$$p_2 = r' B^2 K / H + r_w a^2 / H$$

- ただし、  
 B : 隔壁純間隔  
 T<sub>s</sub> : 蓋コン厚  
 K : 静止土圧係数 (=0.6)  
 r' : 中詰砂水中単位体積重量  
 r<sub>w</sub> : 水の単位体積重量  
 $\bar{H} = H - \frac{T_s}{2}$   
 H : ケーソンの高さ  
 SH : 内部水圧算定時の水位  
 W<sub>0</sub> : 埋戻し土砂の単位面積重量  
 Q : 常時・地震時上載荷重の大なる方

$$q_1 = (r_c T_s + W_0 + Q)$$

$$p'_1 = q_1 + r' B K + r_w a - r' B^2 K / \bar{H} - r_w a^2 / \bar{H}$$

$$p'_2 = r' B^2 K / \bar{H} + r_w a^2 / \bar{H}$$

図-3.59 掘付後の外力



は蓋コンクリートの上に厚い上部工が全面に打たれることから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の上に載る土砂、舗装の重量、更にはエプロン上の上載荷重をも考えている。

内部水圧算定の際の水位差は、防波堤の場合には波の状態、潮位などを考慮して図-3.59に示すaを入力することとし、係船岸の場合にはL.W.Lとの水位差をとることとしている。

内部土圧と内部水圧の合成荷重は図-3.59に示すような不規則な形状となるが計算の都合上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と三角形分布荷重としている。

側壁の辺長比が1:3以上となる場合には、後述のようにこれ以上をボックス・ラーメンとして計算するが、このときの設計荷重は図-3.60に示すように、この部分に働く最大の荷重を採用する。

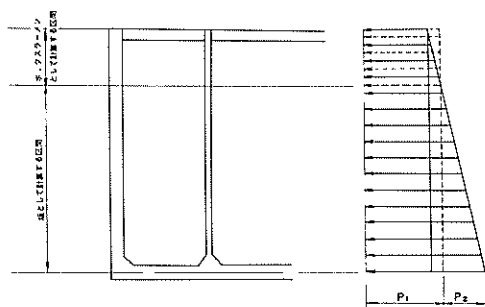


図-3.60 ボックス・ラーメンに作用する荷重

#### (4) 曲げモーメントの計算

側壁の曲げモーメントは、設計基準に従い三辺固定上辺自由の支持条件のものとし、辺長比が1:3以下の場合には全体を版として、1:3を越える場合には1:3までを版としこれを起える部分はボックス・ラーメンとして解析する。辺長比 $\lambda$ は図-3.61から $\lambda = \frac{lx}{ly}$ である。

側壁の支持条件については、防波堤の場合の完成時において上辺を自由と仮定することには問題があると思われるが、従来の設計例に従った、四辺固定と考えると側壁上部における縦筋に大きな差が生じる。側壁の波力に対する検討の必要が言われているが、その際にはこの点も含めて検討する必要がある。

また辺長比により版とボックス・ラーメンによる解析を使っているが、これについても計算の複雑さなどから結果に大差がない場合にはどちらかに統一してもよいであろうし、構造的にどちらと仮定すべきか検討してみる必要があると

思われる。

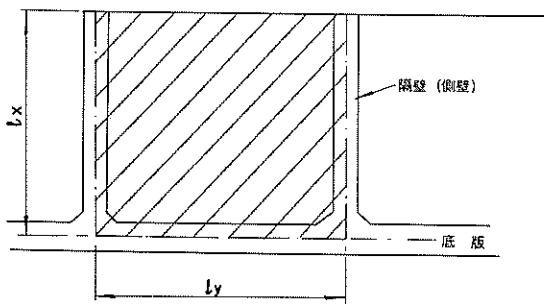


図-3.61 辺長比

#### a) 版としての解析

側壁の辺長比が1:3以下の場合、また1:3以上のときは、1:3までの部分の曲げモーメントは三辺固定上辺自由の版として解析する。曲げモーメントは、三辺固定一辺自由の版のモーメント数値表<sup>1)</sup>により4×6の格子点毎に求めるが数値表の適用は計算された辺長比 $\lambda$ に最も近いものを採用する。以下曲げモーメントの求め方は底板の場合と全く同様である。

#### b) ボックス・ラーメンとしての解析

辺長比が1:3以上の場合には1:3を起える部分はボックス・ラーメンとして解析する。

3.3(2)で選定した法線平行直角両方向の計算対象版によって構成されたボックスを想定する(図-3.62参照)。

法線平行直角両方向の隔壁長の相違によって両方向の版として解ける範囲が異なってくる。これを以下に述べる方法により統一し、版として解析する範囲とボックス・ラーメンとして解析する範囲を決定する。

版として解ける範囲の大なる方、すなわち長手方向版をA方向版(ただし版として解ける範囲までをいう)とし他方をB方向版とする。B方向版の自由辺bがA方向版のモーメント計算格子の位置する個所を求める。その位置する直下の格子が版及びボックス・ラーメンとして解析する境界となる。例えば図-3.62においてB方向版の自由辺bがA方向版のモーメント計算格子の6と7の間に位置するものとすれば、その直下の格子No.6すなわちa-aが境界となり、a-aより上側をボックス・ラーメンとして、下側を版としてモーメントを算出する。

ボックス・ラーメンに作用する荷重としては、a-aにおける $P_0$ が外側より、 $P_4$ と $P_5$ のうち大なる方が内側より作用する荷重となり、これのモデル図が図-3.63である。ボックス・ラーメン解は横筋設計対象モーメントが算出されるのみで縦筋設計対象モーメントは算出されない。そこで縦筋は配力筋とみなし、縦筋設計対象モーメントは横筋設計対象モーメントの $\frac{1}{2}$ とする。

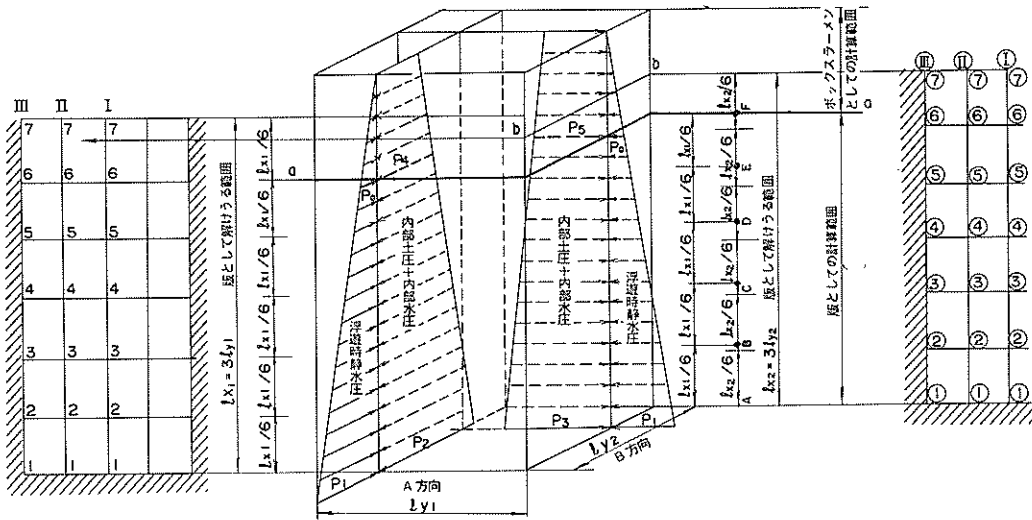


図-3.6.2 ボックス・ラーメンによる解法

雑であることなどの理由から安全側を見て次のように処理している。

側壁内側からの荷重に対しては(側壁内側筋)図-3.6.4に示すように不釣合モーメントを版の剛比の割合で分配す

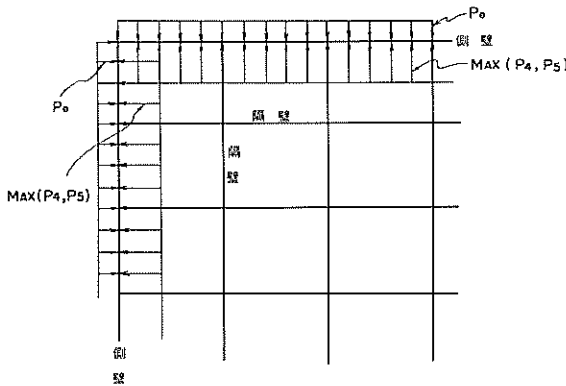


図-3.6.3 ボックス・ラーメンに作用する外力のモデル図

なお算出されたモーメントはA方向版、B方向版の同一点におけるものではない。そこでA方向版の1、2、3……6と同一点A、B、C……Fにおけるモーメントを①、②……⑦のモーメント値を用いて補間法によって求める。これらが後述する側壁隅角部およびa-aにおける不釣合モーメントの補正、内側筋及び外側筋設計モーメントの選定に用いられる。

c) 不釣合モーメントの補正

法線平行方向及び直角方向の側壁の隅角部では、両側壁の辺長比に差がある場合不釣合モーメントが生じる。設計基準によると不釣合モーメントが生じた場合には、側壁端部では版の剛比の割合で分配し、更にスパンモーメントについても分配されたモーメントの半分を加えて補正するよう記述されている。本システムでは以上の操作がかなり繁

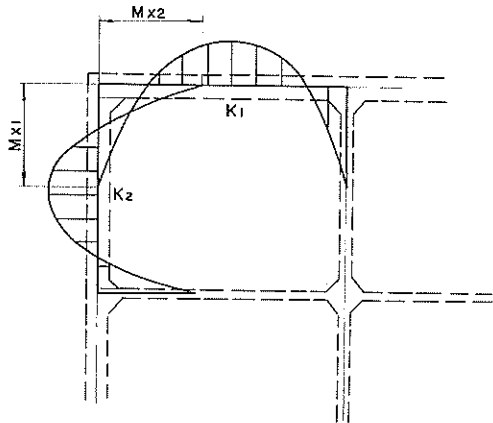


図-3.6.4 不釣合モーメントの補正

するが、大なるモーメントを減らすことはしない。図-3.6.4において補正後のモーメントは

$Mx_1 > Mx_2$  のとき

$$Mx_2' = Mx_2 + (Mx_1 - Mx_2) \frac{K_2}{K_1 + K_2}$$

$Mx_2 > Mx_1$  のとき

$$Mx_1' = Mx_1 + (Mx_2 - Mx_1) \frac{K_2}{K_1 + K_2}$$

$$K_1 = \frac{I_1}{l_1}$$

……………(3.20)

$$K_2 = \frac{I_2}{\ell_2}$$

I ; 断面二次モーメント

ℓ ; 隔壁長

となる。スパンモーメントは補正しない。

外側からかかる荷重に対しては(外側筋)、隅角部で鉄筋を定着せず反対側の側壁まで延ばして配筋するため、法線平行方向、直角方向を比較して大きな方を採用している。

(5) 配筋区間割と設計対象鉄筋量

側壁は図-3.65に示すように縦筋、横筋毎に区間割を

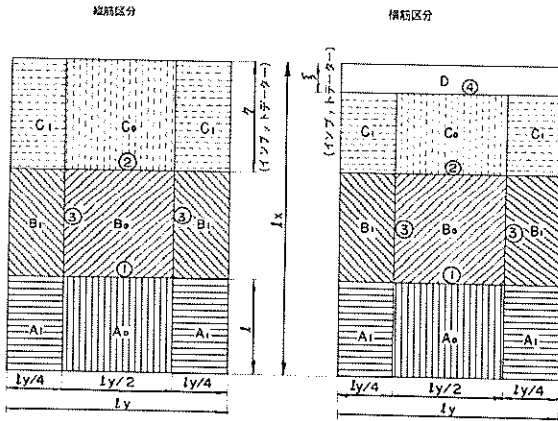


図-3.65 側壁の区間割り

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…ℓの長さは反曲点の長さとその変動に対する余裕長(最大有効高あるいは壁高の $\frac{1}{10}$ )をとったものである。

区分線②…天端からの長さℓをインプットデータとして、区分位置を指定する。ℓが0で入力された場合には、区分線②は生じない。

区分線③…反曲点の位置であり、両端固定の条件下では固定端からほぼ $\frac{1}{4}$ の点である。

区分線④…側壁の頭部には補強筋(横筋)を配置するが、その配置範囲ℓを入力で指示する。ただしC<sub>0</sub>、C<sub>1</sub>の範囲の鉄筋量が、頭部補強鉄筋量より大きい場合にはそちらを優先する。

以上により配筋区間が決定されると、各区間内において前項で計算された曲げモーメントの中で最大のものを選定して、設計対象曲げモーメントとする。

必要鉄筋量は設計対象曲げモーメントを使用し、3.1(4)に示した式により求める。

(6) 径、ピッチの決定

前項で求めた設計鉄筋量に対して3.1(5)に述べた基本方針に基づき、以下の要領で鉄筋の径とピッチを決定する。

a) 縦筋

i) 内側筋

縦筋は前項で述べた区分線②(図-3.65)が指示されているかどうかにより次の2つの方法により配筋する。

1) 区分線②がある場合

図3.66に示す配筋パターンとなる。径の決定はC区間から下に向かって進められ、C区間で必要鉄筋量を満足する同径の鉄筋(D<sub>C</sub>)が選定される。この鉄筋はA区間まで延ばすものとする。次にB区間でC区間で決定された鉄筋(D<sub>C</sub>)を補強する鉄筋(D<sub>B</sub>)が選定され、同様に

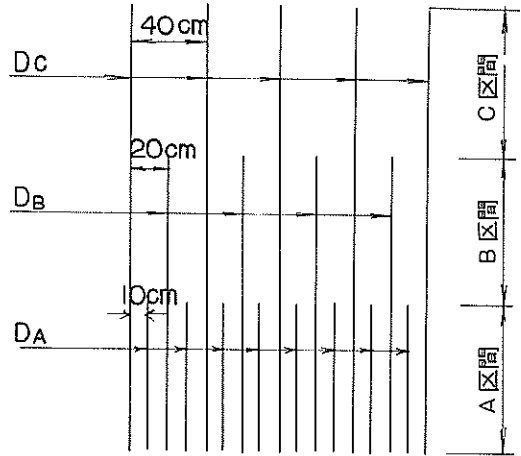


図-3.66 側壁縦筋パターン(その1)

この鉄筋もA区間まで延ばす。この鉄筋(D<sub>B</sub>)はD<sub>C</sub>と異径であることは構わないが、一種類(同径)のみである。更にA区間でもD<sub>C</sub>、D<sub>B</sub>を補強するD<sub>A</sub>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。ただしC区間の40 cmピッチの径はD13かD16であってこれで配筋不可の場合には、ロ)の(その2)の方法による。またB区間の必要鉄筋量がC区間で決定されたD<sub>C</sub>で満足する場合には、ロ)の(その1)の方法による。径の決定に当って、隣り合う鉄筋径の差は3ランク区内に制限されている。

ロ) 区分線②がない場合

(その1) 図-3.67に示す配筋パターンとなる場合である。BC区間においてまずD<sub>C</sub>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<sub>B</sub>のみあるいは、D<sub>A</sub>、D<sub>B</sub>の2種類の配筋を行う。配筋不可の場合にはD<sub>C</sub>を一ランク上げて繰返す。D<sub>C</sub>の径は前と同様D13かD16でありこれを越える場合には(その2)の方法による。

(その2) 図-3.68に示す配筋パターンである。BC区間が20 cmピッチとなる場合であり、異径となることも考慮してD<sub>C</sub>、D<sub>B</sub>を選定する。A区間では3本の交互配

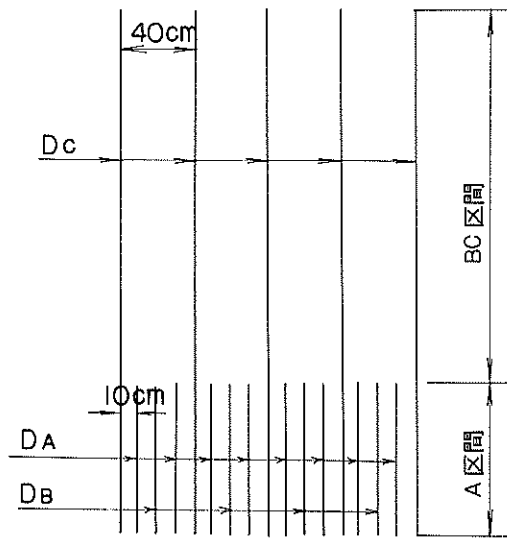


図- 3.67 側壁縦筋パターン(その2)

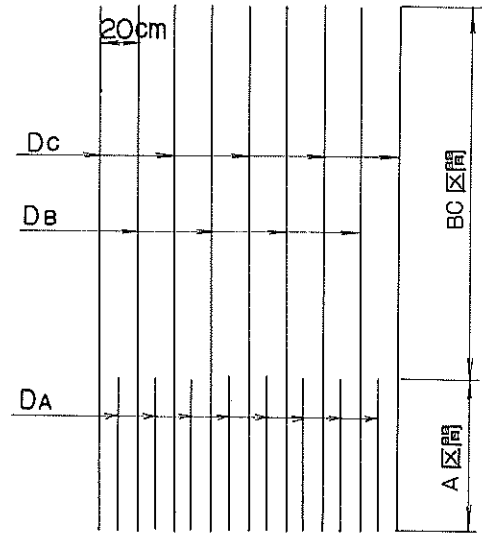


図- 3.68 側壁縦筋パターン(その3)

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BC区間での配筋を一ランク上げて繰返す。

ii) 外側筋

A区間は底版からの立上り筋をそのまま配筋し、B及びC区間での配筋方法は内側筋と全く同様である。

b) 横筋

i) 外側筋

外側筋(横筋)は、同径の鉄筋を法線平行方向、直角方向を通して一周させ、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をとる。

側壁の各配筋区間毎の必要鉄筋量を図-3.69に示すように $C_A, C_A', C_B, C_B', \dots, E_A, E_A', \dots$ とする。配

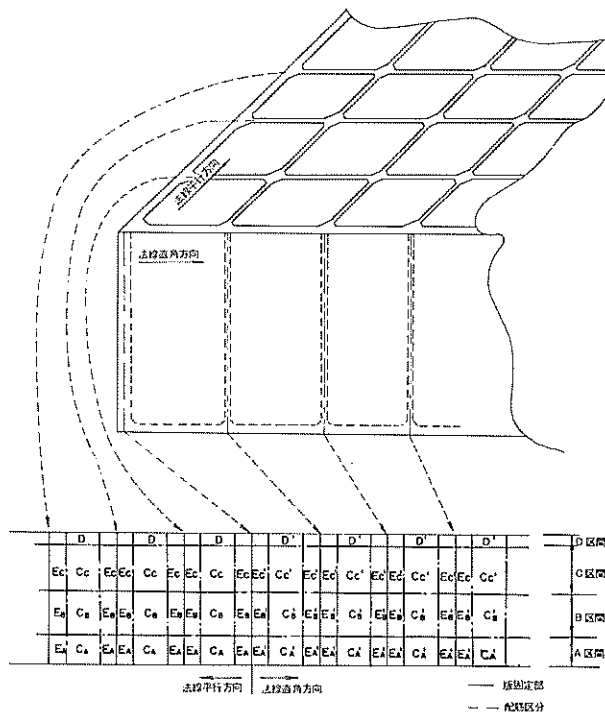


図- 3.69 横筋の配筋法

筋はA、B、C各区間毎に行なわれるが、各区間の必要鉄筋量の大小によって以下のように行なわれる。なおD区間は頭部補強筋の部分であり、C区間での必要鉄筋量と比較し、補強鉄筋量が少ない場合にはC区間に合わせる。

① 法線平行及び直角方向について端部での必要鉄筋量が中央部でのそれより大きいとき ( $E > C$ ,  $E' > C'$ ) (その1)

C > C' とする。C に対する 20cmピッチの同径の鉄筋 ( $D_C$ ) を選定し、これを全長に通し、E、E' の部分に交互配筋を考慮して補強する ( $D_E$ ,  $D_{E'}$ )。E、E' 部分が  $D_C$  で必要鉄筋量を満足する場合には補強しない。E、E' 部分で配筋不可の場合には、 $D_C$  を一ランク上げて繰返す。図-3.70に示す配筋パターンとなる。この方法で配筋不可の場合には(その2)による。

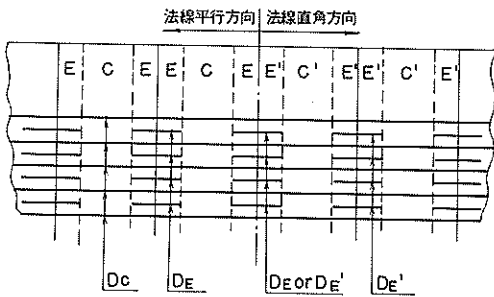


図-3.70 側壁横筋パターン(その1)

(その2)

必要鉄筋量  $C'$  に対して 20cmピッチで配筋 ( $D_{C'}$ ) し、これを全長に通す。E' 部分については  $D_{C'}$  の間に補強筋 ( $D_{E'}$ ) を入れて、C、E 部分については E と E' の大なる方に対する補強筋を全体に通す。いずれも補強筋は交互配筋を考慮する。不可の場合には  $D_{C'}$  を一ランクずつ上げて繰返す。この方法で不可の場合には(その3)による。(図-3.71)

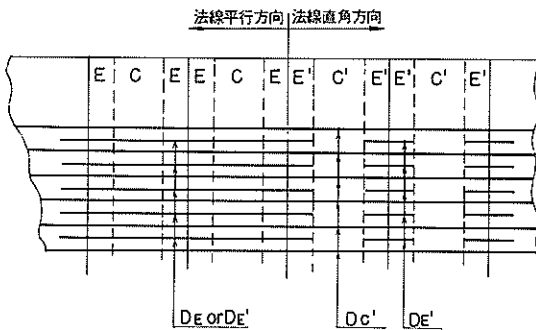


図-3.71 側壁横筋パターン(その2)

(その3)

E と E' の大なる方に対して、10cmピッチで配筋し全

長に通す。

② 法線平行及び直角方向について中央部での必要鉄筋量が端部でのそれより大きいとき ( $C > E$ ,  $C' > E'$ )

(その1)

C > C' とする。C に対して 20cmピッチで配筋し全長に通す。不可の場合(その2)による。

(その2)

$C'$  に対して 20cmピッチで配筋し ( $D_{C'}$ ) 全長に通す。C、Eの部分については、C に対して満足するよう  $D_{C'}$  との交互配筋を考慮して補強 ( $D_C$ ) する。不可の場合には  $D_{C'}$  を一ランクずつ上げて繰返す。図-3.72に示す配筋パターンとなる。これにより不可の場合には(その3)による。

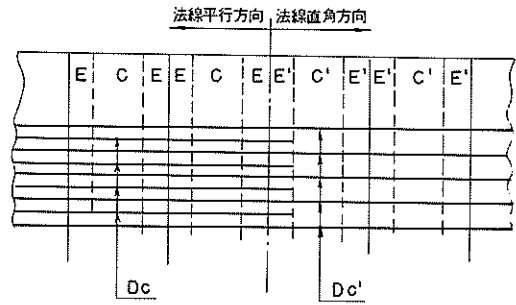


図-3.72 側壁横筋パターン(その3)

(その3)

C に対して 10cmピッチで配筋し全長に通す。

③ 法線平行・直角方向の一方において端部での必要鉄筋量が中央部でのそれより大きく、他方においては中央部が端部より大きいとき (例えば  $E > C$ ,  $C' > E'$ )

(その1)

C と  $C'$  のうちの大きな方に対して 20cmピッチで配筋し ( $D_C$ ) 全長に通す。Eの部分に補強が必要ならば交互配筋を考慮して補強する ( $D_E$ )。不可の場合には  $D_C$  を一ランクずつ上げて繰返す。配筋パターンは図-3.73のとおり。これにより不可のときには(その2)による。

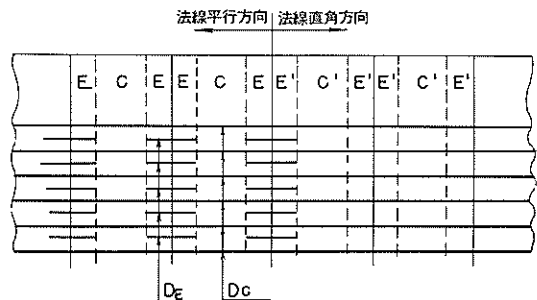


図-3.73 側壁横筋パターン(その4)

(その2)

CとC'のうち小さい方に対して20cmピッチで配筋し、E、Cの部分で必要ならば補強する。不可の場合には20cmピッチの径を上げて繰返す。

配筋パターンはC<C'のとき図-3.74、C'<Cのとき図-3.75のとおりである。この方法で配筋不可のときには(その3)による。

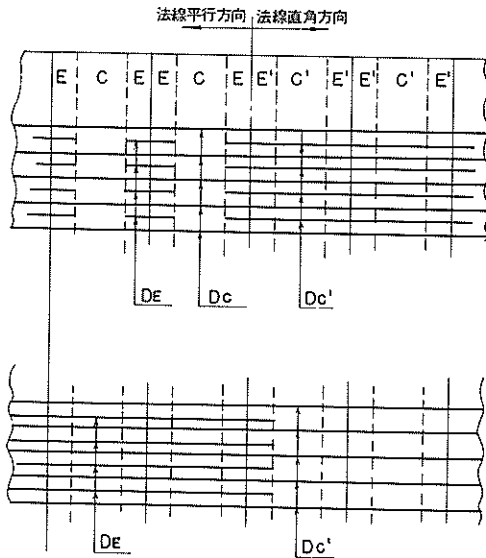


図-3.74 3.75 側壁横筋パターン(その5)

(その3)

EとC'のうち大なる方に対して10cmピッチで配筋し全長に通す。

ii) 内側筋

法線平行方向、同直角方向を別々に計算する。内側筋は常にE>C、E'>C'であるので以下の要領で配筋する。

(その1)

C、C'に対して各々20cmピッチで配筋し、E、E'の部分については交互配筋を考慮して補強する。不可の場合には20cmピッチの径を一ランク上げて繰返す。この方法により不可の場合には(その2)による。

(その2)

EあるいはE'に対して10cmピッチに配筋し全長に通す。

(c) 配筋ピッチの調整

i) 縦筋

底版に配筋される鉄筋の調整ピッチに準ずる。

ii) 横筋

側壁横筋のピッチの調整は、図-3.76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。

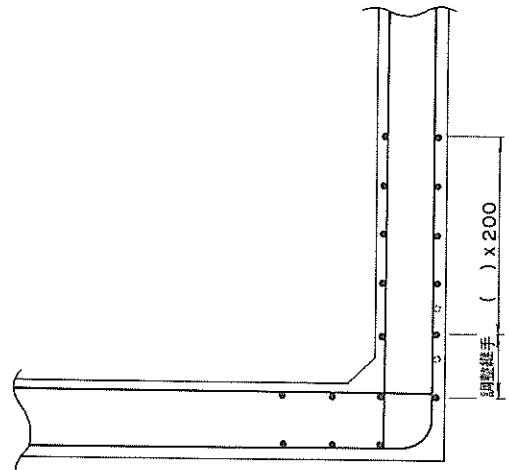


図-3.76 調整ピッチ

(7) 鉄筋加工長

(a) 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筋とからなっている。補強筋の加工長は底版の場合と同じであるが、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、鉄筋加工長は1.0m以下、継手はほぼ反曲点とし、相隣り合う鉄筋では継手位置を並べないよう考慮している。図-3.77の場合には、A点から対象位置のB点

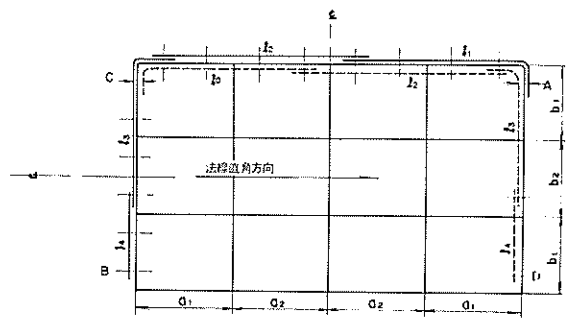


図-3.77 側壁を一周する外側横筋の形状

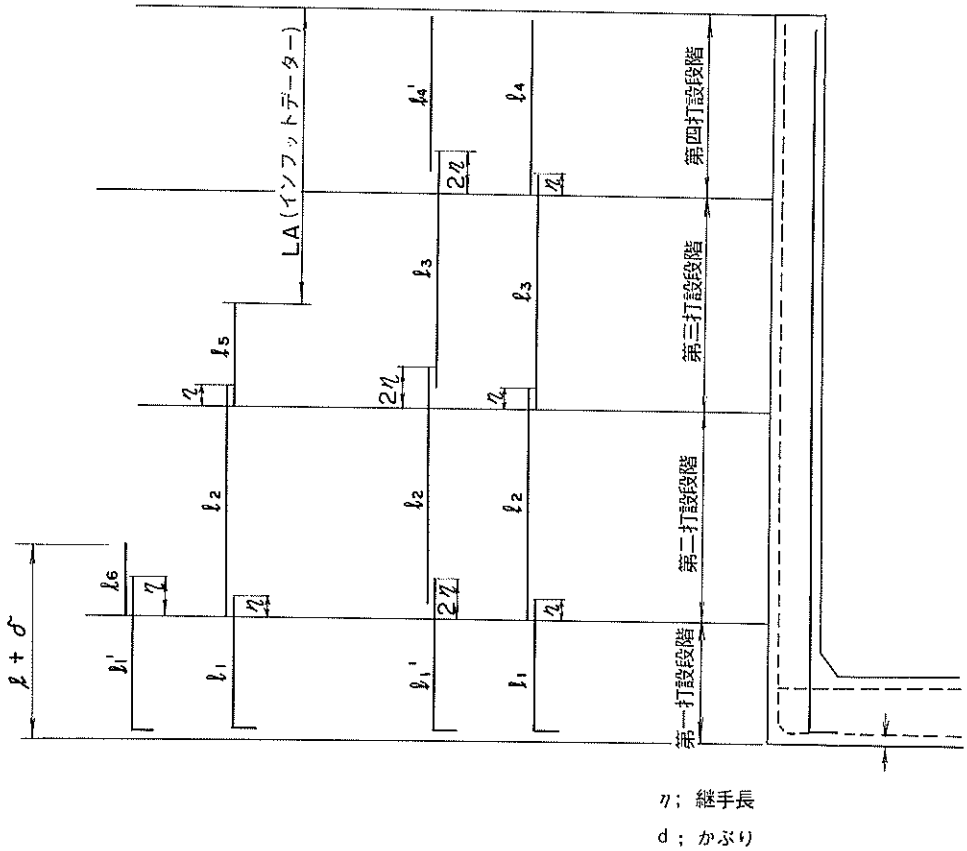
までの範囲で長さを決定し、B点からA点までの残りの部分は同じ組合せのものを配置する。加工長は図-3.77の場合 $l_1$ 、 $l_2$ 、 $l_3$ は継手位置を移動させることにより0.5mの倍数とし(市販長を使用)、 $l_4$ についてはcm単位にまるめる。次の段の配置は同じ組合せを、C点からD点に向って行なうことにより、相隣り合う鉄筋の継手位置を並べ

ないようになっている。

(b) 縦筋

i) 内側筋

縦筋は図-3.78に示すように3種類あるいは中間の長さのない2種類の鉄筋となる。



$\eta$ : 継手長

$d$ : かぶり

$$l_1 = \text{第一打設段階} + \eta + 12.0$$

$$l_1' = \text{第一打設段階} + 2\eta + 12.0$$

$$l_2, l_2' = \text{打設段階} + \eta$$

$$l_4 = \text{最終打設段階} - 10.0$$

$$l_4' = l_4 - \eta$$

$l$ : ページ版の区間割りを参照されたい。

$l_2, l_2'$ の鉄筋長は切り上げて、5cm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  $l_2 + l_2' - \eta$ ,  $l_1$ の鉄筋長を  $l_1 + l_1' - \eta$ とする。

図-3.78 縦筋の形状

ii) 外側筋

$l_1$  が底板からの立上り筋となるのみでそれ以外は内側筋と全く同様である。

3.4 隔壁の設計

(1) 計算の流れ

隔壁の設計は図-3.7.9に示す流れに従って行なわれる。

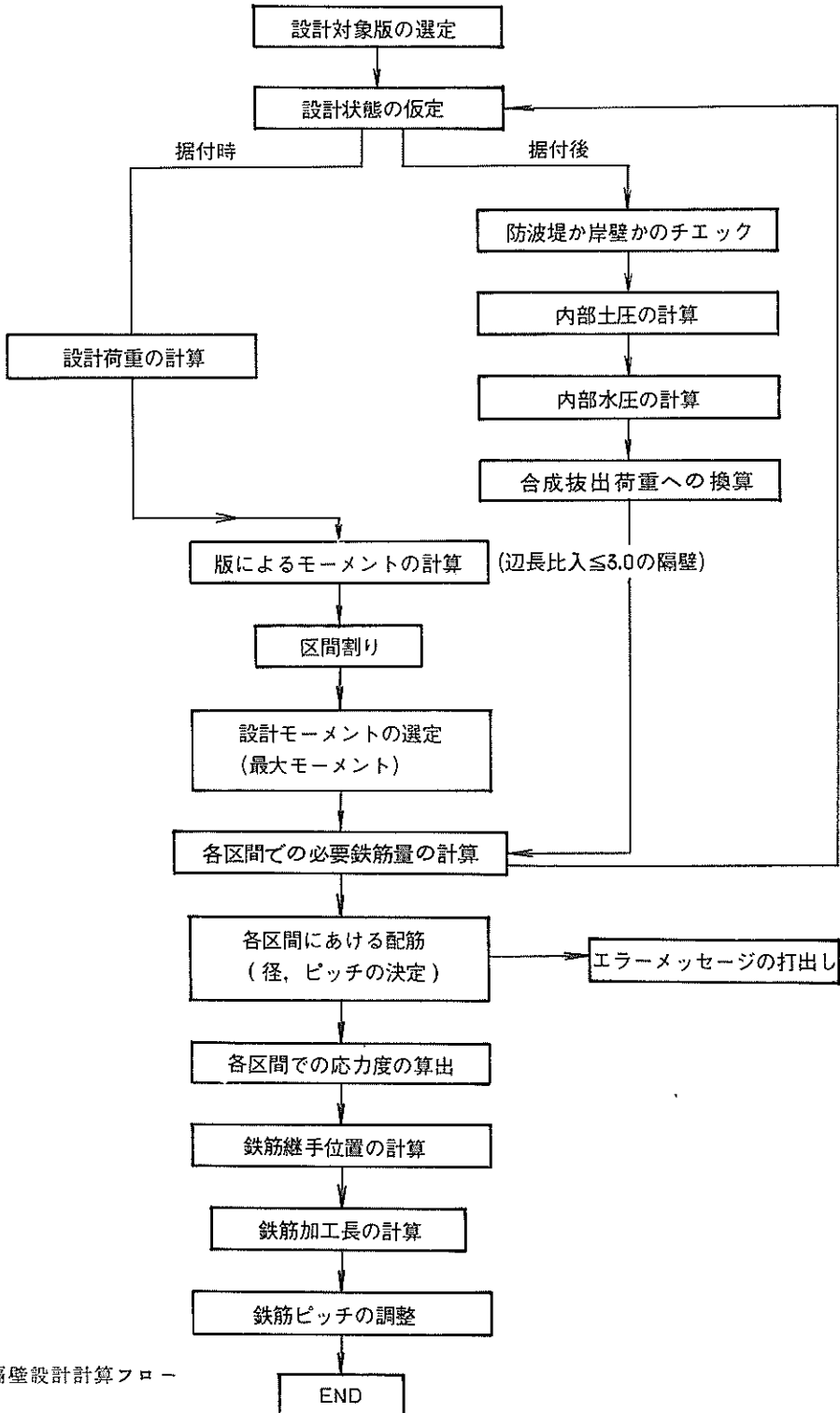


図-3.7.9 隔壁設計計算フロー



検討状態は、掘付時と掘付後であり、前者は曲げモーメントに対して、後者は引張力に対して検討する。

(2) 計算対象版の選定

隔壁の浮遊時検討対象版としては、作用モーメントを最大にならしめる法線平行方向隔壁長（側壁あるいは隔壁のセンター間の距離）の最長の版と、同直角方向隔壁長の最長の版を選定する。例えば図-3.8.0において $a_2$ と $b_2$ が

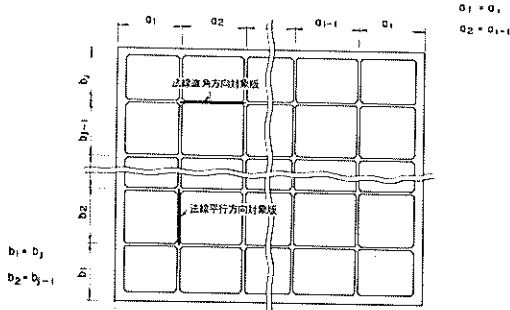


図-3.8.0 計算対象版の選定

最長であるとすれば検討対象版としては、図のようになる。

(3) 設計外力及び設計荷重の計算

(a) 掘付時

掘付時の外力は、3.1(1)で述べたとおり、掘付時の

注水時の水位差であり、各室間の水位差を1mとして、図-3.8.1に示す力をかける。設計荷重としては、Pを天端までかけた等分布荷重として計算する。

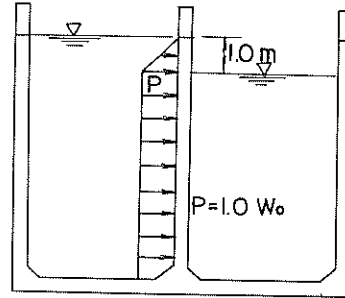


図-3.8.1 掘付時の外力

(b) 掘付後

掘付後の隔壁は、内側からの土圧及び水圧によって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検討を行なう。これらの荷重に対しては、隔壁には引張力が作用し、引張力に対する設計となる。

側壁の抜け出しの検討にあたって考慮する荷重は内部土圧及び内部水圧であり、単位長さ当りの荷重は側壁の設計の際、既に求められており図-3.8.2に示す合成荷重である。隔壁の荷重の分担範囲を同図左のようにとると、隔壁

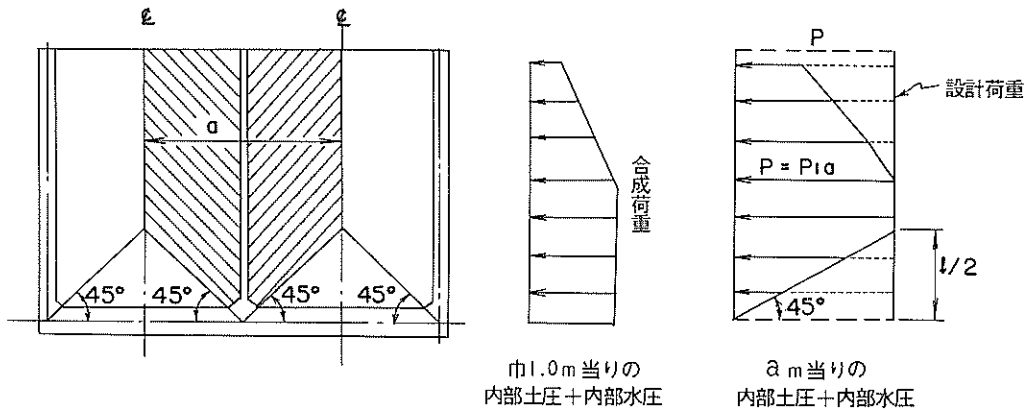


図-3.8.2 側壁と隔壁の抜出しに対し採用すべき荷重

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る。法線平行、直角の両方向について行なう。

底版の抜け出しに対する荷重は、図-3.8.3に示すとおりであって、各隔壁の分担を図のとおり仮定し、不規則な荷重形を次式により等分布荷重に換算する。

$$P_x = w a_1 \left( 1 - \frac{1}{3} \frac{\ell x^2}{\ell^2} \right) \dots\dots\dots (3.21)$$

$$P_y = \frac{2}{3} w \ell x$$

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

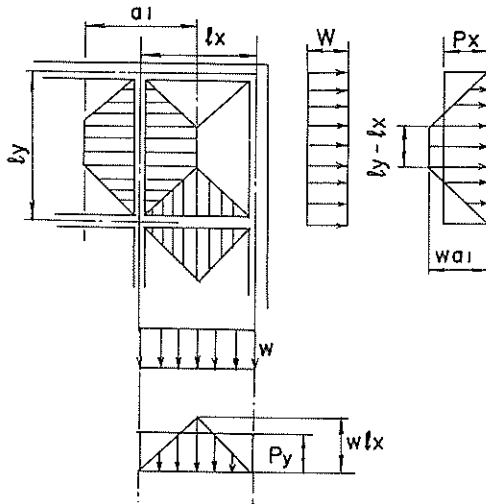


図-3.8.3 底板と隔壁の抜け出しに対し採用すべき荷重

縦筋区分

横筋区分

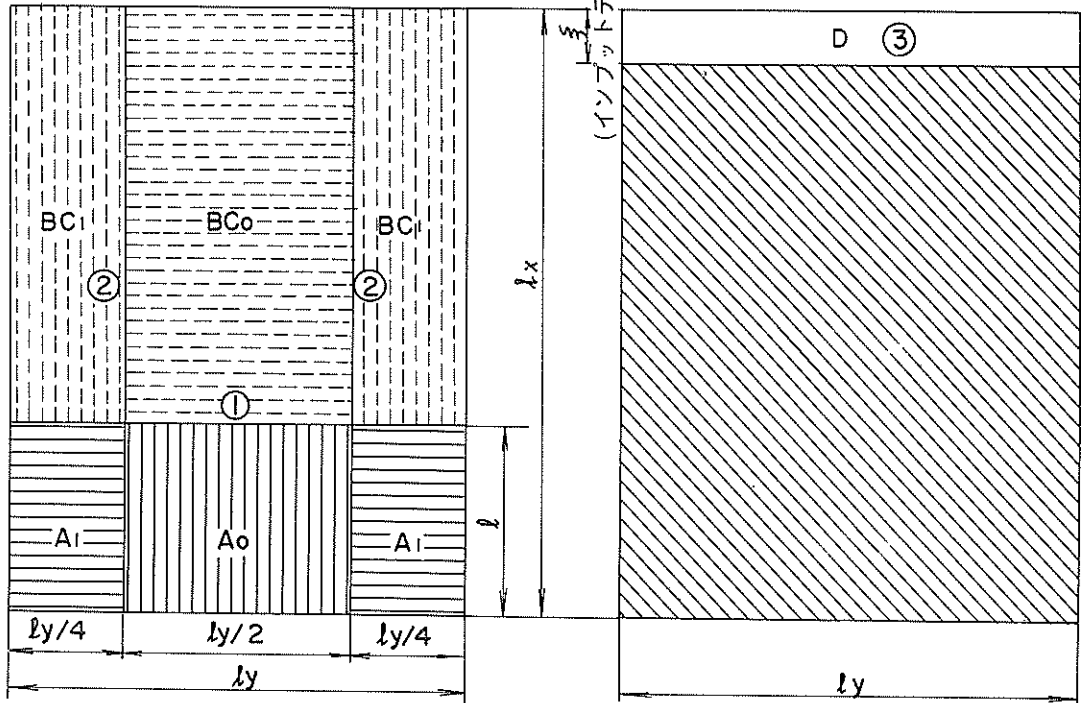


図-3.8.4 隔壁の区間割り

横筋に対しては、頭部補強範囲等を入力して区分するが、他の部分は、側壁の抜け出しに対する引張力による配筋量で全体を配筋する。引張力に対する配筋量が頭部補強鉄筋量より大きいときは、これによって配筋する。

(4) 曲げモーメント及び引張力の計算

据付時の水位差による荷重に対しては、隔壁を三辺固定上辺自由の版として計算し、曲げモーメントを求める。曲げモーメント数値表<sup>10)</sup>では辺長比1:3までしか求められないが、1:3以上の部分を側壁と一体となったボックス・ラーメンとして解いても側壁との剛度の差が大きいため、小さなモーメント値が得られるのみである。よって本システムではボックス・ラーメンとしての検討は省略し、版の部分の値をそのまま延長している。

隔壁に働く引張力は、据付後の設計荷重の項で述べた荷重そのものである。

(5) 配筋区間割と必要鉄筋量の計算

隔壁は図-3.8.4に示す区間割によって配筋する。縦筋は曲げモーメントに対しては、区分線①、②によって区間割し、その位置は側壁の場合と同じである。底板の抜け出しに対する鉄筋は $A_0$ 、 $A_1$ 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それよりも大なる場合には、 $A_0$ 、 $A_1$ 区間には曲

げモーメントに対する配筋がなされる。

曲げモーメントに対する必要鉄筋量は、側壁の場合と同様に上述の区分の中で最大の曲げモーメントに対して計算し、引張力に対する計算は前項で求めた引張力に対して行なう。

(6) 径、ピッチの決定

3.1(5)の基本方針に基づき、側壁の場合の径とピッチの決定方法に準じている。

縦筋は側壁の場合の区分線 ②がない場合と全く同じであり、3.3(6)-ロ)を参照のこと。

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るが、決定された鉄筋(10cm及び20cm)は全長に通す。

隔壁筋のピッチの調整も、側壁内側筋に同じである。

(7) 鉄筋加工長

側壁内側筋に同じである。

3.5 フーチングの設計

(1) 計算の流れ

フーチングは図-3.85に示す流れに従って設計する。

(2) 設計荷重及び必要鉄筋量の計算

フーチングの設計は掘付後の状態で行ない、波圧、地震力、土圧などによる底面反力を基本として、これに水圧、自重、更には上からかかる鉛直荷重を合成して、設計荷重と

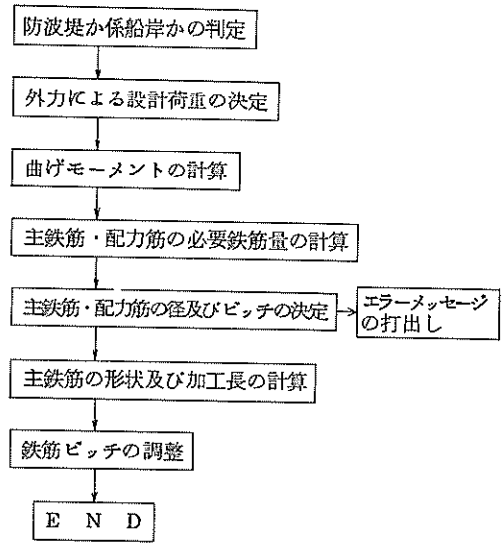


図-3.85 フーチング設計計算フロー

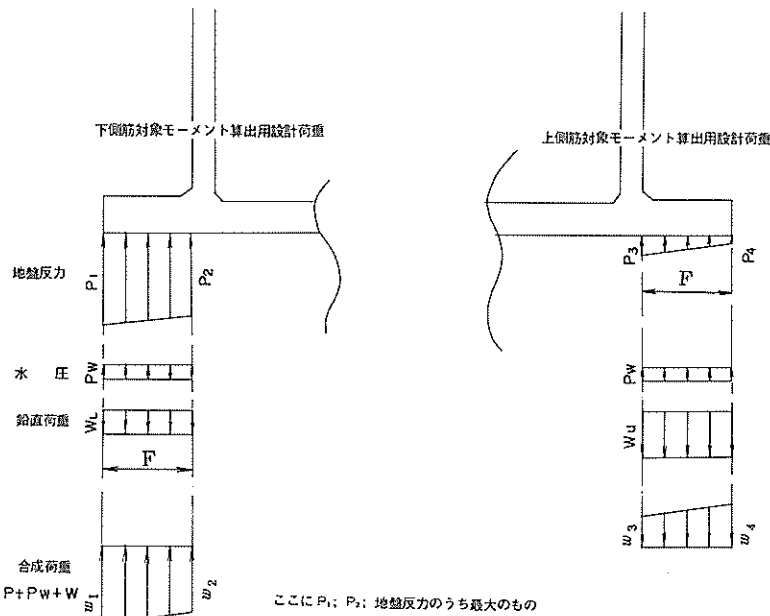


図-3.86 フーチングに作用する荷重

する。設計荷重は底面反力の大小により図-3.86に示すように正負の荷重となり上側筋、下側筋が設計される。

フーチングは、側壁前面位置を支承とする片持版として設計して曲げモーメントを求める。図-3.86の場合には

$$M_1 = \frac{F^c}{6} (2W_1 + W_2)$$

$$M_2 = \frac{-F^c}{6} (W_3 + 2W_4)$$

となり、 $M_1$  は下側筋、 $M_2$  は上側筋の設計曲げモーメントである。鉄筋量は3.1(4)のとおりであるが、コンクリートの第一施工段階がフーチングの途中となる場合には、下側筋の有効高さとして第一施工段階でのものを使用している。フーチングは港外、港内対称に設計する。

(3) 径、ピッチの決定とピッチの調整

フーチングの鉄筋は、10あるいは20cmピッチに配置する。鉄筋は同径のもの組合せとする。

フーチングの主鉄筋はケーソン法線直角方向筋であり、法線平行方向筋は配力筋として設計する。配力筋は主鉄筋量の20%とし、20cmピッチで配筋する。最小鉄筋量はD13、20cmピッチとする。

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。配力筋の調整は、図-3.87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 $\geq 10$ cmな

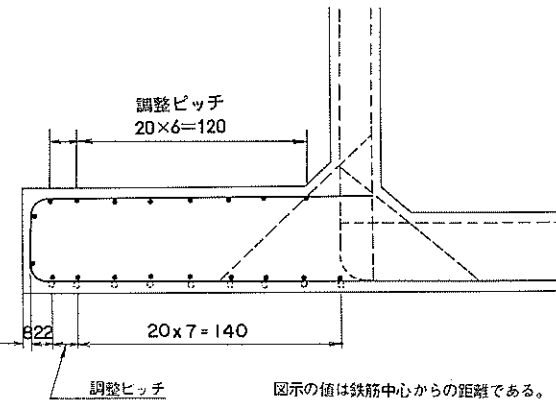
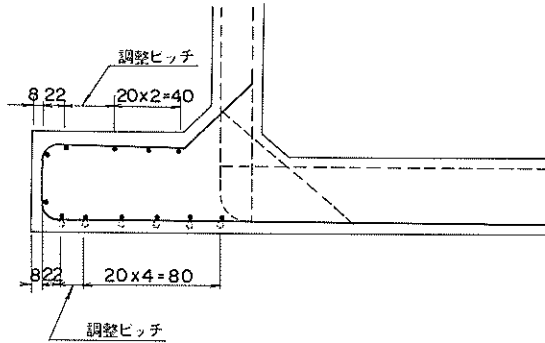
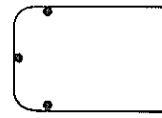


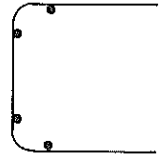
図-3.87 調整ピッチ

らば調整ピッチ=端数、端数 $< 10$ cmならば調整ピッチ=20cm+端数とする。調整ピッチは10~29cmとなる。フーチング先端の高さ方向に配置する配力筋は、フーチング高さTの大きさにより図-3.88に示すように配置する。

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



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



$$T > 1.0 \text{ m}$$

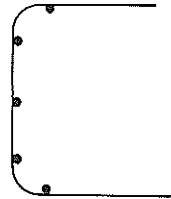


図-3.88 フーチング高さ方向の配力筋

#### (4) 鉄筋の形状及び鉄筋加工長

フーチングの主鉄筋の形状及び加工長は図-3.89に示す方法によって決定される。下側筋の底板への差し込み長 $l_1$ は、フーチングの長さFと定着長 $l_1$ の大きい方の値を採用する。定着長は既述のとおり

$$l_1 = \frac{\sigma_{sa}}{4\tau_{oa}} D$$

である。フーチングのかぶりは全て鉄筋の中心で8cm以上である。

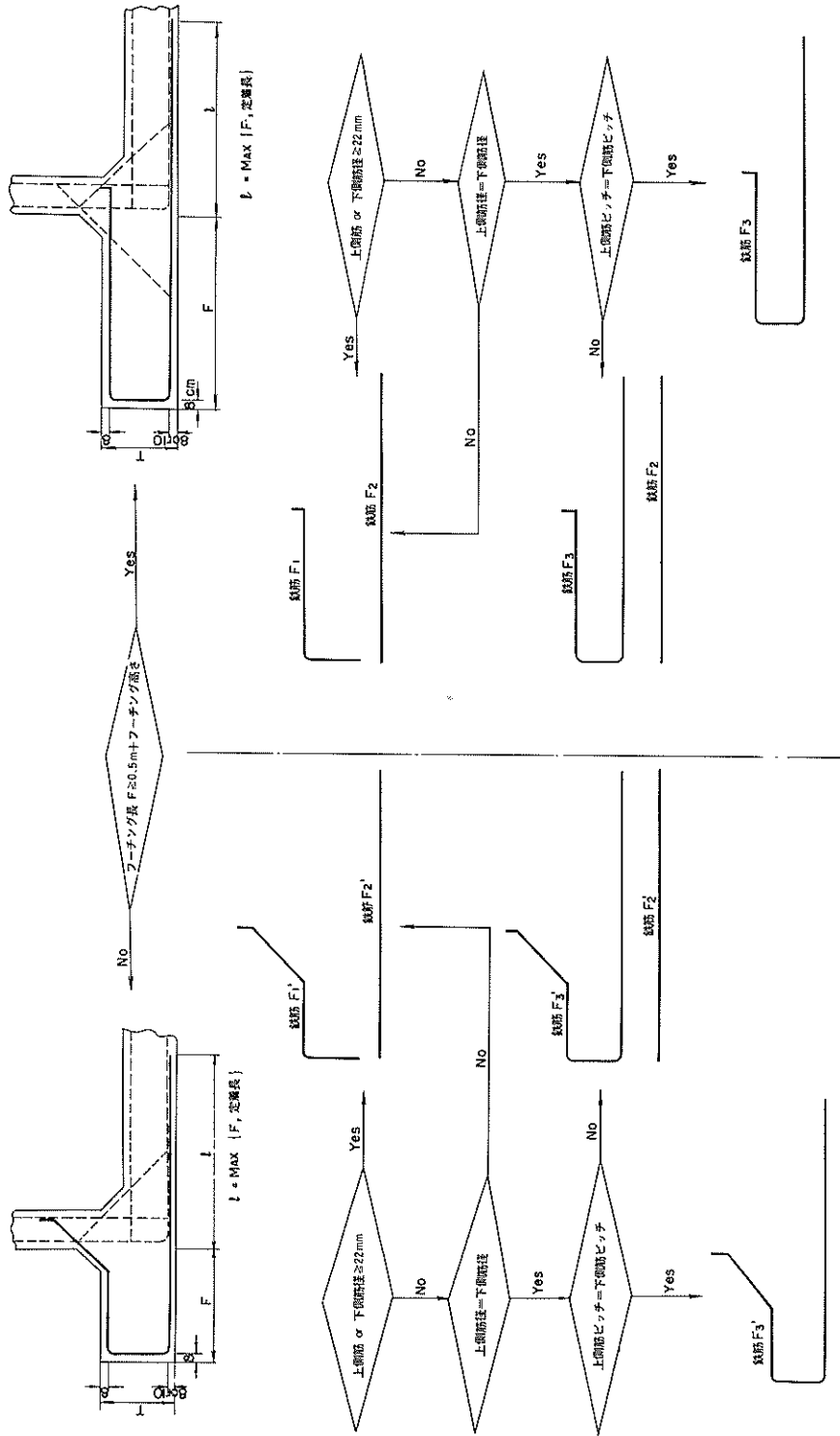


図 - 3.89 フーチング形状決定フロー

## 4. 図化

### 4.1 概要

インプットデータによるケーソンの形状及び配筋計算によって得られた配筋に必要な諸元をもとにして、図-4.1に示す過程を経て設計図を作成する。

自動製図の作業は次に述べる2つに大別することができる。まず第一作業はケーソンの断面諸元、鉄筋番号、鉄筋

径、寸法数字など設計図として必要な情報の図面上における座標点の計算であり、計算座標値は図化順序に従って磁気テープに保管される。第二の作業は磁気テープに保管されたデータを自動製図機を回して設計図として表わすことである。つまり自動製図機のもつペンのアップダウン、ペン種類のセレクト、2点間の直線補間、2点間の円弧補間などの操作を制御して設計図を作成することである。

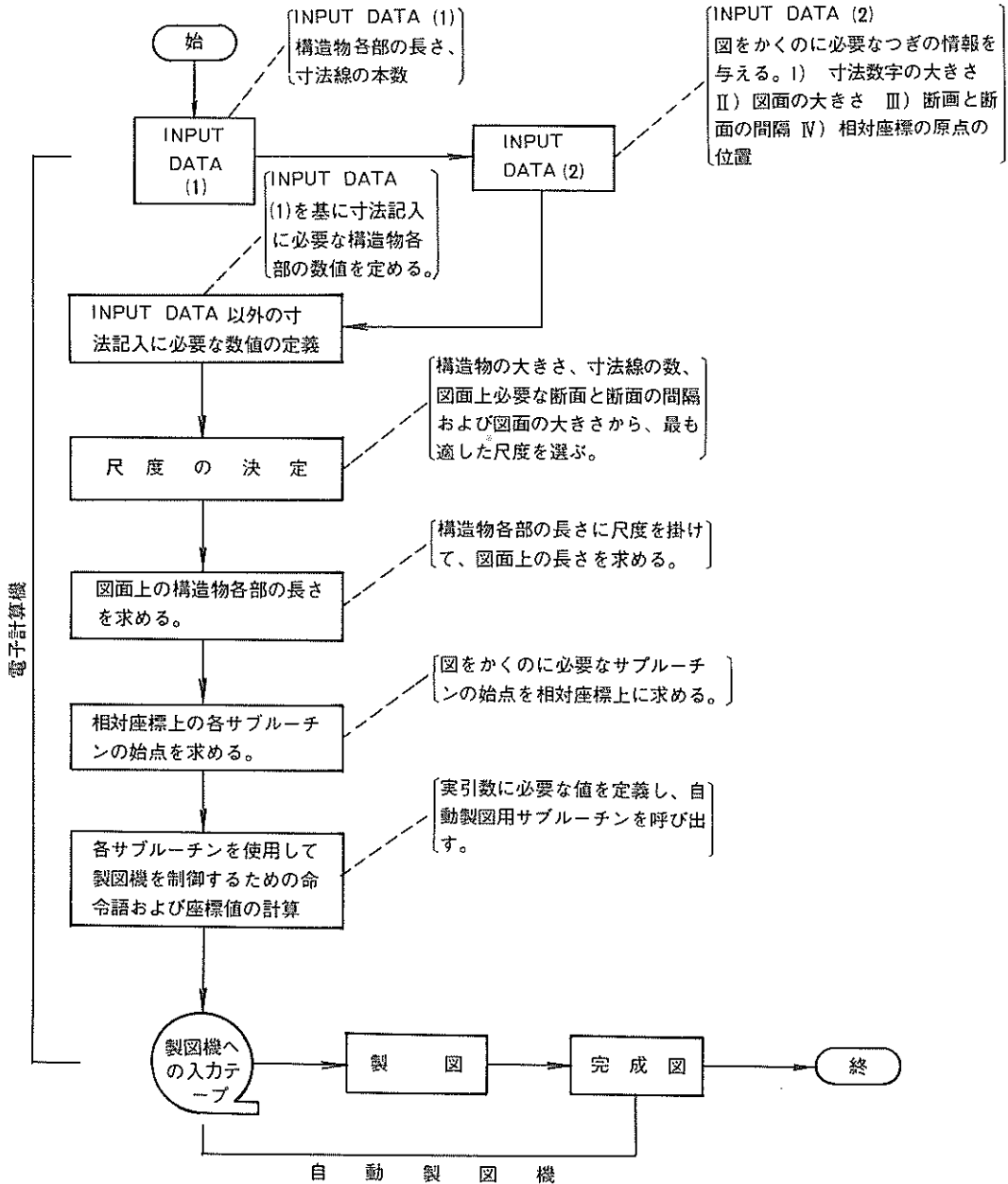


図-4.1 図化の流れ

自動製図機の詳細については、港研資料No.150「港湾構造物の設計の自動化」を参照されたい。

自動製図システムは、従来の手作業による製図と本質的に異なるものではないため、自動製図による図面の仕上がりを従来のものと全く差異のない程度にすることは可能である。しかし従来の手作業による図面作成の過程において、製図者が無意識的に判断していたことを自動製図にすべて組込み、プログラム化することは容易ではない。したがって、「土木製図基準」「港湾構造物製図規程」にもとづいてはいるが、作成された図面が多少従来のものと異なることがあり得るので了承願いたい。

以下、自動製図において特に留意した事項を列挙する。

(1) 作成図面はなるべく違和感を与えないこと

違和感のように人間の感覚に関するもの、例えば図面のバランスをプログラム化することは容易なことではない。とくに本自動設計プログラムはケーソンの法線平行直角両方向長および高さに制限を設けていないため、いかに小さなケーソンであろうと、いかに大きなケーソンであろうとも描画できるようになっている。これらすべてのケーソンについて、配筋図、加工図、タイトル等をうまくA1サイズ内にバランスさせるプログラムを作成するには、多大な時間と膨大なプログラム量を要するため、本自動設計では出来る限り、汎用性をもたらしはいるものの、極端なケースについては若干バランスがとれていない図面が生じると思われるが了承願いたい。

(2) 作成図面は出来る限り簡略化する

例えば港内港外同配筋であるため、底板配筋図は $\frac{1}{4}$ を、側壁配筋図は $\frac{1}{2}$ を描画するとか、寸法数字は極力重複しないようにする等、作成図面は解説できる範囲で出来る限り簡略化している。

(3) 製図時間の短縮を計る

自動設計の中で最も時間を要するのは自動製図機による描画であり、自動設計の効率化を計るためには、この描画時間の短縮を考えなければならない。

図化作業の中でも最も時間を要するのは、文字(英字、数字、漢字等)の描画であるため、図面には出来る限り文字を少なくしなければならない。したがって、(2)で述べたように寸法数字は極力重複しないようにしている。また材料表は自動製図機によって図面に描画せず、ラインプリンターによって打ち出す方法をとっている。これ以外にもプログラミングする際に、ペンを上げたまま移動する距離をなるべく少なくするとか、同じ太さの線は出来る限りまとめて画く……といったようなことを考慮し、製図時間の短縮を計っている。

#### 4.2 対称図面

自動製図で対象としている図面は次のとおりである。

①一般図(標準断面図を含む)

②配筋図

(1)底板配筋図(水平断面図を含む)

(2)側壁法線平行方向配筋図

(3)側壁法線直角方向配筋図

(4)隔壁法線平行方向配筋図(直角方向鉛直断面図を含む)

(5)隔壁法線直角方向配筋図(平行方向鉛直断面図を含む)

①の一般図はインプットデータの制御により標準断面を含まない一般図を画くことも可能である。一般図にはコンクリート打継目位置が記されている。

②(1)の底板配筋図において、配筋図、加工図および図面タイトルがA1サイズ内で配置不可の場合には、配筋図、加工図を別々の図面として2枚とする。配筋パターンにもよるがおよそ法線平行方向長15.0m×法線直角方向長10.0mのケーソンまでは、一枚の図面として描画出来る。

#### 4.3 製図法

一般図および底板、側壁、隔壁配筋図は図-4.2~4.4.に示す流れに従って描画される。

図-4.2~4.4.のフローにある各項目は当研究所において、開発された自動製図汎用サブルーチン(ベイシック・サブルーチン、ファンクション・サブルーチン、漢字用サブルーチンより成る)によって構成され、これらを連続処理することによって図面が作成される。港研資料No.150の第3章自動製図の自動製図汎用サブルーチンを参照してもらうことにして、ここでは図-4.2~4.4.のフローについての詳細説明は割愛し、本自動設計に使用している製図規程についてのみ以下に列挙する。

① 図面の大きさ

A1に統一する。ただし一般図および標準断面図は基本設計結果としても利用するため、A3でもうまくバランス

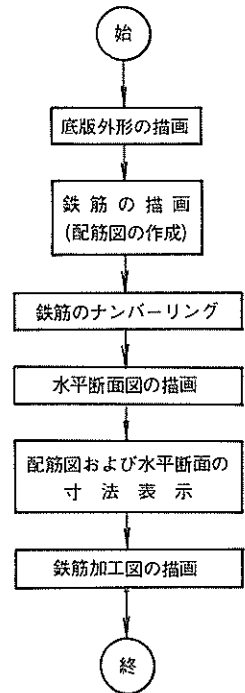


図-4.2 底板配筋図描画フロー

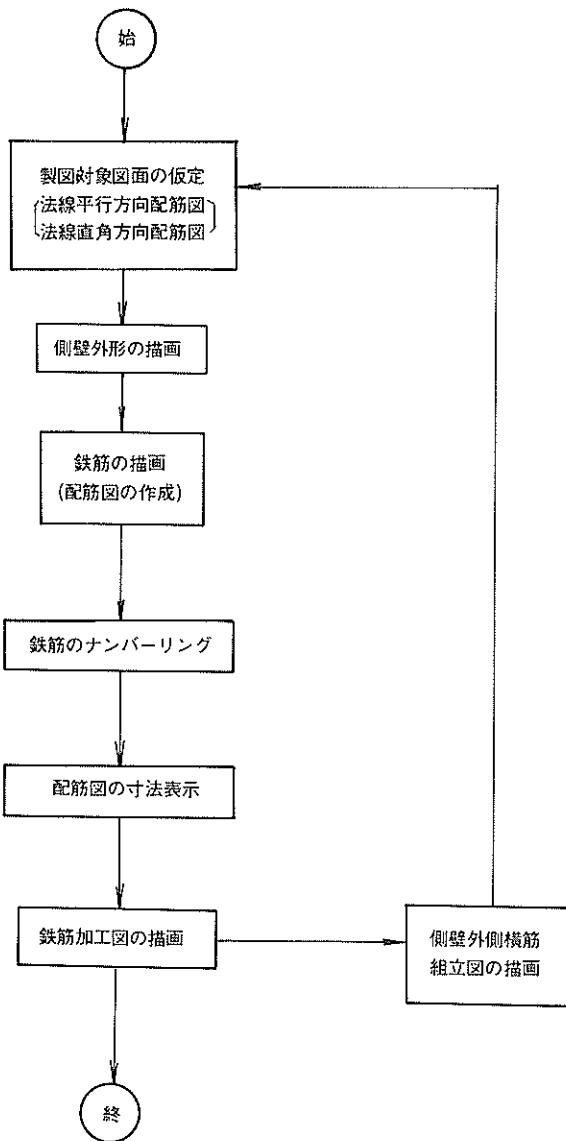


図 - 4.3 側壁配筋図描画フロー

するように縮尺を決定し描画出来るようになっている。A 3 の場合には、一般図および標準断面図は別々の図面となり 2 枚となる。

② 尺度の種類

配筋図および加工図は  $\frac{1}{50}$  に統一する。ただし一般図、標準断面図は指定された図面内にうまくバランスするように下記の 19 種類の縮尺の中から選ぶものとする。ここに ( ) で示した尺度は "土木製図基準" には示されていないが、"港湾構造物製図規定" に示されている尺度である。  
(1:1), 1:2, 1:5, 1:10, 1:20,

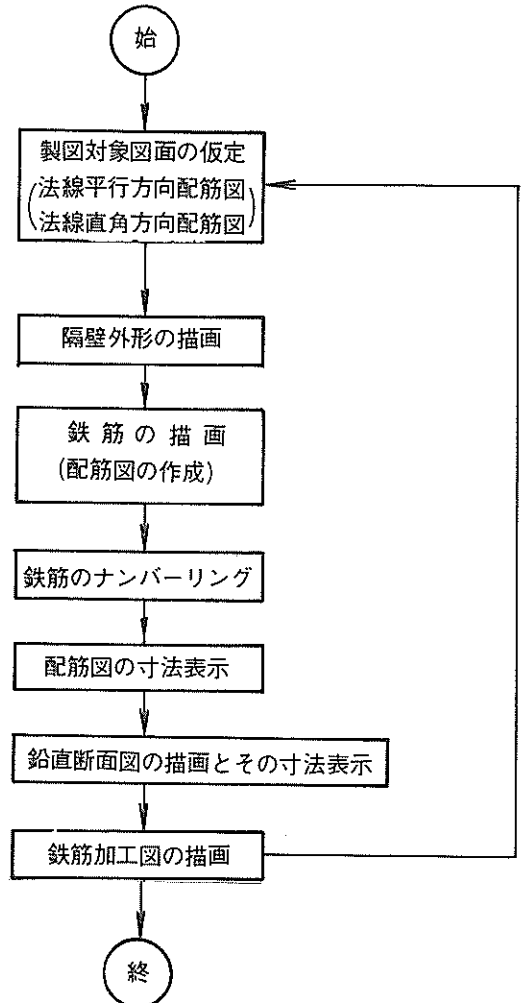


図 - 4.4 隔壁配筋図描画フロー

(1:25), 1:30, (1:40), 1:50, 1:100, 1:200, (1:250), (1:300), 1:500, (1:600), 1:1000, 1, 2500, (1:3000), 1:5000

③ 尺度の記入

尺度は図面の標題欄に記入する。ただし同一図面中に異なる尺度を用いる時には、従なる図面の尺度をそれによってかかれた図面タイトルの右側に記入する。例えば一般図の右下に描画される標準断面図には尺度を表示する。

④ 線

本自動設計に使用している線の種類は実線、破線、一点鎖線の 3 種で、線の太さは 0.2mm、0.4mm の 2 種類である。線の用法は表 - 4.1 に示すとおりである。



表 - 4.1 線の用法

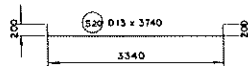
線の太さ mm	線の種類	使用目的	
		配筋図	一般図および標準断面図
0.2	実線	外形線、寸法線、引出線	寸法線、引出線 玉石、土盤、水面記号
	破線	隠れた部分のケーソン形状	
	一点鎖線	中心線	
0.4	実線	鉄筋、縁取り	外形線、縁取り
	破線	チドリ配置となる鉄筋	

⑤ 文字

図面内に使用される文字は、英字、漢字、カタカナがあり、これらは図面タイトル、寸法数字、鉄筋記号、およびコメントに用いられている。文字の太さは 0.4 mm に統一し、文字の大きさは

- 図面タイトル 10 mm
- 寸法数字 8 mm
- 鉄筋番号 8 mm
- コメント 3 ~ 6 mm とする。

a) 継手がない場合



b) 継手がある場合その 1



c) 継手がある場合その 2

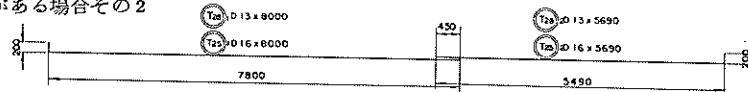


図 - 4.5 鉄筋の表示法

- $\textcircled{S20}$  ← S 20
- $\textcircled{S20}_1$  ← S 20 - 1
- $\textcircled{S20}_2$  ← S 20 - 2

なお継手位置が 2 箇所以上ある場合には、簡略化から継手長は一個所のみ表示し(側壁、隔壁縦筋はこの限りではない)、同一鉄筋で径が異なる場合には、太径による継手長を採用し、鉄筋加工図は一本のみとする。(図 - 4.5 の(c)参照)

— 側壁外側横筋(側壁を一周する鉄筋)の表示法 —

鉄筋加工図の他に図 - 4.6 に示すような鉄筋組立図を描画する。鉄筋組立図は側壁法線平行方向配筋図の左下に

⑥ 寸法線および寸法数字

寸法の単位は mm に統一する。鉄筋ピッチの表示法としては製図記号(ピッチ数)④(ピッチの大きさ) = (総長)の形式を用いなくて、(ピッチ数) × (ピッチの大きさ) = (総長)の形式を用いることを原則としているが、ピッチ数が少ない場合には所定の範囲内にこの形式で書くことは困難である場合が多い。このような場合に限って総長のみを書くことにしている。

⑦ 鉄筋の表示法

鉄筋の表示法は図 - 4.5 に示すように、各鉄筋加工長のほか各鉄筋番号、鉄筋径、および総長が画かれ、継手の有無によって異なる。

継手のない場合には、図 - 4.5 の(a)に示すように  $\textcircled{S20}$  なる形式で表示されるが、継手のある場合には、(b)に示すように  $\textcircled{S20}$  の鉄筋番号にサブ番号をつけた  $\textcircled{S20}_1$ ,  $\textcircled{S20}_2$  なる形式で表示される。

図面に表示される鉄筋番号と LP に出力される材料表の鉄筋番号との関係は次のとおりである。

$\frac{1}{150}$  の縮尺で書き、鉄筋加工図は法線平行・直角両方向に分割し各配筋図の下部に書く。例えば  $\textcircled{S4}_1$  は直角方向に、 $\textcircled{S4}_2 \sim 4$  は平行方向にとったように鉄筋加工長を長く有している方向に描画するものとする。

⑧ 標題欄

自動製図機では標題欄は画かず、図面右下の隅にスペース(横 1.5 cm × 縦 9.0 cm)を残しておく。したがって標題欄は使用者が記入する。

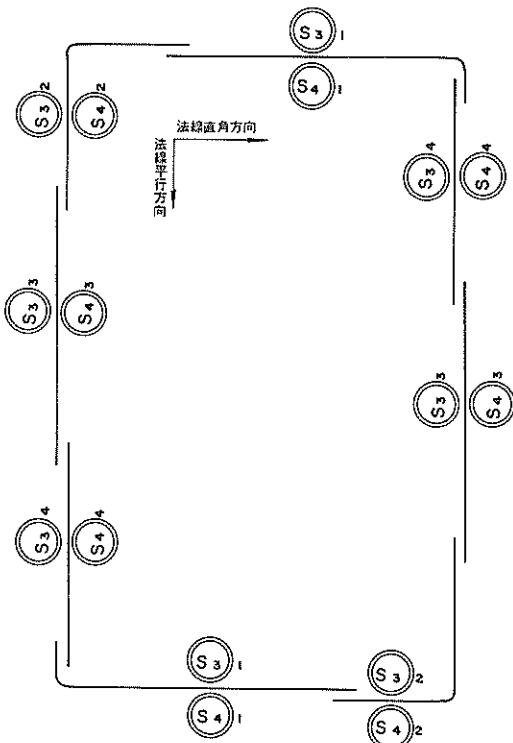


図 - 4.6 側壁外側横筋の表示法

## 5. 自動設計法の検討

### 5.1 既設計例との比較

自動設計システムによる設計結果は、従来の人力によるものに比較してより安全であると共に経済的である必要がある。本節では過去に直轄で設計された例について、本システムによる結果との比較を試みた。既述のとおり設計法そのものの変更、設計担当者の判断でバラバラに行なわれていた部分の定式化など複雑な状況にあり単純な比較はできないが、既設計と大差のない結果が得られた。

防波堤及び係船岸に使用されるケーソンの大きさを既設計例について整理してみると表 - 5.1、表 - 5.2 に示すような分布となっている。

これらの中から比較的多く設計されているケーソンを中心に30施設（防波堤20施設、係船岸10施設）選定し、自動設計結果と比較した。選定した施設の名称と設計条件等を表 - 5.3、表 - 5.4 に示す。設計条件は各建設局からインプットデータとして送付されてきたもの、また設計計算書からピックアップしたものである。

#### (1) 港内外を同配筋したことによる影響（防波堤・底版）

防波堤用のケーソンでは、ケーソンの大きさ、設計年度によっても異なるが、底版の配筋を港内外同配筋として設計した例はいくつかある。手元にある設計計算書で調査したところ表 - 5.5 に示すように港内外を同配筋にしているものと港内外を異配筋にしているものとはほぼ半々であった。表 - 5.3 に示す設計例の中から港内外非対称のもの4ケースを選んで対象配筋とした場合の鉄筋量の増を検討してみた。表 - 5.6 に結果を示す。底版での鉄筋量の増は20%前後であるがケーソン一箇当りではわずか4%程度の増である。

表 - 5.1 防波堤用ケーソン設計例

構造物集覧による(特殊なものを除く)

隔室数	法線平行方向 法線直角方向	1				2				3					4					5					計
		1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	5	1	2	3	4	5	1	2	3	4	5	
建設局	一					2	(1) 2				4	(5) 6	15 ※	2 ※			1	1						(6) 33	
	二					3 ④	2	4		1	(2) 10 ④	15 ※	3	2 ※										(2) 40	
	三							(1) 1	2 ※	(1) 4	(3) 4 ※	(2) 2					1 ※				1			(7) 15	
	四							2 ※			1 ④		(1) 1				(1) 3 ※							(2) 7	
	五						1				2 ※	(1) 2 ※					1 ※	④						(1) 6	
北海道開発局			1		4	3	5	2		5 ※		1 ※									3			24	
計			1		9	(1) 10	(1) 10	4		(1) 5	(5) 26	(8) 25	(1) 20	2	2	2	(1) 5	1	1		4			(19) 125	

全125例(補助を含む( )内が補助数)

※印…自動設計との比較検討対象ケーソン(防波堤)  
 ④印… (けい船岸)

表 - 5.2 係船岸用ケーソン設計例

構造物集覧による(特殊なものを除く)

水深		-2.5	-4.0	-4.5	-5.5	-6.0	-6.5	-7.5	-8.0	-9.0	-10.0	-12.0	計
建設局	一	(1) 1									1		(1) 2
	二				2 ※	1 ※	(1) 1				6 ※		(1) 10
	三		(3) 4	2 ※	(1) 2		(2) 2	(3) 4	1		1 ※	1	(9) 17
	四				2 ※			3 ※			3	2	10
	五			(1) 2				1 ※			2	1 ※	(1) 6
北海道開発局										1			2
計		(1) 1	(3) 4	(1) 4	(1) 6	1	(3) 3	(3) 9	1	1	13	4	(29) 47

全47例(補助を含む( )内が補助数)

※印…自動設計との比較検討対象ケーソン

表 - 5.3 (1-1) 防波堤設計条件

No.	港名・工事名	設計波高 m	設計波高 の周期sec	H.W.L.	L.W.L.	L.W.L. m	偏 m	差 m	設計波 の m	乾水 の m	本体の高 さ m	ケ ー ソ ン 形 状 の 諸 元				法線平行方向		法線直角方向			
												厚 m	厚 m	厚 m	厚 m	幅 m	長さ m	幅 m	長さ m	幅 m	長さ m
1	石狩湾新港 島防波堤	373	1000	0.40	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	3.65	6.50	0.45	0.35	0.25	0.0	0.0	0.20	3	1.50	2	10.0
												0.60	0.40	0.20	0.0	0.0	0.0	0.0	150=5075+485+5075	100=50+50	
2	釧路西港 南防波堤	650	1500	1.50	0.0	0.0	0.14	0.0	0.0	5.37	10.50	0.60	0.40	0.20	0.0	0.0	0.30	3	1.50	4	19.0
												0.60	0.40	0.20	0.0	0.0	0.0	0.0	150=51+4.8+51	190=49+4.6+4.6+4.9	
3	秋田港南防波堤 F型ケーソン	750	1350	0.90	-0.10	0.0	0.0	0.0	0.0	6.77	11.50	0.60	0.40	0.25	0.0	0.0	0.30	3	1.20	4	16.5
												0.60	0.40	0.25	0.0	0.0	0.0	0.0	120=4095+3.81+4.095	165=4255+3.995+3.995+4.255	
4	新潟東港 西防波堤I型	700	1300	0.70	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	9.02	14.00	0.60	0.40	0.25	1.50	0.75	0.30	3	1.20	4	17.0
												0.60	0.40	0.25	0.0	0.0	0.0	0.0	120=41.95+37.5+41.25	170=44+4.1+4.1+4.4	
5	秋田港南防波堤 H型ケーソン	730	1400	0.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	9.08	14.50	0.70	0.40	0.20	0.0	0.0	0.30	3	1.30	4	18.5
												0.60	0.40	0.20	0.0	0.0	0.0	0.0	130=44+4.2+4.4	185=47.5+4.5+4.5+4.75	
6	酒田北防波堤 I型ケーソン	810	1200	0.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	6.95	11.50	0.60	0.40	0.20	0.0	0.0	0.30	3	1.30	5	19.5
												0.60	0.40	0.20	0.0	0.0	0.0	0.0	130=44+4.2+4.4	195=40.5+3.8+3.8+3.8+4.05	
7	京浜港本牧 防波堤(-9.0M)	344	720	2.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	7.50	11.00	0.80	0.50	0.20	1.00	1.80	0.20	4	2.00	1	6.8
												0.80	0.50	0.20	0.0	0.0	0.0	0.0	200=50+50+50+50+50	6.8=6.8	
8	富古港藤原地区 防波堤I区	400	1100	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	5.04	9.50	0.50	0.40	0.20	0.0	0.0	0.20	3	1.50	2	10.5
												0.50	0.40	0.20	0.0	0.0	0.0	0.0	150=51+4.8+51	105=5.25+5.25	
9	根室港仙台港区 南防波堤I区	530	1200	1.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	5.57	11.00	0.50	0.40	0.20	1.50	1.00	0.20	3	1.50	3	15.0
												0.50	0.40	0.20	0.0	0.0	0.0	0.0	150=51+4.8+51	150=51+4.8+51	
10	八戸港八太郎地区 北防波堤I区	600	1000	1.50	0.27	0.0	0.0	0.0	0.0	5.83	11.00	0.60	0.50	0.20	0.0	0.0	0.20	3	1.50	3	17.0
												0.60	0.50	0.20	0.0	0.0	0.0	0.0	150=51+4.8+51	170=5.8+5.4+5.8	
11	埃港外港地区 西防波堤A区間	2135 (H <sub>1/2</sub> = 32/15)	1050	0.30	0.0	0.0	0.50	0.10	0.0	5.69	8.00	0.50	0.35	0.20	0.50	0.75	0.20	4	1.21	2	7.0
												0.50	0.35	0.20	0.0	0.0	0.0	0.0	121=81.5+2.9+2.9+31.5	7.0=3.5+3.5	
12	神戸港第1防波堤	450	800	1.70	0.0	0.0	2.00	0.18	0.0	8.11	12.00	0.60	0.38	0.20	1.00	1.50	0.20	3	1.39	2	8.7
												0.60	0.38	0.20	0.0	0.0	0.0	0.0	139=4.727+4.46+4.727	87=4.35+4.35	
13	今治港第1防波堤	350	650	3.49	0.16	0.0	0.21	0.10	0.0	4.12	8.00	0.40	0.35	0.20	0.0	0.0	0.20	4	1.50	2	10.0
												0.40	0.35	0.20	0.0	0.0	0.0	0.0	150=3.8+3.7+3.7+3.8	100=5.0+5.0	

表-5.3(1-2) 防波堤設計条件

No.	港名・工事名	天端高m	ケーンソンの設置水深m	防波堤設置水深m	防波堤設置水深m	照部新築配筋区分高m	SHL A m	コンクリート打設段階の幅 m						鉄筋コンクリート単体積重量 t/m <sup>2</sup>	無筋コンクリート単体積重量 t/m <sup>2</sup>	中詰材単体積重量 t/m <sup>2</sup>	鉄筋コンクリート単体積重量 kg/cm <sup>2</sup>	許容引張応力度 kg/cm <sup>2</sup>	コンクリート単体積重量 kg/cm <sup>2</sup>	許容引張応力度 kg/cm <sup>2</sup>
								第一	第二	第三	第四	第五	第六							
1	石狩湾新港 島防波堤	400	-5.00	-7.30	1	0.0	0.0	0.0	3.0	3.5				2.45	2.30	1.90	2000	8400	1400	
2	釧路西港 南防波堤	550	-8.00	-9.50	1	1.00	0.0	0.0	5.25	5.25			2.45	2.30	1.94	2000	8400	1400		
3	秋田港南防波堤 F型ケーン	5.00	-10.00	-12.00	2	1.30	1.30	-2.45	0.60	2.70	2.70	2.70	2.80	2.45	2.30	2.00	1800	8000	1600	
4	新潟東港 南防波堤I型	4.70	-12.50	-15.00	2	1.85	1.85	-2.19	1.00	1.20	1.80	1.80	1.80	2.45	2.30	2.00	1800	8000	1600	
5	秋田港南防波堤 H型ケーン	6.50	-13.00	-16.00	2	1.58	1.58	-2.50	0.70	2.70	2.70	2.70	3.00	2.45	2.30	2.00	1800	8000	1600	
6	酒田北防波堤 I型ケーン	6.50	-9.00	-11.50	2	2.48	2.48	-2.53	0.60	3.00	3.00	3.00	1.90	2.45	2.30	2.00	1800	8000	1600	
7	京浜港本牧 防波堤(-9.0M)	4.80	-9.00	-17.00	1	0.50	0.50	0.0	1.00	3.30	3.30	3.40		2.45	2.30	2.00	2000	8000	1400	
8	宮古港藤原地区 防波堤II区	5.00	-7.00	-9.00	1	0.50	0.50	-0.50	1.00	3.00	3.00	2.50		2.45	2.30	2.17	1800	9500	1800	
9	塩釜港仙台港区 南防波堤II区	5.00	-8.50	-15.00	1	0.50	0.50	-1.00	1.50	3.50	3.00	3.00		2.45	2.30	1.93	1800	9500	1600	
10	八戸港八木地区 北防波堤I区	5.00	-8.50	-10.50	2	0.50	0.50	-0.73	1.10	3.30	3.30	3.30		2.45	2.30	1.90	1800	8000	1600	
11	境港外港地区 西防波堤A区間	3.00	-7.00	+9.20	1	1.20	1.20	-1.60	0.80	2.40	2.40	2.40		2.45	2.30	2.00	2000	8000	1600	
12	神戸港第六防波堤	5.90	-10.00	-15.00	1	0.0	0.0	5.50	1.30	2.70	2.70	2.70	2.60	2.45	2.30	2.00	2000	8000	1600	
13	今治港東防波堤	6.20	-4.40	-13.40	1	1.30	1.30	0.16	0.0	2.30	2.85			2.45	2.30	2.00	2000	8000	1600	

表 - 5.3 ( 2 - 1 ) 防波堤設計条件

名 港名・工事名	設計波高 m	設計波の 周期sec	H.W.L. m	L.W.L. m	L.W.L. m	L.W.L. m	L.W.L. m	L.W.L. m	L.W.L. m	ケーソン形状の諸元						法線平行方向		法線直角方向		
										本体の高 さ m	底版厚 m	側壁厚 m	隔壁厚 m	隔壁間 隔 m	厚 m	アーチング 長さ m	アーチング 間隔 m	大 径 m	隔壁数	隔壁長 m
14 別府港防波堤	3.30	600	2.10	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.40	0.40	0.40	0.30	0.0	0.0	0.20	2	11.0	2	7.4
15 大分港大在地区 中防波堤	3.70	850	2.26	0.0	0.24	0.0	0.06	0.0	0.0	0.40	0.40	0.20	0.20	0.60	2.00	0.20	3	150=51+48+51	2	8.0
16 鹿兒島港谷山 2区中防波堤	3.90	780	2.80	0.0	0.60	0.05	0.60	0.05	0.0	0.40	0.40	0.20	0.20	1.10	1.50	0.20	4	140=3.65+3.35+3.35+3.35+3.65	2	8.7
17 鹿兒島本港 防波堤	4.10	790	4.33	0.0	0.0	0.05	0.0	0.0	0.0	0.40	0.40	0.20	0.20	0.70	2.00	0.20	4	158=41+38+38+41	2	9.2
18 四日市港 東防波堤D区	3.40	760	2.30	0.0	3.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.40	0.40	0.20	0.20	0.80	0.80	0.20	3	120	2	8.5
19 熊本港三浦防波堤	4.20	1800	1.70	0.0	0.45	0.20	0.45	0.20	1.062	0.50	0.50	0.30	0.30	1.50	1.50	0.30	4	200	2	11.5
20 熊本港外防波堤	7.50	1800	1.70	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.50	0.50	0.30	0.30	0.0	0.0	0.30	3	11.5=5.75+5.75	3	19.0

表-5.5(2-2) 防波堤設計条件

No.	港名・工名	U 天端高m	S ケーソン 設置水深m	K 防波堤 設置水深m	K 防波堤 設置水深m	K 防波堤 設置水深m	頭部埋設筋 配筋区分幅m		SH m	HL m	コンクリート打設段階の幅 m						鋼筋コンクリート 単位体積重量 t/m <sup>3</sup>	無筋コンクリート 単位体積重量 t/m <sup>3</sup>	中 単位体積重量 t/m <sup>3</sup>	語材 t/m <sup>3</sup>	鉄 kg/cf	筋 kg/cf	コンクリート 許定圧縮力度 kg/cf	コンクリート 許定引張力度 kg/cf	コンクリート 許定引張力度 kg/cf
							壁間	壁			第一	第二	第三	第四	第五	第六									
14	別府港防波堤	4.09	-7.70	-11.20	1	0.70	0.50	0.0	3.30	0.40	2.10	1.80	1.50	1.50	1.80	2.45	2.30	2.00	1.800	1.800	7000	1400			
15	大分港大在地区 中防波堤	4.80	-10.00	-15.00	1	0.50	0.50	-1.45	7.70	0.80	3.00	3.00	1.80		2.45	2.30	2.00	1.800	1.800	8000	1600				
16	鹿兒島港谷山 2区南防波堤	5.50	-9.00	-14.00	1	0.50	0.50	-1.30	8.12	1.50	2.50	2.50	2.00		2.45	2.30	2.00	1.800	1.800	8000	1600				
17	鹿兒島本港 防波堤	7.00	-9.50	-14.00	1	0.50	0.50	-1.30	6.00	0.90	2.60	3.00	3.00	3.00	2.45	2.30	2.00	1.800	1.800	8000	1600				
18	四日市港 東防波堤D区	5.80	-6.00	-8.00	1	0.50	0.50	0.0	0.0	0.80	3.00	3.00	2.70		2.45	2.30	2.00	2000	2000	8000	1600				
19	清水港三保防波堤	4.00	-13.00	-28.00	2	0.50	0.50	-2.10	0.0	1.50	3.00	3.00	1.50	3.50	2.45	2.30	2.00	2000	2000	8000	1600				
20	清水港外部防波堤	5.00	-9.00	-13.60	1	0.90	0.90	0.0	0.0	1.00	3.00	3.00	2.00		2.45	2.30	2.00	2000	2000	8000	1600				

検討段階

1. 完成時のみ
2. 蓋コン打設時と完成時
3. 上部工一部打設時と完成時
4. 蓋コン打設時と上部工一部打設時と完成時

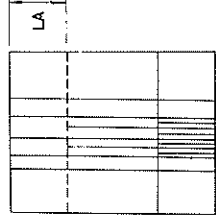
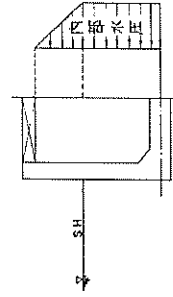
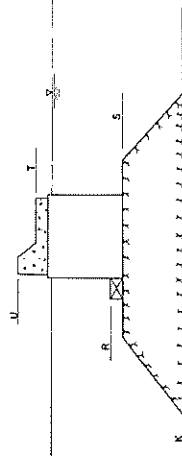


表-5.4 (1) 係船岸設計条件

No	港名・工事名	(ケーン) 設置水深 前面水深m	天端高m	R W L m	上級荷重 t/m <sup>2</sup>		れぬ時の 吃水 m	ケーソンの形状の諸元						法線平行方向		法線直角方向		L A m		
					常	地震時		本体の高 さ m	底板厚 m	側壁厚 m	野隔壁厚 m	フーチング 厚 m	フーチング 長 m	フーチング m	ハンチの 大きさ m	隔壁数	幅および 隔壁長m		幅および 隔壁長m	幅および 隔壁長m
①	草津港浜町埠頭 -5.5M岸壁	-5.50	2.50	0.50	1.50	1.00	4.97	6.70	0.50	0.35	0.20	0.0	0.0	0.0	0.20	2	100=50+50	1	4.50	2.50
②	小名浜四号埠頭 -6.0M岸壁	-6.00	3.50	0.50	3.00	1.50	4.44	7.50	0.50	0.35	0.20	0.0	0.0	0.20	3	150=50+49+50.5	2	8.0	4.00	
③	鹿島南航路 -1.00M岸壁	-1.00	3.50	0.0	2.00	1.00	8.13	1.200	0.50	0.40	0.20	0.0	0.0	0.20	3	140=4.7+4.8+4.7	2	9.0	6.40	
④	榑須賀港 -1.00M岸壁	-1.10	3.80	0.70	2.00	1.00	7.27	1.350	0.50	0.40	0.20	1.00	1.00	0.20	3	150=5.1+4.8+5.1	2	1.20	9.10	
⑤	松江港第二埠頭 -4.5M岸壁	-5.00	4.80	1.20	2.00	1.00	5.27	7.00	0.50	0.40	0.20	0.90	1.20	0.20	4	150=3.9+3.6+3.6+3.9	1	5.1	0.0	
⑥	和歌山本港 -1.0M岸壁	-8.00	4.00	1.00	1.00	0.0	7.77	10.00	0.50	0.35	0.20	0.50	1.00	0.50	2	820	2	7.0	0.0	
⑦	長崎港皇后地区 -5.5M岸壁	-6.00	4.30	1.10	3.00	1.50	6.17	8.00	0.50	0.40	0.20	0.50	0.50	0.20	2	100=5.0+5.0	1	5.0	3.90	
⑧	佐世保港埠頭 -1.5M岸壁	-8.00	4.50	1.10	3.00	1.50	7.87	10.00	0.50	0.40	0.20	0.50	0.50	0.20	3	120	2	6.50	5.00	
⑨	清水港興津第二 埠頭先端護岸 (-7.5M)	-8.30	3.50	0.60	1.00	0.50	7.5.8	9.80	0.50	0.40	0.20	0.80	1.25	0.20	3	150	1	5.0	5.50	
⑩	清水港 神師第一 埠頭東側 -1.20M岸壁	-1.20	3.50	0.60	2.00	1.00	6.85	1.350	0.50	0.40	0.20	0.0	0.0	0.20	4	200	3	1.35	8.00	



表-5.4 (2) 係船岸設計条件

④ 港名・工事名	頭部補強配筋区分幅m		コンクリート打設段階の幅 m						鉄筋コンクリート 単体積重量 t/m <sup>2</sup>	鋼筋コンクリート 単体積重量 t/m <sup>2</sup>	中 詰 t/m <sup>2</sup>	鉄 材 kg/cm <sup>2</sup>	筋 力 kg/cm <sup>2</sup>	コンクリート 許容圧縮強度 kg/cm <sup>2</sup>	コンクリート 許容引張強度 kg/cm <sup>2</sup>
	例	壁 隔	第一	第二	第三	第四	第五	第六							
① 青森港浜町埠頭 -5.5M岸壁	0.25	0.25	0.80	3.00	2.90				245	230	2.00	1800	8000	1600	
② 小名浜四号埠頭 -6.0M岸壁	0.0	0.0	1.00	2.50	2.50	1.50			245	230	2.00	1800	8400	1400	
③ 鹿島港南筋路 -10.0M岸壁	0.50	0.50	1.30	3.00	3.00	3.00	1.70		245	230	2.00	1800	8000	1600	
④ 横須賀港 -1.0M岸壁	0.50	0.50	1.00	3.50	3.00	3.00	3.00		245	230	1.87	1800	9500	1600	
⑤ 松山港第二埠頭 -4.5M岸壁	0.0	0.0	1.30	2.85	2.85				245	230	2.00	2000	8000	1600	
⑥ 和歌山本港 -1.0M岸壁	1.00	0.0	1.30	2.90	2.90	2.90			245	230	2.00	2000	8000	1600	
⑦ 長崎港島后地区 -5.5M岸壁	1.00	1.00	1.00	2.50	2.50	2.00			245	230	2.00	1800	9600	1600	
⑧ 佐世保港浦頭 -7.5M岸壁	0.90	0.90	1.50	3.00	1.00	1.50	1.50	1.50	245	230	2.00	1800	9600	1600	
⑨ 清水港真倉第一埠頭 先鋭海岸 (-7.5M)	0.70	0.70	0.80	3.00	3.00	3.00			245	230	2.00	2000	8000	1600	
⑩ 清水港袖師第一埠頭東側 -12.0M岸壁	1.30	1.30	1.20	3.00	3.00	1.80	1.50		245	230	2.00	1800	8000	1600	

表 - 5.5 港内外同配筋・異配筋例

	港内港外同配筋ケーソン数	港内港外異配筋ケーソン数	計
1 建管内	9	16	25
2 建管内	16	25	41
3 建管内	8	0	8
4 建管内	5	1	6
5 建管内	12	1	13
計	50 (54%)	43 (46%)	93

表 - 5.6 港内外同配筋とした場合の鉄筋量の比較

施設名	A (kg) 施工断面底版鉄筋量	B (kg) 対称としたときの 底版鉄筋量	C = B - A 鉄筋量の差	D (kg) 施工断面総鉄筋量	C/D
8 宮古港藤原 防波堤Ⅱ区	7,521	9,301	1,780	28,816	0.062
9 塩釜港仙台区 南防波堤11区	10,866	12,876	2,010	48,824	0.041
3 秋田港南防波堤 F型ケーソン	7,102	8,415	1,313	35,574	0.037
4 新潟東港西防波 堤I型ケーソン	8,495	9,636	1,141	50,650	0.023

(2) 計算水位変動の影響(防波堤)

防波堤は、従来特定の水位、例えばHWL、LWLでの水位で設計されている。本自動設計では3.2底版の設計で述べたとおり、LWLからHWL+偏差の間を10cm間隔で水位変動させて計算を行っている。この設計法の差が鉄筋量にどの程度影響するかを検討した。表-5.7に鉄筋量の比較を示す。既設計として示しているのは、設計例での値であり(設計計算書より引用)、自動設計で水位一定とは、設計例で配筋が決定されている水位と同じ水位で自動設計法によって計算した結果である。表-5.7より防波堤に使用されているケーソンでは本自動設計によって得られた底版の鉄筋量は平均で既設計の1.333倍増となっている。これは前項で述べた港内外同配筋にしたことや、設計荷重の換算法の相違などの影響である。一方本自動設計で

得られた側壁・隔壁の鉄筋量はほぼ既設計と同じで総鉄筋量では1.123倍増程度である。またこの中には従来余り検討されていない波の谷が壁面にきたときの影響も入っている。(図5.2参照)

表中で水位変動と示しているのは、本自動設計法そのものによる結果である。水位変動の影響は直接的には底版及びフーチングであり、底版の荷重は隔壁にも影響する。水位一定と水位変動の間にあまり差がないのは、過半数がLWLより越波する碎波で決まっており、これらは水位変動に影響しないからである。また、水位変動に多分に影響すると思われる重複波(+部分碎波)においても多くの既設計が最も危険状態になる水位で検討されていたことによる。

水位変動させたときの総鉄筋量は設計例の0.815~1.393

表-5.7(1) 自動設計による結果と既設計との鉄筋量の比較(1)(防波堤)

施設名	底版鉄筋量 kg		側壁鉄筋量 kg		隔壁鉄筋量 kg		フーチング鉄筋量 kg		総鉄筋量 kg	
	自動設計 水位変動 水位一定	既設計	自動設計 水位変動 水位一定	既設計	自動設計 水位変動 水位一定	既設計	自動設計 水位変動 水位一定	既設計	自動設計 水位変動 水位一定	既設計
1 石狩湾新港 島防波堤	8930	7598	6870	7349	3256	3325			19056	18272
2 釧路西港 南防波堤	14289	9108	20201	19591	12662	11003			47152	39702
3 秋田港南防波堤 F型ケーソン	11324	7102	20215	16744	14056	11728			45595	35574
4 新潟東港 西防波堤I型	11896	8495	28886	25636	18845	15629	829	同左	60456	50650
5 秋田港南防波堤 H型ケーソン	18393	13158	38437	37573	24396	19461			81226	70192
6 酒田北防波堤 I型ケーソン	14570	8826	26844	27463	22856	17620			64270	53909
7 京浜港本牧 防波堤(-9.0M)	6685	6229	18169	18558	4265	3599	4913	同左	29119	21913
8 宮古港藤原地区 防波堤II区	14603	7521	18257	13641	7285	7654			40145	28816
9 埴笠港(仙台港区 南防波堤11区)	13275	9623	25303	24944	12645	13014	738	同左	51961	48824
10 八戸港(八戸地区 北防波堤13区)	17061	14866	23387	19264	14381	17713			54829	51843

表-5.7(2) 自動設計による結果と既設計との鉄筋量の比較(2) (防波堤)

施設名	底版鉄筋量 kg			側壁鉄筋量 kg			隔壁鉄筋量 kg			フーチング鉄筋量 kg			総鉄筋量 kg		
	自動設計		既設計	自動設計		既設計	自動設計		既設計	自動設計		既設計	自動設計		既設計
	水位変動	水位一定		水位変動	水位一定		水位変動	水位一定		水位変動	水位一定		水位変動	水位一定	
11 埼港外港地区 西防波堤	2,456	同左	1,606	7,950	同左	5,192	3,517	同左	3,153	630	同左	548	1,4553	同左	10,499
12 神戸港第六防波堤	7,626	5,899	5,432	1,4194	同左	14,071	4,879	4,782	5,575	4,002	3,262	1,813	30,701	28,137	26,891
13 今治港東防波堤	7,211	6,752	7,100	11,987	同左	12,793	6,334	6,053	5,742				25,532	24,792	25,635
14 別府港防波堤	7,406	4,435	4,534	10,247	同左	10,285	2,312	同左	2,543				19,965	16,994	17,362
15 大分港大在地区 中防波堤	5,982	同左	5,733	19,341	同左	22,964	6,718	同左	5,543	配筋出来ない		(5666) 扶壁構造	32,041	同左	34,240
16 鹿児島港谷山2区 南防波堤	5,079	同左	4,632	14,027	同左	12,784	7,034	同左	6,361	2,478	同左	1,776	28,618	同左	25,553
17 鹿児島本港 防波堤	7,020	同左	4,998	21,247	同左	21,348	10,615	同左	9,363	配筋出来ない		(4156) 扶壁構造	38,882	同左	35,709
18 四日市港 東防波堤D区	4,974	4,037	2,542	9,206	同左	9,561	4,402	4,241	4,584	839	同左	881	19,421	18,323	16,687
19 帯水港三保 防波堤	15,756	15,701	9,803	42,578	同左	37,948	23,302	22,863	20,185	31,02	同左	6219	84,738	84,244	74,155
20 帯水港外港 防波堤	16,418	同左	15,744	30,200	同左	40,734	16,884	同左	21,439				65,502	同左	77,917

平均で1.142倍程度の増である。図-5.1に各部材毎の鉄筋量及び総鉄筋量の水位変動した場合の自動設計法による結果と既設計例との比を示す。

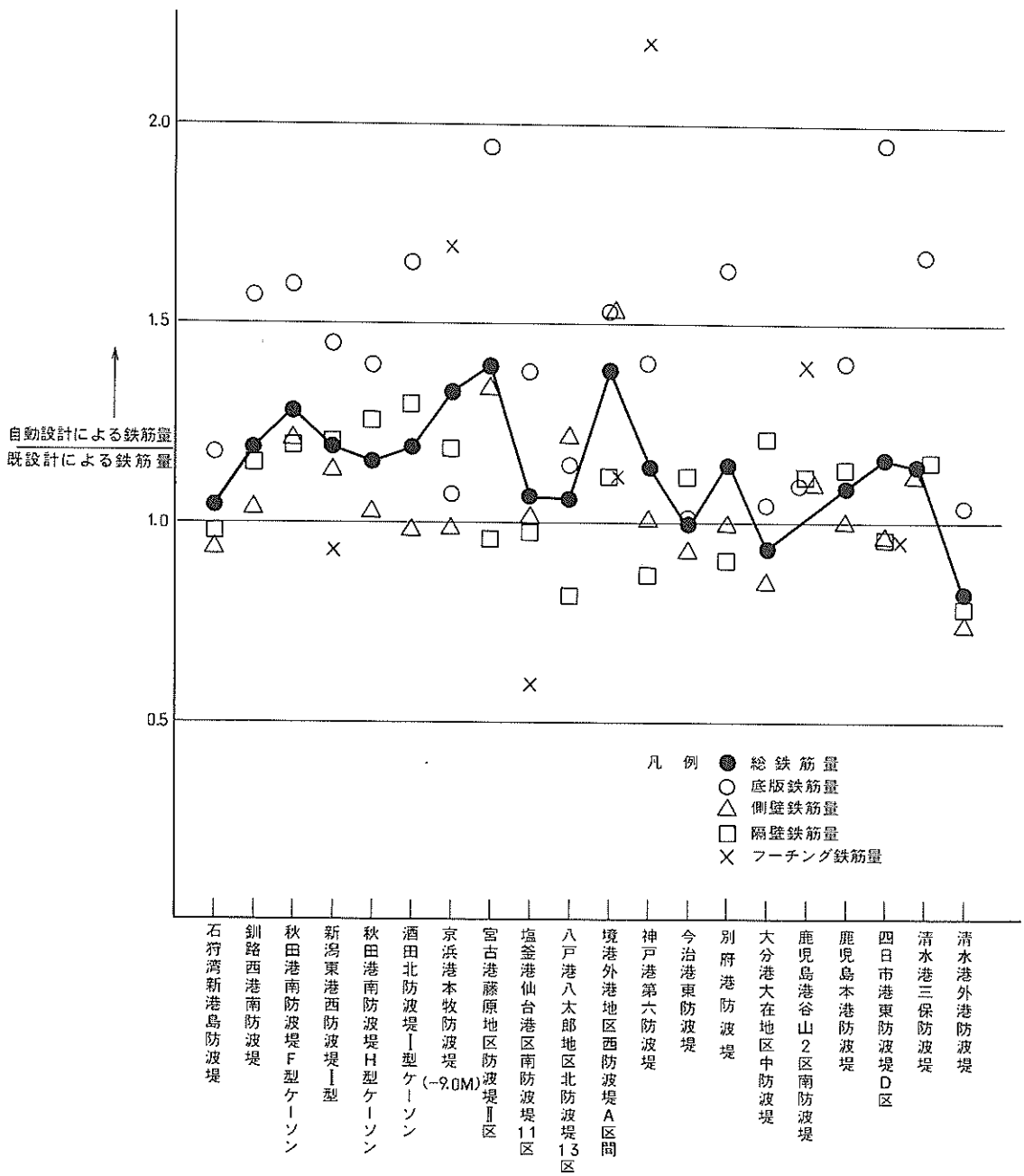


図-5.1 既設計例との鉄筋量の比較（防波堤）

施設名	概設計						自動設計 (設計条件の變更→検討段階の追加)								
	完成時			完成時			完成時			完成時					
	波	山	谷	地震時	波	山	谷	地震時	波	山	谷	地震時	波	山	谷
1 石狩湾新港 防波堤	※				※				※				※		
2 釧路西港南防波堤	※				※				※				※		
3 秋田港防波堤 京浜フェーン	※				※			★	※				※		
4 新潟東港南防波堤 I型	※				※			★	※				※		
5 秋田港防波堤 H型フェーン	※				※			★	※				※		
6 酒田港北防波堤 I型フェーン	※				※			★	※				※		
7 京浜東北 防波堤(-9.0M)	※				※				※				※		
8 名古屋港南防波堤 I区	※				※				※				※		
9 福崎港 南防波堤II区	※				※				※				※		
10 八戸港 北防波堤I区	※				※			★	※				※		
11 境港外港地区 西防波堤	※				※			★	※				※		
12 神戸港第六防波堤	2.75				※			★	※				※		
13 今治港東防波堤	※				※			★	※				※		
14 別府港防波堤	0.0				※				※				※		
15 大分港本港地区 中防波堤	※				※				※				※		
16 鹿儿岛港 南防波堤	4.1				※			★	※				※		
17 鹿児島本港防波堤	※				※			★	※				※		
18 四日市港東防波堤 D区	4.1				※			★	※				※		
19 清水港三保防波堤	1.9				※			★	※				※		
20 清水港外港防波堤	※				※				※				※		

凡例

○ 干波  
◇ 砕波  
○ 動水圧  
★ 検討しているが配筋には関係しない  
※ 配筋計算モジュールは補位に因らなく一定  
数字 配筋計算モジュール発生補位

図-5.2 配筋決定要因

### (3) 検討状態と水位の影響(防波堤)

本自動設計法では、防波堤の設計計算は施工状態に応じ、蓋コンクリート打設時、上部工一部打設時及び完成時の各状態を考慮できるようにしており、また水位の変動に対しても対応できるようにしている。

本項は施工状態及び水位について、何が配筋の決定要因となっているかを検討したものである。検討結果を図-5.2に示すが、既設計の欄は設計計算書において検討している状態と配筋を決定づけている水位を示している。自動設計プログラムによる検討はまず設計例と同じ検討状態で水位を変動させて行った。本プログラムでは波の山と谷の状態を別々に指示して計算させることは不可能であるので両者を考慮した検討となったが、かなり谷の状態の影響が現われている。この結果によると特に重複波が作用する場合には計算水位の変動が配筋に多分に影響を与えている。また完成時の谷の状態で配筋が決定づけられている例が20施設中11施設もあり、この検討が設計の際には必要であると思われる。

次の検討状態として蓋コンクリート打設時までの状態を追加した場合の計算を行った。影響しているケースがなんと19施設(95%)もあり蓋コン状態で、ある程度の期間放置する場合には、これまた検討が必要であるということになる。図-5.2には明記していないが仮に上部工一部打設状態を考慮した場合、これによって配筋が決定づけられた例もあることから、もし上部工一部打設状態で放置する場合にはこれまた検討が必要となる。

上述したように、配筋を決定づける要因は完成時のみならず他の検討状態によっていることはわかったが、それでは完成時のみを検討した場合と全状態を検討した場合では鉄筋量にどれ程差が生じるかを一例(京浜港本牧防波堤)をとり上げて検討した。その結果全状態——完成時(波圧時、震度0.2とした地震時)、蓋コン打設時、上部工一部打設時(上部工コンクリートを+3.0mまで打設した場合を仮定)——を検討した場合の総鉄筋量は完成時のみを検討した場合のもの1.2%増であった。

### (4) 地震時の検討の影響(防波堤)

既に述べたとおり、本自動設計法では防波堤の設計に地震時の検討を行っている。本項では波圧時に対する設計結果に対して地震時の検討がどの程度影響を与えるかを検討した。検討は底版、隔壁について曲げモーメントあるいは引張力に影響するかどうか、配筋に影響するかどうかを震度を変えて実施した。その結果は表-5.8に示すとおりである。

### (5) 鉄筋量の比較(係船岸)

係船岸の場合の設計例と自動設計法による鉄筋量の比較結果を表-5.9に示す。底版及びブーチングについては1.2~2.0倍と大幅な鉄筋量の増加となっている。これは底版の配筋を港内港外対象としていること、設計荷重の換算方法の相違などの影響と思われる。側壁については1.0~1.3倍、隔壁については0.7~1.3倍程度の増である。一函当りの総鉄筋量は1.0~1.4倍、平均すると1.2倍の増という結果である。

表-5.9の結果を図にしたものが図-5.3である。

### (6) 頭部補強筋

ケソンの頭部補強については、本自動設計法ではコンクリートの体積を増すはち巻によらず、側壁頭部及び隔壁頭部の横筋を補強する方法をとっている。本自動設計では補強筋をD1910cmピッチ(AS=28.64cm)としているが、これと設計例のものとを比較した結果を表-5.10に示す。

表中二建、五建管内のものはほとんどがはち巻を付けたものでその部分の配筋である。補強筋の配筋幅は入力で指示できるので比較の対象としていない。したがってはち巻き部分では60cm程度であるが、一建では補強範囲をケソン高さの10%としている。

はち巻きの有無を無視した比較によると試算した30ケースの平均では側壁で1.3倍、隔壁で1.23倍程度の増となる。

表 - 5.8 設計震度の配筋に及ぼす影響

施設名	Kh = 0.10				Kh = 0.15				Kh = 0.20			
	底版		隔壁		底版		隔壁		底版		隔壁	
	M	配筋	P	配筋	M	配筋	P	配筋	M	配筋	P	配筋
1 石狩湾新港 島防波堤												
2 釧路西港 南防波堤												
3 秋田港南防波堤 F型ケーソン												
4 新潟東港 西防波堤I型												
5 秋田港南防波堤 H型ケーソン									○	○		
6 酒田港北防波堤 I型ケーソン												
7 京浜港本牧 防波堤(-9.0M)									○	○	○	○
8 宮古港藤原地区 防波堤II区												
9 塩釜港仙台港区 南防波堤11区												
10 八戸港八太郎地区 北防波堤13区												
11 境港外港地区 西防波堤									○		○	
12 神戸港第六 防波堤									○	○		
13 今治港東防波堤												
14 別府港防波堤					○	○			○	○		
15 大分港大在地区 中防波堤	○		○		○	○			○	○		
16 鹿児島港谷山2区 南防波堤									○	○		
17 鹿児島本港 防波堤									○	○	○	○
18 四日市港 東防波堤D区												
19 清水港三保 防波堤					○	○			○	○	○	○
20 清水港外港 防波堤												

○ ; 影響あり

Kh ; 設計震度

M ; 曲げモーメント

P ; 引張力



表 - 5.9 自動設計による結果と既設計との鉄筋量の比較（係船岸）

施設名	底板鉄筋量 kg		側壁鉄筋量 kg		隔壁鉄筋量 kg		フーチング鉄筋量 kg		総鉄筋量 kg			
	自動設計	既設計	自動設計	既設計	自動設計	既設計	自動設計	既設計	自動設計	既設計		
① 青森浜町埠頭 -5.5M岸壁	1.968	1.190	1.654	6.461	6591	0.980	557	563	0.989	8,986	8344	1,077
② 小名浜4号埠頭 -6.0M岸壁	6.702	4.928	1.360	1.5407	1.4255	1.081	5589	4300	1.300	27,698	23,483	1,179
③ 鹿島港南航路 -1.00M岸壁	7.216	5.455	1.323	2.2372	2.2033	1.015	8117	11,011	0.737	37,705	38,499	0,979
④ 横須賀港 -1.00M岸壁	1.1025	9.121	1.209	4.4761	3.8747	1.155	1.4180	1.4004	1.013	7,203.6	63,496	1,134
⑤ 松山港第2埠頭 -4.5M岸壁	2.363	1.482	1.594	8.477	7.822	1.084	1.886	1.396	1.351	14,074	11,372	1,237
⑥ 和歌山本港 -1.00M岸壁	2.438	1.509	1.616	9.346	7.625	1.226	2.216	2.083	1.064	14,805	11,659	1,269
⑦ 長崎港皇后地区 -5.5M岸壁	2.595	2.091	1.241	1.1100	8.815	1.259	1.039	947	1.097	15,123	12,104	1,249
⑧ 佐世保港浦頭 -7.5M岸壁	3.012	2.446	1.231	1.3596	10.172	1.336	5.030	5.423	0.928	22,118	18,456	1,198
⑨ 清水港興津第2埠頭 先端認岸(-7.5M)	3.805	2.785	1.366	1.5443	1.4613	1.057	1.906	1.597	1.193	22,954	20,980	1,094
⑩ 清水港袖師第1埠頭 東側-1.20M岸壁	2.5726	1.2636	2.035	3.9740	3.0115	1.320	2.8434	2.4604	1.156	93,903	67,355	1,394
平均			1.463			1.151			1.083	1.453		1.181

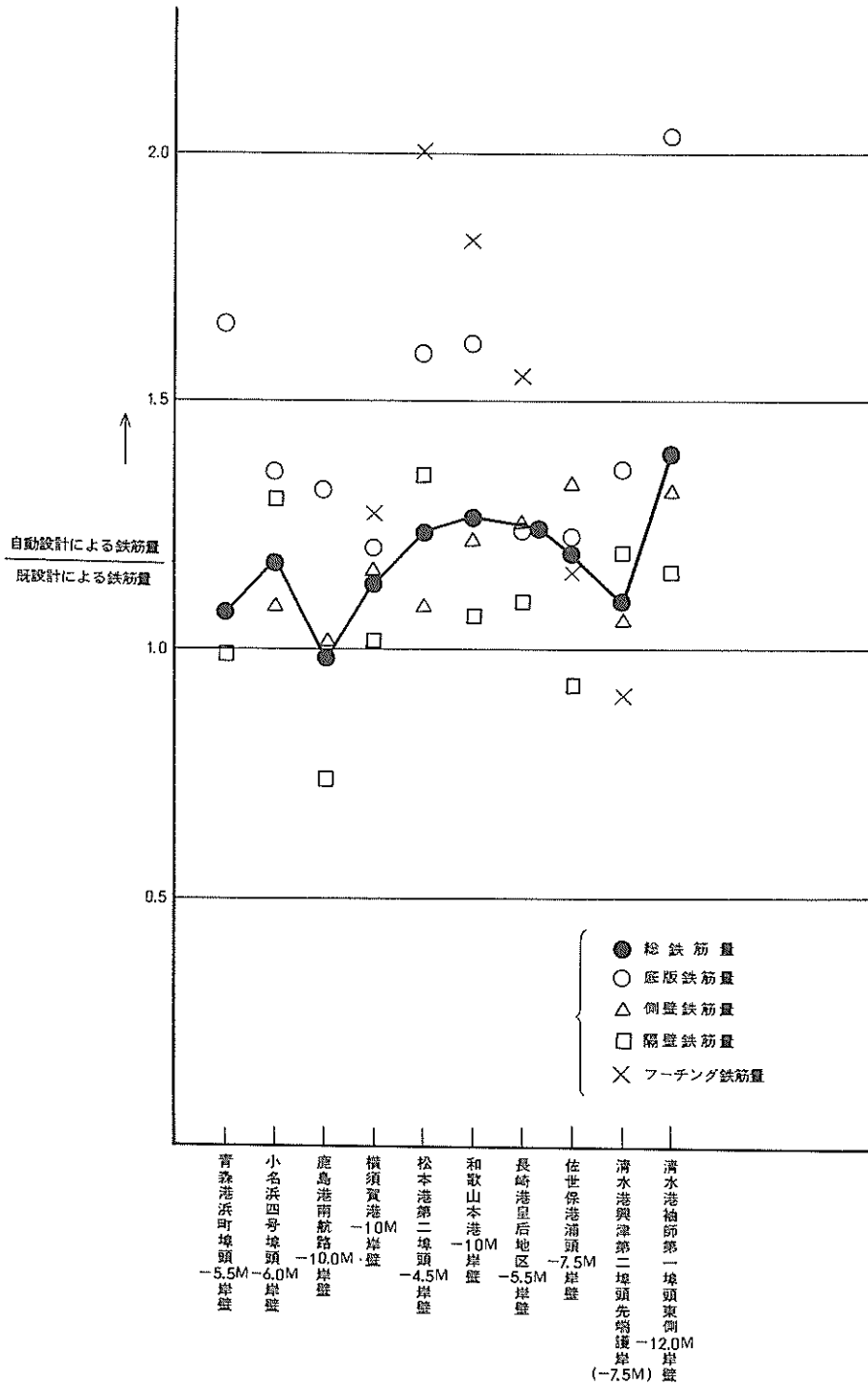


図5.3 既設計例との鉄筋量の比較(係船岸)

表-5.10 頭部補強筋の比較

施設名		側壁				隔壁			
		径 <sub>mm</sub>	ピッチ <sub>cm</sub>	鉄筋量 <sub>cm<sup>2</sup></sub>	自/既	径 <sub>mm</sub>	ピッチ <sub>cm</sub>	鉄筋量 <sub>cm<sup>2</sup></sub>	自/既
北開 海発 道局	1 石狩湾新港島防波堤	—	—	—	—	—	—	—	—
	2 釧路西港南防波堤	—	—	—	—	—	—	—	—
第一 港湾 建設局	3 秋田港南防波堤F型	D16 D19	10 10	19.84 28.64	1.44 1.00	D16	10	19.84	1.44
	4 新潟東港西防波堤I型	D16 D13	10 10	19.84 12.68	1.44 2.26	D13-16 D13	10 10	16.26 12.68	1.76 2.26
	5 秋田港南防波堤H型	D19	10	28.64	1.00	D16 D16-13	10 10	19.84 16.26	1.44 1.76
	6 酒田港北防波堤I型	D19	10	28.64	1.00	D16-13	10	16.26	1.76
第二 港湾 建設局	7 京浜港本牧防波堤	D19	10	28.64	1.00	D19	10	28.64	1.00
	8 宮古港藤原地区 防波堤II区	D19	10	28.64	1.00	D19	10	28.64	1.00
	9 塩釜港仙台港区 南防波堤11区	D19 D22	10 10	28.64 38.72	1.00 0.74	D19	10	28.64	1.00
	10 八戸港八太郎地区 北防波堤13区	D22	10	38.72	0.74	D19	10	28.64	1.00
	① 青森港浜町埠頭 -5.5M岸壁	D22	10	38.72	0.74	D22	10	38.72	0.74
	② 小名浜四号埠頭 -6.0M岸壁	—	—	—	—	—	—	—	—
	③ 鹿島港南航路 -10.0M岸壁	D16	10	19.84	1.44	D19	10	28.64	1.00
④ 横須賀港 -10.0M岸壁	D22	10	38.72	0.74	D19 D22	10 10	28.64 38.72	1.00 0.74	
第三 港湾 建設局	11 境外港地区 西防波堤A区	D13	10	12.68	2.26	D13-16	10	16.26	1.76
	12 神戸港第六防波堤	—	—	—	—	—	—	—	—
	13 今治港東防波堤	D13	10	12.68	2.26	D16 D16-19	10 10	19.84 24.24	1.44 1.18
	⑤ 松山港第二埠頭 -4.5M岸壁	—	—	—	—	—	—	—	—
	⑥ 和歌山本港 -10.0M岸壁	D16-19	10	24.24	1.18	D16	10	19.84	1.44
第四 港湾 建設局	14 別府港防波堤	D19	10	28.64	1.00	D19	10	28.64	1.00
	15 大分港大在地区 中防波堤	D22	10	38.72	0.74	D19	10	28.64	1.00
	16 鹿児島港谷山2区 南防波堤	D13 D16	10 10	12.68 19.84	2.26 1.44	D16	10	19.84	1.44
	17 鹿児島本港防波堤	D16-19	10	24.24	1.18	D16	10	19.84	1.44
	⑦ 長崎港皇后地区 -5.5M岸壁	D16	10	19.84	1.44	D22	10	38.72	0.74
	⑧ 佐世保港浦頭 -7.5M岸壁	D13 D16	10 10	12.68 19.84	2.26 1.44	D22	10	38.72	0.74
第五 港湾 建設局	18 四日市港東防波堤D区	D19	10	28.64	1.00	D19	10	28.64	1.00
	19 清水港三保防波堤	D19	10	28.64	1.00	D19	10	28.64	1.00
	20 清水港外港防波堤	D16 D19	10 10	19.84 28.64	1.44 1.00	D19	10	28.64	1.00
	⑨ 清水港興津第二埠頭 先端護岸	D22	10	38.72	0.74	D19	10	28.64	1.00
	⑩ 清水港袖師第一埠頭 東側-12.0M岸壁	D19	10	28.64	1.00	D19	10	28.64	1.00
平均					1.30				1.23

## 5.2 自動設計プログラムによる各種検討

### (1) 鉄筋の許容引張応力度

ケーソン製作に使用される鉄筋は施工例によるとSD30 ( $\sigma_{sa}=1800\text{kg/cm}^2$ )あるいはSD35 ( $\sigma_{sa}=2000\text{kg/cm}^2$ )である。本項では鉄筋の許容応力度を変更したことによる必要鉄筋量の変動が鉄筋材料費に及ぼす影響を検討した。理論的には、 $\sigma_{sa}$ を $1800\text{kg/cm}^2$ から $2000\text{kg/cm}^2$ に変えることにより必要鉄筋量は0.9倍になるはずであるが、表-5.11に示すとおり実際に配筋される鉄筋量はバラついており、10ケースの一函当り総鉄筋量の比は平均で0.922である。したがってSD30とSD35の単価の比が1.08以上の場合にはSD35を使用した場合が経済的となる。ただしこれは入手の難易、加工費の差などの各種条件を無視した場合であり実際にはこれらを考慮する必要がある。

### (2) 隔壁長

ケーソンの隔壁の大きさは通常5m前後にとられているが、設置されている場所、設置された時代などにより変化しており3mから6mを越えるものまで広範囲に分布して

いる。隔壁長は構造的あるいは配筋上からの理由以外に重量や吃水にも影響しケースバイケースで設定されているものと思われる。本項では隔壁長を変化させたことによる鉄筋量とコンクリート量の変化を試算した。この結果を表-5.12に示す。

### (3) 版厚

設計例の多くのケーソンでは底板厚0.5m、側壁厚0.4m、隔壁厚0.2mとされており、自然条件の厳しい地域あるいは施工上の理由をどこから、これより厚いものあるいは小さなケーソンなどでは薄いものも施工されている。本項では各版厚を変化させた場合の鉄筋量とコンクリート量の変化を試算した。

検討は表-5.13に示す10ケースについて行ったが既設計例での版厚にかかわらず、一律に各版厚を10cm、20cmと厚くした場合についての検討である。

表 - 5.1 1 許容引張応力度の変更 ( $\sigma_{se}=1800 \rightarrow \sigma_{se}=2000$ ) に伴う鉄筋量

施設名	底版鉄筋量 (kg)		側壁鉄筋量 (kg)		隔壁鉄筋量 (kg)		フーチング鉄筋量 (kg)		総鉄筋量 (kg)			
	$\sigma_{se}=2000$ $\sigma_{se}=1800$	$\sigma_{se}=2000$ $\sigma_{se}=1800$	$\sigma_{se}=2000$ $\sigma_{se}=1800$	$\sigma_{se}=2000$ $\sigma_{se}=1800$	$\sigma_{se}=2000$ $\sigma_{se}=1800$	$\sigma_{se}=2000$ $\sigma_{se}=1800$	$\sigma_{se}=2000$ $\sigma_{se}=1800$	$\sigma_{se}=2000$ $\sigma_{se}=1800$	$\sigma_{se}=2000$ $\sigma_{se}=1800$	$\sigma_{se}=2000$ $\sigma_{se}=1800$		
5 秋田港南防波堤 H型ケーソン	16,764	18,393	0,911	3,4146	3,8437	0,888	2,4086	2,4396	0,987	7,4996	8,1226	0,923
9 埴釜港仙台港区 南防波堤II区	12,193	13,275	0,918	21,216	25,303	0,838	12,403	12,645	0,981	7,38	7,38	1,0
13 今治港東防波堤	7,211	7,953	0,907	11,987	12,293	0,975	6,334	6,700	0,945			
16 鹿兒島港谷山2区 南防波堤	5,024	5,079	0,989	13,616	14,027	0,971	6,952	7,034	0,988	2,480	2,478	1,001
18 四日市港 東防波堤D区	4,974	5,022	0,994	9,206	10,448	0,881	4,402	4,516	0,975	839	1,001	0,838
② 小名浜港四号埠頭 -60M岸壁	6,349	6,702	0,947	13,153	15,407	0,854	4,757	5,589	0,851			
③ 鹿島港南航路 -100M岸壁	6,262	7,216	0,868	21,403	22,372	0,957	8,083	8,117	0,996			
④ 和歌山本港 -100M岸壁	2,438	2,549	0,956	9,346	10,156	0,920	2,216	2,523	0,878	880	880	1,0
⑧ 佐世保港浦頭 -75M岸壁	2,898	3,012	0,962	11,746	13,596	0,864	4,555	5,030	0,906	480	480	1,0
⑩ 清水港榑第一埠頭 東側-120M岸壁	20,673	25,726	0,804	37,805	39,740	0,951	25,595	28,437	0,900			
平 均			0,926			0,910			0,941			0,968

表-5.1.2 隔室長の変更に伴なり鉄筋量

施設名	法線直角方向の 隔室数・隔室長	法線平行方向の 隔室数・隔室長	底板鉄筋量 kg	側壁鉄筋量 kg	隔壁鉄筋量 kg	ケーソン一函当り		
						鉄筋量kg	コンクリート量 m <sup>3</sup>	
10 八戸港八太郎地区 北防波堤3区 (170×150のケーソン)	既設計	3 170=58+54+58	3 150=51+48+51	17061	23387	14381	54829	61017
	変更①	4 170=425+425+425+425	3 150=51+48+51	12786	19554	15921	48261	64279
	変更②	3 170=58+54+58	4 150=375+375+375+375	11704	20257	17803	49764	64549
	変更③	4 170=425+425+425+425	4 150=375+375+375+375	10386	16436	17116	43938	67893
11 埼港外港地区 西防波堤A区間 (70×121のケーソン)	既設計	2 70=35+35	4 121=315+29+29+315	2456	7950	3517	13923	19885
	変更①	2 70=35+35	3 121=40+41+40	2736	7611	2778	13125	18853
	既設計	2 120=60+60	3 150=51+48+51	11025	44761	14180	69966	49516
④ 横須賀港 -1.00M岸壁 (120×150のケーソン)	変更①	3 120=40+40+40	3 150=51+48+51	9118	34842	17028	60988	53564
	変更②	3 120=40+40+40	4 150=375+375+375+375	7455	32480	18702	58637	56732

表-5.13 版厚の変更に伴なう鉄筋量

施設名	底版			側壁			隔壁			
	①既設計厚 版厚 cm	①+10cm 鉄筋量 kg	①+20cm 鉄筋量 kg	①既設計厚 版厚 cm	鉄筋厚 kg	①+10cm 鉄筋厚 kg	①既設計厚 版厚 cm	鉄筋厚 kg	①+10cm 鉄筋厚 kg	
5 秋田港南防波堤 H型ケーソン	70	18393	15322	13316	40	38437	30	24396	23990	23996
9 塩釜港仙台港区 南防波堤11区	50	13275	10946	9617	40	25303	20	12645	12621	12439
13 今治港東防波堤	40	7211	5149	4870	35	11987	20	6334	6069	6224
16 鹿兒島港谷山2区 南防波堤	50	5079	4589	3594	40	14027	20	6361	7037	6890
18 四日市港 東防波堤D区	50	4974	4082	3495	40	9206	20	4402	4341	4326
② 小笠原港4号埠頭 -60M岸壁	50	6702	5669	4685	35	15407	20	5589	5499	5408
③ 鹿島港南航路 -100M岸壁	50	7216	6015	5103	40	22372	20	8117	8080	7965
⑥ 和歌山本港 -100M岸壁	50	2438	1829	1617	35	9346	20	2216	2202	2119
⑧ 佐世保港浦頭 -75M岸壁	50	3012	2808	2100	40	13596	20	5030	4946	4357
⑩ 泊水港浦頭第一埠頭 東側-12.0M岸壁	50	25726	17579	15873	40	39740	20	28437	28029	28045

## 6. プログラムの利用法

### 6.1 入力

設計条件の入力はカードリーダーで行ない、入力様式は表-6.1~6.3のとおりである。表-6.1中、I1, I8 と指定されているデータは整数型であるので、所定位置に後詰めに記入しなければならないが、それ以外の各データについては、小数点も含めて8カラム中どこに記入しても差しつかえない。ただし、港名工事名はこの限りでない。本自動設計は、設計条件をインプットすることにより、配筋図まで作成するものであり、インプットデータを誤ったことにより、配筋計算時間、自動図化機による描画時間(十数時間)が無駄になるばかりでなく、一般図及び各配筋図の7枚が使いものにならなくなるので、本プログラムを利用される場合には、十分インプットデータを検討した上で、入力する必要がある。

以下に、各データ(変数名)の説明と入力法の留意点を列挙する。

#### インプットデータの説明

##### (1) 防波堤の場合

1. IC.....本プログラムの使用法を示す数字であり必ず0を入力する。

I.....ケーソンの用途を示す数字

防波堤の場合1を入力する。

係船岸の場合2を入力する。

係船岸で防波堤としての検討が必要な場合

一般図に防波堤としての標準断面図を描画したい場合及び標準断面図不用の場合には3を入力する。

一般図に係船岸としての標準断面図を描画したい場合4を入力する。

NAME.....港名工事名、コメント。77字以内とする。

2. H.....設計波高  $H\frac{1}{2}$  (m) 水位によって波高が変化することや、波向によって波圧を増大させ危険となるのであろうということは、全く無視しており、入力する波高は唯一個のみである。

T.....設計波の周期  $T\frac{1}{2}$  (sec)

BETA.....波向、法線直角方向からの角度で補正後の値(度)

HWL.....さく望平均満潮面 } 基準面からの高さで表示(m)  
LWL.....さく望平均干潮面 }

HENSA.....偏差(m)

SHINDO.....空中水平設計震度

3. TAKASA.....ケーソン本体の高さ(m)

TEI-ATSU.....ケーソン底版の厚さ(m)

SOK-ATSU.....ケーソン側壁の厚さ(m)

KAK-ATSU.....ケーソン隔壁の厚さ(m)

FOOT-ATSU.....ケーソンフーチングの厚さ(m)

FOOT-TYO.....ケーソンフーチングの長さ(m)

HUNCH.....ケーソンハンチの大きさを0.2mか0.3mのいずれかを入力する。

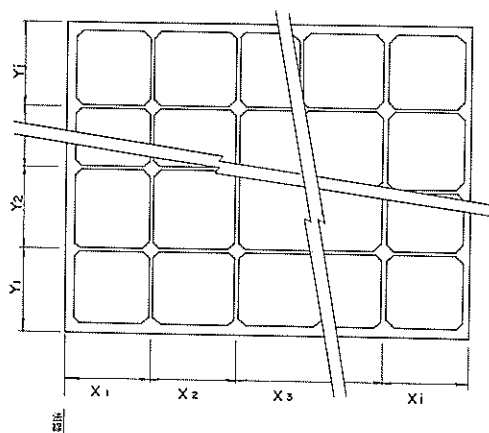
KISSUI.....ケーソンえい航時の吃水(m)

W<sub>1</sub>.....ケーソン本体、蓋コンクリート、中詰材、カウンターバラスト材の浮力を引かない合計重量(t/m)

YW<sub>1</sub>.....ケーソン下面からW<sub>1</sub>の重心までの高さ。地震時の検討不要の場合には、計算上必要ないので0.0でよい。(m)

4. X-SHITSU-SU.....法線直角方向の隔壁数(最大6個)

NAGASAX-i.....各隔壁の長さ(図-6.1参照)(中心線に対して対称)(m)



$$\begin{aligned}
 i, j &\leq 6 \\
 Y_i &= Y_j \\
 Y_2 &= Y_{(i-1)} \\
 &\vdots \\
 X_1 &= X_i \\
 X_2 &= X_{(i-1)}
 \end{aligned}$$

図-6.1 隔壁長

5. Y-SHITSU-SU.....法線平行方向の隔壁数(最大6個)

NAGASAY-j.....各隔壁の長さ(図-6.1参照)(中心線に対して対称)(m)

6. FUTA-ATSU.....蓋コンクリートの厚さ(m)  
COUT-ATSU.....えい航時におけるカウンターバラスト材の厚さ(m)



ケーソン配筋自動設計  
防波堤

FORTRAN STATEMENT													
	9	17	25	33	41	49	57	65	73				
	NAME												
1	2 (I)												
2	H	T	BETA	HWL	LWL	HENSA	SHINDO						
3	TAKASA	TEL-ATSU	SOK-ATSU	KAK-ATSU	FOOT-ATSU	FOOT-TYO	HUNCH						
4	X-SHITSU-SU (I 8)	NAGASAX-1	- 2	- 3	- 4	- 5	- 6					W <sub>i</sub>	YW <sub>i</sub>
5	Y-SHITSU-SU (I 8)	NAGASAY-1	- 2	- 3	- 4	- 5	- 6						
6	FUTA-ATSU	COUT-ATSU	A 1	A 2	A 3	A 4							
7	U	T	UU	S	K	R 1	R 2						
8	N (I 8)	DMAX (I 8)	HOKYO-SO	HOKYO-KA	SH	LA							
9	MI	M 2	M 3	M 4	M 5	M 6						M 7	M 8
10	GAM-C 1	GAM-C 2	GAM-COUNT	FCCOUNT	GAM-NAKA	SIGM-CA	SIGM-SA					M 9	IOH (I 8)
11	FHIFUA	FHIFUB	BHIFUA	BHIFUB									
12	FMA-HABA	BMA-HABA	FMA-KOUBAI	BMA-KOUBAI	HIFU-TENBA								
13	L-TOKOBORI	R-TOKOBORI	FTO-KOUBAI	BTO-KOUBAI	OKIKAE-L	TOKOBORI-L							
14	MA-KEIJOU (I 8)	JOB-KEIJOU (I 8)											

※ 一般図の右下に標準断面図を描画したい場合のみ必要

表 - 6.1 入力様式 (防波堤)



ケーソン配筋自動設計  
防波堤と岸壁

12 (II)		9	17	25	33	41	49	57	65	73
NAME	H	T	BETA	HWL	LWL	HENSA	SHINDO	Q1	Q2	RWL
TAKASA	TEI-ATSU	SOK-ATSU	KAK-ATSU	FOOT-ATSU	FOOT-ATSU	FOOT-TYO	HUNCH	KISSU I	W1	YW1
X-SHITSU-SU (18)	NAGASAX-1	-2	-3	-4	-4	-5	-6	-7		
Y-SHITSU-SU (18)	NAGASAY-1	-2	-3	-4	-4	-5	-6	-7		
FUTA-ATSU	COUT-ATSU	A1	A2	A3	A4	A4				
U	T	UU	S	K	R1	R1	R2	R3		
N (18)	DMAX (18)	HOKYO-SO	HOKYO-KA	SH	LA	LA				
M1	M2	M3	M4	M5	M6	M6	M7	M8	M9	M10
GAM-C1	GAM-C2	GAM-COUNT	F COUNT	GAM-NAKA	SIGM-CA	SIGM-SA	SIGM-SA	TAU-OA	ICH (18)	
W	MW	MH	PSV	MPSH	MPSV	PKV	PKV	MHO2		
MPKH	MPKV	WCR	MWOR	MHOR	WURA	WOO	WOO			
		標準断面図用 データ								

一般図の右下に防波堤の標準断面を描画したい場合には 79 ページの※以下のデータを岸壁の標準断面図を描画したい場合には、80 ページの※以下のデータをインプットする。

表 - 6.3 入力様式 (防波堤と係船岸の併用)

プログラム中(GAM-CO  
UNT×COUT-ASU)  
を掘付後の底版及び側壁に  
作用する荷重(中詰材)の一  
部として使用して、浮遊  
時の底版に作用する荷重に  
は関係しない。(水の場合には  
0.0とする)(m)

A1~A4.....上部工の形状(m)(図-6.2)

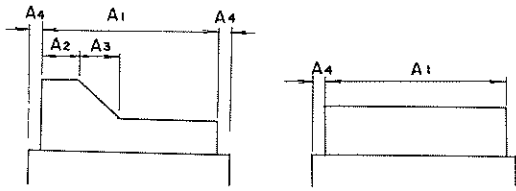


図-6.2 防波堤の上部工形状寸法

- 7. U.....防波堤、係船岸の完成時における天端高(m)
- T.....上部工がバラベツト構造である場合の水叩きの高さ、バラベツト構造でない場合にはUとする。(m)
- UU.....上部工一部打設時の高さ(上部工一部打設時における検討不用の場合には0.0でよい。)(m)
- S.....ケーソン設置水深(m)
- K.....防波堤設置水深(m)
- R1.....蓋コン打設時における波圧公式判定水深(m)

R2.....上部工一部打設時における波圧公式判定水深(m)

R3.....完成時における波圧公式判定水深(m)

注)ただし、U、T、UU、S、K、R1、R2、R3は基準面からの高さで入力する。

- 8. N.....検討すべき状態の組合せにより下記に示す1~4を入力する。
  1. 完成時のみ
  2. 蓋コン打設時と完成時
  3. 上部工一部打設時と完成時
  4. 蓋コン打設時と上部工一部打設時と完成時

DMAX.....使用可能な鉄筋の最大径 径22mmまで  
使用可能な場合には22、径25mmまで  
使用可能な場合には25を入力する。

HOKYO-SO.....側壁頭部補強筋の配筋幅(ケー  
ソン上端からの幅で入力する。)(m)

HOKYO-KA.....隔壁頭部補強筋の配筋幅(m)

SH.....側壁に作用する内部水圧算定の際の外部水位  
基準面からの高さで表示(図-6.4参照)(m)

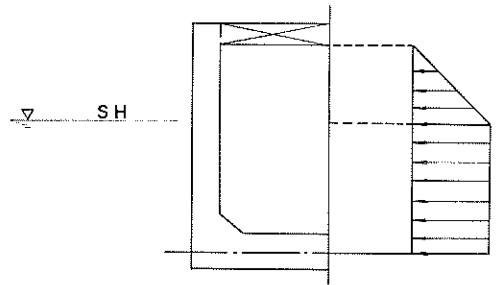


図-6.4 側壁に作用する内部水圧算定の際の外部水圧

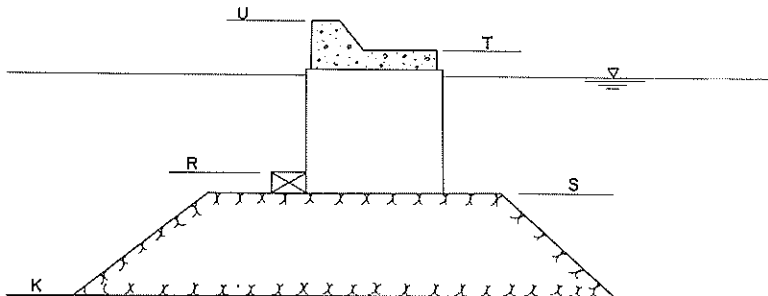


図-6.3 防波堤としての諸元

LA……側壁縦筋の配筋を側壁中間部で区分する場合の長さ(m)(図-6.5参照)

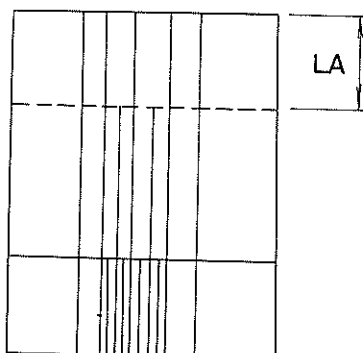


図-6.5 側壁縦筋の配筋を側壁中間部で区分する場合の長さ

9. M1~10……コンクリート打設段階の幅(m)  
第一施工段階から最大10個まで入力できる。これは側壁・隔壁縦筋の鉄筋長算出に用いる。

10. GAM-C1……鉄筋コンクリート単位体積重量(t/m<sup>3</sup>)

GAM-C2……無筋コンクリート単位体積重量(t/m<sup>3</sup>)

GAM-COUNT……据付後におけるカウンターバラスト材の単位体積重量(水の場合は0.0とする。)(t/m<sup>3</sup>)

FCOUNT……えい航時におけるカウンターバラスト材の単位面積当りの重量(浮遊時の内側より底版に作用する荷重として使用)(t/m<sup>2</sup>)

GAM-NAKA……中詰材単位体積重量(t/m<sup>3</sup>)

SIGM-CA……コンクリート許容圧縮応力度(kg/cm<sup>2</sup>)

SIGM-SA……鉄筋許容曲げ引張応力度(kg/cm<sup>2</sup>)

TAU-OA……コンクリート許容付着応力度(kg/cm<sup>2</sup>)

ICH……中間結果リスティングフラグ

中間結果を出力したい場合には1、中間結果を必要としない場合には0とする。1とした場合には反力、抵抗モーメント、転倒モーメント、底面反力等すべて打出される。

以下に記すインプットデータは図-6.6のマウンド形状タイプ3と照合されたい。

11. FHIFUA……港外側先端被覆石の幅 港外側の被覆石が一個のみの場合には0.0。(m)

FHIFUB……港外側被覆石の幅(m)

BHIFUA……港内側先端被覆石の幅 港内側の被覆石が一個のみの場合には0.0。(m)

BHIFUB……港内側被覆石の幅(m)

12. FMA.-HABA……港外側マウンド法幅(m)

BMA.-HABA……港内側マウンド法幅(m)

FMA.-KOUBAI……港外側マウンドこう配1:2.0の場合には2.0と入力する

BMA.-KOUBAI……港内側マウンドこう配

HIFU.-TENBA……被覆石天端高(m)

13. L.-TOKOBORI……ケーソン中心からの左床掘幅(m)

R.-TOKOBORI……ケーソン中心からの右床掘幅(m)

FTO.-KOUBAI……港外側床こう配

BTO.-KOUBAI……港内側床こう配

注) ただしマウンド形状が1の場合にはL.-TOKOBORI、R.-TOKOBORI、FTO.-KOUBAI、BTO.-KOUBAIは0.0とする。

OKIKAE-L……基礎地盤置換水深 マウンド形状が3の場合のみ必要、その他は0.0とする。

TOKOBORI-L……床掘水深。マウンド形状が1の場合には0.0とする。(m)

14. MA.-KEIJOU……マウンド形状、図-6.6のタイプの中から指定する。

タイプ1の場合には1、タイプ2の場合には2を入力する。

JOB-KEIJOU……上部工形状、図-6.7のタイプの中から指定する。

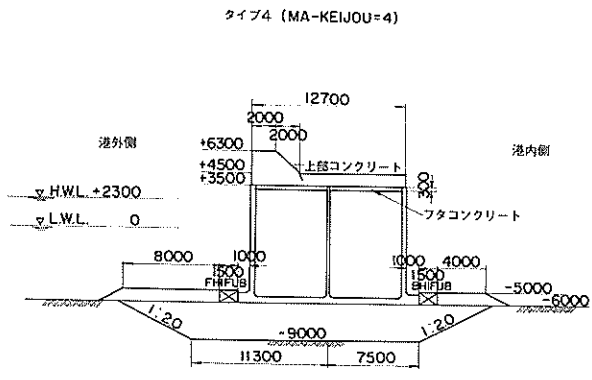
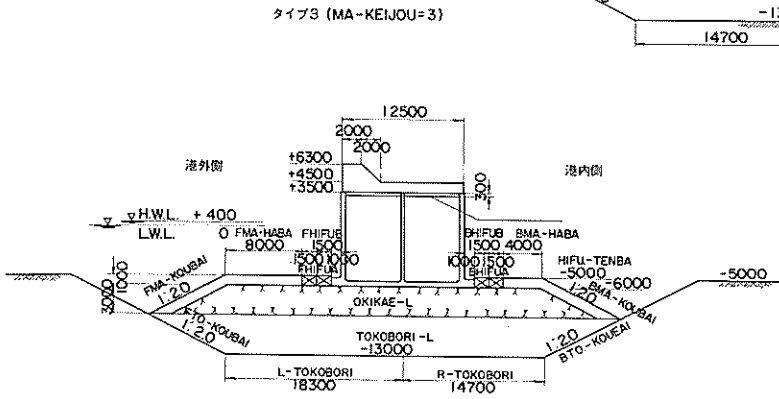
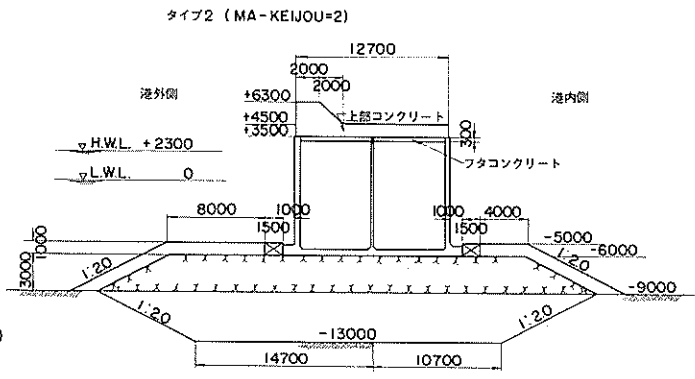
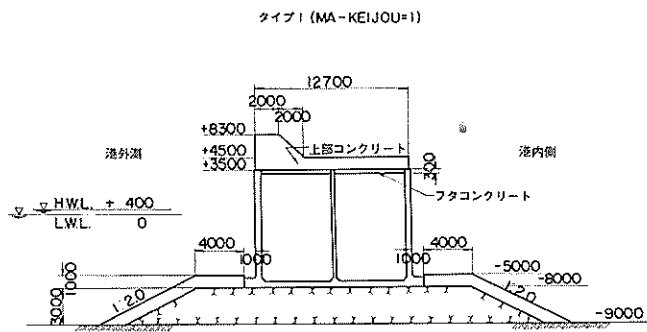


図 - 6.6 防波堤のマウンド形状

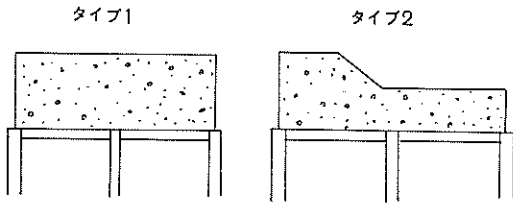


図 - 6.7 防波堤の上部工形状

(2) 係船岸の場合

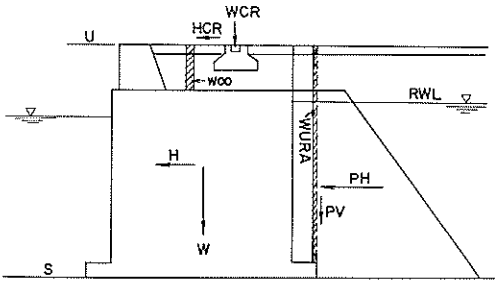


図 - 6.8 係船岸としての諸元

RWL……残留水位 基準面からの高さで表示 (m)

Q 1……常時上載荷重 (t/m<sup>2</sup>)

Q 2……地震時上載荷重 (t/m<sup>2</sup>)

U……天端高 } 基準面からの高さで表示  
S……ケーソン設置水深 (m)

W……浮力を引いた係船岸本体の重量 (t/m)  
(これは舗装、基礎石、埋戻土砂、裏込材、上部工、クレーン基礎、ケーソン本体、蓋コンクリート、中詰材、カウンターバラスト材、WU R Aの合計重量である。)

MW……Wによる抵抗モーメント (1.%)

MH……地震力による転倒モーメント (1.%)

P S V……常時における土圧の鉛直分力 (t/m)

M P S H……常時における土圧の水平分力及び残留水圧による転倒モーメント (1.%)

M P S V……P S Vによる抵抗モーメント (1.%)

P K V……地震時における土圧の鉛直分力 (t/m)

M P K H……地震時における土圧の水平分力及び残留水圧による転倒モーメント (1.%)

M P K V……P K Vによる抵抗モーメント (1.%)

W C R……クレーンの鉛直荷重 (t/m)

M W C R……W C Rによる抵抗モーメント (1.%)

M H C R……地震時クレーン荷重による転倒モーメント (1.%)

W U R A……陸側フーチング上に載る土砂重量 (浮力を引いたもので上載荷重は含まない。

フーチングなしの場合には 0.0 でよい。(t/m<sup>2</sup>)

W O O……ケーソン上に載る浮力を引かない諸重量 (ただし上載荷重は含まない。)(t/m<sup>2</sup>)

M H Q 2……地震時上載荷重による転倒モーメント 考慮しない場合には 0.0 でよい。(1.%)

上記に示した変数名がプログラム中下記の算式に用いられているので、インプットされる場合には参照されたい。

クレーンのない場合について記述する。

底面反力の算出

$$e \leq \frac{1}{6} B \quad P = (1 \pm \frac{6e}{B}) \frac{V}{B}$$

$$e > \frac{1}{6} B \quad P = \frac{2}{3} \times \frac{V}{(\frac{B}{2} - e)}$$

ここに常時の場合  $V = W + P S V$  + 上載荷重 (プログラム内で  $Q_1$  を使用して計算)

地震時の場合  $V = W + P K V$  + 上載荷重 ( $Q_2$  を使用して計算)

転倒安全率の算出

$$F = \frac{\text{抵抗モーメント}}{\text{転倒モーメント}}$$

ここに常時の場合抵抗モーメント =  $MW + M P S V$  + 上載荷重による抵抗モーメント  $C Q_1$  を使用して計算)

転倒モーメント =  $M P S H$

地震時の場合抵抗モーメント

=  $MW + M P K V$  + 上載荷重

による抵抗モーメント ( $Q_2$  を使用してプログラム内で計算)

転倒モーメント =  $MW Q_2 +$

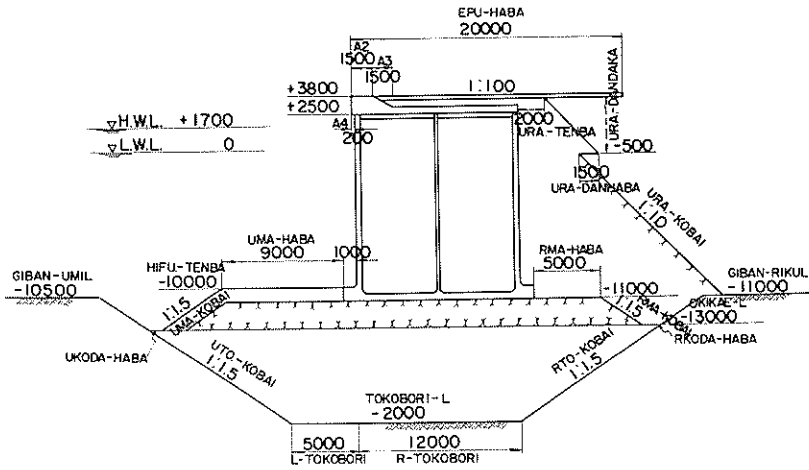
$MH + M P K H$

以下に記すインプットデータは図 - 6.9 のマウンド形状タイプ 1 と照合されたい。

13. M A . - K E I J O U……マウンド形状のタイプの中から指定する。ただしタイプ 1 ~ 4 で T O K O B O R I - L = 0.0 とした場合に、置換砂のないタイプとして描かれる。

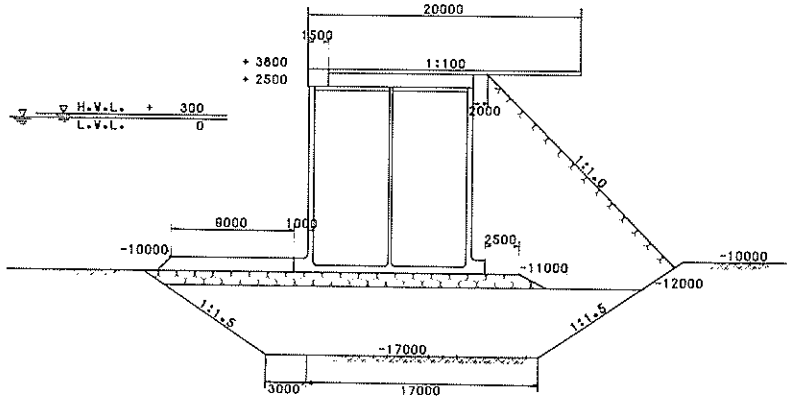
### タイプ1 (MA - KEIJOU=1)

ただしTOKOBORI-L=0.0にした場合には置換砂のないタイプとして描れる。



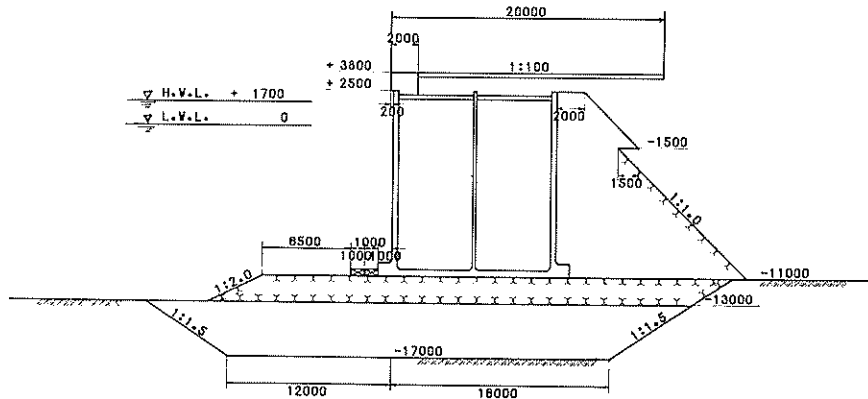
### タイプ2 (MA - KEIJOU=2)

ただしTOKOBORI-L=0.0にした場合には置換砂のないタイプとして描れる。



### タイプ3 (MA - KEIJOU=3)

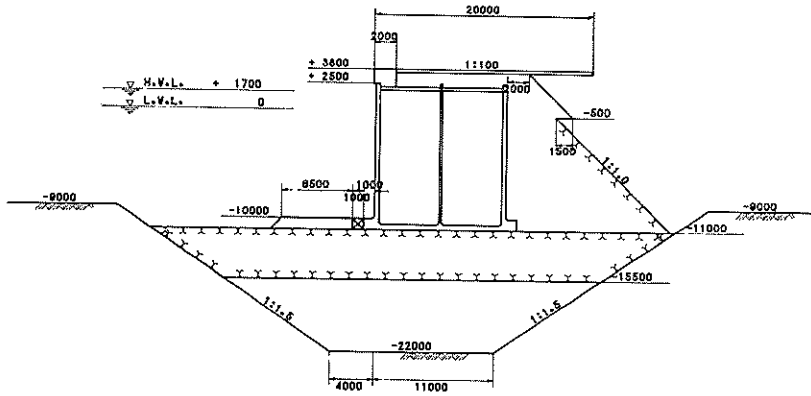
ただしTOKOBORI-L=0.0にした場合には置換砂のないタイプとして描れる。





### タイプ4 (MA-KEIJOU=4)

ただしTOKOBORI=L=0.0にした場合には置換砂のないタイプとして描れる。



### タイプ5 (MA-KEIJOU=5)

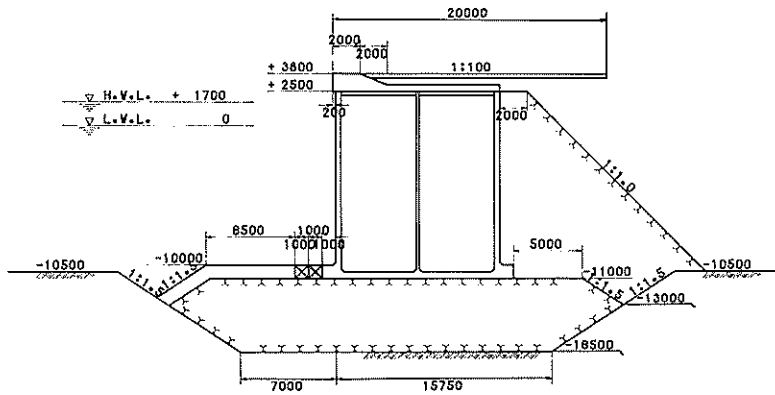


図-6.9 係船岸のマウンド形状

JOB.-KEIJOU.....上部工形状、図-6.10  
のタイプの中から指定する。ただしタイプ5はケーソン用途を示す数字が4の場合に限る。

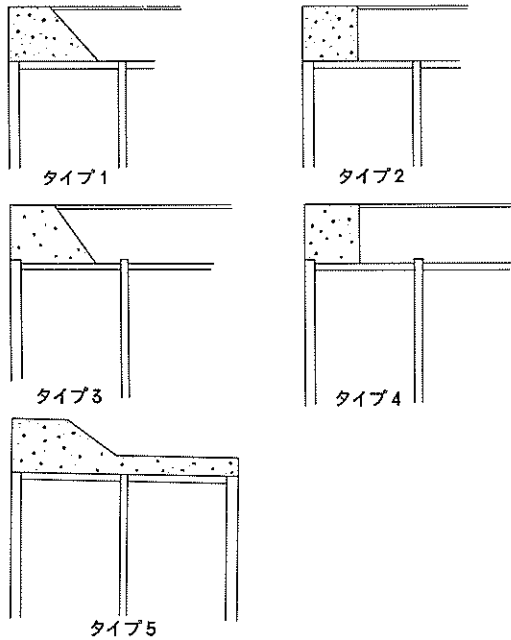


図-6.10 係船岸の上部工形状

URA.-KEIJOU.....裏込め形状、図6.11の  
タイプの中から指定する。

HIFU.-KEIJOU.....マウンド被覆形状、図  
-6.12のタイプの中  
から指定する。

14. HWL.....さく望平均満潮面(m)  
LWL.....さく望平均干潮面(m)  
GIBAN-UMIL.....海側在来地盤水深(m)  
GIBAN-RIKUL.....陸側在来地盤水深(m)  
TOKOBORI-L.....床堀水深(m) マンドタイ  
プ5の場合には、必ず0.0  
とする。それ以外の場合0.  
0をインプットすれば置換  
砂のないマウンドとして、  
また0.0以外をインプット  
すれば置換砂のあるマウン  
ドとして描かれる。

OKIKAE-L.....基礎地盤置換水深(m)  
在来地盤水深と同じ場合でも、  
インプットする。

HIFU.-TENBA.....被覆石天満高(m)

注) 1.4. のデータは基準面からの高さで表示する。

15. UMA.-KOBAl.....海側マウンドこう配  
1:2.0の場合には2.0  
と記入。

RMA.-KOBAl.....陸側マウンドこう配

UTO.-KOBAl.....海側床堀こう配

RTO.-KOBAl.....陸側床堀こう配

URA.-KOBAl.....裏込めこう配

EPU.-KOBAl.....エプロンこう配

16. A2, A3, A4.....上部工の形状(m)。ただしA  
3=0でインプットした場合に  
は、上部工が長方形となる。ま  
たA4を負でインプットした場  
合には、図-6.13に示すよう  
にケーソンより前出する。

EPU.-HABA.....エプロン幅(m)

UMA.-HABA.....海側マウンド法幅(m)

RMA.-HABA.....陸側マウンド法幅(m)

UKODA.-HABA.....海側マウンド小段幅

TOKOBORI-Lキ

0.0の場合には0.0でも  
よい。(m)

RKODA.-HABA.....陸側マウンド小段幅

TOKOBORI-Lキ

0.0の場合には0.0でも  
よい。(m)

L.-TOKOBORI.....ケーソン側壁前面からの左  
床堀幅(m)

R.-TOKOBORI.....ケーソン側壁前面からの右  
床堀幅(m)

17. HIFUKUA.....先端被覆石の幅(m)

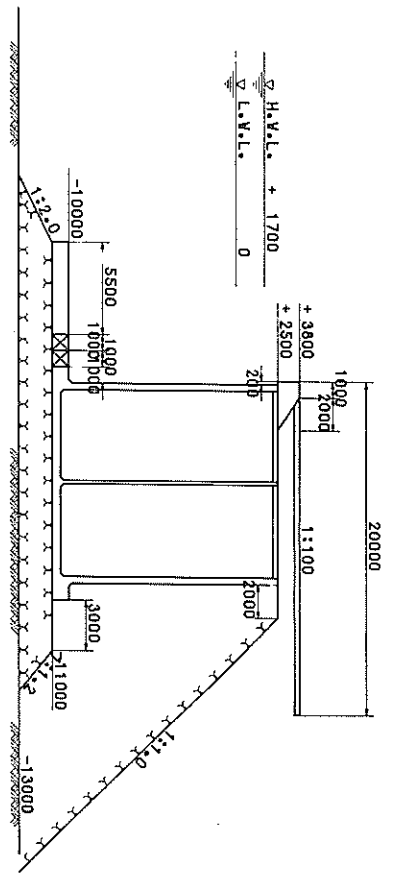
HIFUKUB.....被覆石の幅(m)

HIFU.-DAKA.....被覆石の高さ(m)

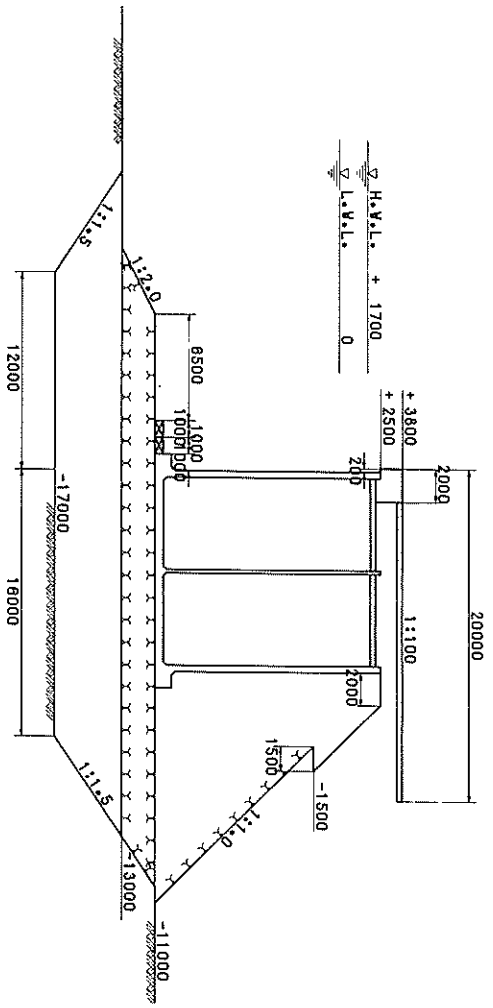
URA.-DANDAKA.....裏込め段高(m)

URA.-DANHABA.....裏込め段幅(m)

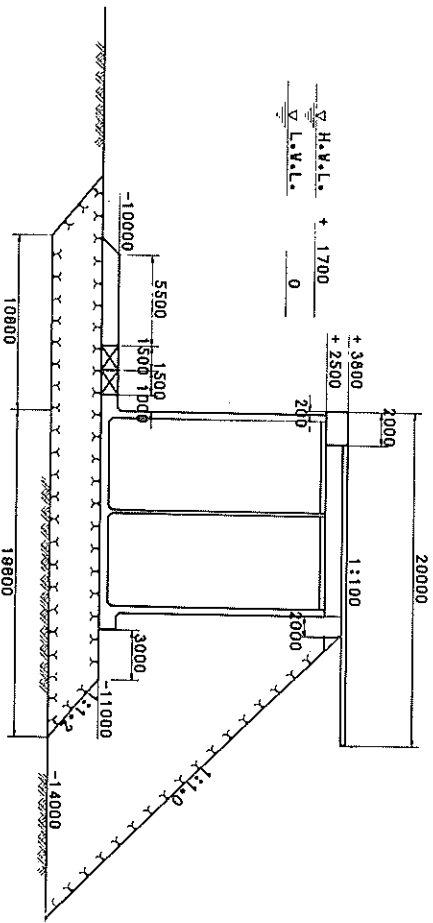
タイプ 1



タイプ 3



タイプ 2



タイプ 4

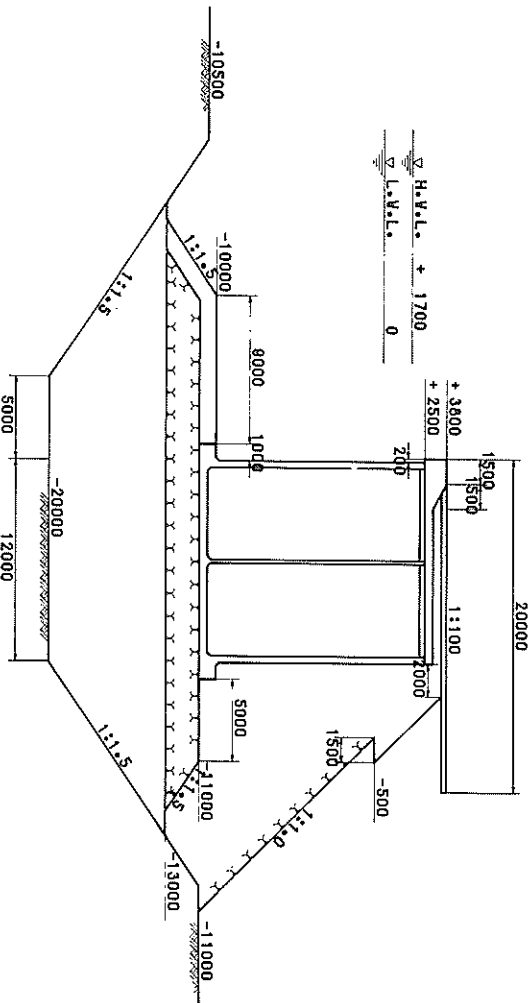


図 - 6.1.1 基礎の形状

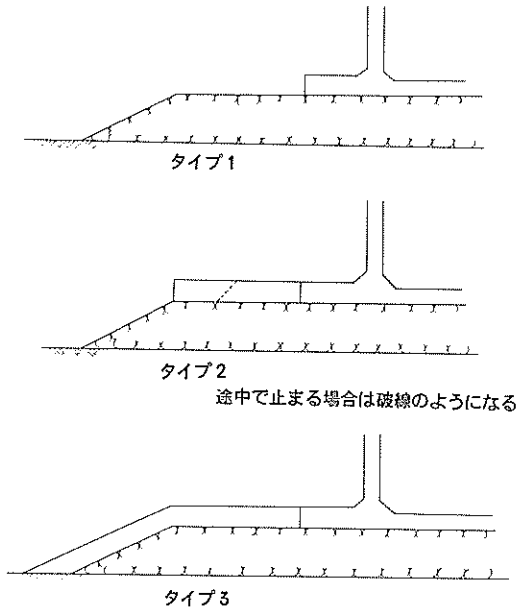


図 - 6.12 係船岸マウンド被覆形状

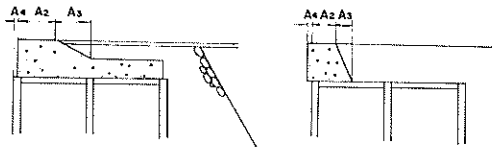


図 - 6.13 係船岸の上部工形状寸法

## 6.2 出力

### (1) 出力項目

中間結果を出力しない場合の出力項目は次のとおりである。詳細については付録の配筋計算結果及び中間結果の説明を参照されたい。

○入力データリスト

○応力計算結果

#### 1. 底版

- 1 - 1 各水位における合成荷重
- 1 - 2 最大モーメントと必要鉄筋量
- 1 - 3 隔壁と底版との抜出しに作用する荷重

#### 2. 側壁

- 2 - 1 モーメントの計算
- 2 - 2 最大モーメント
- 2 - 3 隔壁と側壁との抜出しに作用する荷重

注) 中間結果ありの場合には上記以外に各状態(浮遊時、蓋コン打設時、地震時等)、各水位毎における作用モーメント等が打出される。

○配筋計算結果

#### 1. 底版

#### 1 - 1 法線平行方向

- 1) 上側筋
- 2) 下側筋

#### 1 - 2 法線直角方向

- 1) 上側筋
- 2) 下側筋

#### フーチング

- 1) 上側筋(配力筋を含む)
- 2) 下側筋

#### 2. 側壁

##### 2 - 1 法線平行方向

- 1) 内側筋
  - (1) 縦筋
  - (2) 横筋
- 2) 外側筋
  - (1) 縦筋
  - (2) 横筋

##### 2 - 2 歩線直角方向

- 1) 内側筋
  - (1) 縦筋
  - (2) 横筋
- 2) 外側壁
  - (1) 縦筋
  - (2) 横筋

#### 3. 隔壁

##### 3 - 1 法線平行方向

- 1) 縦筋
- 2) 横筋

##### 3 - 2 法線直角方向

- 1) 縦筋
- 2) 横筋

○材料表

底版・フーチング

側壁

隔壁

○図面

ケーソン一般図(標準断面図を含む)

底版配筋図(水平断面図を含む)

側壁配筋図

隔壁配筋図(鉛直断面図を含む)

## 6.3 エラー表示

配筋計算時において、次に示すような事態が生ずるとエラーメッセージ打ち出す。以下にエラーメッセージとその内容を示す。ただし、計算は不可能となる場合以外続行するので注意が必要である。

## D 2 5 GA HITSUYOU

入力データDMAX(使用可能最大径)に22が入力されているが25mmの径が配筋上必要である。

## MOMENT GA DAI YUE HAHKIN DEKINAI

入力データDMAXに25が入力されているが径25mm10cmピッチでも配筋できない。

## ATSUSABUSOKU NI YORI HAIKIN DEKINAI

曲げモーメントに対して版厚が過小である。

### 6.4 計算例

図 6.1 4 に防波堤で一般図に標準断面図を描画する場合の実際のコーディング例を示し、以下に本システムによって得られた配筋計算結果を掲げる。

図 6.1 5 インプット・データ・リスト

図 6.1 6 底版に作用する各検討状態、各水位における合成荷重

図 6.1 7 底版に作用する最大モーメントと必要鉄筋量

図 6.1 8 隔壁と底版との抜出しに作用する荷重

図 6.1 9 側壁に作用する最大モーメント

図 6.2 0 隔壁と側壁との抜出しに作用する荷重

図 6.2 1 配筋計算結果

図 6.2 2 底版材料表

図 6.2 3 側壁材料表

図 6.2 4 隔壁材料表

図 6.2 5 一般図

図 6.2 6 底版配筋図

図 6.2 7(1) 側壁法線平行方向配筋図

図 6.2 7(2) 側壁法線直角方向配筋図

図 6.2 8(1) 隔壁法線平行方向配筋図

図 6.2 8(2) 隔壁法線直角方向配筋図

# FORTRAN CODING FORM

Program \_\_\_\_\_ Coded by \_\_\_\_\_ Date \_\_\_\_\_ No. \_\_\_\_\_

STATEMENT NUMBER	FORTRAN STATEMENT										IDENTIFICATION												
	10	20	30	40	50	60	70	72	73	80													
01	KUR	IHAMAI	PORT	KOUKIN	CHIKU	BREKIN	WATEI																
4	.	11	.	0	.	1	.	15	.	1	.	0	.	1	.	0	.	0	.	0	.	0	
9	.	15	.	0	.	1	.	14	.	0	.	1	.	0	.	1	.	0	.	2	.	5	1014
		12	5	.	2	15	.	5	.	1	.	1	.		.		.						
		3	5	.	1	.	4	.	1	.	8	.		.		.							
0	.	15	.	0	.	1	.	11	.	0	.	1	.	0	.	1	.	2	.				
5	.	10	.	5	.	1	.	10	.	1	.	7	.	1	.	0	.	1	.	9	.	1	16
		1	.	1	.	1	.	2	.	5	.	0	.	1	.	5	.	1	.	0	.	5	10
1	.	0	.	3	.	1	.	10	.	2	.	1	.	5	.		.						
2	.	14	.	2	.	1	.	3	.	1	.	0	.	1	.	7	.	1	.	9	.	5	10
		2	.	1	.	0	.	1	.	2	.	1	.	0	.	1	.	1	.	8	.	1	10
4	.	10	.	4	.	1	.	0	.	1	.	2	.	1	.	0	.	1	.	1	.	0	
0	.	10	.	0	.	1	.	1	.	0	.	1	.	0	.	1	.	0	.	1	.	0	
		1	.		.		.		.		.		.		.		.						
			.		.		.		.		.		.		.		.						
			.		.		.		.		.		.		.		.						
			.		.		.		.		.		.		.		.						
			.		.		.		.		.		.		.		.						
			.		.		.		.		.		.		.		.						
			.		.		.		.		.		.		.		.						
			.		.		.		.		.		.		.		.						
			.		.		.		.		.		.		.		.						
			.		.		.		.		.		.		.		.						
			.		.		.		.		.		.		.		.						
			.		.		.		.		.		.		.		.						
			.		.		.		.		.		.		.		.						
			.		.		.		.		.		.		.		.						
			.		.		.		.		.		.		.		.						
			.		.		.		.		.		.		.		.						
			.		.		.		.		.		.		.		.						
			.		.		.		.		.		.		.		.						
			.		.		.		.		.		.		.		.						
			.		.		.		.		.		.		.		.						
			.		.		.		.		.		.		.		.						
			.		.		.		.		.		.		.		.						
			.		.		.		.		.		.		.		.						
			.		.		.		.		.		.		.		.						
			.		.		.		.		.		.		.		.						
			.		.		.		.		.		.		.		.						
			.		.		.		.		.		.		.		.						
			.		.		.		.		.		.		.		.						
			.		.		.		.		.		.		.		.						
			.		.		.		.		.		.		.		.						
			.		.		.		.		.		.		.		.						
			.		.		.		.		.		.		.		.						
			.		.		.		.		.		.		.		.						
			.		.		.		.		.		.		.		.						
			.		.		.		.		.		.		.		.						
			.		.		.		.		.		.		.		.						
			.		.		.		.		.		.		.		.						
			.		.		.		.		.		.		.		.						
			.		.		.		.		.		.		.		.						
			.		.		.		.		.		.		.		.						
			.		.		.		.		.		.		.		.						
			.		.		.		.		.		.		.		.						
			.		.		.		.		.		.		.		.						
			.		.		.		.		.		.		.		.						
			.		.		.		.		.		.		.		.						
			.		.		.		.		.		.		.		.						
			.		.		.		.		.		.		.		.						
			.		.		.		.		.		.		.		.						
			.		.		.		.		.		.		.		.						
			.		.		.		.		.		.		.		.						
			.		.		.		.		.		.		.		.						
			.		.		.		.		.		.		.		.						
			.		.		.		.		.		.		.		.						
			.		.		.		.		.		.		.		.						
			.		.		.		.		.		.		.		.						
			.		.		.		.		.		.		.		.						
			.		.		.		.		.		.		.		.						
			.		.		.		.		.		.		.		.						
			.		.		.		.		.		.		.		.						
			.		.		.		.		.		.		.		.						
			.		.		.		.		.		.		.		.						
			.		.		.		.		.		.		.		.						
			.		.		.		.		.		.		.		.						
			.		.		.		.		.		.		.		.						
			.		.		.		.		.		.		.		.						
			.		.		.		.		.		.		.		.						
			.		.		.		.		.		.		.		.						
			.		.		.		.		.		.		.		.						
			.		.		.		.		.		.		.		.						
			.		.		.		.		.		.		.		.						
			.		.		.		.		.		.		.		.						
			.		.		.		.		.		.		.		.						
			.		.		.		.		.		.		.		.						
			.		.		.		.		.		.		.		.						
			.		.		.		.		.		.		.		.						
			.		.		.		.		.		.		.		.						
			.		.		.		.		.		.		.		.						
			.		.		.		.		.		.		.		.						
			.		.		.		.		.		.		.		.						
			.		.		.		.		.		.		.		.						

\*\*\*\*\*

\*\*\*\*\* INPUT DATA LIST \*\*\*\*\*

1 KURIHAMA PORT KOUEN CHIKU BREAK WATER

\*\*\* SHIZEN JOKEN \*\*\*

H= 4.00 T=11.00 BETA= 0. H/L= 1.50 LWL= 0. HENSA= 0. SHINDO= 0.

\*\*\* CAISSON PO SVOGEN \*\*\*

IAKA= 9.50 I-ATSU= 0.50 S-ATSU= 0.40 K-ATSU= 0.20 F-ATSU= 0. F-CYO= 0. HUNCF= 0.20 KISSUI= 5.04 W1=225.40 YW1= 3.99

X-SHITSUSU 2 --- 5.250 5.250

Y-SHITSUSU 3 --- 5.100 4.800 5.100

\*\*\* BOHATEI TO SHITENO SYOGEH \*\*\*

FUTA-ATSU= 0.50 COUN-ATSU= 0. A1= 10.10 A2= 0. A3= 0. A4= 0.20

U= 5.00 T= 5.00 UU= 0. S= 77.00 K= -9.00 R1= -6.00 R2= -6.00 R3= -6.00

\*\*\* KEISAI JOKEN \*\*\*

\*\* 1 \*\* KA-SFI JT MONI \*\*

MAX=25 TOKYO-SO= 0.50 HOKYO-KA= 0.50 SH= -0.50 LA= 5.00

SOKUHEXI GYU-KAN DENO YURUHI ARI

CAISSON SFKI DAIKAI

1.00 # 3.00 \* 3.00 \* 2.50

GAM-C1= 2.45 GAM-C2= 2.60 GAM-C3= 0. F-COUNT= 0. GAM-NAKA= 2.17 SIGM-CA= 95.00 SIGM-SA= 1800.00 TAIDA= 18.00

\*\*\*\*\*

\*\*\* KANSEIJI \*\*\*

***** ZIPA REACTION AT EACH POINT OF TEIHAN *****				***** ZIPA REACTION AT EACH POINT OF TEIHAN *****			
KA SEI	WATER LEVEL	SATHA	YAMA	KA SEI	WATER LEVEL	SATHA	YAMA
	0.1				0.10		
	FF(1)=	8.46	TON		FF(1)=	8.46	TON
	FF(2)=	-2.96	TON		FF(2)=	-2.96	TON
	FF(3)=	-33.77	TON		FF(3)=	-33.77	TON
	0.15				0.15		
	FF(1)=	-10.17	TON		FF(1)=	-10.71	TON
	FF(2)=	-7.21	TON		FF(2)=	-7.21	TON
	FF(3)=	-4.26	TON		FF(3)=	-3.71	TON
	0.20				0.20		
	FF(1)=	8.46	TON		FF(1)=	8.46	TON
	FF(2)=	-2.96	TON		FF(2)=	-2.96	TON
	FF(3)=	-33.77	TON		FF(3)=	-33.77	TON
	0.25				0.25		
	FF(1)=	-10.29	TON		FF(1)=	-10.78	TON
	FF(2)=	-7.21	TON		FF(2)=	-7.21	TON
	FF(3)=	-4.13	TON		FF(3)=	-3.53	TON
	0.30				0.30		
	FF(1)=	8.46	TON		FF(1)=	8.46	TON
	FF(2)=	-2.96	TON		FF(2)=	-2.96	TON
	FF(3)=	-33.77	TON		FF(3)=	-33.77	TON
	0.35				0.35		
	FF(1)=	-10.36	TON		FF(1)=	-10.93	TON
	FF(2)=	-7.21	TON		FF(2)=	-7.21	TON
	FF(3)=	-4.08	TON		FF(3)=	-3.48	TON
	0.40				0.40		
	FF(1)=	8.46	TON		FF(1)=	8.46	TON
	FF(2)=	-2.96	TON		FF(2)=	-2.96	TON
	FF(3)=	-33.77	TON		FF(3)=	-33.77	TON
	0.45				0.45		
	FF(1)=	-10.42	TON		FF(1)=	-11.01	TON
	FF(2)=	-7.21	TON		FF(2)=	-7.21	TON
	FF(3)=	-3.99	TON		FF(3)=	-3.40	TON
	0.50				0.50		
	FF(1)=	8.46	TON		FF(1)=	8.46	TON
	FF(2)=	-2.96	TON		FF(2)=	-2.96	TON
	FF(3)=	-33.77	TON		FF(3)=	-33.77	TON
	0.55				0.55		
	FF(1)=	-10.49	TON		FF(1)=	-11.09	TON
	FF(2)=	-7.21	TON		FF(2)=	-7.21	TON
	FF(3)=	-3.92	TON		FF(3)=	-3.33	TON
	0.60				0.60		
	FF(1)=	8.46	TON		FF(1)=	8.46	TON
	FF(2)=	-2.96	TON		FF(2)=	-2.96	TON
	FF(3)=	-33.77	TON		FF(3)=	-33.77	TON
	0.65				0.65		
	FF(1)=	-10.56	TON		FF(1)=	-11.17	TON
	FF(2)=	-7.21	TON		FF(2)=	-7.21	TON
	FF(3)=	-3.85	TON		FF(3)=	-3.25	TON
	0.70				0.70		
	FF(1)=	8.46	TON		FF(1)=	8.46	TON
	FF(2)=	-2.96	TON		FF(2)=	-2.96	TON
	FF(3)=	-33.77	TON		FF(3)=	-33.77	TON
	0.75				0.75		
	FF(1)=	-10.64	TON		FF(1)=	-11.25	TON
	FF(2)=	-7.21	TON		FF(2)=	-7.21	TON
	FF(3)=	-3.78	TON		FF(3)=	-3.17	TON

図-6.16 底版に作用する各検討状態、各水位における合成荷重



1-2 SAIJAI MOMENT TO HITSUYOU TEKKINRYOU

\*\*\*\*\* KAKUSITU NO. 1 NO MOMENT TABLE \*\*\*\*\*

-MX										+MX										
0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.
0.17024R	01	-0.12593E	01	-18.441E	01	-0.10916E	01	0.	0.	0.32360E	01	0.40276E	01	0.19009E	01	0.	0.	0.	0.	0.
0.11484R	02	-0.77099E	01	-5.422E	01	-0.11443E	01	-0.64412E	01	0.19966E	02	0.15008E	01	0.25144E	01	0.10471E	01	0.10381E	02	0.
0.7824R	01	-0.45308E	01	-4.8424E	01	-0.11443E	01	-0.64412E	01	0.30114E	02	0.23966E	01	0.44692E	01	0.17953E	01	0.17947E	02	0.
0.	0.	-0.12593E	01	-18.441E	01	-0.10916E	01	0.	0.	0.19966E	02	0.15008E	01	0.25144E	01	0.10471E	01	0.10381E	02	0.
-MY										+MY										
0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.
0.12692R	01	-0.35689E	01	-4.4959E	01	-0.18597E	01	-0.10718E	01	0.	0.	0.18788E	02	0.24064E	02	0.11560E	02	0.	0.	0.
0.19024R	01	-0.73689E	01	-7.6878E	01	-0.45824E	01	-0.17359E	01	0.33146E	01	0.13829E	01	0.20809E	01	0.11654E	01	0.17433E	01	0.
0.12692R	01	-0.35689E	01	-4.4959E	01	-0.18597E	01	-0.10718E	01	0.50489E	01	0.26229E	01	0.44692E	01	0.24059E	01	0.30043E	01	0.
0.	0.	-0.74768E	01	-11.127E	02	-0.65692E	01	0.	0.	0.33146E	01	0.13829E	01	0.20809E	01	0.11654E	01	0.17433E	01	0.
0.	0.	-0.74768E	01	-11.127E	02	-0.65692E	01	0.	0.	0.18788E	02	0.24064E	02	0.11560E	02	0.	0.	0.	0.	0.

\*\*\*\*\* KAKUSITU NO. 1 TEKKINRYOU TABLE \*\*\*\*\*

HOUSENCHYOKYAKU IBERAKAKIJI										HOUSENCHYOKYAKU SITAGAWAKIN										
0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.
0.11290R	02	0.18646E	01	0.27102E	01	0.16163E	01	0.	0.	0.	0.50198E	01	0.62477E	01	0.29481E	01	0.	0.	0.	0.
0.17997R	02	0.11380E	02	0.80444E	01	0.16973E	01	0.95080E	01	0.30972E	02	0.23261E	01	0.39000E	01	0.16242E	01	0.16104E	02	0.
0.11290R	02	0.18646E	01	0.27102E	01	0.16163E	01	0.	0.	0.46713E	02	0.37176E	01	0.69266E	01	0.27229E	01	0.27824E	02	0.
0.	0.	0.18646E	01	0.27102E	01	0.16163E	01	0.	0.	0.30972E	02	0.23261E	01	0.39000E	01	0.16242E	01	0.16104E	02	0.

\*\*\*\*\* KAKUSITU NO. 1 TEKKINRYOU TABLE \*\*\*\*\*

HOUSENHEIKOU IBERAKAKIJI										HOUSENHEIKOU SITAGAWAKIN										
0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.
0.19087R	01	0.11599E	02	0.17575E	02	0.11090E	02	0.	0.	0.	0.30601E	02	0.39196E	02	0.18829E	02	0.	0.	0.	0.
0.19087R	01	0.11599E	02	0.17575E	02	0.11090E	02	0.	0.	0.53907E	01	0.22517E	01	0.33803E	01	0.18982E	01	0.28305E	01	0.
0.19087R	01	0.11599E	02	0.17575E	02	0.11090E	02	0.	0.	0.82276E	01	0.42722E	01	0.72799E	01	0.39187E	01	0.48046E	01	0.
0.	0.	0.11599E	02	0.17575E	02	0.11090E	02	0.	0.	0.53907E	01	0.22517E	01	0.33803E	01	0.18982E	01	0.28305E	01	0.

図-6.17 底版に作用する最大モーメントと必要鉄筋量

1-3 SAIJAI TO TEISAN TONO HUKUDASI NI SAYOU SHUJI KAKIJI  
 \*\*\* KAKUSITU NO. 1 R,50 TON \*\*\*  
 \*\*\* KAKUSITU NO. 2 0. TOZ \*\*\*

図-6.18 隔壁と底版との抜出しに作用する荷重

2 SOKUHEKI

2-1 MO-FIT NO KEISAN

\*\*\* SHI TEKKINRYOU HOSHI MOMENT TABLE \*\*\*

MX										MY										
0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.
0.76	-1.0E	-1.528	-1.221	10.609	0.667	5.999	0.	0.	0.	0.	1.050	1.747	1.878	1.768	1.611	0.	0.	0.	0.	0.
1.443	-2.15E	-4.668	-5.433	10.609	-1.305	-0.992	0.	0.	0.	5.281	-0.816	-0.961	-0.495	-0.265	-0.400	0.	0.	0.	0.	0.
0.76	-1.0E	-1.528	-1.476	10.609	-4.118	-4.643	0.	0.	0.	8.619	-1.395	-2.048	-1.371	-0.994	-1.102	0.	0.	0.	0.	0.
0.	0.	0.648	10.557	1.221	10.609	0.667	5.999	0.	0.	0.	1.050	1.747	1.878	1.768	1.611	0.	0.	0.	0.	0.

\*\*\* HOUSEN-HEIKOU HOUKOU \*\*\*

MX										MY										
0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.
0.76	-1.11E	-1.488	-1.378	10.629	0.372	5.906	0.	0.	0.	0.	1.164	1.775	1.800	1.669	1.509	0.	0.	0.	0.	0.
1.509	-2.13E	-5.712	-5.293	10.629	-1.206	-0.809	0.	0.	0.	8.090	-0.931	-0.791	-0.367	-0.200	-0.311	0.	0.	0.	0.	0.
0.76	-1.11E	-1.488	-1.378	10.629	-1.240	-1.206	-0.809	0.	0.	8.322	-1.674	-1.812	-1.143	-0.845	-0.974	0.	0.	0.	0.	0.
0.	0.	0.648	10.557	1.221	10.629	0.372	5.906	0.	0.	0.	1.164	1.775	1.800	1.669	1.509	0.	0.	0.	0.	0.

2-2 SAIJAI MOMENT

HOUSEN CHYOKYAKU KIJI UTIGAWA YUKUYUJI MOMENT										HOUSEN CHYOKYAKU KIJI UTIGAWA TATEKIN MOMENT										
0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.
0.76	6.48	10.557	1.221	10.609	0.667	5.999	0.	0.	0.	0.	1.050	1.747	1.878	1.768	1.611	0.	0.	0.	0.	0.
1.443	1.86	3.224	3.021	2.190	1.334	0.821	0.821	0.	0.	5.281	1.338	1.444	0.897	0.380	0.117	0.	0.	0.	0.	0.
0.76	6.48	10.557	1.221	10.609	0.667	5.999	0.	0.	0.	5.281	1.338	1.444	0.897	0.380	0.117	0.	0.	0.	0.	0.

HOUSEN CHYOKYAKU KIJI SOTOGAWA YUKUYUJI MOMENT										HOUSEN CHYOKYAKU KIJI SOTOGAWA TATEKIN MOMENT										
0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.
0.76	-4.12	-7.148	-6.211	-4.390	-2.373	-0.992	0.	0.	0.	0.	-1.821	-1.186	-1.049	-0.730	-0.395	0.	0.	0.	0.	0.
1.125	-2.51	-4.808	-5.423	-5.274	-4.016	-4.643	-4.623	0.	0.	-4.213	-1.816	-0.961	-0.495	-0.265	-0.400	0.	0.	0.	0.	0.
0.76	-4.12	-7.148	-6.211	-4.390	-2.373	-0.992	0.	0.	0.	-4.213	-1.816	-0.961	-0.495	-0.265	-0.400	0.	0.	0.	0.	0.

HOUSEN HEIKOU KIJI UTIGAWA YUKUYUJI MOMENT										HOUSEN HEIKOU KIJI UTIGAWA TATEKIN MOMENT										
0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.
0.76	7.04	10.629	1.0312	10.312	0.372	5.906	5.906	0.	0.	0.	1.164	1.775	1.800	1.669	1.509	0.	0.	0.	0.	0.
1.509	-2.91	3.345	2.905	2.190	1.174	0.673	0.673	0.	0.	8.090	1.459	0.644	0.243	0.097	0.	0.	0.	0.	0.	0.
0.76	7.04	10.629	1.0312	10.312	0.372	5.906	5.906	0.	0.	8.322	1.608	1.418	0.714	0.315	0.115	0.	0.	0.	0.	0.

HOUSEN HEIKOU KIJI SOTOGAWA YUKUYUJI MOMENT										HOUSEN HEIKOU KIJI SOTOGAWA TATEKIN MOMENT										
0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.
0.76	-5.441	-7.274	-6.203	-4.030	-2.001	0.	0.	0.	0.	0.	-1.902	-1.217	-1.002	-0.673	-0.344	0.	0.	0.	0.	0.
1.125	-1.15	-1.945	-1.378	-1.246	-1.206	-0.809	-0.809	0.	0.	-4.081	-0.931	-0.791	-0.367	-0.200	-0.311	0.	0.	0.	0.	0.
0.76	-5.441	-7.274	-6.203	-4.030	-2.001	0.	0.	0.	0.	-4.081	-0.931	-0.791	-0.367	-0.200	-0.311	0.	0.	0.	0.	0.

PJ KOU= -4.0 P2-KOU= -2.35 C1-KAKI= -4.06 P2-KAKI= -2.43

図-6.19 側壁に作用する最大モーメント

2-3 KAKUHEKI TO SOKUHEKI TONO NIKEBASI NI SAYOU SHRU KAJUI

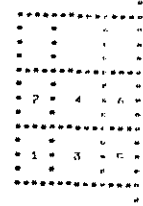
\*\*\* KAKUHEKI HOISEN CHYOKKAIU HOUKOU 6,600 TON \*\*\*

\*\*\* KAKUHEKI HOISEN HEIKOU HOUKOU 6,494 TON \*\*\*

図-6.20 隔壁と側壁との抜出しに作用する荷重

\*\*\*\*\* HAKUJIKU ISHI KEKKA \*\*\*\*\*

\*\*\* 1. TITAI \*\*\*



\*\*\* 1-1 HOSEI ETANU HUKU \*\*\*

\* 1 \* ERA-A KIN

	T	H	H	ASHI	D	DCH	AS	SIG-S	SIG-C
	C	CM	mm	CM**2	MM	CM	CM**2	KG/CM**2	KG/CM**2
1	5	42	7.48	11.60	16-13	10	16.26	1210.93	32.60
2	5	42	6.47	4.77	16	20	9.92	1490.12	45.09
3	5	42	11.12	17.66	16	10	10.44	1438.65	33.21
4	5	42	7.48	14.97	16	10	10.44	1492.20	39.11
5	5	42	6.47	10.10	16-13	10	16.26	1468.94	28.44
6	5	42	4.07	7.10	16	20	9.92	1444.86	24.69

\* 2 \* HIT-GAWA KIN

	T	H	H	ASHI	D	DCH	AS	SIG-S	SIG-C
	C	CM	mm	CM**2	MM	CM	CM**2	KG/CM**2	KG/CM**2
1	5	40	14.70	30.00	10-22	10	33.68	1604.43	68.93
2	5	40	5.05	8.22	10	20	14.32	971.61	24.99
3	5	40	24.06	59.20	10-25	10	39.66	1761.82	83.85
4	5	40	4.47	7.27	10	20	14.32	850.29	22.10
5	5	40	11.56	14.43	10-19	10	21.76	1468.93	50.04
6	5	40	3.01	4.90	10	20	6.74	1268.42	20.55

\*\*\* 1-2 HOSEI CHYUKAKU HUKU \*\*\*

\* 1 \* ERA-A KIN

	T	H	H	ASHI	D	DCH	AS	SIG-S	SIG-C
	C	CM	mm	CM**2	MM	CM	CM**2	KG/CM**2	KG/CM**2
1	5	44	7.62	11.20	16-13	10	16.26	1176.37	30.82
2	5	44	11.82	17.00	10-13	10	20.66	1450.79	43.09
3	5	44	5.43	8.04	16	20	9.92	1347.22	26.89
4	5	44	9.65	14.29	10	20	14.32	1681.01	40.01
5	5	44	6.42	9.91	16	20	9.92	1592.40	31.43
6	5	44	10.36	15.33	10-13	10	20.66	1271.09	38.33

\* 2 \* HIT-GAWA KIN

	T	H	H	ASHI	D	DCH	AS	SIG-S	SIG-C
	C	CM	mm	CM**2	MM	CM	CM**2	KG/CM**2	KG/CM**2
1	5	42	19.97	30.97	10-22	10	33.68	1619.41	67.50
2	5	42	39.11	46.71	26	10	50.68	1667.44	89.71
3	5	42	4.03	6.25	10	20	14.32	736.63	18.42
4	5	42	4.47	6.93	26	20	25.34	473.08	16.60
5	5	42	10.38	16.10	10-13	10	20.66	1337.96	41.47
6	5	42	17.04	27.82	25-19	10	39.66	1246.85	57.76

図-6.21 (1) 配筋計算結果



\*2\* YOFU KTN

T	C	H	H	ASH	D	PCH	AS	SIG-S	SIG-C
1	4	34	10.56	20.23	13 - 10	10	20.66	1698.44	59.75
2	4	34	11.28	21.52	16 - 10	10	24.24	1953.11	60.22
3	4	34	11.28	21.52	16 - 10	10	24.24	1953.11	60.22
4	4	34	9.67	18.52	10	10	28.64	1141.09	49.08
5	4	34	3.22	6.18	13	20	6.34	1608.47	26.54
6	4	34	3.22	6.18	16	20	9.92	1044.89	23.88
7	4	34	3.22	6.18	16	20	9.92	1044.89	23.88
8	4	34	1.74	2.56	19	10	28.64	158.10	6.80

\*2\* S TAGAWA KTN

\*1\* TATE KTN

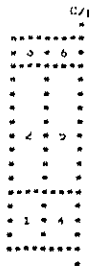
T	C	H	H	ASH	D	PCH	AS	SIG-S	SIG-C
1	4	0	7.21	9.15	22 - 10	10	33.68	487.83	25.13
2	4	0	1.15	2.58	13	40	3.17	1319.04	17.11
3	4	0	1.10	2.58	13	40	3.17	1319.04	17.11
4	4	0	0.40	0.87	13	40	3.17	1319.04	17.11
5	4	0	0.71	14.57	25 - 10	10	39.66	66.32	38.14
6	4	0	2.65	4.45	16	40	4.96	1473.08	24.46
7	4	0	2.65	4.45	16	40	4.96	1473.08	24.46
8	4	0	1.10	2.39	16	40	4.96	793.16	13.10

\* = RUIKAKURU HIIOKURU TEIHA: KARANO TACHIAGARIKIN

\*2\* YOFU KTN

T	C	H	H	ASH	D	PCH	AS	SIG-S	SIG-C
1	4	10	7.15	14.55	19 - 13	10	20.66	1225.78	44.74
2	4	10	7.15	14.55	19 - 13	10	20.66	1225.78	44.74
3	4	10	7.15	14.55	19 - 13	10	20.66	1225.78	44.74
4	4	10	2.37	4.83	19	10	28.64	298.83	13.34
5	4	10	4.87	9.91	10	20	14.32	1382.66	34.66
6	4	10	5.42	11.04	19	20	14.32	1317.95	38.82
7	4	10	5.42	11.04	19	20	14.32	1317.95	38.82
8	4	10	4.82	10.01	19	10	28.64	619.22	27.64

\*\*\* 6. KAK HFK: \*\*\*



\*\*\* 3-1 0.ETU HETKU KOKU \*\*\*

\*1\* TATE I

T	C	H	H	ASH	D	PCH	AS	SIG-S	SIG-C
1	2	10	P=27.77(T)	15.43	13 - 13 - 16	10	16.26	1787.57	19.42
2	2	10	0.35	1.53	13	40	3.17	809.21	19.14
3	2	10	0.35	1.50	13	40	3.17	798.52	19.14
4	2	10 <td>P=27.77(T) <td>15.43</td> <td>13 - 13 - 16</td> <td>10</td> <td>16.26</td> <td>1707.57</td> <td>16.95</td> </td>	P=27.77(T) <td>15.43</td> <td>13 - 13 - 16</td> <td>10</td> <td>16.26</td> <td>1707.57</td> <td>16.95</td>	15.43	13 - 13 - 16	10	16.26	1707.57	16.95
5	2	10	0.35	1.33	13	40	3.17	707.26	16.95
6	2	10	0.23	1.02	13	40	3.17	543.86	12.90

\*2\* Y K I

T	C	H	H	ASH	D	PCH	AS	SIG-S	SIG-C
1	2	8	P=32.30(T)	18.22	22	20	19.36	1693.99	1145.10
2	2	8 <th>P=32.30(T)</th> <td>18.22</td> <td>22</td> <td>20</td> <td>19.36</td> <td>1693.99</td> <td>1145.10</td>	P=32.30(T)	18.22	22	20	19.36	1693.99	1145.10
3	2	8 <th>P=32.30(T)</th> <td>18.22</td> <td>19</td> <td>10</td> <td>28.64</td> <td>1145.10</td> <td>1145.10</td>	P=32.30(T)	18.22	19	10	28.64	1145.10	1145.10

\*\*\* 3-2 0.ETU YONAKU HUKU \*\*\*

\*1\* TATE I

T	C	H	H	ASH	D	PCH	AS	SIG-S	SIG-C
1	2	10	P=28.95(T)	15.86	13 - 13 - 16	10	16.26	1785.78	20.62
2	2	10	0.17	1.62	13	40	3.17	868.28	20.33
3	2	10	0.17	1.60	13	40	3.17	848.16	20.33
4	2	10 <th>P=28.95(T)</th> <td>15.86</td> <td>13 - 13 - 16</td> <td>10</td> <td>16.26</td> <td>1785.78</td> <td>19.32</td>	P=28.95(T)	15.86	13 - 13 - 16	10	16.26	1785.78	19.32
5	2	10	0.15	1.52	13	40	3.17	855.75	19.32
6	2	10	0.17	1.15	13	40	3.17	611.80	14.67

\*2\* Y K I

T	C	H	H	ASH	D	PCH	AS	SIG-S	SIG-C
1	2	8	P=32.30(T)	17.78	22	20	19.36	1693.28	1117.58
2	2	8 <th>P=32.30(T)</th> <td>17.78</td> <td>22</td> <td>20</td> <td>19.36 <td>1693.28 <td>1117.58</td> </td></td>	P=32.30(T)	17.78	22	20	19.36 <td>1693.28 <td>1117.58</td> </td>	1693.28 <td>1117.58</td>	1117.58
3	2	8 <th>P=32.30(T)</th> <td>17.78</td> <td>19</td> <td>10</td> <td>28.64</td> <td>1117.58</td> <td>1117.58</td>	P=32.30(T)	17.78	19	10	28.64	1117.58	1117.58

圖-6.21 (3) 配筋計算結果

\*\*\*\*\* ZAIRYO HYO \*\*\*\*\*

\*\*\* TEIBAN \*\*\*

\* 1. \* SOTOGAWA

NO	KEI MM	NAGASA M	TANIJURYO KG/M	HONSU HON	JURYO KG
T 1-1	19	8,500	2,250	16	306,000
T 1-2	19	6,060	2,250	16	218,160
T 2-1	25	8,500	3,980	21	710,430
T 2-2	25	6,060	3,980	21	506,496
T 3-1	19	8,000	2,250	18	324,000
T 3-2	19	5,910	2,250	18	239,355
T 3-3	19	1,700	2,250	36	137,700
T 4-1	25	8,000	3,980	18	573,120
T 4-2	25	5,910	3,980	18	423,393
T 4-3	25	1,700	3,980	36	243,576
T 5-1	22	3,050	3,040	68	630,496
T 5-2	22	1,700	3,040	68	351,424
T 6-1	25	3,050	3,980	72	874,008
T 6-2	25	1,700	3,980	72	487,152
T 7	13	2,850	0,995	34	96,416
T 8	19	2,850	2,250	36	230,850
T 9-1	19	8,000	2,250	20	360,000
T 9-2	19	5,420	2,250	20	243,900
T 9-3	19	5,500	2,250	20	247,500
T10-1	13	8,000	0,995	7	55,720
T10-2	13	5,420	0,995	7	37,750
T10-3	13	5,500	0,995	7	38,308
T11-1	19	7,500	2,250	18	303,750
T11-2	19	5,420	2,250	18	219,510
T11-3	19	5,500	2,250	18	222,750
T11-4	19	1,700	2,250	36	137,700
T12-1	13	7,500	0,995	6	44,775
T12-2	13	5,420	0,995	6	32,357
T12-3	13	5,500	0,995	6	32,835
T12-4	13	1,700	0,995	12	20,298
T13-1	22	2,950	3,040	20	179,360
T13-2	22	1,700	3,040	20	103,360
T14-1	25	2,950	3,980	48	563,568
T14-2	25	1,700	3,980	48	324,768
T15-1	19	2,950	2,250	24	159,300
T15-2	19	1,700	2,250	24	91,800
T16	22	2,850	3,040	20	173,280
T17	25	2,850	3,980	48	544,464
T18	19	2,850	2,250	24	153,900

\* 2. \* UCHIGAWA

NO	KEI MM	NAGASA M	TANIJURYO KG/M	HONSU HON	JURYO KG
T19-1	16	6,500	1,560	34	344,760
T19-2	16	4,740	1,560	34	251,410
T20-1	19	6,500	2,250	39	570,375
T20-2	19	4,740	2,250	39	415,935
T21	13	1,750	0,995	140	243,775
T22	13	2,900	0,995	36	103,878
T23-1	16	9,500	1,560	75	1111,500
T23-2	16	6,140	1,560	75	718,380
T24	13	1,700	0,995	44	74,426
T25	13	2,850	0,995	44	124,773

\*\*\*\*\* KEI BETSU JURYO \*\*\*\*\*

KEI MM	JURYO KG
13	905,311
16	2426,050
19	4582,487
22	1437,920
25	5250,975
SOJURYO 14602,742	

図-6.2.2 底版材料表

\*\*\*\*\* ZATEYO HYO \*\*\*\*\*

\*\*\* SHIMIZU I \*\*\*

\* 1. \* H-IKO HOKU

SOTOGAWA					
NO	KEI MM	HAGASA "	TANJIJURYO KG/"	HONSHU HO"	JURYU KG
S 1-1	13	3,150	0,995	16	50,148
S 1-2	13	3,400	0,995	16	54,128
S 1-3	13	2,000	0,995	16	31,840
S 2-1	13	3,400	0,995	16	54,128
S 2-2	13	3,400	0,995	16	54,128
S 2-3	13	2,400	0,995	16	38,208
S 3-1	10	3,150	1,560	21	103,104
S 3-2	10	3,400	1,560	21	111,384
S 3-3	10	2,000	1,560	21	75,500
S 4-1	10	3,400	1,560	21	111,384
S 4-2	10	3,400	1,560	21	111,384
S 4-3	10	2,400	1,560	21	78,624
S 5-1	19	7,500	2,250	96	1620,004
S 5-2	19	2,000	2,250	96	1944,004
S 5-3	19	10,000	2,250	96	2180,302
S 6	13	2,800	0,995	16	468,248
S 7	13	2,600	0,995	16	434,616

UCHIGAWA

NO	KEI MM	HAGASA "	TANJIJURYO KG/"	HONSHU HO"	JURYU KG
S 8-1	19	6,240	2,250	10	140,400
S 8-2	19	0,500	2,250	10	213,750
S 9-1	16	6,140	1,560	84	604,586
S 9-2	16	0,500	1,560	84	1244,880
S10	19	1,600	2,250	16	604,800
S11	19	2,600	2,250	16	982,800
S12-1	16	1,920	1,560	20	59,904
S12-2	16	3,400	1,560	20	106,080
S12-3	16	3,400	1,560	20	106,080
S12-4	16	2,000	1,560	20	62,400
S13-1	16	1,920	1,560	20	47,424
S13-2	16	3,400	1,560	20	106,080
S13-3	16	3,400	1,560	20	106,080
S13-4	16	2,400	1,560	20	74,880
S14-1	13	1,920	0,995	15	28,656
S14-2	13	3,400	0,995	15	50,745
S14-3	13	3,400	0,995	15	50,745
S14-4	13	2,000	0,995	15	29,450
S15-1	13	1,920	0,995	15	22,686
S15-2	13	3,400	0,995	15	50,745
S15-3	13	3,400	0,995	15	50,745
S15-4	13	2,400	0,995	15	35,820
S16-1	19	1,920	2,250	36	131,220
S16-2	19	1,700	2,250	36	137,700
S17-1	16	1,620	1,560	10	279,938
S17-2	16	1,700	1,560	10	280,416

\* 2. \* S-QEAIU HOKU

SOTOGAWA

NO	KEI MM	HAGASA "	TANJIJURYO KG/"	HONSHU HO"	JURYU KG
S18-1	13	3,300	0,995	17	42,686
S18-2	13	3,400	0,995	17	43,979
S18-3	13	2,000	0,995	17	25,870
S19-1	13	3,400	0,995	17	43,979
S19-2	13	3,400	0,995	17	43,979
S19-3	13	2,400	0,995	17	31,744
S20-1	10	3,300	0,995	14	32,372
S20-2	10	3,400	1,560	14	74,266
S20-3	10	2,000	1,560	14	43,680
S21-1	10	3,400	1,560	14	74,266
S21-2	10	3,400	1,560	14	74,266
S21-3	10	2,400	1,560	14	52,416
S22	19	2,700	0,995	84	229,866

UCHIGAWA

NO	KEI MM	HAGASA "	TANJIJURYO KG/"	HONSHU HO"	JURYU KG
S23-1	19	4,740	2,250	17	156,650
S23-2	19	6,500	2,250	17	146,250
S24-1	16	4,640	1,560	60	448,721
S24-2	16	6,500	1,560	60	628,680
S25-1	13	4,500	0,995	22	100,475
S25-2	13	6,500	0,995	22	142,785
S26	19	3,600	2,250	16	623,700
S27	19	2,700	2,250	84	510,300
S28-1	16	1,920	1,560	27	80,870
S28-2	16	3,400	1,560	27	143,708
S28-3	16	3,400	1,560	27	143,708
S28-4	16	2,000	1,560	27	84,240
S29-1	16	1,920	1,560	27	64,022
S29-2	16	3,400	1,560	27	143,708
S29-3	16	3,400	1,560	27	143,708
S29-4	16	2,400	1,560	27	101,088
S30-1	19	1,620	2,250	30	116,840
S30-2	19	1,700	2,250	30	122,400
S31-1	13	1,620	0,995	16	25,790
S31-2	13	1,700	0,995	16	27,064
S32-1	16	1,620	1,560	40	101,388
S32-2	16	1,700	1,560	40	106,080

\*\*\*\*\* KEI REYSHI JURYU \*\*\*\*\*

KEI MM	JURYU KG
13	2258,058
16	6437,845
19	9560,621
22	0
25	0

SOTOGAWA 19256,529

図-6.23 側壁材料表

\*\*\*\*\* ZATRYO HYO \*\*\*\*\*

\*\*\* KAKUHEI I \*\*\*

\* 1. \* HIFIKO HOKO

NO	KEI MM	NAGASA M	TANIJURYO KG/M	HONSU HON	JURYO KG
K 1-1	13	1,820	0,995	18	32,596
K 1-2	13	3,350	0,995	18	59,999
K 1-3	13	3,350	0,995	18	59,999
K 1-4	13	2,050	0,995	18	36,716
K 2-1	13	1,470	0,995	15	21,940
K 2-2	13	3,350	0,995	15	49,999
K 2-3	13	3,350	0,995	15	49,999
K 2-4	13	2,400	0,995	15	35,820
K 3-1	13	1,520	0,995	36	54,446
K 3-2	13	1,700	0,995	36	60,894
K 4-1	16	1,520	1,560	70	165,984
K 4-2	16	1,700	1,560	70	185,640
K 5-1	19	6,240	2,250	5	70,200
K 5-2	19	9,500	2,250	5	106,875
K 6-1	22	6,290	3,040	42	803,107
K 6-2	22	9,500	3,040	42	1212,960

\* 2. \* CHOKAKU HOKO

NO	KEI MM	NAGASA M	TANIJURYO KG/M	HONSU HON	JURYO KG
K 7-1	13	1,820	0,995	24	43,462
K 7-2	13	3,350	0,995	24	79,998
K 7-3	13	3,350	0,995	24	79,998
K 7-4	13	2,050	0,995	24	48,954
K 8-1	13	1,470	0,995	26	38,029
K 8-2	13	3,350	0,995	26	86,665
K 8-3	13	3,350	0,995	26	86,665
K 8-4	13	2,400	0,995	26	62,088
K 9-1	13	1,520	0,995	48	72,595
K 9-2	13	1,700	0,995	48	81,192
K10-1	16	1,520	1,560	92	218,150
K10-2	16	1,700	1,560	92	243,984
K11-1	19	4,740	2,250	10	106,650
K11-2	19	6,500	2,250	10	146,250
K12-1	22	4,790	3,040	84	1223,174
K12-2	22	6,500	3,040	84	1659,840

\*\*\*\*\* KEI BETSU JURYO \*\*\*\*\*

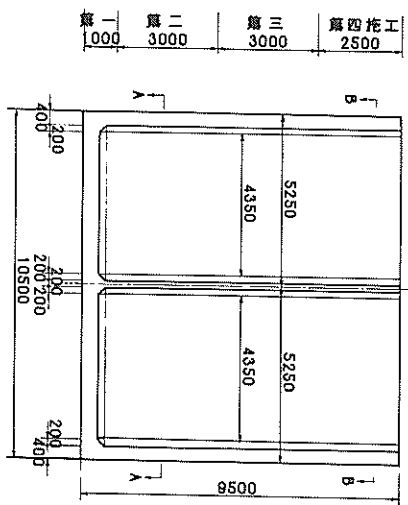
KEI MM	JURYO KG
13	1142,051
16	813,758
19	429,975
22	4899,082
25	0,

S0.JURYO 7284,866

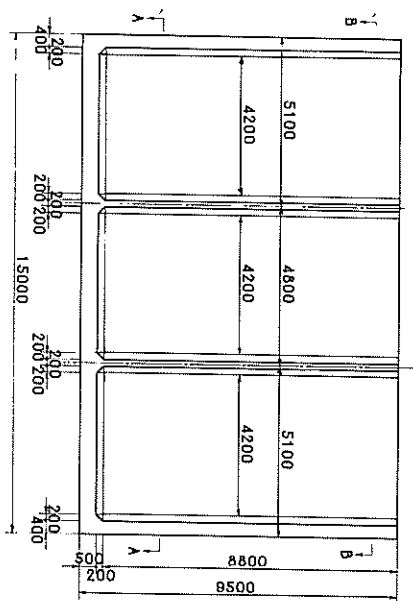
図-6.24 隔 壁 材 料 表

とーの一般図

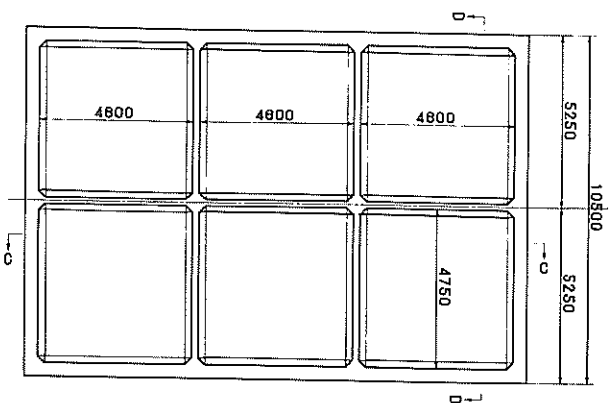
断面図



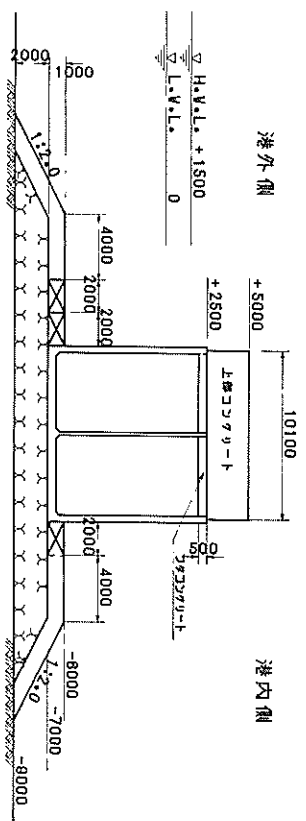
側面図



平面図



標準断面図 S=1/200







側壁法線平行方向配筋図

外側

内側

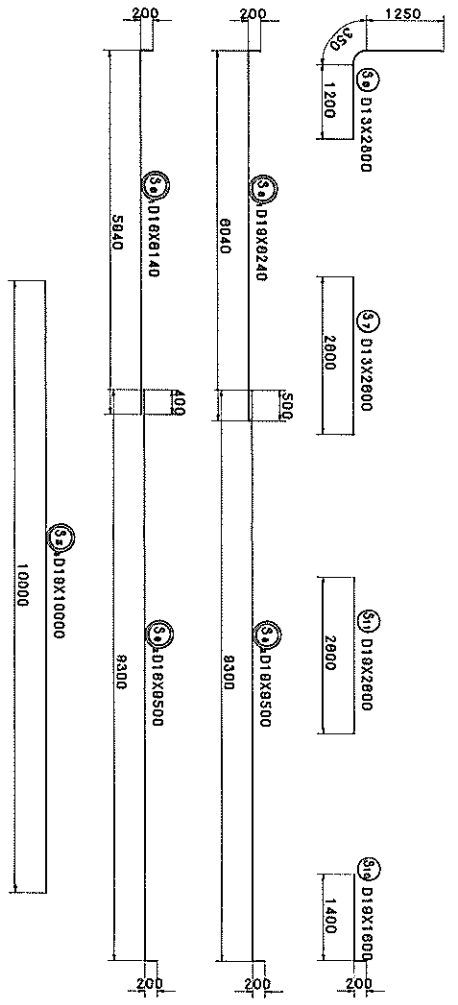
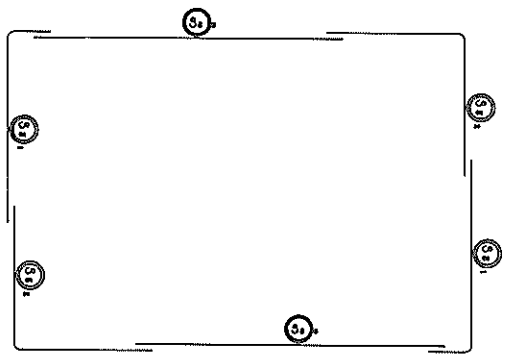
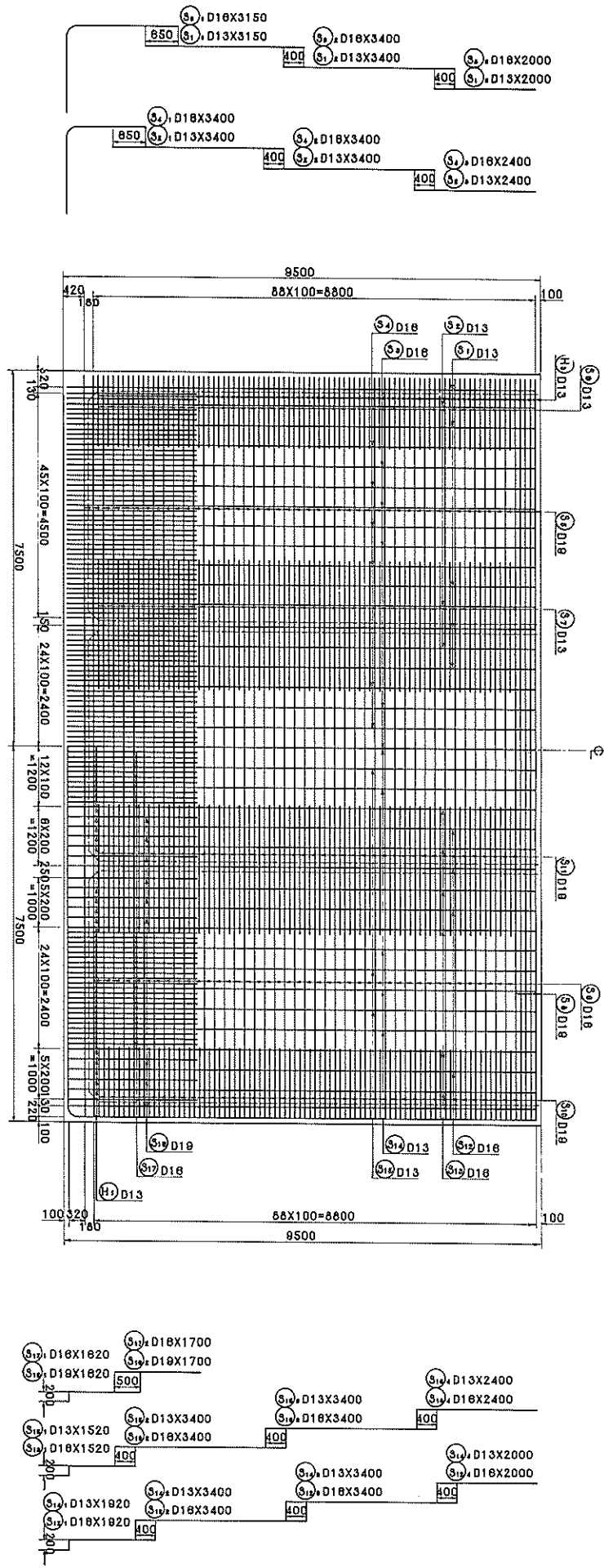


図 6.27(1)



隔壁法線平行方向配筋圖

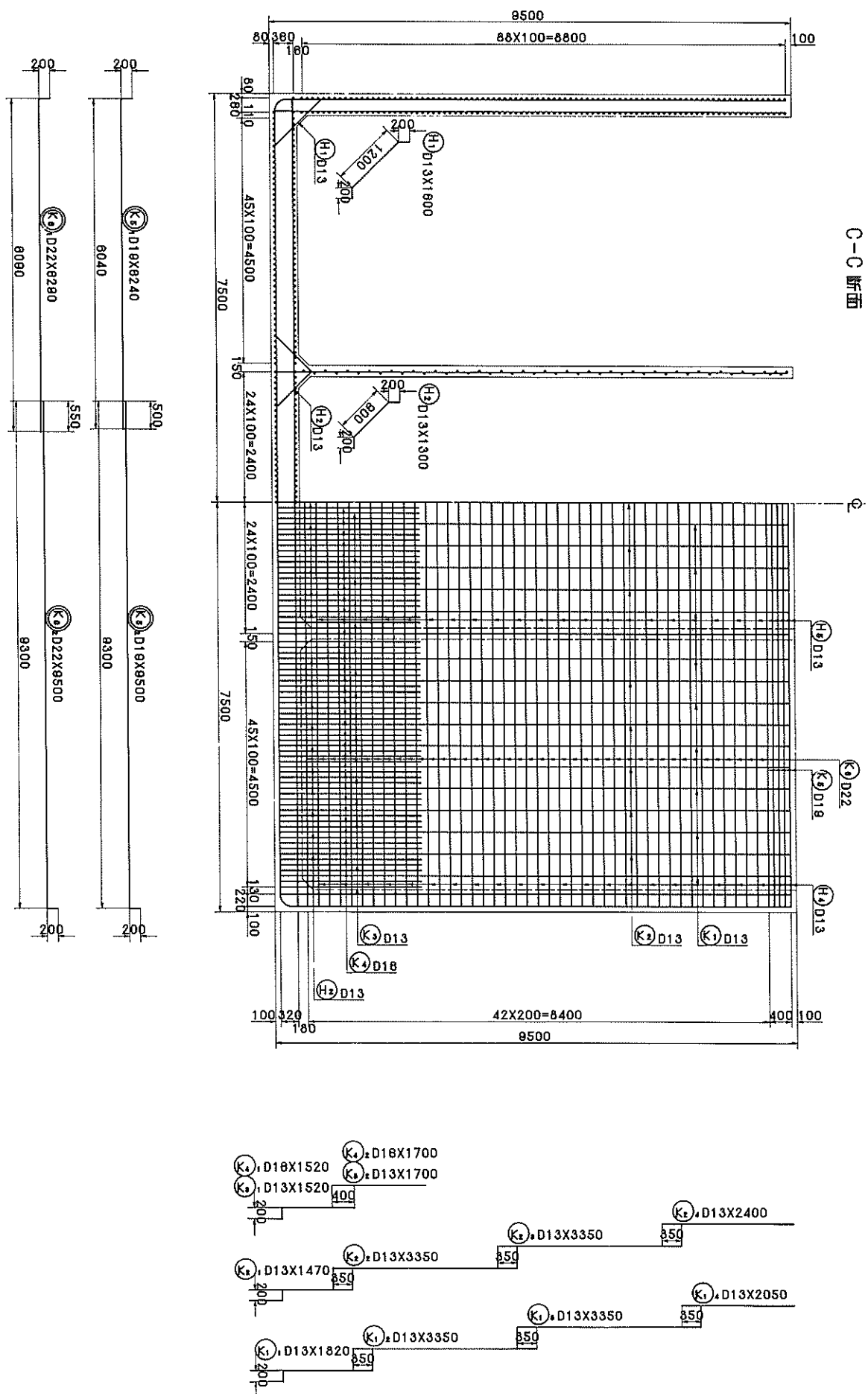


圖 6.2 8 (1) 隔壁法線平行方向配筋圖

隔墻法線直角方向配筋圖

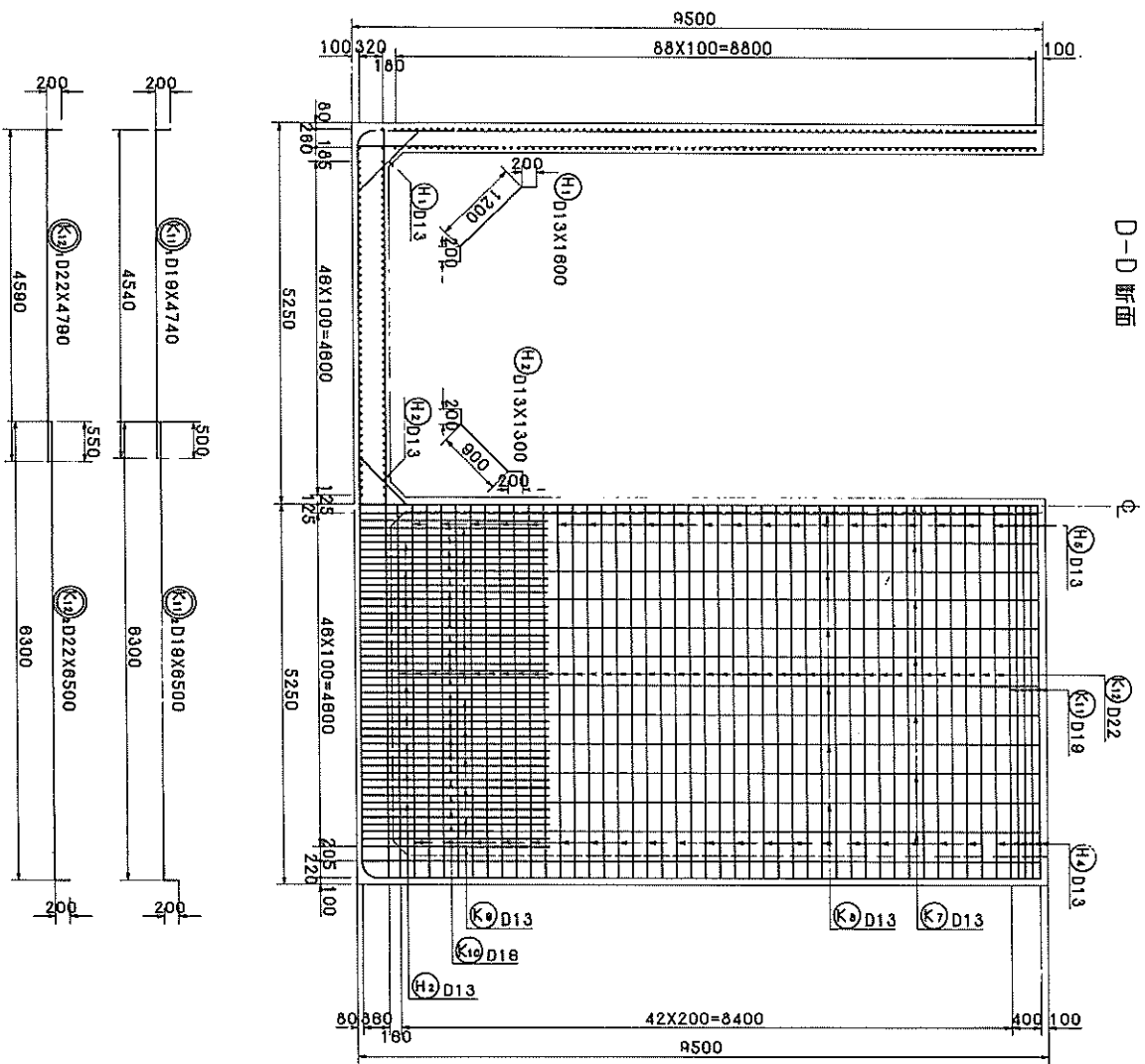


圖 6.2 8(2) 隔墻法線直角方向配筋圖

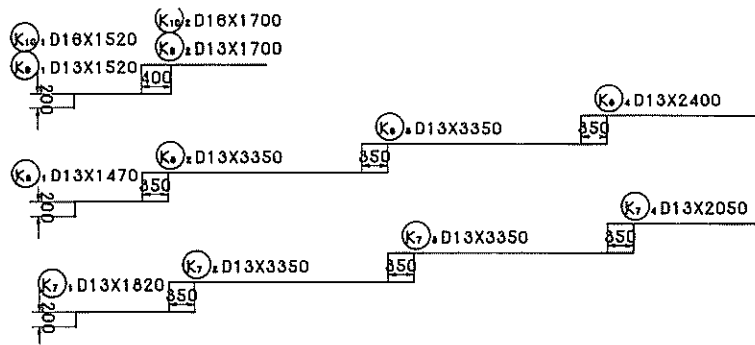


圖 6.2 8(2) 隔墻法線直角方向配筋圖

## 7. あとがき

昭和48年4月本自動設計システム開発作業に着手して以来2年の年月を要してここに完成することができた。開発当初は設計法、製図法はほぼ整備されているとの感があったがいざ電子計算処理を行なわせるとなると製図に関する構造細目の決定をはじめとし、現行設計法の検討が必要となりこれらの解決に多くの時間を費した。また本自動設計プログラムは膨大でありテストランを実行して生ずるムシをつぶす作業時間も相当なものであり、これらに費した時間が大半を占めている。

現在側壁を四辺固定にすべきであるとか、波圧を考慮した設計をすべきであるとか等防波堤に関する種々の問題が指摘されている。これらの問題が解決されれば当然本自動設計にも組み込みたいと思っている。一方現状では人力で行なっていた配筋計算等をプログラム化したに過ぎないという感もあり、今後その道は険しいと思われるが著者等の理想である最適設計にも取り組みたいと思っている。この報告を通じ大方の御批判を頂き今後とも努力いたしたい所存である。

本自動設計システムの開発に当っては各方面から多大の御協力を頂いた。各港湾建設局等の関係各位には、設計仕様、構造細目等の検討、本システムによる設計結果の検討等で御協力を頂き、港研中山設計基準課長はじめ同課の諸兄にも種々御助言を頂き、港研設計基準課佐藤技官には、標準断面図の図化プログラムの作成の一部を担当して頂き深く感謝いたします。またプログラム作成は東京芝浦電気(株)に委託したが、ハードスケジュールの中で完遂された同社の嶋巣、藤井、高山、吉田、翠川、福島の諸氏にも謝意を表したい。

最後に、本自動設計システムが広く利用され港湾建設技術の向上に寄与することを期待してやまない。

(1975年3月31日受付)

## 参考文献

- 1) 中山ほか：港湾構造物の設計の自動化、港研資料、  
4150、1972.12、P.103
- 2) 塩見ほか：L型ブロック式けい船岸の自動設計、湾研資料、4185、1974.6 P.121
- 3) 運輸省港湾局編：港湾構造物設計基準、日本港湾協会  
1968.9
- 4) 土木学会コンクリート委員会：コンクリート標準示方書解説 昭和49年度版、土木学会、1974.9 P.434
- 5) 日本建築学会編：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説、日本建築学会、1971.5、P.579
- 6) 運輸省港湾局編：港湾工事共通仕様書、日本港湾協会  
1971
- 7) 土木学会土木製図基準改訂委員会：土木製図基準  
1967月改訂版、土木学会、1967.3、P.151
- 8) 運輸省港湾局編：港湾構造物製図規程、運輸省港湾局  
(内部規程)
- 9) 運輸省港湾技術研究所設計基準部設計基準課：港湾構造物集覧、1971~1974
- 10) 堀井・本：解析法による版の曲げモーメント数値表、  
港研資料、443、1968.3、P.42
- 11) 伊藤ほか：防波堤の安定性に関する研究、港研報告、  
Vol.5 414、1966.9、P.20-37
- 12) Itoh, Y: Stability of mixed-type breakwater-a method of probable sliding distance, Coastal Engineering in Japan, Vol.14, J S C E, 1971, PP.53-61
- 13) 合田良実：防波堤の設計波圧に関する研究、港研報告、  
Vol.12 43、1973.9、P.31-69
- 14) H.M.Westergaard: Water Pressure on Dams during Earthquakes, Trans of A.S.C.E., Vol.98, 1933, PP.418-433
- 15) 運輸省第二港湾建設局横浜調査設計事務所：版の計算図表 第三集、1963.2、P.103



\*\*\* KANSEIJI \*\*\*

NO.= 6 FMWI= 812,306 W1= 225,400 XW1= 5,250 W2= 58,075 XW2= 5,250 W3= 128,750 W4= 0, XPU= 0,

NO.= 7 FMHI= 444,960 V= 154,725 X= 2,374 FMWI= 812,306

NO.= 8 E= 2,876 FW= 12,360 T7= 8,500 W= 20,820 FWH= 444,960 FMWI= 812,306

ZIRIAN=(\*X-R+T/2,-I) = -3.14

NO.= 10 FP2= 8,460 PI= 43,446 FP1= 33,766 FLW= 1,387 FI= 5,536 FLI= 6,923

NO.= 50 SF= 1,826 P2= 0, FP2= 8,460 P1= 48,446 FP1= 33,766 W= 20,820 PW= 12,360 FL= 5,536 FLI= 6,923

TRANG1 MOMENT TABLE

ROX NO.= 1 RAMDA= 1.00 Q= 3,869 LY= 4,900 LX= 5,050

MX MY

0. -0.3552E 00 -0.4243E 00 -0.1875E 00 0. -0.1875E 00 0. -0.2052E 01 -0.2536E 01 -0.1145E 01 0.

-0.2200F 01 0.5131E 00 0.5728E 00 0.5920E 01 -0.9965E 00 -0.3651F 00 0.3947F 00 0.4786F 00 0.1776E 00 -0.1677E 00

-0.3295F 01 0.7893E 00 0.1014E 01 0.1480E 00 -0.11766E 01 -0.5225F 00 0.6808E 00 0.1016E 01 0.4637E 00 -0.2940E 00

-0.2200F 01 0.5131E 00 0.5728E 00 0.5920E 01 -0.9965E 00 -0.3651F 00 0.3947E 00 0.4786F 00 0.1776E 00 -0.1677E 00

0. -0.3552E 00 -0.4243E 00 -0.1875E 00 0. -0.1875E 00 0. -0.2052E 01 -0.2536E 01 -0.1145E 01 0.

UNSTAT MOMENT TABLE

ROX NO.= 1 RAMDA= 1.00 Q= 6,565 LY= 4,900 LX= 5,050

MX MY

0. -0.9041E 00 -0.1446E 01 -0.9041E 00 0. -0.9041E 00 0. -0.5424E 01 -0.8589E 01 -0.5424E 01 0.

-0.5424E 01 0.9878E 00 0.1942E 01 0.19878E 00 -0.5424E 01 -0.9041F 00 0.9878E 00 0.1607E 01 0.9878E 00 -0.9041E 00

-0.8589E 01 0.1607E 01 0.3449E 01 0.1607E 01 -0.8589E 01 -0.1440F 01 0.1942E 01 0.3449E 01 0.1942E 01 -0.1440E 01

-0.8524E 01 0.9878E 00 0.1942E 01 0.19878E 00 -0.5424E 01 -0.9041F 00 0.9878E 00 0.1607E 01 0.9878E 00 -0.9041E 00

0. -0.9041E 00 -0.1446E 01 -0.9041E 00 0. -0.9041E 00 0. -0.5424E 01 -0.8589E 01 -0.5424E 01 0.

TOTAL MOMENT TABLE

ROX NO.= 1 RAMDA= 1.00 Q= 10,434 LY= 4,900 LX= 5,050

MX MY

0. -0.1259E 01 -0.1864E 01 -0.1092E 01 0. -0.1092E 01 0. -0.7477E 01 -0.1112E 02 -0.6569E 01 0.

-0.7625E 01 0.1501E 01 0.2514E 01 0.1047E 01 -0.6421E 01 -0.1269F 01 0.1382F 01 0.1382E 01 0.1165E 01 -0.1072E 01

-0.1188E 02 0.2397E 01 0.4465E 01 0.1755E 01 -0.1035E 02 -0.1902F 01 0.2623E 01 0.4465E 01 0.2406E 01 -0.1786E 01

-0.7625E 01 0.1501E 01 0.2514E 01 0.1047E 01 -0.6421E 01 -0.1269F 01 0.1382F 01 0.1382E 01 0.1165E 01 -0.1072E 01

0. -0.1259E 01 -0.1864E 01 -0.1092E 01 0. -0.1092E 01 0. -0.7477E 01 -0.1112E 02 -0.6569E 01 0.

TRANG2 MOMENT TABLE

ROX NO.= 1 RAMDA= 1.00 Q= -2,962 LY= 4,900 LX= 5,050

MX MY

0. -0.1435E 00 0.3249E 00 0.2720E 00 0. -0.2720E 00 0. -0.8768E 00 0.1194E 01 0.1571E 01 0.

0.7630E 00 -0.4533E 01 -0.4382E 00 -0.3928E 00 -0.3928E 00 -0.1284F 00 -0.1360E 00 -0.3626E 00 -0.3022E 00 0.2795E 00

0.1352E 01 -0.1133E 00 -0.7781E 00 -0.6044E 00 0.2233E 01 0.2266F 00 -0.3551E 00 -0.7781E 00 -0.5213E 00 0.4231E 00

0.7630E 00 -0.4533E 01 -0.4382E 00 -0.3928E 00 -0.3928E 00 -0.1284F 00 -0.1360E 00 -0.3626E 00 -0.3022E 00 0.2795E 00

0. -0.1435E 00 0.3249E 00 0.2720E 00 0. -0.2720E 00 0. -0.8768E 00 0.1194E 01 0.1571E 01 0.



TOTAL MOMENT TABLE		RAMDA= 1.00 Q= -2.962 LY= 4.900 LX= 5.050	
ROX NO.	MX	MY	
0.	0.1435E 00	0.3249E 00	0.2720E 00
0.	0.4533E 01	-0.4382E 00	-0.1955E 01
0.	0.1952E 01	-0.1133E 00	-0.6044E 01
0.	0.7630E 00	-0.4533E 01	-0.4382E 00
0.	0.1435E 00	0.3249E 00	0.2720E 00
0.	0.8763E 00	0.1942E 01	0.1571E 01
0.	0.1284E 00	-0.1360E 00	-0.3072E 00
0.	0.2266E 00	-0.3551E 00	-0.5213E 00
0.	0.1284E 00	-0.1360E 00	-0.3072E 00
0.	0.8763E 00	0.1942E 01	0.1571E 01

- CNSTWT MOMENT TABLE		RAMDA= 1.00 Q= -2.962 LY= 4.900 LX= 5.050	
ROX NO.	MX	MY	
0.	0.4080E 00	0.6497E 00	0.4080E 00
0.	0.2448E 01	-0.8763E 00	-0.4457E 01
0.	0.3876E 01	-0.1556E 01	-0.7252E 00
0.	0.2448E 01	-0.8763E 00	-0.4457E 01
0.	0.4080E 00	0.6497E 00	0.4080E 00
0.	0.2448E 01	-0.8763E 00	-0.4457E 01
0.	0.3876E 01	-0.1556E 01	-0.7252E 00
0.	0.2448E 01	-0.8763E 00	-0.4457E 01
0.	0.4080E 00	0.6497E 00	0.4080E 00

TRANG2 MOMENT TABLE		RAMDA= 1.00 Q= -30.804 LY= 4.900 LX= 5.050	
ROX NO.	MX	MY	
0.	0.1493E 01	0.3376E 01	0.2828E 01
0.	0.7934E 01	-0.4713E 00	-0.4556E 01
0.	0.1406E 02	-0.1178E 01	-0.8092E 01
0.	0.7934E 01	-0.4713E 00	-0.4556E 01
0.	0.1493E 01	0.3376E 01	0.2828E 01
0.	0.9113E 01	0.2019E 02	0.1634E 02
0.	0.1335E 01	-0.1413E 01	-0.3142E 01
0.	0.2357E 01	-0.3692E 01	-0.8092E 01
0.	0.1335E 01	-0.1413E 01	-0.3142E 01
0.	0.9113E 01	0.2019E 02	0.1634E 02

TOTAL MOMENT TABLE		RAMDA= 1.00 Q= -33.766 LY= 4.900 LX= 5.050	
ROX NO.	MX	MY	
0.	0.1901E 01	0.4024E 00	0.3236E 01
0.	0.1038E 02	-0.9171E 00	-0.5433E 01
0.	0.1794E 02	-0.1904E 01	-0.7010E 01
0.	0.1038E 02	-0.9171E 00	-0.5433E 01
0.	0.1901E 01	0.4024E 00	0.3236E 01
0.	0.1156E 02	0.2407E 02	0.1879E 02
0.	0.1743E 01	-0.1860E 01	-0.4496E 01
0.	0.3006E 01	-0.4569E 01	-0.9638E 01
0.	0.1743E 01	-0.1860E 01	-0.4496E 01
0.	0.1156E 02	0.2407E 02	0.1879E 02

\*\*\*\*\* ZIRAI REACTION AT EACH POINT OF TEIRAN \*\*\*\*\*

KA	SEI	WATER LEVEL	0.	SAIHA	YAMA
FF(1)=		8.46	TON		
FF(2)=		-2.96	TON		
FF(3)=		-33.77	TON		



TRANG1 MOMENT TABLE

ROX NO. = 2	RAMPDA = 1.00	Q =	-2,950	LY =	4,900	LX =	5,050	MY
0.	0.2708E 00	0.3235E 00	0.1429E 01	0.	0.	0.2783F 00	-0.3009E 00	0.1565E 01
0.	0.1678F 01	-0.3912E 00	-0.4333E 00	-0.4514E -01	0.7598E 00	0.	0.	0.1933E 01
0.	0.2513F 01	-0.6018E 00	-0.7748E 00	-0.1128F 00	0.1547E 01	0.4213E 00	-0.5191E 00	-0.3611E 00
0.	0.1678E 01	-0.3912E 00	-0.4333E 00	-0.4514E -01	0.7598E 00	0.	0.	0.1933E 01
0.	0.2708E 00	0.3235E 00	0.1429E 00	0.	0.	0.2783F 00	-0.3009E 00	0.1565E 01

CONSTANT MOMENT TABLE

ROX NO. = 2	RAMPDA = 1.00	Q =	-4,258	LY =	4,900	LX =	5,050	MY
0.	0.5864E 00	0.9338E 00	0.5864E 00	0.	0.	0.5864E 00	-0.6406E 00	0.3518E 01
0.	0.3518F 01	-0.6406E 00	-0.1260E 01	-0.6406E 00	0.3218E 01	0.	0.	0.5864E 00
0.	0.5570F 01	-0.1042E 01	-0.2237E 01	-0.1042E 01	0.5570E 01	0.9338E 00	-0.1260E 01	-0.3611E 00
0.	0.3518E 01	-0.6406E 00	-0.1260E 01	-0.6406E 00	0.3218E 01	0.	0.	0.5864E 00
0.	0.5864E 00	0.9338E 00	0.5864E 00	0.	0.	0.5864E 00	-0.6406E 00	0.3518E 01

TOTAL MOMENT TABLE

ROX NO. = 2	RAMPDA = 1.00	Q =	-7,208	LY =	4,900	LX =	5,050	MY
0.	0.8572E 00	0.1257E 01	0.7293E 00	0.	0.	0.8647E 00	-0.9416E 00	0.5083E 01
0.	0.5196F 01	-0.1032E 01	-0.1696E 01	-0.6858E 00	0.4278E 01	0.	0.	0.7504F 01
0.	0.3083F 01	-0.1644E 01	-0.3012E 01	-0.1155E 01	0.617E 01	0.1355E 01	-0.1779E 01	-0.1404E 01
0.	0.5196E 01	-0.1032E 01	-0.1696E 01	-0.6858E 00	0.4278E 01	0.	0.	0.7504F 01
0.	0.8572E 00	0.1257E 01	0.7293E 00	0.	0.	0.8647E 00	-0.9416E 00	0.5083E 01

\*\*\*\* ZIRAN REACTION AT EACH POINT OF TEHRAN \*\*\*\*

KA SEI	WATER LEVEL	0.	SAIHA	TANI
FF(1) =	10.16	TON		
FF(2) =	-7.21	TON		
FF(3) =	-4.26	TON		

NO. = 6 FMMI = 812.306 WI = 229.400 XMI = 51250 WZ = 58.075 XWZ = 5.250 MM = 178.750 PU = 0. XPU = 0.

NO. = 7 FMM = 444.960 VE = 154.725 XE = 21374 FMMI = 812.306

NO. = 8 E = 2.876 FM = 12.360 Y = 81500 U = 20.820 FMM = 444.960 FMMI = 812.306

ZIRANE = X\*8+Y/2, F = -3.18

NO. = 10 FPZ = 8.460 PI = 43.446 FPI = 33.766 FLW = 1.387 FL = 5.536 FLI = 6.923

NO. = 50 SF = 1.426 PZ = 0. FPZ = 8.460 PI = 43.446 FPI = 33.766 WZ = 20.820 PMS = 12.360 FLW = 5.

TRANG1 MOMENT TABLE

ROX NO. = 1	RAMPDA = 1.00	Q =	3,969	LY =	4,900	LX =	5,050	MY
0.	0.3552E 00	-0.4243E 00	-0.1875E 00	0.	0.	0.	0.	-0.2052E 01
0.	0.2200F 01	0.5131E 00	0.5920E 01	0.9265E 00	-0.3651F 00	0.3947E 00	0.	0.
0.	0.3295F 01	0.7898E 00	0.1014E 01	0.1460E 00	-0.1766E 01	-0.5525F 00	0.6808E 00	0.
0.	0.2200F 01	0.5131E 00	0.5920E 01	0.9265E 00	-0.3651F 00	0.3947E 00	0.	0.
0.	0.3552E 00	-0.4243E 00	-0.1875E 00	0.	0.	0.	0.	-0.2052E 01

2-1 MOMENT NO KEISAN

\*\*\* HUYUJUJI HOUSEN=CHYOKKAKU=HOIKOU \*\*\*

S= 2 P= 5.96 FLV= 9.25 RAMDA= 1.83 IR= 8 IOVERS= 0

SANKAK MOMENT TABLE

	MX		LV= 5.05 LX= 9.25		MY									
0.	-4.912	-7.148	-6.281	-4.350	-2.373	0.091	0.	0.	-0.821	-1.186	-1.049	-0.730	-0.395	0.
-0.700	0.821	1.080	0.852	0.548	0.304	0.	0.	-4.213	0.806	0.806	0.350	0.091	0.015	0.
-1.125	1.886	3.224	3.011	2.190	1.338	0.821	0.	-6.707	1.338	1.643	0.897	0.380	0.137	0.
-0.700	0.821	1.080	0.852	0.548	0.304	0.	0.	-4.213	0.806	0.806	0.350	0.091	0.015	0.
0.	-4.912	-7.148	-6.281	-4.350	-2.373	0.091	0.	0.	-0.821	-1.186	-1.049	-0.730	-0.395	0.

TOTAL MOMENT TABLE

RAMDA= 1.75 0= 5.96 LV= 5.05 LX= 9.25

	MX		LV= 5.96 LX= 9.25		MY									
0.	-4.912	-7.148	-6.281	-4.350	-2.373	0.091	0.	0.	-0.821	-1.186	-1.049	-0.730	-0.395	0.
-0.700	0.821	1.080	0.852	0.548	0.304	0.	0.	-4.213	0.806	0.806	0.350	0.091	0.015	0.
-1.125	1.886	3.224	3.011	2.190	1.338	0.821	0.	-6.707	1.338	1.643	0.897	0.380	0.137	0.
-0.700	0.821	1.080	0.852	0.548	0.304	0.	0.	-4.213	0.806	0.806	0.350	0.091	0.015	0.
0.	-4.912	-7.148	-6.281	-4.350	-2.373	0.091	0.	0.	-0.821	-1.186	-1.049	-0.730	-0.395	0.

\*\*\* HUYUJUJI HOUSEN=HEIKOU=HOIKOU \*\*\*

S= 3 P= 5.96 FLV= 9.25 RAMDA= 1.89 IR= 9 IOVERS= 0

SANKAK MOMENT TABLE

	MX		LV= 4.90 LX= 9.25		MY									
0.	-5.441	-7.274	-6.073	-4.038	-2.091	0.096	0.	0.	-0.902	-1.217	-1.002	-0.673	-0.344	0.
-0.687	0.902	1.045	0.748	0.501	0.272	-0.014	0.	-4.081	0.859	0.644	0.243	0.057	0.	0.
-1.088	2.191	3.351	2.935	2.088	1.188	0.673	0.	-6.144	1.508	1.418	0.718	0.315	0.115	0.
-0.687	0.902	1.045	0.748	0.501	0.272	-0.014	0.	-4.081	0.859	0.644	0.243	0.057	0.	0.
0.	-5.441	-7.274	-6.073	-4.038	-2.091	0.096	0.	0.	-0.902	-1.217	-1.002	-0.673	-0.344	0.

TOTAL MOMENT TABLE

RAMDAE		2.00	00	5.90	LY=	4.90	LX=	9.25	MY					
MX														
0.	-5.441	-7.274	-6.043	-4.038	-2.091	0.086	0.	0.	-0.902	-1.217	-1.002	-0.673	-0.344	0.
0.	0.687	0.902	1.045	0.748	0.501	0.272	-0.014	0.	4.081	0.859	0.644	0.243	0.057	0.
-1.088	2.191	3.351	2.935	2.048	1.188	0.673	0.	0.	-6.544	1.503	1.414	0.716	0.315	0.
0.	0.687	0.902	1.045	0.748	0.501	0.272	-0.014	0.	4.081	0.859	0.644	0.243	0.057	0.
0.	-5.441	-7.274	-6.043	-4.038	-2.091	0.086	0.	0.	-0.902	-1.217	-1.002	-0.673	-0.344	0.

\*\*\* FIYUJJI NO HANKYOHUTEI \*\*\*  
 S= 4 CHYOKKAU-HOUKOU JAN 1.29 HEIKOU-HOUKOU JAN 1.25

\*\*\* SUTUKEGO HUSEN=CHYOKKAKU-HOUKOU \*\*\*

TORUNPU HIMEI T TABLE

RAMDAE		1.75	00	-4.00	LY=	5.05	LX=	9.25	MY					
MX														
0.	4.298	7.570	8.668	8.834	8.699	5.996	0.	0.	0.715	1.263	1.450	1.471	1.450	0.
0.590	-0.673	-1.087	-1.118	-1.118	-1.181	-0.942	0.	0.	3.563	-0.487	-0.632	-0.352	-0.228	-0.394
0.984	-1.781	-3.552	-4.194	-4.381	-4.370	-4.287	0.	0.	5.882	-0.849	-1.377	-1.005	-0.839	-1.046
0.590	-0.673	-1.087	-1.118	-1.118	-1.181	-0.942	0.	0.	3.563	-0.487	-0.632	-0.352	-0.228	-0.394
0.	4.298	7.570	8.668	8.834	8.699	5.996	0.	0.	0.715	1.263	1.450	1.471	1.450	0.

SANKAK MOJENT TABLE

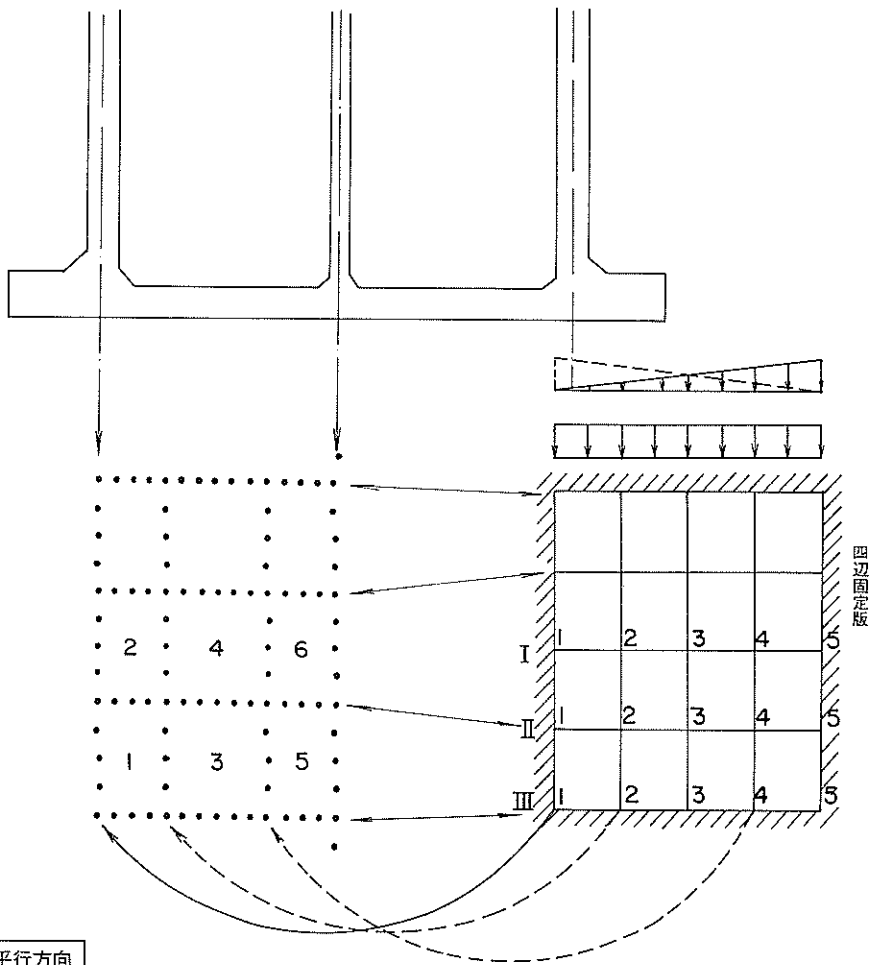
RAMDAE		1.75	00	-2.40	LY=	5.05	LX=	9.25	MY				
MX													
0.	2.004	2.917	2.563	1.775	0.968	-0.007	0.	0.	0.335	0.484	0.428	0.298	0.
0.285	-0.335	-0.441	-0.348	-0.223	-0.124	0.	0.	0.	1.719	-0.329	-0.143	-0.037	0.
0.459	-0.770	-1.316	-1.229	-0.894	-0.546	-0.335	0.	0.	2.737	-0.546	-0.470	-0.366	-0.
0.285	-0.335	-0.441	-0.348	-0.223	-0.124	0.	0.	0.	1.719	-0.329	-0.143	-0.037	0.
0.	2.004	2.917	2.563	1.775	0.968	-0.007	0.	0.	0.335	0.484	0.428	0.298	0.

TOTAL MOJENT TABLE

0. 6.502 10  
 0.876 -1.008  
 1.447

# 配筋計算結果の説明

## 1 底版



法線平行方向

\* 2 \* SHITAGAWA KIN

	T	DH	M	ASN	D	PCH	AS	SIG-S	SIG-C
	CM	CM	T * M	CM * * 2	MM	CM	CM * * 2	KG/CM * * 2	KG/CM * * 2
1	50.	40.	18.79	30.60	19-22	10	33.68	1604.13	68.93
2	50.	40.	-5.05	8.22	19	20	14.32	971.61	24.99
3	50.	40.	24.06	39.20	19-25	10	39.66	1761.52	83.85
4	50.	40.	4.47	7.27	19	20	14.32	859.29	22.10
5	50.	40.	11.56	18.83	13-19	10	20.66	1568.03	50.04
6	50.	40.	3.01	4.90	13	20	6.34	1268.12	20.55

T ..... 版の厚さ

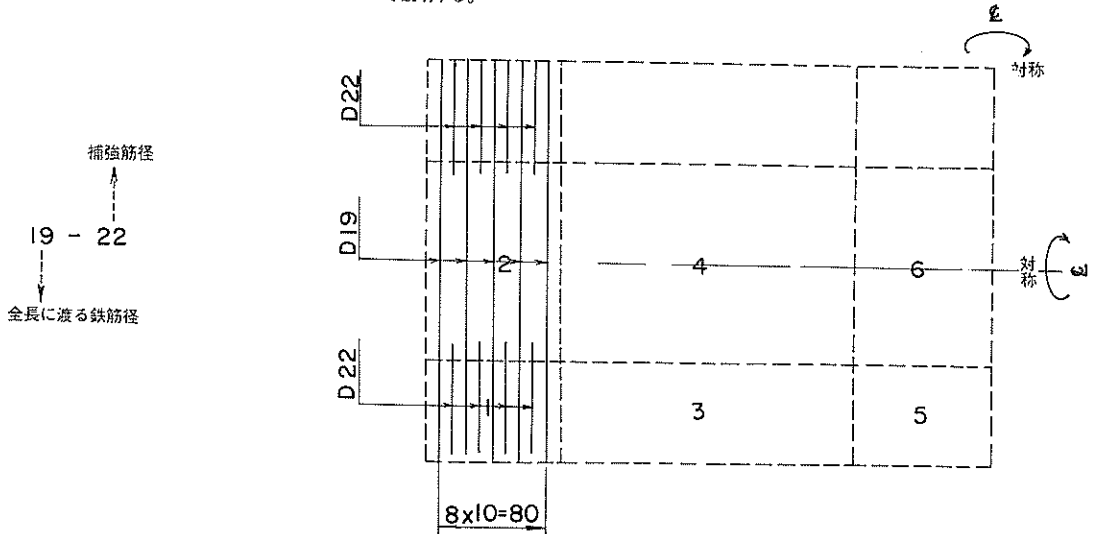
DH ..... 版の有効高さ

M ..... 設計モーメント

※ I 区間の 18.79 TM は四辺固定版の II 1、II 2、III 1、III 2 の最大モーメントである。

- ASN ..... 設計モーメントに対する必要鉄筋量
- D ..... 使用鉄筋径
- PCH ..... 配筋間隔
- AS ..... 使用鉄筋量
- SIG-S ..... 鉄筋引張応力度
- SIG-C ..... コンクリート圧縮応力度

1、2区間に採用しているD、PCHについて説明する。

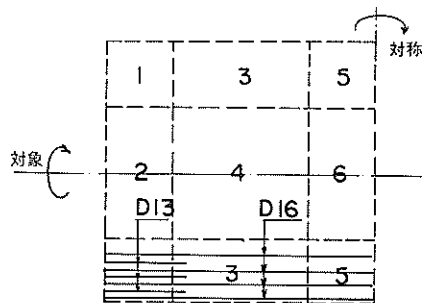


法線直角方向

\* 1 \* UEGAWAKIN

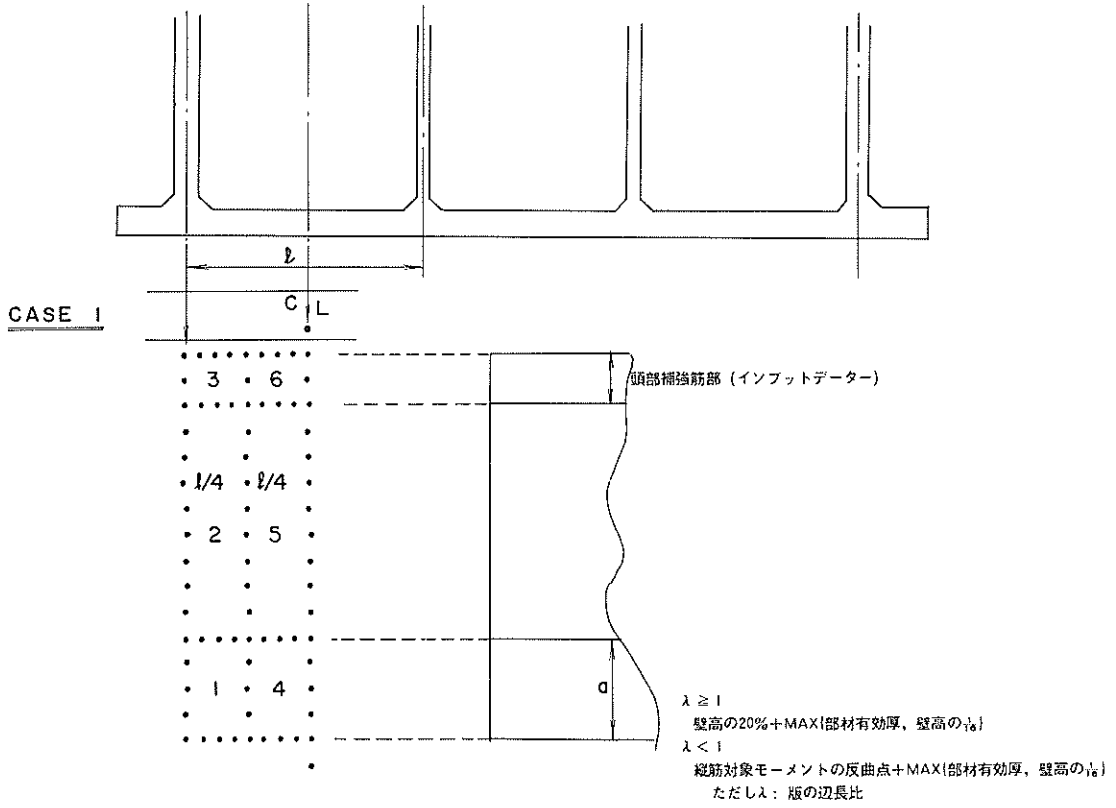
T	DH	M	ASN	D	PCH	AS	SIG-S	SIG-C	
CN	CM	T*M	CM**2	MM	CM	CM**2	KG/CM**2	KG/CM**2	
1	50.	44.	8.44	12.50	16-13	10	16.26	1302.33	34.12
2	50.	44.	12.90	19.10	19-13	10	20.66	1583.05	47.73
3	50.	44.	5.43	8.04	16	20	9.92	1347.22	26.59
4	50.	44.	9.65	14.29	19	20	14.32	1681.01	40.91
5	50.	44.	6.42	9.51	16	20	9.92	1592.40	31.43
6	50.	44.	10.36	15.33	19-13	10	20.66	1271.09	38.33

1、3、5区間に採用しているD、PCHについて説明する。

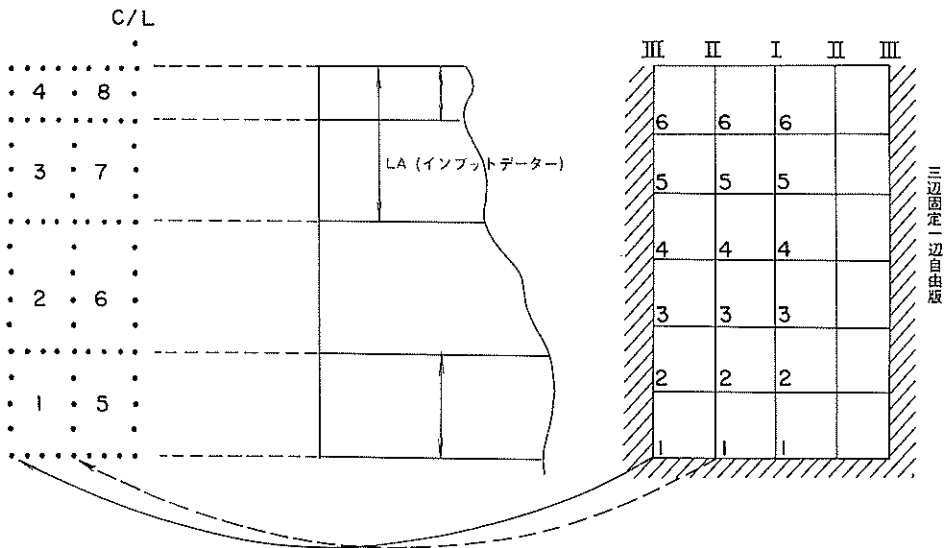


## 2 側壁

設計モーメント計算対象版は中央隔壁になることがある。



## CASE 2





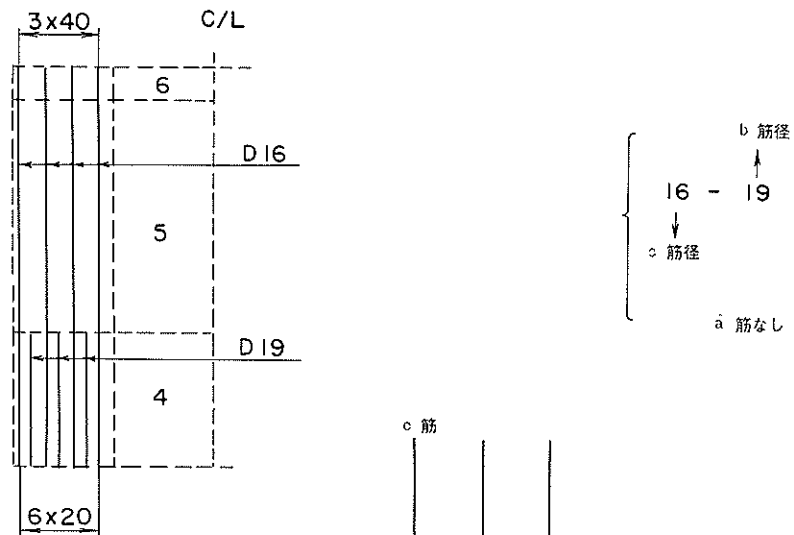
2-1 縦筋

内側筋 CASE 1

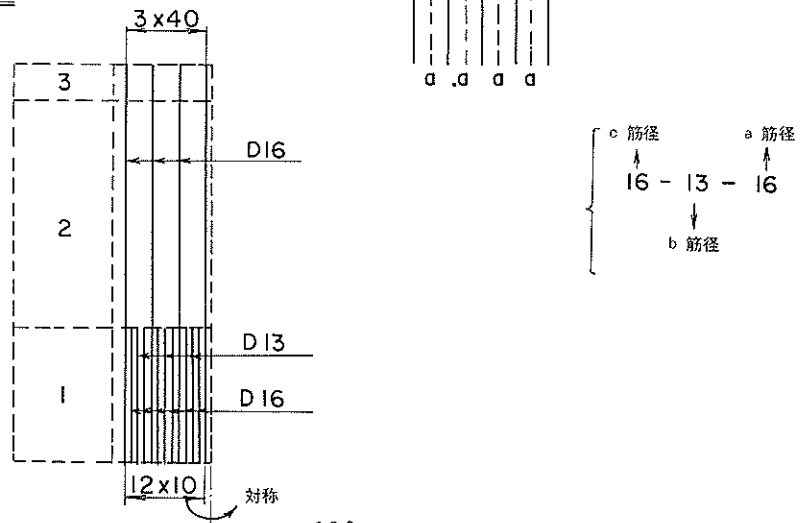
\* 1 \* TATE KIN

	T	DH	M	ASN	D	PCH	AS	SIG-S	SIG-C
	CM	CM	T*M	CM**2	MM	CM	CM**2	KG/CM**2	KG/CM**2
1	40.	32.	5.28	10.75	16-19	20	12.12	1504.73	39.99
2	40.	32.	1.88	3.82	16	40	4.96	1264.89	20.25
3	40.	32.	1.61	3.28	16	40	4.96	1085.17	17.37
4	40.	32.	8.62	17.55	16-13-16	10	18.05	1680.02	56.51
5	40.	32.	1.64	3.34	16	40	4.96	1106.29	17.71
6	40.	32.	0.14	0.28	16	40	4.96	92.19	1.48

1、2、3区間



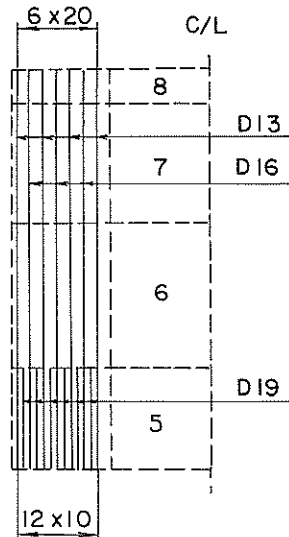
4、5、6区間



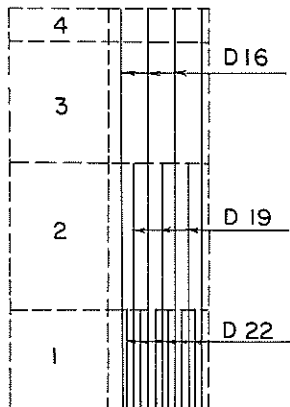
内側筋 CASE 2

	T	DH	M	ASH	D	POH	AS	SIG-S	SIG-C
	CM	CM	T*M	CM**2	MM	CM	CM**2	KG/CM**2	KG/CM**2
1	40.	32.	9.46	18.95	16-13-19	10	22.45	1499.18	57.56
2	40.	32.	3.69	7.39	16-13	20	8.13	1541.35	32.55
3	40.	32.	3.55	7.11	16-13	20	8.13	1483.47	31.33
4	40.	32.	3.42	6.85	16-13	20	8.13	1429.43	30.19
5	40.	32.	15.58	31.21	16-19-22	10	31.48	1795.13	85.03
6	40.	32.	3.25	6.51	16-19	20	12.12	926.31	24.62
7	40.	32.	0.58	1.17	16	40	4.96	393.04	6.29
8	40.	32.	0.22	0.45	16	40	4.96	149.73	2.40

1、2、3、4区間



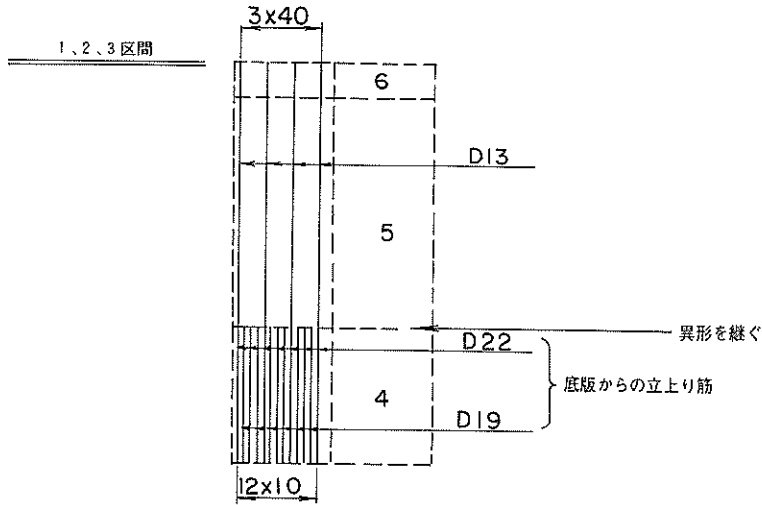
5、6、7、8区間



外側筋・法経平行方向

		AS							
T	DH	M	ASN	D	PCH	AS	SIG-S	SIG-C	
CM	CM	T*M	CM**2	MM	CM	CM**2	KG/CM**2	KG/CM**2	
1	40.	30.	4.08	8.86 *	22-19	10	33.68	472.54	24.34
2	40.	30.	1.22	2.64	13	40	3.17	1353.30	17.56
3	40.	30.	0.34	0.75	13	40	3.17	382.11	4.96
4	40.	30.	6.54	14.21 *	25-25	10	50.68	516.94	34.77
5	40.	30.	1.81	3.94	16	40	4.96	1304.40	21.64
6	40.	30.	0.97	2.11	16	40	4.96	700.80	11.63

\*- TEIBAN KARANO TACHIAGARIKIN



外側筋・法線直角方向

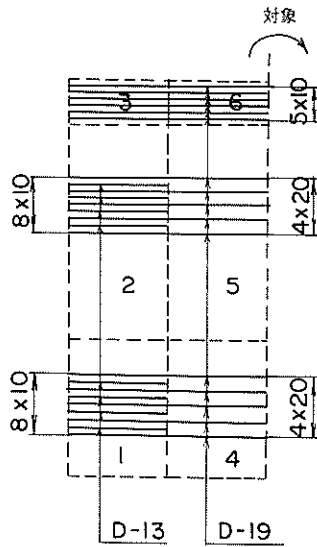
1	T	DH	M	ASN	D	PCH	AS	SIG-S	SIG-C
2	CM	CM	T*M	CM**2	MM	CM	CM**2	KG/CM**2	KG/CM**2
3	40.	30.	4.21	9.15 *	22-19	10	33.68	487.83	25.13
4	40.	30.	1.19	2.58	13	40	3.17	1319.04	17.11
5	40.	30.	0.40	0.87	13	40	3.17	444.47	5.77
6	40.	30.	6.71	14.57 *	25-19	10	39.66	666.32	38.14
	40.	30.	2.05	4.45	16	40	4.96	1473.98	24.46
	40.	30.	1.10	2.39	16	40	4.96	793.16	13.16

\*- GUUKAKUBU NIOKERU TEIBAN KARANO TACHIAGARIKIN

上記以外は内側筋同様

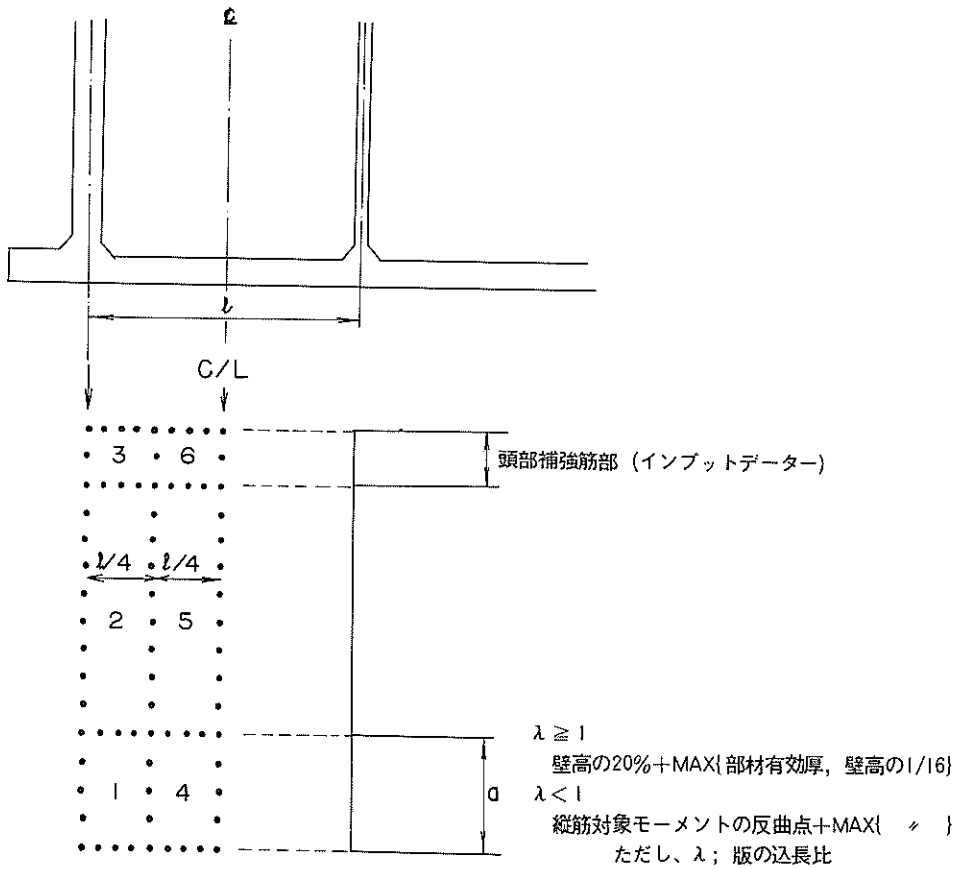
2-2 横筋

	T	DH	M	ASM	D	PCH	AS	SIG-S	SIG-C
	CM	CM	T*M	CM**2	MM	CM	CM**2	KG/CM**2	KG/CM**2
1	40.	32.	7.27	14.81	19-13	10	20.66	1247.35	45.53
2	40.	32.	7.27	14.81	19-13	10	20.66	1247.35	45.53
3	40.	32.	2.09	4.26	19	10	28.64	263.30	11.75
4	40.	32.	5.01	10.20	19	20	14.32	1217.70	35.69
5	40.	32.	5.27	10.74	19	20	14.32	1281.05	37.55
6	40.	32.	4.62	9.42	19	10	28.64	582.43	26.00



端部補強筋径  
↑  
19-13  
↓  
全長に渡る鉄筋径

### 3 隔壁



#### 3-1 縦筋

	T	DM	M	ASM	D	PCH	AS	STG-S	SIG-C
	CM	CM	T*M	CM**2	MM	CM	CM**2	KG/CM**2	KG/CM**2
1	20.	10.	P=27.77(T)	15.43	13-13-16	10	16.26	1707.57	
2	20.	10.	0.35	1.53	13	40	3.17	809.93	19.42
3	20.	10.	0.35	1.50	13	40	3.17	798.52	19.14
4	20.	10.	P=27.77(T)	15.43	13-13-16	10	16.26	1707.57	
5	20.	10.	0.31	1.33	13	40	3.17	707.26	16.95
6	20.	10.	0.23	1.02	13	40	3.17	541.86	12.99

◎M; 設計モーメント欄においてP=～(T)と表示されている区分については、配筋の決定要因が  
 底板との抜出しであることを意味している。

#### 3-2 横筋

	T	DH	M	ASN	D	PCH	AS	SIG-S	SIG-C
	CM	CM	T*M	CM**2	MM	CM	CM**2	KG/CM**2	KG/CM**2
1	20.	8.	P=32.80(T)	18.22	22	20	19.36	1693.99	
2	20.	8.	P=32.80(T)	18.22	22	20	19.36	1693.99	
3	20.	8.	P=32.80(T)	18.22	19	10	28.64	1145.10	

◎M; 設計モーメント欄においてP=～(T)と表示されている区分については、配筋の決定要因が  
 側壁との抜出しであることを意味している。

その他については、側壁 CASE 1 参照されたい。

配筋自動設計中間結果の説明

I. 防波堤

1. 底版

1-1 モーメントの計算

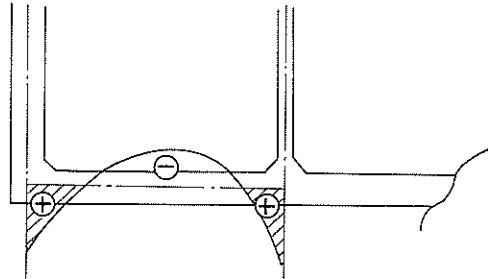
浮遊時

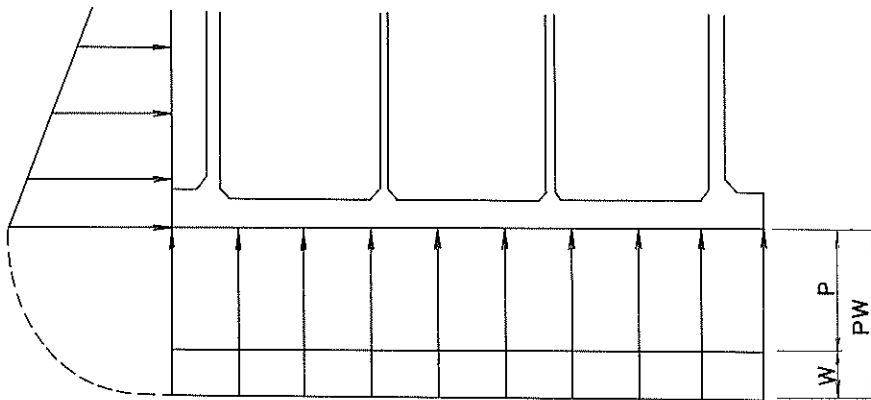
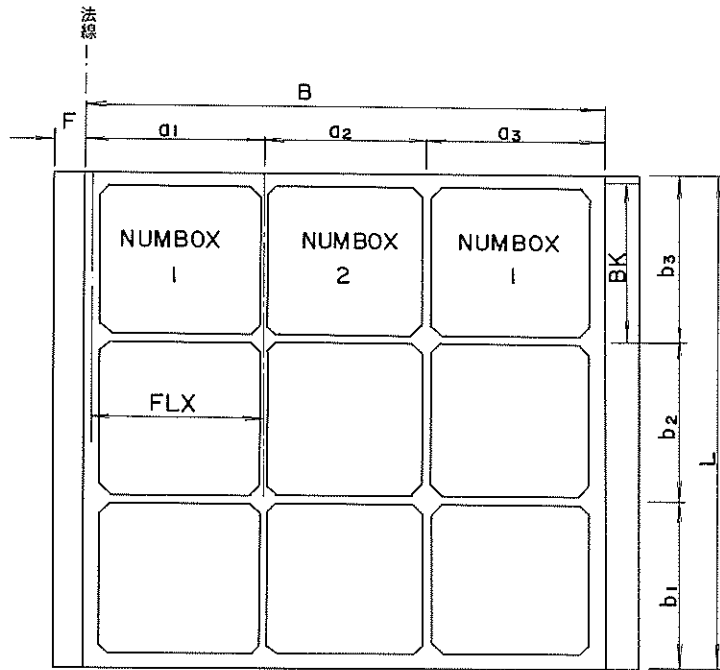
- B.....法線直角方向本体幅(フーチングを含まない) (m)
- BK.....法線平行方向最大隔室長 (m)
- NUMBØX.....BKを有する隔室番号(次ページの図参)
- PW.....底版下端における静水圧 (t/m<sup>2</sup>)
- W.....底版自重(カウンターバラスト用の中詰土砂などのある場合はその重量も含む)で浮力を差し引かないもの。(t/m<sup>2</sup>)
- P.....底版に作用する外力(PW-W)
- NN.....港内港外同配筋にする場合の設計対象隔室数
- FLX.....法線直角方向最大隔室長(m)
- RAMDA.....設計対象版の辺長比
- IR.....四辺固定版採用計算図表コード番号

コード番号	1	2	3	4	5	6	7	8	9	7	8	9
入	0.3	0.4	0.5	0.75	1.00	1.25	1.50	1.75	2.00	2.25	2.50	2.75 3.00

MØMENT TABLE

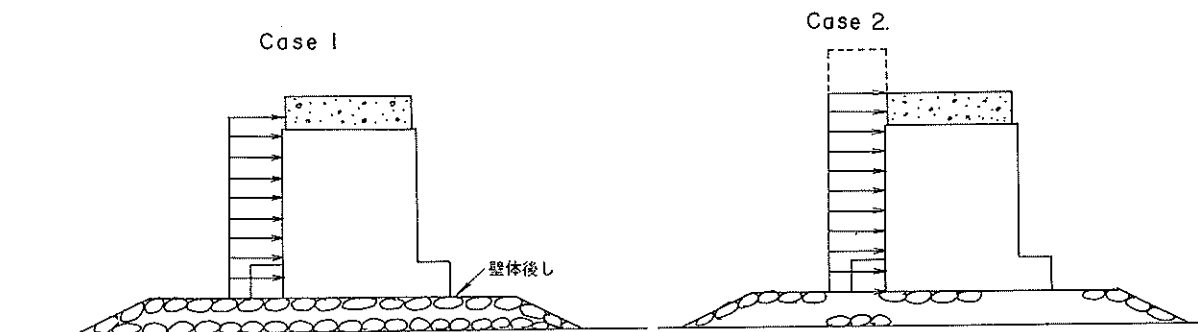
- MX.....法線直角方向モーメント(tm)
- MY.....法線平行方向モーメント(tm)





蓋コン時・上部工一部打設時・完成時

a. 砕破の山来襲時



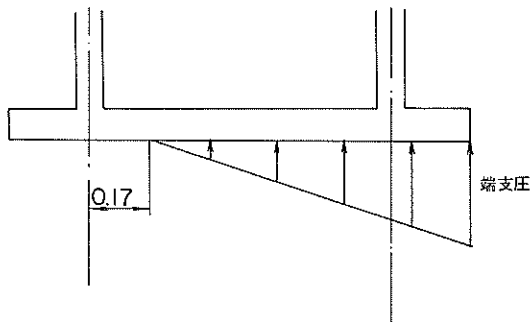
- No. 6. FMW 1 ..... 転倒に対する抵抗モーメント (t/m)
- W 1 ..... ケーソン本体、蓋コンクリート、中詰材、カウンターバラスト材の浮力を引かないm当りの合計重量 (t/m) (インプットデータ)
- XW 1 ..... 壁体後しと、壁体底面におけるW 1の作用点間の距離 (m)
- W 2 ..... 上部工の浮力を引かないm当りの重量 (t/m)
- XW 2 ..... 壁体後しと壁体底面におけるW 2の作用点間の距離 (m)
- WW ..... m当りの堤体に作用する浮力 (t/m)
- PU ..... 壁体に作用する揚圧力 (t/m)
- XPU ..... 壁体後しと壁体底面における全揚圧力の作用点間の距離 (m)
- No. 7. FMH ..... 転倒モーメント (t/m)
- V ..... 水中における全鉛直力 (t/m)  $W 1 + W 2 - (WW + PU)$
- X .....  $\frac{FMW 1 - FMH}{V} = X$ . (m) 壁体後しからの距離
- No. 8. E ..... 全合力の偏心量 (m)
- PW ..... 水圧 (t/m)



$T$  .....カウンターバラストを除く中詰高さ (m)  
 $W$  .....上載荷重 (蓋コンの重量)、中詰重量、底板重量の和 (t/m)  
 $Z_{\text{TRIAN}}$  .....  $3.0 \times X - B + \frac{T^2}{2} - F = Z_{\text{TRIAN}}$   
 {  $B$  ; フーチングを含まない法線直角方向巾。  
    $T$  ; 側壁厚  
    $F$  ; フーチング長

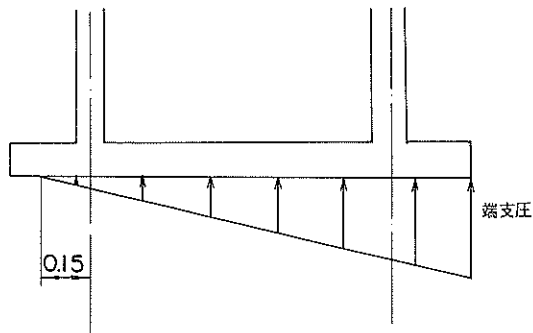
**負の場合**

(例)  $Z_{\text{TRIAN}} = -0.17$



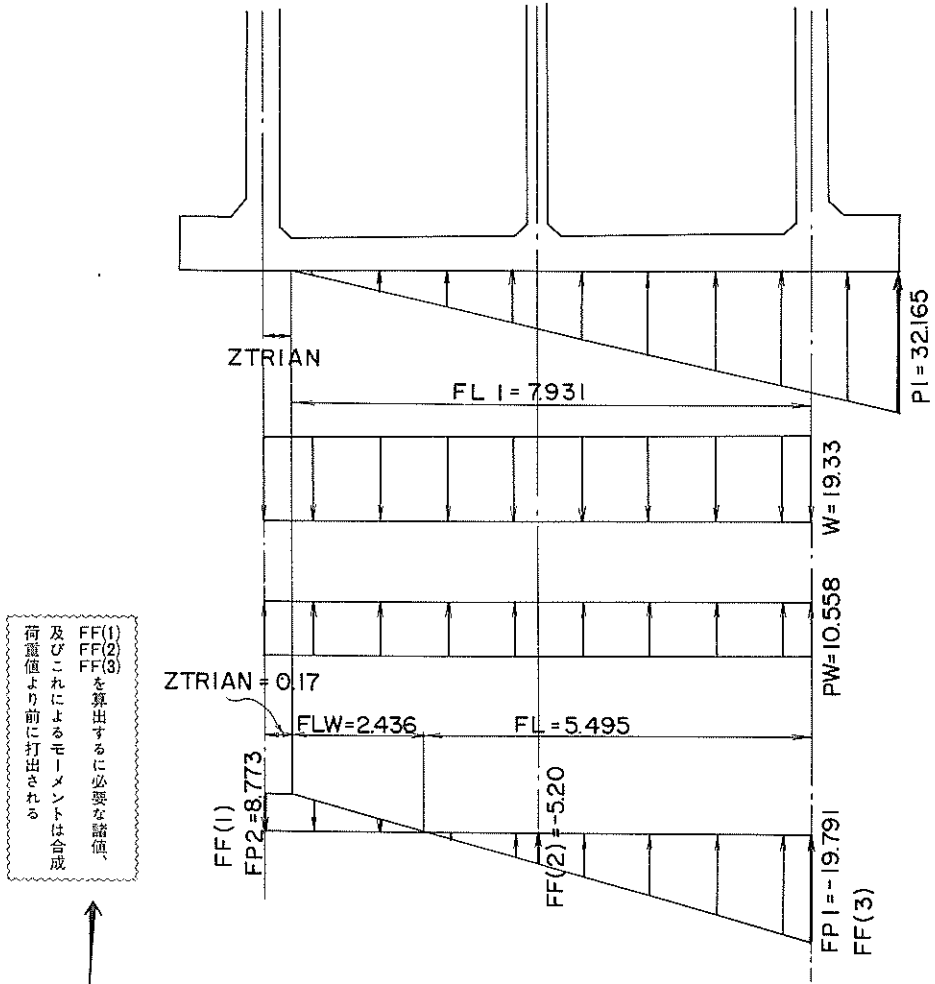
**正の場合**

(例)  $Z_{\text{TRIAN}} = 0.15$



No. 10. P 1 ..... 壁体後しにおける端支圧 (t/m<sup>2</sup>)  
 No. 50. P 2 ..... 壁体前しにおける端支圧 (t/m<sup>2</sup>) SF ..... 転倒安全率  
 No.=10 FP 2 = 8.773 P 1 = 32.165 FP 1 = -19.791 FLW = 2.436 FL = 5.495  
 No.=50 SF = 2.044 P 2 = 0. FP 2 = 8.773 P 1 = 32.165 FP 1 = -19.791

FL 1 = 7.931  
 W = 19.330 PW = 10.558 FL = 5.495 FL 1 = 7.931



荷重値より前に打出される  
 及びこれによるモーメントは合成  
 FF(1)  
 FF(2)  
 FF(3)  
 を算出するに必要な諸値、

完成時、水位 0.0 で碎波の山が来襲した場合の合成荷重値

\*\*\*\*\* ZIBAN REACTION AT EACH POINT OF TEIBAN \*\*\*\*\*

KANSEI WATER LEVEL 0. SAIHA YAMA

FF (1) = 8.77 TON

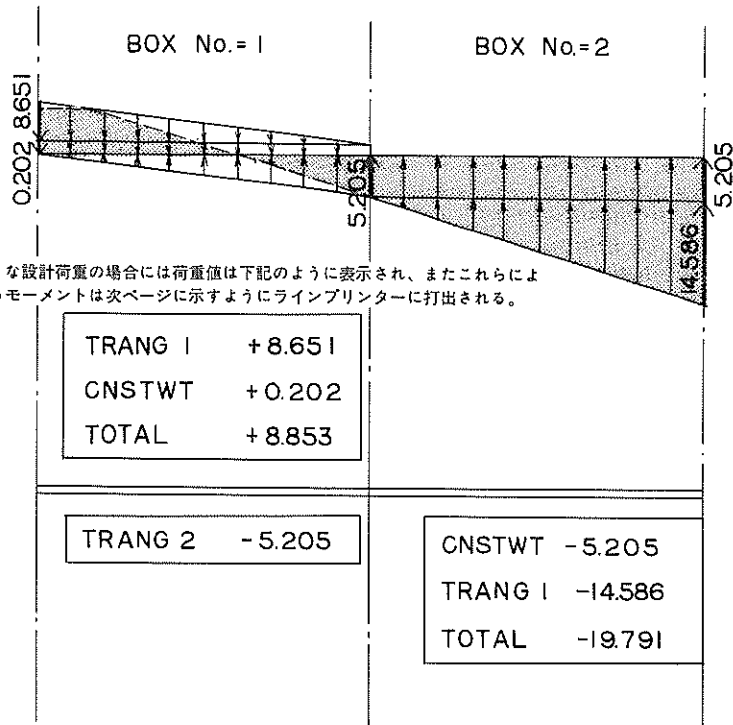
FF (2) = - 5.20 TON

FF (3) = -19.79 TON

FF (1) = FP 2

FF (3) = FP 1

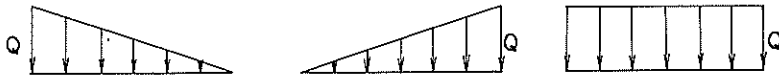
前ページの合成荷重を設計荷重に換算すると次のようになる。



上記のような設計荷重の場合には荷重値は下記のように表示され、またこれらによって生じるモーメントは次ページに示すようにラインプリンターに打出される。

TRANG 1 MOMENT TABLE

BOX NO. = 1 RAMDA=1.00 Q=8.743 LY=3.900 LX=4.050  
 TRANG 1 ..... 四辺固定版に作用する右端=0の三角形荷重  
 TRANG 2 ..... 左端=0の三角形荷重  
 CNSTWT ..... 等分布荷重  
 RAMDA ..... 四辺固定版の辺長比  
 Q ..... 荷重値、負：外部から作用する荷重、正：内部から作用する荷重。  
 (t/m<sup>2</sup>)



LY ..... 四辺固定版の法線平行方向の辺長 (m)  
 LX ..... 法線直角方向の辺長 (m)

MX .....四辺固定版の法線直角方向モーメント (tm)  
 MY .....四辺固定版の法線平行方向モーメント (tm)

CNSTWT MOMENT TABLE

BOX No.=2 RAMDA=1.00 0=-5.205 LY=3.900 LX=4.050

MX

III.....0.	0.4610 E 00	0.7342 E 00	0.4610 E 00	0.	0.	0.2766 E 01	0.43
II.....0.2766 E 01	-0.5037 E 00	-0.9903 E 00	-0.5037 E 00	0.2766 E 01	0.4610 E 00	-0.5037 E 00	-0.81
I.....0.4379 E 01	-0.8195 E 00	-0.1759 E 01	-0.8195 E 00	0.4379 E 01	0.7342 E 00	-0.9903 E 00	-0.17
II.....0.2766 E 01	-0.5037 E 00	-0.9903 E 00	-0.5037 E 00	0.2766 E 01	0.4610 E 00	-0.5037 E 00	-0.81
III.....0.	0.4610 E 00	0.7342 E 00	0.4610 E 00	0.	0.	0.2766 E 01	0.43

TRANG 2 MOMENT TABLE

BOX No.=2 RAMDA=1.00 0=-14.566 LY=3.900 LX=4.050

MX

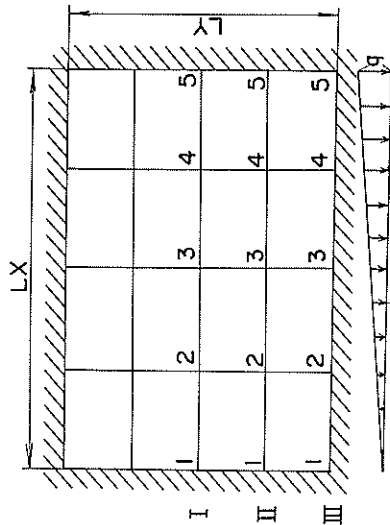
III.....0.	0.4546 E 00	0.1029 E 01	0.8613 E 00	0.	0.	0.2775 E 01	0.61
II.....0.2416 E 01	-0.1436 E 00	-0.1388 E 01	-0.1244 E 01	0.5335 E 01	0.4067 E 00	-0.4307 E 00	-0.11
I.....0.4283 E 01	-0.3569 E 00	-0.2464 E 01	-0.1914 E 01	0.7991 E 01	0.7178 E 00	-0.1124 E 01	-0.24
II.....0.2416 E 01	-0.1436 E 00	-0.1388 E 01	-0.1244 E 01	0.5335 E 01	0.4067 E 00	-0.4307 E 00	-0.11
III.....0.	0.4546 E 00	0.1029 E 01	0.8613 E 00	0.	0.	0.2775 E 01	0.61

TOTAL MOMENT TABLE

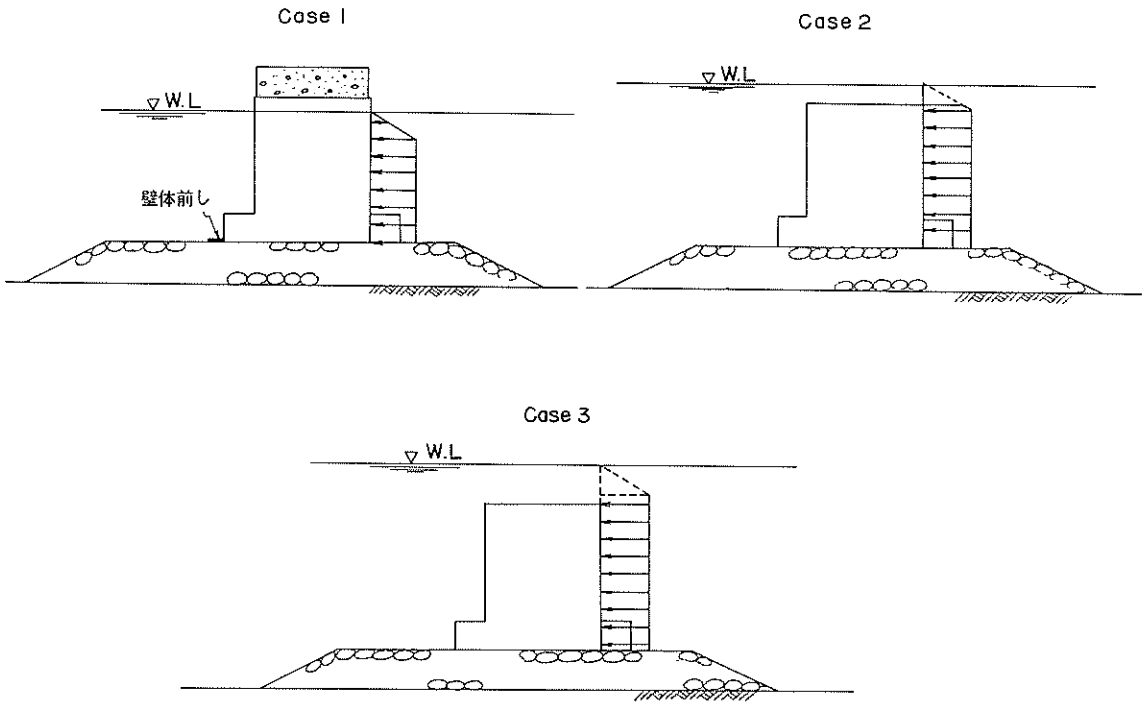
BOX No.=2 RAMDA=1.00 0=-19.791 LY=3.900 LX=4.050

MX

III.....0.	0.9156 E 00	0.1763 E 01	0.1322 E 01	0.	0.	0.5541 E 01	0.10
II.....0.5182 E 01	-0.6472 E 00	-0.2378 E 01	-0.1748 E 01	0.8101 E 01	0.8677 E 00	-0.9343 E 00	-0.19
I.....0.8662 E 01	-0.1178 E 01	-0.4223 E 01	-0.2734 E 01	0.1237 E 02	0.1452 E 01	-0.2115 E 01	-0.42
II.....0.5182 E 01	-0.6472 E 00	-0.2378 E 01	-0.1748 E 01	0.8101 E 01	0.8677 E 00	-0.9343 E 00	-0.19
III.....0.	0.9156 E 00	0.1763 E 01	0.1322 E 01	0.	0.	0.5541 E 01	0.10



b. 砕波の谷来襲時



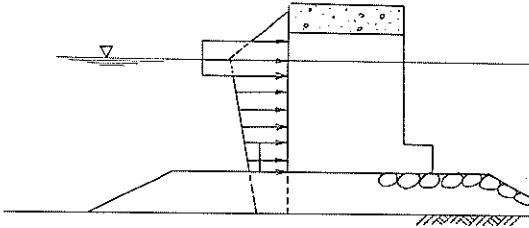
- No.12. HW.....全波圧力( $t/m$ )  
 YHW.....壁体底面と全波圧力の作用点間の距離(m)
- No.13. PB.....砕波による波圧強度( $t/m^2$ )

その他については砕波の山来襲時を参照されたい

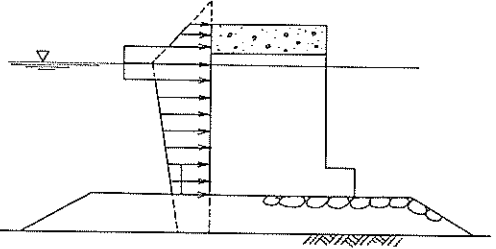


c. 重複波の山来襲時

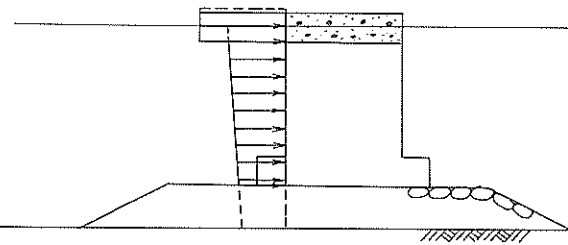
Case 1



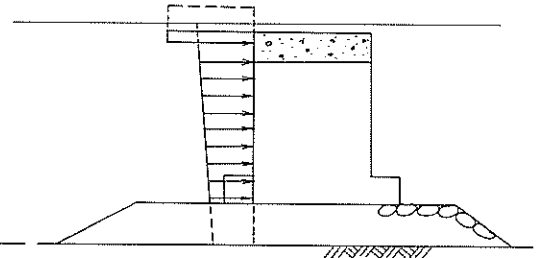
Case 2



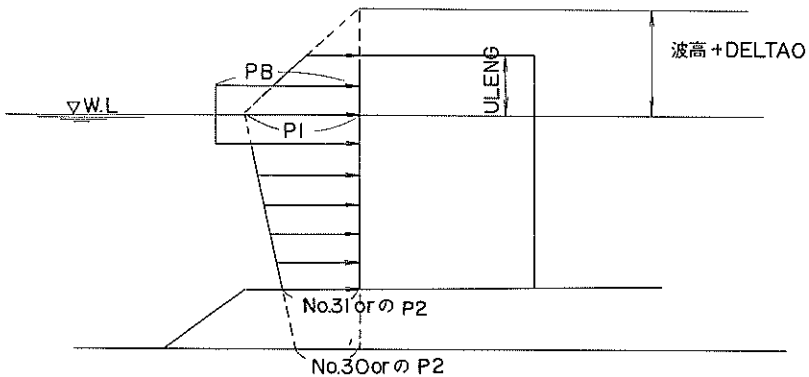
Case 3



Case 4

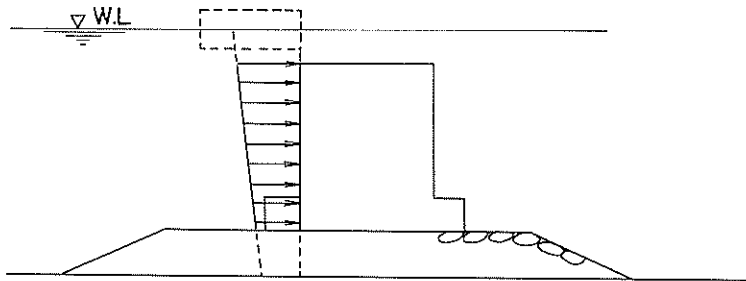


- No.30 P1 ..... 壁面に波の山があるときの静水面における波圧強度 ( $t/m^2$ )  
 P2 ..... マウンド下端における波圧強度 ( $t/m^2$ )  
 PB ..... 広井公式による碎波の波圧強度 ( $t/m^2$ )  
 DELTA0 ..... 壁面における波高中分面の静水面上の高さ (m)



No.31 P I .....壁体下端における波圧強度( $t/m^2$ )  
ULENG.....静水面から壁体尺端高までの距離(m)  
No.31の一部、No.7、No.8、No.10、No.50は前ページ参照

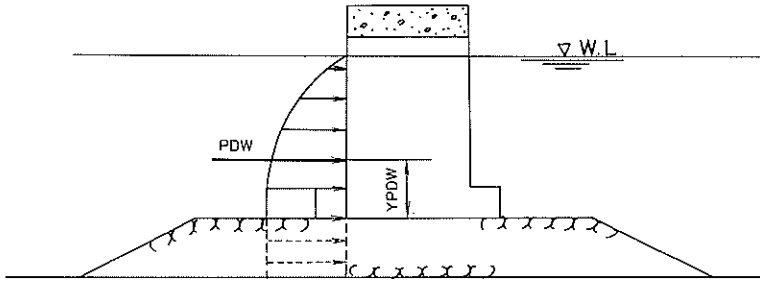
Case 5



No.30、No.31、No.8、No.9、No.50は前ページ参照



**地震時** ……完成時のみについて検討



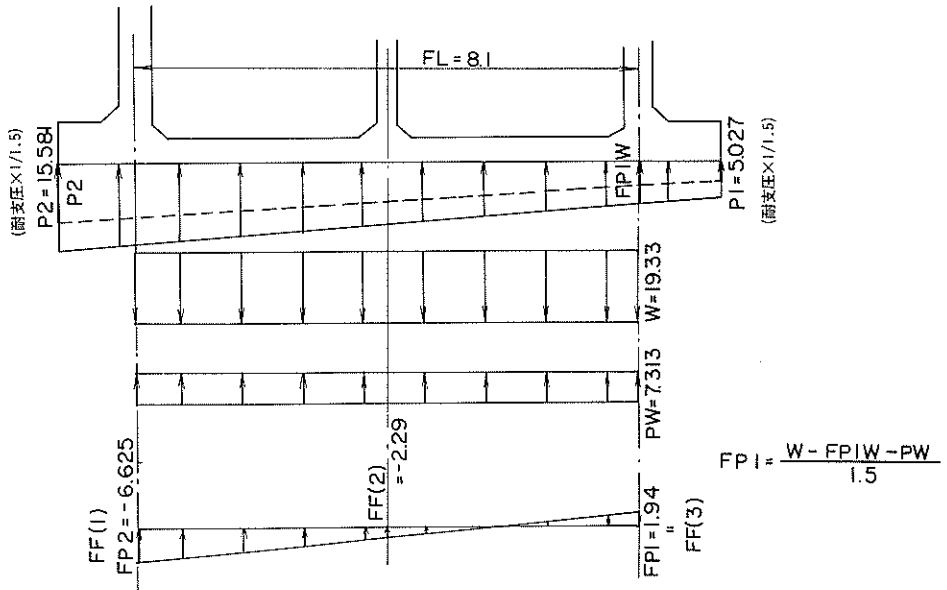
No. 32 PDW ……港内側、港外側の両面に働く、動水圧の合力 (t/m)  
 YPDW ……壁体底面と全動水圧の作用点間の距離 (m)

**b. 動水圧が右より作用した場合**

No. =33 P 2=15.581 FP 2=-6.525 P 1=5.027 FP 1=1.940 FL=8.100 FL 1=0.

No. =10 でアウトプットされれば耐支圧が三角形分布の意

No. =50 SF=5.857 P 2=15.581 FP 2=-6.525 P 1=5.027 FP 1=1.940 W=19.330 PW=7.313 FL=8.100 FL 1=0.



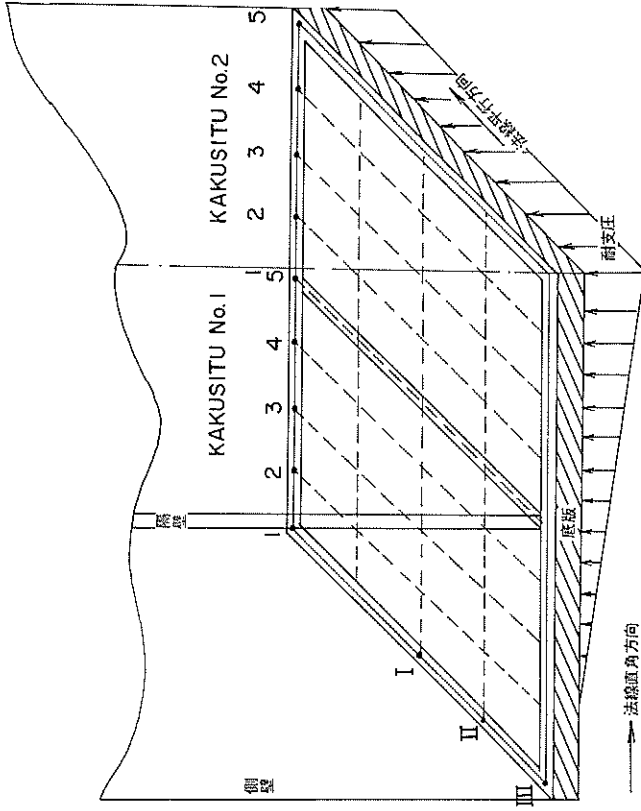
\*\*\*\*\* ZIGAN REACTION AT EACH POINT OF TEIBAN \*\*\*\*\*  
 KANSEI WATER LEVEL 1.10 JISINJI RIGHT YORI DOUSUIATU GA SAYOU

FF (1) = -6.53 TON  
 FF (2) = -2.29 TON  
 FF (3) = 1.94 TON



1-2 最大モーメントと必要鉄筋最

- No. 40 DUX ..... 法線垂直方向上側筋有効厚  
 DUY ..... 法線平行方向上側筋有効厚  
 DDx ..... 法線垂直方向下側筋有効厚  
 DDY ..... 法線平行方向下側筋有効厚  
 -MX ..... 法線垂直方向上側筋対象設計モーメント  
 -MY ..... 法線平行方向上側筋  
 +MX ..... 法線垂直方向下側筋  
 +MY ..... 法線平行方向下側筋



\*\*\*\*\* KAKUSITU NO. = I NO MOMENT TABLE \*\*\*\*\*

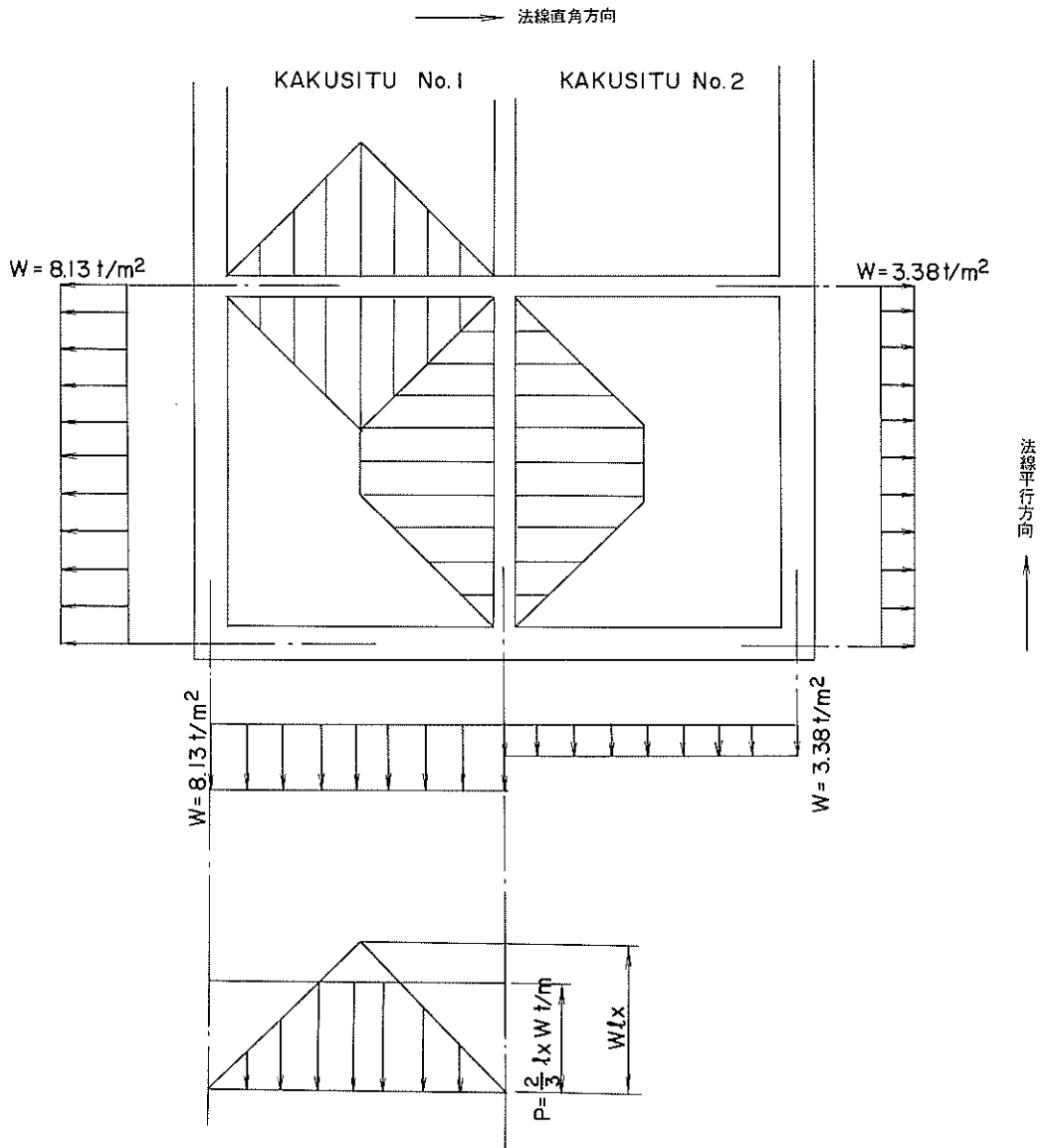
	-MX								+MX
III	0.	-0.81595 E 00	-0.11475 E 01	-0.64413 E 00	0.	0.	0.	0.16420 E 01	0
II	-0.49699 E 01	-0.23263 E 01	-0.27150 E 01	-0.64722 E 00	-0.37413 E 01	0.	0.10146 E 02	0.10258 E 01	0
I	-0.76666 E 01	-0.35915 E 01	-0.48215 E 01	-0.11792 E 01	-0.61050 E 01	-0.15263 E 02	0.15263 E 02	0.16202 E 01	0
II	-0.49699 E 01	-0.23263 E 01	-0.27150 E 01	-0.64722 E 00	-0.37413 E 01	0.	0.10146 E 02	0.10258 E 01	0
III	0.	-0.81595 E 01	-0.11475 E 01	-0.64413 E 00	0.	0.	0.	0.16420 E 01	0
II	-0.48108 E 01	-0.48108 E 01	-0.65501 E 01	-0.38838 E 01	-0.38838 E 01	-0.62513 E 00	0.16841 E 01	0.95162 E 01	0
I	-0.12653 E 01	-0.18221 E 01	-0.22469 E 01	-0.22469 E 01	-0.22789 E 01	-0.10234 E 01	0.25591 E 01	0.89857 E 00	0
II	-0.82655 E 01	-0.18221 E 01	-0.22469 E 01	-0.22469 E 01	-0.22469 E 01	-0.62513 E 00	0.16841 E 01	0.89857 E 00	0
III	0.	-0.48108 E 01	-0.65501 E 01	-0.38838 E 01	-0.38838 E 01	0.	0.	0.95162 E 01	0
	MAX { KAKUSITU No.1 - 1 }	MAX { No.1 - 3 }	MAX { No.1 - 4 }	MAX { No.1 - 5 }					
	MAX { KAKUSITU No.2 - 5 }	MAX { No.2 - 3 }	MAX { No.2 - 2 }	MAX { No.2 - 1 }					
	MAX { No.1 - 2 }	MAX { No.2 - 4 }							

1-3 隔壁と底版との抜出しに作用する荷重

I-3 KAKUHEKI TO TEIBAN TONO NUKEDASI NI SAYOU SURU KAJUU

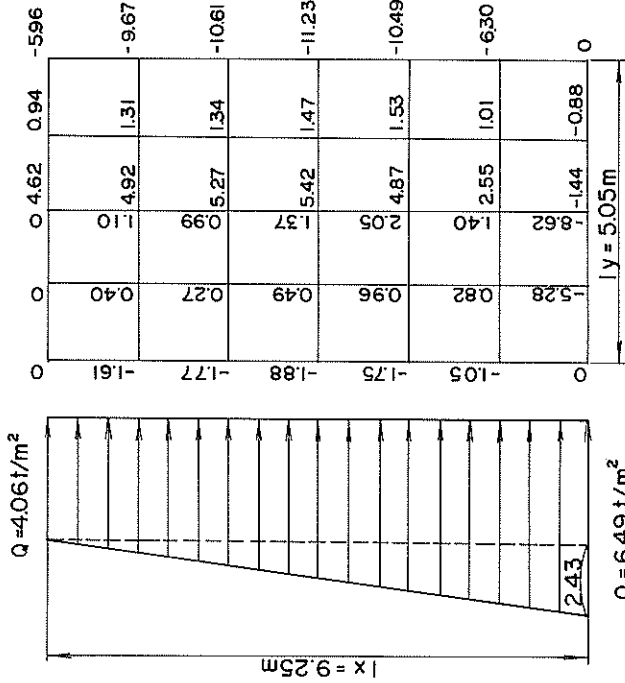
\*\*\* KAKUSITU NO. 1 8.13 TON \*\*\*

\*\*\* KAKUSITU NO. 2 3.38 TON \*\*\*





合成モーメント



TOBUNPU MOMENT TABLE  
RAMDA=1.75 Q=-4.06 LY=5.0

MX	
0.	4.233
0.590	-0.673
0.984	-1.781
0.590	-0.673
0.	4.238

SANKAK MOMENT TABLE  
RAMDA=1.75 Q=-2.43 LY=5.05

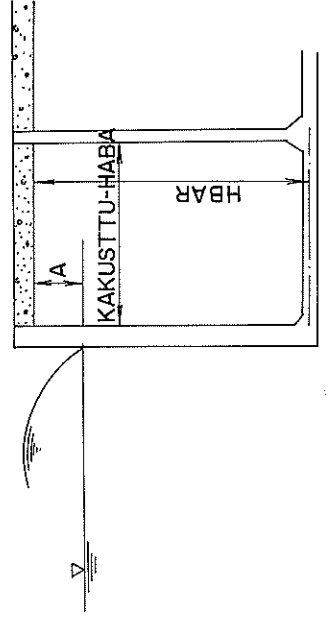
MX	
0.	2.004
0.285	-0.335
0.459	-0.770
0.285	-0.335
0.	2.004

TOTAL MOMENT TABLE  
RAMDA=1.75 Q=-6.49 LX=9.25 LY=5.05

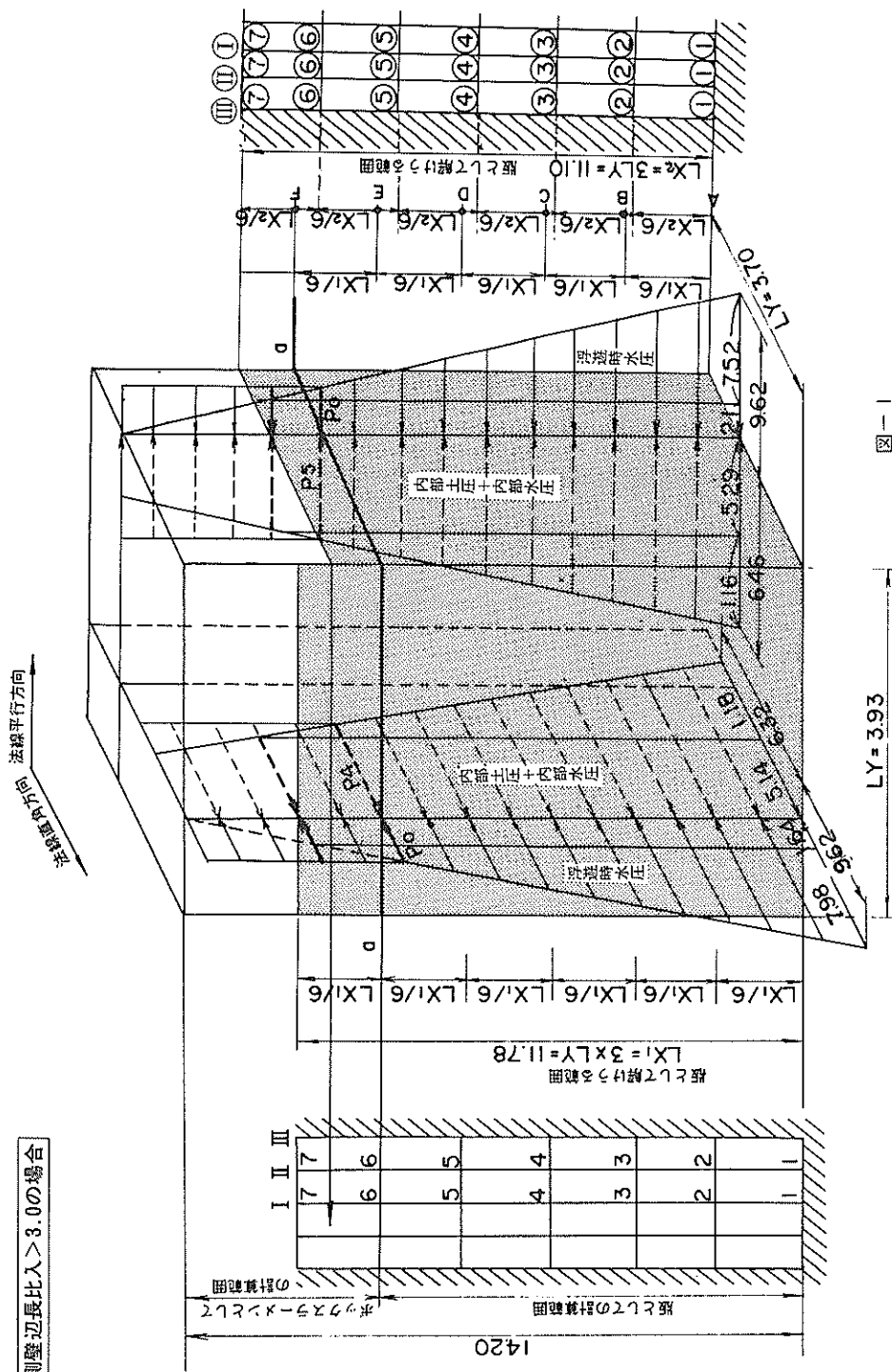
MX	
0.	6.302
0.876	-1.008
1.443	-2.551
0.876	-1.008
0.	6.302

S=5 K=0.60 Q=1.15 A=2.50 HBAR=8.75 KAKUSITU-HABA=5.60 P1=-4.06 P2=-2.43

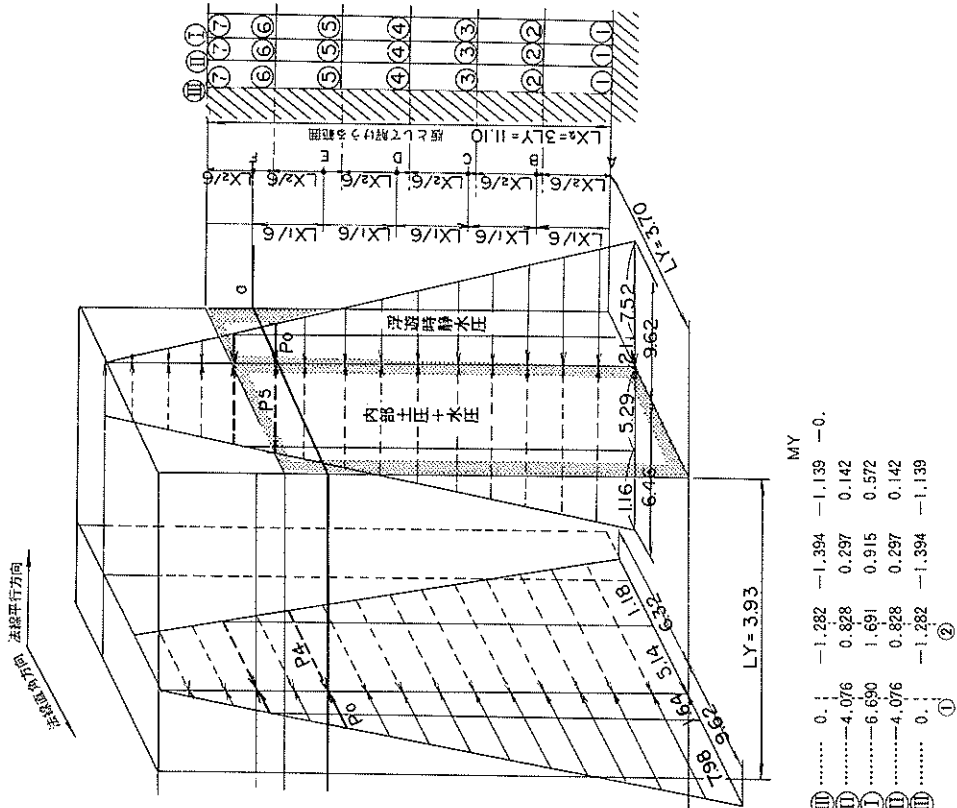
S=5 K.....静止土圧係数  
Q.....蓋コン単位面積当りの重量 (t/m²)  
A  
HBAR  
KAKUSITU-HABA } 右図参照



側壁辺長比入>3.0の場合



曲げモーメントは辺長比入 $\leq 3.0$ までを三辺固定一辺自由版として解き、入 $> 3.0$ の部分はボックスラマーメンとして解くためやや複雑になる。そこでラインプリンターに打出される結果を省略することなく以下に掲載し説明する。  
 ラインプリンターに打出された結果の諸数値については図-1を参照されたい、図-1は計算対象版として選定された法線平行面角面方向版によって構成されたボックスを想定し、このボックスをA-A、B-B断面でカットした図である（本文41頁、42頁参照）



## 2 SOKUHEKI

2-1 MOMENT NO KEISAN

\*\*\* HIYUJUJI HOUSEN-CHYOKKAKU-HOUKOU \*\*\*  
 S=2 P=9.62 FLY=14.20 RAMDA=3.84 IR=13  
 TOBUNPU MOMENT TABLE

	RAMDA=3.00 O=2.10		
	MX		
0	-1.952	-2.430	-2.453
0	0.283	0.311	0.302
0	0.886	1.185	1.202
0	0.288	0.311	0.302
0	-1.952	-2.430	-2.453

	RAMDA=3.00 O=7.52		
	MX		
0	-5.765	-5.930	-4.417
0	0.865	0.752	0.546
0	2.522	2.821	2.152
0	0.865	0.752	0.546
0	-5.765	-5.930	-4.417

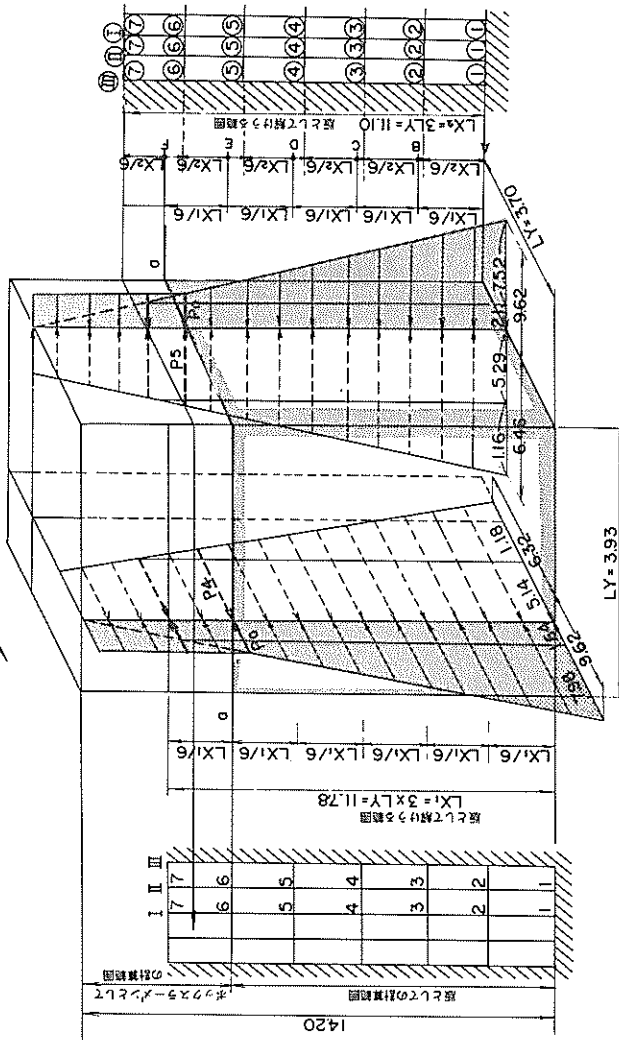
	RAMDA=3.00 O=9.62		
	MX		
0	-7.717	-8.359	-6.869
0	1.152	1.082	0.848
0	3.403	4.025	3.353
0	1.152	1.082	0.848
0	-7.717	-8.359	-6.869

	MY		
0	0	-1.282	-1.394
0	-4.076	0.828	0.297
0	-6.690	1.691	0.915
0	-4.076	0.828	0.297
0	0	-1.282	-1.394





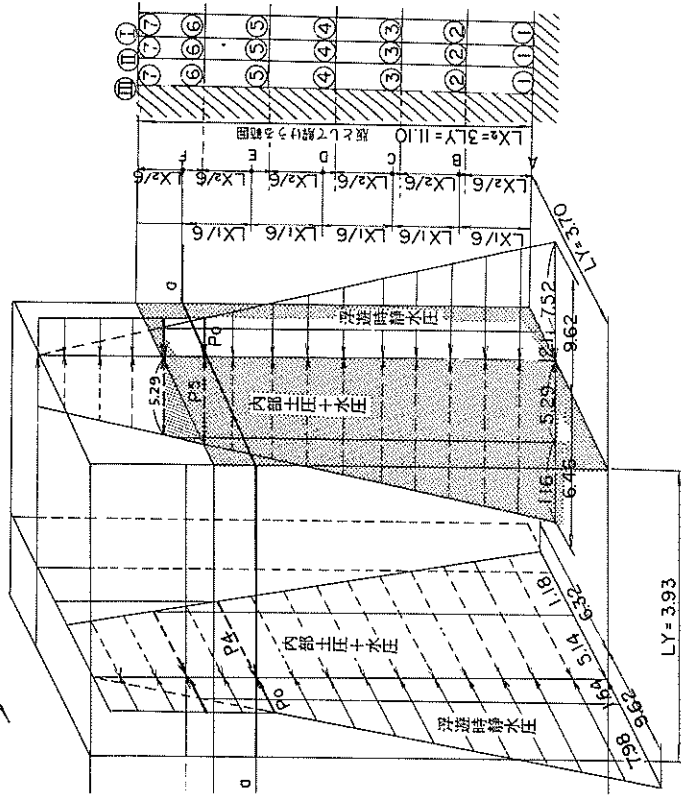
法線平方向  
BOX 断面図



\*\*\* HUYUJI BOX RAHMEN O KOURYOSITA MOMENT TABLE \*\*\*  
(MIGHASHI MOMENT GA BOX RAHMEN KAI DEARU)  
(MIGHASIKARA 2 BANME NO MOMENT WA  
BOX RAHMEN TO DOUICHI NOKERU BAN NIYORU MOMENT)

位置		荷重 P <sub>0</sub> が外より作用した場合 のボックスラーメン解		荷重 P <sub>0</sub> が外より作用した場合 のボックスラーメン解		荷重 P <sub>0</sub> が外より作用した場合 のボックスラーメン解		荷重 P <sub>0</sub> が外より作用した場合 のボックスラーメン解	
位置	荷重 P <sub>0</sub> が外より作用した場合 のボックスラーメン解	位置	荷重 P <sub>0</sub> が外より作用した場合 のボックスラーメン解	位置	荷重 P <sub>0</sub> が外より作用した場合 のボックスラーメン解	位置	荷重 P <sub>0</sub> が外より作用した場合 のボックスラーメン解	位置	荷重 P <sub>0</sub> が外より作用した場合 のボックスラーメン解
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
-0.679	-7.756	-8.178	-6.570	-4.954	-3.127	0	-1.299	-1.353	-0.425
-1.114	1.447	1.036	0.811	0.698	0.415	0.265	0.796	0.278	0.066
-0.679	3.444	3.325	3.222	0.472	1.336	1.539	1.644	0.373	0.213
0	1.147	1.036	0.811	0.698	0.415	0.265	0.796	0.278	0.066
0	-7.756	-8.178	-6.570	-4.954	-3.127	0	-1.299	-1.353	-0.425
A	0	0	0	0	0	0	0	0	0
B	-8.691	-9.217	-7.431	-5.684	-3.626	0	-1.429	-1.537	-0.503
C	1.295	1.170	0.691	0.482	0.329	0.154	0.699	0.078	0.126
D	3.790	4.410	3.626	2.766	1.970	2.090	1.855	1.012	0.296
E	1.295	1.170	0.691	0.482	0.329	0.154	0.699	0.078	0.126
F	0	0	0	0	0	0	0	0	0
G	-8.691	-9.217	-7.431	-5.684	-3.626	0	-1.429	-1.537	-0.503
H	1.295	1.170	0.691	0.482	0.329	0.154	0.699	0.078	0.126
I	3.790	4.410	3.626	2.766	1.970	2.090	1.855	1.012	0.296
J	1.295	1.170	0.691	0.482	0.329	0.154	0.699	0.078	0.126
K	0	0	0	0	0	0	0	0	0
L	-8.691	-9.217	-7.431	-5.684	-3.626	0	-1.429	-1.537	-0.503
M	1.295	1.170	0.691	0.482	0.329	0.154	0.699	0.078	0.126
N	3.790	4.410	3.626	2.766	1.970	2.090	1.855	1.012	0.296
O	1.295	1.170	0.691	0.482	0.329	0.154	0.699	0.078	0.126
P	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Q	-8.691	-9.217	-7.431	-5.684	-3.626	0	-1.429	-1.537	-0.503
R	1.295	1.170	0.691	0.482	0.329	0.154	0.699	0.078	0.126
S	3.790	4.410	3.626	2.766	1.970	2.090	1.855	1.012	0.296
T	1.295	1.170	0.691	0.482	0.329	0.154	0.699	0.078	0.126
U	0	0	0	0	0	0	0	0	0
V	-8.691	-9.217	-7.431	-5.684	-3.626	0	-1.429	-1.537	-0.503
W	1.295	1.170	0.691	0.482	0.329	0.154	0.699	0.078	0.126
X	3.790	4.410	3.626	2.766	1.970	2.090	1.855	1.012	0.296
Y	1.295	1.170	0.691	0.482	0.329	0.154	0.699	0.078	0.126
Z	0	0	0	0	0	0	0	0	0

並行方向  
並行方向



\*\*\* SUETUKEGO HOSEN-CHYOKKAKU-HOUKOU \*\*\*

TOBUNPU MOMENT TABLE

RAMDA=3.00 Q=-5.29

	MX				
0.	4.919	6.121	6.179	6.128	4.977
0.413	-0.774	-0.782	-0.761	-0.753	-0.666
0.681	-2.231	-2.984	-3.028	-3.028	-2.992
0.413	-0.774	-0.782	-0.761	-0.753	-0.666
0.	4.919	6.121	6.179	6.128	4.977

SANKAKU MOMENT TABLE

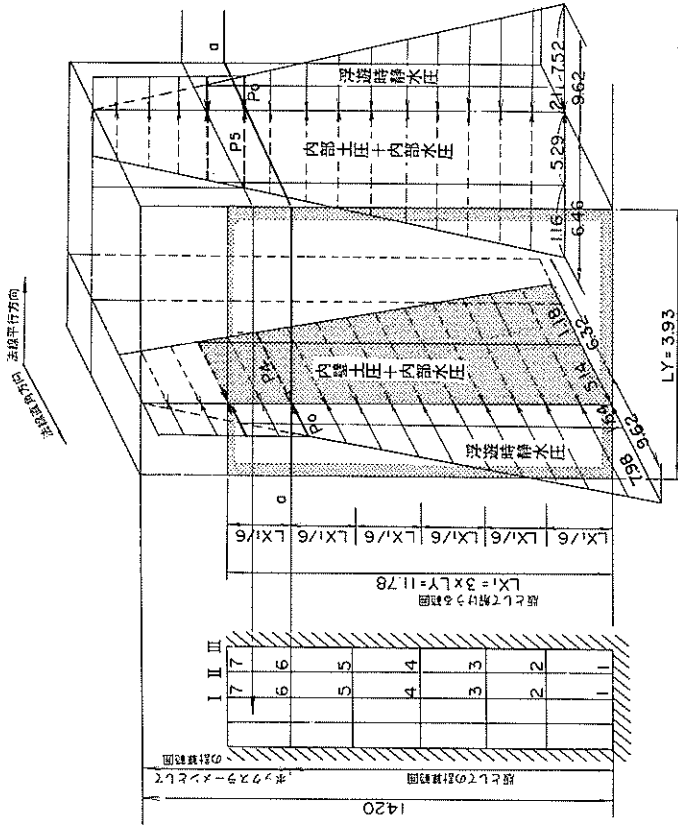
	RAMDA=3.00 Q=-1.16				
	MX				
0.	0.892	0.918	0.683	0.433	-0.016
0.080	-0.134	-0.116	-0.084	-0.054	0.002
0.131	-0.390	-0.435	-0.333	-0.221	-0.053
0.080	-0.134	-0.116	-0.084	-0.054	0.002
0.	0.892	0.918	0.683	0.433	-0.016

TOTAL MOMENT TABLE

	RAMDA=3.00 Q=-6.46				
	MX				
0.	5.811	7.039	6.862	6.563	4.961
0.493	-0.658	-0.899	-0.845	-0.808	-0.665
0.812	-2.621	-3.421	-3.361	-3.249	-3.044
0.493	-0.658	-0.899	-0.845	-0.808	-0.665
0.	5.811	7.039	6.862	6.562	4.961

S=5  
 K=0.60  
 Q=1.15  
 HBAR=13.70  
 KAKUSITU-HABA=3.60  
 P1=-4.97  
 P2=-1.49

4.877  
 -1.193  
 -0.747  
 -0.564  
 -0.519  
 2.942  
 -0.577  
 -0.236  
 -0.137  
 -0.117  
 0.967  
 1.174  
 1.142  
 1.093



\*\*\* SUETUKEGO HOSEN-HEIKOU-HOKOU \*\*\*  
TOBUNPU MOMENT TABLE

		RAMDA=3.00		Q=-5.14	
		MX			
0.1	5.379	6.695	6.758	6.702	6.695
0.452	-0.792	-0.856	-0.832	-0.824	-0.856
0.745	-2.440	-3.264	-3.312	-3.312	-3.359
0.452	-0.792	-0.856	-0.832	-0.824	-0.856
0.1	5.379	6.695	6.758	6.702	6.695

SANKAKU MOMENT TABLE

		RAMDA=3.00		Q=1.18	
		MX			
0.1	1.016	1.045	0.778	0.493	0.219
0.091	-0.152	-0.132	-0.096	-0.062	-0.031
0.149	-0.444	-0.497	-0.379	-0.252	-0.132
0.091	-0.152	-0.132	-0.096	-0.062	-0.031
0.1	1.016	1.045	0.778	0.493	0.219

TOTAL MOMENT TABLE

		RAMDA=3.00		Q=6.32	
		MX			
0.1	6.395	7.739	7.535	7.196	6.914
0.542	-0.945	-0.988	-0.928	-0.886	-0.777
0.893	-2.885	-3.761	-3.691	-3.564	-3.332
0.542	-0.945	-0.988	-0.928	-0.886	-0.777
0.1	6.395	7.739	7.535	7.196	6.914

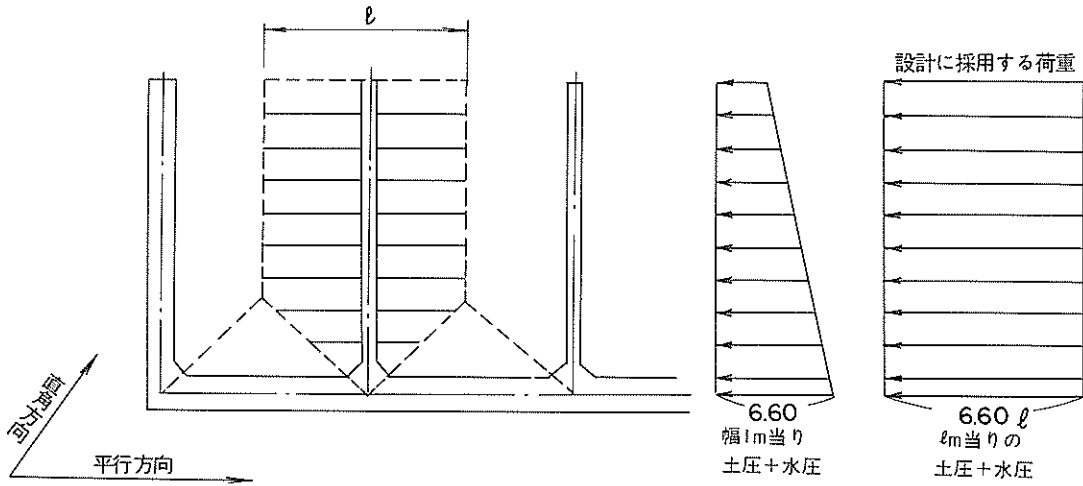
S=6 K=0.60 O=1.15 A=3.50 HBAR=13.70 KAKUSITU-HABA=3.38 P1=-4.90 P2=-1.42  
 \*\*\* SUETUKEGO NO HANKYOKUTEN \*\*\*  
 S=7 OHYOKAKU-HOUKOU BAN 1.49 HEIKOU-HOKOKU BAN 1.58



2-3 隔壁と側壁との抜出しに作用する荷重

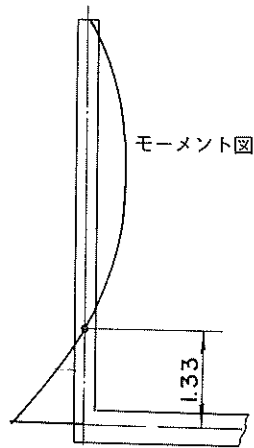
2-3 KAKUHEKI TO SOKUHEKI TONO NUKEDASI NI SAYOU SURU KAJUU  
 \*\*\* KAKUHEKI HOUSEN CHOKKAKU HOUKOU 6,600 TON \*\*\*  
 \*\*\* KAKUHEKI HOUSEN HEIKOU HOUKOU 6,494 TON \*\*\*

隔壁法線直角方向



反曲点

\*\*\* SUETUKEGO NO HANKYOKUTEN \*\*\*  
 S=7CHYOKKAKU - HOUKOU BAN 1.33 HEIKOU - HOUKOU BAN 1.28



## II 岸壁

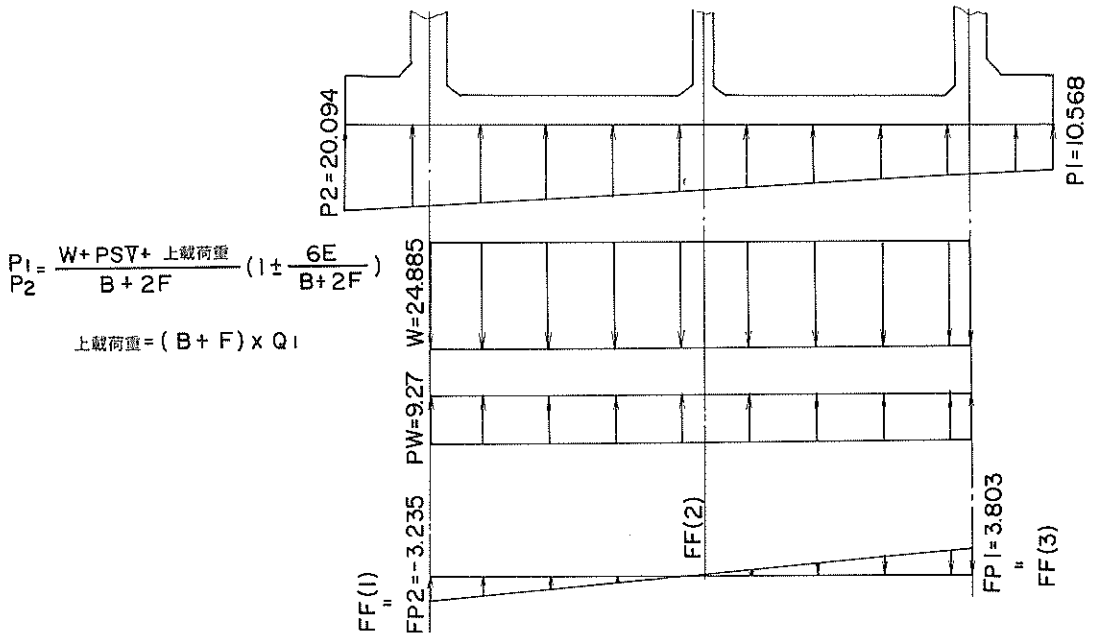
### 1-1. モーメントの計算

常時

- No. 22 FMW .....転倒に対する抵抗モーメント (tm/m)  $FMW = MW + MPSV + \text{上載荷重}$   
 FMH .....転倒モーメント (tm/m)  $FMH = MPSH$  による抵抗M  
 V .....水中における鉛直力 (t/m)  
 (水中堤体重量 w + 上圧の鉛直分力 PSV or PKV + 上載荷重)  
 $X = \frac{FMW - FMH}{V}$  (m) 壁体前しからの距離  
 E .....偏心量 (m)

\*\*\*\*\* JOUJI \*\*\*\*\*

22	FMW=695,430	FMH=138,820	V=137,980	X=4,034	E=0,466		
21	P1=10,568	P2=20,094	PW=9,270	W=24,885	FP1=3,803	FP2=-3,235	
85	FP1=3,803	FP2=-3,235					



\*\*\*\*\* ZIBAN REACTION AT EACH POINT OF TEIBAN \*

GAMPEKI JOUJI  
 FF (1) = -3.24 TON  
 FF (2) = 0.28 TON  
 FF (3) = 3.80 TON

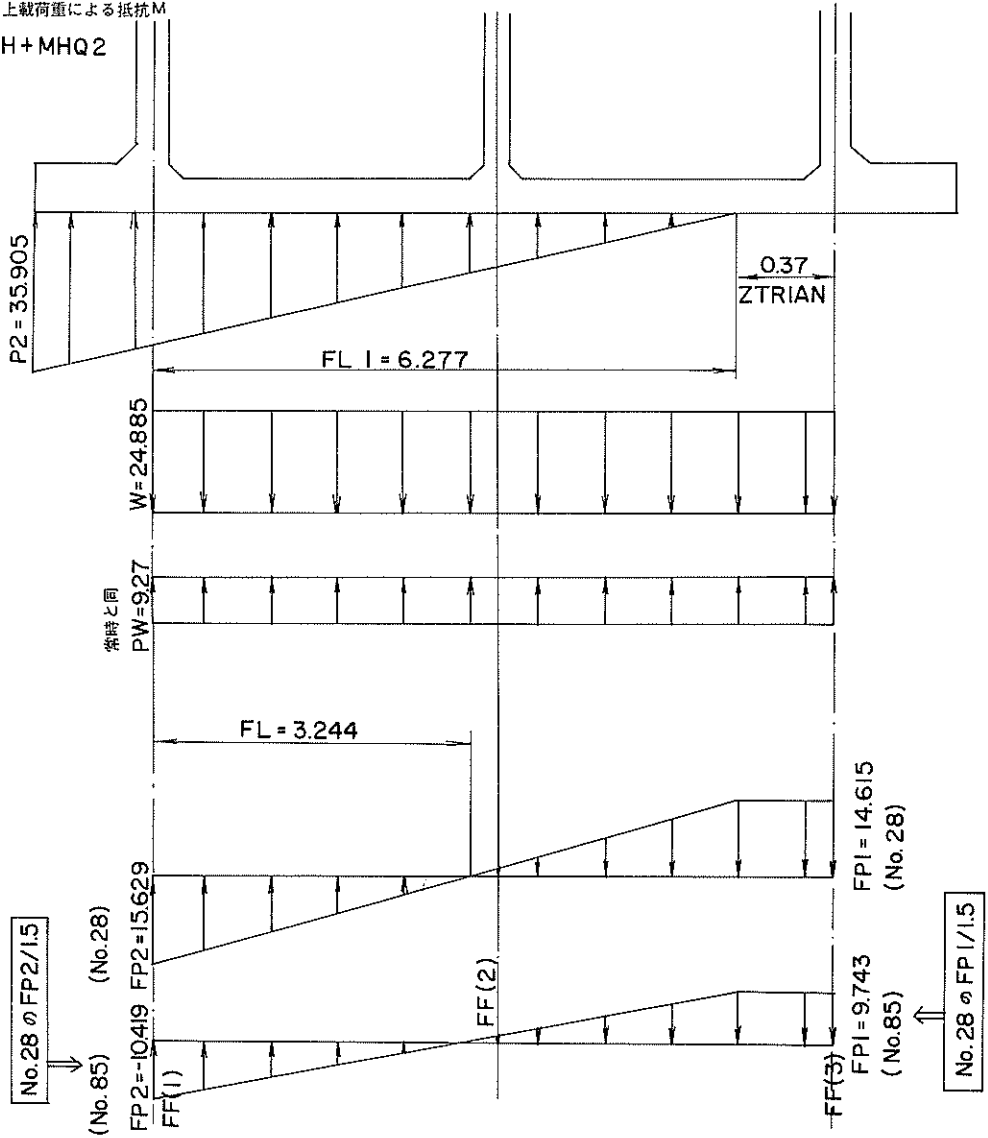
地震時

\*\*\*\*\* JISHINJI \*\*\*\*\*

No. =40 FMW=689.630 FMH=357.325 V=133.780 X=2.484 E=2.016  
 ZTRIAN=3. \*X-B+2/2. -F=-0.37  
 No. =28 P 2 =35.905 FL=3.244 FL I =6.277 FP 2 =15.629 FP I =14.615  
 No. =85 FP I =9.743 FP 2 =-10.419

FMW=MW+MPKU+上載荷重による抵抗M

FMH=MPKH+MH+MHQ2



\*\*\*\*\* ZIRAN PEACION AT EACH POINT OF TEIBAN \*\*\*\*\*

GAMPEKI JISINJI  
 FR(1) = -10.42 TON  
 FR(2) = 0.26 TON  
 FR(3) = 9.74 TON



港 湾 技 研 資 料      No. 216

1 9 7 5 ・ 6

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      株式会社 東京プリント

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