

# 港湾空港技術研究所 資料

TECHNICAL NOTE

OF

THE PORT AND AIRPORT RESEARCH INSTITUTE

**No.1384**

March 2021

流起式可動防波堤の性能評価及び実用化研究

付録：技術・設計マニュアル（案）

菅野高弘・高山知司・平石哲也・東良慶・米山望・後藤仁志・五十里洋行  
・辰巳晃・長坂陽介・千田優・西園勝秀・深澤貴光・殿最浩司・曾根照人  
・平井俊之・上出耕三・伊藤忠男・半田英明・松岡春彦・小西武・田中良典  
・吉田充伸・山本隆信

国立研究開発法人 海上・港湾・航空技術研究所

National Institute of Maritime,  
Port and Aviation Technology, Japan

# 流起式可動防波堤の性能評価及び実用化研究

## 目次

要旨	4
1. まえがき	5
2. 流起式防波堤の概要	5
3. プロトタイプ実験による性能評価	6
3.1 水流に対する応答評価実験	6
3.2 扉体の流起時に作用する波力の測定	7
3.3 波の減衰効果	9
4. 中規模高精度模型実験での応答特性評価	9
4.1 実験方法および実験条件	9
4.2 実験結果および考察	11
5. 高精度粒子法による流起式防波堤の数値解析	13
5.1 数値解析の概要	13
5.2 孤立波来襲時における流起式防波堤の扉体起立過程	14
6. 中規模高精度模型による詳細応答性能および作用流体力の測定	17
6.1 実験装置および方法	17
6.2 応答流速と流起角度に関する評価実験	17
6.3 堤体に作用する流体力の測定	18
7. 実大規模模型による実用化検証実験	20
7.1 実験模型の概要	20
7.2 実験方法および実験条件	21
7.3 実験結果および考察	21
8. 流起式防波堤のベルト張力推定に関する高精度粒子法の適用性	24
8.1 数値解析の概要	24
8.2 孤立波来襲時におけるベルト張力推定	25
9. 動作メカニズムに関する可視化実験	28
9.1 実験方法および実験条件	28

9.2 実験結果と考察	29
10. 流起式可動防波堤の最終強度の解析と簡易推定法の開発	30
10.1 非線形有限要素による崩壊挙動解析	30
10.2 最終強度の簡易推定法の提案	32
11. 土砂堆積時における起立性能研究	35
11.1 実験方法および実験条件	35
11.2 実験結果と考察	36
12. まとめ	37
12.1 プロトタイプ(1/200 模型)実験から	37
12.2 中規模高精度模型(1/50 模型)実験から	37
12.3 高度粒子法による数値解析モデルの開発	37
12.4 扉体の応答性能および扉体の流体力計測	38
12.5 実大規模相当の模型実験から	38
12.6 可視化実験から	39
12.7 非線形有限要素法による崩壊挙動解析によって	39
12.8 土砂堆積による起立影響実験から	39
13. おわりに	40
参考文献	40

## 付録 流起式可動防波堤の実用化研究 技術・設計マニュアル(案)

第1章 総則	付-1
第2章 設計の基本	付-25
第3章 下部構造の設計	付-49
第4章 上部構造の設計	付-67
第5章 上部構造の施工	付-115
第6章 上部構造の維持管理	付-127

### 参考

参-1 設計計算例	参-1
1.1 設計津波 —谷本式による—	参-1
1.2 設計津波 —静水圧式による—	参-42
参-2 扉体の最終強度評価事例	参-83
参-3 上部構造一般図	参-89

# Evaluation of Performance and Applicability of Hydro-Plane Type Tsunami Breakwater

Takahiro Sugano<sup>1)</sup>, Tomotsuka Takayama<sup>2)</sup>, Tetsuya Hiraishi<sup>3)</sup>, Ryoukei Azama<sup>4)</sup>, Nozomi Yoneyama<sup>3)</sup>, Hitoshi Goto<sup>3)</sup>, Hiroyuki Ikari<sup>3)</sup>, Akira Tatsumi<sup>5)</sup>, Yosuke Nagasaka<sup>6)</sup>, Yu Chida<sup>6)</sup>, Katsuhide Nishizono<sup>7)</sup>, Takamitsu Fukazawa<sup>7)</sup>, Koji Tonomo<sup>8)</sup>, Akito Sone<sup>8)</sup>, Toshiyuki Hirai<sup>8)</sup>, Kozo Kamide<sup>9)</sup>, Tadao Ito<sup>9)</sup>, Hideaki Handa<sup>9)</sup>, Haruhiko Matsuoka<sup>9)</sup>, Takeshi Konishi<sup>10)</sup>, Ryosuke Tanaka<sup>10)</sup>, Mitsunobu Yoshida<sup>10)</sup>, Takanobu Yamamoto<sup>10)</sup>

## Abstract

Tsunami attacks land-area in a few minutes just after earthquake shaking or it is transmitted just after the coastal structure and ground are damaged by earthquake motion. The time required for any prevention system operation is very short and the power source may be malfunctioned by an earthquake before tsunami arrival. The hydro-plane type removable breakwater is designed to be operated without any external power supply but with powerful flux of tsunami itself. Hydro-Plane Type Removable Breakwater has the following characteristics;

- 1) It works and flows up in tsunami flux. Its operation does not need any human check nor any equipment even if infrastructure is destructed by an earthquake.
- 2) The breakwater system and the ground base are independent each other. The influence of ground deformation is small.
- 3) The breakwater system is applicable to both landward and seaward waves in the same mechanism. It is easy set the required operation according to the request of the administrator.
- 4) The implementation of system is easy and working time for installation is short. These merits are suitable to the construction inside the navigation channel.
- 5) The system is simple structure composed from relatively few members. Therefore, the reliability is high and the material and maintenance management is easy.
- 6) The breakwater system is laid on the seabed during inactive state and is no obstacle in the navigation channel. It does not change the surrounding scenery.

The performance tests with a scale of 1/200 and 1/50 were carried out in the basins of Kyoto and Osaka Prefecture Universities during 2012 to 2015 to investigate the abilities of Hydro-plane type Breakwater with above characteristics. The experimental results demonstrated that the breakwater was effective to reduce tsunami energy, to be applicable in the practical site. Continuously a large scale (1/10) model test was carried out at the large Geo-Flume on 2015 in the Port and Airport Research Institute to investigate the performance in detail.

Additionally we proposed “Design Manual for Hydro-plane Removable Breakwater” on the basis of the performance design methodology. The manual part includes the maintenance occurrence, check method of connection belt, action to emergency, standard for long term-stability etc.

**Key Words:** Hydro-Plane Type Removable Breakwater, Tsunami, Run-up Tsunami, Hazard Reduction, Particle Computation Method, Destructive-performance Simulation-

---

1) Port and Airport Research Inst., 2) Prof. Emirate of Kyoto Univ., 3) Kyoto Univ., 4) Osaka Institute of Technology  
5) Osaka Univ., 6) Port and Airport Research Inst., 7) Coastal Development Institute, 8) NEWJEC Co., Ltd., 9)  
Marsima Aqua System Co., Ltd., 10) Mirai Construction Co., Ltd.

Contact: [sugano@p.mpat.go.jp](mailto:sugano@p.mpat.go.jp), tel 81-46-826-5058, fax 81-46-844-0839

Port and Airport Research Institute, Maritime, Port and Aviation Research Inst., National Research Inst.

# 流起式可動防波堤の性能評価及び実用化研究

菅野高弘<sup>1)</sup>・高山知司<sup>2)</sup>・平石哲也<sup>3)</sup>・東良慶<sup>4)</sup>・米山望<sup>5)</sup>・後藤仁志<sup>6)</sup>・五十里洋行<sup>7)</sup>・辰巳晃<sup>8)</sup>  
長坂陽介<sup>9)</sup>・千田優<sup>10)</sup>・西園勝秀<sup>11)</sup>・深澤貴光<sup>12)</sup>・殿最浩司<sup>13)</sup>・曾根照人<sup>14)</sup>・平井俊之<sup>15)</sup>  
上出耕三<sup>16)</sup>・伊藤忠男<sup>17)</sup>・半田英明<sup>18)</sup>・松岡春彦<sup>19)</sup>・小西武<sup>20)</sup>・田中良典<sup>21)</sup>・吉田充伸<sup>22)</sup>・山本隆信<sup>23)</sup>

## 要旨

津波は地震発生後僅かな時間で陸地に押し寄せる。また、地震により生じた建物の崩壊や地盤の変形等の直後に襲来する。そのため、機械設備を人の手で動かす余裕が無く、また、ライフラインが破壊されていることを想定しなければならない。そこで、流起式可動防波堤は津波の被害をもたらすエネルギーすなわち外洋より水塊として押し寄せる津波の流体力に焦点を当てた。その脅威の指標になる津波流速（流れ）の力で自動的に起立作動（閉操作）し、陸地への遡上エネルギーを食い止めることで、津波被害を減災させる設備である。その流起式可動防波堤の特徴について以下に列挙する。

- ①津波襲来時、自然の力（流速）で作動し起立するもので、地震によりインフラが遮断されても、操作に人や動力の助けを必要としない。
- ②防波堤設備と基礎地盤はそれぞれ独立しており、地盤の変形による影響が極めて少ない。
- ③現場の状況に応じて、引き波にも同一機構によって作動するよう設定可能である。
- ④航路に設置する状況を考慮し、据付けが簡単であり、施工期間が短い。
- ⑤構成要素が少ないシンプルな機構から信頼性が高く、品質管理、維持管理も容易である。
- ⑥通常時は海底面に静置されており、航路等の障害にならない。また、周囲の景観を損ねない。

これらの特徴を持つ流起式可動防波堤において、平成24年から平成27年にかけて1/200模型及び1/50模型を用い、京都大学津波水槽での実験及び大阪府立大学回流水槽での実験にて性能評価を行った。その結果、津波の威力を軽減、津波による被害の減災に効果的であることや津波に十分耐えられる形状であり、実用化に支障ないことを定性的かつ定量的に明らかにした。それを受け、同じく平成27年に、より実物に近い実大スケール（1/10）による模型実験を（国研）港湾空港技術研究所が所有する大規模波動地盤総合水路で行い相似則の妥当性及び性能の再現性を確認した。さらに、数値シミュレーション結果を総合すると、実用化する際、数値解析手法により、現場環境に適した設計条件等の決定に有効であることを示した。

さらに、本研究では、設計津波、設計津波を超えるレベルの津波に対する取扱い、とりわけ粘り強い構造が要求される最大津波相当の津波に対する設計手法等を加えて、性能評価の成果のもとに「技術・設計マニュアル(案)」を提案した、そこには点検頻度、固定ベルトの点検内容の整理、不測の事態における対処法、耐久性基準などを含む維持管理及び施工方法等に関する検討結果も含まれている。

本資料はその成果を報告するものである。

**キーワード：**流起式、可動防波堤、津波、遡上津波、減災、高精度粒子法、崩壊挙動解析

- 
- |                           |                               |                           |
|---------------------------|-------------------------------|---------------------------|
| 1) 地震防災研究領域上級専任研究員        | 2) 京都大学名誉教授                   | 3) 京都大学防災研究所教授            |
| 4) 大阪工業大学工学部准教授           | 5) 京都大学防災研究所准教授               | 6) 京都大学工学研究科教授            |
| 7) 京都大学工学研究科助教            | 8) 大阪大学工学研究科助教                | 9) 地震防災研究領域地震動研究グループ主任研究官 |
| 10) 海洋水理研究領域津波高潮研究グループ研究官 | 11) 沿岸技術研究センター研究主幹            |                           |
| 12) 沿岸技術研究センター主任研究員       | 13) ニュージェック国内技術本部長代理          |                           |
| 14) ニュージェック港湾・海岸Gマネジャー    | 15) ニュージェック港湾・海岸G沿岸防災チームマネジャー |                           |
| 16) 丸島アクアシステム技術本部長        | 17) 丸島アクアシステム技術担当理事           | 18) 丸島アクアシステム開発担当理事       |
| 19) 丸島アクアシステム理事           | 20) みらい建設工業代表取締役社長            | 21) みらい建設工業技術部長           |
| 22) みらい建設工業技術部部長          | 23) みらい建設工業技術部課長              |                           |

〒239-0826 横須賀市長瀬3-1-1 国立研究開発法人海上・港湾・航空技術研究所 港湾空港技術研究所  
電話:046-0826-5058 Fax:046-844-0839 e-mail:sugano@p.mpat.go.jp

# 第1部 流起式可動防波堤の性能評価

## 1. まえがき

平成23年3月11日に発生した東北地方太平洋沖地震及びこれに伴う津波は、多くの尊い命を奪い、かつ、我が国の経済にも多大な損害を与えた。また、平成28年11月、その余震と思われる地震が福島沖で発生、それに伴い津波が河川上流に押し寄せる映像が生々しく伝えられた。その上、内陸直下型地震は各地で頻繁に起こり、日本列島周辺の地殻変動が活発化していることを伺わせている。

近い将来に発生するとされる南海トラフを震源とする巨大地震津波は、広範囲の沿岸域に被害を及ぼすことが予想されている。内閣府の被害想定<sup>1)</sup>によると、山間部や津波被害を受けた道路の多くが通行困難になると推測されている。地震災害ではあるが阪神大震災や中越沖地震時においては、港湾施設を活用した海上輸送が初期対応および災害復旧に効果的であることが認識された<sup>2)</sup>。しかし、上記の被害想定<sup>1)</sup>では多くの港湾施設が津波により被害を受け、その機能が停止することが予想されている。多くの港湾には港内の静穏を図り、その機能を確保するために、防波堤が設置されている。その防波堤には船舶の航行のため、通常は開口部が設けられている。この開口部から津波が進入し、港内で被害を生じさせている<sup>3)</sup>。この港湾機能の被災軽減は早期復旧における物資輸送を考える上で非常に重要な課題である。また、湾内に侵入した津波が河川を遡上し河川上流域での被害を拡大させた事例もあった。こうした状況下から東日本大震災等の教訓を踏まえ、港湾及び海岸保全施設等の構造物で人命と財産を守るとの目標のもとに、想定される津波による被害を可能な限り減らす「減災」システムが求められている。

そこで、このような津波あるいは高潮対策として、発災時にこの開口部を閉鎖することができる直立浮上式防波堤<sup>4)</sup>やフラップゲート式防波堤<sup>5)</sup>等の可動防波堤が開発されているが、いずれも、作動時、動力を必要とし、人が介在しなければならない。また、津波対策の防波堤や水門などは、人的操作が必要なものが多く、構造物が機能しなかった事例<sup>6)</sup>や操作していた作業員が被災した事例<sup>7)</sup>が報告されている。そこで本研究では、堤体(扉体)が作動する際に、人的な操作を必要とせ

ず、津波の流体力のみで自立する流起式可動防波堤を提案し模型を用いて、扉体の流起応答特性を評価した<sup>8)</sup>。さらに、中規模模型を用いて扉体の固定ベルトに作用する張力や、扉体に作用する流体力に関して詳細な実験を実施し、その応答特性について定量的な結果を得た<sup>9)10)</sup>。

その上で、実大規模・扉高2.2mの模型を用いた実験を行い、これまでの実験結果と比較・考察することにより、模型実験の相似則の妥当性を確認し、現地設置に向けた設計の可否を判定した<sup>11)</sup>。

さらに、流起式防波堤に適用可能なシミュレーションモデルを開発し、水理実験結果と比較することによって、モデルの有効性を確認した<sup>12)</sup>。

## 2. 流起式可動防波堤の概要

流起式可動防波堤は、港湾施設の湾口部に設置された既存の沖合防波堤の開口部等への設置を想定している(図-1(A))。通常時は海底面に静置されており、津波等の設定値以上の水流が生じた際、回転・起立し、防波堤としての効果を発揮する(図-1(B))。具体的な防波堤の断面図および機構を図-2に示す。扉体は上面が平板、下面が円弧の形状であり、その扉体の上下に固定ベルトがクロスして連結されている。また、通常時は、下部基礎部に設置された上に凸の円弧状台座に水平

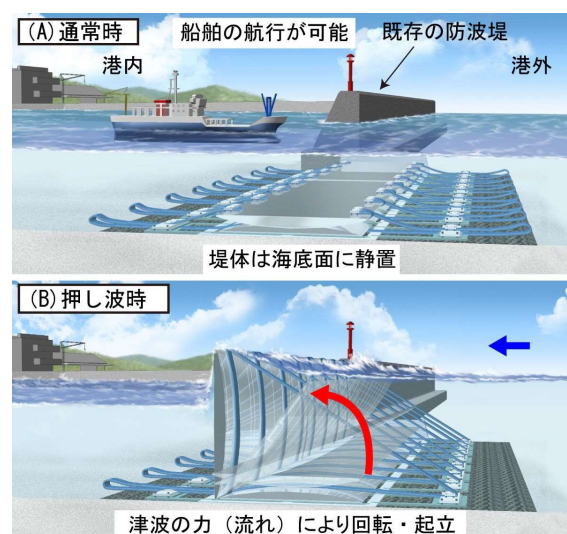


図-1 流起式可動防波堤の設置想定図；(A) 通常時、(B) 押し波来襲時

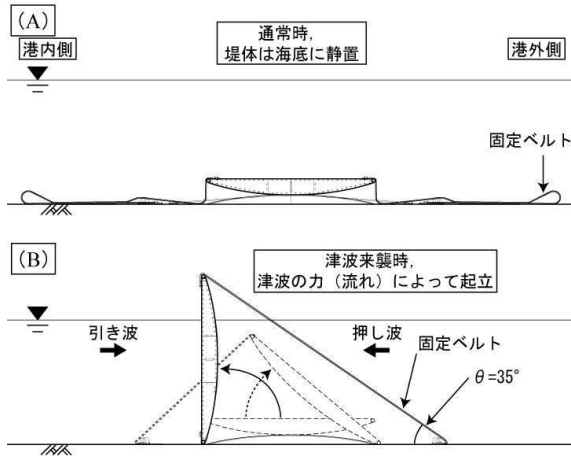


図-2 流起式可動防波堤の設置断面図；(A) 通常時の海底への静置状態，(B) 津波来襲時の動作状態

に静置されている（図-2(A)）。

設定した速度以上の津波や潮流が発生した場合、扉体が基礎台上で回転し、起立する機構となっている（図-2(B)）。流れの方向に依存しないため、津波発生時の押し波、引き波いずれの場合でも起立する。

また、固定ベルトの長さを調整することにより、引き波時の起立角度を調整することも可能である。実大防波堤の最大スケールは高さ；20m, 1ユニットの幅；60m, 厚さ（高さ）；2.4mを想定している。また、海岸防潮堤の陸側部及び河口域の津波遡上部や防潮堤の嵩上げ及び護岸（陸上部）等でも適用が可能であり、実大扉体高さは数 m～20m と想定される。本実験で用いる模型はフルードの相似則に従っている。実験模型の規模を図-3に示す。

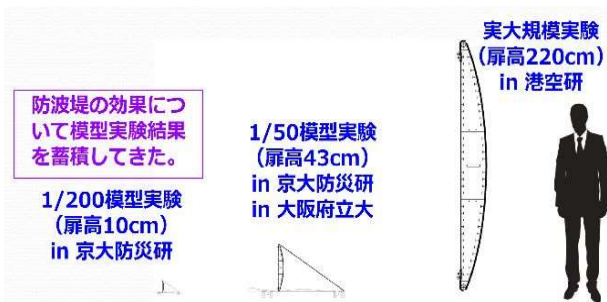


図-3 実験に用いた模型規模

### 3. プロトタイプ実験による性能評価<sup>8)</sup>

本実験で用いた小型模型はアルミ製で実大の1/200（高さ；10cm, 幅；30cm, 厚さ；1.2cm, 重量；30g）の模型を作成した。

#### 3.1 水流に対する応答評価実験

流起式防波堤は水流に反応して動作するため、実際に海底に設置する場合には、通常時の潮流によって動作することなく、高潮や津波などによる任意の速度以上の水流に対して動作するように制御する必要がある。そこで、上記小型模型の水流に対する応答実験を実施した。通常の循環水路あるいは造波水路において、水流を低速（数 cm/sec）で制御することは困難である。本実験では、模型を台車に載せ、水中を移動させることにより、相対的な水流が扉体に対して生じる実験水槽を作成した（図-4）。台車は最大 12cm/sec まで一定速度で移動させることができる。また、扉体内部に重りを追加することにより、扉体の重量を任意に変化させることができる。



図-4 水流に対する応答特性評価実験装置

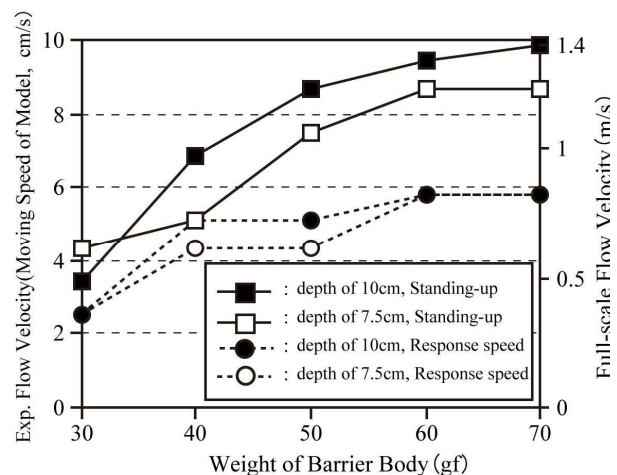


図-5 水流に対する応答特性実験結果

水流に対する応答特性評価実験の結果を図-5に示す。動作状況を判断する条件として、水流に対して少しでも動いたケースを応答開始とし、扉体が完全に起立する最低流速を評価した。その結果、扉体重量が 30g（おもりなし）の場合、流速が 2.5cm/sec（実スケールの流速で 0.4m/sec）の水流に対して応答を開始し、扉体の重量に比例して、応答を開始する水流の速度も増加していることがわかる。完全に起立する際の最低流速に関しても、扉体の重量に比例して増加していることがわかる。これらの結果から、扉体の重量を調節することにより、応答する流速を設定できることがわかる。よって、津波や高潮などの任意の水流のみに動作するように、調整（制御）することが可能である。

### 3.2 扉体の流起時に作用する波力の測定

本防波堤の機構は扉体に作用する水流により持ち上げられ、基礎台上で回転・起立するため（図-2）、起立した際に固定ベルトに衝撃力が加わる。また、起立状態における波の作用力も固定ベルトに負荷することになる。そこで本実験では、固定ベルトに作用する水流の力（波力）を測定する。  
 (1) ひずみゲージの取り付けとその校正

扉体が流起、起立する際に固定ベルトに作用する張力を測定するために本実験ではひずみゲージを用いた。具体的には、4本の固定ベルト（上下、左右）のそれぞれに接着剤でひずみゲージを取り付けた（図-6）。

固定ベルトに取り付けた状態で、ばね秤を利用した張力負荷装置を用いて、任意の張力（N）を負荷し、ひずみゲージの校正を行った（図-7(A)）。

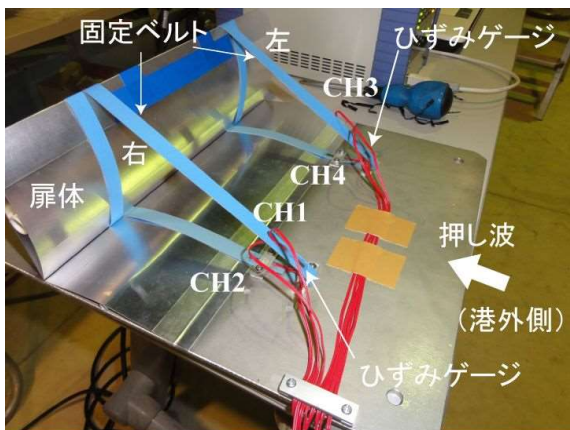


図-6 固定ベルトに張力測定のためのひずみゲージを取り付けた扉体模型

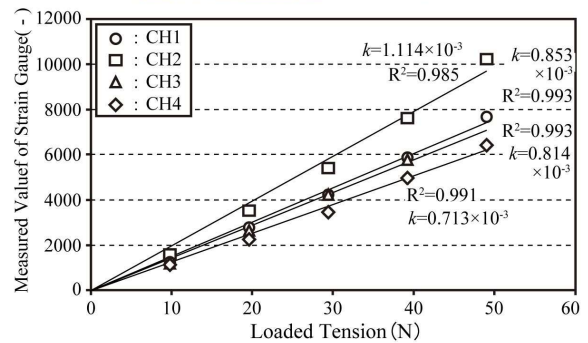
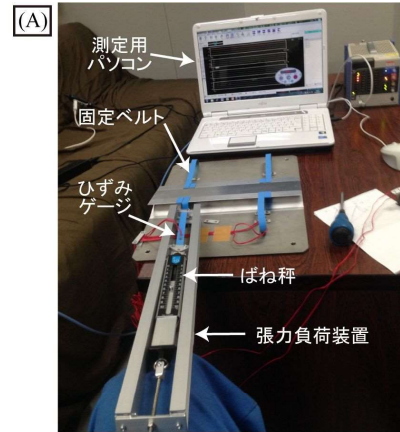


図-7 ひずみゲージの校正；(A) 校正作業時のようす、(B) 校正結果（測定値と負荷（kg重）の関係）

ひずみゲージの校正結果を図-7(B)に示す。その結果、負荷させた張力に対して、ひずみゲージの測定値はすべてのチャンネルで直線比例の関係にあることがわかる。図中に併示した回帰直線の相関係数 R は 0.985～0.993 であり、良好な相関関係にある。よって、それぞれのひずみゲージで求められた相関係数  $k = 0.713 \sim 1.114 \times 10^{-3}$  を測定値に乘算し、固定ベルトに作用した張力を測定した。なお、測定間隔は 50Hz に設定した。

#### (2) 扉体に作用する波力の測定

京都大学防災研究所宇治川オープンラボラトリーの直線造波水路（幅:1m, 深さ: 1.5m, 長さ: 50m）において、流起式可動防波堤に作用する波力（固定ベルトに作用する張力）に関する実験を行った。

校正を行ったひずみゲージを取り付けた小型模型（図-6）は、幅が 30cm であるので水路幅（1m）を減幅（0.32m）させた区間のマウンド上に設置した（図-8）。マウンド天端を基準高（底面）とし、水深は 7.5cm とした。また、防波堤の前面を港外側、背面を港内側とし、両側に容量式波高計を設置した。入射津波高が 0.625, 1.25, 2.5, 3.75, 5.0cm



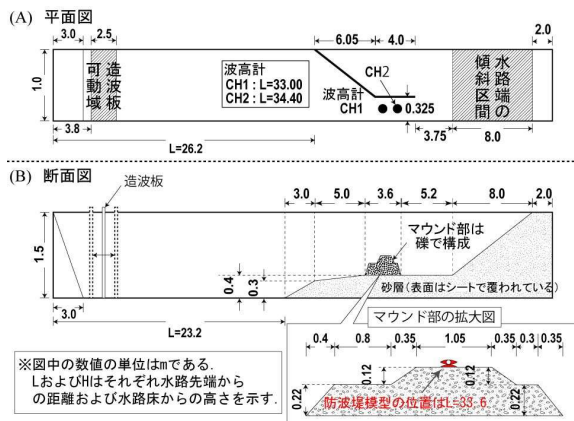


図-8 造波（津波）水路の詳細；(A) 平面図，(B) 断面図

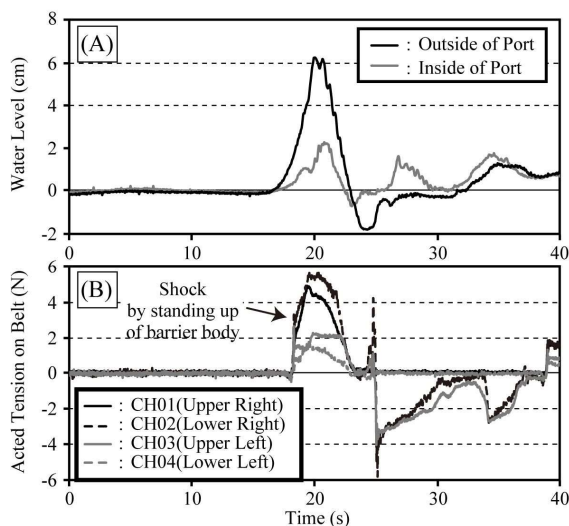


図-9 扉体に作用する波力（固定ベルトに作用する張力）の実験結果；水深 7.5cm，入射津波高 3.75cm，(A) 水位変化，(B) 固定ベルトに作用した張力

の 5 ケースについて実施した。

入射波高が 3.75cm のケースにおける波高および固定ベルトに作用した張力の時系列データを図-9 に示す。波高に注目すると、港外側の最大波高は 6cm を超えており、防波堤が起立し、波を止めたことにより堰上げが生じたことが推察される。港内側については最大波高が 2cm 程度であるので、入射波高 3.75cm が減衰されていることがわかる。一方、ベルトに作用した張力に注目すると、入射波の波頂が到達する前に、急激な張力の上昇を確認できるが、これは波頭によって防波堤が流起し、完全に起立した際に生じた衝撃力によるものと考えられる。

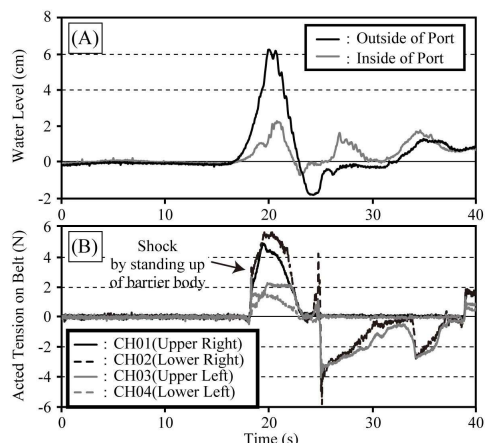


図-10 ベルトに作用する張力（波力）の時系列データ（4 つのひずみゲージの測定値を合算）

防波堤の流起時に着目し、各ケースにおける張力の時系列データを図-10 に示す。なお、この張力については 4 つのひずみゲージで測定された張力 (N) を合算したものである。同図では、張力が最大値となる、すなわち、波頂が到達する前に、明瞭なピークが存在することが特徴的である。これは、上述したように防波堤の流起時に、固定ベルトに生じた衝撃力によるものである。入射波高が小さいケースではこのピークが見られない。

ここで、扉体に生じた波力を静水圧分布型と仮定すると、最大水平波力は次式で表すことができる。

$$F_m = \alpha \rho g h_m^2 B \quad (1)$$

ここに、 $F_m$  は最大水平波力、 $\rho$  は水の密度、 $g$  は重力加速度、 $h_m$  は最大波高、 $B$  は作用する構造物の幅である。本実験結果で固定ベルトに作用した張力を扉体に作用した波力とし、その最大張力 (= 最大波力) を式(1)に適用し、無次元化 ( $\alpha$  を算定)

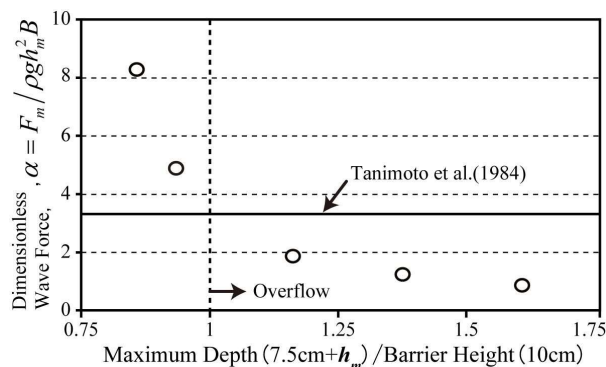


図-11 無次元波圧と防波堤高に対する波頂の相対水深の関係

する。その結果を図-11 にまとめて示す。同図には谷本ら<sup>13)</sup>が提案した防波堤に対する最大波圧分布にもとづき、算定した係数 $\alpha=3.3$  (谷本式)を併示した。入射波高が2.5cm以上(越流)のケースの場合 $\alpha$ は1~2となっており、谷本式よりも安全側(波圧が小さい)で評価されていることがわかる。一方で、越流しない入射波高が1.25cm以下のケースでは、谷本式よりも大きい値となっている。これは、作用する波圧が小さく、本実験で用いたひずみゲージによって測定できていない可能性がある。

以上の結果を総合的に考察すると、防波堤の起立直後に作用する衝撃力よりも、後続の波高のピーク時に働く流体力の方が大きいことがわかる。このことから、通常の直立防波堤に作用する津波の波力に対する強度が確保できていれば、固定ベルトに生じる衝撃力に耐えうることがわかった。

### 3.3 波の減衰効果

前章の波力の測定と同様に直線造波水路において(図-8),防波堤の前後(港外側および港内側)で波高を測定し、波の減衰効果を検討した。実験条件を表-1にまとめて示す。港外側で計測された最大波高と実効減衰率の関係を図-12に示す。ここに、実効減衰率は次式で定義する。

$$\text{実効減衰率} = \frac{\text{防波堤を設置した際の減衰率}}{\text{防波堤がないマウンド(原地形)の減衰率}} \quad (2)$$

表-1 波の減衰効果の実験条件

	水深(cm) (実物大水深, m)	入射津波高(cm) (実物大波高, m)
1		1.0 (2)
2		1.5 (3)
3	5.0 (10)	2.0 (4)
4		2.5 (5)
5		3.0 (6)
6		1.0 (2)
7		1.5 (3)
8	7.5 (15)	2.0 (4)
9		2.5 (5)
10		3.0 (6)

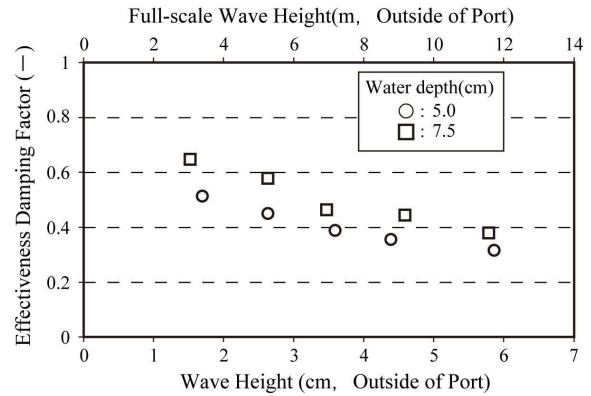


図-12 流起式可動防波堤の波に対する実効減衰率

同図から、水深5cm, 7.5cm(実スケールでそれぞれ10m, 15m)どちらのシリーズにおいても、最大波高に反比例して、実効減衰率が減少していることがわかる。これは、防波堤による波の減衰効果が増大していることを意味している。この要因としては、波高が小さいケースの場合は流体力が小さく、扉体が流起する速度が遅く、波高のピークの通過後に遅れて起立する。その結果、波を減衰させる効果が小さくなったと考えられる。一方で、波高が大きい場合は先行してくる波頭の流れて扉体が流起し、波頂が通過する際に、防波堤が完全に起立しているため、波の減衰効果が大きくなったと考えられる。

## 4. 中規模高精度模型実験での応答特性評価<sup>9)</sup>

本実験で用いた模型は実大スケールの約1/50(高さ43cm, 幅129cm, 厚さ4.8cm, 重量21.3kg(水中比重1.03))で製作し用いた。

### 4.1 実験方法および実験条件

#### (1) 実験装置および方法

本実験は京都大学防災研究所宇治川オープンラボラトリーの津波再現装置(幅4.0m, 長さ44.0m, 深さ2.0m)を用いて実施した。この装置(水槽)はピストン式造波装置, ポンプ式造波装置および水塊落下式造波装置を併設している。これらを連動制御することで、より現実に近い複雑な波を再現することができる。装置の特性については平石ら<sup>14)</sup>を参照願いたい。

本実験の実施時には、ピストン式造波装置から11.7m地点に1/10斜路が設定されており、平坦部と

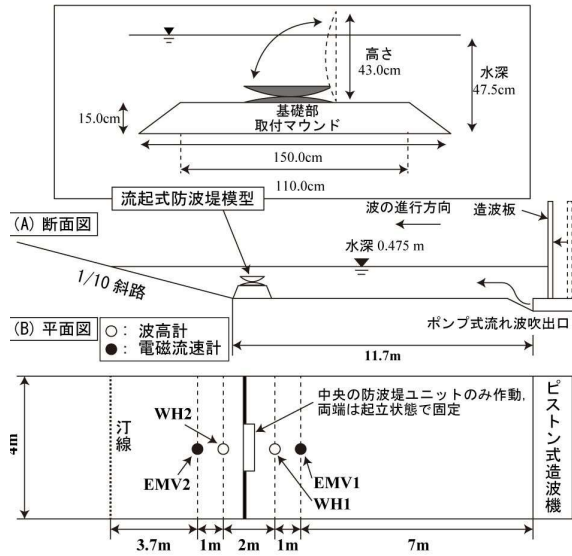


図-13 津波再現装置の説明図および防波堤模型設置位置図；(A) 断面図，(B) 平面図

の境界に防波堤の取り付けマウンド（コンクリート製）を設置した（図-13(A)）。防波堤模型はこの取り付けマウンド中央部に固定した。一方、水深については、防波堤が流起した状態の時に扉体の1/4 (10.5cm) が水面上に突出するように、47.5cm（マウンド天端から32.5cm）に設定した。

また、防波堤の前面（港外側）および背面（港内側）にそれぞれ電磁流速計および波高計を設置し（図-13(B)），本防波堤の波の減勢効果を測定した。

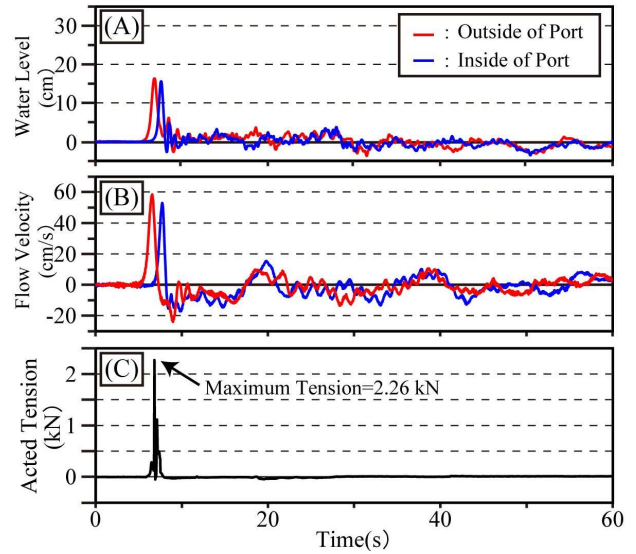


図-14 短周期波（孤立波）ケース SW075（波高 16.1cm，周期 2s）の時系列データ；(A) 水位変化，(B) 流速，(C) 固定ベルトに作用する張力

## (2) 実験及び造波条件

本実験では波の周期の違いによる防波堤の効果を明らかにするために、ピストン式造波装置による短周期波（孤立波）シリーズ SW とポンプ式造波装置による長周期波（流れ波）シリーズ FL を実施した。それぞれのシリーズにおける実験条件をまとめて表-2 に示す。

表-2 実験および造波条件

### (A) 短周期波（孤立波）シリーズ SW

ケース名	入射波高 (cm)	実大波高 (m)	最大水位変化 (cm)		最大流速 (cm/s)		最大張力 (N)	堤体の起立
			港外側	港内側	港外側	港内側		
SW005	1.1	0.5	1.0	0.9	4.6	4.3	—	×
SW010	2.2	1.0	2.3	2.3	11.1	9.9	—	×
SW025	5.4	2.5	6.0	5.7	23.7	23.1	—	×
SW050	10.8	5.0	11.7	11.0	42.8	41.8	636	○
SW075	16.1	7.5	16.4	15.6	58.5	53.0	2261	○
SW100	21.5	10.0	21.8	19.4	76.1	63.9	3013	○

### (B) 長周期波（流れ波）シリーズ FL

ケース名	ポンプ流量 (m <sup>3</sup> /s)	周期 (s)	最大水位変化 (cm)		最大流速 (cm/s)		最大張力 (N)	堤体の起立
			港外側	港内側	港外側	港内側		
FL005	0.05	60	0.5	0.4	5.0	2.5	—	×
FL010	0.1		1.3	1.3	5.0	2.9	—	×
FL030	0.3		7.9	4.3	16.3	14.5	177	○
FL050	0.5		14.2	5.2	27.2	21.5	360	○
FL070	0.7		20.0	7.2	37.7	27.5	683	○

## 4.2 実験結果および考察

### (1) 水位と流速の時系列データ

#### a) 短周期波（孤立波）シリーズSW

短周期波のケース例として、ケースSW075（入射波高16.1cm，周期2s）における水位変化，流速の時系列データを図-14に示す。

水位変化に関しては，入射波高16.1cmであるのに対し，港外側で最大水位が16.4cmとなっており（表-2(A)），防波堤が起立することにより，防波堤の前面で堰上げが生じたことが確認できる。また，港内側の最大水位は15.6cmであることから，若干ではあるが波高に対する減衰効果があることがわかる（図-14(A)）。しかし，防波堤が流起しないケースSW005，010，025でも波高の減衰が生じており（表-2(A)），防波堤基礎部（取り付けマウンド）の減衰効果も考慮する必要がある。よって次節では，基礎部の減衰効果を除いた防波堤の実効減衰率について考察する。

一方，流速に関しては，港外側（58.5cm/s）と港内側（53.0cm/s）を比較して最大値が減速していることがわかる（図-14(B)）。この流速の減速は短周期波シリーズSWのすべてのケースで確認できる（表-2(A)）。

#### b) 長周期波（流れ波）シリーズFL

次に，長周期波（流れ波）ケースの例として，ケースFL070（最大波高20.0cm，周期60s）における水位変化，流速および張力の時系列データを図

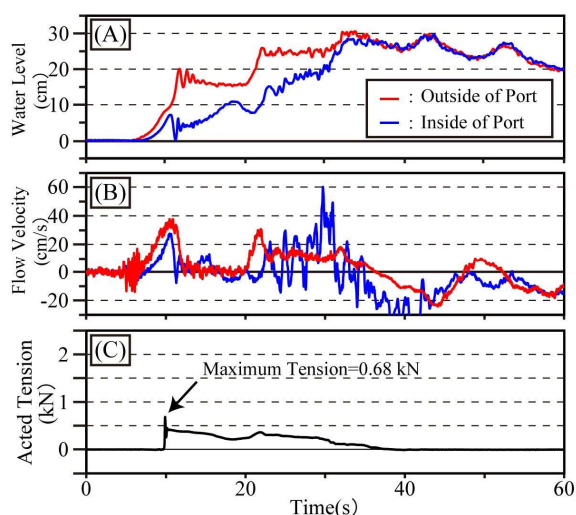


図-15 長周期波（流れ波）ケース FL070（最大波高 20.0cm（実験開始から 15s まで），周期 60s）の時系列データ；(A) 水位変化，(B) 流速，(C) 固定ベルトに作用する張力

-15に示す。流起後の水位変化，流速に関しては港内側の容積等によって特性が変化することに留意願いたい。

水位変化のデータ（図-15(A)）に関しては，周期の前半30秒間（押し波）は流量0.7m<sup>3</sup>/sで水槽内に水を連続して供給するため，水位が継続的に上昇している。実験開始から12秒で扉体が流起し，その後，防波堤の効果により，港外側と港内側に水位差が生じていることがわかる（実験開始から12～32秒程度まで）。

流速のデータ（図-15(B)）に関しては，防波堤が流起（12s）することにより効果が発揮され，港外側の最大流速が37.7cm/sであるのに対し，港内側は27.5cm/sと低減していることがわかる。扉体の流起後は港内側および港外側の流速がほとんどなくなり，防波堤が港内への波の流入を防いでいることがわかる。

### (2) 防波堤による波の実効減衰効果

水位変化（波高）および流速の減衰効果については，防波堤基礎部（取り付けマウンド）等の原地形による減衰効果が含まれている。ここでは，式(2)で定義される実効減衰率により，防波堤による減衰効果を評価する。

入射波高と波高（水位変化）および流速の実効減衰率の関係を図-16に示す。短周期波（孤立波）シリーズに関しては，ケースSW050（入射波高4.5cm）から扉体が流起し，波高が大きいケースの方が，減衰効果が增大していることがわかる。この波高の減衰効果が入射波高とともに増大することは東ら<sup>8)</sup>も同様に指摘している。若干ではあるが波高成分と比較して流速成分に関して，減勢効果があることも確認できる。

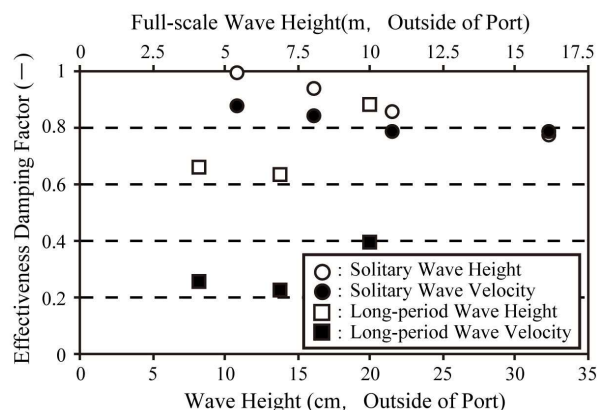


図-16 流起式可動防波堤による波高（水位変化）および流速に対する実効減衰効果



図-17 張力（波力）測定のためのひずみゲージを固定ベルトに取り付けた様子

(3) 固定ベルトに作用する張力（波力）

本防波堤の可動機構は、水流により扉体が持ち上げられ、基礎台上で回転するため、起立した際に固定ベルトに衝撃力が加わる。また、起立状態における波の作用力も固定ベルトに作用することになる。そのため、本防波堤の耐波強度を評価するためには、固定ベルトに作用する力の測定が重要となる。そこで、あらかじめ張力に関して校正を行ったひずみゲージを固定ベルト（1ユニットにつき8本）に取り付け（図-17）、作用した張力（衝撃力および波力）を測定した。

短周期波（孤立波）シリーズのケース SW075 における張力の時系列データを図-14(C)に示す。この張力の値は扉体を固定している8本のベルトに作用した張力を合算したものである。実験開始から約7s後に、扉体が回転、流起した際に生じる衝撃力のピークが測定され、その最大値は2.26kNであった。張力が発生している時間は孤立波の周期と同じ約3秒程度である。東ら<sup>8)</sup>は周期が6sの孤立波のケースにおいて、扉体が回転、流起する際に生じる衝撃力と波本体からの水圧（波力）が分かれて固定ベルトに作用することを指摘した。本実験の孤立波の波長2.5mであり、東ら<sup>8)</sup>の実験の波長とほぼ同じ長さである。しかし、モデルのスケールが4倍大きいため、相対的な波長が4倍短いことになる。その結果、流起時の回転による衝撃力は最大波高（波のピーク）に近接し、固定ベルトに作用する波力は波高の高い状態で衝撃力が重ね合わされるため、一つの大きいピーク値として測定されたと考えられる（図-18）。

長周期波（流れ波）シリーズのケース FL070 に

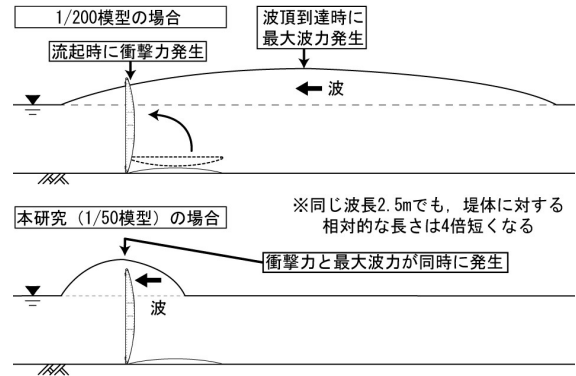


図-18 波の周期による固定ベルトに生じる張力の違い；東ら<sup>8)</sup>の1/200モデル実験との比較

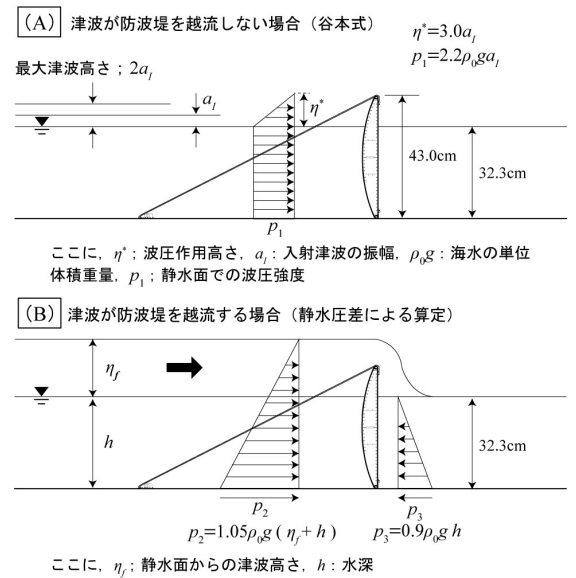


図-19 津波波力の算定説明図；(A) 津波が防波堤を越流しない場合、(B) 越流する場合

における張力の時系列データを図-15(C)に示す。扉体が回転、流起した際に生じる衝撃力のピークが実験開始から約10s後に測定され、その最大値は0.68kNであった。また、港外側と港内側の水位差による静水圧および波の動水圧が実験開始35秒あたりまで継続的に生じていることがわかる。前述した短周期波ケース SW075 と異なり、流起時の衝撃力は波頂の到達前に作用し、波高の低い状態で重ね合わされるため、最大波力が分かれ、最大張力が小さくなったと考えられる。

(4) 耐波性能に関する検討

前節では固定ベルトに作用する張力について考察した。本節では固定ベルトの耐波性能を評価するために、通常の直立防波堤（護岸）に作用す

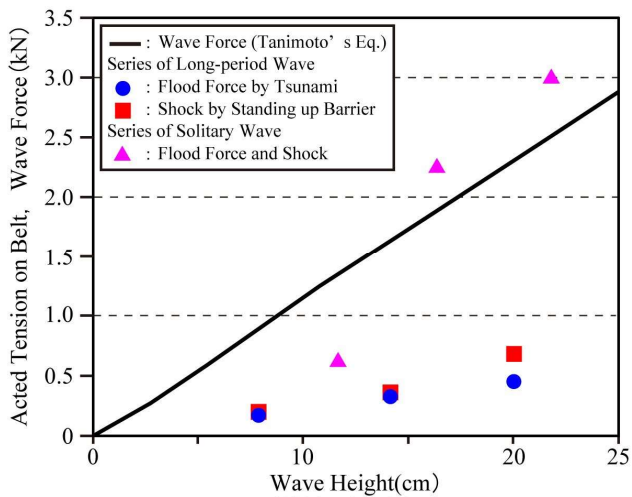


図-20 流起式可動防波堤の固定ベルトに作用した張力と直立防波堤（護岸）に作用する津波波力の比較

る波力との比較を行う。波高が10.8cm（実スケールに換算すると5.0m）以下では越流が生じないので、谷本式にもとづき防波堤模型1ユニットに作用する波力を算定した（図-19(A)）。津波が防波堤を越流する（波高10.8cm以上）条件においては、港外側と港内側の静水圧差から波力を算定した<sup>15)</sup>。

本実験の短周期波および長周期波シリーズで得られた張力データを上述の直立防波堤に作用する算定波力曲線と併せて図-20に示す。なお、短周期波シリーズでは扉体が起立する際に生じる回転力（衝撃力）と波の流体力（波力）を同時に発生し、区別できないため合算した張力である。

一方、長周期波シリーズでは回転力と流体力のピーク値は明瞭で判別できるため、区別して示す。同図から、長周期波シリーズに関しては、回転、流起時の衝撃力と波の流体力が別れて生じたため、それぞれのピークの最大張力は通常の直立防波堤に作用する波力よりも小さいことがわかる。これは、実際の津波のような長周期波に対する固定ベルトの引張強度は直立防波堤に作用する波力から算定できることを意味する。一方で、短周期波シリーズに関しては、回転、流起時の衝撃力と波の流体力が同時に生じるため、直立防波堤に作用する波力よりも若干大きい値となった。しかしながら、直立防波堤に対しても生じ得る、波状段波による衝撃波力<sup>16)</sup>を考慮すると、通常の防波堤の耐波設計値から固定ベルトの強度を設計することが可能であると考えられる

## 5. 高精度粒子法による流起式防波堤の数値解析<sup>12)</sup>

本解析では、粒子法をベースに流起式防波堤の扉体の挙動を再現できる構造・流体連成型の数値モデルを開発し、流起式防波堤に孤立波を作用させた場合の扉体の応答や波高等の時系列分布について水理実験結果と比較し、その適用性を検討した。

### 5.1 数値解析の概要

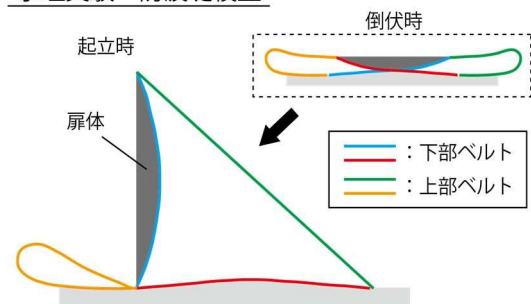
#### (1) 流体解析

流体解析には、MPS法<sup>17)</sup>を適用する。ただし、波浪変形や扉体に作用する流体力を精度良く評価するために、高精度化スキームを導入する。用いた高精度化スキームは、HS法<sup>18)</sup>、HL法<sup>18)</sup>、ECS法<sup>19)</sup>、GC法<sup>19)</sup>、DS法<sup>20)</sup>である。また、これら高精度化スキームは、SPH法にも適用されている<sup>21)</sup>。

#### (2) 防波堤モデル

防波堤扉体は、図-21上図の模式図に濃灰色で示す通り半月型の形状をしており、底面と接する曲線部に沿って回転しながら起立する。ただし、扉体先端と底面上の固定点を繋ぐ4本のベルトでその運動は拘束されている。下部固定ベルト

#### 水理実験・防波堤模型



#### 数値解析・防波堤モデル

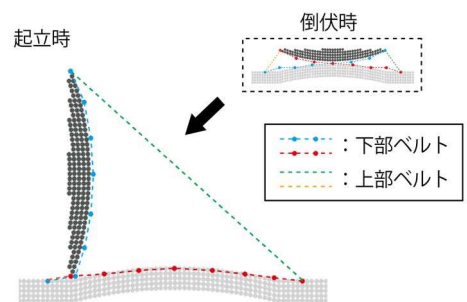


図-21 流起式防波堤扉体模式図

が扉体の流失を防止し、上部固定ベルトが 90°以上の扉体の回転を抑止する。扉体は、岸沖方向長さ 0.43 m × 水路幅方向長さ 1.29 m で上記 4 本のベルトを 1 組として水路幅方向に等間隔 4 組接合されている。なお、ベルトは岸沖方向に対称に接合されており、どちらの方向にも同様に起立する。

計算では、扉体は剛体連結モデル<sup>22)</sup>を用いて剛体として扱う。扉体構成粒子の比重はすべて均一とし、実験に合わせて 1.034 とした。扉体構成粒子は、粒子間相互作用モデルによって計算された流体力と壁面やベルトとの衝突力によって移動するが、扉体両端の粒子のみ、これらに加えてベルト張力が作用する。

下部固定ベルトは、複数のベルト代表点間をバネおよびダッシュポットで結合した質点バネモデルで表現する(図-21 下図参照)。質点(ベルト代表点)の運動方程式は、

$$M \frac{du}{dt} = F_n + F_c + Mg \quad (3)$$

$$F_n = \sum_{j=1}^N \left[ \left\{ -k_n (l_0 - |r_{ij}|) + c_n v_{ij\xi} \right\} \frac{r_{ij}}{|r_{ij}|} \right] \quad (4)$$

である。ここで、 $M$ : 質点の質量、 $u$ : 質点の速度ベクトル、 $F_n$ : 質点間の軸方向力ベクトル、 $g$ : 重力加速度ベクトル、 $k_n$ : バネ定数、 $c_n$ : ダッシュポット定数、 $N$ : 接続質点数、 $r_{ij}$ : 質点間相対位置ベクトル、 $l_0$ : 初期質点間距離、 $v_{ij\xi}$ : 2 質点の相対速度の軸方向成分である。ベルトが扉体や底面内部に侵入しないように、質点と扉体構成粒子ある

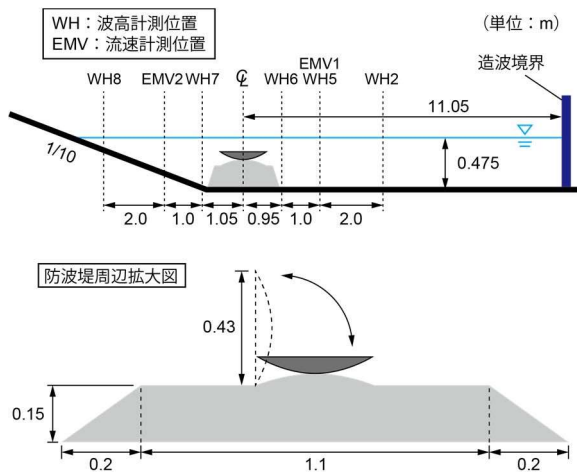


図-22 計算領域および計測点

いは底面壁粒子間には個別要素法と同様の接触力  $F_c$  が作用する。ただし、流体計算時においてベルトは無視されるものとする。したがって、扉体と底面が直接接触するように、1 層目の底面壁粒子では質点との接触力を発生させない。なお、ベルトの両端は、底面固定壁粒子と扉体先端の扉体構成粒子に接続した。

上部固定ベルトについては、弛緩状態においては扉体の運動に影響を及ぼさないことから、下部固定ベルトのように質点をつないでベルトを形成するのではなく、起立時(90°回転時)の扉体先端とベルト固定点との距離を基準として、その 2 点間距離が基準値以上離れた場合のみ直線的にバネによる引張力が作用するものとした。

## 5.2 孤立波来襲時における流起式防波堤の扉体起立過程

### (1) 計算領域および計算条件

図-22 に、計算領域および防波堤周辺の模式図を示す。防波堤は、マウンド部と扉体で構成される。計算は鉛直二次元場で行うが、実験水槽は水路幅 4.0m で、扉体模型は水路幅方向に 3 基設置される。マウンドは、高さ 0.15 m × 先端幅 1.1 m で、水理実験、シミュレーションともに不透過である。防波堤岸側は勾配 1/10 の斜面であり、沖側は水平床である。造波は、防波堤中心から約 11m 沖側で行う。水理実験では、ピストン型造波機で造波板を前後移動させることで孤立波を生成したが、計算では、粒子数の節約のために流入壁を設置し、以下の孤立波波形および水平方向速度に従って水粒子を流入させた。

$$\eta = H \operatorname{sech}^2 \left( \sqrt{\frac{3H}{4h^3}} \cdot x_w \right) \quad (5)$$

$$u = H \sqrt{\frac{g}{h}} \operatorname{sech}^2 \left( \sqrt{\frac{3H}{4h^3}} \cdot x_w \right) \quad (6)$$

ここで、 $H$ : 孤立波波高、 $u$ : 流入壁の水平方向移動速度、 $h$ : 水深、 $g$ : 重力加速度、 $x_w$ : 波高が最大となる地点からの水平距離である。

水深は 0.475m で、扉体起立時に扉体長さの 1/4 が静水面上となるように設定した。模型縮尺は 1/46.5 である。入射波高は、case1: 0.161 m (実スケールで 7.5 m) および case2: 0.323 m (実スケールで 15.0 m) である。また、図-22 上図に示すように、防波堤周辺で波高および流速の計測を行う。

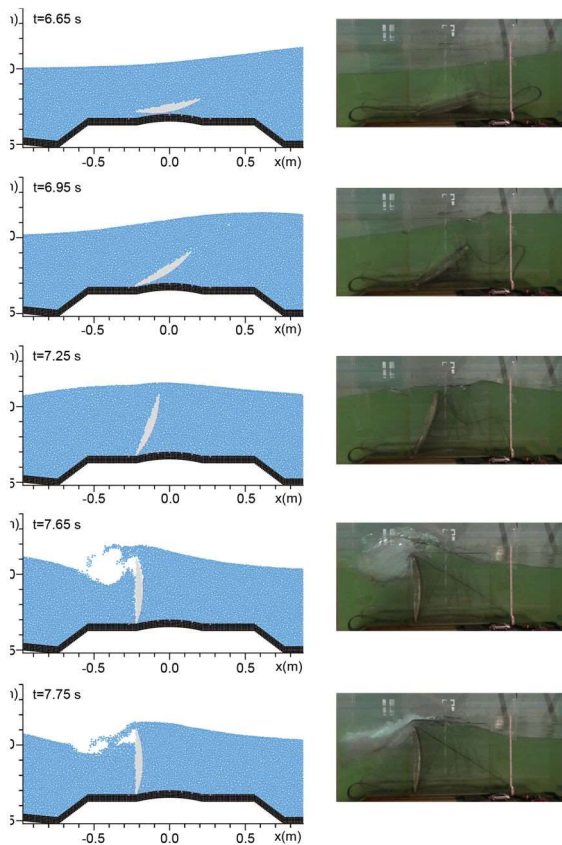


図-23 孤立波来襲時の扉体起立過程 (case1, 左: シミュレーション, 右: 水理実験)

波高は5地点 (WH2, WH5, WH6, WH7, WH8) で、流速は2地点 (EMV1, EMV2) の半水深位置で計測が行われた。

(2) case1: 波高  $H=0.161\text{m}$

図-23 に、計算結果の瞬間像と水理実験の撮影映像から抽出した静止画を比較して示す。

図-23 左側の計算結果の瞬間像では、ベルトは代表点のみすべて同じ色で表示している。初期に倒伏状態にあった扉体が、孤立波の接近とともに扉体前面 (曲線部) に流体力を受け、徐々に起立し始める ( $t=6.65\text{ s}$ )。このとき、扉体の回転挙動は、下部固定ベルトに相当する質点バネモデルによって適切に制御されている。また、孤立波の通過とともに、扉体は底面に鉛直に起立し、防波堤としての機能が発揮される ( $t=7.65\text{ s}$ )。扉体は、上部固定ベルトに相当する引張力の作用によって、これ以上背面 (図面左側) に倒れることはない。また、水面形に関しては、 $t=6.95\text{ s}$  や  $t=7.25\text{ s}$  において、水理実験では扉体前面において小さな凸部が見られるのに対し、計算結果ではそれが見られない。これは、3基の扉体間の  $2\text{ cm}$  程度の間隙

からの流体の漏出や、各扉体の起立挙動のわずかなタイミングのずれ等で発生したものと思われる。扉体が完全に起立した時刻 ( $t=7.65\text{ s}$ ) では、越波によって飛沫が発生し、一方で、扉体背後の水面形には凹みが生じる ( $x=-0.4\text{ m}$ )。これらについては、計算結果の実験結果との良好な対応が確認できる。

図-24 に、case1 における波高の計測結果を実験結果と併せて示す。まず、港外側の計測点 (WH2, WH5, WH6) と港内側の計測点 (WH7, WH8) の波高のピーク値を比較すると、防波堤の通過前後で波高が約  $10\%$  減少している。次に、港外側の3計測点を見ると、最初のピークが過ぎた後、再度波高数  $\text{cm}$  程度のピーク値をとる。これは起立した防波堤からの反射波によるものであると考えられる。計算結果は、最初のピーク値に関しては、実験結果と良好に一致していることがわかる。反射波によるピークに関しては、実験結果よりもやや波高が大きい。これは、先述した隣接する扉体間の隙間からの漏出が、反射波に影響を及ぼしたものである。

図-25 に、case1 における水平流速の計測結果を実験結果と比較して示す。港外側 (EMV1)、港内側 (EMV2) とともに孤立波の到達時に大きなピーク値をとり、その後、速度が逆方向に転じる。これは、港外側では防波堤から、港内側では斜面か

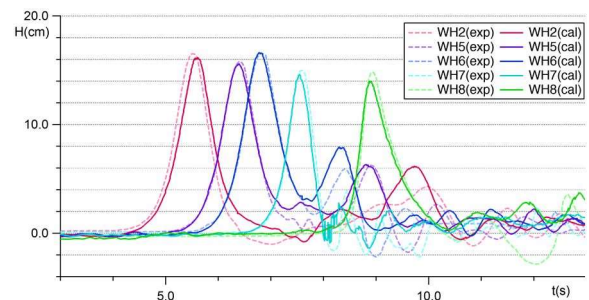


図-24 各計測点での波高の比較 (case 1)

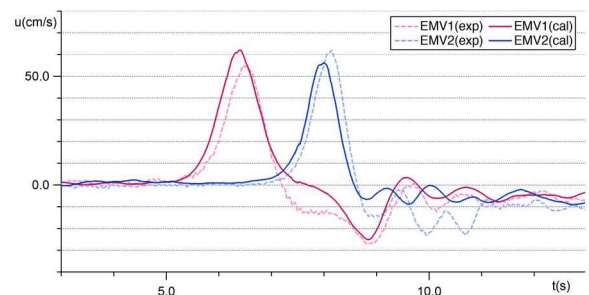


図-25 各計測点での水平流速の比較 (case 1)



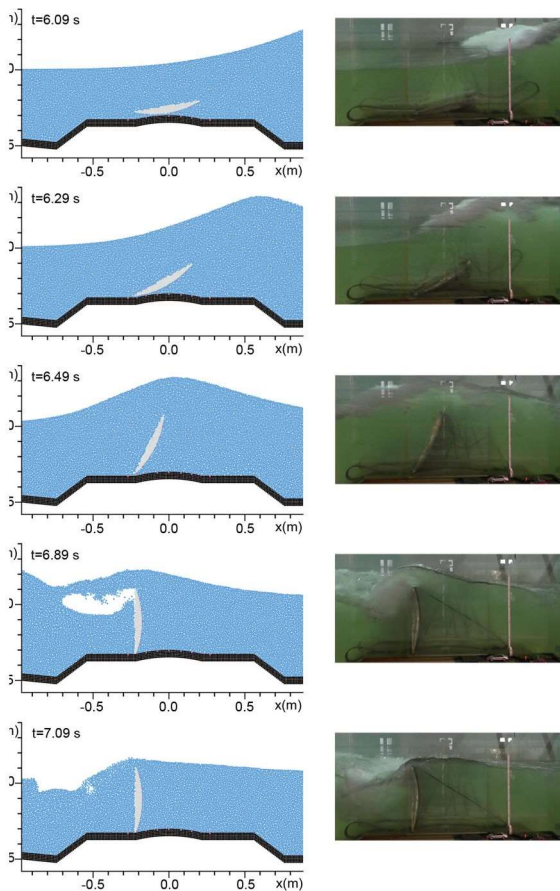


図-26 孤立波来襲時の扉体起立過程 (case2, 左: シミュレーション, 右: 水理実験)

らの反射によるものと考えられる。計算結果もほぼ同様の傾向を示しており、ピーク値についても概ね良好に対応している。

(3) case2:波高  $H=0.323\text{m}$

図-26 に、case2 における計算結果の瞬間像と水理実験の抽出画像を示す。

図-23 と同様に、計算結果の瞬間像では、ベルトは代表点のみを示している。本ケースでは、波高が約 25% 減少しており、case1 と比較して下げ幅が大きい。case2 でも case1 と同様に、シミュレーションの扉体の挙動は実験と良好に対応しているが、水面形に関しては、 $t=6.89\text{s}$  でシミュレーションでは扉体背後に大きな空隙が生じるのに対し、水理実験ではそれが不明瞭である。これは、本計算で負圧を考慮していないことが原因であると推察される。負圧は計算の不安定に繋がるので考慮するのは容易ではないが、適切に行えば、空隙を埋める方向に引張力が作用して、越流水脈がより扉体に近く着水するものと思われる。本解析では、負圧が扉体の挙動に大きく影響を及ぼす

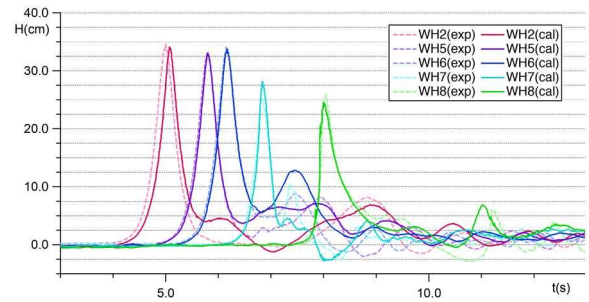


図-27 各計測点での波高の比較 (case 2)

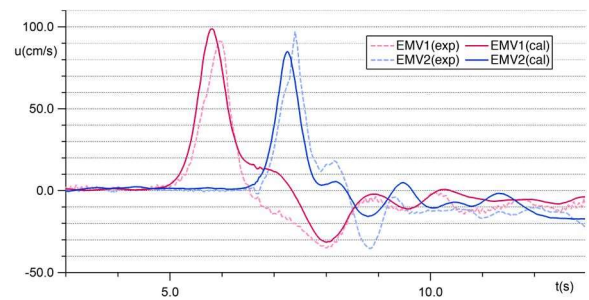


図-28 各計測点での水平流速の比較 (case 2)

ことはないので無視した。もし負圧計算が必要となれば、SPP (Space Potential Particles) <sup>23)</sup>の適用が計算安定性の向上に効果的である。

図-27 および図-28 に、case2 における波高および流速の計測結果を実験結果と併せて示す。どちらも case1 とほぼ同様の傾向を示しており、計算結果も特にピーク値については、実験結果と良好に一致していることが確認できる。

(4) 扉体の起立過程

図-29 に、両ケースにおける扉体の起立角度を時系列で示す ( $t_0$ : 扉体が  $90^\circ$  起立した時刻)。どちらのケースにおいても、計算結果は実験結果と良好に対応しており、波高の大きい case2 にお

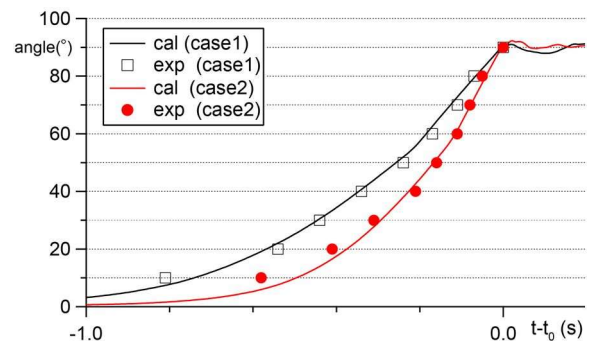


図-29 扉体の起立角度

いて、扉体が急激に起立するという傾向を良好に再現している。これは、扉体に作用する流体力の推定精度が良いことを示唆していると言える。

## 6. 中規模高精度モデルによる詳細応答性能のおよび作用流体力の測定<sup>10)</sup>

本実験でのモデルは4章にて用いたモデルと同じ実大スケールの約1/50（高さ43cm，幅129cm，厚さ4.8cm，重量21.3kg（水中比重1.03））を使用した。

### 6.1 実験装置および方法

本実験では防波堤に作用する流体力を高精度に制御するために、大阪府立大学所有の回流水槽を用いて実験を行った（図-30）。

通常、回流水槽は船舶の航行抵抗等を測定するために用いられるため、流水抵抗の高精度な制御が可能となっている。水平方向に循環しており、水槽中に設置されたプロペラの回転数を調整することにより、水流速度を制御することができる（図-30(A)）。防波堤モデルは開水路となっている観測部のほぼ中央に設置した。水路底部には防波堤モデルを固定できる台座を設置し、この台座の高さを調整することにより、防波堤の設置水深を設定した。また、防波堤の前後に電磁流速計を設置し、作用した流体速度を計測した（図-30(B)）。

なお、防波堤モデルと側壁との間には隙間を設け、

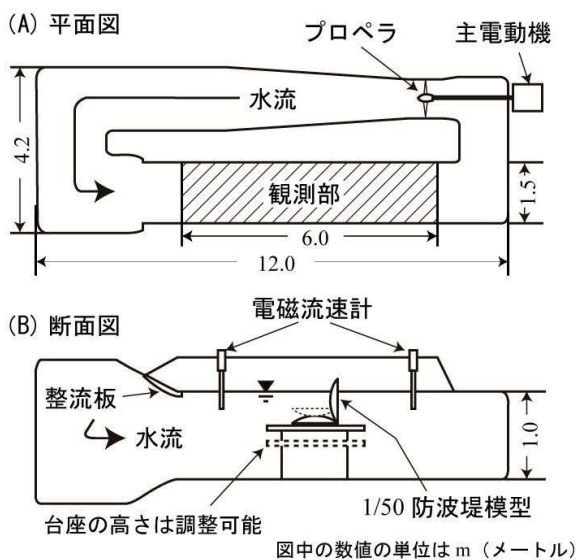


図-30 応答特性評価実験に用いた回流水槽（大阪府立大学所有）の説明および防波堤模型設置位置図；(A) 平面図，(B) 断面図

表-3 応答流速および流起角度評価に関する実験条件

設置水深 (cm)	堤体の比重 (-)	流速 (cm/s)
21.5	1.008	
(防波堤高の 50%)	1.031	2.9
32.5	1.052	~
(防波堤高の 75%)	1.095	80.0
43.0	1.139	
(防波堤高の 100%)	1.226	

台座の下部も通水していることから、防波堤が起立した場合でも水流が完全に堰止めることはなく、防波堤の前後で水位差（静水圧）が生じることはない。

### 6.2 応答流速と流起角度に関する評価実験

#### (1) 実験条件

応答流速および流起角度を評価する実験における設定条件を表-3に示す。応答特性および流起角度の設置水深による変化を明らかにするために、設置水深の異なる3シリーズ（防波堤高の50%（21.5cm），75%（32.5cm），100%（43.0cm））を実施した。各シリーズにおいて、扉体の比重を調整し（1.008～1.226g/cm<sup>3</sup>），6ケース実施した。また各ケースでは最小 2.9cm/s から最大 80.0cm/s まで設定し、各流速における扉体の応答状況を測定した。

#### (2) 実験結果

扉体の比重が 1.052g/cm<sup>3</sup> に設定した際の扉体の流起安定角度と流速の関係を図-31 に示す。すべ

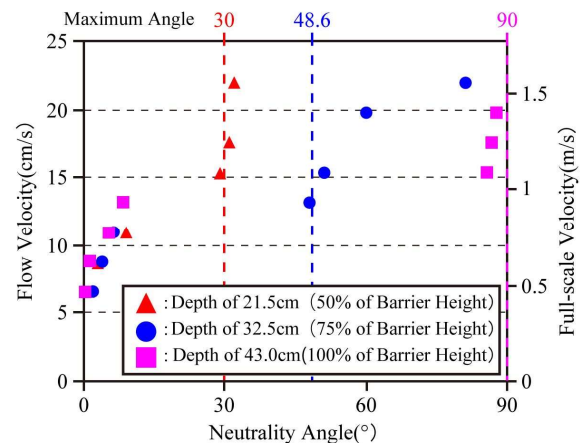


図-31 扉体の流起安定角度と流速の関係（堤体の比重が 1.052 g/cm<sup>3</sup> のシリーズ）

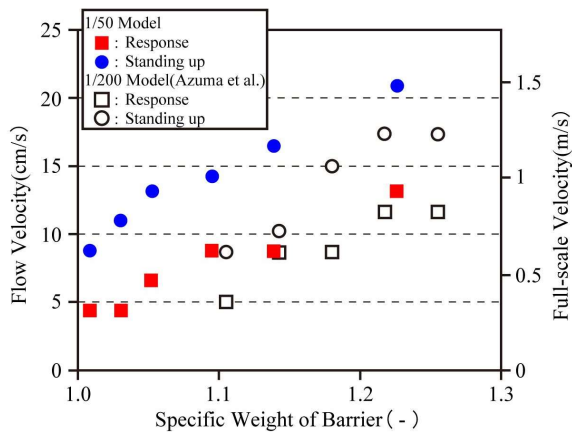


図-32 扉体の重量と防波堤の応答性との関係  
(扉体の設置水深は 32.5cm, 東ら<sup>6)</sup>の  
1/200 模型実験結果を併示)

ての水深シリーズにおいて, 8.8cm/s 程度から扉体が流体運動に対し, 扉体が応答し, 若干ではあるが持ち上がっていることがわかる. 流速が 13cm/s を超えると各水深シリーズにおいて, 扉体の天端が水面まで到達していることも確認できる. また, 扉体と底面の角度 (流起角度) が 15° 以上になれば, 停止せず水面まで到達している. このことから, 設定速度 (扉体の比重が 1.052g/cm<sup>3</sup> の場合 13cm/s (実スケールで 0.9m/s) ) 以上の流体が作用すれば, 扉体が流起することがわかった. 一方, 扉体の応答特性に対して, その設置水深による影響はほとんどないと言える.

次に, 扉体の比重と応答開始速度および最低流起速度の関係を図-32に示す. 扉体の設置水深は 32.5cm (扉体高の75%) であり, 東ら<sup>8)</sup>による1/200模型実験結果を併示した. 扉体の比重が最も小さい1.003g/cm<sup>3</sup>のケースでは流速4.4cm/s (実スケールで0.3m/s) 以上で応答 (動くものの, 流起はしない) を開始し, 8.8cm/s (実スケールで0.6m/s) 以上で水面まで到達していることが確認できる. 扉体の比重の増加にともない, 応答開始速度および最低流起速度も増大することがわかる. この傾向は東ら<sup>8)</sup>による1/200模型実験結果とも整合している. 本実験結果 (1/50模型) の方が1/200模型実験よりも流起のために大きい流速が要する理由としては, 扉体自体の比重 (重量) の他に, 固定ベルトの重量についても応答性に影響していることが考えられる. 1/200模型では左右4本のベルトで扉体を固定しているのに対し, 本実験では左右8本のベルトで固定しているため, 重量が大きく,

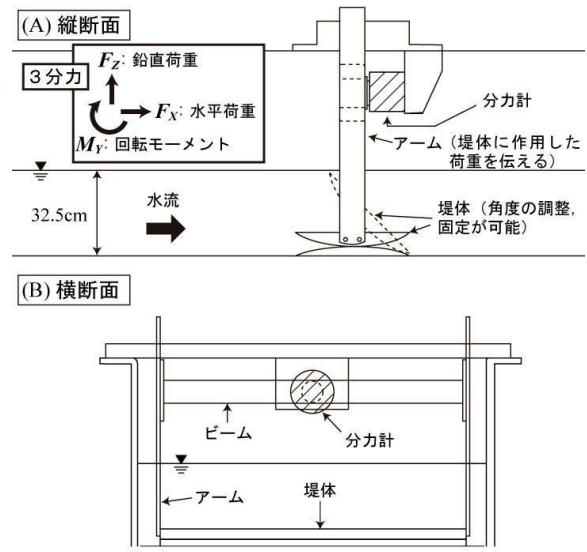


図-33 扉体に作用する流体力を測定するために 3 分力計の設置説明図 ; (A)縦断面,  
(B)横断面

より大きい流体力 (扉体を流起させる力) が必要になったと推察される.

後藤ら<sup>12)</sup>は高精度粒子法による流起式可動防波堤の数値解析を行っており, 現地設置に向けた実大スケールの設計においては, 本実験等の実験結果をふまえた流起感度の数値解析による検討が必要となる. これにより, 現地条件に応じた応答流速設定が可能となる.

### 6.3 扉体に作用する流体力の測定

#### (1) 実験条件

本実験では扉体に作用する流体力の分力計による測定を実施した. 具体的には, 固定ベルトを装着していない扉体の両側面にアームを取り付け, それらのアームが分力計の測定部と接合されたビームと接続している (図-33) .

これにより, 扉体に作用した流体力の測定が可能である. 用いた分力計は3分力計 (東京計測(株)製) であり, 定格容量は水平方向荷重  $F_D$ , 鉛直方向荷重  $F_L$  については500N, 回転モーメント  $M_Y$  については250N・mである.

#### (2) 扉体に作用する流体力の測定結果

扉体の流起角度はアームへの固定位置を調整することにより, 0° (水平) から90° (直立) まで設定できる.

##### a) 水平方向荷重 $F_D$

扉体の流起角度を0°から90°まで8ケースで固定

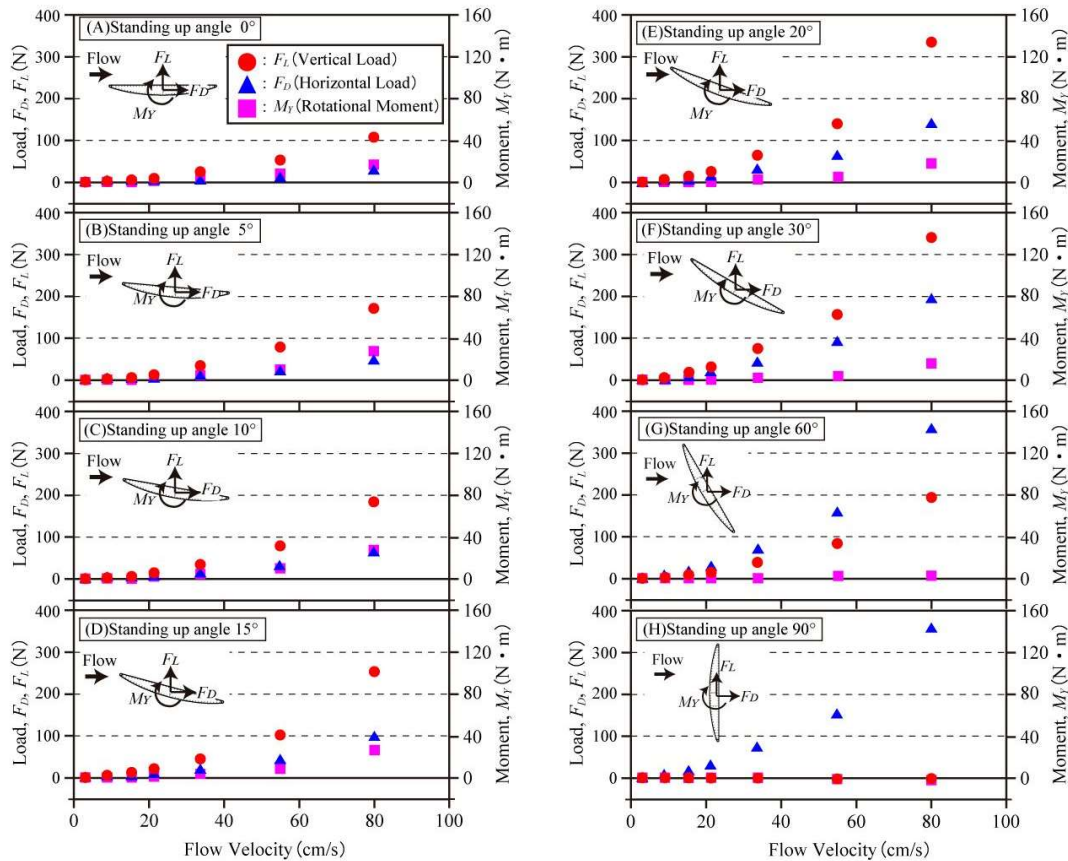


図-34 3分力計による測定にもとづく扉体に作用する流体力（水平方向荷重  $F_D$ 、鉛直方向荷重  $F_L$ 、回転モーメント  $M_Y$ ）と流速の関係；流起固定角度(A)  $0^\circ$ 、(B)  $5^\circ$ 、(C)  $10^\circ$ 、(D)  $15^\circ$ 、(E)  $20^\circ$ 、(F)  $30^\circ$ 、(G)  $60^\circ$ 、(H)  $90^\circ$

し、その際に扉体に作用した水平方向荷重  $F_D$  と流速の関係を図-34に示す。流起角度が小さいケースにおいては、水平方向荷重が作用する投影面積（扉体幅×扉体天端高）が小さいため、作用する水平方向荷重  $F_D$  が小さい。流起角度が大きいと、投影面積が大きくなるため（ $48.6^\circ$ 以上の場合は扉体幅×水深）、水平方向荷重  $F_D$  も増加している。また、流速の増加にともない、水平方向荷重  $F_D$  も増加している。

b) 鉛直方向荷重  $F_L$

図-34の鉛直方向荷重  $F_L$  においては、水平方向荷重  $F_D$  と同様に流起角度が大きくなるにつれて、鉛直荷重  $F_L$  が増加していることがわかる。しかし、流起角度が $45^\circ$ を超える、 $60^\circ$ （図-34(G)）、 $90^\circ$ （図-34(H)）のケースでは鉛直方向荷重  $F_L$  が全体的に減少しているが、これは扉体に対し主に水平方向に働く流体力が鉛直方向に作用しなくなるためである。つまり、流体力  $F \times \cos\theta$  となるためである。

ここで、流速 $10\text{cm/s}$ 以下と $10\text{cm/s}$ 以上の鉛直荷

重 $F_L$ に注目すると、流速 $10\text{cm/s}$ 以下の場合には、鉛直方向荷重 $F_L$ はほぼ0であるのに対し、流速 $10\text{cm/s}$ 以上の場合には、鉛直方向荷重 $F_L$ が作用していることがわかる。この結果は図-32に示した最低流起速度に関する結果と整合する。

c) 回転モーメント  $M_Y$

図-34の回転モーメント  $M_Y$  において、流起角度が $0^\circ$ でも、時計回り（起立側）のモーメントが作用し、その値は流速が増すにつれ大きくなっている。これは、初動にて扉体に起立回転力が作用していることを示している。起立角度が増しても、 $M_Y$ は余り大きくならないが、この原因は、流体力作用点が扉体中心に近づくためであり、起立原理の考察には扉体と回転台との接点を基点とする実効起立モーメントにて行う必要がある。

(3) 流起式可動防波堤に作用する流体力

一樣流れ中にある物体が受ける流体力  $F$  については、一般的に次式のように表される。

$$F = C_F \cdot \frac{1}{2} \rho_w v^2 S \quad (7)$$

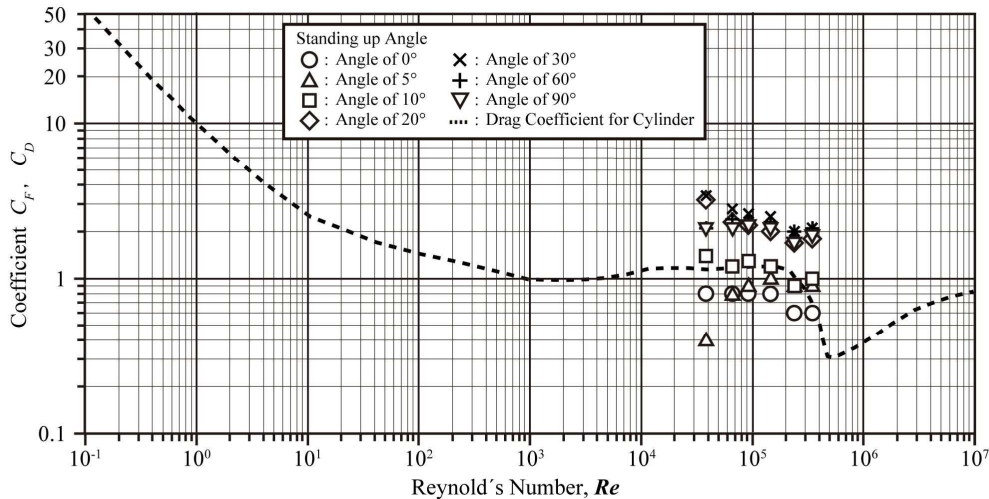


図-35 扉体に作用する流体力の流起係数  $C_F$  とレイノルズ数との関係（円柱に対する抗力係数の曲線を併示）

流起式防波堤の扉体に働く流体力についても同様に定義する．ここに、 $C_F$  は流起係数（扉体を流起させる流体力に関わる係数）、 $\rho_w$  は水の密度、 $v$  は流体の平均流速、 $S$  は扉体の水平面積とする．上記の流体力を流下方向成分と鉛直方向成分に分けるとそれぞれ、揚力  $F_L$  と抗力  $F_D$  になり、次式のように表される．

$$F_L = F \cos \theta = C_L \cdot \frac{1}{2} \rho_w v^2 S \quad (8)$$

$$F_D = F \sin \theta = C_D \cdot \frac{1}{2} \rho_w v^2 S \quad (9)$$

ここに、 $C_L$  は揚力係数、 $C_D$  は抗力係数である．よって、流起係数  $C_F$  は揚力係数  $C_L$  および抗力係数  $C_D$  から以下のように算定することができる．

$$C_F = \sqrt{\frac{C_L^2 + C_D^2}{(\cos^2 \theta + \sin^2 \theta)}} \quad (10)$$

$$= \sqrt{C_L^2 + C_D^2}$$

本実験においては、3分力計測定結果の水平方向荷重は抗力  $F_D$ 、鉛直方向荷重は揚力  $F_L$  と同義とし、各ケースにおける流起係数  $C_F$  を求めた．レイノルズ数との関係を図-35にまとめて示す．本実験の水理条件ではレイノルズ数が  $4 \times 10^4$  から  $4 \times 10^5$  までの範囲であった．

レイノルズ数が最も小さいケース ( $Re = 4 \times 10^4$ ) では、作用した流体の流速が小さいため (2.9cm/s)、分力計によって荷重およびモーメントが正確に

測れなかった．これにより、誤差が大きくなったと考えられる．その他のケースではレイノルズ数が増加しても、流起角度が同じであれば、流起係数  $C_F$  はほぼ一定の値 (0.8 ~ 2.0) となっている．

レイノルズ数が増加しても流起係数  $C_F$  が一定であることは、扉体に作用する力、すなわち、流体が扉体を回転、流起させる力が流れの乱れに影響を受けないことを示唆している．つまり、本防波堤の応答特性に対し、津波の乱流の影響はほとんどなく、フルードの相似則にもとづく性能評価、設計が妥当であることを示している．

## 7. 実大規模模型による実用化検証実験<sup>11)</sup>

### 7.1 実験模型の概要

本実験で用いた模型はフルードの相似則に従い、最大スケールの約 1/10、高さ 2.2m、幅 3.3m、

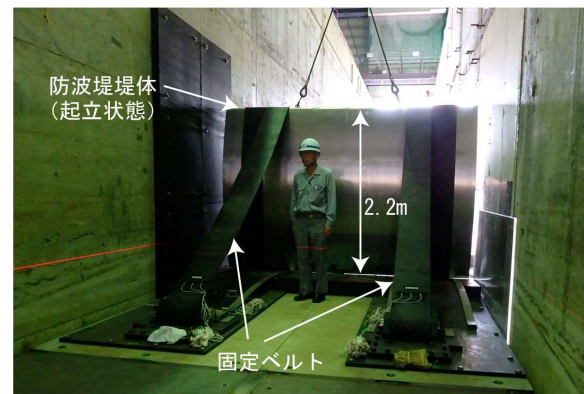


図-36 実大規模模型の設置時のようす

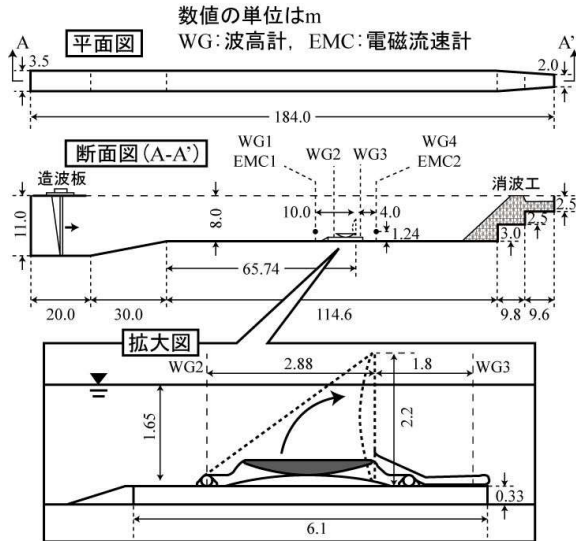


図-37 (国研)海上・港湾・航空技術研究所所有の大規模波動地盤総合水路における流起式防波堤の設置位置説明図

厚さ 0.25m, 重量  $1.28 \times 10^3 \text{ kg}$  (水中比重 1.01) で作成し, 用いた (図-36)。

また, 構造物の剛性, 固定ベルトの重量, 剛性に関してもフルード則に整合するように作製した。

## 7.2 実験方法および実験条件

### (1) 実験装置および方法

本実験で用いた防波堤模型は実大規模で高さが 2.2m である。したがって, この模型を流起させるためには実際の大きさに近い津波を発生させる水槽が必要となる。そこで, (国研)海上・港湾・航空技術研究所が所有する大規模波動地盤総合水路を使用した。この水路は長さが 184m, 幅が 3.5m, 深さが 12m で, 国内最大規模の津波発生水路である。装置の詳細については鈴木<sup>24)</sup>を参照願いたい。

上記水路の平坦路床, 具体的には, 造波装置から約 100m 地点に防波堤の鋼鉄板製の取り付けマウンドを設置した (図-37)。防波堤模型はこの取り付けマウンドの中央部に固定した。その防波堤模型の前面と後面に 2ヶ所ずつ計 4ヶ所に波高計 (WG1~WG4) を設置し, 流速計を前後 (EMC1, EMC2) に設置した (図-37)。これらの波高, 流速データを比較することにより, 津波に対する流起式防波堤の減衰・減勢効果を評価した。

### (2) 実験および造波条件

東ら<sup>8)</sup>は流起式防波堤が津波の流れによって流起する条件は扉体の重量を調整することにより

表-4 堤体内にウエイトを積載することにより堤体の重量 (比重) を調整した各シリーズの条件

シリーズ名	W0	W1	W2	W3	W4	W5
堤体重量 (kg)	1279	1306	1333	1386	1440	1520
浮力 (kg)	1266					
水中重量 (kg)	13	40	67	120	174	254
比重 (-)	1.010	1.032	1.053	1.095	1.137	1.201

表-5 可動防波堤に入射する津波波高の条件

ケース名	SW1	SW2	SW3	SW4	SW5	SW6	SW7
入射波高 (m)	0.055	0.11	0.193	0.275	0.55	0.825	1.1
周期 (s)	7	10	12	13	13	13	14
実大波高 (m)	0.495	0.99	1.74	2.475	4.95	7.425	9.9

設定できることを報告している。本実験においても扉体内部にウエイトを積載することにより扉体比重を調整し, 津波の流速に対する応答性を評価した。調整した各シリーズの扉体の諸量を表-4 にまとめて示す。

また, 扉体重量を調整した各シリーズ (表-4) において, 表-5 に示した波高の孤立波を入射させた。本実験において, 孤立波の周期は第 1 波の水位上昇開始から水位が低下し, 水位が 0m となるまでの時間と定義する。また, 表中の実大波高は想定最大スケールである扉高 20m の場合の波高と定義した。

## 7.3 実験結果および考察

### (1) 水位と流速の時系列データ

実大構造物と重心が変わらないように 54kg のウエイトを積載した状態, 比重 1.053 であるシリーズ W2 において, 波高 1.1m のケース SW7 における水位変化の時系列データを図-38 に示す。

この結果から扉体が津波の力により流起し, それにより一部の波が反射し, 港外側に戻る様子が水位変化からわかる。ケース SW7 の入射波の周期が 14s (表-5) に対し, WG2 における水位上昇継続時間が 20s になっている。また, 入射波の周期が約 14 秒に対して, 港内に流入した水位の上昇継続時間が 5 秒程度になっている (図-38)。

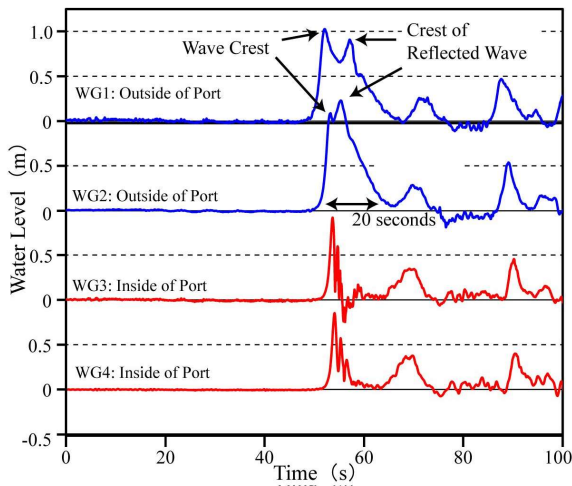


図-38 シリーズ W2, ケース SW7 における水位変化の時系列データ

これは防波堤が波の力によって流起することにより、後続部の津波を堰止めたため、水位上昇の継続時間が短くなったことがわかる。一方で、防波堤が流起するまでに通過した波の先端部、5秒程度は港内に流入していることがわかる(図-38)。

実際の津波の周期は数分～数10分程度と考えられるため、津波の後続の大部分は流起した防波堤によって進入を防げることが推察される。なお、造波した孤立波は第1波のみであり、水位変化の時系列データにおいて、60s以降に観測される水位変化は水槽中に残存した反射波である。

次に、図-38と同じ条件であるシリーズ W2, ケース SW7 における流速の水平方向成分の時系列データを図-39に示す。

本実験での波の流速は半水深位置における流体流速と定義する。入射した波の流速の最大値は

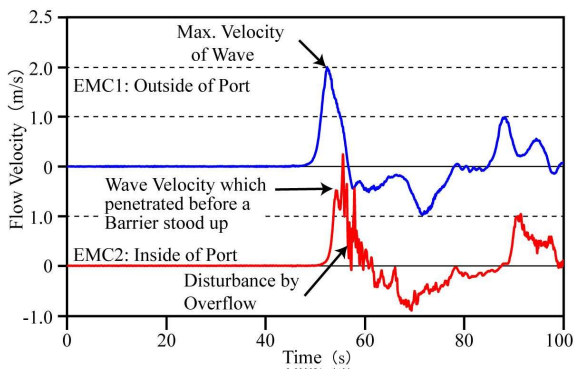


図-39 シリーズ W2, ケース SW7 における流速の水平方向成分の時系列データ

2.0m/s に対し、流起するまでに通過し、港内に流入した波の最大流速は 1.5m/s 程度である。このことから、波の最大流速部が到達する前に防波堤が起立し、波の進入を低減していることがわかる。

港内側の流速 (EMC2) が瞬間的に 2.0m/s を超えているが、これは、防波堤が動作 (流起) した後に、越流した水流によって防波堤付近が擾乱されたことによるものと考えられる。よって、擾乱による影響は防波堤付近で限定的であり、大きい流速の波が港内の沿岸部まで流入し、発生する被害は軽減されることが期待される。水位変化と同様に、実際の津波の周期は数分～数10分と考えられるため、津波の先端部の5秒程度は流入するが、後続の津波の本体の流速は流起式防波堤によって、防ぐことができると考えられる。

#### (2) 波および流れの低減効果

水位変化および流速の減衰効果については、港外側および港内側の測定値を比較すれば良いが、この減衰率には、防波堤基礎部等の原地形による減衰効果が含まれている。ここでは、式(2)で定義される実効減衰率により、防波堤による波の減衰効果を評価する。

扉体の比重が 1.053 であるシリーズ W2 における波高 (水位変化) および流速の実効減衰率の関係を図-40に示す。同図には、実大波高を扉体の想定最大スケール 20m に対する波高とし、東ら<sup>9)</sup>の 1/50 模型による実験結果も併示した。この結果から、入射波高が 0.275m 以上の場合、扉体が波の力によって流起し、防波堤としての効果を発揮することがわかる。入射波高が 0.275m 以下の場合でも、波の運動に対して揺動するが、起立状態ま

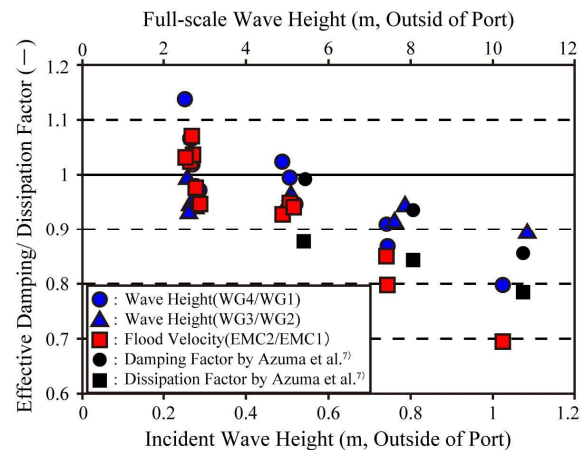


図-40 シリーズ W2 における波高 (水位変化) および流速の実効低減効果

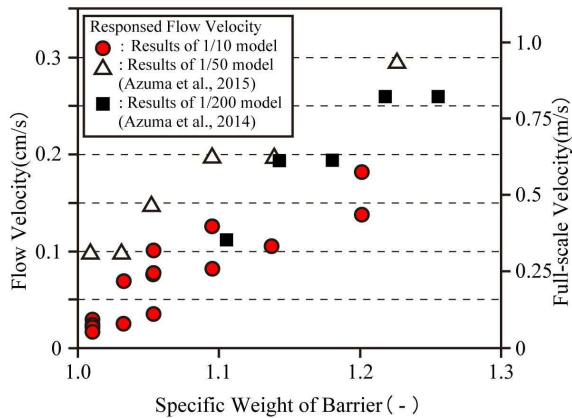


図-41 扉体の重量と防波堤の応答性との関係

では至らなかった。入射波高に対する系統的な変化に着目すると、波高の増加に伴い、波高および流速に対する低減効果も増大していることがわかる。この波高および流速の低減効果が入射波高の増加に伴い増大することは東ら<sup>7)</sup>も同様な結果を得ている(図-40)。この理由としては、図-39に示したように、防波堤が起立するまでに波の先端部が港内に流入するが、入射波高が大きくなると、後続の波の本体部が大きくなり、港内に進入する波高が相対的に小さくなるためと推察される。

### (3) 扉体の応答開始速度

扉体の比重と応答開始速度の関係を図-41に示す。同図縦軸の左軸の流速は本実験結果を表示しており、右軸の実大流速は扉体の想定最大スケール20mに対する流速であり、本実験結果および東ら<sup>8,9)</sup>の実験結果を実大流速に換算し、併示した。

応答開始速度は扉体が少しでも動く流速と定義し、判定した。扉体の比重が最も小さい1.010では流速1.7cm/s以上で応答を開始したことを確認した。この場合、扉体は緩やかに揺れるだけであり流起しない。扉体の比重の増加にともない、応答開始速度も増大することがわかる。

この傾向は東ら<sup>8)</sup>による1/200模型実験結果および東ら<sup>9)</sup>による1/50模型実験結果と整合していることがわかる。本実験結果の応答開始速度と東ら<sup>9)</sup>による1/50模型実験結果を比較して、若干の差異が生じている理由としては、扉体自体の重量の他に、固定ベルトの重量についても応答性に影響していることが考えられる。1/50模型実験では左右8本のベルトで扉体を固定しているのに対し、本実験では左右4本のベルトで固定しているため、構造物としての相対的な重量が若干小さく、応答

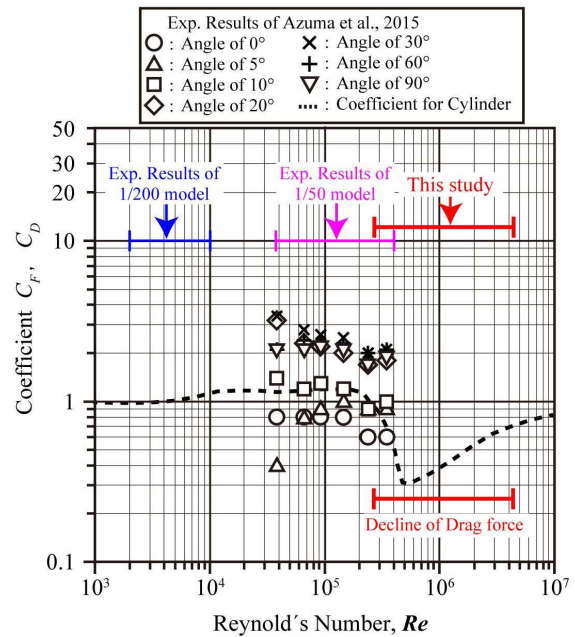


図-42 流体場のレイノルズ数と流起式防波堤に作用する抗力係数の関係

感度が若干高くなったためと推察される。

(4) 実大設計に向けての流体力に関する一考察  
円柱に作用する流体力に関してはレイノルズ数(Re)が $10^6$ 付近で流水抵抗が落ち込むことが確認されている(図-42)。

流起式防波堤の流起原理においては、この波の流体力が重要であり、このような急激な流体力の低下が生じると、流起しない可能性がある。したがって、このような抗力低下の発生の有無を確認する必要がある。本実験におけるレイノルズ数は次式で定義する。

$$Re = d \cdot u / \nu \quad (11)$$

ここに、 $d$ は防波堤の高さ、 $u$ は波の流速、 $\nu$ は動粘性係数である。式(11)から各実験条件におけるレイノルズ数を算定すると、本実験は $Re = 2.6 \times 10^5 \sim 4.4 \times 10^6$ 、1/50模型実験<sup>10)</sup>は $Re = 4.0 \times 10^4 \sim 4.0 \times 10^5$ 、1/200模型実験<sup>8)</sup>は $Re = 2.0 \times 10^3 \sim 1.0 \times 10^4$ となる。このことから、本実験の水理条件が円柱に対する流水抵抗の低下が生じる範囲に該当することがわかる。しかしながら、本実験の応答性に関する結果は、1/50模型実験<sup>10)</sup>および1/200模型実験<sup>8)</sup>と整合しており、流起式防波堤の流起過程においては、上記のような流水抵抗の低下は生じないと考えられる。このことから、1/50模型程度の大型模型による詳細な実験結果にもとづいて、実大規模の防波堤を設計することが可能であることが明らかになった。



## 8. 流起式防波堤のベルト張力推定に関する高精度粒子法の適用性<sup>25)</sup>

本実験では、粒子法を用いた流起式防波堤のシミュレーションモデルのベルト張力推定に関する適用性について、水理実験結果との比較を通じて検討を行った。

### 8.1 数値解析の概要

#### (1) 粒子法の圧力勾配モデル

本数値モデルのベースとなる手法は、MPS法<sup>17)</sup>である。ただし、5章と同様に、流体力を精度良く評価するために、高精度化スキーム(HS法<sup>18)</sup>、HL法<sup>18)</sup>、ECS法<sup>19)</sup>、DS法<sup>20)</sup>を導入する。また、圧力勾配項には以下の二種類の高精度化スキームをそれぞれ適用する。

##### a) CMPS法

CMPS (Corrected MPS) 法<sup>26)</sup>における圧力勾配モデルは、

$$\langle \nabla p \rangle_i = \frac{D_s}{n_0} \sum_{j \neq i} \frac{(p_i + p_j) - (\hat{p}_i + \hat{p}_j)}{|r_{ij}|^2} r_{ij} w(|r_{ij}|) \quad (12)$$

$$r_{ij} = r_j - r_i \quad (13)$$

$$\hat{p}_i = \min_{j \in J} (p_i, p_j); \quad J = \{j : w(|r_{ij}|) \neq 0\} \quad (14)$$

と示される。ここで、 $D_s$  : 次元数、 $n_0$  : 基準粒子数密度、 $p$  : 圧力、 $r$  : 位置ベクトル、 $w(r)$  : 重み関数である。これは、2粒子間に作用する圧力勾配力が逆向き等大となるように標準型圧力勾配モデル<sup>17)</sup>を修正したモデルであり、これによって運動量が保存される。なお、(12)式は、

$$\langle \nabla p \rangle_i = \frac{D_s}{n_0} \sum_{j \neq i} \frac{(p_i + p_j)}{|r_{ij}|^2} r_{ij} w(|r_{ij}|) + \frac{D_s}{n_0} \sum_{j \neq i} \frac{(p_i - \hat{p}_i) + (p_j - \hat{p}_j)}{|r_{ij}|^2} r_{ij} w(|r_{ij}|) \quad (15)$$

と変形でき、右辺第2項の $(p_i - \hat{p}_i) + (p_j - \hat{p}_j)$ が必ず正になることから、通常のMPS法の離散化モデルを用いた圧力勾配項(右辺第1項)に、運動量保存を満足させるための人工斥力(右辺第2項)を加えたモデルであると言える<sup>20)</sup>。

##### b) GC法

GC (Gradient Correction) 法<sup>19)</sup>における圧力勾

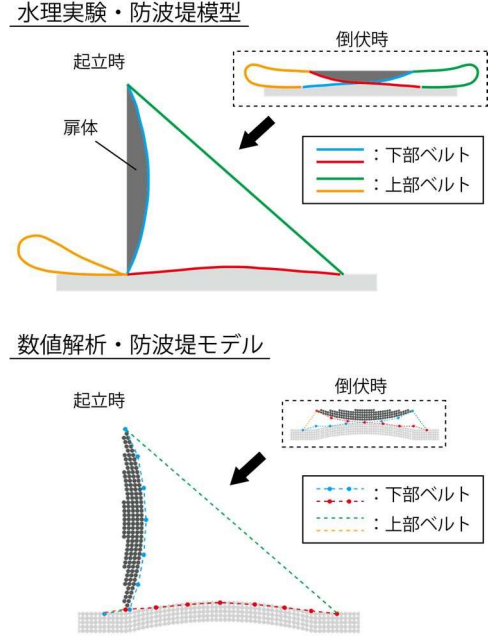


図-43 流起式防波堤扉体模式図

配モデルは以下のように書ける。

$$\langle \nabla p \rangle_i = C_i \frac{1}{n_0} \sum_{j \neq i} \frac{p_j - p_i}{|r_{ij}|^2} r_{ij} w(|r_{ij}|) \quad (16)$$

$$C_i = \left( \frac{1}{n_0} \sum_{j \neq i} \frac{r_{ij} \otimes r_{ij}}{|r_{ij}|^2} w(|r_{ij}|) \right)^{-1} \quad (17)$$

このモデルは、Taylor展開から導出された、1次精度を保証するモデルであり、近傍粒子の偏在化および不規則配置に対しても正確に勾配を算出できる。ただし、CMPS法とは異なり、運動量は保存されない。なお、2粒子間に作用する圧力勾配力は必ずしも斥力とはならないため、安定した計算を実施するためにはDS法<sup>20)</sup>との併用が望ましい。

#### (2) 防波堤モデル

適用する防波堤モデルは、後藤ら<sup>12)</sup>と同様である。図-43に示す通り、防波堤扉体は半月型の形状をしており、底面に沿って回転しながら起立する。扉体の運動は、扉体先端と底面上の固定点を繋ぐベルトで拘束されている。本数値モデルでは、扉体を剛体連結モデル<sup>22)</sup>を用いて剛体として扱う。扉体構成粒子の比重は均一(=1.034)とした。

下部ベルトは、複数のベルト代表点間をバネおよびダッシュポットで結合した質点バネモデル

で表現する (図-43 下図参照). 質点 (ベルト代表点) の運動方程式は,

$$M \frac{du}{dt} = F_n + F_c + F_b + Mg \quad (18)$$

$$F_n = \sum_{j=1}^N \left[ \left\{ -k_n (l_0 - |r_{ij}|) + c_n v_{ij\xi} \right\} \frac{r_{ij}}{|r_{ij}|} \right] \quad (19)$$

$$k_n = \frac{EA}{l_0} \quad ; \quad c_n = 2\sqrt{Mk_n} \quad (20)$$

である. ここで,  $M$ : 質点の質量,  $u$ : 質点の速度ベクトル,  $F_n$ : 質点間の軸方向力ベクトル,  $F_b$ : 浮力ベクトル,  $g$ : 重力加速度ベクトル,  $k_n$ : バネ定数,  $c_n$ : ダッシュポット定数,  $N$ : 接続質点数,  $l_0$ : 初期質点間距離,  $v_{ij\xi}$ : 2 質点の相対速度の軸方向成分,  $E$ : ヤング率 (=75 MPa),  $A$ : ベルト断面積 (=0.05×0.003 m<sup>2</sup>) である.

ベルトが扉体や底面内部に侵入しないように, 質点と扉体構成粒子あるいは底面壁粒子間には個別要素法と同様の接触力  $F_c$  が作用する.

上部ベルトについては, 緊張状態になって初めて扉体の運動に影響を及ぼすことから, 下部ベルトのように質点バネモデルによってベルトを形成するのではなく, 扉体が倒伏状態から 90°以上回転した場合のみ扉体先端からベルト固定点に向かって直線的にバネおよびダッシュポットに

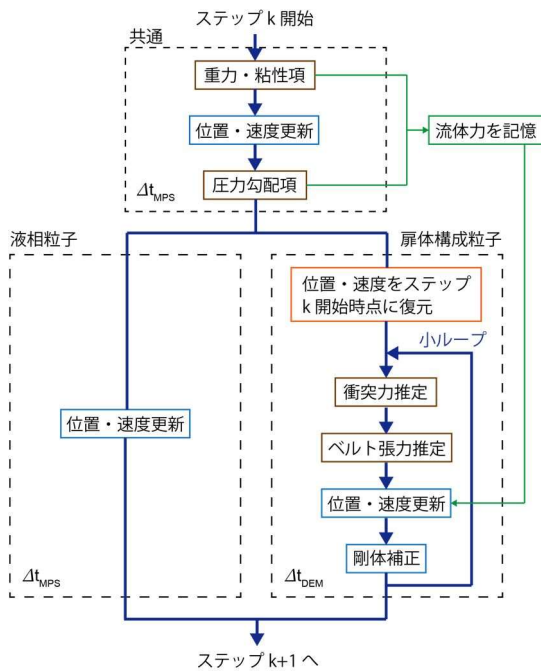


図-44 計算フロー

よる引張力が作用するものとした.

図-44 に, 本数値モデルの計算フローを示す. まず, 通常の MPS 法の計算アルゴリズムに従って, 流体粒子の速度・位置更新を行う. ここで, 扉体構成粒子も流体粒子と同様に一旦速度・位置更新を行い<sup>22)</sup>, 扉体構成粒子に作用する速度増分 (流体力) を記憶する. 次に, 扉体構成粒子の速度・位置をその計算ステップ開始時点の値に戻し, 記憶しておいた流体力, 質点バネモデルから算出される張力および壁面等との衝突力を与え, 改めて, 扉体構成粒子の速度・位置更新を行う. 最後に, 扉体構成粒子間の相対位置が変化しないように位置補正を行う.

本モデルでは, 扉体構成粒子の速度・位置再更新に関する一連の計算を, 数値安定性の確保のために流体計算よりも小さい時間間隔  $\Delta t_{DEM} (= \Delta t_{MPS} / 50)$  を適用した小ループ内で行った. なお, この再更新計算により, 扉体構成粒子の位置は圧力勾配項による本来の修正位置とはずれることになるが, それに対する補正は何も行っていない. しかし, これが圧力場に与える影響は少ない.

## 8.2 孤立波来襲時におけるベルト張力推定

### (1) 計算条件

図-45 に, 計算領域および防波堤周辺の模式図を示す. 防波堤は, マウンド部と扉体で構成される. マウンドは, 高さ 0.15m×天端幅 1.1m で, 不透過である. 防波堤岸側は勾配 1/10 の斜面であり, 沖側は水平床である. 造波壁の位置は, 防波堤中心から約 11m 沖側であり, 後藤ら<sup>12)</sup>と同様, 流入壁から水粒子を流入させることで孤立波を

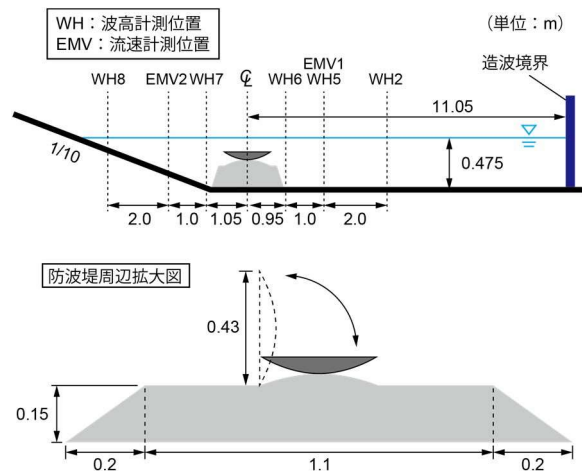


図-45 計算領域および計測点

造波した。水深は 0.475m である。入射波高は 0.161m で、実スケールで 7.5m の波高の波を想定している。また、図-45 上図に示すように、防波堤周辺で波高および流速の計測を行う。

(2) 圧力勾配モデルの違いによる計算結果の比較

図-46 に、2 種類の勾配モデルを適用したケースのベルト張力の計算結果を実験結果と併せて示す。実験結果に示されるように、上部および下部ベルトともに孤立波の来襲によって2度のピークが発生する。GC 法の計算結果では、実験結果と同様に 2 度のピークが発生し、特に設計時に重要となる最大のピーク値は上部・下部ともに実験結果と良好に対応している。一方、CMPS 法では、最初のピーク値は実験結果を下回り、さらにピークの発生時刻が実験結果よりも遅い。

この原因の一つは、モデルのエネルギー保存性にある。図-47 は、各計測点での波高を比較したものである。後藤ら<sup>27)</sup>が示した通り、MPS-HS-HL-ECS-GC-DS 法ではエネルギー保存性が高く、波高のピーク値が非常に良好に再現されているのに対し、CMPS 法を適用した場合には、WH5 以降、波高が実験値や GC 法のケースよりも小さくなる。これは、GC 法に比べて、CMPS 法のエネルギー保存性が劣ることを意味している。

また、図-48 に、各計測点での流速を比較して示す。こちらも、CMPS 法ではエネルギー保存性

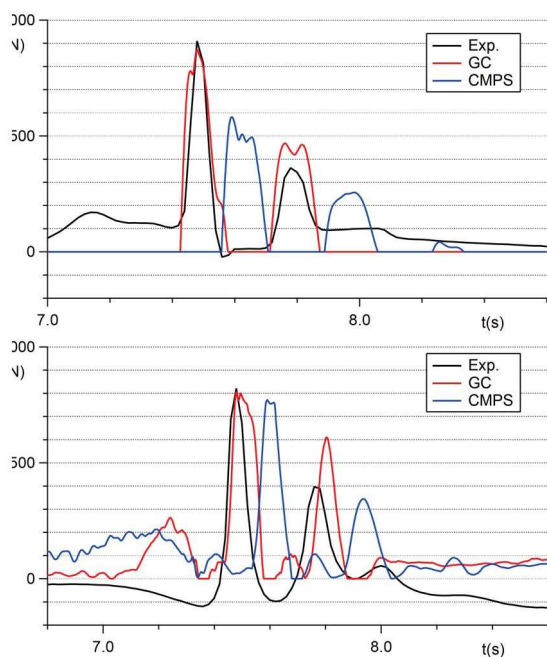


図-46 ベルトに作用する張力の時系列データ (上: 上部ベルト, 下: 下部ベルト)

が低いために、EMV2 でピーク値が実験値よりも過小評価されている。また、CMPS 法では、高周波のノイズが見られる。図-49 に、水平方向流速分布を示すが、GC 法では滑らかに遷移する連続的な流速場が見られるのに対し、CMPS 法では非物理的なノイズによる流速擾乱が顕著である。Tsuruta ら<sup>20)</sup>が指摘するように、CMPS 法では圧力勾配計算において運動量保存を満足するために導入された人工斥力が支配的となり、圧力勾配

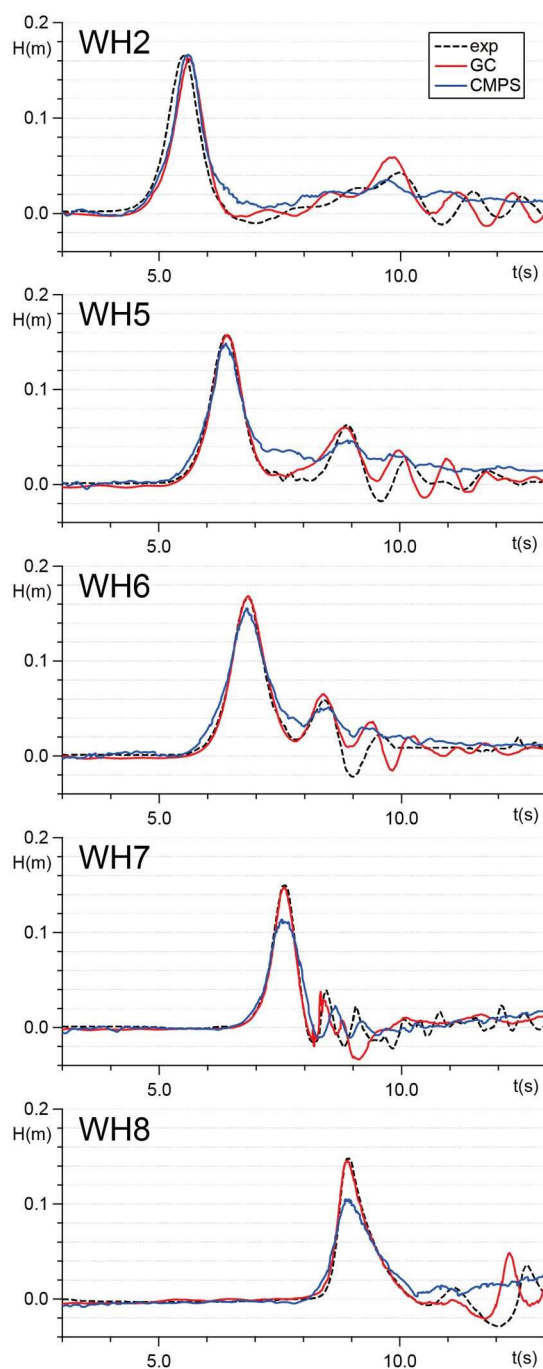


図-47 各計測点における波高の時系列データ

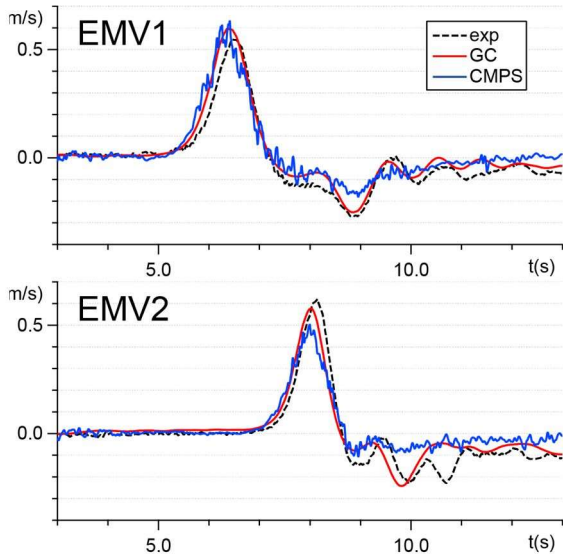


図-48 各測定点における水平流速の時系列データ

力が過剰に評価される。結果として、それがノイズとして流速場に現れることになる。先述した通り、剛体構成粒子も流体粒子と同様のモデルで圧力勾配力が計算されるので、剛体連結モデルによりある程度平均化されるものの、剛体の挙動にこ

のノイズの影響は及ぶ。

図-50 に、図-49 と同時刻における圧力分布を示す。圧力分布においては、それほど顕著な非物理的ノイズは見られないが、例えば、沖側マウンド法肩近辺において、CMPS 法では層状であるはずの圧力分布が崩れており、ノイズが確認できる ( $t=7.0$  s)。

図-51 に、扉体の起立角度を示す ( $t_0$ : 扉体が最初に直した時刻)。CMPS 法では、起立挙動が緩慢であり、直立に至るまでの起立速度が遅い。図-49 に示すように、同じ時刻 ( $t=7.5$  s) で見れば、完全に起立していないことが確認できる。また、GC 法では起立直後に扉体背後で空隙が見られるが、これは CMPS 法でも同様に起立直後には空隙が発生する。実験でも類似した水面形の凹みは確認できた。

なお、本計算を高精度化スキームを全く適用しない標準型 MPS 法でも実施してみたが、計算開始後即座に計算が破綻した。したがって、流起式防波堤のシミュレーションには高精度粒子法の適用が必須であり、適切な圧力勾配モデルの選択が必要である。

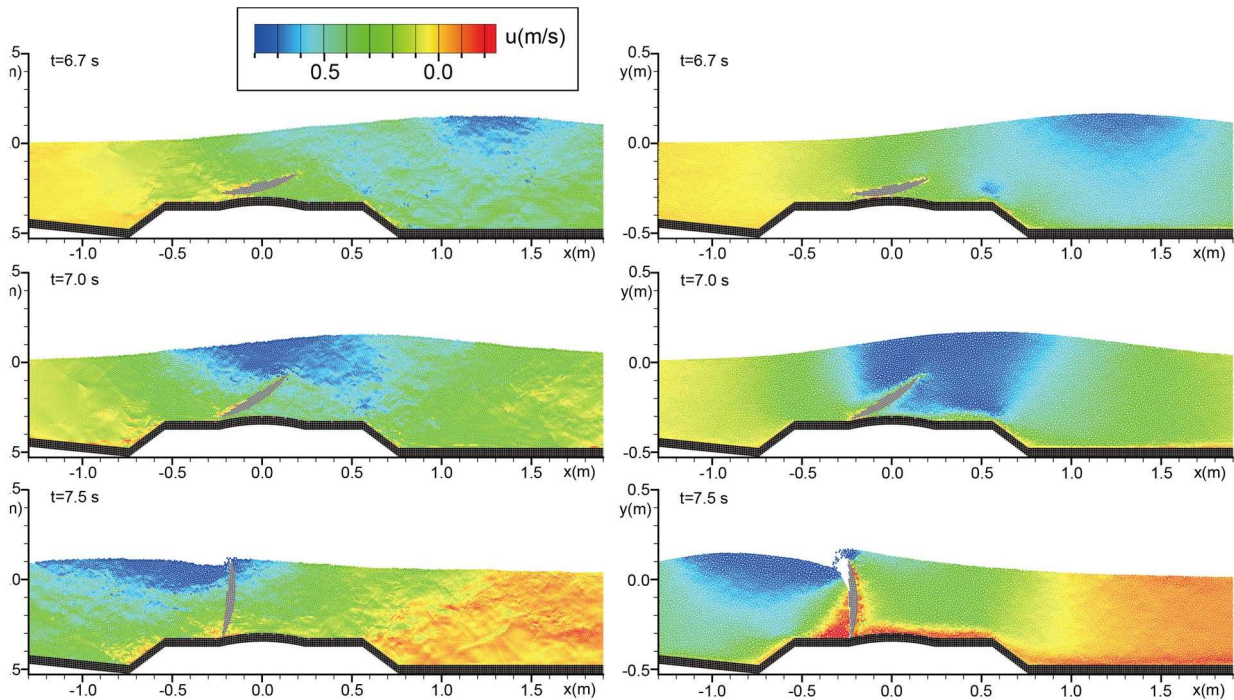


図-49 水平方向流速分布 (岸向きが正, 左: CMPS 法, 右: GC 法)

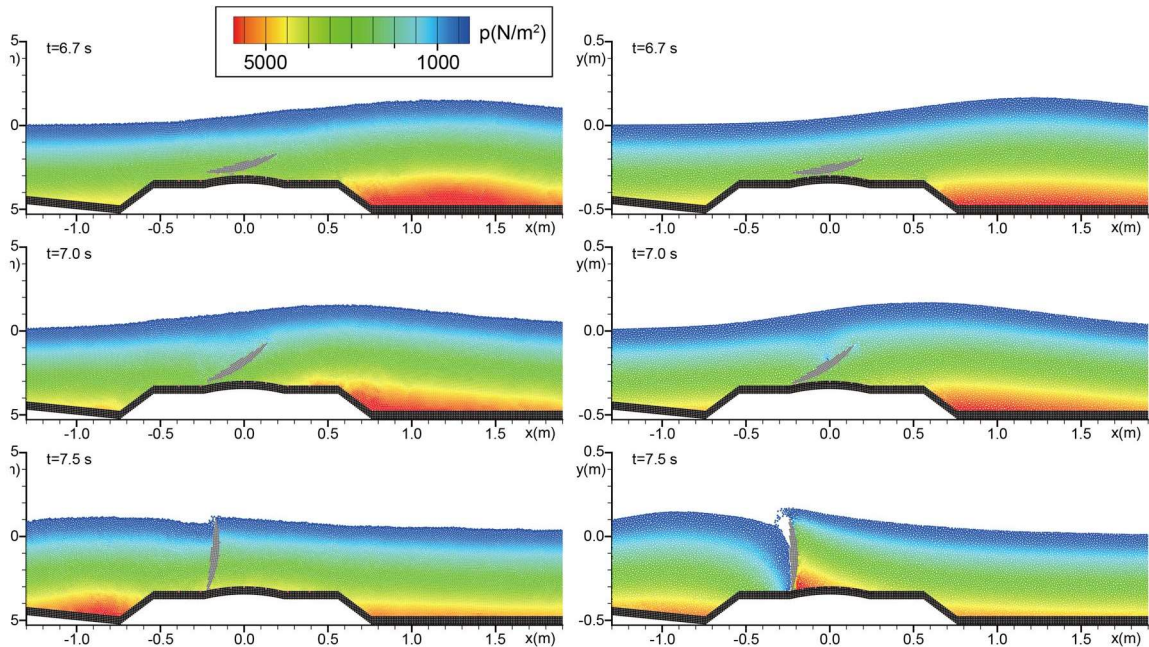


図-50 圧力分布 (左 : CMPS 法, 右 : GC 法)

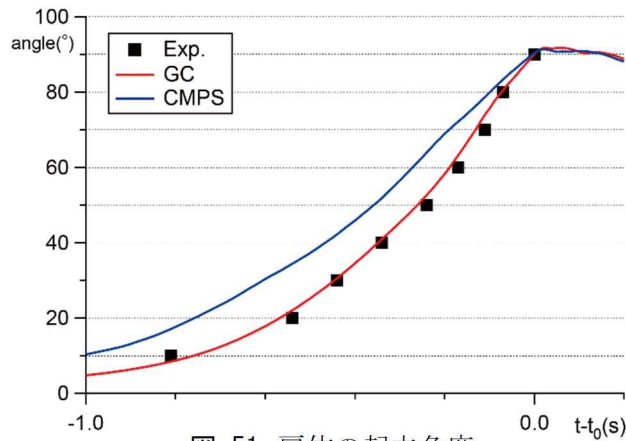


図-51 扉体の起立角度

## 9. 動作メカニズムに関する可視化実験<sup>28)</sup>

上述までに流起式可動防波堤の応答特性や固定ベルトに作用する張力(波力)についての研究成果が得られた。しかし、流起機構の根本である動作開始メカニズムに関しては明らかではない。そこで本実験では、流起式可動防波堤の周辺流体運動の粒子画像流速測定(PIV: Particle Image Velocimetry)を実施し、流起機構と流体運動の関係を明らかにすることを目的とした。

### 9.1 実験方法および実験条件

津波を模擬した1方向流を再現するため、循環式直線開水路において定常流を作成した(図-52, 表-6)。水路上流端から9mの位置に計測区間を設定した。また、計測区間の下部から鉛直上方にレーザーライトシート(LLS)を照射し、水路側方から高速ビデオカメラで撮影した(20秒間, 100枚/秒)。本実験で用いた模型(高さ20cm, 幅40cm, 厚さ1.2cm)はアクリル板によって作製しており、

可視化光源を透過する。流体挙動を代表するナイロン粒子(粒径80 $\mu\text{m}$ , 比重1.02)を撮影した画像を図-53に示す。水理条件および模型の流起条件(固定角度)をそれぞれ表-6および表-7に示す。

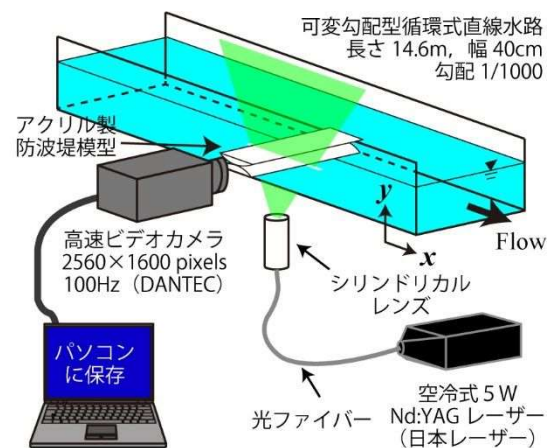


図-52 計測システム図

表-6 水理条件

シリーズ	$B$ (cm)	$Q$ (l/s)	$h$ (cm)	$U_m$ (cm/s)	$Fr$	$Re$
LOW		1.2		2.0	0.02	3000
MID	40.0	3.1	15.0	5.1	0.04	7700
HIGH		6.1		10.2	0.08	15000

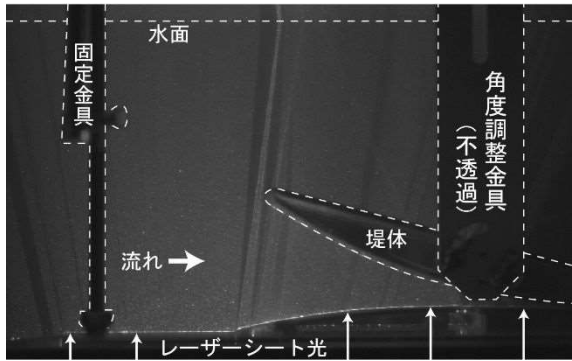


図-53 高速ビデオカメラで撮影された瞬間画像 (流起角度  $15^\circ$  で固定したケース)

表-7 模型の流起条件 (固定角度)

ケース名	0	10	15
流起角度 (堤体を固定した角度)			
ケース名	30	49	90
流起角度 (堤体を固定した角度)			

## 9.2 実験結果と考察

### (1) 平均流速分布

PIV 解析によって得られた瞬間ベクトル値を時間平均し、平均流速分布を算定した。堤体周辺における鉛直方向速度の空間分布を図-54 に示す。流速の遅いシリーズ LOW (図-54 (A)) では、堤体の上流下部のし水域が見られるが、定常的な渦の発生は見られない。一方で、流速の速いシリーズ HIGH (図-54 (C)) では、堤体の上流下部で定常的な渦構造が形成された。また、流下方向速度の空間分布において、天端部上流側にせん断層が形成され、剥離渦が間欠的に発生していることが確認できた。その他のシリーズ HIGH の各流起角度ケース (流起角度が  $30^\circ$  まで) においても同様に、天端部上流側に渦の発生域の形成およびせん断層の発生が確認された。

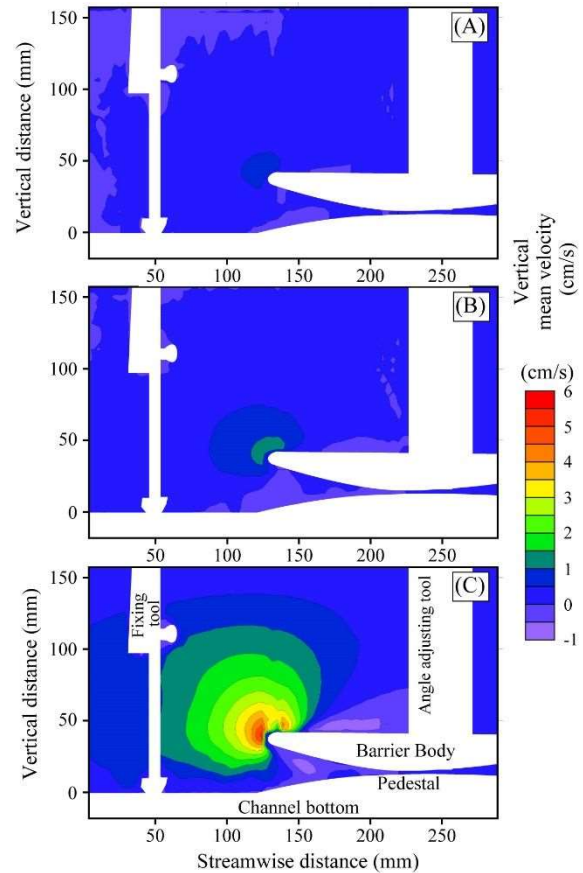


図-54 流速による鉛直方向速度の空間分布の違い

### (2) レイノルズ応力分布

東ら<sup>22)</sup>は流起式防波堤の  $1/50$  模型を用いた実験において、堤体が流起角度  $15^\circ$  に到達すると、その後は途中で停止せず、水面まで到達することを明らかにした (図-31)。また、堤体に作用する流体力を 3 分力計によって計測した結果、扉体中心の回転モーメントが流起角度  $15^\circ \sim 20^\circ$  において最大値となり、堤体に作用する流体力が大きくなることを示している (図-34)。

本実験では堤体周辺のレイノルズ応力を算定した。実流速で  $1.0\text{m/s}$  以上に相当する ( $U_m=10.2\text{cm/s}$  の  $100^{1/2}$  倍) シリーズ HIGH における堤体周辺のレイノルズ応力の空間分布を図-55 に示す。平均流速の空間分布で確認された天端部上流側のせん断層が形成される領域で、レイノルズ応力が大きくなっていることが確認できる (図-55(A)、(B)および(C))。流起角度が  $15^\circ$  を超えると、堤体上流端のせん断層が解消されていることがわかる (図-55(D))。これは、流起角度が  $15^\circ$  を超えると、堤体を流起させる力が堤体上部で発生する渦 (負圧) から、堤体下部に作用する

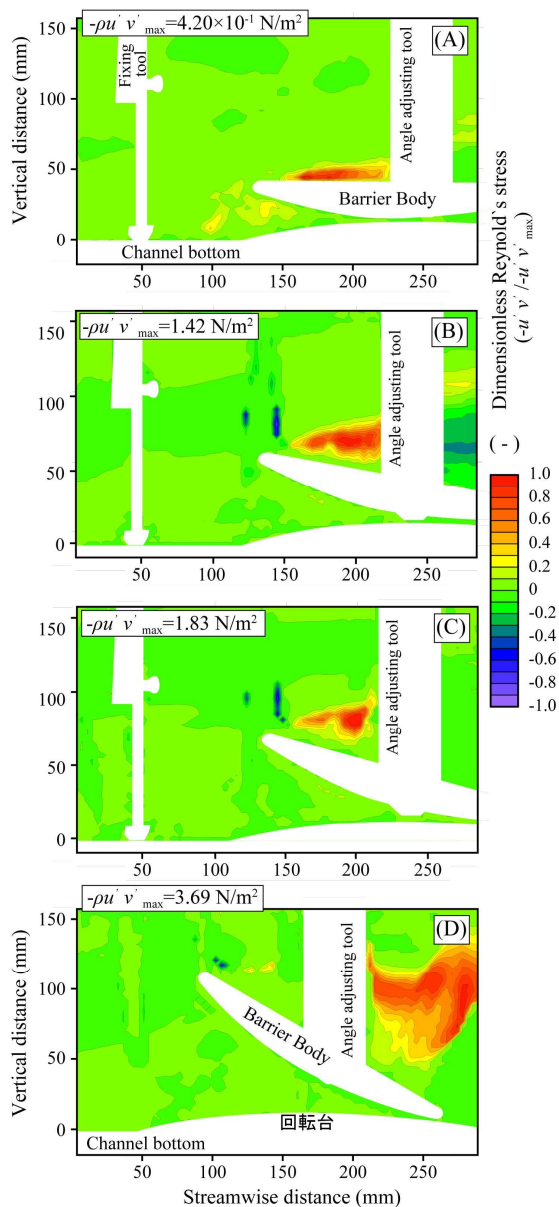


図-55 堤体周辺におけるレイノルズ応力の空間分布；シリーズ HIGH, (A)流起角度  $0^\circ$ , (B) $10^\circ$ , (C) $15^\circ$ , (D) $30^\circ$

流体力へと変化していることを示している。この結果は、堤体が流起角度  $15^\circ$ に到達すると、その後は途中で停止せず、水面まで到達することと物理的に整合する。

## 10. 流起式可動防波堤の最終強度の解析と簡易推定法の開発<sup>29)</sup>

防波堤の耐津波設計においては、発生頻度の高い津波に加え、発生頻度は低いが大被害をもたらす最大クラスの津波を想定しなければならない。そして、最大クラスの津波が発生した場合

でも、津波減災効果を可能な限り発揮することが耐津波用防波堤に求められる。すなわち、耐津波用防波堤は津波に対して「粘り強い構造」でなければならない。

「粘り強さ」の評価を行うためには、設計津波を超過する津波が働く場合の崩壊挙動を調べ、局部構造の崩壊強度と全体構造の最終強度（終局強度）を知る必要がある。そこで本解析では、非線形有限要素法（NFEM）を用いて過大な津波荷重が働く場合の流起式可動防波堤の崩壊挙動を解析する。一方、NFEMによる最終強度解析には、モデル作成および計算に多大なコストが必要となり、扉体の設計への活用は容易ではない。そこで、NFEMから得られた崩壊挙動に関する知見をもとに、扉体全体の曲げ最終強度を簡易的に推定する手法を提案する。NFEMから得られた最終強度と比較することで、提案法の検証を行う。

### 10.1 非線形有限要素による崩壊挙動解析

非線形有限要素法を用いて座屈・降伏の発生を考慮しながら、崩壊挙動を解析する。解析には汎用の非線形有限要素解析プログラムであるMSC社のMarcを用いる。Marcは大型鋼船の曲げ最終強度解析に適用実績<sup>30)</sup>がある。

#### (1) 解析モデルと解析条件

解析対象には扉高約10 mの流起式可動防波堤の扉体部分のみを取り上げる。図-56に扉体の正面図と側面図を示す。

扉体内部には桁が配置されており、津波襲来時には、繊維補強ゴム製のベルトによって桁の上下（図-56のDで示す位置）で支持された状態で扉体は起立する。扉体は図-56の赤色の実線で囲まれた領域が概ね繰り返される構造であるため、当該領域を解析対象とし、図-57のようにシェル要素でモデル化した。シェル要素にはMarcのElement 75（4節点双線形シェル要素）を用いた。有限要素モデルの総節点数は113,447、総要素数は117,088であった。扉体に使用される鋼材はSM 400とし、ヤング率は206 GPa、ポアソン比は0.3、降伏応力は240 MPaとした。材料は完全弾塑性体を仮定する。また、扉体の製作時に溶接によって生じる初期不整（初期変形および残留応力）の影響は考慮しない。

前述の通り、扉体は起立時に桁の上下でベルトにより支持される。ベルトは十分に剛であると仮定し、上下端で扉体を単純支持する。扉体の水平方向の境界面では変形の対称性を仮定して、図-

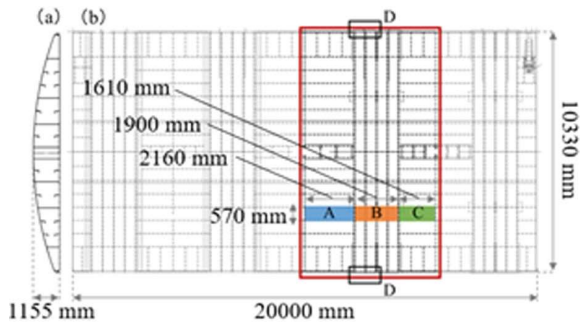


図-56 扉体の図面

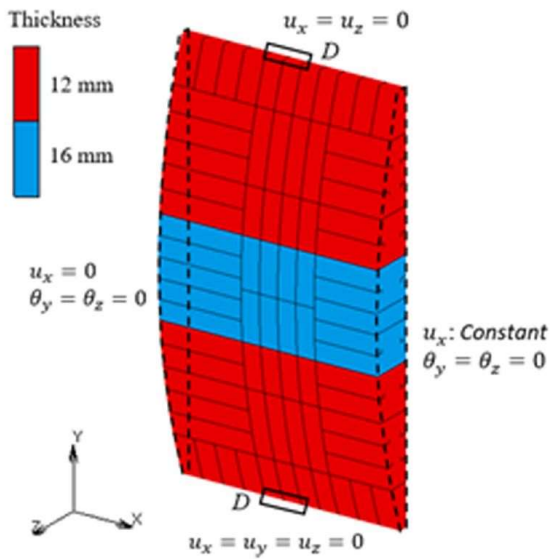


図-57 有限要素モデルと境界条件

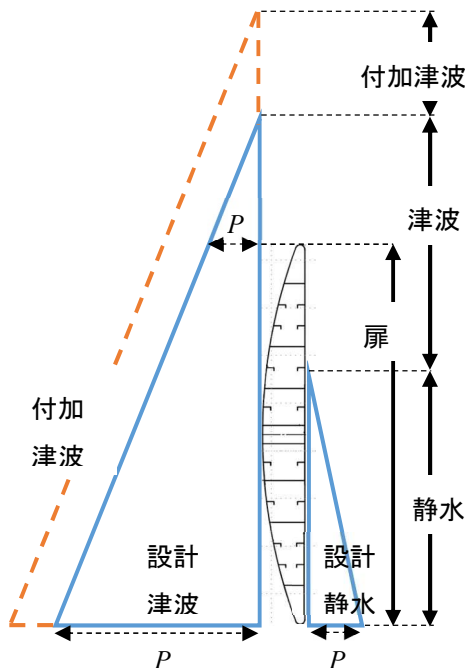


図-58 津波による波圧の分布

57のように対称条件を課す。

設計津波荷重は防波堤の耐津波設計ガイドライン<sup>15)</sup>に従って「最大クラスの津波」を設定した。図-58中の $P_1$ ,  $P_2$ ,  $P_3$ で示す波圧は、それぞれ149.5, 39.6, 62.9 kPaである。設計荷重を与えても扉体の最終強度に到達しない場合は、設計荷重を超過する荷重を扉体を与える。図-58に示すように、扉体の正面に働く津波荷重のみを比例的に増加させる。東ら<sup>9)</sup>は、1/50縮尺模型を用いた水理実験により、扉体が起立したときにベルトに加わる衝撃力よりも、最大波高時に加わる流体力の方が大きいことを示した。本解析では最大波高時に作用する荷重は十分に静的に扱えるものと仮定し、最初から起立した状態の扉体に荷重を静的に与え、扉体の挙動を解析する。

### (2) 解析結果

図-58に示す設計荷重を与えた場合、扉体に塑性変形は生じなかった。設計荷重を与えたときの扉体正面における曲げ応力の分布を図-59の破線に示す。扉体の中央部に比べて相対的に板厚の薄い扉体の下部で曲げ応力が最大となっていることが分かる。続いて、図-58に従って設計津波を超過する荷重を与え、扉体の崩壊挙動を解析した。図-60に崩壊後の扉体の変形とミーゼス応力の分布を示す。図-56のA~Cの位置で屈屈崩壊を生じ、その位置を塑性関節としながら全体的な曲げを伴って崩壊に至っていることが分かる。

図-61に扉体下端に作用する波圧 $P_1$ とたわみの関係を示す。縦軸の $P_1$ については実線と破線で共通である。実線の横軸には図-60の点Pの変位をとり、破線の横軸には点Qの変位をとり、すなわち、実線は矩形板Aの局所的な面外たわみの挙動を、破線は扉体全体の曲げたわみの挙動を表す。まず、

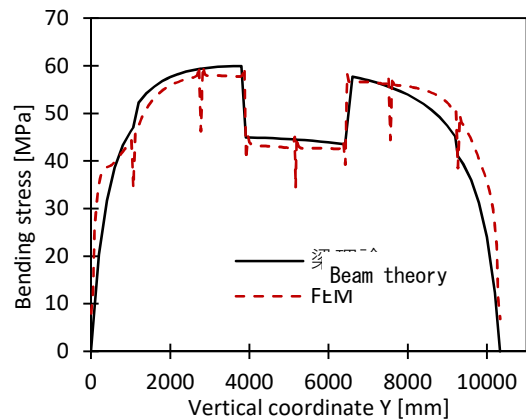


図-59 扉体正面に生じる曲げ応力の分布



アスペクト比の大きい矩形板Aが扉体全体の曲げに伴う鉛直方向の面内圧縮と面外圧により図-58の点aで座屈崩壊した。その後、矩形板Aのたわみが急激に増加していることが分かる。次いで、矩形板Cが同様に座屈崩壊した。その後、Bの板および桁に座屈・塑性変形が広がった時点で扉体が曲

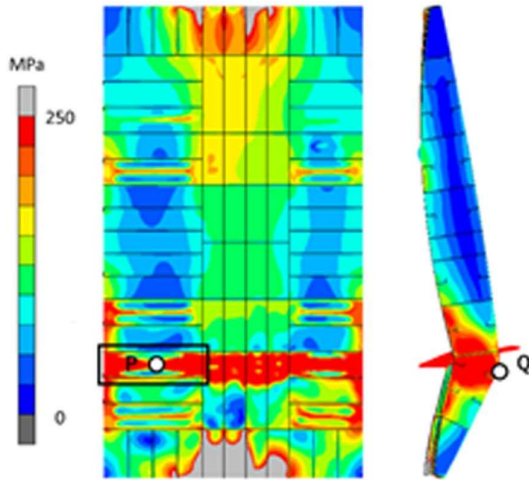


図-60 扉体の崩壊後の変形とミーゼス応力の分布

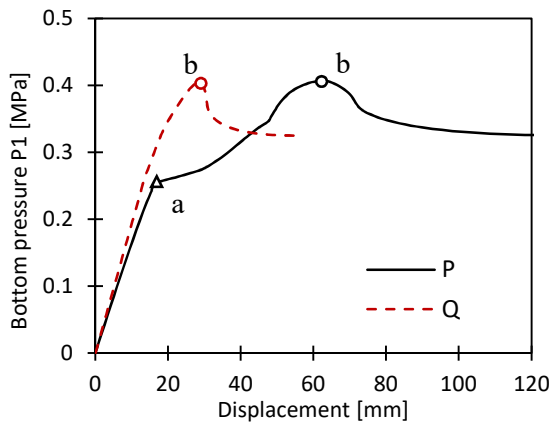


図-61 扉体下端に作用する波圧とたわみの関係

げ最終強度（図-61の点b）に達した。

矩形板Aの崩壊、すなわち図-61の点aは設計荷重の約1.8倍の荷重が作用した時点に相当する。扉体全体が曲げ最終強度に達した時点、すなわち、図-61の点bは設計荷重の約2.7倍の荷重が作用した時点に相当する。したがって、本解析で取り上げた流起式可動防波堤は、過大な津波が作用して局部構造に破損を生じて、にわかには全体崩壊に至らず、津波減勢効果を示すことを意味する。最初に崩壊に至る局部構造の最終強度を $S_L$ 、構造

全体の最終強度を $S_G$ とした場合、 $S_G / S_L$ は「粘り強さ」を評価する1つの指標になると考えられる。本解析対象の場合、 $S_G / S_L$ は約1.5である。

## 10.2 最終強度の簡易推定法の提案

流起式可動防波堤をNFEMにより解析し、崩壊挙動についての知見を得た。すなわち、扉体の正面の外板は面外圧と扉体の全体曲げに伴う鉛直方向の面内圧縮を受ける。扉体を構成する構造のうち図-56のAの矩形板が最初に座屈崩壊する。その後、矩形板Cが座屈崩壊し、領域Bの矩形板および桁に降伏が広がった時点で、扉体全体が曲げの最終強度に達する。以上の知見に基づき、本章では扉体の曲げ最終強度を簡易的に推定する手法を提案する。提案法は次の手順に従う。(1) 扉体を両端支持の梁と仮定し、梁理論により曲げ応力の分布を推定する。(2) 領域AおよびCの板を面外圧と短辺方向に面内圧縮を受ける平らな矩形板と考え、既存の算式を用いて有効幅および最終強度を算出する。(3) 領域AおよびCの板の有効幅の低下を考慮しつつ、初期降伏強度として扉体の曲げ最終強度を推定する。以下に(1)~(3)について詳述する。

### (1) 曲げ応力の推定

扉体を両端が単純支持された梁と仮定し、梁理論により曲げ応力を算出する。扉体の持つ曲率の影響は小さいと考え、真直な梁とみなす。扉体を深さ方向（図-57のy方向）に60個の要素に分割し、各要素は要素の中央位置での断面を一樣に持つ梁と仮定する。そして、各断面の断面係数を用いて扉体正面での曲げ応力の分布を計算する。図-59の実線に梁モデルにより推定した曲げ応力を示す。梁モデルによる曲げ応力はNFEMの結果と良く一致しているので、以下の最終強度の推定で使用する曲げ応力には、梁モデルにより推定した応力を用いる。

### (2) 矩形板の最終強度の推定

領域AおよびCの板は、扉体全体の曲げにより短辺方向に圧縮される。短辺方向に圧縮を受ける矩形板は、一般に図-62のような屋根型モードの座屈変形を伴って最終強度に達する。このとき、圧縮の膜応力の分布は座屈変形により様でなくなる。Valsgard<sup>31)</sup>は長辺の長さがa、短辺の長さがbの矩形板に対して、図-62のような圧縮応力の分布を仮定して短辺方向の圧縮最終強度を推定する簡易算式を提案した。すなわち、長さ方向の両

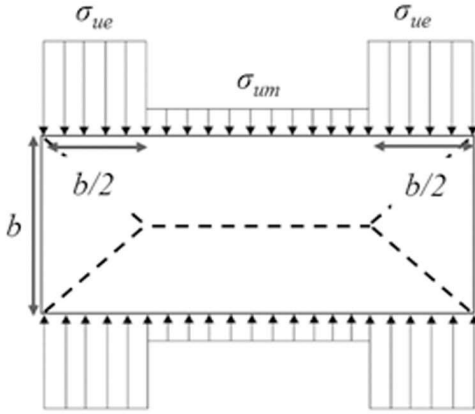


図-62 短辺方向に圧縮を受ける矩形板の理想化された応力分布

端の長さ  $b/2$  領域には応力  $\sigma_{ue}$  が、中央の領域には応力  $\sigma_{um}$  が分布すると仮定した。

流起式可動防波堤の外板では、短辺方向の圧縮と同時に面外圧が作用する。藤久保ら<sup>32), 33)</sup>は、面内圧縮と面外圧が作用する矩形板をNFEMにより解析し、面外圧が矩形板の圧縮最終強度に対して正と負の2つの影響を持つことを示した。1つは、面外圧が圧縮による弾性座屈の発生を妨げ、最終強度を上昇させる働きである。いま1つは、面外圧による曲げ応力が降伏の発生を助長し、最終強度を低下させる働きである。藤久保らは図-62の応力分布の考えを踏襲しつつ、上述の2つ面外圧の影響を考慮して連続矩形板の最終強度  $\sigma_u$  を推定する簡易算式を次のように提案した<sup>32)</sup>。

$$\sigma_u = \left\{ \frac{b}{a} \frac{\sigma_{ue}}{\sigma_Y} + \left( 1 - \frac{b}{a} \right) \frac{\sigma_{um}}{\sigma_Y} \right\} \frac{\sigma_Y}{1 + A \gamma_q^B} \quad (21)$$

$\sigma_Y$  は材料の降伏応力である。 $\sigma_{ue}$  は正方形板の最終強度、 $\sigma_{um}$  は両端単純梁の最終強度と考え、以下の式で与えられる。

$$\sigma_{ue} = \left( \frac{2.4}{\beta_q} - \frac{1.4}{\beta_q^2} \right) \sigma_Y \quad (22)$$

$$\sigma_{um} = \left( \frac{0.06}{\beta_q} + \frac{0.6}{\beta_q^2} \right) \sigma_Y \quad (23)$$

ここに、 $\beta_q$  は、

$$\beta_q = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{\sigma_Y}{E \kappa_y R_q}} \quad (24)$$

で表される細長比パラメータである。 $t$  は板厚、 $E$  はヤング率である。 $\kappa_y$  は防撓材の捩り剛性により

矩形板の弾性座屈強度が上昇することを考慮するパラメータであり、板と防撓材の板厚の比の関数として表される<sup>33)</sup>。面外圧が弾性座屈強度を増加させる働きは、 $R_q$  として考慮される。一方、面外圧が降伏を助長する働きは、(21)式の  $A \gamma_q^B$  の項に考慮される。 $\gamma_q$  は次式で表される。

$$\gamma_q = \frac{qb^2}{\sigma_Y t^2} \quad (25)$$

$q$  は面外圧の大きさを表す。 $R_q$ 、 $A$ 、 $B$  はそれぞれ板のアスペクト比や面外圧とヤング率の比などの無次元量の関数として与えられ、その係数はNFEMの結果と一致するよう調整されている。詳細は文献<sup>32), 33)</sup>を参照されたい。

流起式可動防波堤の外板は曲率を有しているが、その影響は小さいと考え、平らな矩形板について提案された(21)式を用いて扉体の矩形板の最終強度を推定する。図-63の破線に(21)式により推定した領域Aの矩形板の最終強度相関曲線を示す。黒色の実線は梁理論により推定した波圧と曲げ応力の関係である。つまり、破線と実線の交点(赤色の三角印)が矩形板の最終強度の推定値となる。一方、黒色の丸印はNFEMから得られた矩形板の最終強度である。NFEMの結果と比較して(21)式は矩形板の最終強度を約15%低めに推定している。この原因の1つとして、荷重・境界条件の違いが考えられる。(21)式では連続矩形板、すなわち、同一の矩形板が面内に繰り返し連続するような構造に、一様な面内圧縮と面外圧が働くことを想定している。一方、流起式可動防波堤の扉体では、同一構造が連続するわけではなく、面外圧も深さ方向に変化し、面内圧縮も厳密には一様でない。

また、初期たわみの影響も差の原因の1つと考えられる。(21)式は痩せ馬形状の溶接初期たわみ

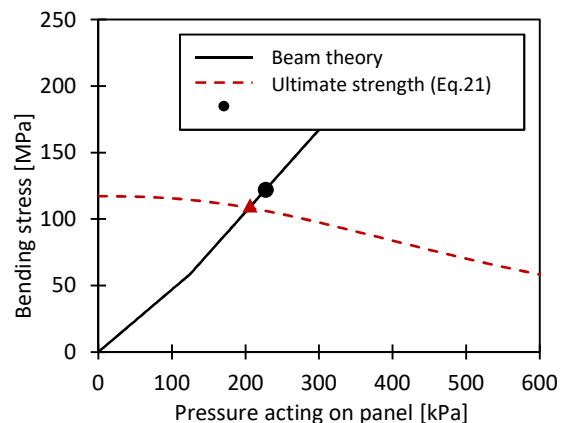


図-63 矩形板の最終強度

を有する矩形板の最終強度を推定するように開発されている。一方、本解析で使用した図-57の有限要素モデルでは溶接による初期たわみを考慮していない。以上のことが原因となって、(21)式は最終強度を低めに推定していると考えられる。

### (3) 扉体の曲げ最終強度の推定

扉体の曲げ最終強度は、初期降伏判定に基づき簡便に推定する。ただし、領域AおよびCでは座屈が生じるので、圧縮に対する有効幅の低下を考慮する。領域Bには密に桁が配置されているので、領域Bの板は全幅が圧縮に対して有効と仮定する。以上の考えに従うと、扉体の全幅を $B$ 、扉体の有効幅 $B_e$ 、扉体の断面係数を $Z$ とすると、扉体の最終強度 $M_u$ は

$$M_u = \frac{B_e}{B} \sigma_Y Z \quad (26)$$

と与えられる。領域AとCの矩形板の有効幅は(21)式を用いて求める。すなわち、領域AとCの矩形板の幅と最終強度をそれぞれ $b_A, \sigma_{Au}, b_C, \sigma_{Cu}$ とすると、有効幅 $b_{Ae}, b_{Ce}$ は

$$b_{Ae} = \frac{\sigma_{Au}}{\sigma_Y} b_A \quad (27)$$

$$b_{Ce} = \frac{\sigma_{Cu}}{\sigma_Y} b_C \quad (28)$$

となる。よって、扉体の全体の有効幅 $B_e$ は次式となる。

$$B_e = b_{Ae} + b_B + b_{Ce} \quad (29)$$

ここに、 $b_B$ は領域Bの全幅である。

$b_{Ae}, b_{Ce}$ に矩形板の最終強度時の有効幅を用いるということは、扉体の曲げの最終強度時であっても、図-62に示した平均圧縮応力が領域AとCの矩形板に働くと仮定することを意味する。図-64に提案法で仮定する平均圧縮応力の分布と、NFEMから得られた扉体の曲げ最終強度時の平均圧縮応力の分布を示す。

領域AとCにおいてNFEMより求めた圧縮応力は提案法で仮定する圧縮応力より小さいことが分かる。これは、矩形板の最終強度時から扉体の曲げ最終強度に至る間（領域Aの矩形板の場合、図-58の点aから点bの間）に、矩形板の圧縮耐荷力が低下するためである。しかしながら、一般に、短辺方向に圧縮を受ける矩形板の場合、最終強度後の耐荷力の低下は緩やかであるため、提案法では最終強度後の耐荷力の低下は無視できるものと仮定した。

(6)式により推定される扉体の曲げ最終強度と

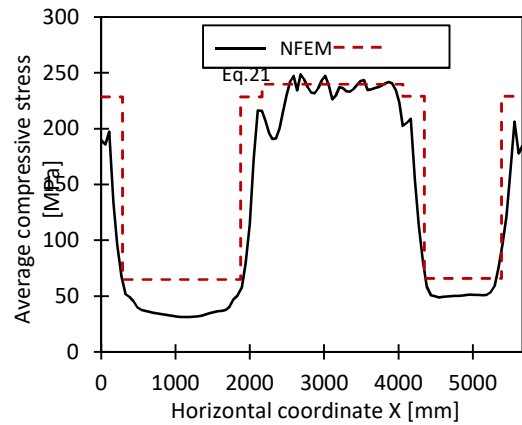


図-64 扉体の曲げ最終強度時の平均圧縮応力の分布

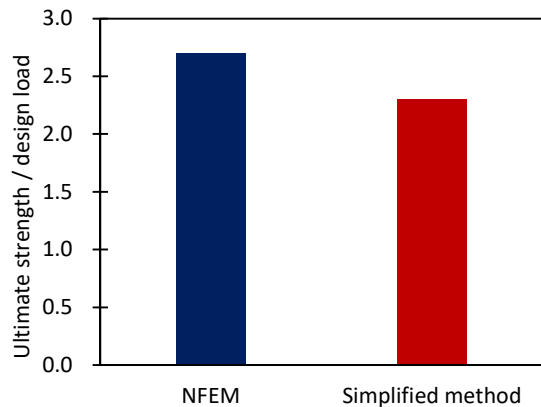


図-65 NFEMと提案法により推定した扉体の曲げ最終強度

NFEMの結果を図-65に比較する。曲げ最終強度は設計荷重により生じる曲げモーメントで無次元化している。提案法は15%ほど最終強度を安全側に推定している。提案法が初期降伏に基づく最終強度推定式であることを考慮すると妥当な結果である。また、図-63に示した通り、(21)式が矩形板の最終強度を低めに推定していることも起因している。よって、矩形板の最終強度推定式の精度を改善すれば、扉体の曲げ最終強度算式のさらなる改善に繋がると考えられる。

本解析では、津波の1波が作用して扉体が最終強度に達するような崩壊モードを想定している。しかし、実際の津波では数回～数十回程度の押波・引波が繰り返し作用すると考えられる。塑性域に達するような荷重が繰り返される場合、座屈・降伏が繰り返されて崩壊することや、低サイクル疲労により破壊が生じることが問題になる可

能性がある。これらの崩壊モードを考慮して扉体の強度評価を行うことは今後の課題である。

## 11. 土砂堆積時における起立性能研究

本実験では、流起式可動防波堤の実用化に向けて、どの程度の土砂がどの程度堆積したら起立性能に影響を及ぼすか、模型実験により確かめた。使用した通称 1/50 模型は、4 および 6 章で用いたものと同じである。また、扉体の水中比重は 0.056 と設定した。

### 11.1 実験方法および実験条件

本実験は京都大学防災研究所宇治川オープンラボラトリー内にある、多目的造波水槽（幅 11.48m、奥行き 12.25m、深さ 1.14m の平面水槽）を利用した（図-66）。

この水槽は従来、海岸、港湾を広域的に再現し、造波装置で波を現出させ、その影響を各種確認するなどに用いたものであるが、本実験では、水槽の北西角を利用し、静水状態にて、台車に乗せた流起式可動防波堤を人力で水中を前進させ、相対的な水流（流速）を生じさせることにした。

土砂堆積の影響は扉体倒伏状態で、扉体の下部および周囲に砂粒子を敷き詰め、台車を前進させ、起立するか否かの判定を行った。想定される土砂堆積面は次の 6 ケースとした（図-67）。

実験ケース (0)：扉体上面まで土砂堆積

実験ケース (1)：回転台の 1/2 深さまで土砂堆積

実験ケース (2)：回転台の上面まで土砂堆積

実験ケース (3)：扉体の 1/4 深さまで土砂堆積

実験ケース (4)：扉体の 1/2 深さまで土砂堆積

実験ケース (5)：限界土砂堆積面の探索

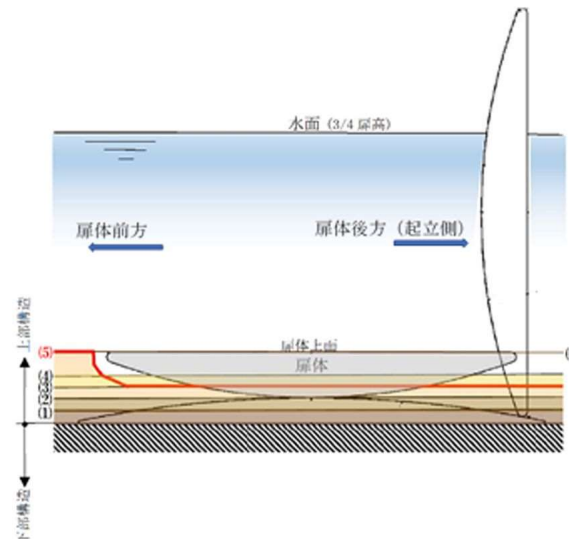


図-67 実験ケース（想定土砂堆積面）

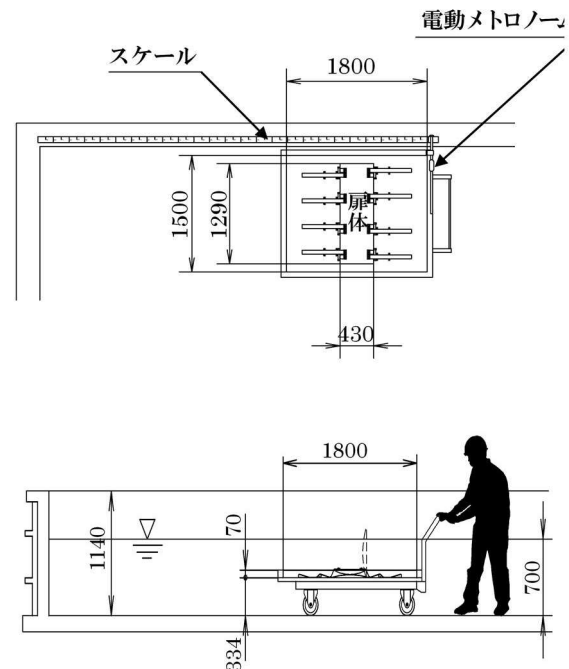


図-68 実験イメージ図

使用した砂は、相似則より少し大き目ではあるが、実験方法を考慮し、珪砂 3 号(平均粒径 1.7mm)を用いた。実験は電子メトロノームを使い、台車前進速度を制御した。側壁にスケールを置き、メトロノームのテンポと 10 cmピッチを合わせながら、台車を一定の速度で押す仕組みである（図-68、図-69）。テンポを 60 に設定すると、60/60 で 1 秒毎に確認音(ピ音)が鳴る、この場合  $10\text{cm} \times (60/60) = 10\text{cm/s}$  となる。実験はテンポ 78 (13cm/s に設定)にて行った。

図-66 京都大学防災研究所宇治川オープンラボラトリー内の多目的造波水槽の概要

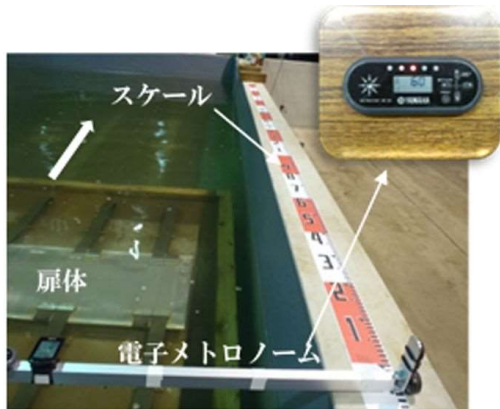


図-69 台車の前進速度制御の仕組み



図-70 実験状況写真（速度；約 13cm/s）



図-71 砂堆積状況写真（珪砂 3 号；平均粒径 1.7mm）

この速度は実設備においてはフルード相似則で換算すると、津波流速約 0.9m/s に相当する。実験イメージを図-68、実験外観を図-69、図-70 および図-71 に示す。

## 11.2 実験結果と考察

最初に、扉体が土砂で埋まった状態：扉体上面まで想定土砂が堆積したとして、起立確認を行った。実験ケース (0) である。予想した通り、想定台車速度では起立しないことを確認した。そこで、想定土砂堆積面を扉体床板（回転台下部）から徐々に増やし、起立可否を確認にすることで、堆積砂の影響を評価することにした。その代表的なケースを実験ケースとしてまとめた。

表-8 実験結果（土砂堆積時の起立性能評価）

実験ケース	土砂堆積面	起立確認
ケース(0)	扉体上面	×
ケース(1)	回転台 1/2 高さ	○
ケース(2)	回転台上面	○
ケース(3)	扉厚 1/4 高さ	○
ケース(4)	扉厚 1/2 高さ	×
ケース(5)	限界土砂堆積面	○

注：起立確認評価は実設備で 0.9m/s 前後相当の流速で全起立したかを確認した結果である

### (1) 実験結果

各種の想定土砂堆積面にて、起立可否を確認した結果、実験ケース(1)～(3)では、設定した流速(台車速度)にて全起立した。土砂堆積面が扉体の 1/2 前後になると、想定流速(台車速度)では、起立せず、台車速度を増す必要があった。

ちなみに、実験ケース(4)では、約 1.5 倍程度以上速度を増加させる必要があった。

実験ケース(3)をベースに、扉体の後方(起立側)の堆積砂を増したところ、起立には台車速度を上げる必要が生じた。一方、扉体前方の堆積砂を増加させたところ、起立には影響が少なかった。そこで、前方堆積砂の堆積面を各種変更し、起立影響の有無を確認した。

その結果、扉体前方頂部に一定の隙間(実験では 3cm 程度)があり、堆積砂が前方扉体下面に接していない状況では起立性能に影響しないことが分かった。そのケースが実験ケース(5)に当たる。それらの結果を表-8 にまとめた。

### (2) 実験結果の考察

実験結果から得られた結論を以下に示す。

- 1) 扉体の前方、後方において、後方、すなわち、扉体が回転する側下部での砂堆積が主に起立性能に影響する。
- 2) 扉体前方では扉体前方下面と接することがなく、先端に一定の隙間(実設備では約 150cm)があれば、起立に影響しない。これは、扉体の先端で流体力(揚力)の作用を妨げない範囲であれば、起立性能に影響を与えないことによるものと推測される。
- 3) 起立メカニズムとしては、流体力(揚力)で、扉体の初期起立角度が得られ、その後、増加する流体力(揚力+抗力)で堆積砂を踏みしめ回転起立する。その際、起立性能を保つ限界砂堆積面が扉体の 1/4 深さであると考えられる。

4)本実験時に用いた砂粒子径はフルード相似則にて実設備に換算すると、5cm~10cm 粒子に相当し、起立条件としては安全側である。

5)本実験では水流による堆積砂の移動は散見できなかった。これは砂粒子径の影響があるものと思われる。実設備では津波により堆積土砂が巻き上がり移動する可能性があるが、その影響は加味されていない。

## 12. まとめ

上述の研究により得られた結論を以下に示す。

### 12.1 プロトタイプ (1/200 模型) 実験から

1) 扉体の重量を調整することにより、任意の流速に対して防波堤を動作させることができることを確認した。つまり、通常の周期が短い波や流速が小さい潮流などでは防波堤が動作(流起, 起立)しないように制御することが可能であることを示した。

2) 流起式防波堤は扉体と基礎部を固定ベルトで連結しているため、このベルトに作用する最大張力が設計する際に重要となる。中でも、起立直後に発生する衝撃が懸念される。本実験の入射津波の条件(孤立波)においては、起立する際に生じるベルトへの衝撃力は後続の最大波高(波頂)時の波力よりも小さいことがわかった。すなわち、通常の防波堤の設計時に計算される設計波力を最大波力として算定できることを意味する。

3) 津波の減衰効果については、上限はあるが、入射する津波高に比例して、減衰効果が大きくなることを確認した。これは、波高が小さい波の場合、波頂(最高波高)が流起前に通過するために減衰効果が小さくなり、波高が大きい波の場合、波頂が到達する前に波頭的水流で流起し、波頂が到達した際には扉体が起立し、減衰効果を発揮するためと考えられる。

以上の実験結果から流起式可動防波堤は津波等の自然の水の流れにより作動し、人的な操作を必要としない、津波対策施設として有効であることが示された。

### 12.2 中規模模型 (1/50 模型) 実験から

1) 設定速度以上の津波の流速に応答し、流起することにより、波高を減衰することを示した。長周期波に対する波高減衰効果が短周期波よりも大きいことを示した。長周期波の場合、波の先頭部

で早期に流起するため、波の本体に対して、防波堤による波高の減衰効果が発揮されるためと考えられる。

2) 津波の流速に対する減勢効果が波高の減衰効果よりも大きいことがわかった。このことから、防波堤を越流するような大きい津波が来襲した際にも、港内に流入する波の流速を大幅に減勢し、被害を軽減することが期待される。

3) 現場への適用を考慮する際に重要となる扉体を固定するベルトの引張強度に関して、直立防波堤に作用する波力と同等の力を設計値として用いることができることを示した。短周期波による作用張力は長周期波よりも大きく、直立防波堤に対する波状段波を考慮しない波力よりも若干大きい設計値にする必要があるが、これらは固定ベルトの最大許容値よりも小さく、ベルトの作製において対応が可能な値であった。

以上の実験結果から流起式可動防波堤の津波対策としての有効性を示した。また、固定ベルトの耐波強度を確保できることも併せて示した。なお、実機の設置には現場の流況等、様々な条件を考慮する必要があり、今後は数値計算手法による検討と協働する必要があることから、高精度粒子法による流起式可動防波堤の数値解析を行った。

### 12.3 高度粒子法による数値解析モデルの開発

1) 高精度粒子法を用いて、流起式防波堤の挙動を解析できる数値解析モデルの開発を行い、上記中規模高精度模型の結果との比較・検討を行った。波高の異なる2種類の孤立波に対する防波堤扉体の挙動や波高・流速を数値解析し、上記水理模型実験と比較した結果、本数値モデルによる計算結果は実験結果を良好に再現できることを確認した(図-26)。これにより、本数値解析モデルは現場設置に向けた条件の検討に適用でき、有効であることを示した。

2) 高精度粒子法を用いた流起式防波堤のシミュレーションモデルのベルト張力推定に関する適用性を検討した。扉体に作用する流体力の推定に大きく関連する圧力勾配モデルにおいて、既存の二種類の高精度化スキームを適用し、ベルト張力に与える影響を比較・調査した。

圧力勾配モデルとしてCMPS法を適用した場合には、エネルギー保存性があまり良くないために、孤立波が防波堤に到達する前に波高が下がる結果となった。さらに、過剰な人工斥力が原因で発生する流速場のノイズによって扉体の挙動の正

確性が低下するため、ベルト張力のピーク値だけでなく、ピークの発生時刻も実験結果と異なる結果となった。一方で、GC法は運動量が保存されないという短所はあるものの、本再現計算結果に関してはその影響は小さく、波高を維持でき、かつ、ノイズの少ない圧力場および流速場が得られた。したがって、ベルト張力の正確な評価には、圧力勾配モデルとして GC 法を採用すべきである。

## 12.4 扉体の応答性能および扉体への流体力計測

1) 扉体が流体力に反応し、流起途中で静止した角度を流起安定角度とし、それと流速との関係を測定した。扉体の比重が $1.052 \text{ g/cm}^3$ の場合、 $8.8 \text{ cm/s}$ 程度(実スケールで $0.6 \text{ m/s}$ に相当)から扉体が流体運動に反応を開始し、 $13 \text{ cm/s}$ (実スケールで $0.9 \text{ m/s}$ に相当)以上で水面まで到達(流起)した。すべてのケースにおいて、流起角度が $10^\circ \sim 15^\circ$ を超えると流起途中で静止することなく、水面まで到達することが明らかとなった。また、扉体の応答性に関して設置水深はほとんど影響がないことを確認した。

2) 反応開始速度(扉体が流体運動に反応し、僅かでも動いた流速)及び最低流起速度(扉体が流起し、水面まで到達した際の流速)と扉体の比重との関係を明らかにした。その結果、扉体の比重の増加にともない、流起のための流体力が必要となり、反応開始速度及び最低流起速度とも増大することを示した。これは、扉体の比重を調整することにより、流起する流速を任意に設定可能であることを意味する。これらの特性は1/200模型の実験結果と定性的に整合する結果である(図-32)。な

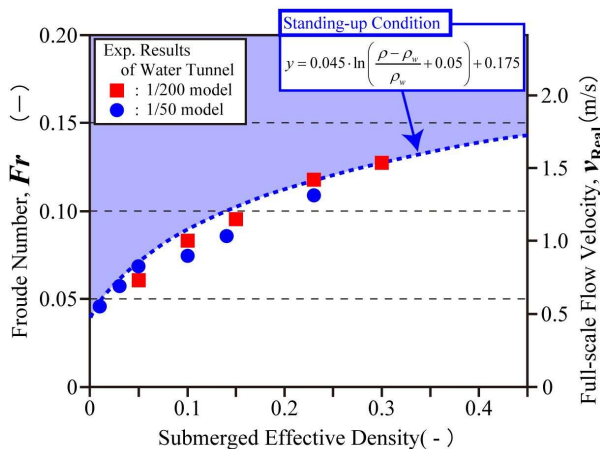


図-72 堤体の水中比重と最低流起速度の関係

お、1/200模型はアルミ製で、構造的に1/50模型と異なるので、起立流速を定量的に把握するため、大阪府立大学の小型回流水槽にて再実験(1/200模型と1/50模型とは構造的に相似)を行い、1/50模型と一致することを確認している(図-72)。

3) 分力計を用いて扉体に作用する流体力を測定した結果、鉛直方向荷重の $F_L$ については $10 \text{ cm/s}$ 以上の流速になると生じることを確認した。上述の最低流起速度の結果( $8.8 \text{ cm/s}$ 以上となると扉体(扉体)が反応を開始)と概ね整合する。また、流起角度が $0^\circ$ においても、流起方向への回転モーメント $M_Y$ が生じることを明らかにした。さらに、図-34にて得られた流体力から実効起立モーメント(扉体と回転台接触点を基点とするモーメントに換算)を換算し、その結果を図-73に示す。

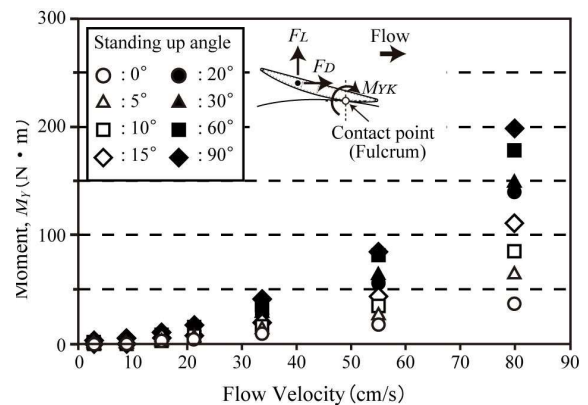


図-73 実効(換算)起立モーメントと流速

ここでは、流起角度が $10^\circ \sim 15^\circ$ を超えた後、起立モーメントが急激に増加する。これは、図-31に示した流起安定角度と流速の関係とも整合する結果である。

4) 一般的な流体力評価式(式(7))にもとづき、その比例定数(流起係数 $C_F$ )について検討した。その結果、レイノルズ数に変化しても( $Re = 4 \times 10^4 \sim 4 \times 10^5$ )、流起係数 $C_F$ はほとんど変化しないことがわかった。すなわち、本防波堤の応答特性に対し、津波の乱流の影響については考慮の必要がなく、フルードの相似則にもとづく性能評価、設計が妥当であることを示した。

本実験では、現地設置に向けて流起式可動防波堤の応答性能について評価し、物理実験結果にもとづく実大スケールの性能評価、設計が妥当であることを示した。

## 12.5 実大規模相当の模型実験から

1) 設定速度以上の流速を伴う津波に対して扉体

が応答・流起することにより、港内に進入する津波の波高および流速を減衰することを示した。また、入射する津波の波高および流速が大きいほど、防波堤の津波低減効果が大きいことを示した。

2) 上記結論1)の理由として、津波の波高および流速が大きい場合は、防波堤の流起するタイミングが早くなり、津波を堰き止める時間が長くなる。一方で、津波が小さい場合は、流起するタイミングが遅くなり、津波を堰き止める効果が小さくなる。これらの結果、実際の津波のように周期が長い波ほど、低減効果が高くなり、港内の被害を軽減することが期待できる。

3) 流起式可動防波堤の実大規模設計を行う際に課題となっていた、レイノルズ数 ( $Re$ ) が $10^6$ 程度で発生すると指摘されている流水抵抗の急激な落込みの発生<sup>13)</sup>について検討した。これまでに実施したプロトタイプ実験 (1/200模型) における流体場のレイノルズ数は $Re = 2.0 \times 10^3 \sim 1.0 \times 10^4$ であり、中規模高精度模型実験 (1/50模型) は $Re = 4.0 \times 10^4 \sim 4.0 \times 10^5$ 、本実大規模模型実験では $Re = 2.6 \times 10^5 \sim 4.4 \times 10^6$ と算定できる (図-42)。これらの結果において、扉体の津波に対する応答特性に関して整合性、一貫性を有していたことから、レイノルズ数が $10^6$ 付近で生じるとされる急激な流水抵抗の低下は本防波堤の動作機構においては発生しないことが確認できた。

これにより、実大規模の防波堤においても津波の力によって確実に流起することが確認できたとともに、大型模型による詳細な実験結果にもとづいて、実大規模の防波堤を設計することが可能であることを明らかにした。

## 12.6 可視化実験から

可視化実験により得られた主要な結論は以下の通りである。

1) 応答開始速度 (図-32) よりも速い流れが扉体周辺で生じた場合、堤体天端部上流側でせん断層が発生し (レイノルズ応力が発生)、定常的な組織構造が形成されていることが明らかになった (図-55 (A))。

2) 流起角度が 15 度以下においては、この扉体天端上流部で生じる負圧が流起機構の主動力となっていることが明らかになった。この結果は高度粒子法による数値解析結果とも整合するものである。

3) 流起角度が 15 度以上になると、扉体の後背域および下部域に逆流域が形成され (図-55 (A)) およ

び(C))、この動水圧により流起していることが明らかとなった。

4) これらのことは、図-31 に関して考察した 15 度以上流起すると、静置状態に戻ることなく水面まで到達することを物理的に明瞭に説明している。すなわち、流起角度が 15 度を境界として、流起機構の主動力が扉体天端の負圧から流体の動水圧に切り替わることを示している。可視化実験の結果は、流起式可動防波堤の動作機構を物理的に明瞭とするものであり、これまでの物理実験および数値解析結果にもとづく流起式可動防波堤の設計の信頼性を担保するものである。

## 12.7 非線形有限要素法による崩壊挙動解析によって

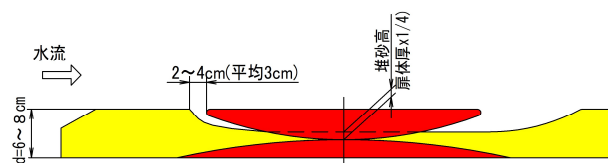
流起式可動防波堤に設計荷重を超過する津波が作用する場合を考え、扉体の崩壊挙動をNFEMにより解析した。また、得られた知見をもとに、扉体の曲げ最終強度を簡易的に推定する手法を提案した。

1) 「最大クラスの津波」を想定した設計荷重の約 1.8 倍の荷重が扉体に作用したとき、扉体正面の矩形板が津波による面外圧と扉体の全体曲げによる鉛直方向の面内圧縮により座屈崩壊した。その後、設計荷重の約 2.7 倍の荷重が作用したときに扉体全体が曲げ最終強度に達した。すなわち、局部構造が最終強度に達した後も扉体全体が崩壊するまでは、津波減勢効果を発揮できることを示唆している。

2) 扉体の曲げ最終強度を、座屈による有効幅の減少を考慮しつつ、初期降伏判定に基づいて簡便に推定する手法を提案した。提案法はNFEMよりも約 15% 安全側に最終強度を推定した。

## 12.8 土砂堆積による起立影響実験から

実験結果から扉体の起立に影響を与えない土砂堆積量は、図-74 に示す範囲と考えることが出来る。



注：堆積土砂の寸法は 1/50 模型 (扉高 430mm) における値を示す。

図-74 扉体の起立に支障のない土砂・ヘドロ堆積図



その他、性能評価研究の成果に基づき実施を想定した実用化研究を行い、流起式可動防波堤の適用範囲、機構および実施時における制御方法、FTA および FMEA 法に基づく信頼性解析の研究に加えて、設計検証システム、製作および維持管理基準等の研究を行った。

### 13. おわりに

これまでの理論的、定量的考察から、精度の高い詳細な計測データを得ている1/50 模型実験結果に基づき、具体的な設計が可能であることを示した。また、現地の現場環境や地形など特殊な条件に関しては数値解析により確かめ、詳細に調整することが可能である。

扉体の粘り強い構造については、非線形有限要素法 (NFEM) を用いた崩壊挙動解析の適用が可能で「設計津波を超える規模の強さを有する津波」に対する技術的検討の目途がついた。

さらに今後、必要に応じ1/50模型を用い追加実験を行うことも可能であり、現地で適用する際、技術者に向け、科学的データや目安値にもとづいた設計指標を提供することが可能になった。

性能照査に加えて、実施に向け、簡易実験により性能に影響を及ぼさない土砂・ヘドロ堆積の範囲を得た。

図-74に示された範囲は、それをを超える土砂が扉体周りに堆積した場合、除去する必要が生じるので、維持管理指標として有効に活用できると考えている。

また、防食システムの研究から最新の水中点検ロボット (ROV) による点検システムの調査・研究等を追加し、流起式可動防波堤の実用化の可能性を最終的に評価した。

これをもって、流起式可動防波堤の最終性能評価とする。

(2021年3月10受付)

### 参考文献

1) 内閣府中央防災会議：南海トラフ巨大地震の被害想定について(第二次報告)～施設等の被害～【被害の様相】，資料2-1，119p，[http://www.bousai.go.jp/jishin/nankai/taisaku\\_wg/pdf/20130318\\_shiryoy2\\_1.pdf](http://www.bousai.go.jp/jishin/nankai/taisaku_wg/pdf/20130318_shiryoy2_1.pdf)，2013(参照2015-05-15)。

- 2) 国土交通省海事局内航課：大規模災害時の船舶の活用等に関する調査検討会最終報告，45p.，<https://www.mlit.go.jp/common/001030664.pdf>，2014。(参照2014-05-19)。
- 3) 平石哲也，米山望，馬場康之，東良慶：宮城県沿岸における2011年東日本大地震による津波被災について，土木学会論文集B2(海岸工学)，Vol. 67, No. 2, pp. 1306-1310, 2011.
- 4) 有川太郎，坂口章，小林真，虎石龍彦，櫻井良宏，木原一禎：直立浮上式防波堤の実海域実証試験，海洋開発論文集，第24巻，pp. 93-98. 2008.
- 5) 木村雄一郎，新里英幸，仲安京一，安田誠宏，間瀬 肇：フラップゲート式可動防波堤の波圧応答特性に関する実験的研究，海岸工学論文集，第56巻，pp. 806-810. 2009
- 6) 水産庁 水門・陸閘等の効果的な管理運用検討委員会(2013)：東日本大震災時における消防団の水門・陸閘動作実態調査から，第1回会議資料-5，10.  
[https://www.jfa.maff.go.jp/j/gyozyo/g\\_zigyo/kaigan/pdf/000234991.pdf](https://www.jfa.maff.go.jp/j/gyozyo/g_zigyo/kaigan/pdf/000234991.pdf)(参照2014-05-19)。
- 7) 消防庁国民保護・防災部防災課：東日本大震災を踏まえた大規模災害時における消防団活動の在り方等に関する検討報告書，181p.  
[https://www.fdma.go.jp/neuter/topics/houdou/h24/2408/240830\\_1houdou/01.pdf](https://www.fdma.go.jp/neuter/topics/houdou/h24/2408/240830_1houdou/01.pdf)，2012。(参照2014-06-30)。
- 8) 東良慶，伊藤忠男，半田英明，山敷亮，平石哲也，菅野高弘：流起式可動防波堤の小型模型による性能評価水理 実験，土木学会論文集B2(海岸工学)，Vol.70, No.2, pp.951-955, 2014.
- 9) 東良慶，伊藤忠男，半田英明，平石哲也，菅野高弘：流起式可動防波堤の津波減勢効果に関する評価実験，土木学会論文集 B2(海岸工学)，Vol. 71, No.2, p p.1081-1086, 2015.
- 10) 東良慶，伊藤忠男，半田英明，平石哲也，菅野高弘，二瓶泰範：流起式可動防波堤の津波に対する応答 特性評価実験，土木学会論文集B2(海岸工学)，Vol. 71, No.2, pp.1087-1092, 2015.
- 11) 東良慶，伊藤忠男，半田英明，植木利洗，平石哲也，関谷千尋，菅野高弘：流起式可動防波堤の実大規模実験による応答特性評価，土木学会論文集B2(海岸工学)，Vol. 72, No. 2, pp. 1099-1104, 2016.
- 12) 後藤仁志，五十里洋行，殿最浩司，菅野高弘，東良慶，伊藤忠男，菅原康之：高精度粒子法による流起式防波堤の数値解析，土木学会論文

- 集 B2 (海岸工学), Vol.71, No.2, pp.1051-1056, 2015.
- 13) 谷本勝利, 鶴谷広一, 中野晋: 1983 年日本海中部地震津波における津波波力と埋立護岸の被災原因の検討, 第 31 回海岸工学講演会論文集, pp. 257-261, 1984.
  - 14) 平石哲也, 森信人, 安田誠宏, 東良慶, 間瀬肇, アディ プラスティヨ, 大倉翔太: 複数の造波手法を有する津波再現装置で造波された津波の特性, 土木学会論文集 B2(海岸工学), Vol. 71, No.2 (掲載予定) .
  - 15) 国土交通省港湾局, 防波堤の耐津波設計ガイドライン, pp. 24-25,  
<http://www.mlit.go.jp/common/001012142.pdf>, 2013 (参照 2015-05-15) .
  - 16) 安田誠宏, 高山知司, 山本博紀: ソリトン分裂津波の変形波力特性に関する実験的研究, 海岸工学論文集, 第 53 巻, pp. 256-260, 2006.
  - 17) Koshizuka, S. and Oka, Y.: Moving particle semi-implicit method for fragmentation of incompressible fluid, Nucl. Sci. Eng., Vol. 123, pp. 421-434, 1996.
  - 18) Khayyer, A. and Gotoh, H.: A higher order Laplacian model for enhancement and stabilization of pressure calculation by the MPS method, Appl. Ocean Res., Vol. 32, pp. 124-131, 2010.
  - 19) Khayyer, A. and Gotoh, H.: Enhancement of stability and accuracy of the moving particle semi-implicit method, J. Comput. Phys., Vol. 230, pp. 3093-3118, 2011.
  - 20) Tsuruta, N., Khayyer, A. and Gotoh, H.: A short note on dynamic stabilization of moving particle semi-implicit method, Comput. Fluids, Vol. 82, pp. 158-164, 2013.
  - 21) Gotoh, H., Khayyer, A., Ikari, H., Arikawa, T. and Shimosako, K.: On enhancement of Incompressible SPH method for simulation of violent sloshing flows, Appl. Ocean Res., Vol. 46, pp. 104-115, 2014.
  - 22) Koshizuka, S., Nobe, A. and Oka, Y.: Numerical Analysis of Breaking Waves Using the Moving Particle Semiimplicit Method, Int. J. Numer. Meth. Fluids, Vol.26, pp. 751-769, 1998.
  - 23) Tsuruta, N., Khayyer, A. and Gotoh, H.: Space potential particles to enhance the stability of projection-based particle methods, Int. J. Comput. Fluid Dyn., Vol. 29(1), pp. 100-119, 2015.
  - 24) 鈴木高二朗: 大規模波動地盤総合水路施設における波動実験, 日本流体力学会誌, ながれ, 第 34 巻, pp.255-260, 2015.
  - 25) 後藤仁志, 五十里洋行, 殿最浩司, 伊藤忠男, 菅原康之: 流起式防波堤のベルト張力推定に関する高精度粒子法の適用性, 土木学会論文集 B2(海岸工学), Vol. 72, No. 2, pp.1051-1056, 2016.
  - 26) Khayyer, A. and Gotoh, H.: Modified moving particle semi-implicit methods for the prediction of 2D wave impact pressure, Coast. Eng., Vol.56(4), pp.4169-440, 2009.
  - 27) 後藤仁志, KHAYYER Abbas, 五十里洋行, 清水裕真: エネルギー保存性の高い粒子法による水面波の伝播計算, 土木学会論文集 B2 (海岸工学), Vol.71, No.2, pp.25-30, 2015.
  - 28) Azuma, R., Ito, T., Handa, H., Hiraishi, T. and Sugano, T.: Standing-up mechanism of Hydroplane Tsunami Barrier by using PIV analysis, E-proceedings of the 38th IAHR World Congress, pp. 4291-4299, 2019.  
(doi:10.3850/38WC092019-07)
  - 29) 司宮智洋, 辰巳晃, 飯島一博, 東良慶, 菅野高弘, 伊藤忠男: 流起式可動防波堤の最終強度の解析と簡易推定法の開発, 土木学会論文集 B2 (海岸工学), Vol. 75, No. 2, 2019.
  - 30) 辰巳晃, 藤久保昌彦: 船底局部荷重を考慮したコンテナ船の縦曲げ最終強度解析に関する研究—第 1 報: 非線形有限要素法による解析—, 日本船舶海洋工学会論文集, 第 24 号, pp. 189-198, 2016.
  - 31) S. Valsgard: Numerical design prediction of the capacity of plates in biaxial in-plane compression, Computation and Structures, Vol. 12, pp. 729-739, 1980.
  - 32) Fujikubo, M., Yao T., Khedmati, M.R., Harada, M., Yanagihara D.: Estimation of ultimate strength of continuous stiffened panel under combined transverse thrust and lateral pressure Part 1: Continuous plate, Marine Structures, Vol. 18, pp.383-410, 2005.
  - 33) Fujikubo, M., Harada M., Yao, T., Khedmati, M.R., Yanagihar, aD.: Estimation of ultimate strength of continuous stiffened panel under combined transverse thrust and lateral pressure Part 2: Continuous stiffened panel, Marine Structures, Vol. 18, pp.411-427, 2005.

付録

# 流起式可動防波堤

## 技術・設計マニュアル(案)

菅野高弘・高山知司・平石哲也・東良慶・米山望・後藤仁志・五十里洋行・辰巳晃  
長坂陽介・千田優・西園勝秀・深澤貴光・殿最浩司・曾根照人・平井俊之  
上出耕三・伊藤忠男・半田英明・松岡春彦  
小西武・田中良典・吉田充伸・山本隆信

## 流起式可動防波堤 技術・設計マニュアル（案）の位置付け

性能評価に関する実験的研究により、多くの知見が得られたので、その成果に基づき実施を想定した実用化研究を行った。その成果は次のような内容である。

流起式可動防波堤の適用範囲、機構および実施時における制御方法、FTA および FMEA 法に基づく信頼性解析の研究に加えて、設計検証システム、製作および維持管理基準等の研究成果が主なるものである。

設計検証システムでは、設計条件と設計手法について研究し、前者においては要求性能、躯体の安定照査基準及び設計荷重や使用材料基準を定めた。ここでは、津波対策を構築するにあたって中央防災会議「東北地方太平洋沖地震を教訓とした地震・津波対策に関する専門調査会」最終報告（平成 23 年 9 月）に示された発生頻度の高い津波および最大クラスの津波の定義に基づき、「設計津波」「設計津波を超える規模の強さを有する津波」を想定し、それぞれの対処法等についても考察している。

設計手法として、基礎部を含む下部構造と上部構造の設計手順を明らかにするとともに、それぞれの具体的な設計検証方法を検討し、実施設計が可能であることを確認した。その成果の中には、「設計津波を超える規模の強さを有する津波」に適用可能な扉体の最終強度評価法の検討結果等が含まれ、非線形有限要素法による崩壊挙動解析の有効性とその検証結果から簡易評価式の妥当性を検証した。

製作に関しては、標準的な製作手順に必要とされる製作精度とその検査、防食事例等品質の検証システムを示した。

また、長期にわたる機能の維持・保全を図るため、点検・検査等スキームを精査し、維持管理ガイドラインを定めた。

こうした一連の実用化研究により、実務に携わる技術者や管理者が活用できる設備であることを示した。

これらの成果を、流起式可動防波堤の特長を活かした設計、施工、維持管理が適切に行えるよう「技術・設計マニュアル(案)」としてまとめた。

なお、巻末に参考として、上部構造の設計計算例を載せた。この計算例は設計津波の最大高さを扉体天端として、設計荷重を谷本式および静水圧式にて求め、許容応力度法により実施したものである。また、最終強度解析により扉体が防波壁としてどこまで耐えうるか検討し「粘り強さ」の評価を行っている。

なお、本マニュアル（案）の執筆者は、記載されている事項が正確であること、また執筆時に公表されている基準類に準拠していることを入念に確認している。しかし、その後の研究、技術開発等による日々の情報変化、専門家間の見解の相違、膨大な文書の作成時における人為的ミスの可能性により、本マニュアル（案）記載事項と他の情報源による情報が異なる可能性を完全に否定できないと考えている。本マニュアル（案）の利用者におかれては、本マニュアル（案）の情報を理由に、有識者や専門家の技術的助言を軽視したり、助言の入手を遅らせたりすることが無いよう留意されたい。

本マニュアル（案）執筆者は、これを利用する者に対して、技術的助言等を実施する準備を整えるとともに、有識者、専門家、実務者の方々からの、技術的な疑義・助言・改善を要する事項等に関する情報提供を期待している。

## 序(はじめに)

平成 23 年 3 月 11 日に発生した東北地方太平洋沖地震およびこれに伴う津波は、多くの尊い命を奪い、かつ、我が国の経済にも多大な損害を与えた。また、平成 28 年 11 月、その余震と思われる地震が福島沖で発生、それに伴い津波が河川上流に押し寄せる映像が生々しく伝えられた。国の中央防災会議の検討では、繰返し発生している、発生確率・切迫性が高い、経済・社会への影響が大きいなどの観点、平成 23 年東北地方外併用沖地震・津波による被害から、「あらゆる可能性を考慮した最大クラスの巨大な地震・津波」を検討することとされている。

こうした目的を果たすため、防波堤の開口部、海岸防潮堤の陸側部および河口域の津波遡上部等に設置する津波対策設備・流起式可動防波堤の開発を行った。

津波は地震発生後僅かな時間で陸地に押し寄せる。また、地震により生じた建物の崩壊や地盤の変形等の直後に襲来する。そのため、機械設備を人の手で動かす余裕が無く、また、ライフラインが破壊されていることを想定しなければならない。そこで、流起式可動防波堤は津波の被害をもたらすエネルギー、外洋より水塊として押し寄せる津波の流体力に焦点を当てた。津波流速（流れ）により自動的に起立作動（閉操作）し、陸地への遡上エネルギーを食い止めることで、津波の被害軽減を目的とし開発したものである。流起式可動防波堤の特徴について以下に列挙する。

- ①津波襲来時、自然の力（流速）で作動し起立するもので、地震によりインフラが遮断されても、操作に人や動力の助けを必要としない。
- ②防波堤設備と基礎地盤はそれぞれ独立しており、地盤の変形による影響が極めて少ない。
- ③現場の状況に応じて、引き波にも同一機構によって作動するよう設定可能である。
- ④航路に設置する状況を考慮し、据付けが簡単であり、施工期間が短い。
- ⑤構成要素が少ないシンプルな機構から信頼度が高く、品質管理・維持管理が容易である。
- ⑥通常時は海底面に静置されており、航路等の障害にならない。また、周囲の景観を損ねない。

本マニュアル（案）は、これらの特徴を持つ流起式可動防波堤の機構、設計、施工、維持管理等を示し、可動防波堤実用化の一助となることを期待している。

# 起式可動防波堤 技術・設計マニュアル（案）

## 目 次

### 第1章 総則

	(頁)
1.1 まえがき	付-1
1.2 適用範囲	付-2
1.3 用語の定義	付-3
1.4 記号の説明	付-4
1.5 引用基準	付-6
1.6 適用基準	付-7
1.7 流起式可動防波堤の機構	付-8
1.7.1 構成要素と連結	付-8
1.7.2 起立作動システム	付-9
1.8 開発経緯	付-12
1.9 流起式防波堤の扉体水中重量の調整	付-13
1.10 流起式可動防波堤の操作の信頼性	付-17
参考文献	付-24

### 第2章 設計の基本

2.1 一般	付-25
2.2 要求性能および性能規定	付-26
2.2.1 津波，高潮および波浪時における要求性能および性能規定	付-26
2.2.2 地震に対する要求性能および性能規定	付-27
2.3 性能照査	付-28
2.3.1 躯体（堤体）の照査	付-28
2.3.2 部分係数および調整係数	付-29
2.4 設計条件	付-31
2.5 設計荷重	付-32
2.5.1 考慮する荷重	付-32
2.5.2 津波波力	付-32
2.5.3 高潮時の波浪作用	付-40
2.5.4 地震の影響	付-40
2.5.5 衝突荷重	付-40

2.5.6	浮力と揚圧力	付-41
2.5.7	土圧	付-41
2.6	材料	付-42
2.6.1	使用材料	付-42
2.6.2	材料の単位体積重量	付-44
2.6.3	設計に用いる物理定数	付-45
2.6.4	使用材料（引き留めベルト）	付-46
	参考文献	付-48

### 第3章 下部構造の設計

3.1	一般	付-49
3.2	下部構造の設計	付-51
3.2.1	荷重の組合せ	付-51
3.2.2	直接基礎の設計	付-52
3.2.3	杭基礎の設計	付-52
3.3	下部構造の安定性照査	付-53
	参考文献	付-66

### 第4章 上部構造の設計

4.1	一般	付-67
4.2	基本事項	付-68
4.2.1	設置位置	付-68
4.2.2	基本寸法	付-68
4.2.2.1	有効高	付-68
4.2.2.2	敷高	付-68
4.2.2.3	上部構造の各部寸法	付-69
4.2.2.4	純径間	付-69
4.2.2.5	引き留めベルト	付-69
4.3	材料の選定	付-71
4.4	鋼材の最少板厚	付-71
4.5	たわみ度の許容値	付-72
4.6	余裕厚	付-72
4.7	細長比	付-73
4.8	荷重の組合せ	付-73

4.9	許容応力度	付-75
4.9.1	鋼材の応力度	付-75
4.9.2	コンクリートの許容応力度	付-81
4.10	部材の設計	付-82
4.10.1	圧縮部材	付-82
4.10.2	引張部材	付-89
4.10.3	軸方向と曲げモーメントを受ける部材	付-90
4.10.4	溶接部	付-91
4.11	扉体	付-91
4.11.1	扉体の構造	付-92
4.11.2	扉体の形状	付-94
4.11.3	スキンプレート	付-95
4.11.4	縦主桁	付-99
4.11.5	水平桁	付-101
4.11.6	補助桁	付-101
4.12	引き留めベルト	付-102
4.12.1	引き留めベルトの構成	付-102
4.12.2	引き留めベルトの設計	付-103
4.13	回転台	付-105
4.14	固定部の設計	付-105
4.14.1	扉体床板	付-106
4.14.2	アンカーボルト	付-106
4.14.3	ベルトターンドラムおよびブラケット	付-107
4.14.4	ベルト押さえ	付-109
4.15	扉体の最終強度評価法	付-110
4.15.1	最終強度の評価手順	付-110
4.15.2	最終強度の簡易評価法	付-111
4.16	強制的起立装置の設計	付-114
	参考文献	付-114

## 第5章 上部構造の施工

5.1	適用の範囲	付-115
5.2	一般	付-115
5.3	製作	付-115
5.3.1	製作一般	付-115
5.3.2	加工, 仮組立, 保管	付-116



5.3.3	防食	付-116
5.3.4	工場検査	付-122
5.3.4.1	材料検査	付-122
5.3.4.2	機能検査	付-122
5.3.4.3	出来形検査	付-123
5.4	輸送	付-124
5.5	据付	付-124
5.5.1	据付一般	付-124
5.5.2	施工管理	付-125
5.5.3	据付検査	付-125
5.5.4	設備総合検査	付-125
5.6	検査記録	付-126
	参考文献	付-126

## 第6章 上部構造の維持管理

6.1	適用範囲	付-127
6.2	一般	付-127
6.3	基本方針	付-127
6.4	維持管理計画	付-128
6.5	点検方法	付-128
6.6	初回点検	付-129
6.7	一般点検	付-130
6.8	詳細点検	付-133
6.9	引き留めベルトの詳細点検	付-136
6.10	緊急点検	付-137
6.11	臨時詳細点検	付-138
6.12	精密検査	付-138
6.13	点検結果の評価	付-139
6.14	点検結果の記録	付-139
6.15	点検総括表	付-140
	参考文献, 特許	付-141

# 参 考

## — 設 計 計 算 例 —

参-1	設計計算例	参-1
1.1	設計津波 —谷本式による—	参-1
1.1.1	設計条件	参-2
1.1.2	基本寸法	参-3
1.1.3	波圧荷重	参-4
1.1.4	扉体断面性能	参-6
1.1.5	水平方向強度	参-9
1.1.6	縦主桁	参-15
1.1.7	横補助桁の計算	参-23
1.1.8	スキンプレート	参-28
1.1.9	合成応力度	参-30
1.1.10	扉体自重と浮力	参-33
1.1.11	引き留めベルト	参-34
1.1.12	ベルトターンドラム, ブラケットおよびベルト押さえ他	参-34
1.2	設計津波 —静水圧式による—	参-42
1.2.1	設計条件	参-43
1.2.2	基本寸法	参-44
1.2.3	波圧荷重	参-45
1.2.4	扉体断面性能	参-47
1.2.5	水平方向強度	参-50
1.2.6	縦主桁	参-56
1.2.7	横補助桁の計算	参-64
1.2.8	スキンプレート	参-69
1.2.9	合成応力度	参-71
1.2.10	扉体自重と浮力	参-74
1.2.11	引き留めベルト	参-75
1.2.12	ベルトターンドラム, ブラケットおよびベルト押さえ他	参-75
参-2	扉体の最終強度評価事例	参-83
2.1	簡易評価法による扉体の最終強度評価	参-84
2.2	非線形有限要素法による最終強度評価	参-86
参-3	上部構造一般図	参-89
3.1	全般図	参-89
3.2	扉体構造図	参-90

# 第1章 総 則

## 1.1 まえがき

本マニュアル(案)は既存防波堤の開口部および河口域における津波遡上・流入部等に設置する、港湾施設、海岸防潮堤等海岸保全施設としての流起式可動防波堤に関する基本的な考え方を整理したものである。

なお、流起式可動防波堤は、津波および津波相当の流速が生じる高潮、波浪等の減災を目的としている。各章の主な記載内容は以下のとおりである。

**第1章** 総則では流起式可動防波堤の適用範囲を明確にした上で、適用基準や用語の定義、記号の説明に加えて、構成および機構、作動原理および開発経緯を述べる。また、模型実験から得た結果を基に起立感度の制御方法を示す。さらに、信頼性評価・安全性解析としてFTA、FMEA解析による本防波堤の操作の信頼性について記述する。

**第2章** 設計の基本では、設計条件を明確にしている。津波高の定義に加え、津波、高潮、波浪および地震に対する要求性能と性能規定を整理した上で、躯体の性能照査、部分係数、構造解析係数および設計で考慮すべき荷重とその組合せ基準を明確にし、説明する。さらに、主な使用材料を示す。

**第3章** 下部構造の設計では、流起式可動防波堤の扉体部等の上部構造を支える土木構造(躯体、基礎、支持基盤)の仕組みと設計方法について述べる。

**第4章** 上部構造の設計では、設計手順を明らかにしている。扉体の設計、引き留めベルトの設計、回転台の設計に分け、各荷重(組合せケースを含む)が作用したときの強度解析方法を記述するとともに、評価基準を定める。さらに、設計津波を超える規模の強さを有する津波を想定し、粘り強い構造としての評価のため、最終強度解析手法と実用的簡易計算法について述べる。

**第5章** 上部構造の施工では、上部構造の製作、輸送、現地据付に関する留意事項に加え防食事例を示す。また、機能検査や出来高検査等、所定の機能・性能を発揮する上で必要な検査項目や管理項目および評価基準を示す。

**第6章** 上部構造の維持管理においては故障確率および耐久性を考慮し、可動防波堤の初回点検、一般点検、詳細点検、緊急点検および精密検査の具体的な実施方法を示すとともに、その頻度を明確にする。また、耐用年数の想定および取り替えの必要な部材やその修理方法を記述する。

参考に、設計計算例と最終強度法による「粘り強さ」評価事例を添付している。

以上がマニュアル(案)の全体構成である。設計、施工、維持管理の実務に携わる技術者や管理者が本マニュアルをご活用いただき、流起式可動防波堤の特長を活かした設計、施工、維持管理が適切に行われることを期待する。

## 1.2 適用範囲

- 1, 流起式可動防波堤は, 津波および津波相当の流速が生じる高潮, 波浪等を対象とし, その減災を目的としたものである.
- 2, 本マニュアル(案)は, 防波堤の開口部, 海岸防潮堤の陸側部および河口域の津波遡上部等において, 津波遡上流速および波高を減勢, 減衰させるために設置する流起式可動防波堤の設計, 施工, 維持管理に適用する.

### 【解説】

1. 本マニュアル(案)で対象とする津波は, 海岸護岸を超え, または遡上河川堤防を越え, 当該地域に浸水被害を及ぼすと想定される規模を言う.
2. 本マニュアル(案)は津波の流速を利用し, 無動力・人為操作無しに扉体を起立・倒伏させ, 背後の津波等による被害を防止・軽減する流起式可動防波堤の技術・設計マニュアル(案)である. なお, 津波に相当する高潮, 波浪も含めた. ゆっくり潮位が上る高潮や起立流速に達しない波浪では起立しない. また, 本マニュアル(案)で使用されている「津波」「高潮, 波浪」については本規定に示すものである.
3. 本マニュアル(案)の適用箇所については, 防波堤の開口部, 海岸防潮堤の陸側部および河口域の津波遡上部等としたが, 既存防波堤, 防潮堤の嵩上げおよび護岸(陸上部)等でも適用可能である. なお, 河口域では洪水にて起立しないよう設定しての適用となる. 設置イメージ図を図-解1.2-1, 図-解1.2-2および図-解1.2-3に示す.

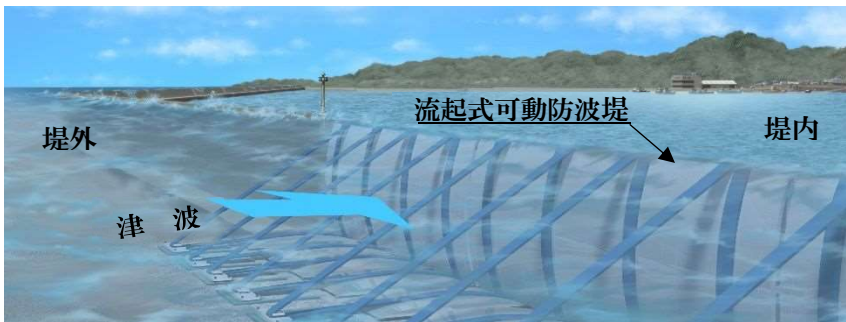
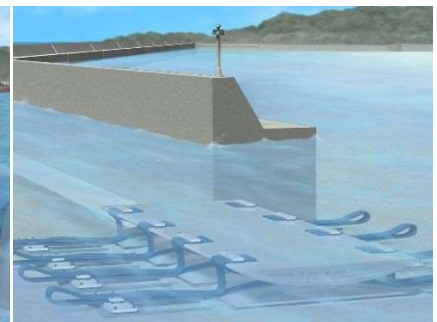


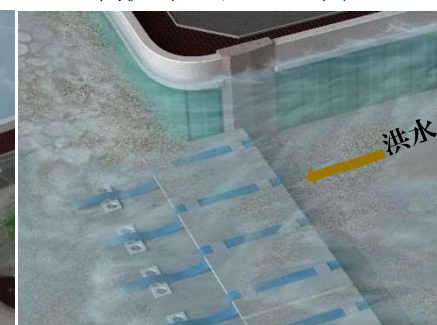
図-解 1.2-1 防波堤開口部設置イメージ図



倒伏時のイメージ図



図-解 1.2-2 河口部の津波遡上部設置イメージ図



倒伏時および洪水時のイメージ図

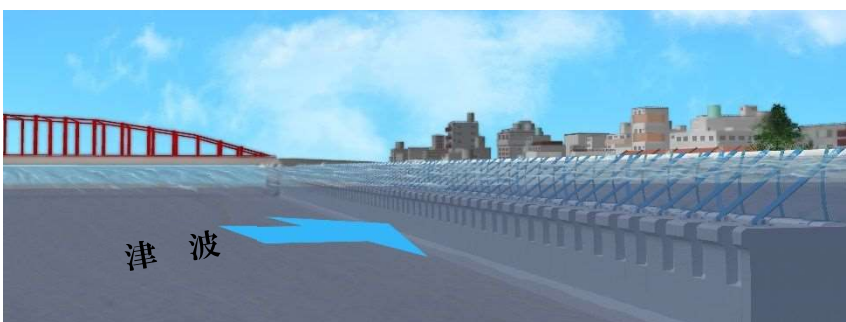
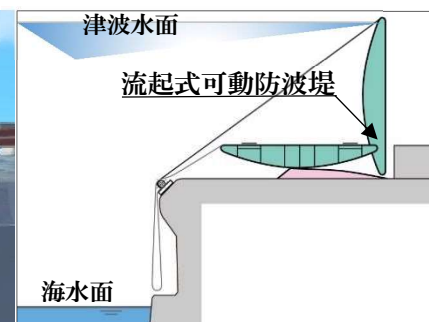


図-解 1.2-3 護岸等陸上部設置イメージ図



陸上設置時の断面イメージ図

### 1.3 用語の定義

NO.	項目	定義
1	上部構造	津波，高潮等の水圧を下部構造に伝える．扉体，引き留めベルト，ベルトターンドラム，回転台および扉体床板等の固定部で構成されている機械設備．
2	扉体	津波，高潮等の水圧を直接受け，波力の勢いを減らす構造体．流速により自動的に起立し閉鎖する．一般的にスキンプレートと縦主桁と水平桁により構成されたダブルハル構造で，スキンプレートは補助桁により補強されている．下面は円弧形状で，起立したときその円弧面で受圧する．
3	引き留めベルト	扉体受圧荷重を床板に伝達する引っ張り材．波力作用時に起立形状を保持する．一般的にゴム引布製を用い，床板や基礎構造に変形が生じていても扉体の起立に影響を与えない柔軟な構造としている．劣化を考慮し100年後における強度保持率を考慮し設計する．
4	回転台	扉体起立時，スムーズに扉体の転動が行えるよう，一般的に扉体接触面が円弧形状になっている扉体の受け台．また，扉体との接触幅は扉体転動時にベルト格納場所確保等を考慮し決められている．
5	固定部	扉体からの荷重を基礎構造に伝達する構造の総称である．扉体床板，アンカーボルト，ベルトターンドラム，ターンドラムブラケットおよびベルト押さえ等からなる．
6	扉体床板	引き留めベルトを支持するベルトターンドラムからの荷重を基礎構造に伝達する構造．鋼製で構成されている．
7	アンカーボルト	ベルトターンドラムから扉体床板を介して伝えられる引き抜き力および剪断力を躯体に伝達する部材．
8	ベルトターンドラム	引き留めベルトからの荷重を無理なく床板に伝える回転ドラム．引き留めベルトの曲げ半径を確保するものである．
9	ターンドラム ブラケット	ターンドラムが取り付けられている構造体で扉体床板上に取り付ける．ベルトの張力を調整するため，扉体床板上で水平方向（堤内外方向）に移動できる構造．扉体床板に杭せん材を設けブラケットからの荷重を受ける．
10	ベルト押さえ	引き留めベルトがエンドレス構造で，津波波力等の荷重が扉体に作用する場合，引き留めベルトの上部と下部との引張り力差による滑り移動（回転）を防ぐ部材．一般的に，ボルトで引き留めベルトを扉体床板と鋼製平板により挟む構造である．
11	下部構造	上部構造からの荷重を支える．基礎構造（躯体と基礎部）と支持地盤からなる土木構造
12	基礎構造	扉体および扉体床板からの荷重を支える躯体と基礎部．
13	躯体	基礎構造の一部で，扉体および扉体床板からの荷重を基礎部および支持基盤に伝える．鉄筋コンクリート構造を標準とする．
14	基礎部	基礎構造の一部で，躯体からの荷重を支持基盤に伝える．支持基盤の状況により杭基礎，直接基礎等がある．
15	支持基盤	基礎構造からの荷重を支える．必要に応じて，地震による液状化対策や軟弱地盤対策を施さなければならない．

#### 【解説】

設計・施工・維持管理に用いる主な用語の定義を示した．構成要素の名称は図-解1.7.1-1を参照．

#### 1.4 記号の説明

表 1.4-1 記号の説明（その 1）および表 1.4-2 記号の説明（その 2）に、本マニュアル(案) で使用している主なるものを示す。

表 1.4-1 記号の説明（その 1）

記号	説明	備考
$F$	流体力（流れ場で扉体に作用する力）	1.7 流起式可動防波堤の機構  &  1.9 流起式防波堤の扉体水中重量の調整
$F_L$	揚力（扉体に作用する流体力の垂直成分）	
$C_L$	揚力係数	
$F_D$	抗力（扉体に作用する流体力の水平成分）	
$C_D$	抗力係数	
$v_0$	入射津波流速	
$S$	扉体の水平面積（扉高×扉幅）	
$\theta$	流体力の作用方向と扉体とのなす角	
$\alpha$	扉体の傾斜角	
$C_F$	流起係数（揚力と抗力の合力係数）	
$Fr$	フルード数	
$W_w$	扉体の水中重量	
$y$	起立限界フルード数	
$\rho$	扉体の比重（重量を同体積の純水重量で除した値）	
$\rho_w$	水の密度（g/cm <sup>3</sup> ）通常 海水：1.03，淡水：1.0	
$\eta^*$	静水面上の波圧作用高さ（m）	
$\eta_B$	直立壁背面で静水面から下がった水位（m）	
$a_I$	入射津波の静水面上の高さ（振幅）（m）	
$\eta_f$	扉体前面の静水面からの津波高さ（m）	
$\eta_r$	扉体背面の静水面からの津波高さ（m）	
$h'$	扉体底面の水深（m）	
$h_c$	静水面から扉体天端面からの津波高さ（m）	
$\rho_w g$	海水の単位体積重量（kN/m <sup>3</sup> ）	
$p_1$	静水面における波圧強度（kN/m <sup>2</sup> ）	
$p_2$	扉体背面における負圧（kN/m <sup>2</sup> ）	
$p_a$	扉体前面の底面における波圧強度（kN/m <sup>2</sup> ）	
$p_b$	扉体前面の天端面における波圧強度（kN/m <sup>2</sup> ）	
$p_c$	扉体背面の底面における波圧強度（kN/m <sup>2</sup> ）	
$\alpha_f$	扉体前面の静水圧補正係数	
$\alpha_r$	扉体背面の静水圧補正係数	

表 1.4-2 記号の説明 (その2)

記号	説明	備考
$W$	上部工の死荷重 (k N/m)	2.3 および 第3章 下部構造
$P_z$	津波・高潮波力 (k N/m)	
$H$	衝突荷重 (k N/m)	
$P_u$	浮力 (k N/m)	
$K_h$	照査用震度	
$f$	基礎底面と地盤との摩擦係数	
$\gamma_R$	抵抗項に乗じる部分係数	
$\gamma_S$	荷重項に乗じる部分係数	
$m$	調整係数	
$\sigma$	応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	4.9 許容応力度
$\sigma_a$	許容軸方向引張応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	
$\sigma_{ca}$	許容軸方向圧縮応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	
$\tau$	せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	
$\tau_a$	許容せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	
$\sigma_y$	降伏点あるいは耐力 (N/mm <sup>2</sup> )	4.10 部材の設計
$\mu$	ポアソン比 鋼の場合 $\mu = 0.3$	
$E$	縦弾性係数鋼の場合 $E = 2.06 \times 10^5$ (N/mm <sup>2</sup> )	
$\sigma_{cr}$	限界座屈応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	
$\sigma_{cal}$	許容局部応力度 = $\sigma_{cr} / 2.0$ (N/mm <sup>2</sup> )	
$\phi$	応力勾配	
$f$	応力勾配により係数	
$T$	設計張力 (最大作用荷重) (N)	4.12.2 引き留めベルトの設計
$T_a$	引き留めベルト設計材料強度 (引張強さ) (N/m <sup>2</sup> )	
$\gamma$	強度保持率	
$s$	安全率	
$T_b$	テンション層の材料強度 (N/m <sup>2</sup> )	
$T_o$	単位幅, 1層あたりのベルト材料強度 (KN/m)	
$W_b$	引き留めベルト幅 (m)	
$n$	積層数	
$\alpha$	積層効率	
$M_u$	扉体の曲げ最終強度	

【解説】

本マニュアル(案) で用いている計算式および判定式の中で, 使用している定数, 変数および規格記号のうち, 主なるものを説明したものである. 主なるものとは, 多岐にわたり同一の記号が使われているものおよび本マニュアル(案)の性能規定に関与しているものを言う.

## 1.5 引用基準

流起式可動防波堤の設計は、港湾の施設の技術上の基準・同解説<sup>1)</sup>および海岸保全施設の技術上の基準・同解説<sup>2)</sup>を基本に、その他適用場所に応じて適切な技術基準に準じるものとする。ただし、機械設備に分類される扉体、扉体下部回転台、引き留めベルトおよび固定部等の上部構造の設計は、ダム・堰施設技術基準(案)<sup>3)</sup>およびゴム引布製起伏堰技術基準(案)<sup>4)</sup>他に準じるものとする。なお、それらの基準に該当しないものは、理論式等により追加適用することができる。

### 【解説】

1. 流起式可動防波堤は、港湾施設および海岸保全施設として使用するため、港湾の施設の技術上の基準・同解説<sup>1)</sup>、海岸保全施設の技術上の基準・同解説<sup>2)</sup>に準じて設計することにした(表-解1.5-1参照)。なお、地震動については、ダム・堰施設技術基準(案)<sup>3)</sup>を参考にできる。
2. 機械設備である扉体はより詳細な記載のあるダム・施設技術基準(案)<sup>3)</sup>に準拠することにした。なお、設計津波を超える規模の強さを有する津波に対し「粘り強い構造」であるかどうかの評価に関しては、基準がなく、最終強度評価法の適用を考える。ただし、許容応力度を割り増しし、ダム・堰施設基準(案)<sup>3)</sup>に準拠しても良い。
3. 引き留めベルトの設計はゴム引布製起伏堰技術基準(案)<sup>4)</sup>およびゴム引布製起伏堰および鋼製起伏堰(ゴム袋体支持式)のゴム袋体に関する技術解説書<sup>5)</sup>(平成28年1月 一財団法人 国土開発技術研究センター) 他関連する基準<sup>6)</sup>を参照できる。

表-解 1.5-1 流起式可動防波堤の設計基準および設計手法

部 材		仕 様	設計基準	設計手法	
上部構造	機械設備	扉体 回転台および 固定部構造	鋼構造	港湾の施設の 技術上の基 準・同解説 <sup>1)</sup>	ダム・堰施設技術基準(案) <sup>3)</sup> (設計津波：許容応力度法) および最終強度評価法(設計 津波を超える規模の強さを 有する津波での「粘り強い構 造」評価)※1
		引き留め ベルト	ゴム引布製	および	ゴム引布製起伏堰技術基準 (案) <sup>4)</sup>
下部構造	土木構造物	躯体	鉄筋コンクリ ート構造	海岸保全施設 の技術上の基 準・同解説 <sup>2)</sup>	港湾の施設の技術上の基準・ 同解説 <sup>1)</sup>  および
		基礎	鋼構造または 鉄筋コンクリ ート構造		
		支持基盤	必要に応じて 液状化対策や 軟弱地盤対策 を実施する。		海岸保全施設の技術上の基 準・同解説 <sup>2)</sup>

※1 設計津波を超える規模の強さを有する津波に対して、最終強度評価法の適用を原則とするが、許容応力度を割り増しし、許容応力度法を用いても良い。



## 1.6 適用基準

本マニュアル(案)に示されていない事項については港湾関連基準および河川関連基準に準拠する。ただし、両基準で定められていないゴム製や異物衝突等および粘り強い構造評価等は、それぞれに対応する他の基準に準拠若しくは参照するものとする。

### 【解説】

#### 港湾関連

- 1, 港湾の施設の技術上の基準・同解説：平成 30 年 4 月 公益社団法人 日本港湾協会
- 2, 海岸保全施設の技術上の基準・同解説：平成 30 年 8 月 海岸保全施設技術研究会
- 3, 防波堤の耐津波設計ガイドライン（改訂版）：平成 27 年 12 月 国土交通省港湾局
- 4, 港湾における防波堤（胸壁）の耐津波設計ガイドライン：平成 25 年 11 月 国土交通省港湾局
- 5, 港湾の津波避難施設の設計ガイドライン：国土交通省港湾局 平成 25 年 10 月
- 6, 津波漂流物対策施設設計ガイドライン：一般財団法人 沿岸技術研究センター&一般社団法人 寒地港湾技術研究センター 平成 26 年 3 月

#### 河川関連

- 7, 河川構造物の耐震性能照査指針：平成 24 年 2 月 国土交通省水管理・国土保全局
- 8, ダム・堰施設技術基準（案）（基準解説編・マニュアル編）：平成 28 年 3 月&平成 23 年 7 月 国土交通省
- 9, 機械設備点検・整備共通仕様書（案）：平成 29 年 3 月 国土交通省 総合政策局
- 10, 河川用ゲート設備点検・整備標準要領（案）：平成 28 年 3 月 国土交通省
- 11, ダム用ゲート設備等点検・整備・更新検討マニュアル（案）：平成 30 年 3 月 国土交通省
- 12, 河川ポンプ設備点検・整備・更新検討マニュアル（案）：平成 27 年 3 月 国土交通省

#### 土木構造一般

- 13, 道路橋示方書・同解説 I～V： 公益社団法人 日本道路協会 平成 29 年 11 月
- 14, コンクリート標準示方書： 公益社団法人 土木学会 平成 30 年 10 月
- 15, 道路構造令の解説と運用： 公益社団法人 日本道路協会 平成 27 年 6 月
- 16, 機械工事共通仕様書（案）： 国土交通省総合製作局 平成 29 年 3 月
- 17, ステンレス鋼土木構造物の設計・施工指針（案）： 平成 27 年 11 月 一般社団法人 日本鋼構造協会

#### その他

- 18, 日本工業規格（JIS）2019 年改訂版： 経済産業省
- 19, 漁港・漁場の施設の設計参考図書： 2015 年度版 水産庁 平成 28 年 3 月
- 20, ゴム引布製起伏堰技術基準(案)：平成 12 年 9 月 一般財団法人 国土開発技術研究センター
- 21, ゴム引布製起伏堰および鋼製起伏堰（ゴム袋体支持式）のゴム袋体に関する基準(案)：平成 27 年 3 月 国土交通省
- 22, ゴム引布製起伏堰および鋼製起伏堰（ゴム袋体支持式）のゴム袋体に関する技術解説書：平成 28 年 1 月 一般財団法人国土技術研究センター
- 23, ゴム引布製起伏堰点検・整備要領（案）：平成 18 年 12 月 一般社団法人 ダム・堰施設技術協会
- 24, 日本鋼船工作法精度基準 2018： 公益社団法人 日本船舶海洋工学会

## 1.7 流起式可動防波堤の機構

### 1.7.1 構成要素と連結

- 1, 流起式可動防波堤は上部構造（扉体または扉体部と呼ぶ）と下部構造（基礎構造または土木構造部と呼ぶ）にて構成され，上部構造は扉体（水門本体），回転台，扉体支持用引き留めベルト（引き留めベルトと呼ぶ）および固定部等から成り立っている。
- 2, 扉体は下部構造（基礎構造）と引き留めベルトを介して柔軟に連結されている。なお，河口部に設置する場合，洪水による流れに対して起立作動防止装置（引き波起立防止ベルト）を設ける。
- 3, 管理運転用に強制起立装置を設ける場合がある。

#### 【解説】

1. 流起式可動防波堤の構成要素の概要を図-解 1.7.1-1 に示す。扉体は下部構造（基礎構造）と直接連結されず，引き留めベルトを介して連結されている。引き留めベルトと下部構造（基礎構造）とは固定部を介してアンカーボルト等により連結されている。扉体に作用する津波波力は引き留めベルトの張力として伝達され，その張力が下部構造（基礎構造）に伝達することになる。
2. 河口部に設置する場合は，上流より河川流が流れる。特に，洪水時には速やかに下流に流す必要がる。そのため，上流よりの流れに対して起立しないよう設定する。通常，引き留めベルトを短く設定することで対応する。
3. 強制起立装置は維持管理用に扉体を起立させる目的でのみ使用することを原則とする。

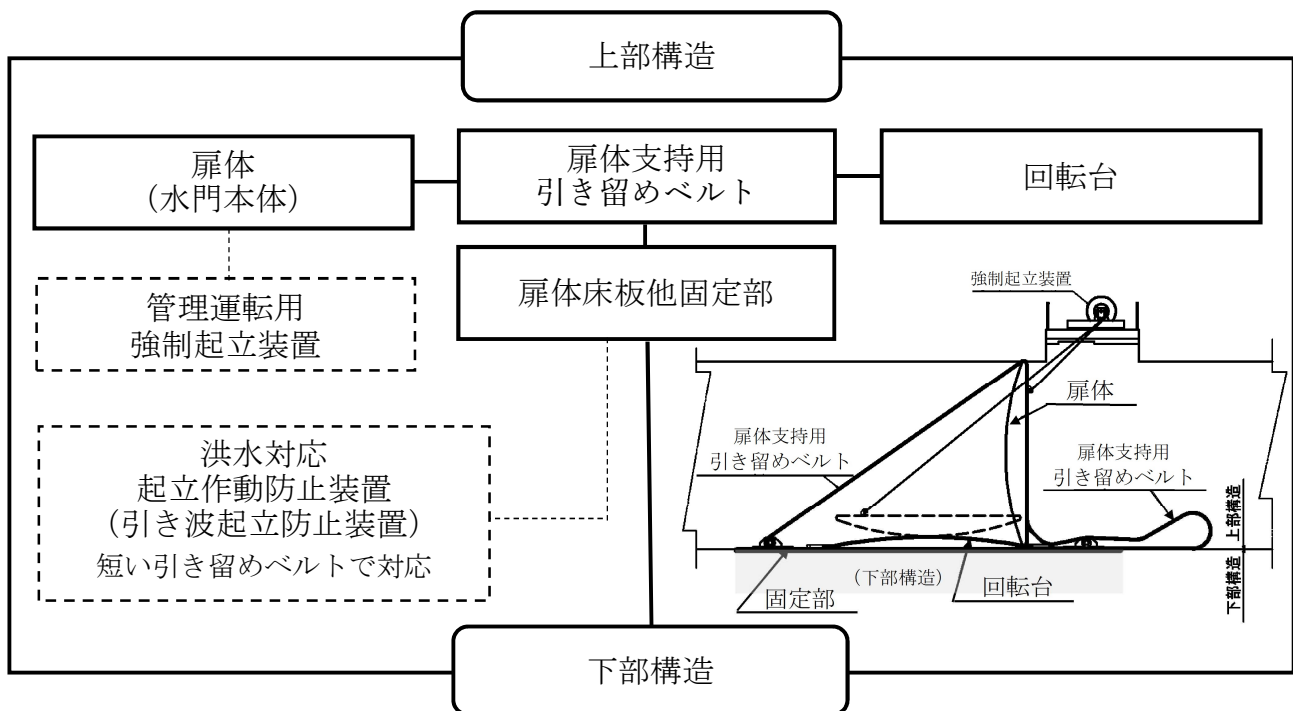


図-解 1.7.1-1 構成要素関連図

## 1.7.2 起立作動システム

- 1, 扉体は津波の流れ（流速）により流体力を受け、扉体下部円弧状回転台のレール面を回転し自動的に起立する。
- 2, 全く同一の機構で、引き波にも作動し、起立することが可能である。その際、引き留めベルトの長さを調整することで、起立高さを任意に設定できる。河口部に設置する場合は上流の引き留めベルトを短くし、洪水時に起立しないよう設定することができる。
- 3, 通常時の潮流では起立しない。

### 【解説】

1. 通常時は底面の基礎構造上にある上に凸の円弧状回転台上に水平に静置されている（図-解 1.7.2-1）。津波等により扉体近傍において設定値（流速）以上の水流が生じた際、扉体が回転・起立し、防波堤としての効果を発揮する（図-解 1.7.2-1）。次に、具体的な防波堤の断面図および機構を図-解1.7.2-2に示す。静置時の扉体は上面が平板、下面が円弧の形状であり、その扉体の上下面をまたぐ形で引き留めベルトがクロスして連結され、回転台上を自由にローリングできる。ただし、引き留めベルトの張力によって、扉体と回転台は密着しており、扉体と回転レール間には隙間が生じない機構となっている。

本防波堤の機構は九州地方の伝統的な玩具「ぱたぱた」または「からくり屏風」から着想したものであり（図-解1.7.2-3）、左右対称の機構となっている。海底に静置された扉体近傍において、設定した流速以上の津波が発生した場合、扉体が回転台上で回転し起立する。その動力源は水流による流体力である（図-解1.7.2-4に扉体先端の流れを示す）。流れの方向に依存しないため、津波発生時の押し波、引き波いずれの場合でも起立する。また、引き留めベルトの長さを調整することで、引き波時に起立角度（起立しない（ $0^{\circ}$ ）ように設定することも可能）を調整することが可能である。

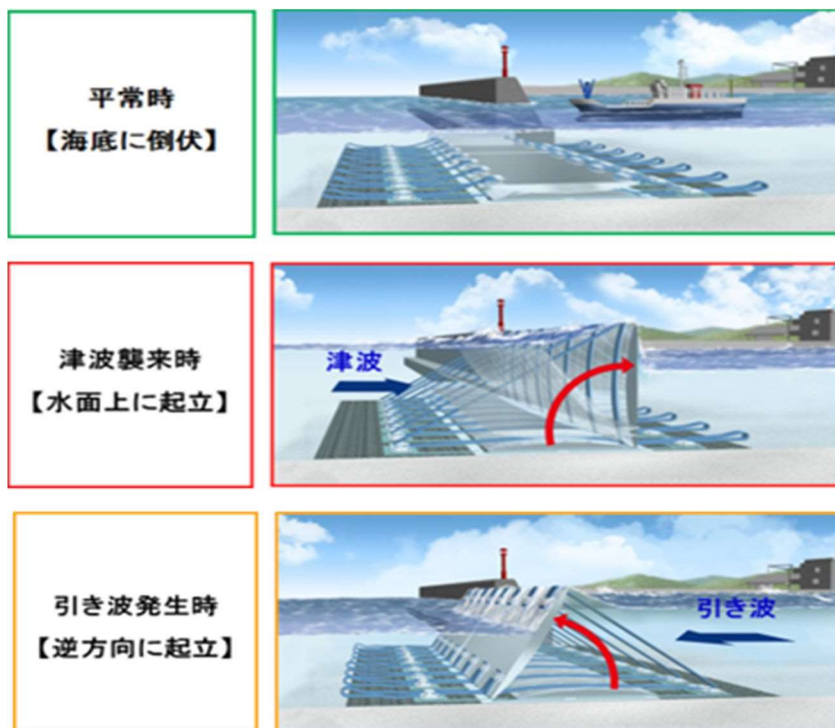


図-解 1.7.2-1 流起式可動防波堤の効果発動時の想定図

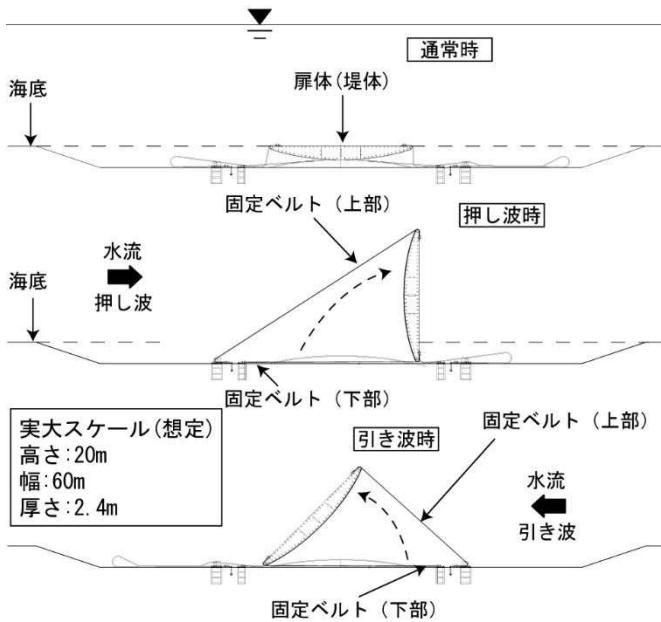


図-解 1.7.2-2 流起式可動防波堤の詳細断面図



◆九州地方のおもちゃ「パタパタ」の機構からヒントを得る  
ベルトをクロスに配置し、左右同じ機構・動きで開閉できる特徴がある。

図-解 1.7.2-3 九州地方の伝統的な玩具「パタパタ」

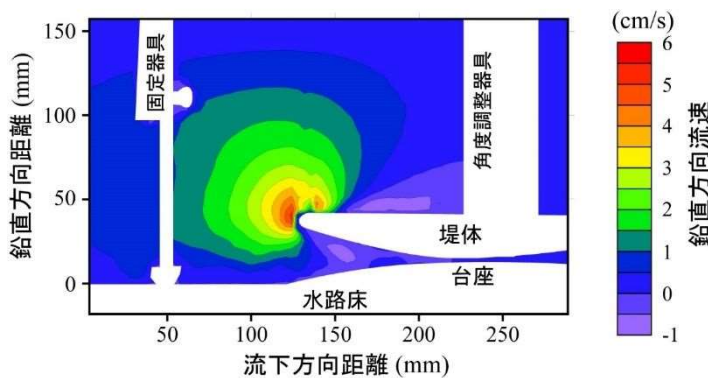


図-解 1.7.2-4 可視化実験による扉体先端部鉛直方向の流れ (起立角度0度)

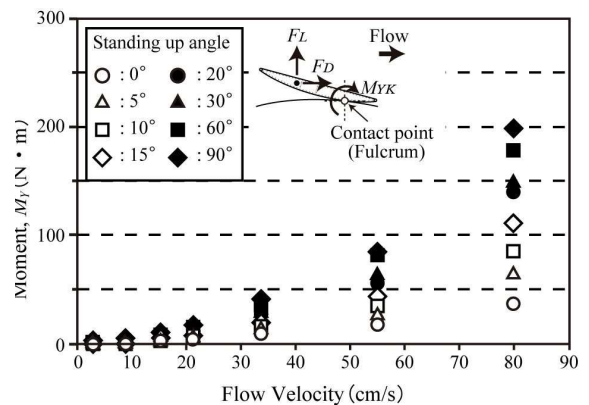


図-解 1.7.2-5 実効起立モーメントと流速 (1/50 模型での実験結果)

2. 起立した扉体が津波の流れ、すなわち遡上エネルギーを遮蔽し、流速により生じる破壊エネルギーを減じることになる。引き波時には港湾内の乱れや財産の流出を防ぐことが可能である。扉体の起立力は次による。なお、1/50模型実験により得た流速と起立モーメントの関係図を図-解1.7.2-5に示す。

流起式可動防波堤の周りで生じる流体力( $F$ )の鉛直成分を「揚力」および流れ方向成分を「抗力」と呼び、その概要について、翼理論<sup>7)</sup>にもとづき説明する。

$$\text{「揚力」} \quad F_L = F \cdot \cos \theta = C_1 \frac{1}{2} \rho_w v_1^2 S_U \quad \dots (1.7.2-1)$$

ここで、 $C_1$ 、 $\rho_w$ 、 $v_1$ 、 $S_U$ 、 $\theta$  はそれぞれ、比例係数、流体の密度、扉体上面での流体流速、受圧面積 (代表面積) および流体力の作用方向と扉体とのなす角 (扉体の傾斜角に近似) である。なお、 $v_1$  は入射流速  $v_0$  に比例することから、 $v_1 = k_1 v_0$  とし、式 (1.7.2-1) に代入すると、揚力は以下の式で表すことができる。

「揚力」 
$$F_L = C_L \frac{1}{2} \rho_w (k_1 v_0)^2 S_U = C_L \frac{1}{2} \rho_w v_0^2 S_U \quad \dots (1.7.2-2)$$

ここに、 $C_L$ は「揚力係数」である。

抗力も同様に、 $C_D$ 、 $\rho_w$ 、 $v_0$ 、 $S_P$ 、 $\theta$  を比例係数、流体の密度、入射流速、受圧面積（代表面積）面積および流体力の作用方向と扉体とのなす角とする場合

「抗力」 
$$F_D = F \cdot \sin \theta = C_D \frac{1}{2} \rho_w v_0^2 S_P \quad \dots (1.7.2-3)$$

と表される。この $C_D$ は一般的に「抗力係数」と呼ばれる。

なお、受圧面積（代表面積）は「揚力」、「抗力」とも変わらず扉体の水平面積（扉高×扉幅） $S$ とする。また、流起式可動防波堤において、扉体に作用する「揚力」「抗力」はともに扉体を起立させる力であり、その合力が扉体の起立力を生む。そこでその合力（流体力） $F$ から $C_F$ を次で定義し「流起係数」とした。

$$C_F = \sqrt{\frac{C_L^2 + C_D^2}{(\cos^2 \theta + \sin^2 \theta)}} \quad \dots (1.7.2-4)$$

$$= \sqrt{C_L^2 + C_D^2} = \sqrt{(F_L^2 + F_D^2) / (\rho_w v_0^2 S / 2)}$$

本防波堤の起立条件は扉体と回転レールの接触点を中心としたモーメントの釣り合い式から（図-解1.7.2-5を参照）、次式1.7.2-5のように表される。

「起立条件」 
$$F_L \times r_x + F_D \times r_z > W_w g \times r_w \quad \dots (1.7.2-5)$$

ここに、 $W_w$ は扉体の水中重量、 $g$ は扉体の重力加速度、 $r_x$ 、 $r_z$ 、 $r_w$ はそれぞれ、流体力の作用中心点（ $Q$ ）から扉体と回転台との接地位置（ $O$ ）までの水平距離と垂直距離および水中における扉体の重心位置（ $G$ ）と扉体と回転台との接地位置までの水平距離で、図-解1.7.2-5に示す。なお、流体力 $F$ の作用方向と扉体とのなす角 $\theta$ と扉体の傾斜角 $\alpha$ は極めて近い値となる。

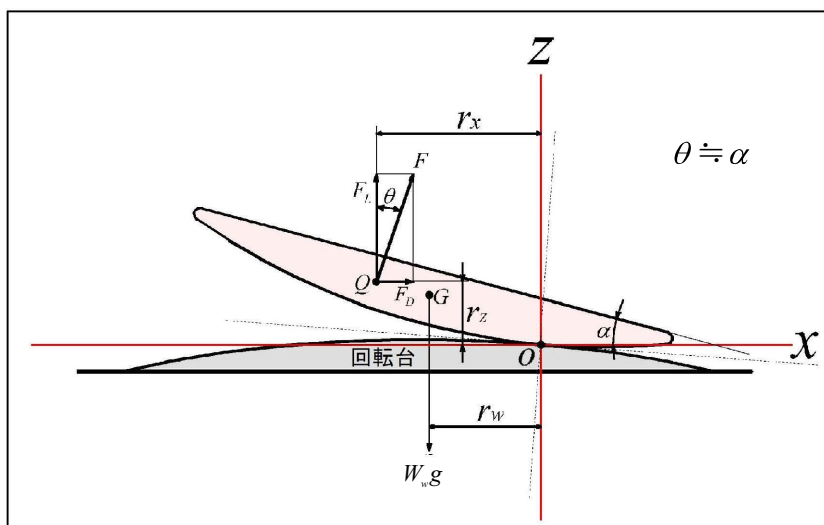


図-解 1.7.2-5 起立条件検討図

3. 起立条件から扉体の水中比重を潮流では起立しない条件で設計する。その調整は1.9にて記述する。

## 1.8 開発経緯

平成 25 年 10 月 1 日に、港湾空港技術研究所，京都大学防災研究所，ニュージェック，丸島アクアシステム，みらい建設工業の 5 者にて「津波・高潮対策 流起式（可動）防波構造に関する共同研究会」を発足させた。この研究会では流れによって自律的に防波堤が起伏する設備，すなわち，流起式可動防波堤の開発に取り組み，各種の模型実験により，機能・性能確認を実施した。これらの模型実験において高度化・大型化を行い，現在では実用化レベルに達したものである。その後，平成 28 年 4 月 1 日から沿岸技術研究センターおよび大阪工業大学を加え 7 者，さらに，令和 2 年 4 月 1 日より関東学院大学を加え計 8 者にて検証を行ってきている。

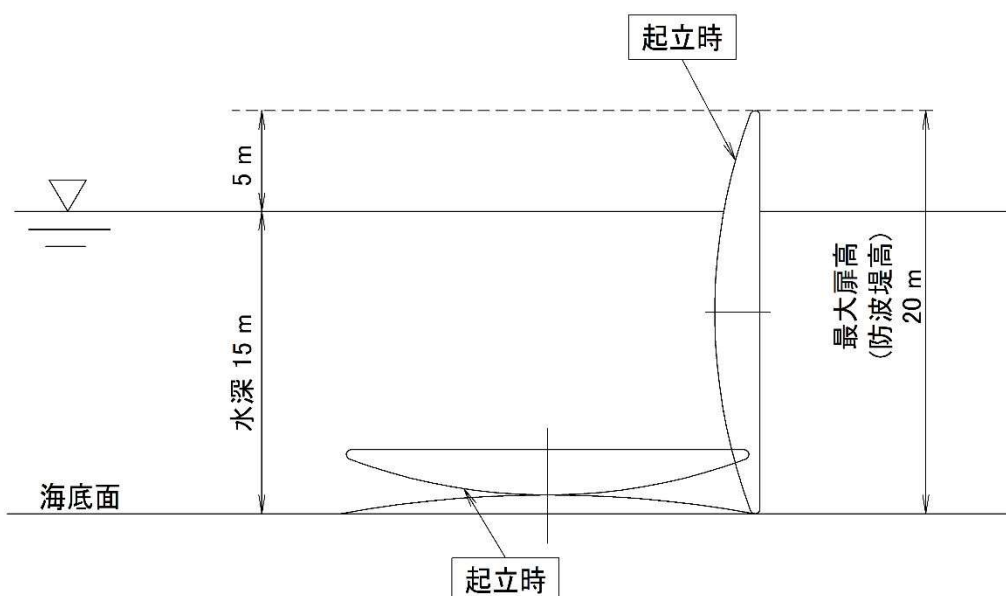


図 1.8-1 最大扉高（20m）時の現地設置想定図

### 【解説】

上記研究会では自律的に起立する機構，どのような波の条件によって起立するのか等の感度および性能確認を平成25年から実施してきた。発足当初より，製造時の精度等の観点から，最大扉高（防波堤高）20mを現地設置の最大スケールと設定している（図1.8-1）。まず，研究会ではプロトタイプとして，最大スケールの1/200模型（扉高100mm）を製作し，実験を行った。これにより，基本的な動作，感度等の確認を行った。次に，現地設置時の構造を忠実に再現した1/50模型（扉高430mm）を製作し，定性的のみならず定量的実験を行った。これにより，起立感度，扉体に作用する流体力および引き留めベルトに作用する張力等，設計に係る各種データを得た。さらに，現地設置を想定し得る1/10スケールの模型（実大規模，扉高2200mm）を製作し，実験を行った。これにより，実大規模の津波によって作動し，津波の減衰に効果があることおよび相似則の妥当性の確認を終えた。これらの結果は土木学会論文集に6編<sup>8)</sup>・9)，10)，11)，12)，13)投稿し，海岸工学講演会において発表済みである。

### 1.9 流起式防波堤の扉体水中重量の調整

起立感を制御するには、扉体の水中重量を調整し行う。その方法は次による。

- 1, 通常時の潮流にて起立せず、津波流速にて起立する扉体設計重量（水中重量）を設定する。
- 2, 設定重量の調整は調整ウエイトの増減により行う。
- 3, 調整ウエイト格納位置は扉体の高さ方向中央部を基本にする。

#### 【解説】

1. 模型実験結果により、扉体の起立感度は水中重量（扉体比重）と相関関係にあることが確認できている。扉体が起立する流体速度を設定する上では、起立感度実験結果のうち、最低流起速度のみを対象とし、検討した。なぜならば、応答開始速度に関しては、扉体が起立するまでに至らず、扉体が流起する条件に該当しないためである。本防波堤に適用する相似則の検討にあつては、流体の粘性力による影響は小さく、重力による影響が支配的であるため、フルードの相似則を適用することとした。最低流起速度をフルード数； $Fr = v/\sqrt{gh}$ （ここに、 $v$  は流速、 $g$  は重力加速度、 $h$  は水深である）に換算し<sup>14)</sup>、堤体の水中比重との関係を図-解1.9-1に示す。この図を用い、入射津波の流速から扉体の水中重量（比重）の設定値を算定することができる。

流速を精度良く制御することが可能な回流水槽において、1/200模型および1/50模型を用いて最低流起流速を測定した。これらの結果（図-解1.9-1）により、扉体の起立条件は(1.9-1)式から求められる。

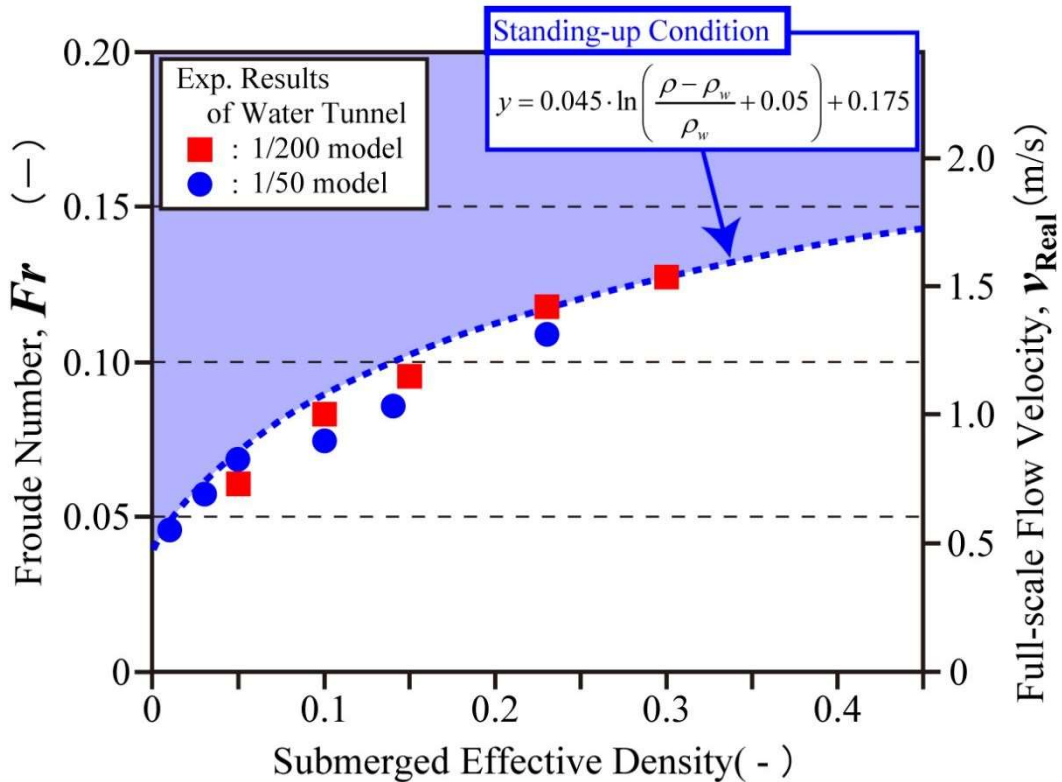


図-解 1.9-1 扉体の水中比重と起立流速の関係

$$Fr > 0.045 \cdot \ln \left( \frac{\rho - \rho_w}{\rho_w} + 0.05 \right) + 0.175 \quad \dots (1.9-1)$$

ここに、 $\rho$  は扉体の比重（扉体重量を扉体と同体積の純水重量で除したもの）、 $\rho_w$  は水の密度、 $(\rho - \rho_w) / \rho_w$  は堤体（扉体）の水中比重である。防波堤の設置位置で生じる津波による流速 $v$  および設置位置の水深 $h$  からフルード数 $Fr$  を算定し、式 (1.9-1) の条件式により、扉体の設計比重を求めることができる。

2. フルード則に基づく扉体形状は扉高を1.0としたときの係数として求められる。その形状を図-解 1.9-2に、扉体寸法を表-解1.9-1にて示す。なお、扉体および円弧台の半径を表-解1.9-1より小さくすると起立しやすく、また、大きくすると起立し難くなる。その割合は模型実験で確認することが必要である。

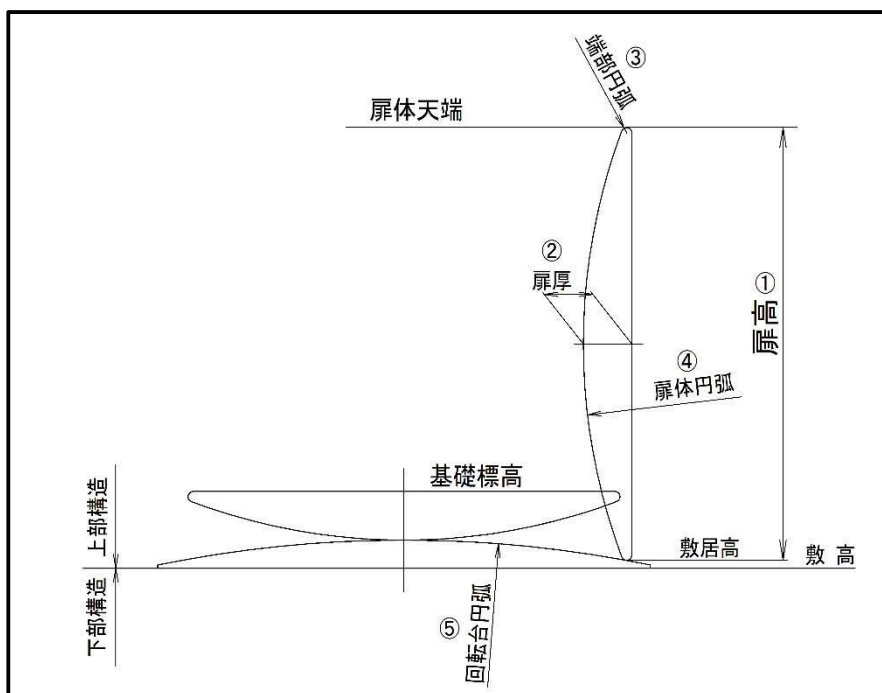


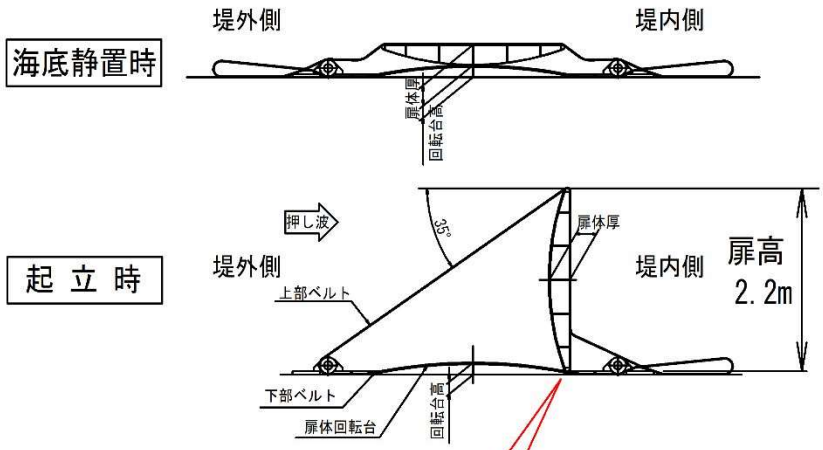
図-解 1.9-2 扉体形状

表-解 1.9-1 扉体寸法係数

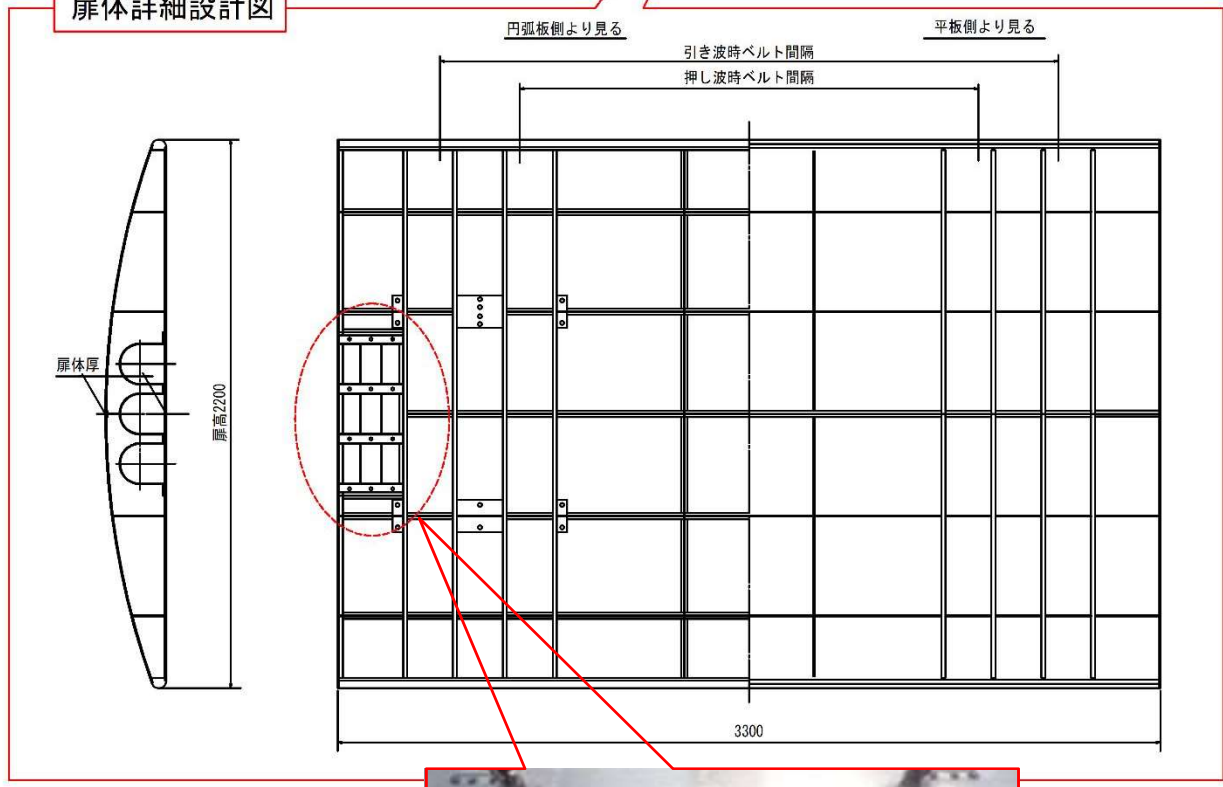
NO	項目	寸法係数
①	扉高	1.0
②	扉厚	0.112
③	扉体端部円弧 (半径)	0.012
④	扉体円弧 (半径)	1.42
⑤	回転台円弧 (半径)	2.86

3. 調整ウエイトは扉体の慣性モーメントの増加を少なくするため、扉体の中央部（高さ方向）に格納することを基本とする。また、ウエイトは取扱いしやすい小部材にて計画することが望ましい。比重調整ウエイト格納室の設計事例を図-解1.9-3および図-解1.9-4に示す。





扉体詳細設計図

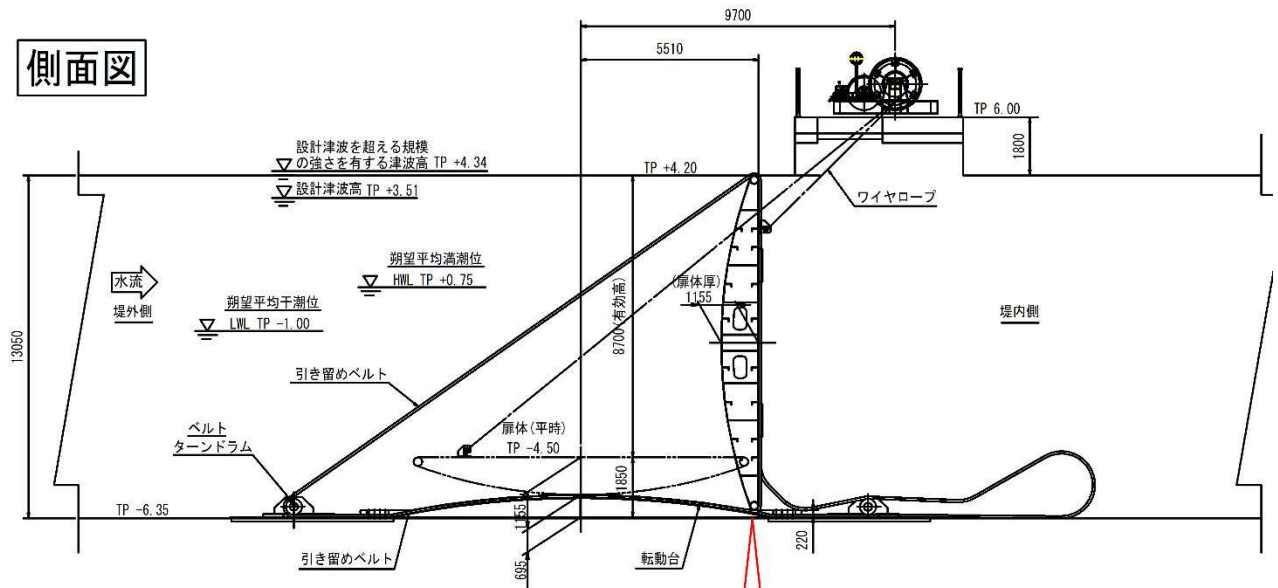


比重調整ウエイト格納室 (写真)

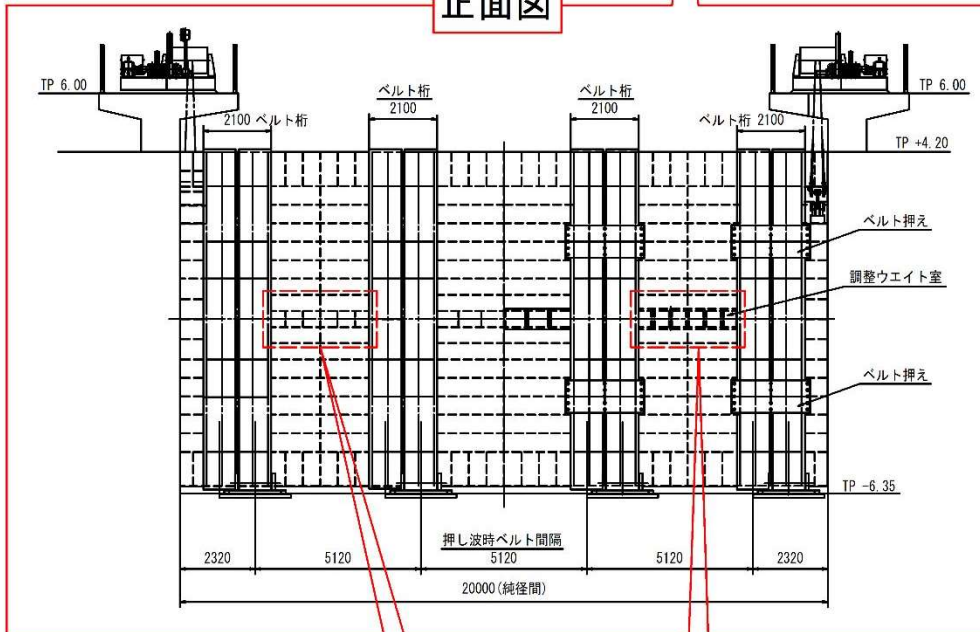


図-解 1.9-3 比較的小規模 (扉高 2.2m) な流起式可動防波堤における 比重調整ウエイト格納室の設計図および実物の格納室の様子

側面図



正面図



調整ウエイト格納図

調整ウエイト格納図

比重調整ウエイト  
格納室

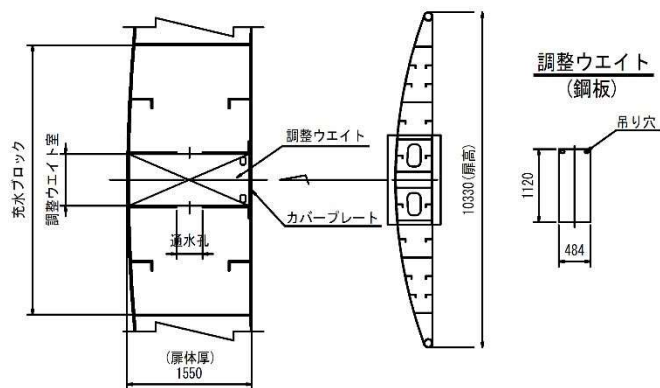


図-解 1.9-4 大規模（扉高 10.3m）な流起式可動防波堤における比重調整ウエイト格納室の設計図（想定図）

## 1.10 流起式可動防波堤：操作の信頼性

1, 流起式可動防波堤を運用する上で, その操作の信頼性についてFTA解析を実施した. その結果, 操作における構成要素が少ないため, 信頼性が高く, 品質管理も容易であることを確認した. 流起式可動防波堤の考え得る故障の原因としては, 扉体の老朽化, 塩害腐食, 流砂による埋没が主なるもので, 人的操作ミス, 電源喪失, 操作制御機器の不具合や落雷等の影響による故障等はほとんど無い.

2, 多くの点検項目は, 通常の見視点検にて確認が可能である.

### 【解説】

1. 以下に信頼性解析事例を示す.

2. FTA<sup>15)</sup>(Fault Tree Analysis: 故障の木解析)の実施方法

(1) 頂上事象: 「閉鎖機能の喪失」を頂上事象とする.

(2) 検討ケース: 基本の閉操作(津波来襲, 平常状態からの操作)にて行う.

(3) 必ず考慮する原因事象, およびその要因(実施場所により異なる項目があるので, 必要に応じて追加, 削除する)

1) 閉操作に関わる機器・装置の故障

2) 閉操作の制御に関わる機器・装置の故障

3) その他, 頂上事象に結びつく重要な事象

(4) 原因事象として考える機器・装置のレベル: ダム用ゲート設備等点検・整備・検討マニュアルの装置・機器の標準的な取替・更新年数(表-解 1.10-1)に記載されている「機器」レベルまたは「部品」レベル程度までを対象とする.

(5) 原因事象の発生確率: 故障の原因事象の発生確率を以下の方法で算出する.

1) 機器・装置の故障確率: ここで扱う故障確率は, 以下の方法による. そして, 以下の式(1.10-1)により算出することを基本とする.

$$\text{故障確率} : P = \lambda \cdot \tau \quad \dots (1.10-1)$$

ここに,  $\lambda$ は故障率( $1/L$ ),  $L$ は平均取替・更新年数(この期間内の故障確率は一定と仮定する),  $\tau$ は故障発生から発見までの期間(点検間隔は「月点検」, 1ヶ月に1回と仮定する)である.

2) 機器・装置の平均取替・更新年数: 機器・装置の平均的な取替・更新年数 $L$ は, 対象とする機器・装置が適切に維持管理されているものと仮定し, 以下により設定する.

① ダム用ゲート設備等点検・整備・更新検討マニュアル(案)<sup>16)</sup>の「2.5 装置・機器の取替・更新年数」に記載されている表中の「平均の取替・更新の標準年数」(表-解 1.10-1)

② 河川ポンプ設備点検・整備・更新マニュアル(案)<sup>17)</sup>「2.5 機器の修繕・取替の標準年数」に記載されている表中の「平均の修繕・取替の標準年数」(表-解 1.10-2)

表-解 1.10-1 流起式可動防波堤の点検・整備・更新間隔（ダム用ゲート設備等点検・整備・更新検討マニュアル(案)<sup>16)</sup>を参照）

ゴシック体は主たる管理年数<sup>注1)</sup>

装置・機器		種別	信頼性による 取替・更新年数	平均 取替・更新年数	
ゲート扉体	扉体構造部	更新	52年	<b>93年</b>	
	主ローラ	ローラ	取替	34年	<b>60年</b>
		ローラ軸	取替	34年	<b>60年</b>
		軸受メタル	取替	22年（常用） 30年（待機）	39年（常用） 53年（待機）
	補助ローラ	取替	28年	<b>51年</b>	
	扉体シープ	取替	39年	<b>79年</b>	
	水密ゴム	取替	（突発的な損傷が多いことから設定しない）		
ワイヤロープウインチ式開閉装置	開閉装置全体	更新	33年	<b>59年</b>	
	主電動機	取替	16年	<b>29年</b>	
	電磁ブレーキ	取替	24年	44年	
	油圧押し上式ブレーキ	取替	26年	42年	
	切換装置	取替	28年	46年	
	減速機	取替	23年	39年	
	開放歯車	取替	30年	<b>47年</b>	
	機械台シープ	取替	31年	<b>53年</b>	
	軸受	取替	29年	49年	
	軸継手	取替	21年	38年	
	ワイヤロープ	取替	7年（常用） 10年（待機）	17年（常用） 23年（待機）	
	ワイヤロープ端末調整装置	取替	23年	45年	
開閉装置 油圧式	油圧シリンダ本体	取替	32年	48年	
	油圧ユニット本体	取替	15年	25年	
制御機器	制限開閉器	取替	22年	44年	
	リミットスイッチ	取替	（突発的な損傷が多いことから設定しない）		
	開度計	取替	18年	39年	
	機側操作盤一式	更新	14年	25年	
	機側操作盤 リレー類	取替	(12年) <sup>注5)</sup>	(23年) <sup>注5)</sup>	
	機側操作盤 開閉器類	取替	(12年) <sup>注5)</sup>	(23年) <sup>注5)</sup>	
設備 付属	インクライン式係船設備	更新	29年	<b>53年</b>	
	流木止設備（網場）	更新	18年	<b>35年</b>	

注1) 主たる管理年数に関する考え方は、次項4)を参照のこと。

注2) 上記は実績データからの解析値である。将来的に更なるデータ収集・蓄積および解析により見直されていくべきものである。

注3) 上記は、個々の装置・機器の劣化状態を直接的に表すものではなく、あくまで目安であり、専門技術者による詳細点検もしくは分解整備、設備診断等実施の判断とすべき年数である。

注4) 構造上、機能上から一連の取替・更新に数年かかる場合はその必要年数を上記年数に加えて考慮する必要がある。

注5) (〇〇年)は参考値とする。

表-解 1.10-2 流起式可動防波堤の点検・整備・更新間隔（河川ポンプ設備点検・整備・更新検討マニュアル(案)<sup>17)</sup>を参照）

	機器・部品	保全方式	整備手法	信頼性による修繕 取替の標準年数	平均の修繕・取替 標準年数
(水冷・空冷) 減速機	オイルシール	事後保全	取替	(21年)	(42年)
	潤滑油ポンプ	状態監視	取替	(20年)	(41年)
	潤滑油濾過器	状態監視	取替	(24年)	(45年)
	潤滑油冷却器	時間計画	取替	17年	(35年)
	軸受	時間計画	取替	(21年)	(39年)
	歯車	時間計画	修繕	(30年)	(68年)
系統機器 (燃料系統・冷却水系統・始動空気系統・満水系統)	<燃料系統>				
	燃料貯油槽（地下タンク）	時間計画	修繕	16年	(33年)
	燃料小出槽	時間計画	修繕	(20年)	(40年)
	燃料移送ポンプ	事後保全	取替	15年	27年
	<冷却水系統>				
	冷却水用水槽類	時間計画	修繕	18年	(33年)
	冷却水配管	時間計画	取替	15年	(29年)
	冷却ポンプ（水中ポンプ）	時間計画	修繕	11年	22年
	冷却ポンプ（陸上）	時間計画	修繕	15年	(31年)
	オートストレーナ	時間計画	修繕	11年	23年
	クーリングタワー	時間計画	修繕	14年	26年
	管内クーラ	時間計画	修繕	17年	27年
	<始動空気系統>				
	空気配管	時間計画	取替	17年	(32年)
	空気圧縮機	事後保全	修繕	11年	20年
	始動空気槽	事後保全	修繕	15年	27年
	<満水系統>				
補給水槽	時間計画	修繕	14年	26年	
真空ポンプ	時間計画	修繕	11年	22年	
電圧受 設備	直流電源設備部（制御用）	時間計画	取替	13年	27年
監視操作制御 設備（機場）	<機場集中監視操作盤>				
	<機側操作盤>	時間計画	取替	(18年)	(39年)
	<補助継電器盤>	時間計画	取替	(21年)	(47年)
	<コントロールセンタ>	時間計画	取替	(28年)	(64年)
(水平コンベア) 除塵設備	ベルト	時間計画	取替	(19年)	(37年)
	ローラ・軸受	時間計画	取替	(22年)	(42年)
(操作制御) 除塵設備	機側操作盤	時間計画	取替	(19年)	(36年)

注記 ① ( ) として記載している年数は、解析データが少ないため、今後データを収集し更に数値の信頼性を高める必要のある年数である。1) 主たる管理年数に関する考え方は、次項4)を参照のこと。  
 ② 表中の数値は、実績データから解析した暫定値であり、個々の装置・機器の劣化状態を直接的に表すものではなく、あくまで目安である。  
 ③ 信頼性による修繕・取替の標準年数は、この時期から一層注意して健全度を見極めるべき年数である。  
 平均の修繕・取替の標準年数は、維持管理計画において修繕、取替えを計画する年数である。ただし、実際の修繕・取替えのタイミングは健全度評価に基づいて行う。

- a) 「標準的な取替・更新年数」は、該当する機器・装置を適用、または同種のものを準用する。
- b) 上記の注①および注②に該当しない機器は、注③の考え方を踏まえ設計者が設定する。この場合、設定の根拠となる諸データ、準用した機器名等を明らかにすることが必要となる。

③ 上記の手法にもとづき、流起式可動防波堤に対する諸量を決定し、機器・装置の故障確率  $P$  を算定し、さらに、故障に繋がる原因事象の発生確率を求める。

### 3. 信頼性解析結果と評価

流起式可動防波堤の閉操作および開操作過程への影響評価を表-解 1.10-3 のように定義し、故障発生確率の FTA 解析（信頼性解析）<sup>14)</sup> を実施した。その結果を表-解 1.10-4 および表-解 1.10-5 に示す。

また、流起式可動防波堤の操作システムの故障の影響解析（FMEA<sup>18)</sup>；Failure Mode and Effects Analysis）も併せて実施した。その結果を表-解 1.10-6 に示す。本解析は同一箇所にも 5 門設置したと仮定して行ったものである。

本解析は簡易的なものではあるが、同一条件で従来の水門（シェルタイプローラゲート）の FTA 解析を行った結果と比較し、流起式可動防波堤はおよそ 1/4 の故障確率と考えられる。なお、従来の水門の故障確率は約 0.2/1 門であった。

これらの結果から、流起式可動防波堤は操作における構成要素が少ないため、信頼性が高く、品質管理も容易であると考えられる。また、考え得る故障の原因としては、扉体の老朽化、塩害腐食、流砂による埋没が主なるもので、人的操作ミス、電源喪失、操作制御機器の不具合や落雷等影響による故障等はほとんど無い。また、多くの点検項目は、通常の見視点検にて確認が可能である。

表-解 1.10-3 影響評価の定義

重大性 (閉操作)	A	機器・装置単独の故障により、閉操作の喪失につながる（いわゆる単一故障）。
	B	他の機器・装置の故障等と複合して、閉機能喪失につながる。
	C	単独または他の機器・装置の損壊等と複合して、閉機能が一部低下する（全閉は可能）。
	D	閉機構に支障なし。
重大性 (開操作)	Z	機器・装置単独の故障により、開操作の喪失につながる（いわゆる単一故障）。
	Y	他の機器・装置の故障等と複合して、開機能喪失につながる。
	X	単独または他の機器・装置の損壊等と複合して、開機能が一部低下する（全閉は可能）。
	W	開機構に支障なし。

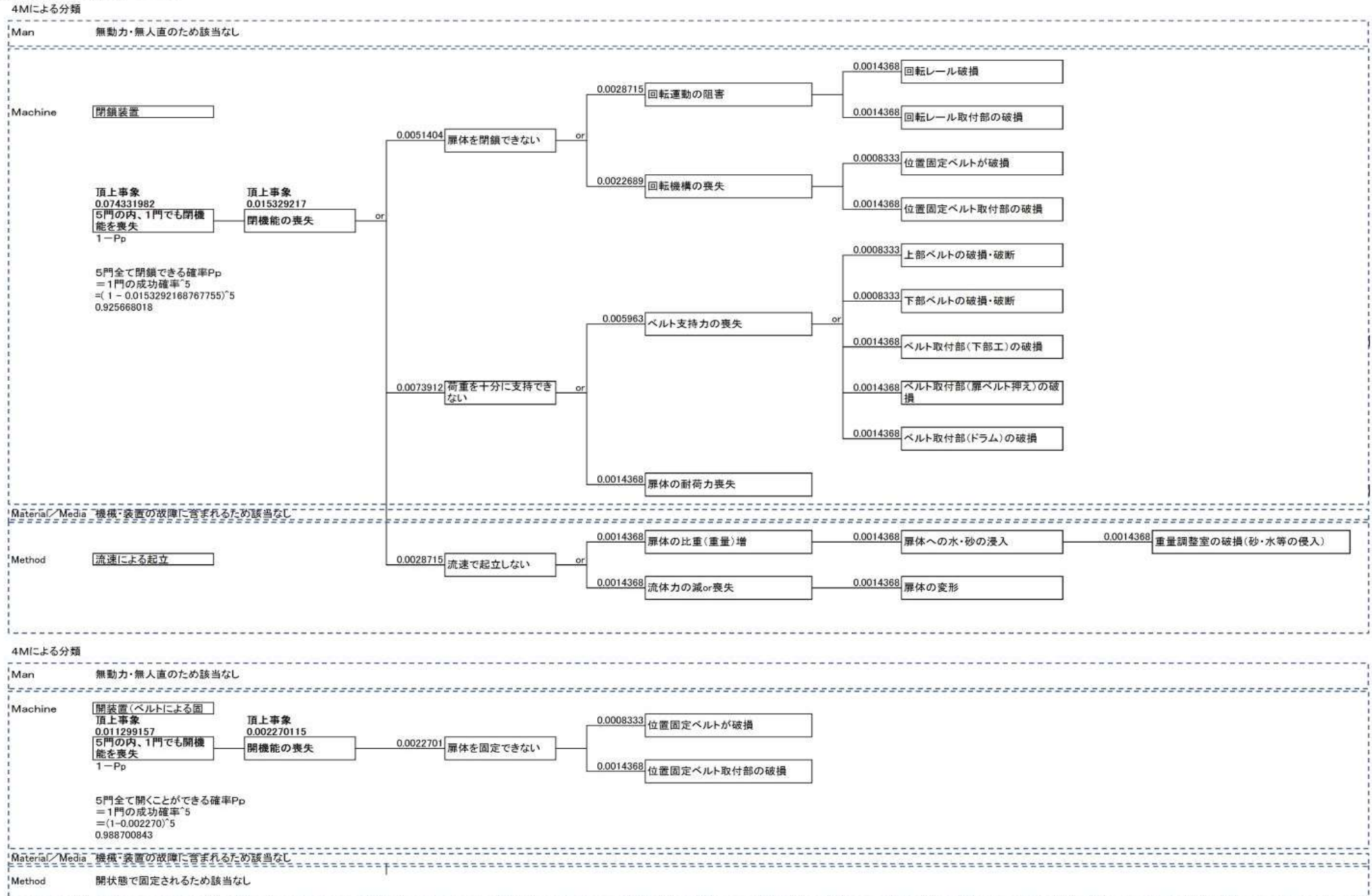


表-解 1.10-5 流起式可動防波堤における故障発生確率のFTA解析（信頼性解析）結果事例（その②）<sup>15)</sup>  
 基本の閉操作 FTA

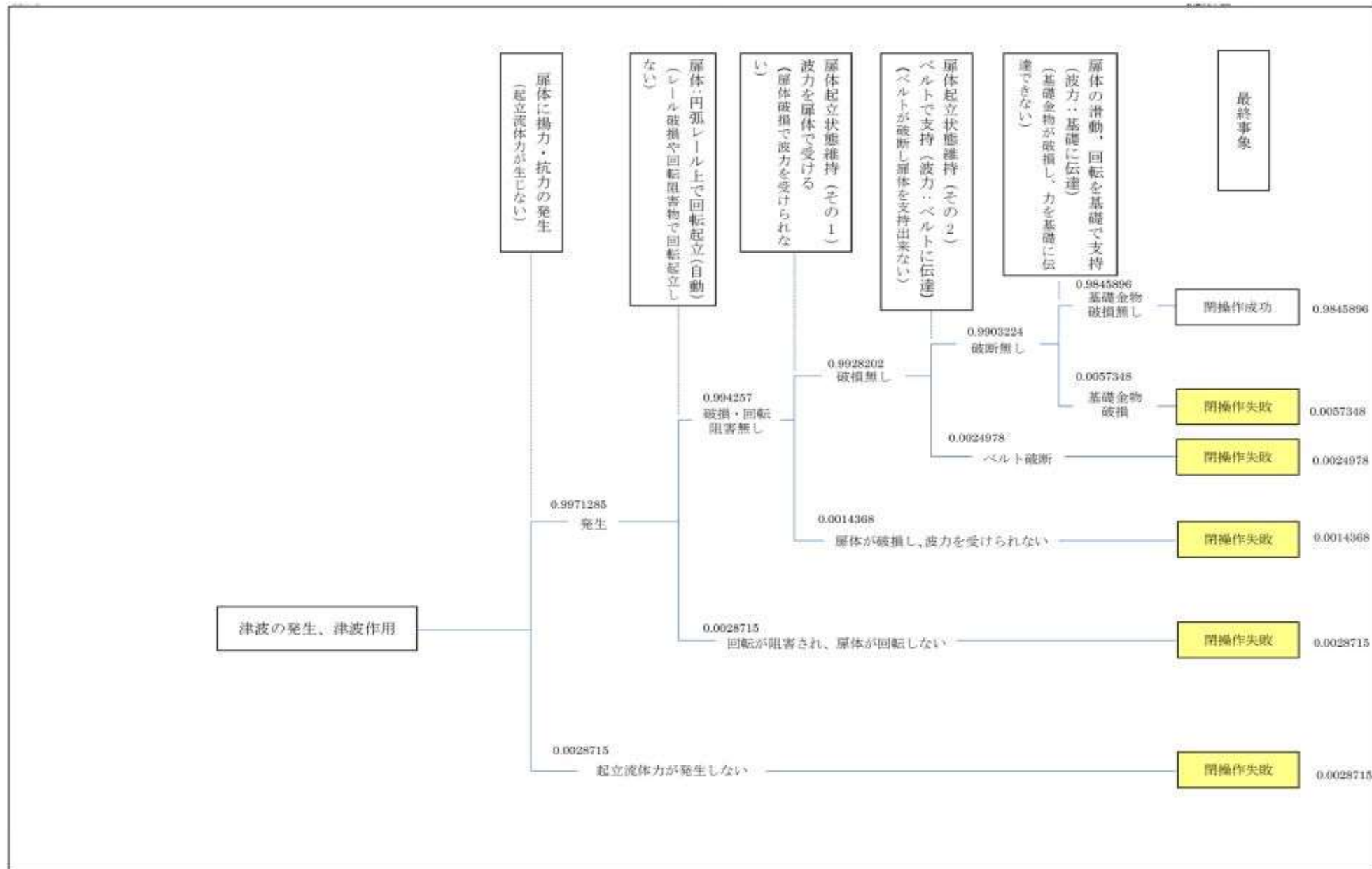




表-解 1.10-6 流起式可動防波堤における操作システムのFMEA解析 (Failure Mode and Effects Analysis ; 故障の影響解析) 事例<sup>18)</sup>  
操作システム FMEA

設備-機器ツリー			故障要因 (想定)	故障モード	故障により発生する恐れのある危険事象	影響評価		状態監視可否	単一故障基準	対策				
設備レベル	装置レベル	機器・部品 (アイテム)				閉操作	開操作			システムの強強化		機器・装置の強強化		
										考え方	対策内容	対策内容	対策内容	
扉体	本体	外板	塩害 (腐食)	強度低下	津波波力が作用した際、塑性変形を起こす。	B	X	○	独立性	外板の塑性変形による機能低下は基本的にはない。	材質の吟味。腐食代見込んだ設計。防腐対策。表面処理	材質の吟味。腐食代見込んだ設計。防腐対策。表面処理		
			表面粗度増し、回転性能低下	最低起立流速に影響する。起立しにくくなる。	B	X	○	独立性	回転摩擦抵抗を軽減する。	材質の吟味。腐食代見込んだ設計。防腐対策。表面処理	材質の吟味。腐食代見込んだ設計。防腐対策。表面処理			
			扉体に穴が開く	扉体の浮力失われ、津波来襲時に扉体の起立が阻害され、機能低下が起こる。	A	X	○	多重性	小水密区画を複数設ける。	材質の吟味。腐食代見込んだ設計。防腐対策。表面処理	材質の吟味。腐食代見込んだ設計。防腐対策。表面処理			
		想定外の異物衝突による破損 (含む漂流物)	扉体に変形 (主にShell プレーツの変形と埋込変形)	通常変形では起立阻害は生じないが、大変形にて機能低下が起こる。	D	X	○	独立性	衝突力に強い構造	衝突強度割増し対応。補強材間隔を最小寸法にして対応	衝突耐力を増す。	プレート区画を小さくし、衝突強度を増す。		
			扉体に穴が開く	扉体の浮力失われ、津波来襲時に起立が阻害される。	A	X	○	多重性	小水密区画を複数設ける。	衝突強度割増し対応。補強材間隔を最小寸法にして対応	衝突強度を増す。	プレート区画を小さくし、衝突強度を増す。		
		飛砂・流砂による埋没	扉体比重増加及び流体力作用低下	起立が阻害される。	A	X	○	独立性	維持管理及び周辺余掘、排砂溝を設ける。	定期的な排砂 (維持管理)	定期的な排砂 (維持管理)			
		老朽化	強度低下	津波波力に耐えられない。	A	X	○	多重性	小水密区画を複数設ける。	定期的な排砂 (維持管理)	定期的な排砂 (維持管理)			
		重量調整室	塩害 (腐食)	扉体内に水侵入	扉体の浮力失われ、津波来襲時に起立が阻害される。	A	X	○	多重性	小水密区画を複数設ける。	常時静水充填 (初期より水充填、鎮止め剤注入も可) 再塗装	定期的な排砂 (維持管理)	定期的な排砂 (維持管理)	
			老朽化	強度低下	津波波力により、扉体内に水侵入し、起立阻害までに至る。	A	X	○	多重性	小水密区画を複数設ける。	蓋を掛けて確認可能な構造	定期的な排砂 (維持管理)	定期的な排砂 (維持管理)	
			扉体内補強材 (桁他)	老朽化	強度低下	津波波力に耐えられない。扉体変形及び破損。起立阻害	A	X	×	独立性	強度余裕を持たず。	強度余裕を持たず。	強度余裕を持たず。	強度余裕を持たず。
劣化	破断強度低下			波力による引っ張り力に耐えられず破断。津波遡上を阻止できない。	A	Z	○	多重性	複数ベルトにて対応	複数ベルトにて対応	複数ベルトにて対応	複数ベルトにて対応		
引き留めベルト及びストッパー用固定ベルト	ベルト本体	ゴム引布製ベルト	劣化	破断強度低下	波力による引っ張り力に耐えられず破断。津波遡上を阻止できない。	A	Z	○	多重性	複数ベルトにて対応	複数ベルトにて対応	複数ベルトにて対応		
		船舶及び漂流物の衝突	ベルト破断、破損	扉体起立時、扉体の支持を失う。上流に転倒、他ベルト (下部ベルト等) で漂流阻	A	Z	○	多重性	複数ベルトにて対応	複数ベルトにて対応	複数ベルトにて対応	複数ベルトにて対応		
	ベルト保護材	劣化	保護力低下	漂流物による横傷を受けやすくなる (ベルト損傷の危険性増す)。	D	Y	×					点検検査。必要に応じて補修。		
		腐食	自在変形に障害	扉体の正常な格納の妨げになる。また、衝撃力を吸収する力が弱まる。	C	Y	×						点検検査。必要に応じて補修、取り替え。	
		ベルト取り付け構造	取り付け構造	老朽化&塩害腐食	強度低下、津波作用時に破壊	津波作用時にベルトが外れ、扉体の支持が失われる。	A	Z	○	多重性	複数ベルト本数にて対応	複数ベルト本数にて対応	複数ベルト本数にて対応	
			取り付けボルト	巻締め不足	波力作用時にナット部が飛ぶ又は破壊	津波作用時にベルトが外れ、扉体の支持が失われる。	A	Z	○	多重性	複数ベルト本数にて対応	複数ベルト本数にて対応	複数ベルト本数にて対応	
				老朽化	波力作用によるボルトの切断	津波作用時にベルトが外れ、扉体の支持が失われる。	A	Z	○	多重性	複数ベルト本数にて対応	複数ベルト本数にて対応	複数ベルト本数にて対応	
				異物・砂の食い込み	ボルトの抜き取り不能	ボルトの抜き取り不能	D	X	○					ボルトの修理取り替えに障害
回転台	回転レール	回転表面	飛砂、標砂により埋没	扉体の起立を阻害する	扉体の起立阻害になる。津波来襲時に機能を果たせず。	A	X	○	独立性	維持管理及び周辺余掘、排砂溝を設ける。	定期的な排砂 (維持管理)	定期的な排砂 (維持管理)		
			塩害 (腐食)	回転機能の低下	回転抵抗が増し、流速の遅い津波には機能を果たせず。	B	X	○	独立性	回転レールに特殊材を貼り合わせる。	回転レールに特殊材を貼り合わせる。	回転レールに特殊材を貼り合わせる。		
			地震による基礎変形	回転曲率が変わる。	正常な起立回転を阻害する。	B	X	○	独立性	回転レールに特殊材を貼り合わせる。	回転レールに特殊材を貼り合わせる。	回転レールに特殊材を貼り合わせる。		
		レール構造	老朽化	レール面の曲率を維持できない	回転起立不能に陥る。	A	X	○	独立性	回転レールに特殊材を貼り合わせる。	回転レールに特殊材を貼り合わせる。	回転レールに特殊材を貼り合わせる。		
			異物の衝突による変形	レールの曲率を維持できない	回転起立不能に陥る。	A	X	○	独立性	回転レールに特殊材を貼り合わせる。	回転レールに特殊材を貼り合わせる。	回転レールに特殊材を貼り合わせる。		
		下部カバー	カバー構造体	異物の衝突による変形	扉体回転時に引っかかる。	正常な起立作動の妨げ (邪魔) になる。	A	X	○				定期的な排砂 (維持管理)	
		基礎と結合構造	基礎ボルト	巻締め不足	波力作用時にナット部が飛ぶ又は破壊	扉体が転倒、津波遡上を阻止できなくなる。	A	X	○	多重性	複数ベルト本数にて対応	複数ベルト本数にて対応	複数ベルト本数にて対応	再巻締め。ダブルナット又はハードロック対策等実施
				老朽化	波力作用によるボルトの切断	扉体が転倒、津波遡上を阻止できなくなる。	A	X	○	多重性	複数ベルト本数にて対応	複数ベルト本数にて対応	複数ベルト本数にて対応	定期的な排砂 (維持管理)
				異物・砂の食い込み	ボルトの抜き取り不能	基礎台の修理取り替えに障害	D	X	○					ボルトの修理取り替えに障害
				腐食 (塩害)	ボルトの抜き取り不能	基礎台の修理取り替えに障害	D	X	○	多重性	複数ベルト本数にて対応	複数ベルト本数にて対応	複数ベルト本数にて対応	定期的な排砂 (維持管理)
	結合部構造	老朽化&塩害腐食	強度低下、津波作用時に破壊	扉体が転倒、津波遡上を阻止できなくなる。	A	X	○	独立性				定期的な排砂 (維持管理)		

## 【参考文献】

- 1) (公社) 日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説，平成 30 年 4 月
- 2) 海岸保全施設技術研究会：海岸保全施設の技術上の基準・同解説，平成 30 年 8 月
- 3) (一社) ダム・堰施設技術協会：ダム・堰施設技術基準 (案) (基準解説編・マニュアル編)，平成 28 年 3 月&平成 23 年 7 月 国土交通省
- 4) (一財) 国土開発技術研究センター：ゴム引布製起伏堰技術基準(案)，平成 12 年 9 月
- 5) (一財) 国土開発技術研究センター：ゴム引布製起伏堰および鋼製起伏堰 (ゴム袋体支持式) のゴム袋体に関する技術解説書，平成 28 年 1 月
- 6) 国土交通省：ゴム引布製起伏堰および鋼製起伏堰 (ゴム袋体支持式) のゴム袋体に関する基準 (案)，平成 27 年 3 月
- 7) 河内啓二：揚力と抗力 (Lift and Drag)，日本流体力学会会誌 ながれ 21, pp. 323-329, 2002 年 8 月
- 8) 東良慶，伊藤忠男，半田英明，山敷亮，平石哲也，菅野高弘：流起式可動防波堤の小型模型による性能評価水理実験，土木学会論文集 B2 (海岸工学)，Vol. 70, No. 2, pp. 951-955, 2014 年
- 9) 東良慶，伊藤忠男，半田英明，平石哲也，菅野高弘：流起式可動防波堤の津波減勢効果に関する評価実験，土木学会論文集 B2 (海岸工学)，Vol. 71, No. 2, pp. 1081-1086, 2015 年
- 10) 後藤仁志，五十里洋行，殿最浩司，菅野高弘，東良慶，伊藤忠男，菅原康之：高精度粒子法による流起式防波堤の数値解析，土木学会論文集 B2 (海岸工学)，Vol. 71, No. 2, pp. 1051-1056, 2015 年
- 11) 東良慶，伊藤忠男，半田英明，平石哲也，菅野高弘，二瓶泰範：流起式可動防波堤の津波に対する応答特性評価実験，土木学会論文集 B2 (海岸工学)，Vol. 71, No. 2, pp. 1087-1092, 2015 年
- 12) 東良慶，伊藤忠男，半田英明，植木利洸，平石哲也，関谷千尋，菅野高弘：流起式可動防波堤の実大規模実験による応答特性評価，土木学会論文集 B2 (海岸工学)，Vol. 72, No. 2, pp. 1099-1104, 2016 年
- 13) 後藤仁志，五十里洋行，殿最浩司，伊藤忠男，菅原康之：流起式防波堤のベルト張力推定に関する高精度粒子法の適用性，土木学会論文集 B2 (海岸工学)，Vol. 72, No. 2, pp. 1051-1056, 2016.
- 14) 中山泰喜：流体の力学，養賢堂，p. 138, 1998 年
- 15) 小野寺勝重：実践 FTA 手法，日科技連，2004 年
- 16) 国土交通省：ダム用ゲート設備等点検・整備・更新検討マニュアル (案)，平成 30 年 3 月
- 17) 国土交通省：河川ポンプ設備点検・整備・更新検討マニュアル (案)，平成 27 年 3 月
- 18) 小野寺勝重：FMEA 手法と実践事例，日科技連，2006 年

## 第2章 設計の基本

### 2.1 一般

本章に規定するもの以外は、港湾の施設の技術上の基準・同解説<sup>1)</sup>、海岸保全施設の技術上の基準・同解説<sup>2)</sup>およびダム・堰施設技術基準(案)<sup>3)</sup>その他、関連基準、指針、要領等によるものとする。

#### 【解説】

1. 流起式可動防波堤は、港湾施設および海岸保全施設として設置する設備であるので、本文のように規定した。ただし、特に留意すべき事項については、港湾の施設の技術上の基準・同解説<sup>1)</sup>、海岸保全施設の技術上の基準・同解説<sup>2)</sup>およびダム・堰施設技術基準(案)<sup>3)</sup>その他、関連基準、指針、要領等にて規定されている事項を含め、本マニュアルにても繰り返し規定することにした。
2. 特に、地震動の規定については、港湾の施設の技術上の基準・同解説<sup>1)</sup>に加えて、ダム・堰施設技術基準(案)<sup>3)</sup>を参考にできる。
3. 引き留めベルトはゴム引布製起伏堰技術基準(案)<sup>4)</sup>その他関連基準および技術解説書<sup>5)6)</sup>に準拠する。
4. 津波対策を構築するにあたって、既往の津波記録または数値解析をもとに、設計津波高さ等を適切に設定するものとする。また、施設の性能照査に用いる設計津波および設計津波を越える規模の強さを有する津波は、再現期間が数十年から百数十年の発生頻度の高い津波の規模以上とし、当該施設の重要度に応じて適切に設定する（図-解 2.1-1）。

なお「設計津波」に発生頻度の高い津波を設定しても良い。



図-解 2.1-1 設計津波の設定イメージ図

5. 津波作用による性能照査時において、地震動および地殻変動による沈下量、変形量および残存耐力等の影響を考慮する。
6. 流起式可動防波堤は、津波や津波相当の流速を有する高潮時に開口部を閉鎖し、背後地域での津波波力の減勢・減衰を目的にしたものである。
7. 流起式可動防波堤の要求性能は以下のとおりである。
  - (1) 高潮とそれに伴う波浪に対して機能を損なわず継続して使用できる。
  - (2) 設計津波に対しては、可動防波堤としての設定機能を損なわず、防波堤の背後地域（水域、陸域を含む）を防御できること。
  - (3) 設計津波を超える規模の強さを有する津波に対しては、港湾の施設の技術上の基準・同解説<sup>1)</sup>および防波堤の耐津波設計ガイドライン（改訂版）<sup>7)</sup>に準じ、津波に対して破壊しにくい「粘り強い構造」を目指すものとする。ただし、「粘り強い構造」においては、引き留めベルトが破壊しない強度を基本と

- する。また、施設の要求性能に応じて、使用性や修復性、安全性を考慮した設計とする。
- (4) レベル1地震動に対しては、設備としての健全性を損なわず継続して使用できること。
- (5) 津波に先行するレベル2地震動に対しては、設備としての機能を損なわないこと。
- (6) 津波を伴わないレベル2地震動に対しては、損傷が軽微であり、早期の復旧が可能であること。
- (7) 閉鎖時の水密性については、設計津波に対して、施設に求められる要求性能（設計仕様）として定められるものとする。

## 2.2 要求性能および性能規定

### 2.2.1 津波、高潮および波浪時における要求性能および性能規定

流起式可動防波堤の要求性能を以下に示す。

- 1, 設計津波に対しては使用性を確保する。また、高潮時においても使用性を確保する。
- 2, 設計津波を超える規模の強さを有する津波に対しては、破壊しにくい粘り強い構造とする。ただし、施設の要求性能に応じて、使用性や修復性、安全性を考慮した設計にしても良い。
- 3, 通常時の潮流により起立しないこと。

#### 【解説】

1. 流起式可動防波堤に必要とされる性能は、津波・高潮が発生する場合において、背後地域の防護と、通常時における港湾利用、河口においては津波の遡上軽減と洪水阻害回避の両立である。
2. 流起式可動防波堤の津波および高潮時における要求性能と性能規定は、表-解 2.2.1-1 のとおりである。なお、隣接する堤防、海岸構造物等の要求性能および性能規定との整合を図る必要が有る。

表-解 2.2.1-1 流起式可動防波堤の津波および高潮時における要求性能と性能規定

外力条件		設計状態	要求性能 (対象構造物の状態)	要求性能に対する性能規定
波浪条件	その他			
高潮およびそれに伴う波浪	—	偶発状態	使用性 (機能を損なわず継続して使用できること)	<ul style="list-style-type: none"> <li>・変位量, 部材の応力が使用性に対する許容値以下であること。</li> <li>・基礎構造物(杭または基礎)の抵抗力以下であること。</li> <li>・構造的な安定性を確保すること。</li> </ul>
設計津波	—	偶発状態	使用性 (機能を損なわず継続して使用できること)	<ul style="list-style-type: none"> <li>・変位量, 部材の応力が使用性に対する許容値以下であること。</li> <li>・基礎構造物(杭または基礎)の抵抗力以下であること。</li> <li>・構造的な安定性を確保すること。</li> </ul>
設計津波を超える規模の強さを有する津波	—	偶発状態	粘り強い構造 施設の要求性能に応じて、安全性を確保し、全壊に至る時間を少しでも長く延ばすことが可能となる構造上の工夫が必要。	<ul style="list-style-type: none"> <li>・設計で対象とした津波レベルを超える規模の津波が来襲した場合でも、津波の外力や越流等により設備の機能を可能な限り損なわないこと。なお、最悪の場合でも、近接構造物に影響しない構造に心がけること。</li> </ul>

3. 通常時（解放時）には船舶等の航行を確保する必要がある。この要求性能（使用性）に対する性能規定は扉体（構造物）の安定性と必要な空間確保である。
4. 流起式可動防波堤は津波の流速により起立することを原則としているので、本設備の周辺に船舶の係留設備等の障害物を置かないこと。

5. 高潮および波浪に対し，対象とする津波相当の流速が起こる場合に起立し，ゆっくり潮位が上がる高潮や通常波浪の流速では起立しない。また，起立如何にかかわらず，使用性の確保が求められる。
6. 流起式可動防波堤は，通常時，潮流では起立しないことが求められる。

## 2.2.2 地震に対する要求性能および性能規定

流起式可動防波堤は，設計津波に先行する地震に対して使用性を確保する。

- 1， レベル1地震動に対して，継続して使用できること。
- 2， レベル2地震動に対して，津波を伴う地震の場合は津波来襲時に設備が閉鎖できること。また津波を伴わない場合は損傷が軽微であることを考え，早期の復旧が可能であること。

### 【解説】

1. 流起式可動防波堤の地震に対する基本的な要求性能は表-解 2.2.2-1 のとおりである。  
なお，隣接する堤防，海岸構造物等の要求性能および性能規定との整合性を図る必要がある。
2. 津波に先行する地震においては，通常扉体が倒伏状態にあり，構造体への作用荷重は大きくならないと推定されるが，引き留めベルトに対しては扉体の慣性力他の力が作用するので，そのことを考慮し検討する必要がある。
3. 津波発生時の余震の複合作用については，必要に応じ考慮するものとする。

表-解 2.2.2-1 流起式可動防波堤の地震に対する要求性能と性能規定

地震動	要求性能 (対象構造物 の状態)	要求性能に対する性能規定				
		残留鉛直変位	残留水平変位	傾斜角	構造部材	変形モード
レベル1 地震動	使用性 (機能を損な わず継続して 使用できるこ と)	—	—	—	上部構造部材 に生じる応力 が許容応力以 下	
レベル2 地震動	津波に対する 使用性(津波 来襲時に閉鎖 できること)	地震後の施設 天端高が計画 津波高より低 くならないこ と	許容残留水 平変位は規 定しない (解説4， より)	躯体全体の傾 斜角や不動沈 下が，扉体の 開閉可能な限 界値以下		下部構造部材 に生じる応力 が降伏応力以 下

4. 残留水平変位は流起式可動防波堤に隣接する堤防の法線水平変位(はらみだし量)のことであるが，堤防においては地震後の許容量が規定されていない，また，本設備が完全止水を要求されているわけではないことから，本マニュアル(案)では規定しない。

## 2.3 性能照査

### 2.3.1 躯体(堤体)の照査

想定される外力に対して、躯体（堤体）の安全性と躯体全体としての安定性を照査しなければならない。

#### 【解説】

1. 躯体全体の安定性照査項目を表-解 2.3.1-1 に示す。
2. 偶発状態（津波と余震）については、必要に応じて安定性照査を実施することとする。
3. 永続状態（死荷重および上載荷重作用時）については、直接基礎ならびに杭基礎とも、支持力を照査すること。
4. 扉体および床板からの水平、垂直力（引き上げ力および上部構造の自重）は、基礎部および基礎部と上部構造との連結部材で負担することを標準とする。作用荷重図を図-解 2.3.1-1 に示す。

表-解 2.3.1-1 安定性照査項目

設計状態		照査項目	
		直接基礎	杭基礎
変動状態	レベル1地震時	滑動，転倒，支持力	応力，支持力
偶発状態	高潮時およびそれに伴う波浪作用時	滑動，転倒，支持力	応力，支持力
	レベル2地震時（海溝型）	変形	応力または変形
	設計津波作用時	滑動，転倒，支持力	応力，支持力
	設計津波を超える規模の強さを有する津波作用時	滑動，転倒，支持力	応力，支持力
	津波と衝突の同時作用時	滑動，転倒，支持力	応力，支持力
	津波と余震の同時作用時	滑動，転倒，支持力	応力，支持力

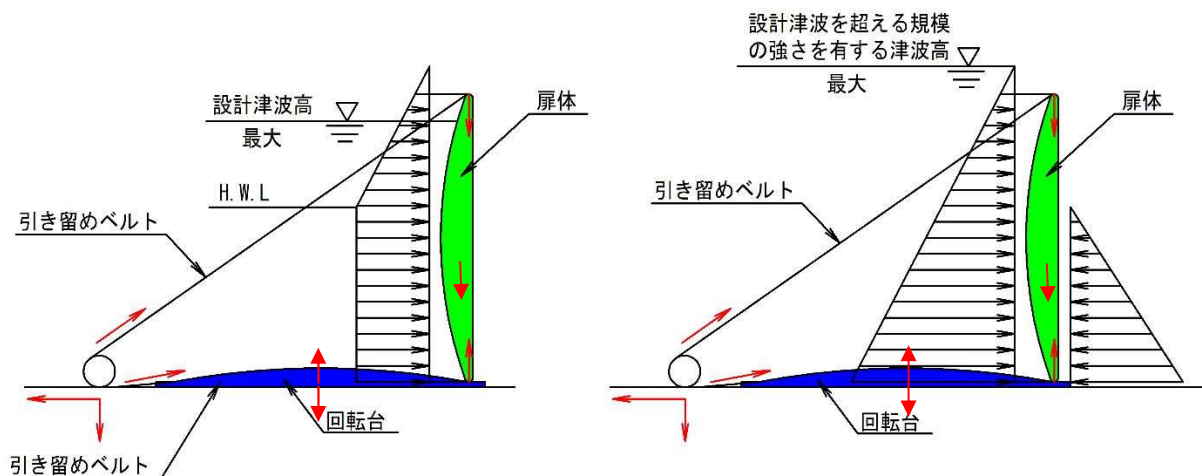


図-解 2.3.1-1 津波波力および上部構造の自重作用図

### 2.3.2 部分係数および調整係数

安定性の照査は港湾の施設の技術上の基準・同解説<sup>1)</sup>に準拠し、実施する各状態において、部分係数、調整係数を考慮するものとする。

#### 【解説】

1. 躯体全体の安定性照査に用いる部分係数と調整係数は、表-解 2.3.2-1 に示す値を用いることを標準とする。ここで、杭基礎の部分係数および調整係数は、降伏応力度に対する値である。杭基礎に対する部分係数および調整係数は、材種や支持形式に応じて適切に設定する必要がある。
2. 杭基礎での調整係数（応力）は港湾の施設の技術上の基準・同解説<sup>1)</sup>および設計事例集における杭式防波堤に準拠した。

表-解 2.3.2-1 安定性照査に使用する部分係数と調整係数

レベル1 地震動時（変動状態） （設計津波の先行地震）		抵抗項に乗じる 部分係数 $\gamma_R$	荷重項に乗じる 部分係数 $\gamma_S$	調整係数 m
直接基礎	滑動	—	—	1.20
	転倒	(1.00)	(1.00)	1.10
	支持力*1	—	—	1.00
杭基礎	応力	—	—	1.12
	引抜力	(1.00)	(1.00)	2.50
	支持力（支持杭）	—	—	1.50
	支持力（摩擦杭）	—	—	2.00

レベル2 地震動時（偶発状態） （設計津波の先行地震）		抵抗項に乗じる 部分係数 $\gamma_R$	荷重項に乗じる 部分係数 $\gamma_S$	調整係数 m
直接基礎	必要に応じて	—	—	—
杭基礎	変形照査	—	—	—

高潮およびそれに伴う波浪作用時 （偶発状態）		抵抗項に乗じる 部分係数 $\gamma_R$	荷重項に乗じる 部分係数 $\gamma_S$	調整係数 m
直接基礎	滑動	(1.00)	(1.00)	1.20
	転倒	(1.00)	(1.00)	1.20
	支持力*1	(1.00)	(1.00)	1.00
杭基礎	応力	—	—	1.12
	引抜力	(1.00)	(1.00)	2.50
	支持力（支持杭）	—	—	1.50
	支持力（摩擦杭）	—	—	2.00

設計津波作用時（偶発状態）		抵抗項に乗じる 部分係数 $\gamma_R$	荷重項に乗じる 部分係数 $\gamma_S$	調整係数 m
直接基礎	滑動	—	—	1.20
	転倒	(1.00)	(1.00)	1.20
	支持力*1	—	—	1.00
杭基礎	応力	—	—	1.12
	引抜力	(1.00)	(1.00)	2.50
	支持力（支持杭）	—	—	1.50
	支持力（摩擦杭）	—	—	2.00

設計津波を超える規模の強さを有する津波作用時（偶発状態）		抵抗項に乗じる部分係数 $\gamma_R$	荷重項に乗じる部分係数 $\gamma_S$	調整係数 m
直接基礎	滑動	-	-	-
	転倒			
	支持力*1			
杭基礎	応力	-	-	-
	引抜き			
	支持力（支持杭）			
	支持力（摩擦杭）			

設計津波と衝突の同時作用時（偶発状態） 余震時遭遇津波と余震の同時作用時（偶発状態）		抵抗項に乗じる部分係数 $\gamma_R$	荷重項に乗じる部分係数 $\gamma_S$	調整係数 m
直接基礎	滑動	— (1.00)	— (1.00)	1.20
	転倒			1.20
	支持力*1			1.00
杭基礎	応力	— (1.00)	— (1.00)	1.12
	引張り			2.50
	支持力（支持杭）			1.50
	支持力（摩擦杭）			2.00

\*1：簡易ビショップ法による場合。

注) 最大クラス津波作用時については、使用性、修復性、安全性、粘り強さのいずれかにより選択した要求性能より設定するものとし、本マニュアル(案)では規定しない。



## 2.4 設計条件

流起式可動防波堤の設計にあたっては、次の条件を確認しなければならない。

1. 計画位置と規模
  - (1) 地盤標高（設置水深）
  - (2) 設置位置
  - (3) 開口幅
2. 海象条件
  - (1) 潮位，潮流（流速），波浪条件（高潮時の波高・周期）
  - (2) 朔望平均潮位（H. W. L. , L. W. L 等）
3. 津波条件
  - (1) 陸上を遡上する場合　：浸水深，水深係数（ $\alpha = 1.0, 2.0, 3.0$  等）
  - (2) 港湾部，河口部，沿岸部：入射津波の静水面高さ  
（谷本式<sup>4)</sup> 修正谷本式<sup>4)</sup>）等
4. 気象条件，洪水条件
  - (1) 設計基準風速
  - (2) 河口部設置の場合：最大洪水流速，最大洪水水位
5. 地盤条件
  - (1) 土質条件（N 値，土質分類，単位体積重量，内部摩擦角，粘着力等）
  - (2) 地震動および地殻変動による地盤沈下量，圧密沈下時および変形量等
6. 堆積物および上載荷重条件
  - (1) 堆砂，漂砂等，その他上載荷重および堆積物
7. 地震荷重条件
  - (1) レベル 1 地震動，レベル 2 地震動
  - (2) 他の荷重との同時作用条件
8. 構造条件
  - (1) 隣接する堤防形状
9. その他特殊荷重の考慮が必要な場合の条件
  - (1) 衝突荷重（船舶，漂流物等）
10. その他条件
  - (1) 輸送条件，架設条件の制約
  - (2) 使用材料（耐用年数と防食法）
  - (3) 維持管理・点検要領
  - (4) その他特記事項

### 【解説】

標準的な設計条件を列記した。設計にあたっては、これら条件の確認が必要である。

## 2.5 設計荷重

### 2.5.1 考慮する荷重

次の荷重を考慮して設計するものとする。

- 1, 自重
- 2, 静水圧
- 3, 津波波力
- 4, 高潮時の波浪作用
- 5, 地震の影響
- 6, 衝突荷重(漂流物)
- 7, 浮力
- 8, 土圧

#### 【解説】

設計に考慮すべき荷重を示した。なお、上載荷重、風荷重、温度変化の影響については、軽微な作用あるいは作用しないため、荷重として考慮しない。これら荷重の組み合わせについては、第3章(下部構造)、第4章(上部構造)を参照するものとする。

### 2.5.2 津波波力

津波波力については、「港湾の施設の技術上の基準・同解説<sup>1)</sup>」および「防波堤の耐津波設計ガイドライン(改定版)」<sup>7)</sup>を参照し検討する。

#### 【解説】

##### 1. 津波波力の算定手順

設計に用いる津波波力については、津波シミュレーションを実施し、波状段波、越流の発生の有無を考慮して、図-解 2.5.2-1 に示す算定手順をもとにして適切な算定式を用いる。

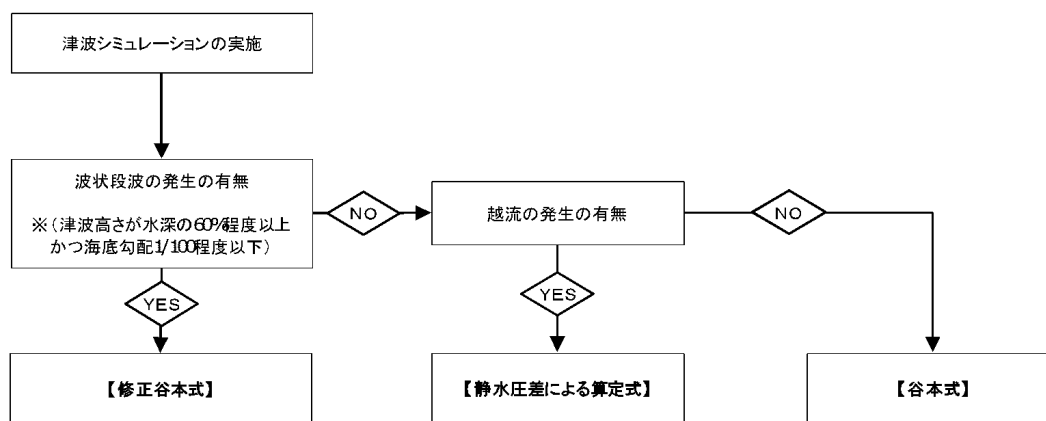


図-解 2.5.2-1 流起式可動防波堤に対する津波波力算定手順

## 2. 津波波力式の適用の考え方

波状段波発生の有無，越流発生の有無に応じて適切な津波波力算定式を用いる。

- (1) 波状段波が発生する場合は，修正谷本式を適用
- (2) 波状段波が発生しない場合で，かつ越流が発生しない場合は，谷本式を適用
- (3) 波状段波が発生しない場合で，かつ越流発生の場合は，静水圧差による算定式を適用

波状段波の発生条件は，おおむね入射津波高さが水深の 30%以上(シミュレーション等による津波の重複波の高さが水深の 60%以上)で，かつ海底勾配が 1/100 以下程度の遠浅である場合と考える。

## 3. 津波シミュレーションを行う場合の基準水面(静水面)の設定

基準水面とは，津波が作用する面において津波高を算定するための基準となる水位であり，一般的に朔望平均満潮面(H.W.L)とする。

## 4. 谷本式および修正谷本式における「入射津波の基準面上の高さ」の設定

- (1) 防波堤に作用する津波波力を求めるための津波高さの算定にあたっては，流起式可動防波堤を考慮した数値シミュレーションを行うことを原則とする。
- (2) 現行の港湾基準では，便宜上防波堤前面における最大津波高さの 1/2 の高さを入射する津波高さとして設定することとしているが，実際には防波堤前面以外の場所でも防波堤および陸域からの反射の影響を含んでいる。
- (3) このため，谷本式に用いる $a_I$  (入射津波の静水面上の高さ) は，防波堤等が存在する条件下での数値シミュレーション等による津波高さ(基準水面からの高さ)の 1/2 を入射津波高さとして定義し，波力算定にはこれを用いるものとする。

$$a_I = \text{シミュレーション等による津波高さ(基準水面からの高さ)の } 1/2$$

- (4) なお，一般に，津波高さという場合には，浸水等の影響を考慮するための水位(反射波の影響を含む)である。したがって，基本的には，これらの津波高さについても，原則としてその 1/2 の値を入射津波高さ  $a_I$  とする。こうした津波高さは，一般に T.P.上の水位で表されていることが多いので，設計潮位(通常は H.W.L)上の高さに換算してから 1/2 にする必要がある。

5. 津波波力の算定

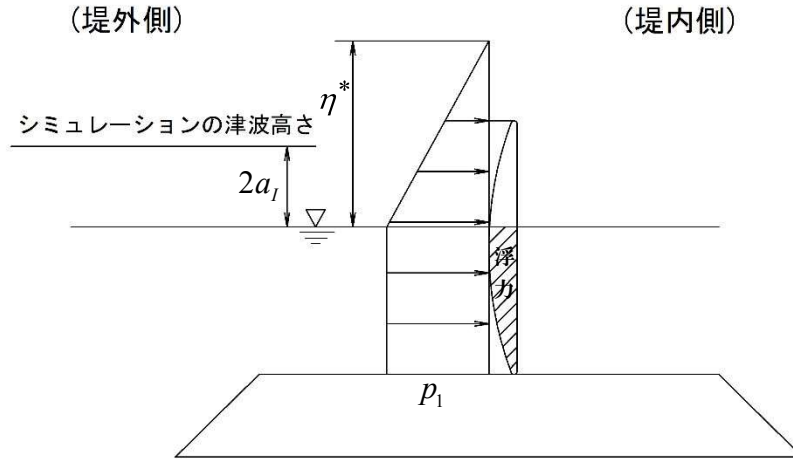
(1) 谷本式による算定方法 (津波が扉体天端を越流しない場合)

① 背面の水位が押し波時に静水面より下がらない場合

$$\eta^* = 3.0a_I$$

$$p_1 = 2.2\rho_w g a_I$$

$\eta^*$  : 静水面上の波圧作用高さ (m)  
 $a_I$  : 入射津波の静水面上の高さ (振幅) (m)  
 $\rho_w g$  : 海水の単位体積重量 (k N/m<sup>3</sup>)  
 $p_1$  : 静水面における波圧強度 (k N/m<sup>2</sup>)



② 背面の水位が押し波時に静水面より下がる場合

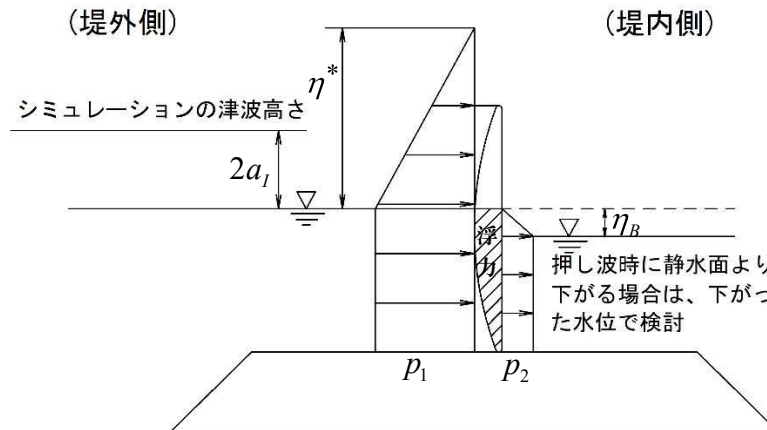
背面の水位が押し波時に静水面より下がる場合には(引き波初動時あるいは2波目以降に限る), 必要に応じて下がった水位で検討を行う。

$$\eta^* = 3.0a_I$$

$$p_1 = 2.2\rho_w g a_I$$

$$p_2 = \rho_w g \eta_B$$

$\eta^*$  : 静水面上の波圧作用高さ (m)  
 $\eta_B$  : 扉体背面で静水面から下がった水位 (m)  
 $a_I$  : 入射津波の静水面上の高さ (振幅) (m)  
 $\rho_w g$  : 海水の単位体積重量 (k N/m<sup>3</sup>)  
 $p_1$  : 静水面における波圧強度 (k N/m<sup>2</sup>)  
 $p_2$  : 扉体背面における負圧 (k N/m<sup>2</sup>)



※1 浮力については前面静水面を背面まで考慮した場合の容積 (斜線の部分) として計算すること。揚圧力は考慮しない。

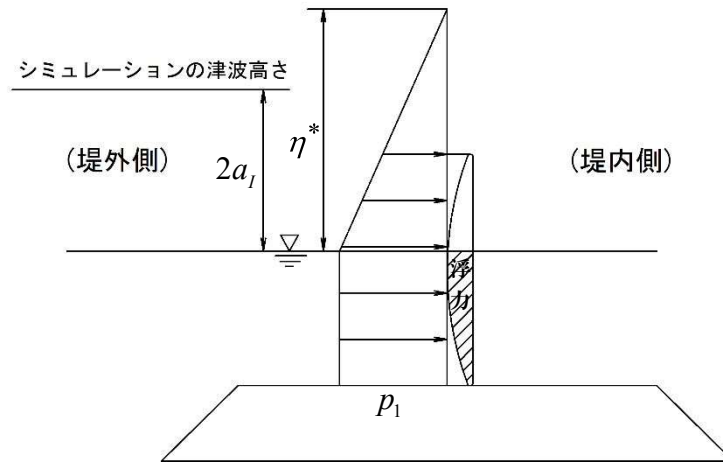
(2) 修正谷本式（基準面の無次元強度を 3.0 に割増した谷本式）による算定方法

① 背面の水位が押し波時に基準面より下がらない場合

$$\eta^* = 3.0a_I$$

$$p_1 = 3.0\rho_w g a_I$$

$\eta^*$  : 静水面上の波圧作用高さ (m)  
 $a_I$  : 入射津波の静水面上の高さ (振幅) (m)  
 $\rho_w g$  : 海水の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)  
 $p_1$  : 静水面における波圧強度 (kN/m<sup>2</sup>)



② 背面の水位が押し波時に基準面より下がる場合

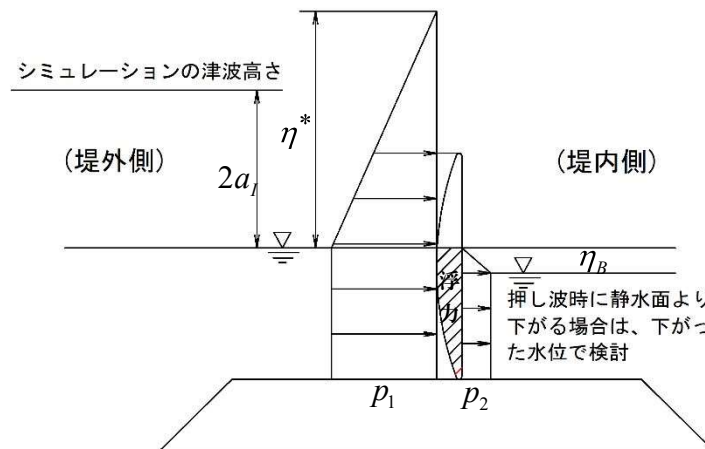
背面の水位が押し波時に静水面より下がる場合には(引き波初動時あるいは 2 波目以降に限る), 必要に応じて下がった水位で検討を行う.

$$\eta^* = 3.0a_I$$

$$p_1 = 3.0\rho_w g a_I$$

$$p_2 = \rho_w g \eta_B$$

$\eta^*$  : 静水面上の波圧作用高さ (m)  
 $\eta_B$  : 扉体背面で静水面から下がった水位 (m)  
 $a_I$  : 入射津波の静水面上の高さ (振幅) (m)  
 $\rho_w g$  : 海水の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)  
 $p_1$  : 静水面における波圧強度 (kN/m<sup>2</sup>)  
 $p_2$  : 扉体背面における負圧 (kN/m<sup>2</sup>)



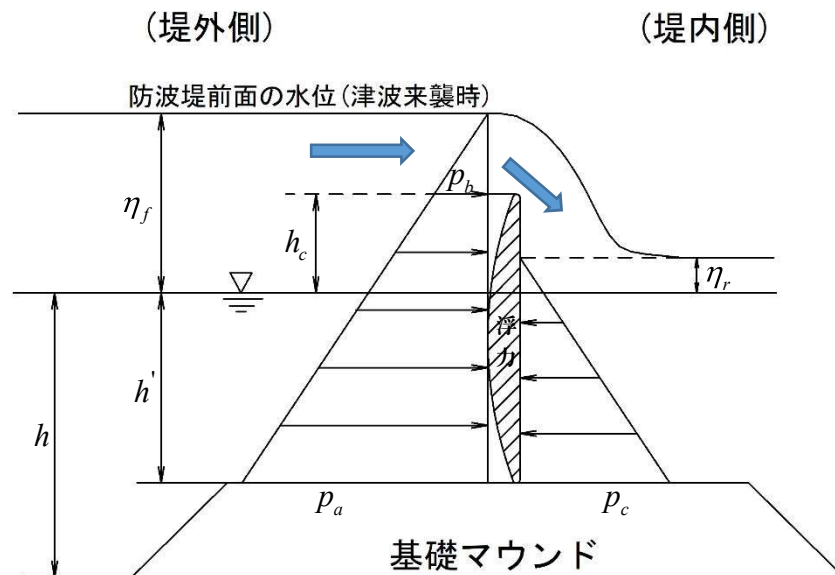
※1 浮力については前面静水面を背面まで考慮した場合の容積 (斜線の部分) として計算すること. 揚圧力は考慮しない.

(3) 堤体前面と背面の静水圧差による算定方法（津波が扉体天端を越流する場合）

防波堤前面と背面の最大水位差を算出し、防波堤の前背面における静水圧差を用いて防波堤の安定性を確認する。

水理模型実験による結果により、現時点では、前面の静水圧に $\alpha_f = 1.05$ 倍、背面の静水圧に $\alpha_r = 0.9$ 倍した静水圧を用いる。

$p_a = \alpha_f \rho_w g (\eta_f + h')$	$p_a$ : 扉体前面の底面における波圧強度 (k N/m <sup>2</sup> )
$p_b = \frac{\eta_f - h_c}{\eta_f + h'} p_a$	$p_b$ : 扉体前面の天端面における波圧強度 (k N/m <sup>2</sup> )
$p_c = \alpha_r \rho_w g (\eta_r + h')$	$p_c$ : 扉体背面の底面における波圧強度 (k N/m <sup>2</sup> )
	$\rho_w g$ : 海水の単位体積重量 (k N/m <sup>3</sup> )
	$h'$ : 扉体底部での水深 (m)
	$h_c$ : 静水面から扉体天端面までの高さ (m)
	$\eta_f$ : 扉体前面の静水面からの津波高さ (m)
	$\eta_r$ : 扉体背面の静水面からの津波高さ (m)
	$\alpha_f$ : 扉体前面の静水圧補正係数
	$\alpha_r$ : 扉体背面の静水圧補正係数



- ※1 浮力については水没している扉体全体（前面水位を背面まで考慮した場合の容積：斜線の部分）として計算すること。揚圧力は考慮しない。
- ※2 若干越流した状態に静水圧差による算定式を適用する場合は、越流直前の状態に谷本式を適用した場合と比較し、堤体の安定性に対して不利となる方を採用する。

6. 津波波力計算法の妥当性

流起式可動防波堤に作用する津波波力を谷本式による計算と比較した。その結果を下記に示す。

(1) 東ら<sup>8),9)</sup>は、流起式可動防波堤の連結ベルトに作用する張力について、連結ベルトにひずみゲージを取り付けて水理模型実験を実施している。図-解 2.5.2-2 は、その実験結果の一例としてベルト張力の時系列変化を示したものであり、3 秒付近にピークが得られている。防波堤の実大スケールは高さ 20m を想定しており、模型は実大の 1/200(高さ 10cm)のモデルを用いている。1.5 秒付近のピークは、防波堤が完全に起立した際に生じた衝撃力によるものと考えられるが、ピーク時よりは小さい。図-解 2.5.2-3 は、ピーク時のベルト張力と谷本式により算定した津波波力とを比較したものである。この実験では 1/50 の模型を用いている。この結果、短周期波のケースでは、谷本式により算定した津波波力を若干超えるが、実際の津波のような長周期波に対する連結ベルトに作用する張力は谷本式により算定した津波波力よりも小さいことがわかる。

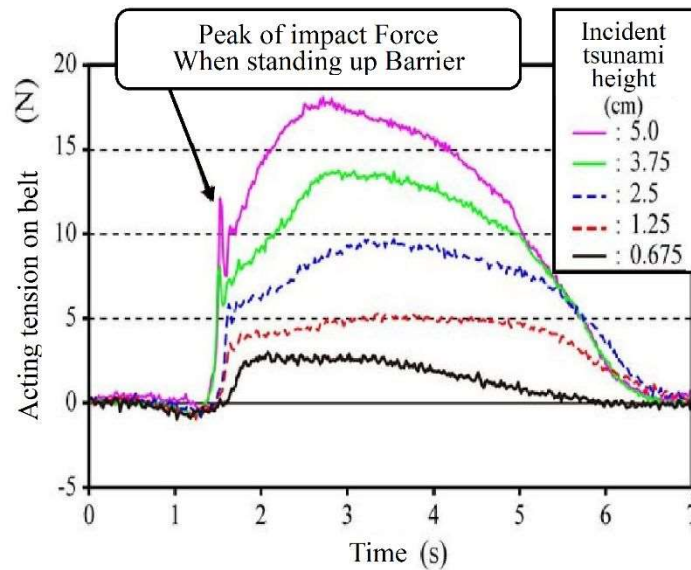


図-解 2.5.2-2 流起式可動防波堤の流起時に連結ベルトに作用する張力（波力）の時系列データ（堤体幅 30cm に作用する波力）

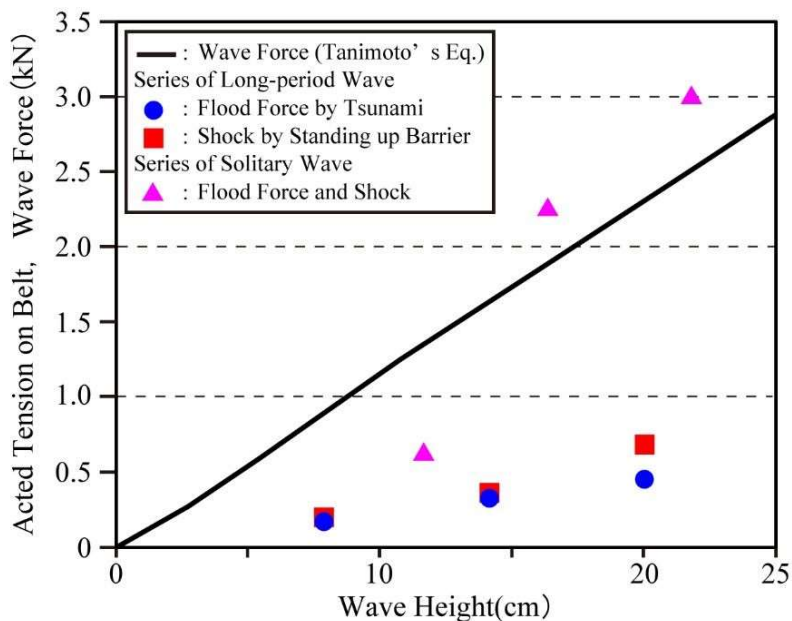


図-解 2.5.2-3 流起式可動防波堤の固定ベルトに作用した張力と直立防波堤（護岸）に作用する津波波力（谷本式により算定）の比較

(2) 後藤ら<sup>10)</sup>は、流起式可動防波堤の挙動および扉体に作用する津波波力の算定は、高精度粒子法を用いた数値計算が有効であることを示している。図-解 2.5.2-4 にその概要から、高精度粒子法を用いて流起式可動防波堤の扉体の挙動を解析した結果と水理模型実験結果を比較した一例を示す。実大に対する大きさの比率は 1/50 である。この結果、計算結果は実験結果を良好に再現していることがわかる。

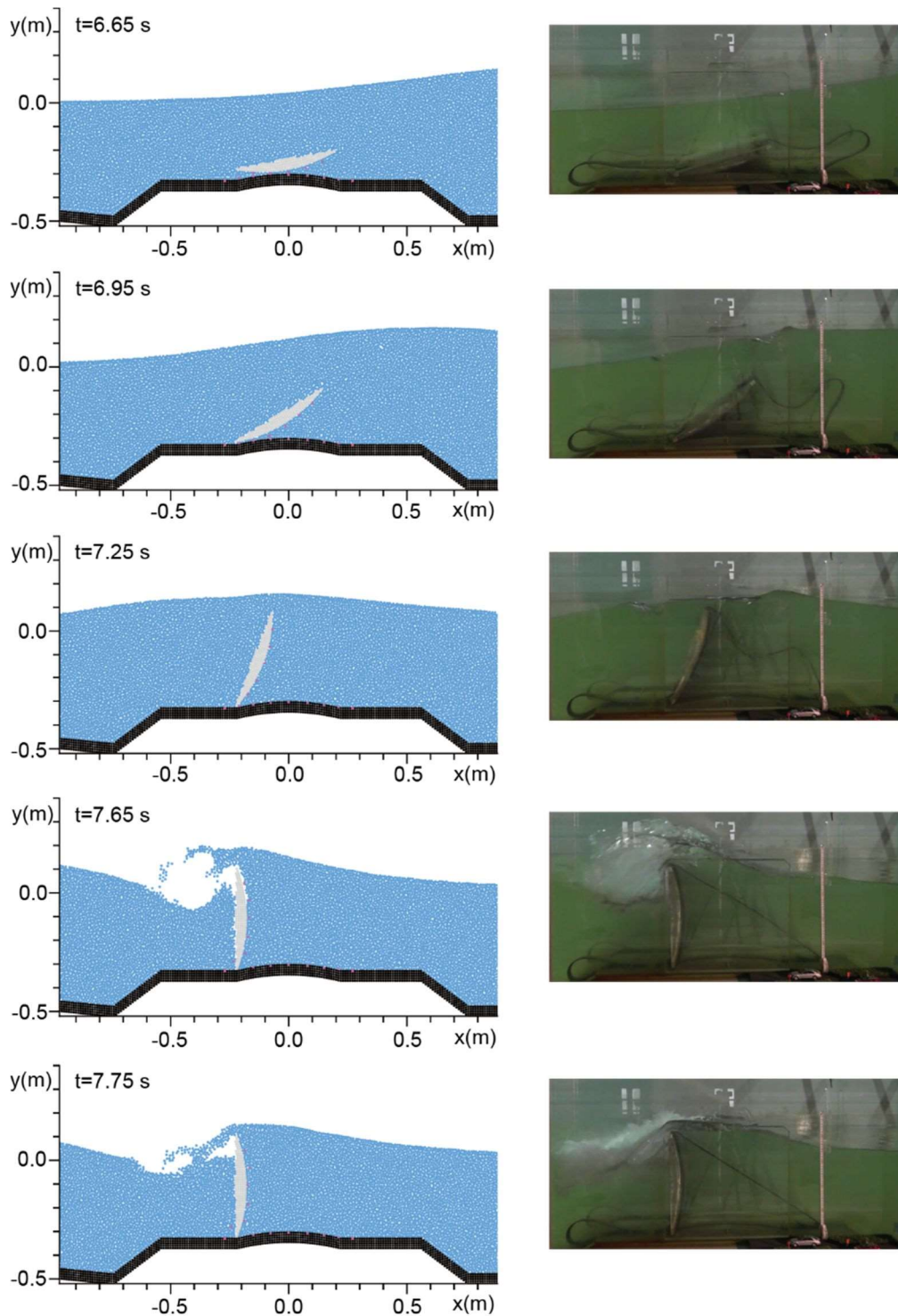


図-解 2.5.2-4 孤立波来襲時の扉体起立過程(左：シミュレーション，右：水理実験)



(3)また、流起式可動防波堤の扉体に作用する津波波圧(起立時)を高精度粒子法で計算し、谷本式による計算と比較した。その結果を図-解 2.5.2-5 に示す。実大に対する大きさの比率は 1/200 である。この結果、両者の津波波圧分布は概ね一致し、流起式可動防波堤の扉体に作用する津波波圧は谷本式で表すことが可能であることを示している。

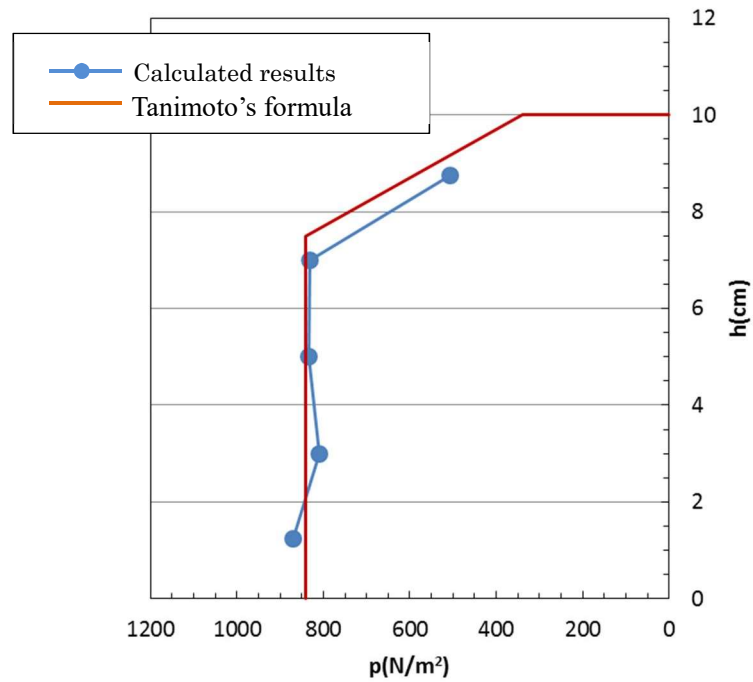


図-解 2.5.2-5 高精度粒子法で計算した流起式可動防波堤の扉体に作用する津波波圧と谷本式の比較  
(1/200 模型)

### 2.5.3 高潮時の波浪作用

高潮時の波浪作用については、港湾の施設の技術上の基準・同解説<sup>1)</sup>を参考に検討する。

#### 【解説】

流起式可動防波堤が起立した状態で高潮時に波浪を受けることが想定される場合は、直立壁に作用する波力として考慮する。このとき、波力は「合田式」（港湾の施設の技術上の基準・同解説<sup>1)</sup>のp214～p215に記載）を用いて算出することを基本とする。

### 2.5.4 地震の影響

レベル1地震動および津波に先行する地震動による影響を考慮しなければならない。また、必要に応じてレベル2地震動による影響についても考慮する。

#### 【解説】

レベル1地震動による影響は、港湾の施設の技術上の基準・同解説<sup>1)</sup>に準じ、レベル1地震動の時刻歴波形から算定した照査用震度による評価する。ダム・堰施設技術基準(案)<sup>3)</sup>に準じて算出する場合には、設計水平震度を用いるものとする。

「設計津波」に先行する地震動は、「設計津波」を引き起こす地震に対して断層モデルを設定し、港湾の施設の技術上の基準・同解説<sup>1)</sup>に示されている手法を用いて設定する。「設計津波」を超える規模の強さを有する津波に先行する地震動を考慮する場合には、港湾の施設の技術上の基準・同解説<sup>1)</sup>に示された考え方に準じ、海溝型地震を対象としたレベル2地震動や強震動パルス生成域を考慮した断層モデルによる地震動等を設定する。また、流起式可動防波堤は地震により損傷した場合、容易に復旧することが困難なため、必要に応じて内陸活断層による地震動を含むレベル2地震動についても考慮する。

### 2.5.5 衝突荷重

必要に応じて、船舶や車両、流木、コンテナ等の漂流物の衝突荷重を考慮しなければならない。

#### 【解説】

漂流物の衝突荷重は、津波漂流物対策施設設計ガイドライン<sup>11)</sup>や原子力発電所の津波評価技術2016<sup>12)</sup>を参考に設定する。

## 2.5.6 浮力と揚圧力

- 1, 浮力は、水位の変動を適切に考慮して設定しなければならない.
- 2, 浮力は鉛直方向に作用するものとし、構造物に不利になるように載荷する.
- 3, 揚圧力は考慮する必要が無い.

### 【解説】

1. ここでいう浮力とは、地盤中または地盤と構造物の間に間隙水が存在する構造物の底面に作用する上向きの静水圧によって生じる力をいう.
2. 砂層または砂利層のように透水性が高く浮力の作用が明らかな場合は考慮する必要がある. しかし、亀裂のない岩盤や粘性土のように不透水層で、浮力の作用が明らかでない場合でも、経年的な水の浸透による作用が予測される. したがって、設計では、安全側になるようにその作用を考えるのがよい.
3. 揚圧力については、類似構造物である軟弱地盤着底式防波堤の設計マニュアル(案)<sup>13)</sup>にて、設計上考慮されておらず、どちらかというところフーチング部への鉛直荷重として波力が考慮されている (図-解 2.5.6-1 を参照). 鉛直荷重は構造物を安定させる作用となりうる. そこで、流起式可動防波堤については、揚圧力については考慮する必要がなく、安全側として鉛直方向の波力も考慮しないこととした.

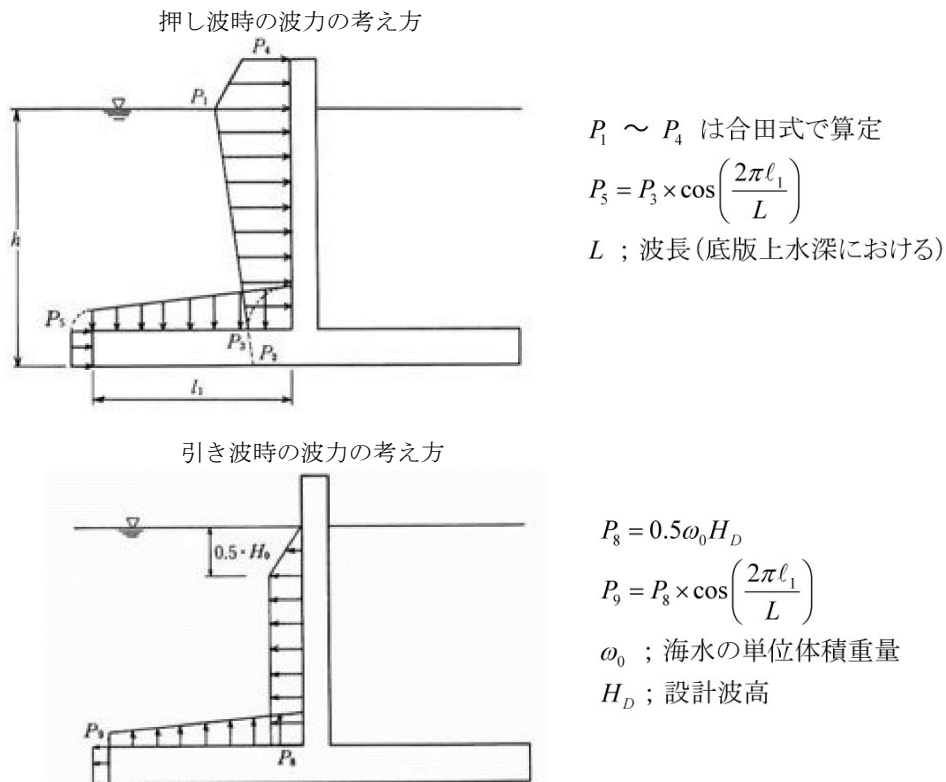


図-解 2.5.6-1 軟弱地盤着底式防波堤に作用する波力分布<sup>13)</sup>

## 2.5.7 土圧

設計に用いる土圧は、地盤の特性、構造物の特性、地震力等を考慮して、適切に設定するものとする。

### 【解説】

流起式可動防波堤の基礎については、土圧を考慮して設計しなければならない. この場合は、港湾の施設の技術上の基準・同解説<sup>1)</sup>および海岸保全施設の技術上の基準・同解説<sup>2)</sup>に準じて適切に設定するものとする.

## 2.6 材料

### 2.6.1 使用材料

1, 上部構造の主要部材には, 表 2.6.1-1 に示す日本工業規格(JIS)<sup>14)</sup>による鋼材またはこれと同等以上の特性を有する鋼材を使用するものとする.

表 2.6.1-1 主要部材の使用材料

No.	名 称	規格番号	種類の記号
1	一般構造用圧延鋼材	JIS G 3101 (SS)	SS400,SS490
2	溶接構造用圧延鋼材	JIS G 3106 (SM)	SS400,SS490,SM490Y,SM520,SS570
3	溶接構造用耐候性熱間圧延鋼材	JIS G 3114 (SMA)	SMA400,SMA490,SMA570
4	炭素鋼鋳鋼品	JIS G 5101 (SC)	SC450,SC480
5	熱間圧延ステンレス鋼板および鋼帯	JIS G 4304 (SUS)	SUS304,SUS304N2,SUS304L,SUS304N2 系 SUS316,SUS329J1,SUS329J4L, SUS821L1,SUS323L,SUS327L1,SUS410 系
6	冷間圧延ステンレス鋼板および鋼帯	JIS G 4305 (SUS)	SUS304,SUS304N2,SUS304L,SUS304N2 系 SUS316,SUS329J1,SUS329J4L, SUS821L1, SUS323L,SUS327L1,SUS410 系
7	ステンレスクラッド鋼	JIS G 3601 (SS,SM,SMA+SUS)	
8	一般構造用炭素鋼鋼管	JIS G 3444 (STK)	STK400,STK490
9	圧力配管用炭素鋼鋼管	JIS G 3454 (STPG)	STPG370,STPG410
10	炭素鋼鍛鋼品	JIS G 3201 (SF)	SF440A,SF490A,SF540A
11	リベット用丸鋼	JIS G 3104 (SV)	
12	鉄筋コンクリート用棒鋼	JIS G 3112 (SR,SD)	SR235,SR295,SD345
13	配管用ステンレス鋼鋼管	JIS G 3459 (SUS-TP)	SUS304TP
14	PC 鋼棒	JIS G 3109 (SBPR)	
15	PC 鋼線および PC 鋼より線	JIS G 3536 (SWPR,SWPD)	
16	機械構造用炭素鋼鋼材	JIS G 4051 (S-C)	S20C,S25C,S35C,S45C
17	クロムモリブデン鋼鋼材	JIS G 4105 (SCM)	SCM435
18	ステンレス鋼棒	JIS G 4303 (SUS)	SUS304,SUS304N2,SUS329J4L,SUS403
19	溶接構造用鋳鋼品	JIS G 5102 (SCW)	SCW410,SCW480
20	構造用高張力炭素鋼および低合金鋼鋳鋼品	JIS G 5111 (SCMn,SCMnCr)	SCMn1A,SCMn2A,SCMn2B,SCMn3B SCMnCr2B,SCMnCr3B
21	ステンレス鋼鋳鋼品	JIS G 5121 (SCS)	SCS13,SCS3
22	ねずみ鋳鉄品	JIS G 5501 (FC)	FC250
23	球状黒鉛鋳鉄品	JIS G 5502 (FCD)	FCD400
24	銅および銅合金の板および条	JIS H 3100 (C-P)	
25	銅および銅合金鋳物	JIS H 5120 (CAC)	
26	普通レール	JIS E 1101	

表 2.6.1-1 のつづき 主要部材の使用材料

No.	名 称	規格番号	種類の記号
27	鉄道車両用炭素鋼一体圧延車輪	JIS E 5402 (SSWR,SSWQ)	
28	機械構造用炭素鋼鋼管	JIS G 3445 (STKM)	
29	配管用アーク溶接炭素鋼鋼管	JIS G 3457 (TPY)	STPY400
30	配管用溶接大径ステンレス鋼管	JIS G 3468 (SUS-TPY)	SUS304-TPY,SUS316-TPY
31	ワイヤーロープ	JIS G 352	
32	鋼管ぐい	JIS A 5525 (SKK)	SKK400,SKK490

2, 鋼材の板厚による使用範囲は, 表 2.6.1-2 を標準とする. ただし, 溶接しない場合はこれによらなくてよい.

表 2.6.1-2 鋼材の板厚による使用範囲

材料	板厚	材料	板厚
SM400A	32mm 以下	SMA400A	25mm 以下
SM400B	40mm 以下	SMA400B	40mm 以下
SM400C	100mm 以下	SMA400C	100mm 以下
SM490A	25mm 以下	SMA490A	16mm 以下
SM490B	40mm 以下	SMA490B	40mm 以下
SM490C	100mm 以下	SMA490C	100mm 以下
SUS304	200mm 未満	SUS304N2	200mm 未満
SUS329J4L	80mm 以下	SUS821L1	80mm 以下
		SUS323L	80mm 以下

3, 基礎構造や床版等に使用するコンクリートは, 日本工業規格(JIS A 5308)<sup>14)</sup>レディーミクストコンクリートを用いることを標準とする.

4, 日本工業規格(JIS)<sup>14)</sup>に記載のない材料を使用する場合は, これと同等の品質を有することを実験等にて確認しなければならない.

**【解説】**

1. 使用する鋼材は, 日本工業規格(JIS)<sup>14)</sup>に適合するか, またはこれと同等の品質を有するものとする. 上部構造に使用する主要鋼材の機械的性質を表-解 2.6.1-1 に示す.

表-解 2.6.1-1 鋼材の板厚による使用範囲

鋼種 (熱処理記号)	鋼材の厚さ (mm)	降伏点または 0.2%耐力	引張強さ (N/mm <sup>2</sup> )	伸び (%)	硬さ (HB)
SM400	t ≤ 16	≥ 245	≥ 400	≥ 18	
	16 < t ≤ 40	≥ 235	≥ 400	≥ 22	
SM490	t ≤ 16	≥ 325	≥ 490	≥ 17	
	16 < t ≤ 40	≥ 315	≥ 490	≥ 21	
SUS304	t < 200	≥ 205	≥ 520	≥ 40	≤ 187
SUS304N2	t < 200	≥ 345	≥ 690	≥ 35	≤ 248
SUS329J4L	t < 80	≥ 450	≥ 620	≥ 18	≤ 302
SUS630 (H1150)	5 < t ≤ 15	≥ 725	≥ 930	≥ 10	≤ 277
	15 < t	≥ 725	≥ 930	≥ 16	≤ 277
SUS821L1	t < 80	≥ 400	≥ 600	≥ 25	≤ 290
SUS323L	t < 80	≥ 400	≥ 600	≥ 25	≤ 290

2. 本文に示されていない使用材料についても、日本工業規格(JIS)<sup>14)</sup>に適合するか、または、これと同等の品質を有するものであれば使用できる。

## 2.6.2 材料の単位体積重量

各材料の単位体積重量は、表 2.6.2-1 に示すものを標準とする。ただし、重量の明らかなものはその値を用いるものとする。

表 2.6.2-1 鋼材の板厚による使用範囲

材 料		単位重量 (kN/m <sup>3</sup> )	材 料	単位重量 (kN/m <sup>3</sup> )
鋼・鋳鋼・鍛鋼		77.0	アスファルト, 防滑舗装	22.5
ステンレス	SUS304 SUS304N2	77.8	砂, 砂利, 栗石	湿潤 18.0 飽和 20.0
	SUS329J4L	76.5	木材	7.8
	SUS630	76.3~76.7※	海水	10.1
	SUS821L1 SUS323L	76.5	淡水	9.81
無筋コンクリート		23.0	水密ゴム	11.8
鉄筋コンクリート		24.5		

### 【解説】

本文および日本工業規格(JIS)<sup>14)</sup>に記載のない新材料については、メーカー等に確認するものとする。

### 2.6.3 設計に用いる物理定数

#### 1, 各種材料の物理定数

(1) 鋼材の物理定数は、表 2.6.3-1 に示す値を標準とする。

表 2.6.3-1 鋼材の物理定数

材 料		ヤング係数 × 10 <sup>5</sup> (N/mm <sup>2</sup> )	せん断弾性係数 × 10 <sup>4</sup> (N/mm <sup>2</sup> )	ポアソン比	線膨張係数 × 10 <sup>-5</sup>
鋼, 鋳鋼, 鍛鋼		2.0	7.7	0.30	12
ステンレ ス鋼	SUS304 SUS304N2	1.93	7.4	0.30	17.3
	SUS329J4L	1.96	7.5	0.30	17.3
	SUS630	1.97~2.08※	7.6~8.0※	0.30	10.8~11.9※
	SUS821L1	2.0	7.7	0.30	13.0
	SUS323L	2.0	7.7	0.30	13.0

#### (2) コンクリート

1) コンクリートのヤング係数  $E_c$  は、表 2.6.3-2 に示す値を標準とする。

表 2.6.3-2 コンクリートのヤング係数

$E_c(N/mm^2)$	$F'_{CR}(N/mm^2)$	18	24	30	40
	普通コンクリート		$2.2 \times 10^4$	$2.5 \times 10^4$	$2.8 \times 10^4$

2) コンクリートのポアソン比は、弾性範囲内では、一般に 0.2 としてよい。ただし、引張を受け、ひびわれを許容する場合には 0 とする。

#### 2, 摩擦係数

滑動に対する安定性の照査に用いる静止摩擦係数の特性値は、港湾の施設の技術上の基準・同解説<sup>1)</sup>に準拠し、表 2.6.3-3 に示す値を標準とする。

表 2.6.3-3 静止摩擦係数の特性値

材料の組み合わせ	静止摩擦係数の特性値	
コンクリートとコンクリート	0.5	
コンクリートと岩盤	0.5	
水中コンクリートと岩盤	0.7~0.8	
コンクリートと捨石	0.6	
捨石と捨石	0.8	
木材と木材	0.2 (湿) ~0.5 (乾)	
摩擦増大マットと捨石	0.75	
水密ゴムと鋼材	濡れている場合	0.7
	乾燥している場合	1.2

#### 【解説】

本文に示していない材料については日本工業規格(JIS)<sup>14)</sup>によるものとする。

## 2.6.4 使用材料(引き留めベルト)

1, 引き留めベルトは, 表 2.6.4-1 に示されるゴム引布製ベルト(スチールコード入り)を使用するものとする。

表 2.6.4-1 引き留めベルト使用材料

No.	名称	規格または材質	備考
1	固定ベルト材	JIS K 6322 布層コンベヤゴムベルト	カバーゴム:EPDM 系合成ゴム 布層:ナイロン繊維 厚み :強力別に設定
		SWRS72A 相当 スチールコード	鋼より線:素線径 φ1.13mm

2, 引き留めベルトのゴム引布製固定ベルト材および耐カットベルト材には, 表 2.6.4-2 に示す物性および機械的特性, またはこれと同等以上の特性を有する材料を使用するものとする。

表 2.6.4-2 物性および機械的特性

部材	試験項目	規格値	試験方法	
ゴム 外層 中間層 内層	初期物性	<i>TB</i> 11.8N/mm <sup>2</sup> 以上 <i>EB</i> 400%以上	JIS K 6251×3 点 (ダンベル状 3 号)	引張速度 500±50mm/min
	耐熱老化性	<i>TB</i> 9.81N/mm <sup>2</sup> 以上 <i>EB</i> 350%以上	JIS K 6251×3 点 (ダンベル状 3 号) JIS K 6257 (ギヤー式老化試験機)	引張速度 500±50mm/min 温度 100±1°C, 96 時間
	耐水性	<i>TB</i> 9.81N/mm <sup>2</sup> 以上 <i>EB</i> 350%以上	JIS K 6251×3 点 (ダンベル状 3 号) JIS K 6258	引張速度 500±50mm/min 温度 70±1°C, 96 時間
	耐寒性	異常なし	JIS K 6261×5 点	ぜい化温度 -25°C 以下
ゴム (外層 内層)	耐摩耗性	0.5ml 以下	JIS K 6264×3 点 (テーパー摩耗試験)	研磨といし H18 荷重 9.8N 回数 1000 回転
	耐オゾン性	異常なし	JIS K 6259×3 点 (短冊状またはダンベル状 1 号形, 静的オゾン劣化試験)	オゾン濃度 100±10pphm 引張ひずみ 50±2% 温度 40±2°C, 96 時間

注: *TB* は Breaking Tension (破断引張強度), *EB* は Breaking Elongation (破断時の伸び) を示す。



表 2.6.4-2 のつづき 物性および機械的特性

部材	試験項目	規格値	試験方法	
ゴム引布	引張強さの初期物性	設計張力×安全率以上 (織布破断)	JIS K 6322×3 点 (ダンベル A 形または B 形, T 形)	引張速度 100±10m/min
	引張強さの耐熱老化性	初期物性×80%	JIS K 6322×3 点 (ダンベル A 形または B 形, T 形) JIS K 6257 (ギヤー式老化試験機)	引張速度 100±10mm/min 温度 100±1℃, 96 時間
	引張強さの耐水性	同上	JIS K 6322×3 点 (ダンベル A 形または B 形, T 形) JIS K 6258	引張速度 100±10mm/min 温度 70±1℃, 96 時間
	ゴムと織布との接着力の初期物性	5.88N/mm 以上	JIS K 6256×3 点 (短冊状)	引張速度 50±5mm/min
	ゴムと織布との接着力の耐水性	3.92N/mm 以上	JIS K 6256×3 点 (短冊状) JIS K 6258	引張速度 50±5mm/min 温度 70±1℃, 96 時間
鋼より線	コード引張強さ	1550N/本以上	ISO RA-30-203×3 点	引張速度 50±5mm/min

3, 使用材料の比重は表 2.6.4-3 に示すものを標準とする。

表 2.6.4-3 使用材料の比重

No.	材料	比重	備考
1	固定ベルト材	1.1~1.15	

【解説】

本文に示した使用材料, 物性および機械的特性はゴム引布製起伏堰技術基準(案)<sup>4)</sup>その他関連基準および技術解説書<sup>5)6)</sup>より転記したものである。本文で示されていないものについては, それらの基準および技術解説書による。

## 【参考文献】

- 1) (公社) 日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説，平成 30 年 4 月
- 2) 海岸保全施設技術研究会：海岸保全施設の技術上の基準・同解説，平成 30 年 8 月
- 3) (一社) ダム・堰施設技術協会：ダム・堰施設技術基準(案) (基準解説編・マニュアル編)，平成 28 年 3 月&平成 23 年 7 月 国土交通省
- 4) (財) 国土開発技術研究センター：ゴム引布製起伏堰技術基準(案) 平成 12 年 9 月
- 5) (財) 国土開発技術研究センター：ゴム引布製起伏堰および鋼製起伏堰（ゴム袋体支持式）のゴム袋体に関する技術解説書，平成 28 年 1 月
- 6) 国土交通省：ゴム引布製起伏堰および鋼製起伏堰（ゴム袋体支持式）のゴム袋体に関する基準(案)，平成 27 年 3 月
- 7) 国土交通省港湾局：防波堤の耐津波設計ガイドライン（改訂版），平成 27 年 12 月，2015 年
- 8) 東良慶，伊藤忠男，半田英明，山敷亮，平石哲也，菅野高弘：流起式可動防波堤の小型模型による性能評価水理実験，土木学会論文集 B2（海岸工学），Vol. 70, No. 2, pp. 951-955, 2014 年
- 9) 東良慶，伊藤忠男，半田英明，平石哲也，菅野高弘：流起式可動防波堤の津波減勢効果に関する評価実験，土木学会論文集 B2（海岸工学），Vol. 71, No. 2, pp. 1081-1086, 2015 年
- 10) 後藤仁志，五十里洋行，殿最浩司，菅野高弘，東良慶，伊藤忠男，菅原康之：高精度粒子法による流起式防波堤の数値解析，土木学会論文集 B2（海岸工学），Vol. 71, No. 2, pp. 1051-1056, 2015 年
- 11) (一財) 沿岸技術研究センター& (一社) 団法人 寒地港湾技術研究センター：津波漂流物対策施設設計ガイドライン，平成 26 年 3 月
- 12) (公社) 土木学会 原子力土木委員会 津波評価小委員会：原子力発電所の津波評価技術 2016，平成 28 年 9 月，2016 年
- 13) 国土交通省九州地方整備局下関港湾空港技術調査事務所・沿岸技術研究センター：軟弱地盤着底式防波堤の設計マニュアル，平成 18 年 1 月，2006 年
- 14) 経済産業省：日本工業規格（JIS），2019 年改訂版

## 第3章 下部構造の設計

### 3.1 一般

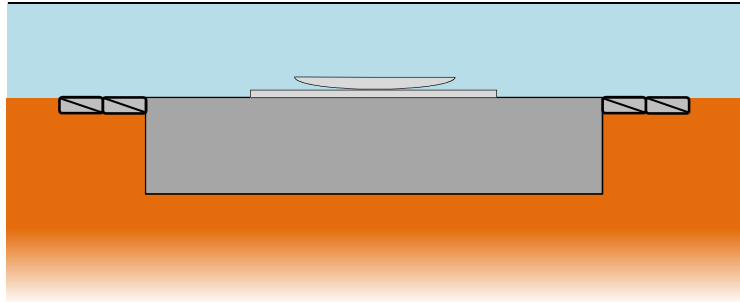
下部構造は、第1章および第2章に定められた規定に基づき、地形、地盤条件、構造物の特性、施工条件および環境条件を考慮して選定しなければならない。

#### 【解説】

1. 下部構造は、主に直接基礎と杭基礎に分類される。

図-解 3.1-1 に、直接基礎、杭基礎のイメージを示す。

#### ① 直接基礎



#### ② 杭基礎

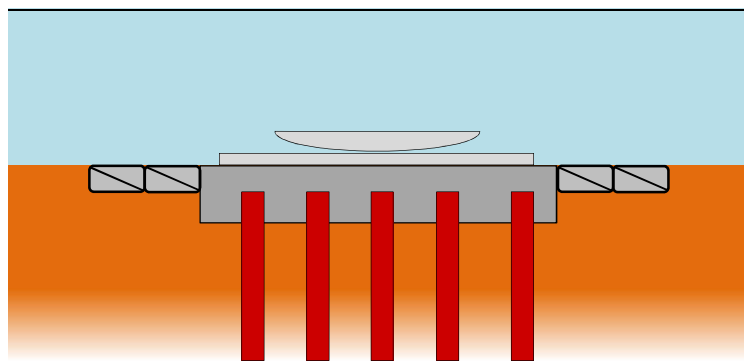


図-解 3.1-1 直接基礎、杭基礎のイメージ

#### ① 直接基礎

直接基礎は、地盤の浅いところに良好な支持地盤が得られる場合、構造物の荷重を直接その地盤で支持させる基礎である。表層の地盤が軟弱でも比較的浅い部分(2~3m程度)に支持層が存在する場合は、軟弱層の置換えや改良により、直接基礎とする場合が多い。ただし、基礎の重量は水中重量となるため、安定上必要な重量を確保するためには、比較的大きな基礎となる。

施工については、仮設矢板等による施工範囲のドライアップや、陸上等で製作を行い、曳航据付を行う方法がある。

#### ② 杭基礎

杭基礎は、地表面近くに支持層が無い場合、また、①直接基礎では安定上から基礎の形状寸法が大きくなり、施工性が悪い場合に適用される構造である。

施工については、仮設矢板等により施工範囲のドライアップや、鋼管杭をあらかじめ打設し、陸上等で製作した基礎部を曳航し据付・結合を行う方法がある。

2. 流起式可動防波堤は津波来襲時に機能することが前提であることから、地震による地盤の液状化対策についても検討する必要がある。

3. 下部構造の標準的な設計フローを図-解 3.1-2 に示す。

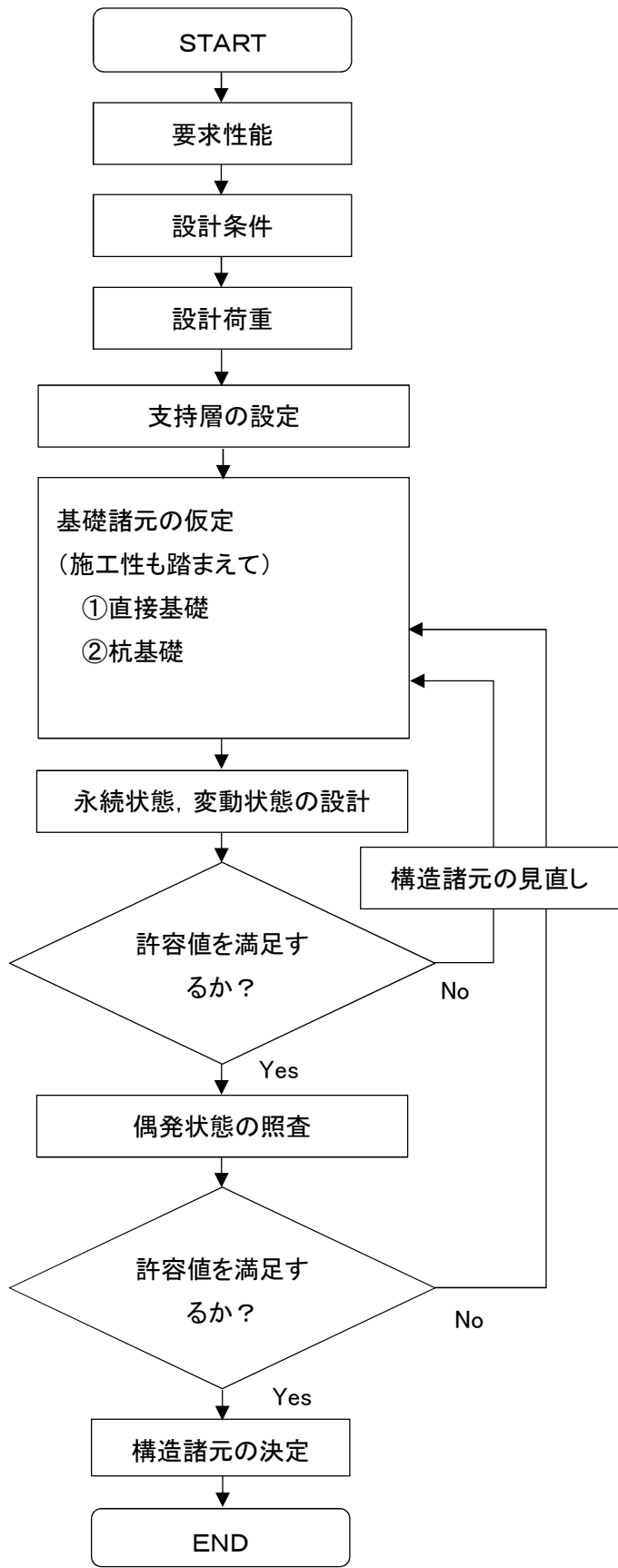


図-解 3.1-2 下部構造の標準的な設計フロー

### 3.2 下部構造の設計

#### 3.2.1 荷重の組合せ

下部構造の設計に用いる荷重の組合せを表-解 3.2.1-1 に示す。

表-解 3.2.1-1 下部構造の設計に用いる荷重の組み合わせ

		基礎部				扉体部からの荷重引継ぎ				
		死荷重	地震の影響	浮力	土圧	死荷重	地震の影響	津波波力	高潮時の波力	衝突荷重
永続状態	常時	○		○	△	○				
変動状態	レベル1 地震時	○	○	○	△	○	○			
偶発状態	高潮およびそれに伴う波浪作用時	○		○	△	○			○	△
	レベル2 地震時	○	○	○	△	○	○			
	設計津波作用時	○		○	△	○		○		
	設計津波を超える規模の強さを有する津波作用時	○		○	△	○		○		
	津波と衝突の同時作用時	○		○	△	○		○		○
	津波と余震の同時作用時	○	○	○	△	○	○	○		

注) 1. ○は考慮する荷重, △は必要に応じて考慮する荷重を示す。

2. 余震時は必要に応じて考慮する。

#### 【解説】

1. 下部構造の設計に用いる荷重の組み合わせを示した。
2. 余震時の検討は、扉体に津波波圧が作用した状態で、余震による動水圧と慣性力を考慮する。
3. 安定性の照査において、受働土圧を考慮しない方が安全側の設計となる。

### 3.2.2 直接基礎の設計

- 1, 直接基礎では, 上部工からの荷重を躯体底面より直接基礎地盤に伝えるため, 基礎躯体が滑動, 転倒および支持に対して所定の耐力を確保する.
- 2, 基礎地盤が多層構造の場合の支持力に対する安定の検討は, 円弧すべり解析によって行うことができる.
- 3, 津波作用時等の偏心傾斜した作用に対する支持力の検討は, 簡易ビショップ法による円弧すべり解析によって行うことができる.
- 4, 液状化および沈下の影響を確認する.

#### 【解説】

##### 1. 躯体の安定性照査

躯体の安定性に対する照査は, 港湾の施設の技術上の基準・同解説<sup>1)</sup>の津波防波堤に準じることができる(照査方法は, 2.3 性能照査参照).

##### 2. 改良地盤上の直接基礎

改良地盤上の直接基礎に対する適用範囲や安定性に対する照査方法は, 港湾の施設の技術上の基準・同解説<sup>1)</sup>等を参考に適切に行うものとする.

### 3.2.3 杭基礎の設計

- 1, 杭の設計は杭体に作用する軸力, 水平力および曲げモーメントに対して安全となるよう実施しなければならない.
- 2, 杭の継手位置, 断面変化点は, 杭中間部の曲げモーメント分布を考慮して, 断面性能に余裕がある位置で定めるものとする.
- 3, 液状化の影響を確認する.

#### 【解説】

##### 1. 杭基礎の照査手法

杭基礎の照査は, 港湾の施設の技術上の基準・同解説<sup>1)</sup>や道路橋示方書・同解説<sup>2)</sup>に準じることができる.

2. 杭基礎の配置は, 杭基礎設計便覧<sup>3)</sup>等を参考にできる.

### 3.3 下部構造の安定性照査

下部構造の安定性照査は、2.3 性能照査で設定した各状態に対して実施するものとする。

#### 【解説】

#### 1. 直接基礎

##### (1) 永続状態

永続状態に対する直接基礎の安定性照査は、支持力に対する照査を実施する。

図-解 3.3-1 に、外力の作用イメージを示す。支持力の照査は港湾の施設の技術上の基準・同解説<sup>1)</sup>に準じて実施する。

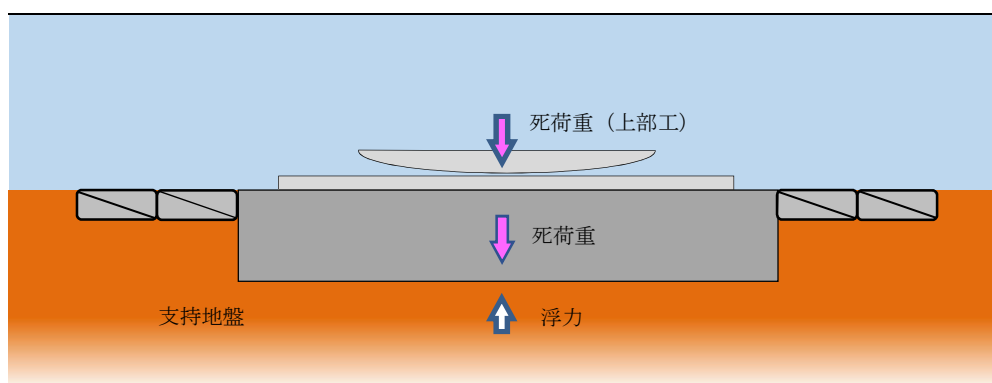


図-解 3.3-1 永続状態での外力作用イメージ

(2) レベル1地震動時（変動状態）

レベル1地震動に対する直接基礎の安定性照査は、滑動、転倒および支持力に対する照査を実施する。

図-解 3.3-2 に、外力の作用イメージを示す。

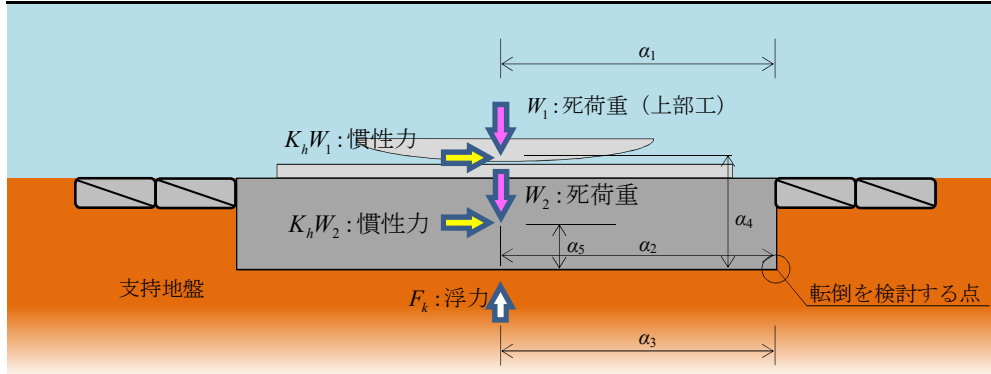


図-解 3.3-2 レベル1地震動での外力作用イメージ

〔滑動安定性〕

$$m \cdot \frac{S_d}{R_d} \leq 1.0 \quad R_d = \gamma_R R_k \quad S_d = \gamma_S S_k$$

$$R_k = f_k (W_1 + W_2 - F_k)$$

$$S_k = K_h (W_1 + W_2) \quad (3.3-1)$$

〔転倒安定性〕

$$m \cdot \frac{S_d}{R_d} \leq 1.0 \quad R_d = \gamma_R R_k \quad S_d = \gamma_S S_k$$

$$R_k = \alpha_1 W_1 + \alpha_2 W_2 - \alpha_3 F_k$$

$$S_k = \alpha_4 K_h W_1 + \alpha_5 W_2 \quad (3.3-2)$$

ここに、 $K_h$ ：照査用震度、 $W_1$ ：上部工の死荷重 (kN/m)、 $W_2$ ：基礎の死荷重 (kN/m)、 $F_k$ ：浮力 (kN/m)、 $f_k$ ：基礎底面と地盤との摩擦係数、 $\alpha_1 \sim \alpha_5$ ：転倒を検討する点から合力作用点までの距離 (m)、 $\gamma_R$ ：抵抗項に乗じる部分係数、 $\gamma_S$ ：荷重項に乗じる部分係数、 $m$ ：調整係数

液状化の影響の評価については別途確認を行う。

(3) 高潮およびそれに伴う波浪作用時（偶発状態）

高潮およびそれに伴う波浪作用時に対する直接基礎の安定照査は、滑動、転倒および支持力に対する照査を実施する。

図-解 3.3-3 に、外力の作用イメージを示す。



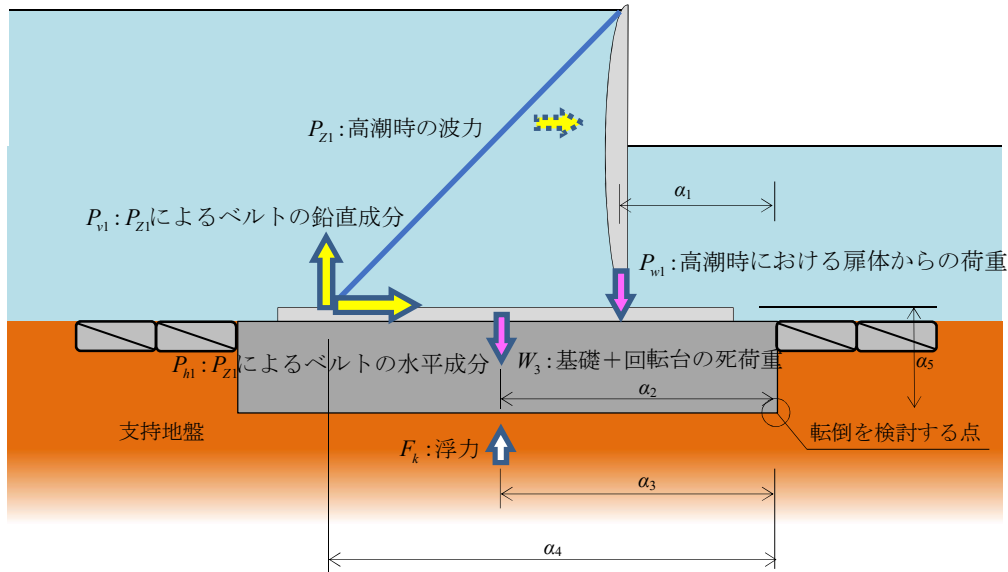


図-解 3.3-3 高潮による波浪作用時での外力作用イメージ

〔滑动安定性〕

$$m \cdot \frac{S_d}{R_d} \leq 1.0 \quad R_d = \gamma_R R_k \quad S_d = \gamma_S S_k$$

$$R_k = f_k (W_1 + W_2 - P_{v1} - F_k)$$

$$S_k = P_{h1} \quad (3.3-3)$$

〔転倒安定性〕

$$m \cdot \frac{S_d}{R_d} \leq 1.0 \quad R_d = \gamma_R R_k \quad S_d = \gamma_S S_k$$

$$R_k = \alpha_1 P_{w1} + \alpha_2 W_3 - \alpha_3 F_k$$

$$S_k = \alpha_5 P_{h1} + \alpha_4 P_{v1} \quad (3.3-4)$$

ここに、 $P_{w1}$ ：高潮時における扉体からの荷重 (kN/m)、 $W_3$ ：基礎+回転台の死荷重 (kN/m)、 $F_k$ ：浮力 (kN/m)、 $P_{z1}$ ：高潮時の波力 (kN/m)、 $P_{v1}$ ： $P_{z1}$ によるベルトの鉛直成分 (kN/m)、 $P_{h1}$ ： $P_{z1}$ によるベルトの水平成分 (kN/m)； $f_k$ ：基礎底面と地盤との摩擦係数、 $\alpha_1 \sim \alpha_5$ ：転倒を検討する点から合力作用点までの距離 (m)、 $\gamma_R$ ：抵抗項に乗じる部分係数、 $\gamma_S$ ：荷重項に乗じる部分係数、 $m$ ：調整係数

(4) レベル2地震動時 (偶発状態)

レベル2地震動に対する直接基礎の安定照査は、津波に先行するレベル2地震動に対して変形性能を照査する。具体的には、以下を照査する。

- ・躯体全体の傾斜角や不同沈下が扉体の開閉可能な限界値以下であること
- ・下部構造部材に生じる応力度が降伏応力度以下であること

(5) 設計津波作用時（偶発状態）

設計津波作用時に対する直接基礎の安定照査は，滑動，転倒および支持力に対する照査を実施する．

図-解 3.3-4 に，外力の作用イメージを示す．

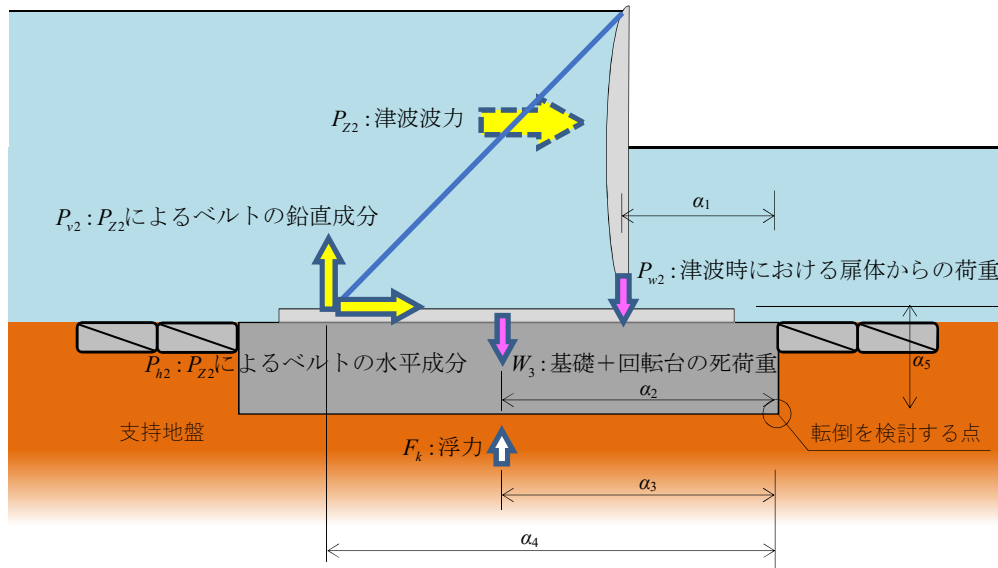


図-解 3.3-4 設計津波作用時での外力作用イメージ

〔滑動安定性〕

$$m \cdot \frac{S_d}{R_d} \leq 1.0 \quad R_d = \gamma_R R_k \quad S_d = \gamma_S S_k$$

$$R_k = f_k (W_1 + W_2 - P_{v2} - F_k)$$

$$S_k = P_{h2} \quad (3.3-5)$$

〔転倒安定性〕

$$m \cdot \frac{S_d}{R_d} \leq 1.0 \quad R_d = \gamma_R R_k \quad S_d = \gamma_S S_k$$

$$R_k = \alpha_1 P_{w2} + \alpha_2 W_3 - \alpha_3 F_k$$

$$S_k = \alpha_5 P_{h2} + \alpha_4 P_{v2} \quad (3.3-6)$$

ここに， $P_{w2}$ ：津波時における扉体からの荷重（kN/m）， $W_3$ ：基礎＋回転台の死荷重（kN/m）， $F_k$ ：浮力（kN/m）， $P_{z2}$ ：津波波力（kN/m）， $P_{v2}$ ： $P_{z2}$ によるベルトの鉛直成分（kN/m）， $P_{h2}$ ： $P_{z2}$ によるベルトの水平成分（kN/m）： $f_k$ ：基礎底面と地盤との摩擦係数， $\alpha_1 \sim \alpha_5$ ：転倒を検討する点から合力作用点までの距離（m）， $\gamma_R$ ：抵抗項に乗じる部分係数， $\gamma_S$ ：荷重項に乗じる部分係数， $m$ ：調整係数

(6) 設計津波を超える規模の強さを有する津波作用時（偶発状態）

設計津波を超える規模の強さを有する津波作用時の安定照査は，重要度や設置場所の状況等に応じて選択された使用性，修復性，安全性および粘り強さのいずれかの要求性能に基づき，適切に実施するも

のとする。

(7) 津波と衝突の同時作用時（偶発状態）

津波作用と衝突荷重が同時に作用する直接基礎の安定照査は、滑動、転倒および支持力に対する照査を実施する。図-解 3.3-5 に、外力の作用イメージを示す。

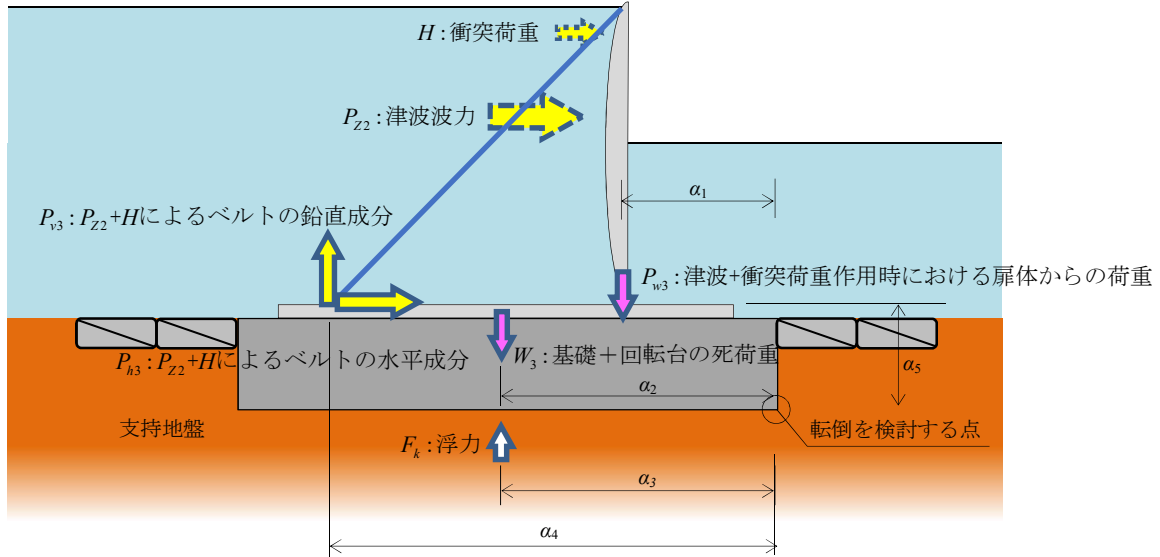


図-解 3.3-5 設計津波作用時での外力作用イメージ

〔滑動安定性〕

$$m \cdot \frac{S_d}{R_d} \leq 1.0 \quad R_d = \gamma_R R_k \quad S_d = \gamma_S S_k$$

$$R_k = f_k (W_1 + W_2 - P_{v3} - F_k)$$

$$S_k = P_{h3} \quad (3.3-7)$$

〔転倒安定性〕

$$m \cdot \frac{S_d}{R_d} \leq 1.0 \quad R_d = \gamma_R R_k \quad S_d = \gamma_S S_k$$

$$R_k = \alpha_1 P_{w3} + \alpha_2 W_3 - \alpha_3 F_k$$

$$S_k = \alpha_5 P_{h3} + \alpha_4 P_{v3} \quad (3.3-8)$$

ここに、 $P_{w3}$ ：津波+衝突荷重作用時における扉体からの荷重 (kN/m)、 $W_3$ ：基礎+回転台の死荷重 (kN/m)、 $F_k$ ：浮力 (kN/m)、 $P_{z2}$ ：津波波力 (kN/m)、 $H$ ：衝突荷重 (kN/m)、 $P_{v3}$ ： $P_{z2} + H$ によるベルトの鉛直成分 (kN/m)、 $P_{h3}$ ： $P_{z2} + H$ によるベルトの水平成分 (kN/m)、 $f_k$ ：基礎底面と地盤との摩擦係数、 $\alpha_1 \sim \alpha_5$ ：転倒を検討する点から合力作用点までの距離 (m)、 $\gamma_R$ ：抵抗項に乗じる部分係数、 $\gamma_S$ ：荷重項に乗じる部分係数、 $m$ ：調整係数

(8) 津波と余震の同時作用時（偶発状態）

津波時に余震が発生した場合の安定照査は、必要に応じて実施する。その場合は、津波波力と余震による慣性力（動水圧含む）を考慮して、滑動、転倒および支持力に対する照査を実施する。

## 2. 杭基礎

照査方法は、港湾の施設の技術上の基準・同解説<sup>1)</sup>の直杭式横棧橋や杭式防波堤に準拠し、道路橋示方書・同解説IV下部構造編<sup>2)</sup>の杭基礎の設計を参考にできる。

### (1) 永続状態

永続状態に対する杭基礎の安定性照査は、支持力に対する照査を実施する。

- ・支持力：杭に作用する軸方向力に調整係数を乗じた値が、杭の軸方向抵抗力（先端抵抗力+周面抵抗力）以下であること。
- ・応力度：杭基礎の各部材に生じる応力度に調整係数を乗じた値が、降伏応力度以下であること。

### (2) レベル1地震動時（変動状態）

レベル1地震動に対する杭基礎の安定照査は、杭体に作用する支持力と応力度の照査を実施する。具体的には、以下を照査する。

- ・支持力：杭に作用する軸方向力に調整係数を乗じた値が、杭の軸方向抵抗力（先端抵抗力+周面抵抗力）以下であること。
  - ・応力度：杭基礎の各部材に生じる応力度に調整係数を乗じた値が、降伏応力度以下であること。
- 液状化の影響の評価については別途確認を行う。

図-解 3.3-6 に、外力の作用イメージを示す。

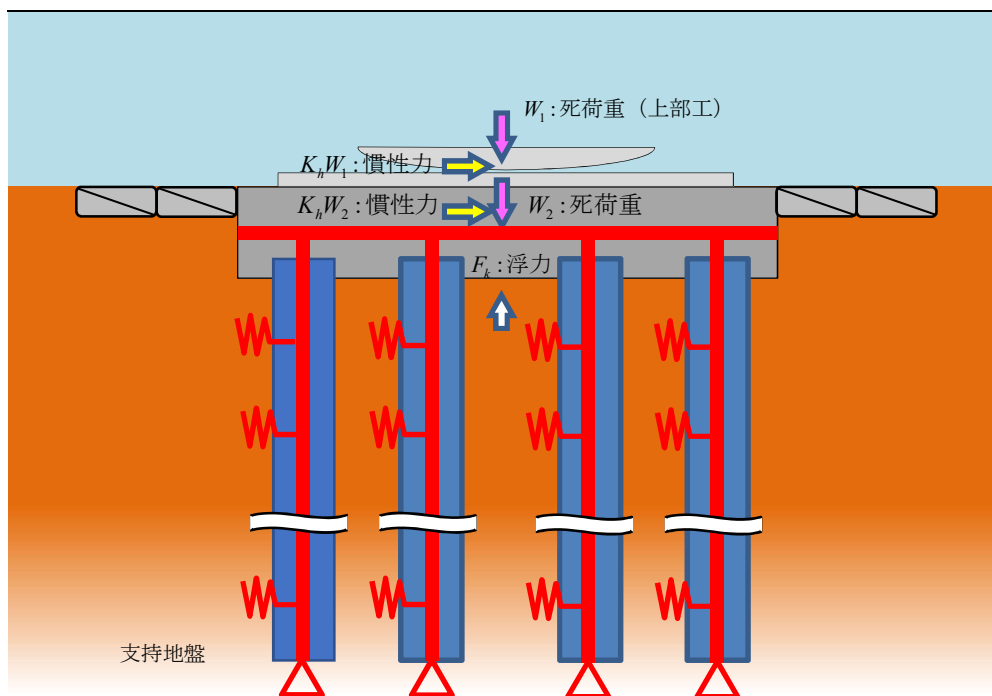


図-解 3.3-6 レベル1地震動での外力作用イメージ

(3) 高潮およびそれに伴う波浪作用時（偶発状態）

高潮およびそれに伴う波浪作用時に対する基礎杭の安定性照査は、杭体に作用する支持力と応力度の照査を実施する。

具体的には、以下を照査する。

- ・支持力：杭に作用する軸方向力に調整係数を乗じた値が、杭の軸方向抵抗力（先端抵抗力+周面抵抗力）以下であること。
- ・応力度：杭基礎の各部材に生じる応力度に調整係数を乗じた値が、降伏応力度以下であること。

図-解 3.3-7 に、外力の作用イメージを示す。

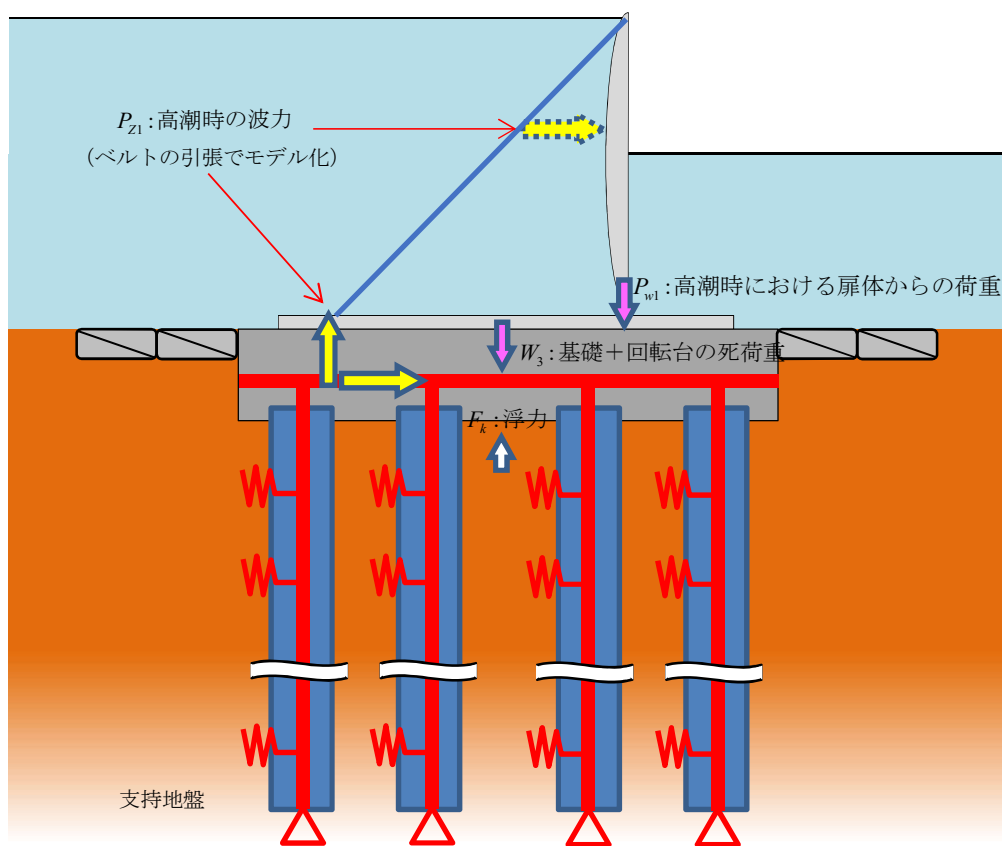


図-解 3.3-7 高潮による波浪作用時での外力作用イメージ

(4) レベル2地震動時（偶発状態）

レベル2地震動に対する杭基礎の安定性能照査は、杭体に生じると支持力および応力度と変位の照査を実施する。具体的には、以下を照査する。

- ・杭の軸方向力について照査する。

最大発生圧縮力および引張力が軸方向押込抵抗力および引張抵抗力を下回ること。

- ・杭の限界曲率について照査する。

杭1本について2箇所以上で限界曲率に達している杭が、断面内に存在しなければ、性能を満たすとする。

図-解 3.3-8 に、限界曲率に達した杭と性能の関係を示す。

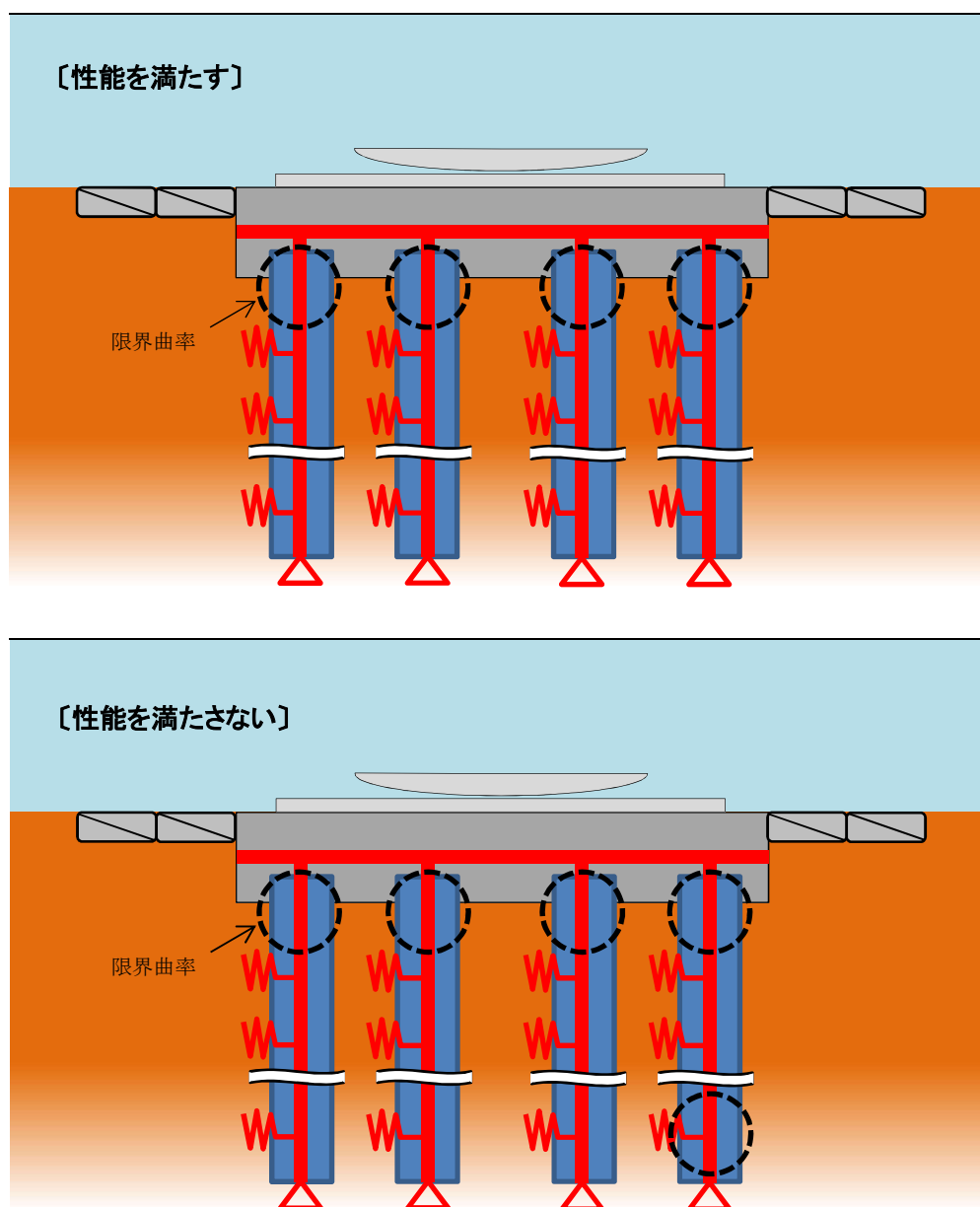


図-解 3.3-8 限界曲率に達した杭と性能の関係

(5) 設計津波作用時（偶発状態）

設計津波作用時に対する基礎杭の安定性照査は、杭体に生じる応力度と支持力に対する照査を実施する。

具体的には、以下を照査する。

- ・支持力：杭に作用する軸方向力に調整係数を乗じた値が、杭の軸方向抵抗力（先端抵抗力+周面抵抗力）以下であること。
- ・応力度：杭基礎の各部材に生じる応力度に調整係数を乗じた値が、降伏応力度以下であること。

図-解 3.3-9 に、外力の作用イメージを示す。

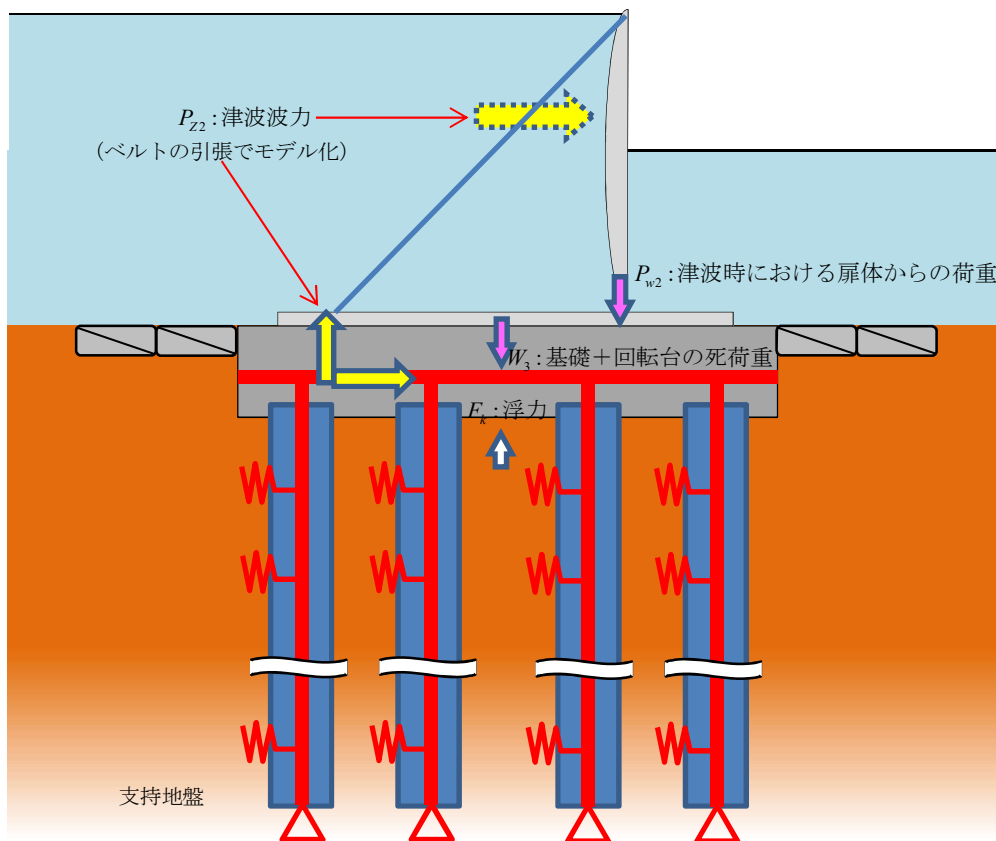


図-解 3.3-9 設計津波作用時での外力作用イメージ

(6) 設計津波を超える規模の強さを有する津波作用時（偶発状態）

設計津波を超える規模の強さを有する津波作用時の安定性照査は、重要度や設置場所の状況等に応じて選択された使用性、修復性、安全性および粘り強さのいずれかの要求性能に基づき、適切に実施するものとする。

(7) 設計津波と衝突の同時作用時（偶発状態）

設計津波と衝突荷重が同時に作用する基礎杭の安定性照査は、杭体に生じる応力度と支持力に対する照査を実施する。

具体的には、以下を照査する。

- ・支持力：杭に作用する軸方向力に調整係数を乗じた値が、杭の軸方向抵抗力（先端抵抗力+周面抵抗力）以下であること。
- ・応力度：杭基礎の各部材に生じる応力度に調整係数を乗じた値が、降伏応力度以下であること。

図-解 3.3-10 に、外力の作用イメージを示す。

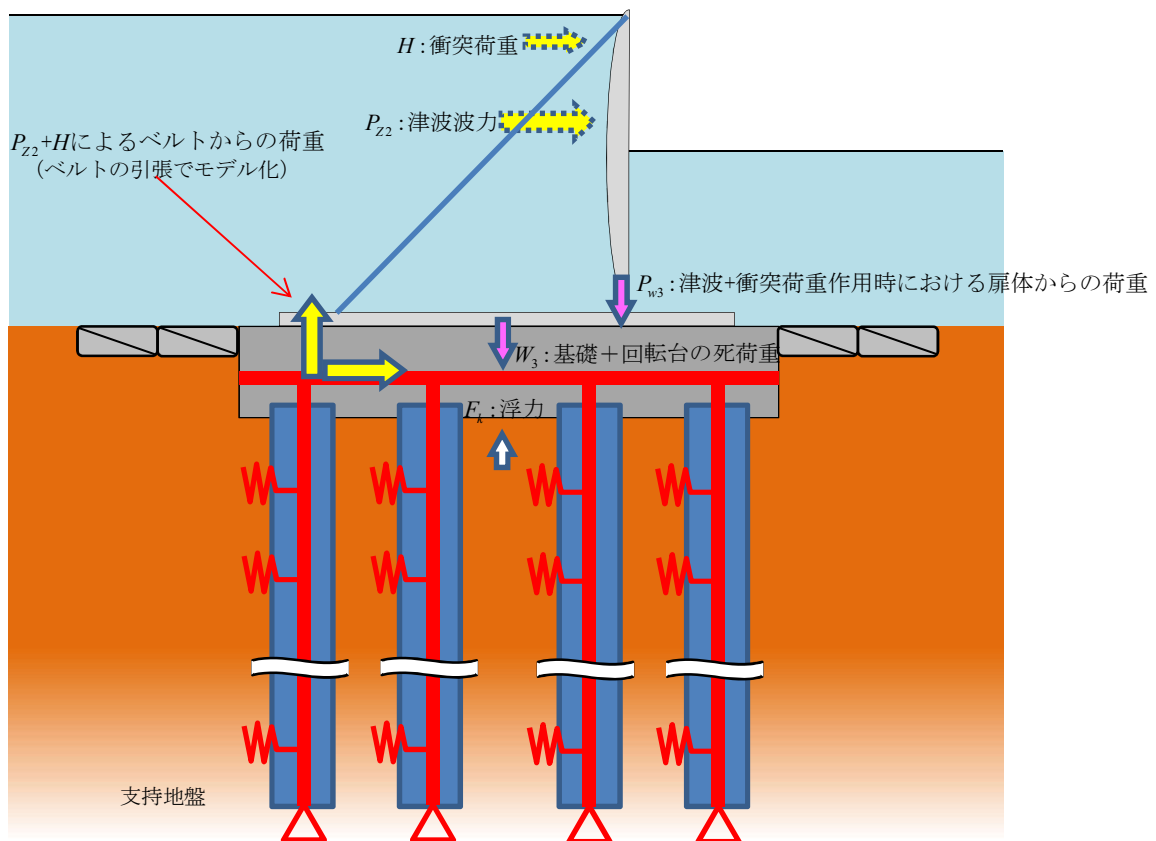


図-解 3.3-10 設計津波作用時での外力作用イメージ



(8) 余震時遭遇津波と余震の同時作用時（偶発状態）

津波時に余震が発生した場合の安定性照査は，必要に応じて実施する．その場合は，津波波力と余震による慣性力（動水圧含む）を考慮して，杭体に生じる応力度と支持力に対する照査を実施する．

(9) 杭と基礎部の接合部

杭と基礎部の接合は，港湾の施設の技術上の基準・同解説<sup>1)</sup>の直杭式横棧橋，およびジャケット工法技術マニュアル<sup>4)</sup>（平成12年1月 財団法人 沿岸開発技術研究センター）におけるジャケットと杭の接合に準じる．基礎部と杭の接続イメージを以下に示す．

図-解 3.3-11&図-解 3.3-12 を参照．

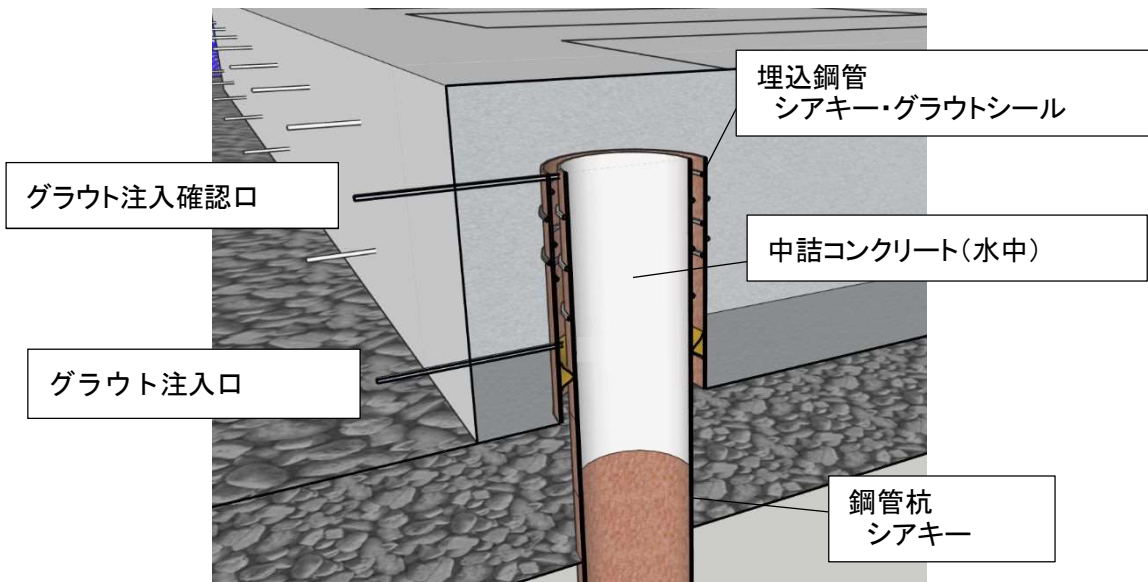
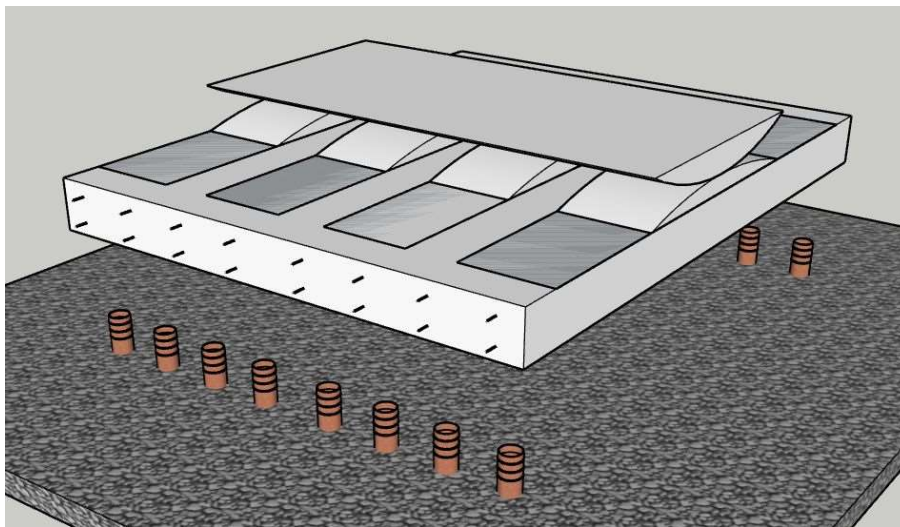


図-解 3.3-11 基礎部と杭の接合イメージ（コンクリート基礎）

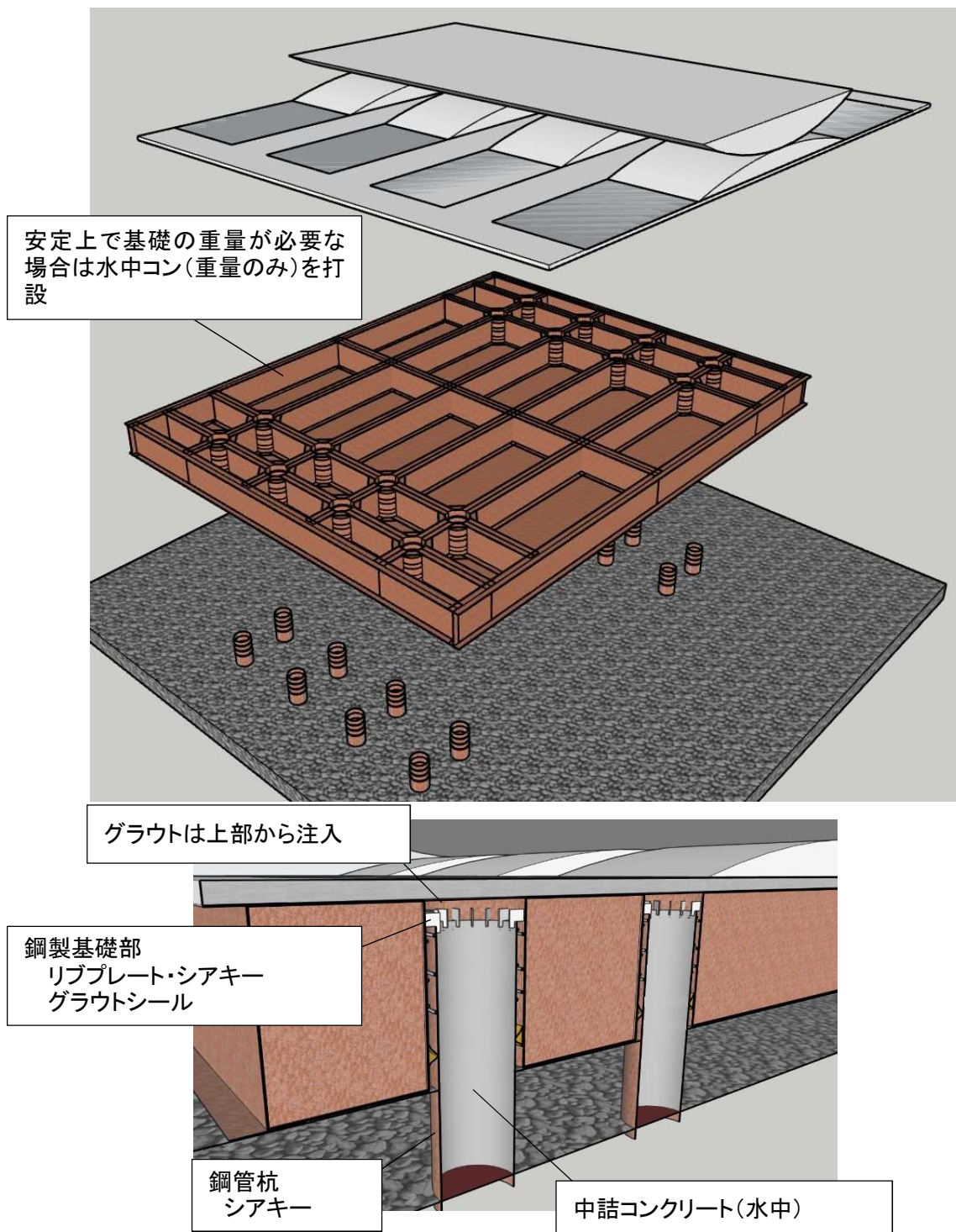


図-解 3.3-12 基礎部と杭の接合イメージ (鋼製+コンクリート基礎)

1) コンクリート基礎部と鋼管杭 (埋込鋼管) の埋込長

コンクリート基礎の安全性 (断面破壊) の照査において, 鋼管杭 (埋込鋼管) とコンクリート基礎部は, 剛結されていることが前提の解析を行っている.

このため, 両者間で曲げモーメントが円滑に伝達される埋込長について式(3.3-9)を満たすように照査する.

$$\gamma_b \times \left( \frac{V_d}{D \times L} + \frac{M_d}{D \times L^2 / 6} \right) / f'_{cd} \leq 1.0 \quad (3.3-9)$$

$L$  : 鋼管杭（埋込鋼管）の埋込長（mm）  
 $M_d$  : 作用曲げモーメント（N・mm）  
 $V_d$  : 作用せん断力（N）  
 $D$  : 鋼管杭（埋込鋼管）の直径（mm）  
 $f'_{cd}$  : コンクリートの設計圧縮強度（N/mm<sup>2</sup>）  
 $= f'_{ck} / \gamma_c$   
 $f'_{ck}$  : コンクリート設計基準強度（N/mm<sup>2</sup>）  
 $\gamma_c$  : 材料係数 = 1.3  
 $\gamma_b$  : 部材係数 = 1.15

2) コンクリート基礎部と鋼管杭（埋込鋼管）の伝達軸力

軸力は、杭外周面、および必要に応じて設ける縦リブとコンクリートとの付着のみによって伝達するものとする。伝達する軸力は式(3.3-10)で算出する。

$$P_{ud} = \frac{1}{\gamma_b} (L\varphi + 2A_p) f_{bod} \quad (3.3-10)$$

$P_{ud}$  : 鋼管杭（埋込鋼管）の埋込み部分で伝達できる軸力設計用値（N）  
 $L$  : 鋼管杭（埋込鋼管）の埋込長（mm）  
 $\varphi$  : 鋼管杭（埋込鋼管）の外周（mm）  
 $f_{bod}$  : コンクリートの付着強度の設計用値（N/mm<sup>2</sup>）  
 $= 0.11 f'_{ck}{}^{2/3} / \gamma_c$   
 $f'_{ck}$  : コンクリートの圧縮強度の特性値（N/mm<sup>2</sup>）  
 $\gamma_c$  : コンクリートの材料係数（=1.3）  
 $A_p$  : 縦リブのコンクリートに付着する面積（mm<sup>2</sup>）  
 $\gamma_b$  : 部材係数（=1.0）

3) コンクリート基礎部の押抜きおよび引抜きせん断破壊

鋼管杭の鉛直力および水平力による、押抜きせん断力に対して破壊しないように照査する。

4) コンクリート基礎部の鉄筋の定着

コンクリート基礎部の鉄筋は、鋼管杭（埋込鋼管）に設けられる鋼板に溶接する等の方法で定着を確実にする。

5) 鋼製基礎のリブプレート

鋼製基礎と鋼管杭の接合に作用するせん断力（杭の軸力）に対して、必要な溶接のど厚が確保できる構造とする。

6) グラウト接合

グラウト接合は、シアキーを設けることを標準とする。許容接合強度は、2つの破壊モードの式(3.3-

11) および式 (3.3-12) から求めた値のうち、小さい方の値とする。なお、この許容接合強度は、許容応力度の割増しを行う場合、異常時に 1.5 倍割増ししても良い。

① 圧壊モード

$$f_{ba} = \frac{1}{4.17} \frac{\mu E}{K} \left( \frac{\delta}{R_p} + \frac{h}{21s} f_{cu}^{0.4} \sqrt{\frac{t_p}{R_p}} \right) \quad (3.3-11)$$

② せん断破壊モード

$$f_{ba} = \frac{1}{4.17} K f_{cu}^{0.7} \left( 1 - e^{-2L/R_p} \right) \quad (3.3-12)$$

$$K = \frac{R_p}{t_p} + \frac{E}{E_g} \frac{t_p}{R_p} + \frac{R_s}{t_s} \quad (3.3-13)$$

$f_{ba}$  : 許容接合強度 (N/mm<sup>2</sup>)

$f_{cu}$  : グラウトの圧縮強度 (N/mm<sup>2</sup>)

$h$  : シアキー高さ (mm)

$s$  : シアキー取付間隔 (mm)

( $h/s < 0.05$ )

$t_p$  : 内管の板厚 (mm)

$R_p$  : 内管の半径 (mm)

$t_s$  : 外管の板厚 (mm)

$R_s$  : 外管の半径 (mm)

$\mu$  : グラウトと鋼材の摩擦係数

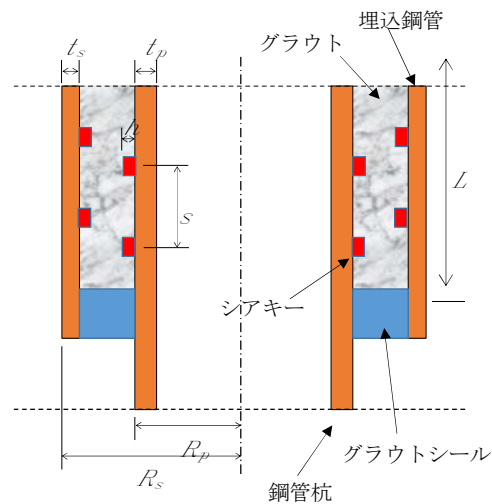
$\delta$  : 鋼材表面の不陸高さによる係数 通常  $0.00037R_p$

$E$  : 鋼材の弾性係数 (N/mm<sup>2</sup>)

$E_g$  : グラウトの弾性係数  $150f_{cu}$  (N/mm<sup>2</sup>)

$L$  : 有効接続長 (mm)

$K$  : 硬化初期繰り返し载荷による低減係数 = 1.0



【参考文献】

- 1) (公社) 日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説，平成 30 年 5 月
- 2) (公社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，平成 29 年 11 月
- 3) (公社) 日本道路協会：杭基礎設計便覧，令和 2 年 9 月
- 4) (財) 沿岸開発技術研究センター：ジャケット工法技術マニュアル，平成 12 年 1 月

## 第4章 上部構造の設計

### 4.1 一般

- 1, 第1章および第2章に定められた規定に基づき設計する。
- 2, 「設計津波」では許容応力度法を用い, 「設計津波を超える規模の強さを有する津波」に対しては「粘り強い」構造評価として最終強度評価法を用い設計することを原則とするが, 「設計津波を超える規模の強さを有する津波」での許容応力度法の適用も可能とする。
- 3, 扉体や回転台, 引き留めベルトおよび固定部等, 上部構造を構成する機械設備の設計は, 本章に規定するもの以外, ダム・堰施設技術基準(案)<sup>1)</sup>, ゴム引布製起伏堰技術基準(案)<sup>2)</sup>および, その他関連基準, 指針, 要領, 解説書<sup>3)4)5)6)</sup>等に準拠する。
- 4, 躯体等, 下部を構成する土木構造物との接合部における固定部の設計は, 本章に規定するもの以外, ダム・堰施設技術基準(案)<sup>1)</sup>, に加えて, 港湾の施設の技術上の基準・同解説<sup>7)</sup>その他関連基準, 指針, 要領等に準拠する。

#### 【解説】

1. 設計津波における扉体や回転台等, 遮水機能を有する上部構造は, ダム・堰施設技術基準(案)<sup>1)</sup>に定められた水門扉の構造を踏襲している。このため, 扉体, 回転台および固定部の許容応力度法による設計は, ダム・堰施設技術基準(案)<sup>1)</sup>に準拠することとした。なお, 扉体等の設計においては三次元有限要素法(FEM)による直接強度計算にて検討しても良い。
2. 引き締めベルトは, ナイロン製タイヤコードおよびスチールコード等で構成されることから, ゴム引布製起伏堰技術基準(案)<sup>2)</sup>に準拠することとした。
3. 流起式可動防波堤は防波堤の開口部等の港湾施設, 海岸防波堤等海岸保全施設, 河口部津波遡上部に使用するので, 下部構造との接合部における設計は, 原則として港湾の施設の技術上の基準・同解説<sup>7)</sup>に準じて設計することとした。
4. 「設計津波を超える規模の強さを有する津波」における最終強度評価は本章 4.18.2 の簡易評価法を用いてよい。許容応力度法を適用する場合, 許容応力度を割増しても良いが, 降伏点又は0.2%耐力を超えてはならない。
5. 上部構造の標準的な設計フローを図-解 4.1-1 に示す。

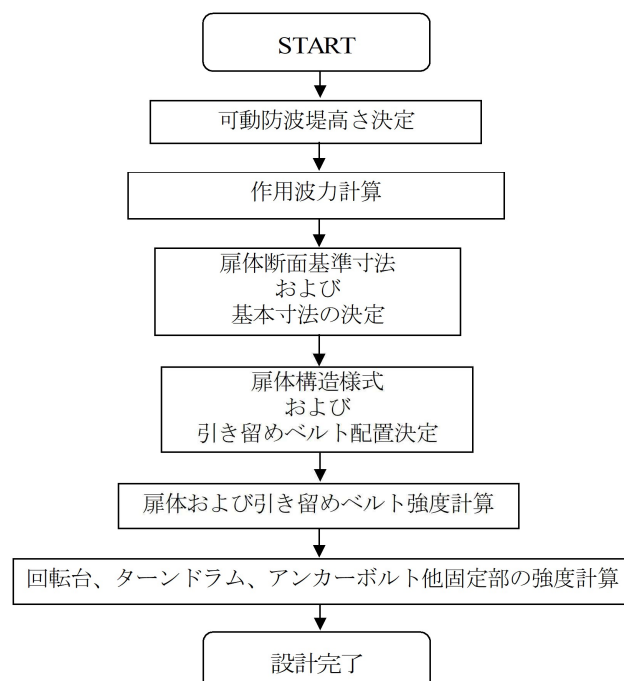


図-解 4.1-1 上部構造の標準的な設計フロー

## 4.2 基本事項

- 1, 「第2章 設計の基本」にて定められた設計条件を満足する設置位置, 上部構造の形状および寸法を決めるものとする.
- 2, 原則として, 流起式可動防波堤が存在する条件の下で, 周辺の防波堤を考慮した数値シミュレーションにて1, の妥当性を確認するものとする.

### 4.2.1 設置位置

想定される津波による被害を可能な限り減らす「減災」の目的を果たすため, 防波堤の開口部等の港湾施設, 海岸防潮堤の陸側部および河口域の津波遡上部他海岸保全施設部に設置するものとする.

#### 【解説】

- 1, 原則として, 扉体倒伏時に扉体上面が基礎標高を超えない位置に設置する.
- 2, 本設備は常時海底に沈んでいるため設置位置の検討にあたっては, 周辺の漁港施設, 漁業関係者の意向等に留意し検討する.

### 4.2.2 基本寸法

上部構造の基本寸法は設置条件に対応し適切に決めるものとする.

#### 【解説】

扉体および回転部の寸法は要求性能に適合する有効高, 基礎標高, 純径間および対応する敷高により決定される.

#### 4.2.2.1 有効高

有効高を決める扉体起立時の天端標高は, 津波, 高潮時の波浪高さおよび隣接する防波堤の天端標高等を考慮して決定する.

#### 【解説】

1. 有効高は扉体起立時の天端標高と基礎標高間高さを言う. 基礎標高は通常時, 船舶航行, 湾内と湾外との海水交換等に支障のない位置を検討し定められる.
2. 起立時の天端標高の決定にあたり, 扉体天端標高は津波波高, 隣接する防波堤高等により決定されるが, 背後の状況により越流・越水を許容できる場合は, 起立時の扉体天端標高を下げてよい. また, 背後の状況により, 越流, 越水による被害を低減したい場合には, 扉体天端標高を上げてよい.

#### 4.2.2.2 敷高

敷高は, 有効高より決められる扉高と回転台 (形状), それによって決まる敷居高および基礎標高により決められる.

#### 【解説】

1. 扉体起立時における扉体と回転台との接点部を敷居高, 回転台の基礎部取り付け面を敷高とし, 基礎標高より低くなる. また, 敷高は敷居高より低い位置になる.
2. 扉高は起立時の扉体天端標高と敷居高標高間の高さで, 有効高より高くなる.

### 4.2.2.3 上部構造の各部寸法

上部構造の断面各部は有効高により定められる扉高に比例し寸法を決定する。

#### 【解説】

1. 扉体円弧，扉厚，端部円弧および回転台円弧等の各寸法は，扉高を基準に定められた1. 9，表-解 1.9-1の基準断面比から決定する。
2. 実際の設計手順に従い，天端標高と基礎標高間高さ（有効高）を1000として得られる扉高をもとに，上部構造の基本断面形状を図-解 4.2.2-1に示す。また，有効高，扉体天端，敷居高，敷高および基礎標高の関係も合わせ示すことにする。
3. 上部構造の標準的な寸法決定フローを図-解 4.2.2-2に示す。
4. 扉幅は扉体の製造及び輸送，施工等における変形を考慮し，扉高の3倍以下が望ましい。ただし，変形強度等の検証を行えば，それを越えることができる。
5. 引き留めベルトの間隔は引き留めベルト製造条件等により受け持ち荷重を考慮し決められる。

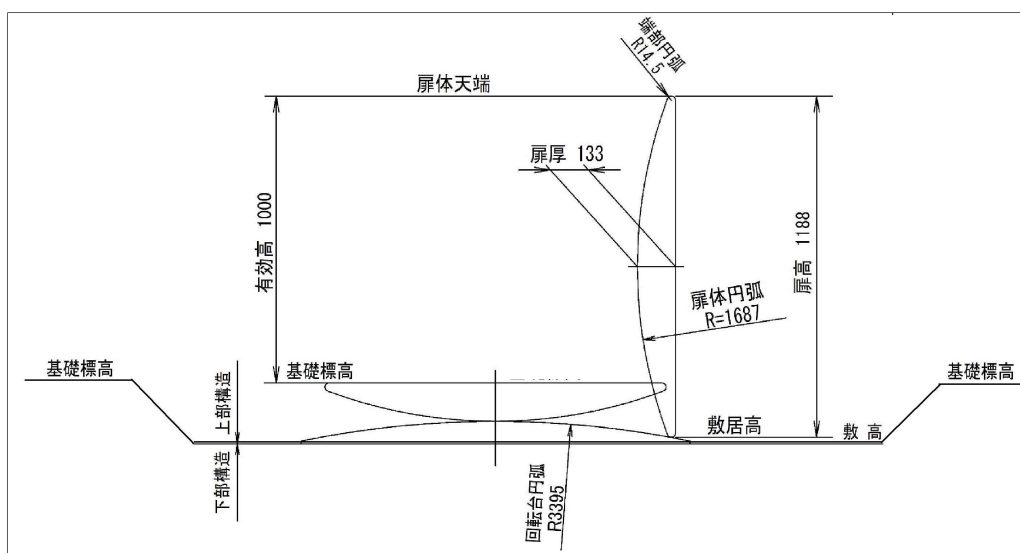


図-解 4.2.2-1 上部構造の基準断面形状

### 4.2.2.4 純径間

純径間は設備の利用形態を考慮し，適切に設定する。

#### 【解説】

1. 防波堤開口部等の港湾施設，河口部津波遡上部に設置する流起式可動防波堤の径間は船舶の通行等施設の目的を考慮して決定する。
2. 流起式可動防波堤は柔軟な引き留めベルトで支持し，回転台上を回転し起立する機構であるため，扉体と両側堤防の間には許容漏水を考慮した上で，微小な隙間を設けるものとする。

### 4.2.2.5 引き留めベルト

引き留めベルトは複数本使用し，扉体に作用する全荷重をほぼ等分に負担する位置に設置する。

#### 【解説】

1. 引き留めベルトは津波荷重を負担する押し波用ベルトと，津波が引くときの水圧を負担する引き波用ベルトを必要に応じて設ける。
2. 引き留めベルトは扉体の流起に支障のない形状および材質とする。

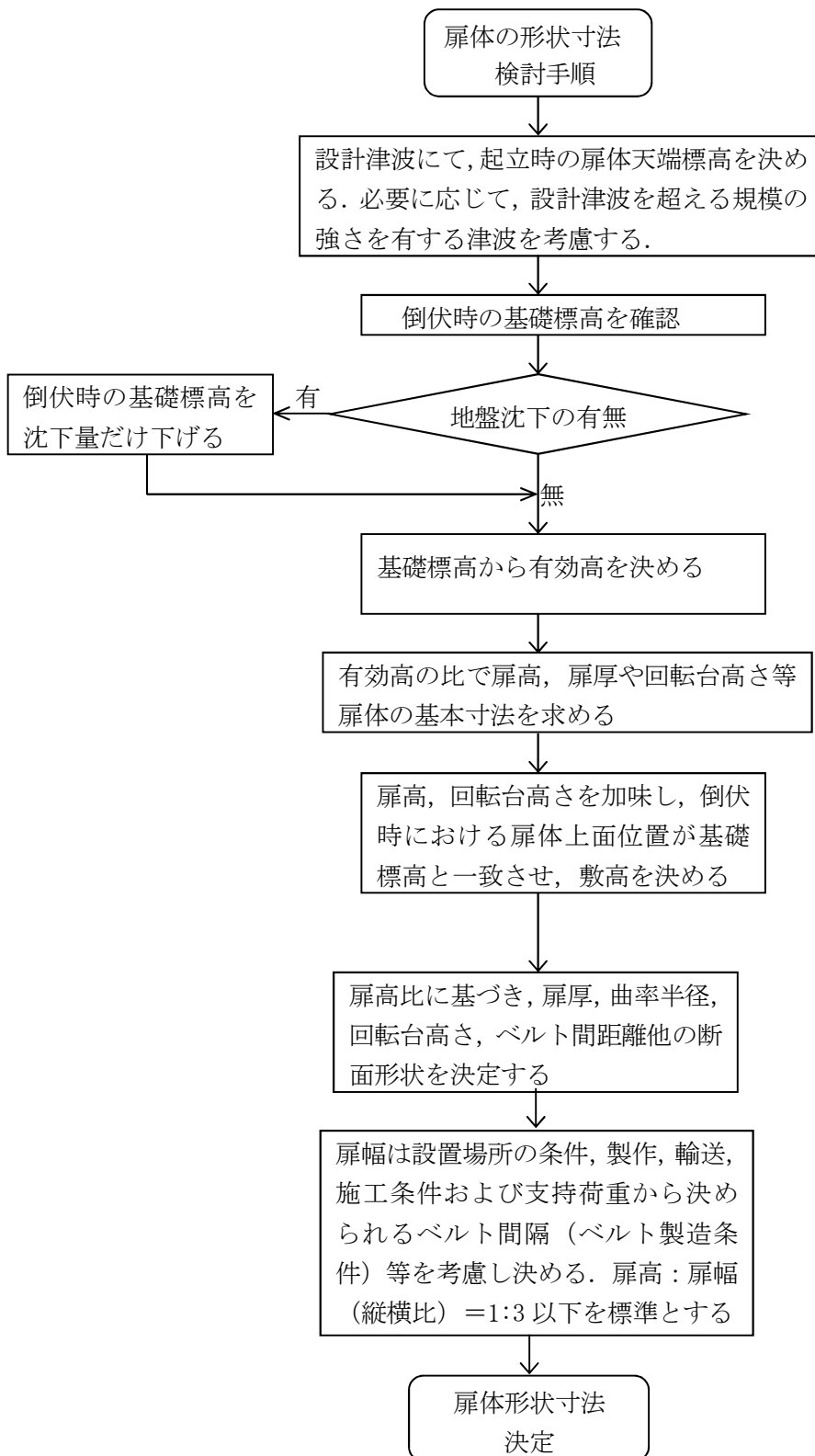


図-解 4.2.2-2 上部構造の標準的な寸法決定フロー



### 4.3 材料の選定

- 1, 扉体, 回転台, 固定部および引き留めベルトに使用する材料は, 要求される物理的および化学的性質を有するものとする.
- 2, 扉体, 回転台, 固定部および引き留めベルトの主要部材は原則として, 第2章2.6に示す材料またはそれと同等以上の特性を有する材料を使用する.
- 3, 通常, 起立時以外主要部材が海底に没しているため, 材料の選定にあたっては海水による影響を考慮しなければならない.

#### 【解説】

1. 物理的および化学的性質とは, 強度, じん性, 溶接性, 耐食性および耐摩耗性等をいう.
2. 主要部材とは扉体, 回転台, 固定部および引き留めベルトの機能を発揮させるために必要な部材をいう. 主要部材を表-解4.3-1に例示する.

表-解 4.3-1 上部構造の主要部材

区分	用途	区分	用途
扉体	スキンプレート	固定部	扉体床板
	縦主桁, 水平桁		ベルトターンドラム
	補助桁		ターンドラムブラケット
回転台	回転レール構成部材		ベルト押さえ
	レール桁		アンカーボルトおよび取付けボルト
	補強桁		引き留めベルト (含: スチールコード)

3. 扉体は通常時海底に倒伏状態で設置される. また扉体は異形箱型構造であり, 扉体自重と浮力とのバランスが津波による扉体の自動起立に影響するため, 扉体には浮力部と重量調整のための錘を格納する充水部が混在する. さらに, 起立時には回転台円弧に沿って扉体が回転する. 従って材料の選定においては, 防錆・防食・防汚等を考慮する必要がある.
4. 同等以上の特性を有する材料とは, 化学成分や機械的性質だけでなく, 要求される機能を発揮するため, 第2章2.6に示した規格の内容を満足していることを意味する.

### 4.4 鋼材の最小板厚

- 1, 上部構造の主要部材は外力に対する強度確保のほか, 製作時, 輸送時および据付時の変形を防止するため, 必要な板厚を確保しなければならない.
- 2, 上部構造に使用する主要部材の板厚は, 鋼板では6mm以上, 形鋼では5mm以上を標準とする.
- 3, 小型の扉体においては, 詳細な検討の結果, 強度および安全が確保されれば, 2, 項にかかわらず, 主要部材の最小板厚を減じてよい.

#### 【解説】

1. 上部構造を構成する主要部材の最小板厚を示した. 主要部材とは表-解4.3-1に示す部材である. 主要部材以外の鋼板厚は本規定に従う必要はない. なお, 最小板厚は余裕厚を含むものとする.
2. 小型扉体の板厚はダム・堰施設技術基準(案)<sup>1)</sup>によらず, 扉体自重と扉体浮力とのバランスが悪くなり自動起立しにくくなる危険性を除くため, 本文のように規定した.
3. 本文に示した最小板厚は, 構造物としての耐久性を確保するための必要な板厚である. 設計計算上必要とされる板厚および腐食や磨耗に対する余裕厚とは別に, 溶接に対する局所的なひずみによる部材の座屈や変形に対して, 又, 製作, 輸送中の取り扱いに対して全体の剛性を確保する上で定められたものである. 普通鋼材や材やステンレス鋼材等の鋼種にかかわらず確保すべき最小板厚とする.

#### 4.5 たわみ度の許容値

- 1, 上部構造の設計にあたっては、構造物としての必要な剛性、動的安定性、操作時の安定性を考慮し、たわみ度を制限する。
- 2, 波圧およびこれと同方向の荷重による扉体の径間に対するたわみ度は修理用ゲートおよび試験湛水ゲートの規定に準じ、設計支間長の 1/600 以下とする。

##### 【解説】

1. ダム・堰施設技術基準(案)<sup>1)</sup>に準拠し、たわみ度を制限した。可動防波堤は津波時の一時的な異常時に機能を発揮する構造物である。また、十分なる減災効果を得るのに、通常のゲートほどの水密性を必要としないことを考え、修理用ゲートおよび試験湛水用ゲートの許容値とした。

注：修理用ゲートとは主水門扉等の点検・整備時に用いられる水門扉のこと

2. 扉体は引き留めベルトを固定する複数本の縦主桁にてたわみを抑え、また、径間方向は水平桁によりたわみを抑制する構造形式を基本にする。

3. 縦主桁は扉体天端と下端の2カ所を引き留めベルトで支持される構造であるため、たわみ度は扉高を支間長とし、異形断面の縦主桁としてたわみ度を計算する。

#### 4.6 余裕厚

上部構造に使用する主要部材の板厚には、耐久性を考慮して腐食厚と磨耗厚の合計余裕厚を見込む。

##### 【解説】

1. 上部構造は構造物として必要な耐久性を有することが重要であり、そのためには構造系や計算手法、維持管理計画等が適切であると同時に、求められる耐用年数と使用環境に応じた適切な余裕厚を見込んでおく必要がある。

2. 余裕厚としては腐食厚と磨耗厚の合計を見込むこととし、それぞれ部材の腐食環境や土砂等による磨耗のおそれを考慮して適切な厚さとする。

3. 上部構造に使用する主要部材の板厚は、計算板厚に腐食環境に応じて表-解 4.6-1 に示す腐食厚を加えた厚さ以上とする。流起式可動防波堤は使用目的から海底に設置され常時海水に接している場合が多く淡水に接している場合に比べて腐食が激しく、又、常時の接水状態によっても腐食環境が異なるため、水質条件や接水条件に応じて表-解 4.6-1 に示す腐食厚を見込むものとする。

表-解 4.6-1 部材の腐食厚

単位 mm

接水条件		常時接水している		常時は接水していない	
		片面接水部材	両面接水部材	片面接水部材	両面接水部材
淡	水	1.0	2.0	0.5	1.0
海	水	1.5	3.0	1.0	2.0

表-解 4.6-1 の適用は次に従うものとする。

- (1) 満潮時、一時的に海水に接するような構造部材の場合は、片面接水部材とする。
- (2) 想定される使用状況において、片面だけが水に接している部材でも、換気が悪く他の面が結露して保守管理が困難と考えられる場合は、両面接水部材とする。
- (3) ステンレス鋼等の耐食性の良好な材料を使用した場合には、腐食厚を含まない。
- (4) メッキ、金属溶射、特殊塗料等の特殊な防食処理や電気防食等を施した場合、データ実績等を調査の上で、腐食厚の緩和を検討しても良い。

#### 4.7 細長比

構造系の剛性を確保するため、扉体、回転台および固定部に使用する細長比は、適切なものとする。

##### 【解説】

1. 扉体、回転台および固定部に使用する部材の細長比が余り大きいと、たとえ応力計算上余裕があっても扉体、回転台および固定部の構造体としての剛性に欠けるため、細長比を制限する必要がある。

2. 扉体、回転台および固定部に使用する部材の細長比は、表-解 4.7-1 に示す値以下とする。

ここで、二次部材は、扉体の内面ブレーシング、回転台および固定部の形状保持材および部材間の繋ぎ材等である。

表-解 4.7-1 細長比の腐食の許容値

部 材		細 長 比( $\ell/r$ )
圧 縮 材	主 要 部 材	120
	二 次 部 材	150
引 張 材	主 要 部 材	200
	二 次 部 材	240

ここに

$\ell$ : 引張部材の場合は骨組長、圧縮部材の場合は有効座屈長

$r$ : 部材総面積の断面二次半径

主要部材: 表-解 4.3-1 で示す部材

二次部材: 主要部材以外で、二次的な機能を有する部材

#### 4.8 荷重の組合せ

上部構造の設計に用いる荷重は、津波、地震時の挙動ならびに高潮を想定し、これらを組み合わせ採用しなければならない。

##### 【解説】

1. 上部構造の設計に用いる荷重の組み合わせと許容応力の補正係数を表-解 4.8-1 に示す。

表-解 4.8-1 上部構造の設計に用いる荷重の組合せと許容応力の補正係数

使用状態		自 重	静 水 圧	波 圧	津 波 波 力	慣 性 力	浮 力	衝 突 荷 重	上 部 ・ 残 留 水 重	上 ・ 下 向 力	許 容 応 力 の 補 正 係 数
津波時 (押し波時)	全閉	○	○		○		○	○	△	△	1.5
津波時 (引き波時)	全閉	○	○				○	○	△	△	1.5
高潮, 波浪時	全閉	○	○	○				△			1.5
	全開	○	○	○							1.0
地震時	全開	○	○			○					1.5

注) 1. ○は考慮する荷重, △は必要に応じ考慮する荷重を示す。

2. 津波相当の流速が生じる高潮, 波浪においては, 全閉として対応する。

2. 本表で考慮している地震の影響は海溝型の「設計津波」に先行する地震動と「設計津波を超える規模の強さを有する津波」に先行する地震動である。津波を伴わない内陸型地震動については, 要求性能に応

じて許容応力度の割増係数を別途考慮する必要がある。

3. 余震時における地震の影響は、余震による動水圧と慣性力である。津波時に余震を考慮する必要がある場合には、余震時の設計震度、津波水位等を設定し、動水圧に対して安全性を照査する必要がある。
4. 地震発生時の扉体は倒伏した状態であることから、水平方向に慣性力を受けることになるが、構造上地震の影響は少ない。一方、基礎へ荷重を伝達する引き留めベルトについては、地震の影響に対する安全性の照査が必要である。
5. 設計津波を超える規模の強さを有する津波に対しては、施設の重要度や費用対効果等を踏まえた上で、変形は許容するが倒壊しにくい粘り強い構造とする等、施設に応じた検討が必要である。
6. 上部構造は、設計津波相当の荷重を受けることは稀であり、かつ津波継続時間も短時間であるので、このときの鋼材の許容応力度は「ダム・堰施設技術基準（案）<sup>1)</sup>」「3.1.10 許容応力度の補正」に準じ津波時以外の値より 50%増加してもよいこととした。
7. スキンプレート、水平桁、補助桁の強度計算および桁面内圧縮応力計算においては、第 2 章 2.5.2-5(1)&(2) に示されている津波波力に、静水圧を加え強度計算を行う必要がある。

津波波力と静水圧作用図を図-解 4.8-1 に示す。

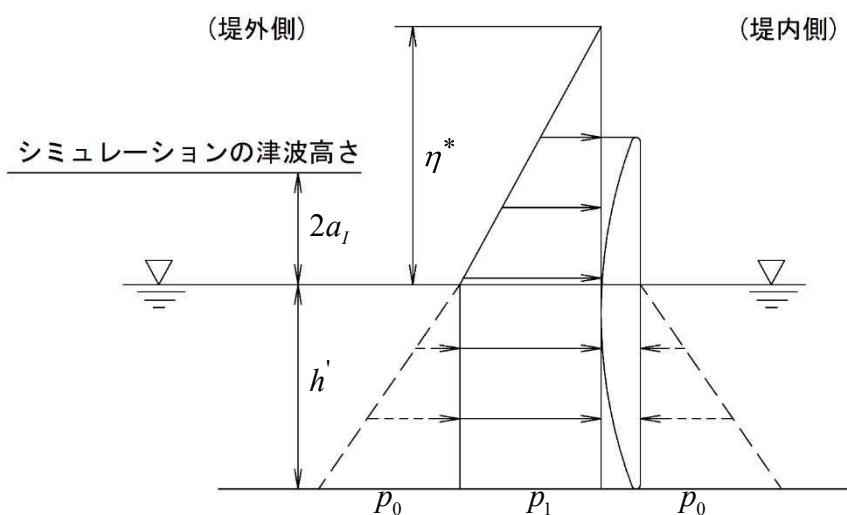


図-解 4.8-1 津波波力と静水圧作用図

ここに、

$$\begin{aligned}
 \eta^* &= 3.0a_1 & \eta^* &: \text{静水面上の波圧作用高さ (m)} \\
 p_1 &= 2.2\rho_0ga_1 & a_1 &: \text{入射津波の静水面上の高さ (振幅) (m)} \\
 p_0 &= \rho gh' & h' &: \text{直立壁の底面の水深 (m)} \\
 & & \rho_0g &: \text{海水の単位体積重量 (k N/m}^3\text{)} \\
 & & p_1 &: \text{静水面における波圧強度 (k N/m}^2\text{)} \\
 & & p_0 &: \text{静水圧 (k N/m}^2\text{)}
 \end{aligned}$$

#### 4.9 許容応力度

- 1, 本規定の許容応力度は設計津波に適用するものとする。
- 2, 設計津波において, 上部構造に使用する構造用鋼材およびステンレス鋼材の許容応力度は, 本項に規定するもの以外, ダム・堰施設技術基準(案)<sup>1)</sup>により定めるものとする。
- 3, 構造用鋼材およびステンレス鋼材以外の新たな鋼材を使用する場合の許容応力度は, ダム・堰施設技術基準(案)<sup>1)</sup>の各規定に準じ, その特性などを考慮して定めるものとする。

##### 【解説】

1. 本規定の許容応力度は「設計津波」に対して適用されるとし, 「設計津波を超える規模の強さを有する津波」に対して許容応力度法を適用する場合は, 許容応力度を割増しする。その場合の許容応力度は降伏点又は0.2%耐力を越してはならない。
2. 構造用鋼材およびステンレス鋼材以外の新たな鋼材を使用する場合の引張許容応力度は降伏点又は0.2%耐力の1/2とし, 引張応力以外の応力度は各許容応力度に準じて定めるものとする。
3. 降伏点又は0.2%耐力がJISに規定されていないものについては, 引張強さに準じて各許容応力度を決定する
4. アルミニウム合金や新たに開発された材料は, 必要に応じ, 適切な試験方法により, 信頼性, 耐久性を確認の上, 許容応力度を設定し使用できるものとする。
5. 構造用鋼材およびステンレス鋼材を総称して鋼材と称する。
6. 本項で用いている図, 表および計算式は, ダム・堰施設技術基準(案)<sup>1)</sup>から引用したものである。

#### 4.9.1 鋼材の応力度

上部構造に使用する鋼材では, 応力の種類に応じ, それぞれに定められる許容引張応力度, 許容曲げ応力度, 許容軸方向圧縮応力度, 許容せん断応力度および許容支圧応力度を用いなければならない。

##### 【解説】

1. 構造用鋼材およびステンレス鋼材の許容軸方向引張応力度および許容曲げ引張応力度は表-解 4.9.1-1, 表-解 4.9.1-2 に示す値とする。

表-解 4.9.1-1 許容軸方向引張応力度および許容曲げ引張り応力度(その1)  
単位 N/mm<sup>2</sup>

種 類	鋼 種		SM490		SMA490	
	SS400, SM400, SMA400		厚さ ≤ 40mm	> 40	厚さ ≤ 40mm	> 40
軸方向引張応力度および曲げ引張応力度	120	左記の0.92倍	160	左記の0.94倍	180	左記の0.95倍

表-解 4.9.1-2 許容軸方向引張応力度および許容曲げ引張り応力度(その2)  
単位 N/mm<sup>2</sup>

種 類	鋼 種	
軸方向引張応力度および曲げ引張応力度	SUS304, SUS304TP	100
	SUS304L, SUS316L	90

2. 扉体, 回転台および固定部に用いられる構造用鋼材の許容軸方向圧縮応力度は, (式-4.9.1-1) により算出した値とする。

$$\sigma_{ca} = \sigma_{cag} \cdot \sigma_{cal} / \sigma_{cao} \dots\dots\dots (4.9.1-1)$$

ここに、 $\sigma_{ca}$  : 許容軸方向圧縮応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\sigma_{cag}$  : 表-解 4.9.1-3 に示す局部座屈を考慮しない許容軸方向圧縮応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\sigma_{ca\ell}$  : 4.10.2 に規定する局部座屈に対する許容応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\sigma_{cao}$  : 表-解 4.9.1-3 に示す局部座屈を考慮しない許容軸方向圧縮応力度の上限値 (N/mm<sup>2</sup>)

表-解 4.9.1-3 局部座屈を考慮しない許容軸方向圧縮応力度  
(溶接箱型断面以外の場合)

単位 N/mm<sup>2</sup>

種類	鋼種 SS400, SM400, SMA400		SM490		SMA490	
	厚さ ≤ 40mm	>40	厚さ ≤ 40mm	>40	厚さ ≤ 40mm	>40
軸方向圧縮応力度	$\frac{\ell}{r} \leq 20$ : 120	左記応力度の 0.92 倍とする	$\frac{\ell}{r} \leq 15$ : 160	左記応力度の 0.94 倍とする	$\frac{\ell}{r} \leq 14$ : 180	左記応力度の 0.95 倍とする
圧縮部材 $\ell$ : 部材の有効座屈長 (mm)	$20 < \frac{\ell}{r} \leq 93$ : $120 - 0.75(\frac{\ell}{r} - 20)$		$15 < \frac{\ell}{r} \leq 80$ : $160 - 1.12(\frac{\ell}{r} - 15)$		$14 < \frac{\ell}{r} \leq 76$ : $180 - 1.33(\frac{\ell}{r} - 14)$	
$r$ : 部材の総断面の断面二次半径 (mm)	$93 < \frac{\ell}{r} ; \frac{1,000,000}{6,700 + (\frac{\ell}{r})^2}$		$80 < \frac{\ell}{r} ; \frac{1,000,000}{5,000 + (\frac{\ell}{r})^2}$		$76 < \frac{\ell}{r} ; \frac{1,000,000}{4,500 + (\frac{\ell}{r})^2}$	
圧縮添接材	120		160		180	

注 : 溶接箱型断面を用いる場合は表-解 4.9.1-3 によらず、ダム堰施設技術基準(案)<sup>1)</sup>による。

3. 扉体、回転台および固定部に用いられる構造用鋼材の許容曲げ圧縮応力度は、次の規定による。

(1) 部材の圧縮縁の許容曲げ圧縮応力度は表-解 4.9.1-4 に示す値とする。

(2) 4.10.1 に規定する局部座屈に対する許容応力度が表-解 4.9.1-4 に示す値より小さい場合は(1)項の規定にかかわらず 4.10.1 に規定する局部座屈に対する許容応力度を許容曲げ圧縮応力度とする。

表-解 4.9.1-4 許容曲げ圧縮応力度

単位 N/mm<sup>2</sup>

種類	鋼種 SS400, SM400, SMA400		SM490		SMA490	
	厚さ ≤ 40mm	>40	厚さ ≤ 40mm	>40	厚さ ≤ 40mm	>40
曲げ応力度 桁の圧縮	$\frac{\ell}{b} \leq \frac{9}{K}$ : 120	左記応力度の 0.92 倍とする	$\frac{\ell}{b} \leq \frac{8}{K}$ : 160	左記応力度の 0.94 倍とする	$\frac{\ell}{b} \leq \frac{7}{K}$ : 180	左記応力度の 0.95 倍とする
$A_w$ : 腹板の総断面積 (mm <sup>2</sup> )	$\frac{9}{K} < \frac{\ell}{b} \leq 30$ :		$\frac{8}{K} < \frac{\ell}{b} \leq 30$ :		$\frac{7}{K} < \frac{\ell}{b} \leq 27$ :	
$A_c$ : 圧縮フランジの総断面積 (mm <sup>2</sup> )						
$\ell$ : 圧縮フランジの固定点間距離 (mm)	$120 - 1.1(K \frac{\ell}{b} - 9)$		$160 - 1.6(K \frac{\ell}{b} - 8)$		$180 - 1.9(K \frac{\ell}{b} - 7)$	
$b$ : 圧縮フランジの幅 (mm)	ただし $\frac{A_w}{A_c} < 2$ の場合は		ただし $\frac{A_w}{A_c} < 2$ の場合は		ただし $\frac{A_w}{A_c} < 2$ の場合は	
$K = \sqrt{3 + \frac{A_w}{2A_c}}$	$K = 2$ とする		$K = 2$ とする		$K = 2$ とする	
圧縮フランジがスキンプレート等で直接固定された場合	120		160		180	

4. 扉体、回転台および固定部に用いられる構造用鋼材の許容せん断応力度および許容支圧応力度は、それぞれ表-解 4.9.1-5 に示す値とする。

表-解 4.9.1-5 許容せん断応力度および許容支圧応力度

単位  $N/mm^2$

鋼種 種類	SS400, SM400, SMA400		SM490		SMA490	
	厚さ $\leq$ 40mm	>40	厚さ $\leq$ 40mm	>40	厚さ $\leq$ 40mm	>40
せん断応力度	70	左記の 0.92倍	90	左記の 0.94倍	105	左記の 0.95倍
支圧応力度	180		240		270	

5. 扉体, 回転台および固定部に用いられる鋳鍛鋼品, 炭素鋼および棒鋼の許容応力度は, 表-解 4.9.1-6 に示す値とする。

表-解 4.9.1-6 鋳鍛造品, 炭素鋼および棒鋼の許容応力度 単位  $N/mm^2$

鋼種 種類	種類	軸方向 引張応力度	軸方向 圧縮応力度	曲げ応力度	せん断応力度	支圧応力度
鍛鋼品	SF440A	110	110	110	65	165
鋳鋼品	SC450	110	110	110	65	165
	SC480	120	120	120	70	180
	SCW410	120	120	120	70	180
機械構造用 炭素鋼	S20C	120	120	120	70	180
	S25C	130	130	130	75	195
	S35C	150	150	150	85	225
	S45C	170	170	170	95	255
炭素鋼鋼管	STPY400	110	110	110	65	165
	STPG370	110	110	110	65	165
鉄筋コンクリー ト用棒鋼	SR235	120	120	120	70	180
	SR295	150	150	150	85	225
	SD345	170	170	170	100	255

(注) (1) 表-解 4.1.9-6 に示す機械構造用炭素鋼の許容応力度は直径 $\phi$ 25, 焼ならし処理(N)の場合を示す。  
 (2) 機械構造用炭素鋼で焼入・焼戻し処理(H)を行う場合は, JIS 規定を遵守するとともに質量効果を考慮し許容応力度を求める。

6. 扉体, 回転台および固定部との連結構造に用いる接合用鋼材の許容応力度は, 表-解 4.9.1-7 に示す値とする。

表-解 4.9.1-7 接合用鋼材の許容応力度

単位  $N/mm^2$

鋼種 種類	SS400, SM400		SM490	
	厚さ $\leq$ 40mm	>40	厚さ $\leq$ 40mm	>40
リベット	SV330		SV400	
1. せん断応力度	85		115	
2. 支圧応力度	175	左記の0.92倍 とする	235	左記の0.94倍 とする
仕上げボルト	SS400, S20C		S35C	
1. せん断応力度	70		85	
2. 支圧応力度	180	左記の0.92倍 とする	225	左記の0.94倍 とする
アンカボルト	SS400, S20C		S35C	
1. せん断応力度	70		85	

7. 固定部に PC 鋼材を用いる場合、その引張許容応力度は表-解 4.9.1-8 に示す値とする。

表-解 4.9.1-8 PC 鋼材 (PC 鋼線, PC 鋼および PC 鋼棒) の許容引張応力度

適用時	許容引張応力度
プレストレス中 (1)	$0.60 \sigma_{pu}$ または $0.70 \sigma_{pv}$ のうちいずれか小さい値
プレストレス直後 (2)	$0.50 \sigma_{pu}$ または $0.60 \sigma_{pv}$ のうちいずれか小さい値
使用状態 (3)	$0.40 \sigma_{pu}$ または $0.55 \sigma_{pv}$ のうちいずれか小さい値

ここに、 $\sigma_{pu}$  : PC 鋼材の引張強さ  
 $\sigma_{pv}$  : PC 鋼材の降伏点

8. 曲げモーメントおよび軸方向力による垂直応力とせん断応力を同時に受ける場合や垂直応力が互いに直行する応力状態の場合は、式 (4.9.1-2) および式 (4.9.1-3) により合成応力度を計算し、許容応力度以内となるよう設計する。

① 曲げモーメントおよび軸方向力による垂直応力とせん断応力を受ける場合

$$\sigma_{g1} = \sqrt{\sigma_1^2 + 3\tau^2} \leq 1.1\sigma_a \dots\dots\dots (4.9.1-2)$$

② 二軸方向応力とせん断応力を受ける場合

$$\sigma_{g2} = \sqrt{\sigma_1^2 + \sigma_2^2 - \sigma_1\sigma_2 + 3\tau^2} \leq 1.1\sigma_a \dots\dots\dots (4.9.1-3)$$

ここに、 $\sigma_{g1}$ ,  $\sigma_{g2}$  : 合成応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\sigma_1$  : 曲げモーメントおよび軸方向力による垂直応力度  
 (引張を正とする) (N/mm<sup>2</sup>)

$\sigma_2$  :  $\sigma_1$  に直角な方向の垂直応力度 (引張を正とする)  
 (N/mm<sup>2</sup>)

$\tau$  : 曲げおよびねじりによるせん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\sigma_a$  : 表-解 4.8-1 に規定する許容応力の割り増しによる  
 許容軸方向引張応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

二軸方向の合成応力度に対する許容応力度は、許容軸方向引張応力度の 1.1 倍とする。

9. 扉体、回転台および固定部に用いられるステンレス鋼およびステンレス鋼鋳鋼品の許容応力度は、表-4.9.1-2, 9, 10, 11, 12 に示す値とする。

10. 扉体、回転台および固定部に用いられる構造用鋼材のうちステンレス鋼の軸方向圧縮応力度は、式 (4.9.1-4) により算出した値とする。

$$\sigma_{ca} = \sigma_{cag} \cdot \sigma_{cal} / \sigma_{cao} \dots\dots\dots (4.9.1-4)$$

ここに、 $\sigma_{ca}$  : 許容軸方向圧縮応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\sigma_{cag}$  : 表-解 4.9.1-9 に示す局部座屈を考慮しない  
 許容軸方向圧縮応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\sigma_{cal}$  : 4.10.1 に規定する局部座屈に対する許容応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\sigma_{cao}$  : 表-解 4.9.1-9 に示す局部座屈を考慮しない許容軸方向圧縮  
 応力度の上限値 (N/mm<sup>2</sup>)



表-解 4.9.1-9 局部座屈を考慮しない許容軸方向圧縮応力度

単位 N/mm<sup>2</sup>

鋼種 種類	SUS304	SUS304L
軸方向圧縮応力度	$\frac{l}{r} \leq 19$ : 100	$\frac{l}{r} \leq 21$ : 90
圧縮部材 l : 部材の有効座屈長 (mm)	$19 < \frac{l}{r} \leq 96$ : $100 - 0.53(\frac{l}{r} - 19.0)$	$21 < \frac{l}{r} \leq 104$ : $90 - 0.47(\frac{l}{r} - 21.0)$
r : 部材の総断面 の断面二次半径 (mm)	$96 < \frac{l}{r}$ : $\frac{980,000}{7,200 + (\frac{l}{r})^2}$	$104 < \frac{l}{r}$ : $\frac{980,000}{8,400 + (\frac{l}{r})^2}$
圧縮添接材	100	90

11. 扉体・扉体回転台および固定部に用いられる構造用鋼材のうち、ステンレス鋼の許容曲げ圧縮応力度は次の規定による。

- (1) 部材の圧縮縁の許容曲げ圧縮応力度は、表-解 4.9.1-10 に示す値とする。
- (2) 4.10.1 に規定する局部座屈に対する許容応力度が表-解 4.9.1-10 に示す値より小さい場合は、(1)項の規定にかかわらず 4.10.1 に規定する局部座屈に対する許容応力度を許容曲げ圧縮応力度とする。

表-解 4.9.1-10 許容曲げ圧縮応力度

単位 N/mm<sup>2</sup>

鋼種 種類	SUS304	SUS304L
曲げ応力度 桁の圧縮	$\frac{l}{b} \leq \frac{10}{K}$ : 100	$\frac{l}{b} \leq \frac{10}{K}$ : 90
Aw : 腹板の総断面積 (mm <sup>2</sup> )	$\frac{l}{b} > \frac{10}{K}$ :	$\frac{l}{b} > \frac{10}{K}$ :
Ac : 圧縮フランジの 総断面積 (mm <sup>2</sup> )	$100 - 0.90(K \frac{l}{b} - 10)$	$90 - 0.70(K \frac{l}{b} - 10)$
l : 圧縮フランジの 固定点間距離 (mm)		
b : 圧縮フランジ幅 (mm)	ただし $\frac{Aw}{Ac} < 2$ の場合は K = 2 とする	ただし $\frac{Aw}{Ac} < 2$ の場合は K = 2 とする
$K = \sqrt{3 + \frac{Aw}{2Ac}}$		
圧縮フランジがスキン プレート等で直接固定 された場合	100	90

12. 扉体、回転台および固定部に用いられる構造用鋼材のうち、ステンレス鋼の許容せん断応力度および許容支圧応力度は、それぞれ表-解 4.9.1-11 に示す値とする。

表-解 4.9.1-11 許容せん断応力度および許容支圧応力度

単位 N/mm<sup>2</sup>

鋼種 種類	SUS304	SUS304L
せん断応力度	60	50
支圧応力度	150	135

13. 扉体、回転台および固定部に用いられるステンレス鋼鋳鋼品（SCS13）およびマルテンサイト系ステンレス鋼棒（SUS403）の許容応力度は表-解 4.9.1-12 に示す値とする。

表-解 4.9.1-12 SCS13 および SUS403 の許容応力度

単位  $N/mm^2$

種類 \ 鋼種	SCS13	SUS403
軸方向引張応力度	90	195
軸方向圧縮応力度	90	195
曲げ応力度	90	195
せん断応力度	50	115
支圧応力度	135	290

14. 「設計津波を超える規模の強さを有する津波」に許容応力度法を適用する場合、構造用鋼材およびステンレス鋼材の許容軸方向引張応力度および許容曲げ引張応力度は「降伏点又は0.2%耐力」を用いた時、表-解 4.9.1-13、表-解 4.9.1-14 に示す値となる。

表-解 4.9.1-13 許容軸方向引張応力度および許容曲げ引張応力度（その1）

単位  $N/mm^2$

種類 \ 鋼種	SS400, SM400, SMA400		SM490		SMA490	
	厚さ ≤ 40mm	> 40	厚さ ≤ 40mm	> 40	厚さ ≤ 40mm	> 40
軸方向引張応力度および曲げ引張応力度	235	左記の0.92倍	315	左記の0.94倍	355	左記の0.95倍

表-解 4.9.1-14 許容軸方向引張応力度および許容曲げ引張応力度（その2）

単位  $N/mm^2$

種類 \ 鋼種	SUS304, SUS304TP	SUS304L, SUS316L
軸方向引張応力度および曲げ引張応力度	205	175

15. 溶接による継手箇所については、土木研究資料第3094号「ダム・堰構造物におけるステンレス鋼の溶接継手効率に関する調査」<sup>8)</sup>の検討結果より、表-解 4.9.1-1～14 に示した値に表-解 4.9.1-15 に定めた係数を乗じた値を許容応力度とする。

表-解 4.9.1-15 溶接の継手効率

区 分		工場溶接	現場溶接
突合わせ溶接継手	放射線検査を行うとき	0.95(1.0)	0.90(0.95)
	放射線検査を行わないとき	0.85	0.80
すみ肉溶接継手		0.95	0.90

- (注) (1)水門扉の主要構造部の突合わせ継手は、溶接線長の5%以上の検査を行うものとする。  
 (2)特に新しい材料、複雑な構造物等の重要な突合わせ継手は、溶接線長の20%以上の検査を行うことを標準とする。  
 (3)溶接線の全長について放射線検査を行う場合は、( )内の効率とする。

#### 4.9.2 コンクリートの許容応力度

流起式可動防波堤でコンクリート部材を用いる必要がある場合、無筋および鉄筋コンクリートの許容応力度は、コンクリート標準示方書に準拠し、各材料で定められる許容応力度を超えないよう定めるものとする。

##### 【解説】

##### 1. 無筋コンクリート部材

##### 1) コンクリートの許容圧縮応力度

材齢28日の供試体を用いてJIS A 1108(1976)コンクリートの圧縮強度試験方法により試験を行って求めた圧縮強度(設計基準強度)の1/4の値とする。ただし、許容圧縮応力度が $5.4\text{N/mm}^2$ を超える場合については $5.4\text{N/mm}^2$ とする。

##### 2) コンクリートの許容せん断応力度

コンクリートの許容せん断応力度は $0.40\text{N/mm}^2$ とする。

##### 3) コンクリートの許容曲げ引張応力度

材齢28日の供試体を用いてJIS A 1108(1976)コンクリートの引張強度試験方法により試験を行って求めた引張強度(設計基準引張強度)の1/7の値とする。ただし、許容曲げ引張応力度が $0.29\text{N/mm}^2$ を超える場合については $0.29\text{N/mm}^2$ とする。

##### 4) コンクリートの許容支圧応力度

コンクリートの許容支圧応力度は、設計基準強度に0.3を乗じた値とする。ただし、許容支圧応力度が $5.9\text{N/mm}^2$ を超える場合については $5.9\text{N/mm}^2$ とする。特に支圧面にらせん状の鉄筋その他を配置して支圧度を高めた場合には $5.9\text{N/mm}^2$ まで高めてよい。

##### 2. 鉄筋コンクリート部材

1) コンクリートの許容曲げ圧縮応力度(軸方向を伴う場合を含む)は、設計基準強度に応じて、表-解4.9.2-1に示す値とする。

表-解 4.9.2-1 コンクリートの許容曲げ圧縮応力度

単位  $\text{N/mm}^2$

項 目	設 計 基 準 強 度			
	18	24	30	40以上
許容曲げ圧縮応力度	7	9	11	14

2) コンクリートの許容せん断応力度は、設計基準強度に応じて、表-解4.9.2-2に示す値とする。

表-解 4.9.2-2 コンクリートの許容せん断応力度

単位  $\text{N/mm}^2$

区 分		設 計 基 準 強 度			
		18	24	30	40以上
斜引張鉄筋の計算をしない場合	梁 の 場 合	0.4	0.45	0.5	0.55
	ス ラ ブ の 場 合 <sup>1)</sup>	0.8	0.9	1.0	1.1
斜引張鉄筋の計算をする場合	せん断力のみの場合 <sup>2)</sup>	1.8	2.0	2.2	2.4

注 1) 押抜きせん断に対する値である。

注 2) ねじりの影響を考慮する場合にはこの値を割増してよい。

注 3) コンクリートの許容付着応力度は，設計基準強度に応じて，表-解 4.9.2-3 に示す値とする。

表-解 4.9.2-3 コンクリートの許容付着応力度

単位  $N/mm^2$

鉄筋の種類	設計基準強度			
	18	24	30	40以上
普通鉄筋	0.7	0.8	0.9	1.0
異形鉄筋	1.4	1.6	1.8	2.0

#### 4.10 部材の設計

部材の設計は 4.3～4.7 に定められる条件のもとで，圧縮部材，引張部材および軸方向力と曲げモーメントを受ける部材に対してそれぞれの特性に応じて設計されなければならない。

##### 【解説】

- 扉体はシェル型構造であり，引き留めベルトの上下端部を支持点とする単純梁構造である。津波波力により縦主桁，水平桁とも曲げモーメントを受け変形する。また，上部引き留めベルトは基礎部に向け傾斜している。そのため，扉体が津波波力を受けた時，引き留めベルトから引っ張り力の上下成分が生じる。その成分が扉体上下方向（扉高方向）に圧縮力が生じる。それに耐える部材設計を必要とする。
- 津波波力により扉体，回転台および固定部に作用する力から圧縮，引張りおよび曲げモーメントが作用するので，本文のように規定した。

##### 4.10.1 圧縮部材

- 圧縮部材は局部座屈を考慮し，許容応力度を定めなければならない。
- 圧縮応力を受ける両縁支持板，補剛板および自由突出板の板厚は，座屈に対して安全でなければならない。
- 補剛板の補剛材は，必要な剛性を持ったものとする。

##### 【解説】

- 圧縮部材の，局部座屈を考慮した許容応力度は，表-解 4.10.1-1, 2, 3 に示す値とする。

表-解 4.10.1-1 両縁支持板の局部座屈に対する許容応力度

単位  $N/mm^2$

鋼種	局部座屈に対する許容応力度	
SS400 SM400 SMA400	120 $190,000 \left( \frac{t \cdot f}{b} \right)^2$	$:\frac{b}{39.8f} \leq t$ $:\frac{b}{80f} \leq t < \frac{b}{39.8f}$
SM490	160 $190,000 \left( \frac{t \cdot f}{b} \right)^2$	$:\frac{b}{34.5f} \leq t$ $:\frac{b}{80f} \leq t < \frac{b}{34.5f}$
SMA490	180 $190,000 \left( \frac{t \cdot f}{b} \right)^2$	$:\frac{b}{32.5f} \leq t$ $:\frac{b}{80f} \leq t < \frac{b}{32.5f}$

表-解 4.10.1-2 補剛板の局部座屈に対する許容応力度  
単位  $N/mm^2$

鋼種	局部座屈に対する許容応力度
SS400	120 : $\frac{b}{28f \cdot n} \leq t$
SM400	$120 - 2.1 \left( \frac{b}{t \cdot f \cdot n} - 28 \right)$ : $\frac{b}{56f \cdot n} \leq t < \frac{b}{28f \cdot n}$ $190,000 \left( \frac{t \cdot f \cdot n}{b} \right)^2$ : $\frac{b}{80f \cdot n} \leq t < \frac{b}{56f \cdot n}$
SMA400	
SM490	160 : $\frac{b}{24f \cdot n} \leq t$ $160 - 3.2 \left( \frac{b}{t \cdot f \cdot n} - 24 \right)$ : $\frac{b}{48f \cdot n} \leq t < \frac{b}{24f \cdot n}$ $190,000 \left( \frac{t \cdot f \cdot n}{b} \right)^2$ : $\frac{b}{80f \cdot n} \leq t < \frac{b}{48f \cdot n}$
SMA490	180 : $\frac{b}{22f \cdot n} \leq t$ $180 - 3.7 \left( \frac{b}{t \cdot f \cdot n} - 22 \right)$ : $\frac{b}{46f \cdot n} \leq t < \frac{b}{22f \cdot n}$ $190,000 \left( \frac{t \cdot f \cdot n}{b} \right)^2$ : $\frac{b}{80f \cdot n} \leq t < \frac{b}{46f \cdot n}$

表-解 4.10.1-3 圧縮応力を受ける自由突出板の局部座屈に対する許容応力度  
単位  $N/mm^2$

鋼種	局部座屈に対する許容応力度
SS400	120 : $\frac{b}{12.9} \leq t$
SM400	$20,000 \left( \frac{t}{b} \right)^2$ : $\frac{b}{16} \leq t < \frac{b}{12.9}$
SMA400	
SM490	160 : $\frac{b}{11.2} \leq t$ $20,000 \left( \frac{t}{b} \right)^2$ : $\frac{b}{16} \leq t < \frac{b}{11.2}$
SMA490	180 : $\frac{b}{10.6} \leq t$ $20,000 \left( \frac{t}{b} \right)^2$ : $\frac{b}{16} \leq t < \frac{b}{10.6}$

- ここでいう補剛板とは圧縮座屈を防ぐため補剛材で補強された板を示す。
- 局部座屈を考慮した応力度の照査は、軸方向圧縮応力度については 4.9.1 の 2 項、曲げ圧縮応力度については 4.9.1 の 3 項により行う。
- 圧縮応力を受ける両縁支持板、補剛板、および自由突出板は、板厚が薄いと局部的な座屈を起こすおそれがあるので、板の幅厚比に注意しなければならない。これは、幅厚比の大きい領域では低い応力度で面外たわみや剛度の低下が生じやすいためである。

式 (4.9.1-1) における局部座屈に対する許容応力度を算出するために、ここで規定する局部座屈に対する許容応力度  $\sigma_{cal}$  を表-解 4.9.1-3 「許容軸方向圧縮応力度」においては規定したものであり、許容軸方向圧縮応力度ではないことに注意する必要がある。

また、ここで規定する局部座屈許容応力度  $\sigma_{cal}$  は表-4.9.1-4 「許容曲げ圧縮応力度」において、表-解 4.9.1-4 で規定する許容曲げ圧縮応力度を下回る場合、局部座屈許容応力度を圧縮応力度とする。

- 表-解 4.10.1-1 に規定した両縁支持板の局部座屈に対する許容応力度 ( $\sigma_{cal}$ ) は、以下に計算する基準耐荷力曲線での限界座屈応力度に対し、安全率 2.0 として算出したものである。

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{cr}/\sigma_y &= 1.0 & (R \leq 0.7) \\ \sigma_{cr}/\sigma_y &= 1.0/R^2 & (R > 0.7) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (4.10.1-1)$$

ここに, R : 幅厚比パラメータ

$$R = \sqrt{\frac{\sigma_y}{\sigma_{cr}}} = \frac{b}{t \cdot f} \sqrt{\frac{\sigma_y \cdot 12(1-\mu^2)}{E \cdot \pi^2 k}} \dots\dots\dots (4.10.1-2)$$

- $\sigma_{cr}$  : 限界座屈応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $\sigma_y$  : 降伏点あるいは耐力 (N/mm<sup>2</sup>)
- $\sigma_{cal}$  : 許容局部座屈応力度 =  $\sigma_{cr}/2.0$  (N/mm<sup>2</sup>)
- B : 板の固定縁間距離 (mm) 図-解 4.10.1-1 参照
- t : 板厚 (mm)
- $\mu$  : ポアソン比 鋼の場合  $\mu = 0.3$
- E : 縦弾性係数 鋼の場合  $E = 2.06 \times 10^5$  (N/mm<sup>2</sup>)
- K : 座屈係数 両縁支持板の場合  $k = 4.0$  (4辺単純支持)
- f : 応力勾配による係数

$$f = 0.65\phi^2 + 0.13\phi + 1.0 \dots\dots\dots (4.10.1-3)$$

$\phi$  : 応力勾配

$$\phi = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{\sigma_1} \dots\dots\dots (4.10.1-4)$$

$\sigma_1, \sigma_2$  : それぞれの板の両縁での縁応力度 (N/mm<sup>2</sup>)  
 ただし,  $\sigma_1 \geq \sigma_2$  とし, 圧縮応力度を正とする. 図-解 4.10.1-2 参照

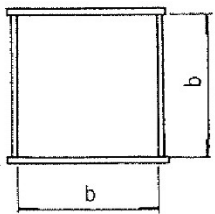


図-解 4.10.1-1 板の固定縁間距離

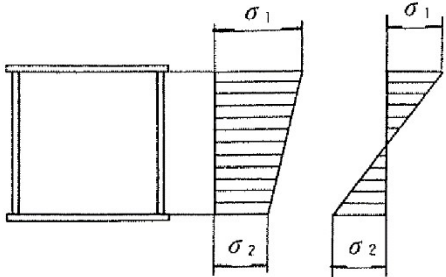
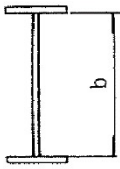


図-解 4.10.1-2 板の縁応力度

6. 表-解 4.10.1-2 に規定した補剛板の局部座屈に対する許容応力度( $\sigma_{cal}$ )は, 以下にて計算する基準耐荷力曲線での限界座屈応力度に対し, 安全率 2.0 として算出したものである.

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{cr}/\sigma_y &= 1.0 & (R_R \leq 0.5) \\ \sigma_{cr}/\sigma_y &= 1.5 - R_R & (0.5 < R_R \leq 1.0) \\ \sigma_{cr}/\sigma_y &= 0.5/R_R^2 & (1.0 < R_R) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (4.10.1-5)$$

ここに,  $R_R$  : 補剛板の幅厚比パラメータ

$$R_R = \sqrt{\frac{\sigma_y}{\sigma_{cr}}} = \frac{b}{t \cdot f} \sqrt{\frac{\sigma_y \cdot 12(1-\mu^2)}{E \cdot \pi^2 k_R}} \dots\dots\dots (4.10.1-6)$$

- $\sigma_{cr}$  : 限界座屈応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $\sigma_y$  : 降伏点あるいは耐力 (N/mm<sup>2</sup>)
- $\sigma_{cal}$  : 許容局部座屈応力度 =  $\sigma_{cr}/2.0$  (N/mm<sup>2</sup>)

- b : 補剛板の全幅 (mm)
- t : 板厚 (mm)
- f : 応力勾配による係数 式 4.10.1-3
- $\mu$  : ポアソン比 鋼の場合  $\mu = 0.3$
- E : 縦弾性係数 鋼の場合  $E = 2.06 \times 10^5$  (N/mm<sup>2</sup>)
- $k_R$  : 座屈係数 =  $4n^2$
- N : 補剛材で区切られるパネル数 ( $n \geq 2$ )

7. 表-解 4.10.1-3 に規定した自由突出板の局部座屈に対する許容応力度( $\sigma_{cal}$ )は, 【解説】5 の基準耐荷力曲線の限界座屈応力度に対し, 安全率 2.0, 座屈計数  $k = 0.43$  (1 辺自由 3 辺単純支持),  $f = 1.0$  (純圧縮の場合) として算出したものである.

8. 補剛板に使用される板要素は, 一般に板厚が薄く溶接による初期変形, 残留応力などの初期不整の影響が大きいこと, また補剛材は板の両縁支持条件を満たすほど十分に剛ではないことなどから, 補剛板を両縁支持板と同じように扱うのは必ずしも妥当でない. このようなことから本条では補剛材の必要剛比を規定した.

**[例示仕様]**

1. 板の両端が十分に拘束されている両縁支持板が圧縮応力を受ける場合の板厚は, 表-解 4.10.1-4 に示す値以上とする.

表-解 4.10.1-4 圧縮応力を受ける両縁支持板の必要板厚

単位 mm

鋼 種	SS400 SM400 SMA400	SM490	SMA490	SUS304
必 要 板 厚	$\frac{b}{56 f}$	$\frac{b}{48 f}$	$\frac{b}{46 f}$	$\frac{b}{60 f}$

ここに, b : 板の固定縁間距離 (mm) (図-解 4.10.1-1 参照)

f : 応力勾配による係数 (式 4.10.1-3 参照)

$\phi$  : 応力勾配 (式 4.10.1-4 参照)

架設時のみに一時的に圧縮応力を受ける両縁支持板の板厚は, (式 4.10.1-7) による.

$$t \geq \frac{b}{80f} \text{ かつ } t \geq \frac{b}{220} \dots\dots\dots (4.10.1-7)^9$$

表-解 4.10.1-4 に示す必要板厚は, 【解説】5 の式 4.10.1-2 に, 幅厚比パラメータ  $R \leq 1.0$ , 座屈係数  $k = 4.0$ , として算出したものである. 表-解 4.10.1-4 に示す鋼種以外の板厚も同様に, 以下の式 (4.10.1-8) による.

$$t \geq \frac{b \cdot \sqrt{\sigma_y}}{880f} \dots\dots\dots (4.10.1-8)$$

2. ステンレス鋼の両縁支持板の局部座屈に対する許容応力度( $\sigma_{cal}$ )は, 表-解 4.10.1-5 に示す値とする.

表-解 4.10.1-5 は, 【解説】5 の構造用鋼材に対する両縁支持板の局部座屈に対する許容応力度と同様の考え方により, ステンレス鋼の縦弾性係数  $E = 1.93 \times 10^5$  (N/mm<sup>2</sup>) で算出したものである.

表-解 4.10.1-1, 表-解 4.10.1-5 に示す鋼種以外の両縁支持板の局部座屈に対する許容応力度も同様に, 【解説】6 による.

表-解 4.10.1-5 両縁支持板の局部座屈に対する許容応力度

単位  $N/mm^2$

鋼種	局部座屈に対する許容応力度	
SUS304	100	$:\frac{b}{41.4f} \leq t$
	$170,000\left(\frac{t \cdot f}{b}\right)^2$	$:\frac{b}{80f} \leq t < \frac{b}{41.4f}$
SUS304L	90	$:\frac{b}{44.7f} \leq t$
	$180,000\left(\frac{t \cdot f}{b}\right)^2$	$:\frac{b}{80f} \leq t < \frac{b}{44.7f}$

3. シェル構造の場合、外板および水平桁に圧縮応力が発生する部分の外板の板厚は表-解 4.10.1-6 による。

表-解 4.10.1-6 圧縮応力を受ける補剛板の必要板厚

単位  $N/mm^2$

鋼種	SS400 SM400 SMA400	SM490	SMA490	SUS304
必要板厚	$\frac{b}{56f \cdot n}$	$\frac{b}{48f \cdot n}$	$\frac{b}{46f \cdot n}$	$\frac{b}{60f \cdot n}$

ここに、 $b$  : 外板の全幅 (mm)

$n$  : 水平桁によって区切られるパネル数 ( $n \geq 2$ )

$f$  : 応力勾配による係数

$$f = 0.65 \left(\frac{\phi}{n}\right)^2 + 0.13 \left(\frac{\phi}{n}\right) + 1.0 \dots \dots \dots (4.10.1-9)$$

$\phi$  : 応力勾配

$$\phi = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{\sigma_1} \dots \dots \dots (4.10.1-10)$$

$\sigma_1, \sigma_2$  : それぞれの補剛板の両縁での縁応力度 ( $N/mm^2$ )

ただし、 $\sigma_1 \geq \sigma_2$ とし、圧縮応力度を正とする。

表-解 4.10.1-6 に示す必要板厚は、【解説】5 の式 (4.10.1-2) に、幅厚比パラメータ  $R \leq 1.0$ 、座屈係数  $k = 4.0$ 、板の固定縁間距離を  $b/n$  として算出したものである。表-解 4.10.1-6 に示す鋼種以外の板厚も同様に、以下の式 (4.10.1-11) による。

$$t \geq \frac{b \cdot \sqrt{\sigma_y}}{880f \cdot n} \dots \dots \dots (4.10.1-11)$$

4. 補剛板の補剛材は、次の規定を満足しなければならない。

ここに、水平桁の必要剛比および補剛材の局部座屈に対する許容応力度は、土木研究所で行った実験結果等に基づくものである。

(1) 水平桁 1 個の断面二次モーメント  $I_1$  ( $mm^4$ ) および断面積  $A_1$  ( $mm^2$ ) は、それぞれ式 (4.10.1-12) および式 (4.10.1-13) を満足しなければならない。ここに、水平桁 1 個の断面二次モーメントは、水平桁が外板の片側に配置されている場合は、外板の水平桁側の表面に関する断面二次モーメントである。



$$I_1 \geq \frac{b \cdot t^3}{11} r_1 \dots \dots \dots (4.10.1-12)$$

$$A_1 \geq \frac{b \cdot t}{10n} \dots \dots \dots (4.10.1-13)$$

ここに、t : 外板の板厚 (mm)  
b : 外板の全幅 (mm)  
n : 水平桁によって区切られるパネル数  
r<sub>1</sub> : (2)項により算出する水平桁の必要剛比

(2) 水平桁の必要剛比r<sub>1</sub>は式 (4.10.1-14) および式 (4.10.1-15) のとおりとする。

① a ≤ a<sub>0</sub> かつダイヤフラム 1 個の断面二次モーメントI<sub>t</sub> (mm<sup>4</sup>) が式 (4.10.1-15) を満足する場合

$$\left. \begin{aligned} r_1 &= 4a^2 \cdot n \left( \frac{t_0}{t} \right)^2 (1 + n \cdot \delta_t) - \frac{(a^2+1)^2}{n} (t \geq t_0) \\ &= 4a^2 \cdot n \cdot (1 + n \cdot \delta_t) - \frac{(a^2+1)^2}{n} \quad (t < t_0) \end{aligned} \right\} \dots \dots (4.10.1-14)$$

$$I_t \geq \frac{b \cdot t^3}{11} \cdot \frac{1+n \cdot r_1}{4a^3} \dots \dots \dots (4.10.1-15)$$

② 上記①に規定する以外の場合

$$\left. \begin{aligned} r_1 &= \frac{1}{n} \left[ \left\{ 2n^2 \left( \frac{t_0}{t} \right)^2 (1 + n \cdot \delta_t) - 1 \right\}^2 - 1 \right] (t \geq t_0) \\ &= \frac{1}{n} [ \{ 2n^2 (1 + n \cdot \delta_t) - 1 \}^2 - 1 ] \quad (t < t_0) \end{aligned} \right\} \dots \dots (4.10.1-16)$$

ここに、a : 水平桁とダイヤフラムの縦横寸法比

$$a = \frac{\ell}{b} \dots \dots \dots (4.10.1-17)$$

a<sub>0</sub> : 限界縦横寸法比

$$a_0 = \sqrt[4]{1 + n \cdot r_1} \dots \dots \dots (4.10.1-18)$$

ℓ : ダイヤフラム間隔 (mm)

δ<sub>t</sub> : 水平桁 1 個の断面積比

$$\delta_t = \frac{A_1}{b \cdot t} \dots \dots \dots (4.10.1-19)$$

r<sub>t</sub> : 水平桁の剛比

$$r_t \leq \frac{I_1}{\frac{b \cdot t^3}{11}} \dots \dots \dots (4.10.1-20)$$

t<sub>0</sub> : 表-解 4.10.1-7 に示す板厚 (mm)

表-解 4.10.1-7 板厚 t<sub>0</sub> 単位 mm

鋼種	SS400 SM400 SMA400	SM490	SMA490	SUS304
t <sub>0</sub>	$\frac{b}{28 f \cdot n}$	$\frac{b}{24 f \cdot n}$	$\frac{b}{22 f \cdot n}$	$\frac{b}{30 f \cdot n}$

5. ステンレス鋼の圧縮応力を受ける両縁を支持された補剛板の局部座屈に対する許容応力度( $\sigma_{cal}$ )は表-解 4.10.1-8 に示す値とする。

表-解 4.10.1-8 補剛板の局部座屈に対する許容応力度

単位  $N/mm^2$

鋼種	局部座屈に対する許容応力度
SUS304	100 : $\frac{b}{30f \cdot n} \leq t$
	$100 - 1.8 \left( \frac{b}{t \cdot f \cdot n} - 30 \right)$ : $\frac{b}{58f \cdot n} \leq t < \frac{b}{30f \cdot n}$
	$170,000 \left( \frac{t \cdot f \cdot n}{b} \right)^2$ : $\frac{b}{80f \cdot n} \leq t < \frac{b}{58f \cdot n}$
SUS304L	90 : $\frac{b}{32f \cdot n} \leq t$
	$90 - 1.4 \left( \frac{b}{t \cdot f \cdot n} - 32 \right)$ : $\frac{b}{63f \cdot n} \leq t < \frac{b}{32f \cdot n}$
	$180,000 \left( \frac{t \cdot f \cdot n}{b} \right)^2$ : $\frac{b}{80f \cdot n} \leq t < \frac{b}{63f \cdot n}$

表-解 4.10.1-8 は、【解説】6 の補剛板の局部座屈に対する許容応力度と同様の考え方により、ステンレス鋼の縦弾性係数  $E = 1.93 \times 10^5$  ( $N/mm^2$ ) で算出したものである。

表-解 4.10.1-1, 表-解 4.10.1-8 に示す鋼種以外の両縁支持板の局部座屈に対する許容応力度も同様に、【解説】6 による。

6. 圧縮応力を受ける自由突出板の板厚は、自由突出幅の 1/16 以上とする。自由突出幅の寸法については、図-解 4.10.1-3 に示す通りとする。

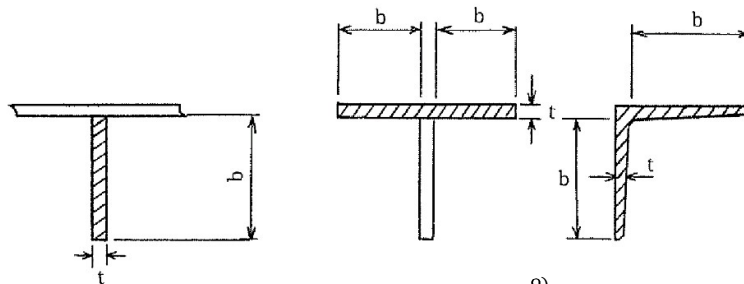


図-解 4.10.1-3 自由突出幅<sup>9)</sup>

7. ステンレス鋼の圧縮応力を受ける自由突出板の局部座屈に対する許容応力度( $\sigma_{cal}$ ) は、表-解 4.10.1-9 に示す値とする。

表-解 4.10.1-9 圧縮応力を受ける自由突出板の局部座屈に対する許容応力度

単位  $N/mm^2$

鋼種	局部座屈に対する許容応力度
SUS304	100 : $\frac{b}{13.4} \leq t$
	$18,000 \left( \frac{t}{b} \right)^2$ : $\frac{b}{16} \leq t < \frac{b}{13.4}$
SUS304L	90 : $\frac{b}{14.5} \leq t$
	$19,000 \left( \frac{t}{b} \right)^2$ : $\frac{b}{16} \leq t < \frac{b}{14.5}$

表-解 4.10.1-9 は、【解説】7 の構造用鋼材に対する圧縮応力を受ける自由突出板の局部座屈に対する許容応力度と同様の考え方により、ステンレス鋼の縦弾性係数 $E = 1.93 \times 10^5$  (N/mm<sup>2</sup>) で算出したものである。

#### 4.10.2 引張部材

- 1, 引張部材は、有効断面積を考慮して、応力度の照査を行う。
- 2, 有効断面積は、接合部の構造、部材の配置および偏心による曲げモーメントを考慮して計算しなければならない。
- 3, 引張部材は、使用する断面の図心と骨組線との偏心が小さくなるように配置する。

#### 【解説】

1. 1本の山形鋼からなる引張部材を図-解 4.10.2-1 のようなガセットに取付ける場合は、ガセットに取付けられる脚と取付けられない脚とができる。この場合、連結部における力の作用線と引張部材の図心線との間にかなりの偏心があり、この偏心によって曲げモーメントが働くことになる。
2. 主要引張部材については、偏心は本来好ましいものではないから、なるべく偏心を小さくするのがよい。

#### 【例示仕様】

引張部材の有効断面積は、次の事項を考慮して計算する。

1. ボルト、リベット等の穴の部分に欠損断面積とする。
2. 山形鋼を用いる場合で偏心の影響がある場合は、張り出し脚の1/2の面積を無効とする。

ガセットに取付けられた脚の断面積はそのまま有効に働くものとし、ガセットに連結されない脚の1/2は無効とする(図-解 4.10.2.1 (a))。すなわち、等辺山形鋼であれば山形鋼の全純断面積から純断面積の1/4を減じることになる。図-解 4.10.2-1 (b) のように1枚のガセットの同じ側に2本の山形鋼が取付けられた場合には、ガセットと山形鋼の間に偏心があるから、ガセットに連結されない脚の1/2は無効となる。

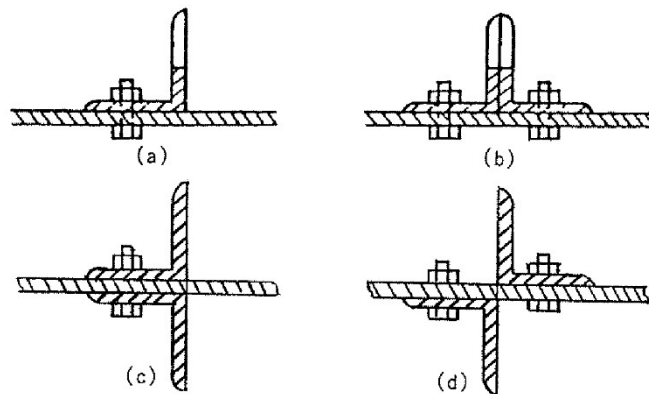


図-解 4.10.2-1 引張部材有効断面

2本の山形鋼が1枚のガセットの両側に取付けられた引張部材(図-解 4.10.2-1 (c) (d))では、全純断面積を有効と考えることができる。(c)の場合には、部材の重心線と連結位置が一致していないため、ガセット面に平行軸直角方向には偏心が生じるが、ガセットと山形鋼との間にかなりの摩擦があることを考えて、偏心の影響を無視した。(d)の場合は偏心がない連結とみなされる。

なお、この条の規定は細長比の算定の際に考慮する必要がなく、断面二次半径は部材の総断面積について算出してよい。

### 4.10.3 軸方向と曲げモーメントを受ける部材

軸方向と曲げモーメントを同時に受ける部材は、応力度の照査と安定の照査を行わなければならない。

#### 【解説】

1. 構造用鋼材の部材に作用する軸方向力が引張の場合は、式(4.10.3-1)、式(4.10.3-2)および式(4.10.3-3)により照査を行うものとする。

$$\sigma_t + \sigma_{bty} + \sigma_{btz} \leq \sigma_{ta} \quad (4.10.3-1)$$

$$-\frac{\sigma_t}{\sigma_{ta}} + \frac{\sigma_{bcy}}{\sigma_{gagy}} + \frac{\sigma_{bcz}}{\sigma_{bao}} \leq 1 \quad (4.10.3-2)$$

$$-\sigma_t + \sigma_{bcy} + \sigma_{bcz} \leq \sigma_{cal} \quad (4.10.3-3)$$

2. 構造用鋼材の部材に作用する軸方向力が圧縮の場合は、式(4.10.3-4)、式(4.10.3-5)により照査を行うものとする。

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_{caz}} + \frac{\sigma_{bcy}}{\sigma_{bagy}\alpha_y} + \frac{\sigma_{bcz}}{\sigma_{bao}\alpha_z} \leq 1 \quad (4.10.3-4)$$

$$\sigma_c + \frac{\sigma_{bcy}}{\alpha_y} + \frac{\sigma_{bcz}}{\alpha_z} \leq \sigma_{cal} \quad (4.10.3-5)$$

$\alpha_y, \alpha_z$  : それぞれ強軸および弱軸まわりの付加曲げモーメントの影響を考慮するための係数。ただし、有限変位理論によって断面力を算出する場合には1とする。

$$\alpha_y = 1 - \frac{\sigma_c}{0.8\sigma_{ey}} \quad (4.10.3-6)$$

$$\alpha_z = 1 - \frac{\sigma_c}{0.8\sigma_{ez}} \quad (4.10.3-7)$$

ここに

- $\sigma_t, \sigma_c$  : それぞれ照査する断面に作用する軸方向力による引張および圧縮応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $\sigma_{bty}, \sigma_{btz}$  : それぞれ強軸および弱軸まわりに作用する曲げモーメントによる曲げ引張応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $\sigma_{bcy}, \sigma_{bcz}$  : それぞれ強軸および弱軸まわりに作用する曲げモーメントによる曲げ圧縮応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $\sigma_{ta}$  : 表-解 4.9.1-1 に示す許容軸方向引張応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $\sigma_{caz}$  : 式(4.9.1-1)により算出した弱軸まわりの許容軸方向圧縮応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $\sigma_{bagy}$  : 表-解 4.9.1-4 に示す局部座屈を考慮しない強軸まわりの許容曲げ圧縮応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $\sigma_{bao}$  : 表-解 4.9.1-4 に示す局部座屈を考慮しない許容曲げ圧縮応力度の上限値 (N/mm<sup>2</sup>)
- $\sigma_{cal}$  : 両縁支持板, 補剛板および自由突出板についてそれぞれ表-解 4.10.1-1, 表-解 4.10.1-2 および表-解 4.10.1-3 に規定した局部座屈に対する許容応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $\sigma_{eay}, \sigma_{eaz}$  : それぞれ強軸および弱軸まわりのオイラー座屈応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$$\sigma_{eay} = \pi^2 E / \left( \frac{\ell}{r_y} \right)^2 \quad (4.10.3-8)$$

$$\sigma_{eaz} = \pi^2 E / \left( \frac{\ell}{r_z} \right)^2 \quad (4.10.3-9)$$

$\ell$  : 有効座屈長 (mm)

$r_y, r_z$  : それぞれ強軸および弱軸まわりの断面二次半径 (mm)

$E$  : 縦弾性係数 (N/mm<sup>2</sup>) 構造用鋼材 :  $2.06 \times 10^5$  (N/mm<sup>2</sup>)

3. 軸方向力と曲げモーメントを同時に受ける部材では、応力度の照査のほか安定の照査を行う必要がある。

4. 安定の照査は、部材もしくは板の局部、全体座屈が生じないことを照査するもので、一組の作用力について部材の安定照査を1回行えばよい。しかし、変断面の場合の照査方法は明らかでないので、各断面に対する応力照査の形で安定を照査する。

5. 軸方向力が引張の場合

応力度の照査は曲げ引張縁に対して行えばよく、式(4.10.3-1)はそのための照査式である。縁圧縮応力が生じる場合には、曲げ作用面外への横倒れ座屈が生じることもあり、式(4.10.3-2)により安定の照査を行う必要がある。一般に引張応力の存在によって座屈強度は増大するが、計算の簡略化と安全をとって定めたものである。縁圧縮応力が生じる場合は、さらに圧縮応力を受ける板の局部座屈の照査を式(4.10.3-3)により行う必要があり、一般に圧縮縁のフランジなどに適用される。

6. 軸方向力が圧縮の場合

軸方向力が圧縮の場合の応力度の照査は、式(4.10.3-4)で全体座屈、式(4.10.3-5)で局部座屈について行う。

また、式(4.10.3-6)および式(4.10.3-8)は微小変位理論により断面力を算出することを前提として定めた式である。変位の影響が適切に考慮された有限変位理論などによって断面力を算出する場合には、断面力に付加曲げモーメントの影響が考慮されており、付加曲げ項を考慮しなくても、厳密な弾塑性有限変位解析結果と比較して安全側の強度評価を与えることから、係数を1としている。

#### 4.10.4 溶接部

部材の設計において、溶接箇所は「4.9.1 鋼材の応力度 15.」に示す取扱いに準拠。許容応力度算定においては、原則として、表-解 4.9.1-15 に示される溶接の継手効率を用い設計するものとする。

#### 4.11 扉体

- 1, 扉体は波圧(荷重)を受ける受圧部と荷重を伝達する架構部から構成される。
- 2, 扉体は波圧(荷重)に対して、必要な強度、剛性および水密性を有するものとする。
- 3, 扉体の強度設計は、構造に応じた解析により、その計算応力度を許容応力度以下とする。

##### 【解説】

扉体は波圧(荷重)を受ける部分と受圧部からの荷重を引き留めベルトに伝える架構部よりなり、各部を細分化すると図-解 4.11-1 のようになる。架構部は水密構造部と非水密構造部に分かれる。

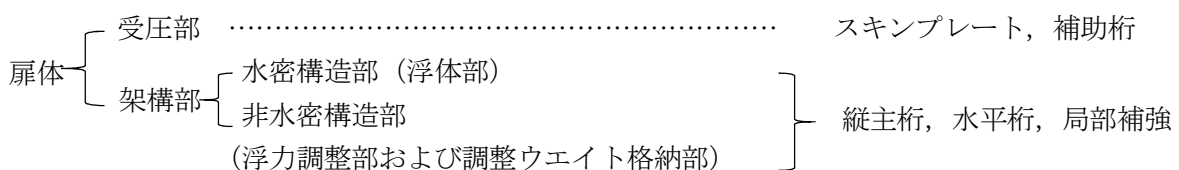


図-解 4.11-1 扉体の構成

#### 4.11.1 扉体の構造

- 1, 扉体はシェル構造とし、扉高の両端を引き留めベルトで支持するものとする。
- 2, 扉体に作用する波圧を引き留めベルトを介して基礎部に確実に伝達するため、ほぼ等分に負担する複数の縦主桁と縦主桁間を連結するシェル構造断面で構成される。

##### 【解説】

1. 扉体に作用する津波波圧は、荷重を等分に負担する複数本の縦主桁を介して引き留めベルトに伝達される。
2. 扉体は水平方向荷重を受ける基本断面部、水平方向荷重と垂直方向荷重を同時に受ける縦主桁部で構成される。
3. 図-解 4.11.1-1 に扉体の基本構造を示す。
4. 上部構造の標準的な強度解析フローを図-解 4.11.1-2 に示す。

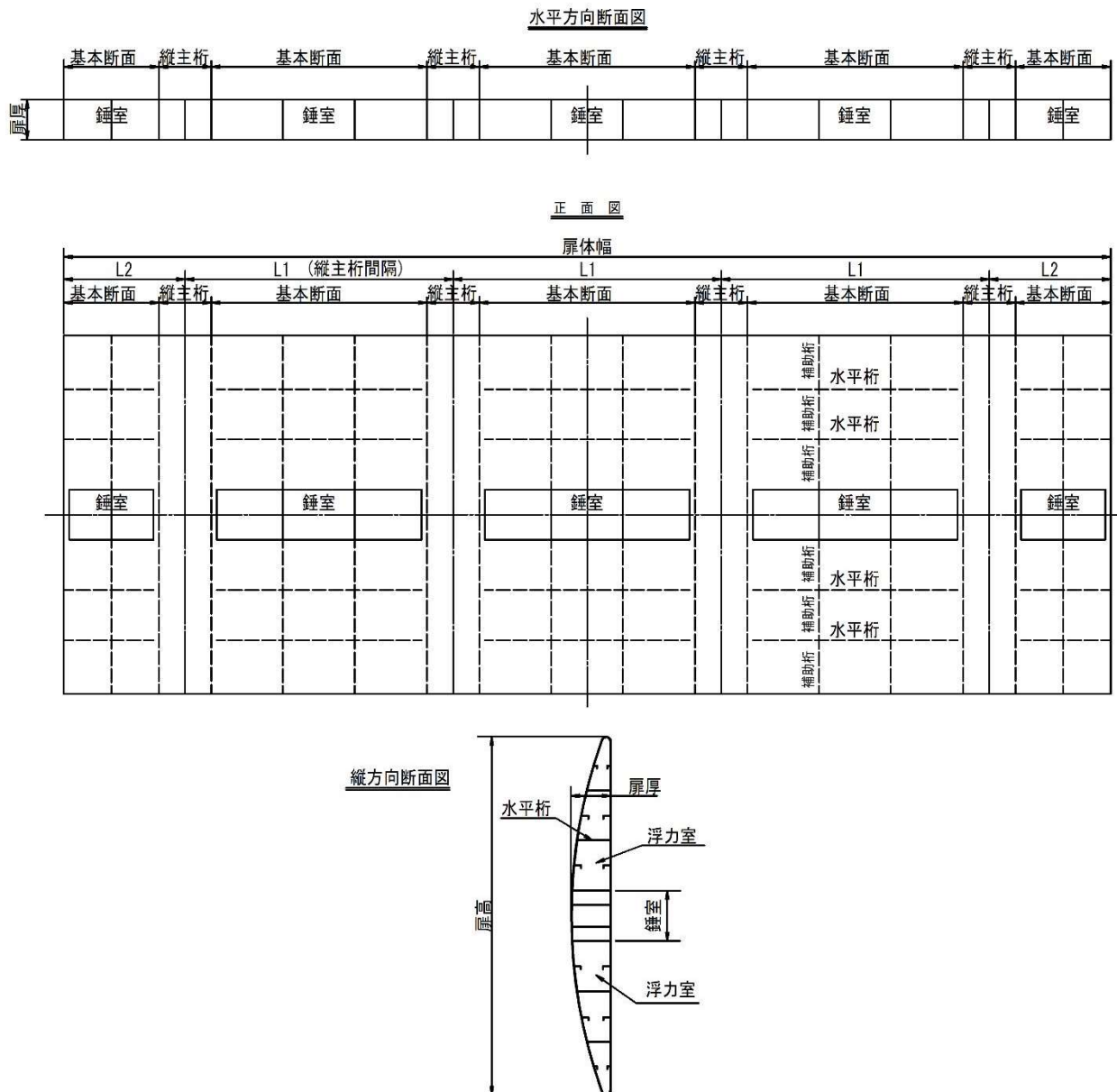


図-解 4.11.1-1 扉体の基本構造

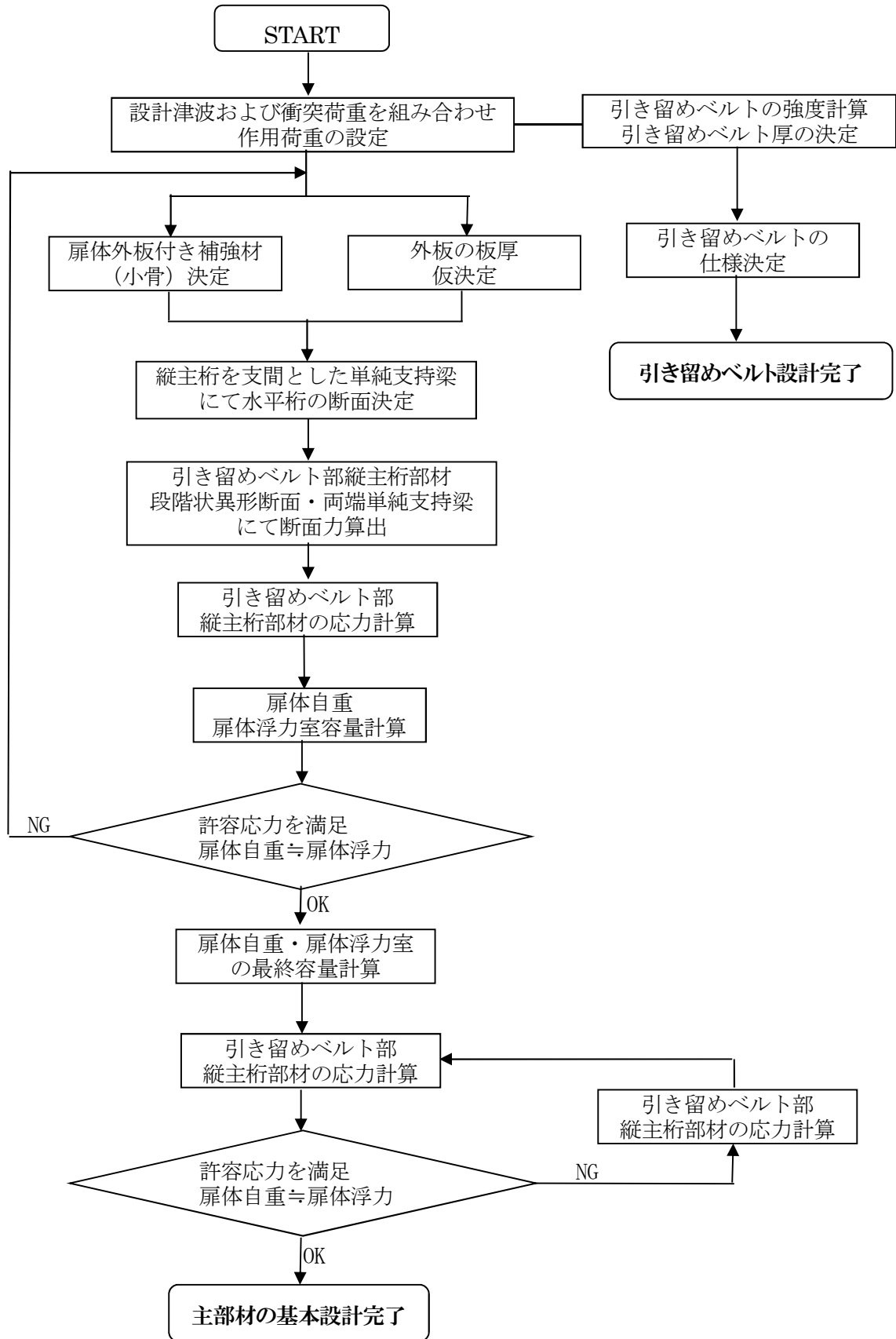


図-解 4.11.1-2 上部構造の標準的な強度解析フロー

#### 4.11.2 扉体の形状

- 1, 扉体断面は、原則として、有効高により求められる扉高に対して、**図-解 4.2.2-1** に示された比率にて各部の詳細寸法を決定する。
- 2, 縦主桁は複数本設け、津波荷重をほぼ等分に負担する位置に配置する。
- 3, 縦主桁は、上下を引き留めベルトで支持する構造とする。
- 4, 扉体はシェル構造で、起立時、堤内側を平板、堤外側を円弧板とし平板と円弧板の上下端部を滑らかに連結する円弧板で構成するものとする。
- 5, 扉体は、スキムプレートとスキムプレートの補剛材としての縦主桁および補助桁で構成する。
- 6, 扉体の浮力室と比重調整用ウエイト格納室の大きさは、津波荷重に対して扉体が確実に起立するためには重要な要素であるため、扉体の水中比重を**第1章 1.9**にて規定する方法で調整できるように定めなければならない。
- 7, 扉体は堤外側扉体円弧面が回転台円弧面を転動しながら起伏するため、接触面は転動に支障の無い形状としなければならない。

#### 【解説】

1. 流起式可動防波堤の扉高、扉体円弧、扉厚、端部円弧および回転台円弧等の各寸法は、水理実験により決められた基準断面を基に比例で決定することを原則とした。
2. 水平方向強度は、縦主桁位置を支点とした連続梁で計算する。
3. 基本断面と縦主桁の断面性能が大きく異なる場合は、異型断面連続梁として計算する。
4. 津波荷重のみで扉体を起立させるには扉体自重と浮力が同程度となるように垂重量を調整する必要があるため、扉体内に比重調整用ウエイト格納室を設ける。又、長期間水中に沈んでいるため浮力室の気密を確実に確保できる構造・材料選定が必要である。
5. 津波作用時は、流木や漂流船舶が衝突することがあるため、これらに対しても必要な強度と剛性を備えたものであること。
6. **図-解 4.11.2-1** に扉体の形状を示す。

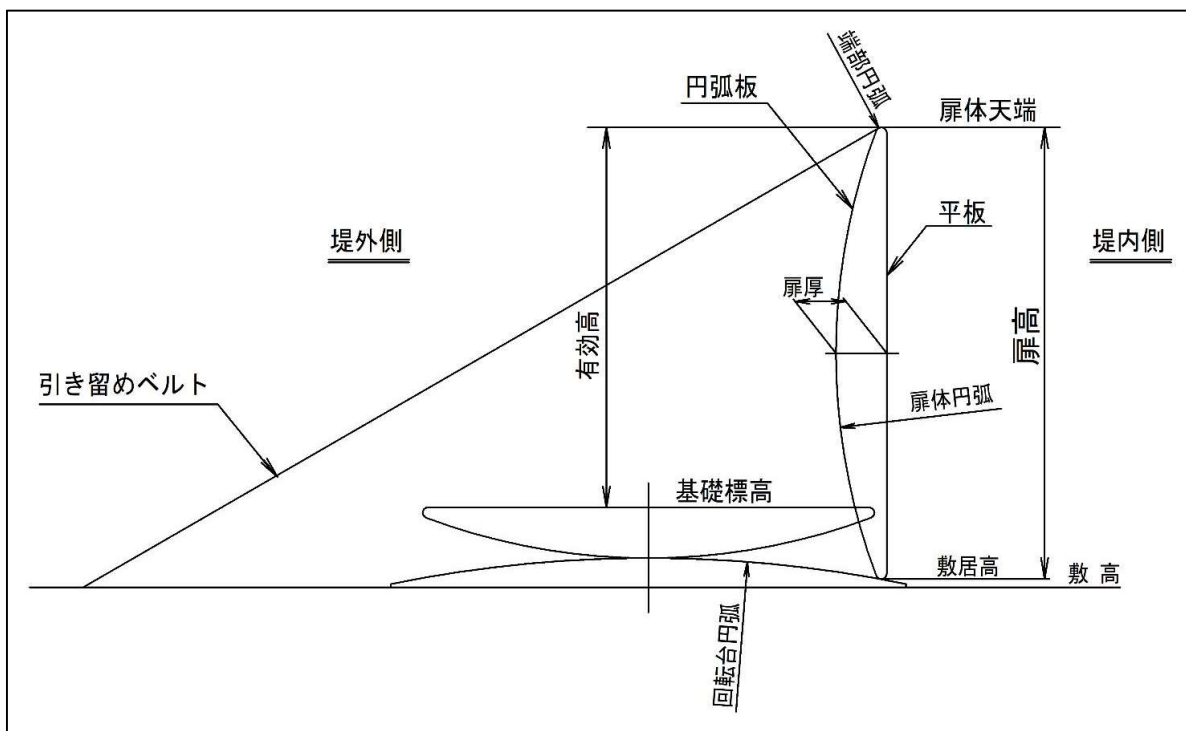


図-解 4.11.2-1 扉体の形状



### 4.11.3 スキンプレート

- 1, スキンプレートは, 縦主桁と水平桁および補助桁で区切られた矩形板として設計する.
- 2, スキンプレートに作用する水圧荷重は平均水圧とする. ただし, 水深方向の辺長が水平方向辺長の2倍以上になる場合は, 区画の最大水圧で計算する.
- 3, 扉体の円弧板は, スキンプレートがフランジを有さない桁で矩形パネルに区切られており, 4辺固定板の構造系とし, また円弧板は曲率半径のきわめて大きい矩形パネルであり, 平板として取り扱う.
- 4, スキンプレートの応力度は式(4.11.3-1)で計算する.

$$\sigma = \frac{1}{100} \cdot k \cdot a^2 \cdot \frac{P}{t^2} \dots\dots\dots (4.11.3-1)$$

ここに,  $\sigma$ : 応 力 度 (N/mm<sup>2</sup>)

$k$ : 辺長比(b/a)による係数 (表 4.11.3-1 または図 4.11.3-2)

$a$ : 短 辺 (mm)

$b$ : 長 辺 (mm)

$p$ : 水 圧 (N/mm<sup>2</sup>)

$t$ : 板 厚 (mm)

式 (4.11.3-1) を適用して算出される応力の向きと発生位置は図 4.11.3-1 のとおりである.

表 4.11.3-1  $k$  の値

b/a	$\sigma_1$	$\sigma_2$	$\sigma_3$	$\sigma_4$
1.00	30.9	13.7	13.7	30.9
1.25	40.3	18.8	13.5	33.9
1.50	45.5	22.1	12.2	34.3
1.75	48.4	23.9	10.8	34.3
2.00	49.9	24.7	9.5	34.3
2.50	50.0	25.0	8.0	34.3
3.00	50.0	25.0	7.5	34.3
$\infty$	50.0	25.0	7.5	34.3

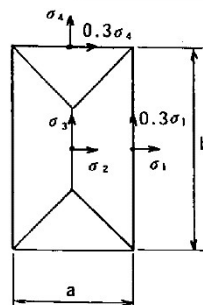


図 4.11.3-1 スキンプレートの応力分

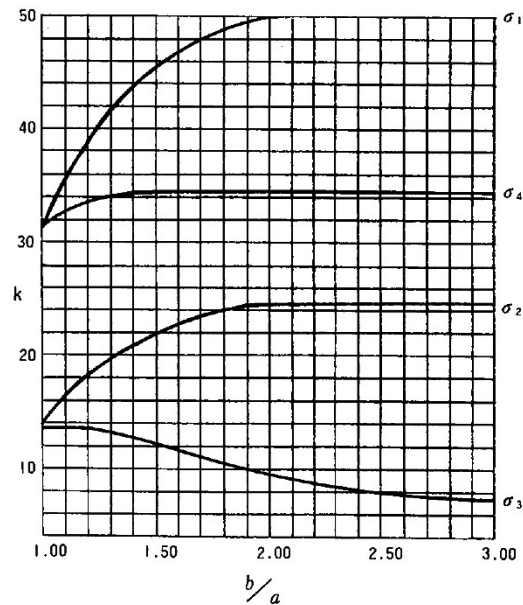


図 4.11.3-2  $k$  の値

#### 【解説】

1. 可動防波扉体の堤外側スキンプレートは円弧板になるが曲率半径が大きい矩形パネルであり, 平板とみなし計算する.
2. 縦主桁あるいは水平桁計算時はスキンプレートと主桁を協働させて強度検討する.
3. 本項に用いている図, 表および計算式は, ダム・堰施設技術基準(案)<sup>1)</sup>から引用したものである.

[例示仕様]

1. スキンプレートの応力計算

スキンプレートを支持する桁によってスキンプレートが矩形のパネルに区切られており、4辺固定板の構造系とみなせる場合、または曲率半径のきわめて大きな局面の矩形パネルで、平板とみなせる場合は以下による。

(1) 計算に用いる水圧荷重

求める区間のスキンプレートに作用する荷重 $p$ は水深によって変わるので、計算に用いる水圧荷重 $p$ は図-解 4.11.3-3 において $p = (p_1 + p_2)/2$ とみなす。

ただし、水深方向区間 図-解 4.11.3-3 ( $\ell$ ) が水平区間の2倍以上の場合は区間最大水圧 ( $p_2$ ) をとることとする。これはスキンプレートの応力を求める式では、最大応力は $b/a$ が2以上になると、 $a$ 辺を長さにもつ単位幅の両端固定梁の応力となるので、平均水圧を採用することは非安全側の計算となるためである。この場合、 $b/a$ が2を境界として区間の平均水圧をとる場合と最大水圧をとる場合とに分かれ、両者の応力計算値に大きな差が生ずることになる。

(2) スキンプレートを支持する桁がフランジを有する場合

フランジ付の桁で支持されているスキンプレートの応力の算出は、式 (4.11.3-1) を適用するが、フランジがスキンプレート応力に及ぼす影響を考慮して、計算に用いる辺長、スキンプレート板厚および応力の補正係数を表-解 4.11.3-1 のとおりとする。

表-解 4.11.3-1 は、実際の構造物に近いモデルを用いた3次元の有限要素法 (FEM) 解析の結果によってその適用性を確認したものである。FEM 解析によれば、フランジ厚 $t_f$ 、フランジ幅  $B$ 、辺長  $L$  および  $\ell$ 、スキンプレート板厚 $t_s$ によってスキンプレート応力の分布特性が異なり、最大応力の発生箇所が桁のウェーブ位置となる場合と、フランジ端部となる場合があることが明らかとなった。

また、フランジの存在により FEM による応力値が式 (4.11.3-1) により計算される応力値より大きくなる場合と小さくなる場合があり、その差を補正するために式 (4.11.3-1) により計算される応力に補正係数を乗じるものとした。

なお、解析に用いたモデルは、横桁\*はフランジ付、縦桁はフランジ無しである。

表-解 4.11.3-1 は式 (4.11.3-1) の計算手法を踏襲しつつ、各応力 $\sigma_1 \sim \sigma_4$ に対する補正係数を示したものであり、設計に通常用いる応力 $\sigma_1$ と $\sigma_4$ については式 (4.11.3-1) の計算値と等しいかやや低減される。

表-解 4.11.3-1 スキンプレートの計算適用区分

区 分		①	②	③	④	⑤
適用条件	辺長比 : $L/\ell$	$0 < L/\ell \leq 0.5$	$0.5 < L/\ell < 1.0$	$1.0 \leq L/\ell < 2.0$	$2.0 \leq L/\ell$	
	桁フランジの条件	—			$t_f < t_s$ または $B > 0.4 \times \ell$	$t_f \geq t_s$ かつ $B \leq 0.4 \times \ell$
計算辺長	短辺 : $a$	$L$			$\ell$	$\ell_0$
	長辺 : $b$	$\ell$	$L$			
スキンプレート計算板厚		$t_s$			$t' = \frac{t_f \times B + t_s \times \ell}{\ell}$	$t_s$
応力の補正係数	$\sigma_1$	0.8			1.0	1.0
	$\sigma_2$	1.0			1.5	1.5
	$\sigma_3$	$(\alpha/15)+1$			$(-\alpha'/3)+2.5$	1.5
	$\sigma_4$	0.8			1.0	1.0
	$\alpha$ $\alpha'$	$\alpha = \frac{t_f \times \ell}{t_s \times B} \quad (0 < \alpha \leq 15)$			$\alpha' = \frac{t_f \times \ell}{t' \times B}$	スキンプレート側からの水圧の場合 : $0 < \alpha' \leq 3$ 桁フランジ側からの水圧の場合 : $1 < \alpha' \leq 3$
適用水圧		$P_2$	$\frac{P_1 + P_2}{2}$			

ここに、 $t$ : 仮想スキンプレートの厚さ (cm)

$t_f$ : 桁フランジの厚さ (cm)

$t_s$ : スキンプレートの厚さ (cm)

$B$ : 桁フランジの幅 (cm)

$\ell$ : 横桁の間隔 (cm)

$\ell_0$ : 横桁のフランジ端間距離 (cm)

$L$ : 縦桁の間隔 (cm)

※本構造では横桁は水平桁に相当する

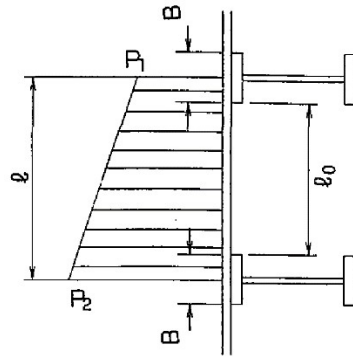


図-解 4.11.3-3 スキンプレートに作用する水圧重と記号

## 2. スキンプレートと桁との協働

スキンプレートは桁と協働するものとして解析するのが望ましい。ただし、スキンプレートを支持する桁がフランジを有する場合には、スキンプレートと桁を協働させない慣用的計算方法を用いても差し支えないものとする。

スキンプレートと協働させる場合の桁フランジとしての有効幅は、式 (4.11.3-2~4) により計算する。

### (1) スキンプレートを支持する桁がフランジを有さない場合

#### 1) 単純梁とみなす場合

$$\left. \begin{array}{ll} \ell/L \leq 0.05 \text{ のとき} & \lambda = \ell \\ 0.05 < \ell/L < 0.3 \text{ のとき} & \lambda = \{1.1 - 2(\ell/L)\} \cdot \ell \\ 0.3 \leq \ell/L \text{ のとき} & \lambda = 0.15L \end{array} \right\} \dots\dots\dots (4.11.3-2)$$

ここに、 $\lambda$ : スキンプレート片側の有効幅 (cm) 図-解 4.11.3-4(a)

$\ell$ : スキンプレート支持間隔の 1/2 または片持部の突出部 (cm)

$L$ : 支間長 (cm) 図-解 4.11.3-2(a)参照

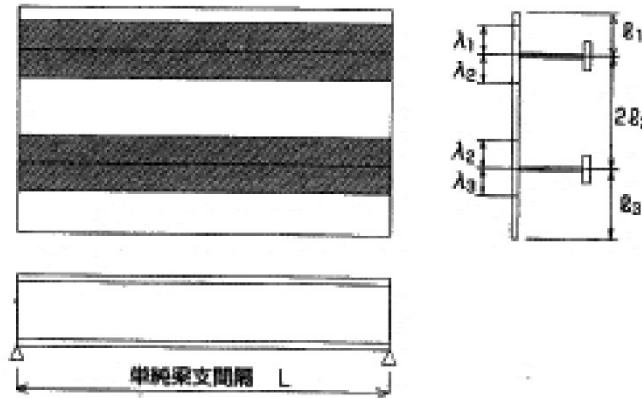


図-解 4.11.3-4(a) 単純梁とみなす場合のスキンプレートの有効幅

#### 2) 連続梁とみなす場合

$$\left. \begin{array}{ll} \ell/L \leq 0.05 \text{ のとき} & \lambda = \ell \\ 0.05 < \ell/L < 0.3 \text{ のとき} & \lambda = \{1.1 - 2(\ell/L)\} \cdot \ell \\ 0.3 \leq \ell/L \text{ のとき} & \lambda = 0.15L \end{array} \right\} \dots\dots\dots (4.11.3-3)$$

$$\left. \begin{array}{ll} \ell/L \leq 0.02 \text{ のとき} & \lambda = \ell \\ 0.02 < \ell/L < 0.3 \text{ のとき} & \lambda = \{1.06 - 3.2(\ell/L) + 4.5(\ell/L)^2\} \cdot \ell \\ 0.3 \leq \ell/L \text{ のとき} & \lambda = 0.15L \end{array} \right\} \dots\dots\dots (4.11.3-4)$$

ここに、 $\lambda$  : スキンプレート片側の有効幅 (cm) 図-解 4.11.3-4(b)参照  
 $\ell$  : スキンプレート支持間隔の 1/2 または片持部の突出部 (cm)  
 $L$  : 等価支持間隔 (cm)

区画 (箇所) A では  $L=0.8L_1$  で式(4.11.3-3)を適用  
 E, I では  $L=0.6L_1$  で式(4.11.3-3)を適用  
 C, G では  $L=0.2(L_{i-1} + L_i)$  で式(4.11.3-4)を適用  
 B, D, F, H では、両端の有効幅を直線変化させる。  
 図-解 4.11.3-4(b)参照

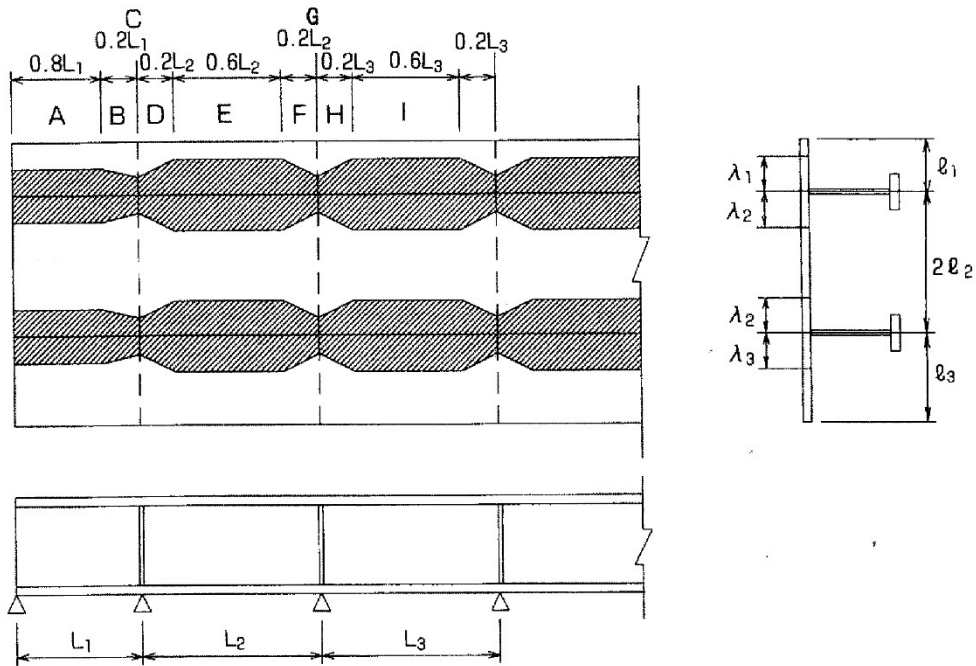


図-解 4.11.3-4(b) 連続梁とみなす場合のスキンプレートの有効幅

(2) スキンプレートを支持する桁がフランジを有する場合

スキンプレートを協働させる場合は、式(4.11.3-2), (4.11.3-3), (4.11.3-4)の $\lambda$ を桁フランジ端からの距離として図-解 4.11.3-5 に示すようにスキンプレートの有効幅にフランジ幅を加えたものを総有効幅として算出してもよい。

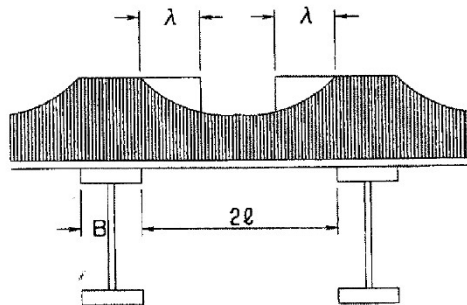


図-解 4.11.3-5 桁フランジがある場合の有効幅

(3) 閉断面構造の扉体等において、閉断面全体を梁として応力計算するとき外板の一部が有効でなくなることがある。扉体の外板の有効幅を算出する場合には、引き留めベルト間隔又は扉高を単純梁の支持間隔として図-解 4.11.3-6 のように外板の寸法から式(4.11.3-2~3)により有効幅  $\lambda$  を算出すればよい。

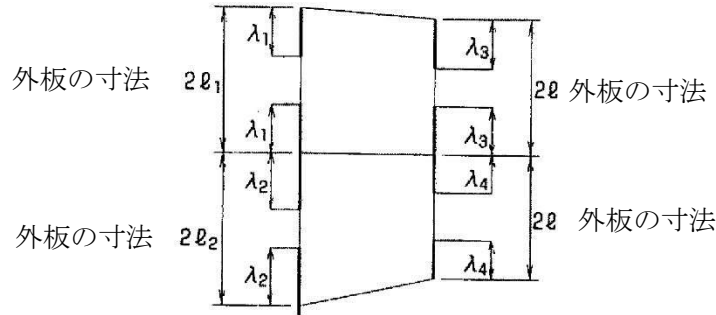


図-解 4.11.3-6 閉断面構造外板の有効幅

4) 縦補助桁は水深方向に水圧が変化するため、式(4.11.3-2)、(4.11.3-3)、(4.11.3-4)をそのまま用いることはできない。これらの有効幅の算定式はあくまで等分布荷重に対するモーメント分布を基本として決定されているためである。縦補助桁についてはフランジの有無にかかわらず、便宜的に「協働させない」計算方法を用いてもよいものとする。

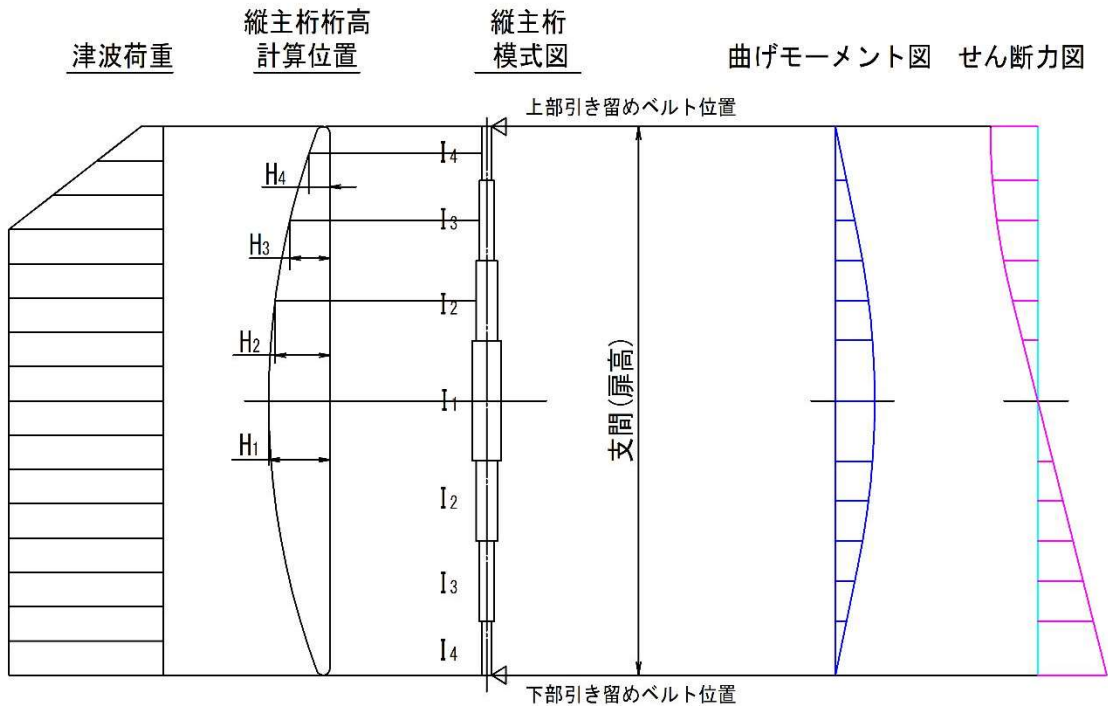
5) 溝型鋼を桁として用いる場合、歯の有る側と無い側ではスキンプレートの固定間距離が異なる。一般的に溝型鋼の歯は比較的薄いので、便宜的にウェブ中心をスキンプレートの固定位置とみなした計算方法を用いてもよいものとする。

#### 4.11.4 縦主桁

- 1, 縦主桁は、津波荷重をほぼ等分に負担する位置に複数本設けるものとする。
- 2, 縦主桁は、水平方向荷重と垂直方向荷重に対し、天端と下部を引き留めベルトで支持する異形断面単純桁として十分な強度と剛性を有するものとする。
- 3, 縦主桁の有効幅は、縦主桁幅にスキンプレートの有効幅を加えたものとする。
- 4, 扉体操作時、縦主桁の円弧板は回転台と常時接触しているため十分な強度と幅を有するものとする。

#### 【解説】

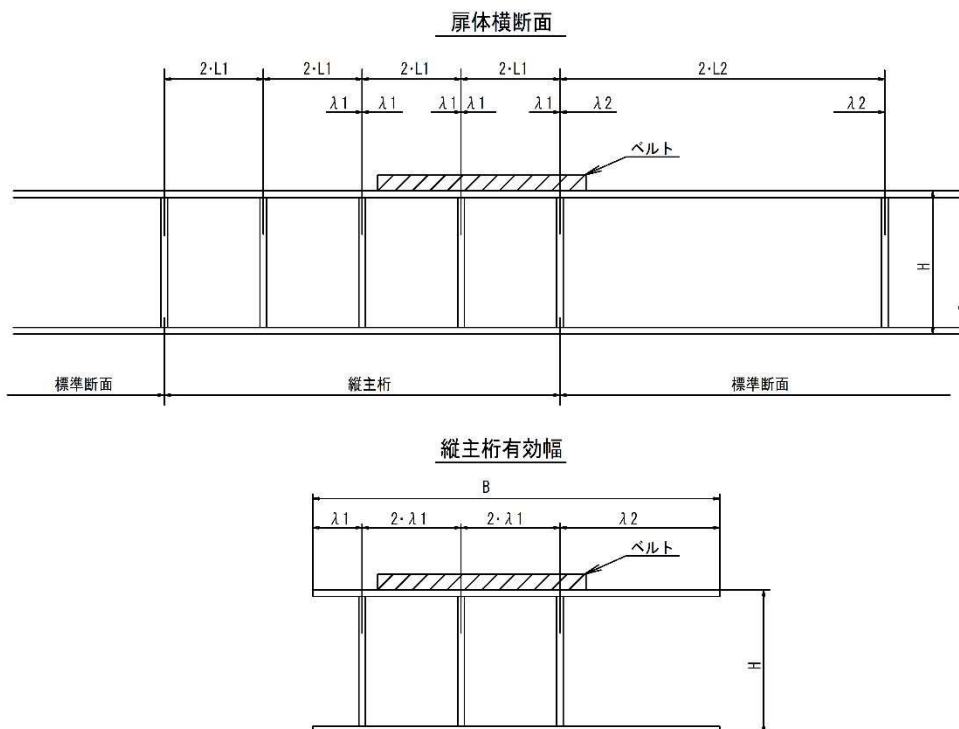
1. 原則として、縦主桁は津波荷重をほぼ等分に負担する位置に複数本設ける。また、縦主桁には水平方向荷重と垂直方向荷重が作用する。
2. 縦主桁は高さ方向形状が大きく異なるため、異形断面単純梁に津波波力が分布荷重として作用するものとして計算する。
3. 縦主桁両端部は曲率の小さい円弧形状なので、引き留めベルトからのせん断力および圧縮力に対して十分な強度と剛性を有する構造としなければならない。
4. 扉体起立時、縦主桁上下端の回転台接触面において、扉体自重、浮力、錘および引き留めベルト荷重の垂直分力を考慮し、必要な接触面圧強度を有するものとする。
5. 異形断面単純梁の模式図を図-解 4.11.4-1 に示す。



I<sub>1</sub>~I<sub>4</sub> : 各断面の断面 2 次モーメント 曲げモーメント図 せん断力図  
H<sub>1</sub>~H<sub>4</sub> : 各断面の桁高

図-解 4.11.4-1 異形断面単純梁の模式図

6. 縦主桁の計算に使用する外板の有効幅は、4.11.3 項 スキンプレートによる。
7. 縦主桁断面形状を、図-解 4.11.4-2 に示す。



B : スキンプレート有効幅  
H : 桁 高  
λ<sub>1</sub>, λ<sub>2</sub> : スキンプレート片側の有効幅

図-解 4.11.4-2 縦主桁断面形状

#### 4.11.5 水平桁

1, 水平桁は津波波力を縦主桁に伝達する。

原則として、水平桁は複数本配置し、スキンプレートと協働させた合成応力度を許容応力度内に収めるものとする。

2, 水平桁は製作に必要な扉体内部空間を考慮した配置とする。

##### 【解説】

1. 水平桁は縦主桁を支点とする単純梁として計算する。
2. 扉体の浮力を得るため、内部が空洞である位置の水平桁は津波波圧に静水圧を加味する必要がある。
3. 水平桁とスキンプレートが協働した場合の桁断面性能は、4.11.3 項 スキンプレート【解説】2. を参照し、スキンプレートと桁との協働により計算する。
4. 水平桁が負担する荷重の範囲を、図-解 4.11.5-1 に示す。

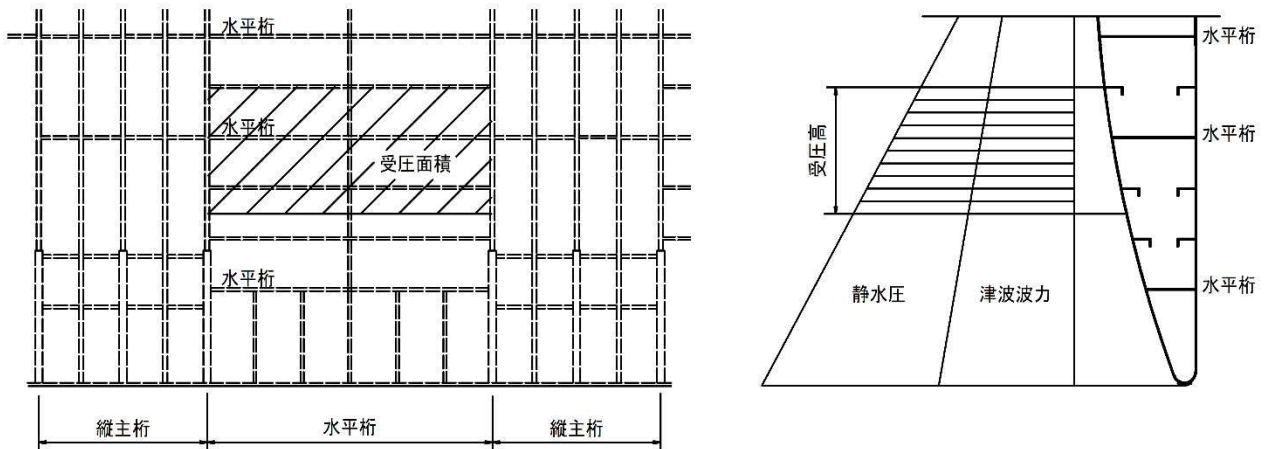


図-解 4.11.5-1 水平桁が負担する荷重の範囲

#### 4.11.6 補助桁

補助桁は、必要な強度と剛性を考慮して部材の寸法を決定する。

##### 【解説】

1. 補助桁は、スキンプレートの補剛のために配置し扉体水平方向曲げ応力度と垂直方向曲げ応力度との合成強度に対して十分安全な断面でなければならない。

補助桁の分布荷重は、図-解 4.11.6-1 に示すような亀甲形または菱形荷重を受ける梁として式(4.11.6-1～2)により計算する。

2. 本項に用いている図および計算式は、ダム・堰施設技術基準(案)<sup>1)</sup>から引用したものである。

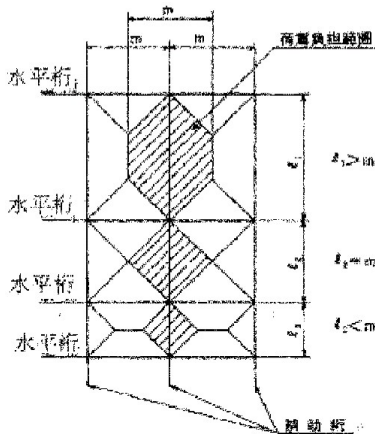


図-解 4.11.6-1 補助桁の荷重分担範囲

(1)  $l > m$  の場合

$$\left. \begin{aligned} M &= \frac{p \cdot m}{24} (3\ell^2 - m^2) \\ S &= \frac{p \cdot m}{2} \left( \ell - \frac{m}{2} \right) \end{aligned} \right\} \dots\dots (4.11.6-1)$$

(2)  $l \leq m$  の場合

$$\left. \begin{aligned} M &= \frac{p \cdot \ell^3}{12} \\ S &= \frac{p \cdot \ell^2}{4} \end{aligned} \right\} \dots\dots (4.11.6-2)$$

- ここに、 $M$  : 最大曲げモーメント( $N \cdot m$ )  
 $S$  : 最大せん断力( $N$ )  
 $p$  : 各区分の平均水圧( $N/m^2$ )  
 $\ell, m$  : 主桁および補助桁の間隔( $m$ )

#### 4.12 引き留めベルト

- 1, 引き留めベルトは、扉体に作用する津波波力等の荷重を基礎部に確実に伝達すること。
- 2, 引き留めベルトは複数本を基本とし、十分なる強度を有するものとする。
- 3, 引き留めベルトは衝撃力を吸収するため、柔軟な材質で構成し、かつ、浮遊する異物による損傷を防ぐべく配慮した構造とすること。
- 4, 引き留めベルトの構造および設計はゴム引布製起伏堰技術基準(案)<sup>3)</sup>に準拠する。

##### 【解説】

1. 引き留めベルトは扉体の起立を保持する上で、最も重要な部材であり、かつ、衝撃力を伸びにより吸収する役目も持っている。
2. 常時は海水中にあり、劣化による強度低下を考慮しなければならない。
3. 津波襲来時には海上を様々な異物が浮遊する。引き留めベルトはそうした異物による引っ掻き力等を受ける可能性があるため、その対応の必要性を喚起することにした。

#### 4.12.1 引き留めベルトの構成

- 1, 引き留めベルトは、扉体に複数本配置し、津波の押し波および引き波により扉体に作用する荷重をほぼ均等に受け持つ設計とする。
- 2, 引き留めベルトは安全で確実な固定が可能なエンドレス構造を原則とする。

##### 【解説】

1. 引き留めベルトは、大きな荷重が発生する津波の押し波をほぼ均等に受け持つ位置に配置する。
2. 引き留めベルトは、ベルト押えで扉体および基礎に固定するものとし、確実な固定が可能なエンドレス構造とする。
3. 引き留めベルトの固定例を、**図-解 4.12.1-1** に示す。

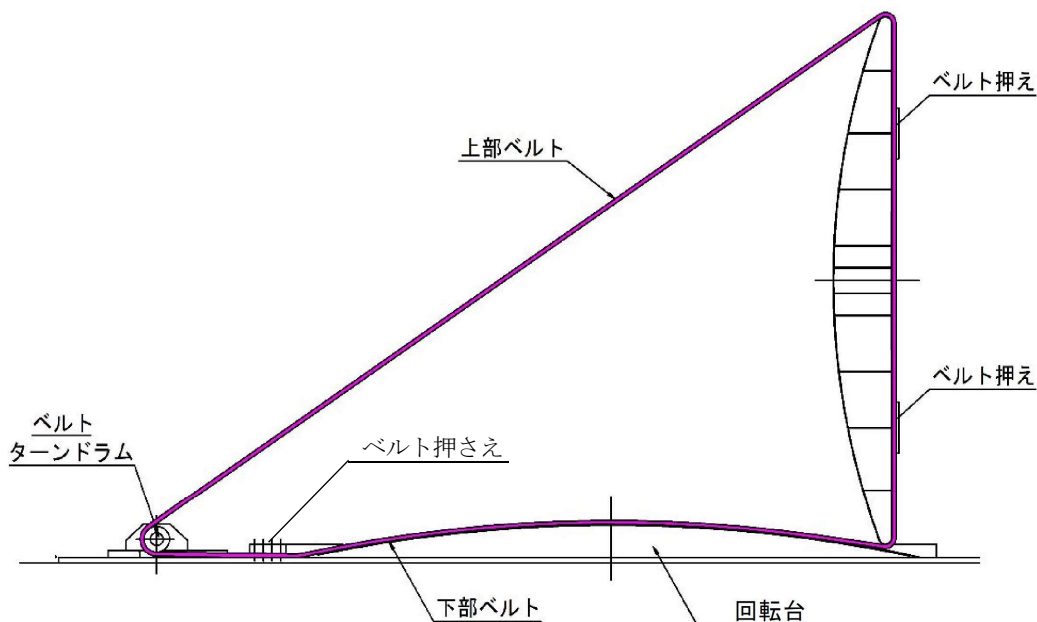


図-解 4.12.1-1 引き留めベルト固定例



#### 4.12.2 引き留めベルトの設計

- 1, 引き留めベルトは、テンション層であるナイロンなどの高強度合成繊維織物にクロロプレンゴムなどの合成ゴムを被覆した複合材料で構成する。
- 2, 引き留めベルトは構成材料から、経年的強度低下を考慮した設計としなければならない。

#### 【解説】

1. 引き留めベルトの材料は、テンション層であるナイロンなどの高強度合成繊維織物にクロロプレンゴムなどの合成ゴムを被覆した複合材料であり、この複合材料の特徴である経年的強度低下を考慮した設計とする。
2. 経年的強度低下は、引き留めベルトと同様の複合材料を用いたゴム引布製起伏堰の技術基準(案)<sup>3)</sup>に示された数値を適用する。
3. 経年的強度低下および安全率を考慮した固定ベルトの初期材料強度の計算式は、式(4.12.2-1)による。

$$T_a = T / \gamma \times s \dots \dots \dots (4.12.2-1)$$

ここで、 $T_a$  ; 初期材料強度(引張強さ)  
 $T$  ; 設計張力(最大作用荷重)  
 $\gamma$  ; 強度保持率 (\*1)  
 $s$  ; 安全率 (\*2)

(注\*1) ゴム引布製起伏堰の技術基準(案)<sup>3)</sup>の数値を適用し、100年後の強度保持率( $\gamma$ )を0.45とする。

図-解 4.12.2-1 を参照

(注 \*2) 設計津波に対して  $s=2$ 、設計津波を超える規模を有する津波に対して  $s=1.1$  とする。

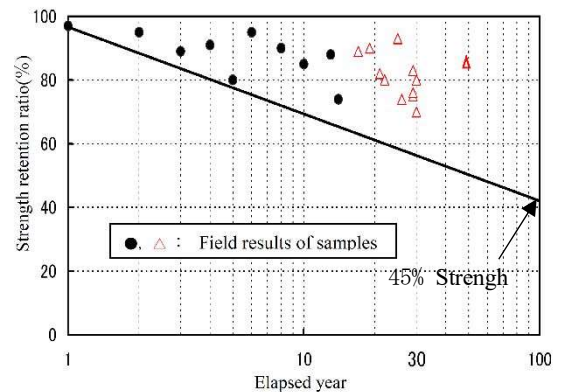


図-解 4.12.2-1 ゴム袋体の経年劣化傾向図

4. 引き留めベルト構成を 図-解 4.12.2-2 に示す。

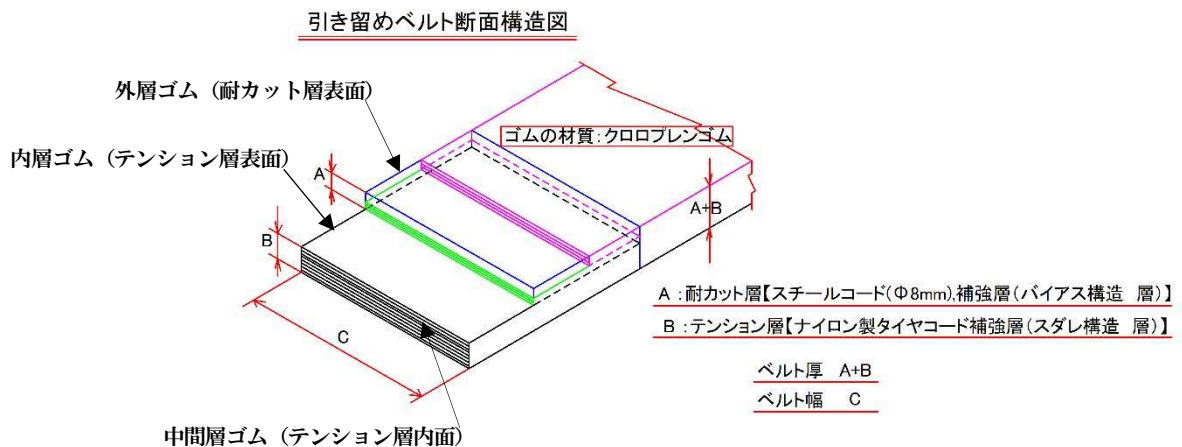


図-解 4.12.2-2 引き留めベルト構成

5. 引き留めベルトは、テンション層と耐カット層で構成されている。テンション層は、一例として、ナイロン製タイヤコードすだれ織物を積層したものがあり、この部材で引張荷重を受け持つ。その表層にスチールコード入りゴム板をバイアス構造に積層した耐カット層があり、鋭利な構造物による損傷に対する抵抗力を高めた構造である。

テンション層の材料強度計算式は、(4.12.2-2)式による。

$$Tb = T_0 \times W_b \times n \times \alpha \dots\dots\dots (4.12.2-2)$$

ここで、  $Tb$  : テンション層の材料強度

$T_0$  ; 単位幅, 1層あたりの材料強度

(適用可能な標準品として, 1,200KN/mの材料がある.)

$W_b$  ; ベルト幅

$n$  ; 積層数

$\alpha$  ; 積層効率 (0.9)

6. 引き留めベルトは次の式 (4.12.2-3) を満足するものとする.

$$Tb \geq Ta \dots\dots\dots (4.12.2-3)$$

7. 引き留めベルトのゴム材料仕様は, ゴム引布製起伏堰技術基準(案)<sup>3)</sup>に示されるゴム材料仕様を適用し, 表-解 4.12.2-1 に示す.

表-解 4.12.2-1 ゴム材料仕様表

部材等	試験項目	規格値	試験方法	
ゴム (外層・中間層・内層)	初期物性	$TB^{※1)}$ $1.18 \times 10^7 \text{ N/m}^2$ 以上 (120kgf/cm <sup>2</sup> ) $EB^{※2)}$ 400%以上	JIS K 6251×3点 (ダンベル状3号)	引張速度 500±50mm/min
	耐熱 老化性	$TB$ $9.81 \times 10^6 \text{ N/m}^2$ 以上 (100kgf/cm <sup>2</sup> ) $EB$ 300%以上	JIS K 6257×3点 (ギヤー式老化試験機)	引張速度 500±50mm/min 温度 100±1℃, 96時間
	耐水性	$TB$ $9.81 \times 10^6 \text{ N/m}^2$ 以上 (100kgf/cm <sup>2</sup> ) $EB$ 350%以上	JIS K 6258×3点 (ダンベル状3号)	引張速度 500±50mm/min 温度 70±1℃, 96時間
	耐寒性	異常なし	JIS K 6261×5点	ぜい化温度 -25℃以下
外層 ゴム	耐摩耗性	0.5ml以下	JIS L 6264×3点 (テーバー摩耗試験)	研磨といし H18 荷重 9.8N 回数 1000回
	耐オゾン 性	異常なし	JIS K 6259×3点 (短冊状, 静的オゾン劣化試験)	オゾン濃度 100 ± 10pphm 引張ひずみ 50±2%, 温度 40 ± 2℃, 96時間
ゴム引布	引張強さ の初期物 性	(周方向) 設計張力×袋体の安 全率以上 (横断方向) 周方向の 2/3 以上	JIS K 6322×3点 (ダンベル状 A 形 又は B 形)	引張速度 100±10mm/min

注※1)  $TB$  は Breaking Tension (破断引張強度) を示す

※2)  $EB$  は Breaking Elongation (破断時の伸び) を示す.

#### 4.13 回転台

- 1, 扉体の起伏が確実に行えるよう、水中に常時固定する回転台を設置する。
- 2, 回転台の扉体接触面半径は、原則として、**図-解 4.2.2-1** 上部構造の基本断面形状により決定する。
- 3, 回転台には押し波用と引き波用のベルトが格納されるため、扉体転動時にベルトが干渉しないように接触幅を決定しなければならない。
- 4, 扉体転動面は、扉体が線接触しながら転動するため、十分な面圧強度を有するとともに防錆および防汚についても留意しなければならない。

##### 【解説】

1. 回転台上面円弧は扉体円弧同様に波力で自動起立するため重要である。
2. 回転台は常時水中にあるため、防錆および防汚対策が必要である。
3. 扉体を支持する引き留めベルトは津波荷重を受けると伸びるため扉体も移動する。従って、扉体敷居面は扉体起立位置より、堤内、堤外方向に延長しておく必要がある。
4. 回転台形状を、**図-解 4.13-1** に示す。

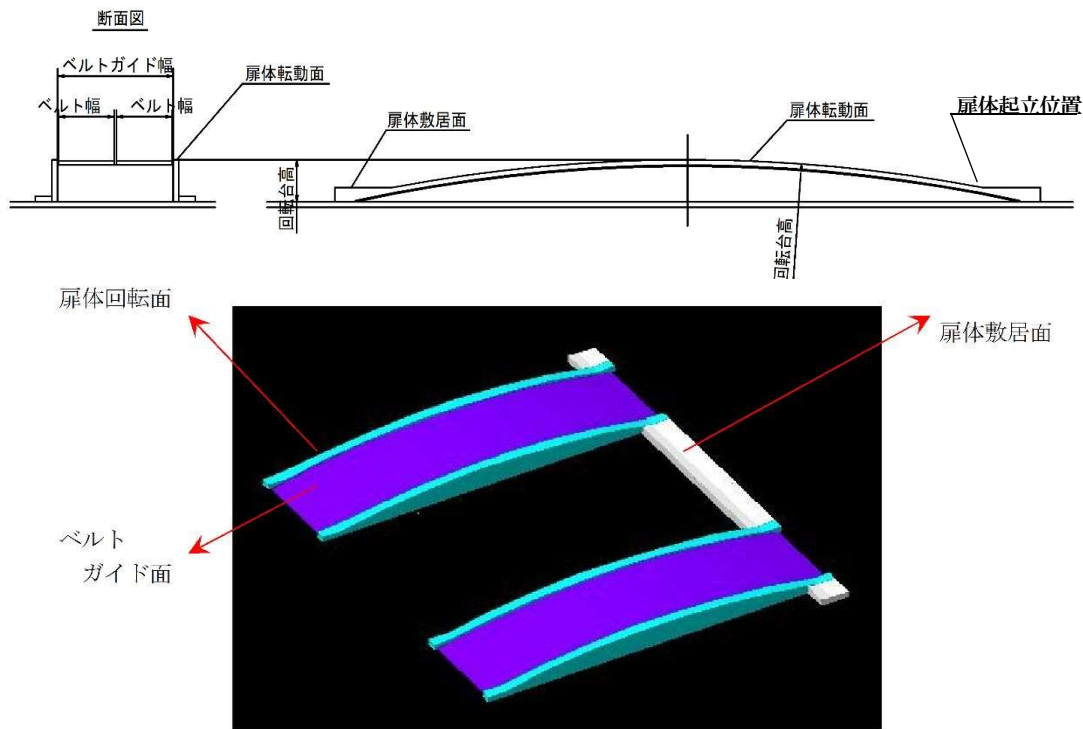


図-解 4.13-1 回転台形状

#### 4.14 固定部の設計

- 1, 固定部は、扉体に作用する波力を確実に基礎構造に伝達する構造とする。
- 2, 固定部の設計は **4.9 許容応力度** に基づき設計する。
- 3, 本規定以外の特殊鋼材を用いる場合は、材料特性に応じ本規定に準じ設計するものとする。

##### 【解説】

1. 固定部は引き留めベルトよりの荷重をベルトターンドラムおよびブラケットを介して、扉体床板に伝え、アンカーボルトにより基礎構造に伝達する構造系である。
2. 本規定以外はダム・堰施設技術基準(案)<sup>1)</sup>に加えて、港湾の施設の技術上の基準・同解説<sup>2)</sup>その他関連基準、指針、要領等に準拠する。
3. 特殊な高張力鋼板およびボルト等を使用する場合を想定し、本文のように規定した。

#### 4.14.1 扉体床板

- 1, 扉体床板は、引き留めベルトを支持するベルトターンドラムの引張荷重および引抜荷重を躯体および基礎部へ安全に伝達できる強度と剛性を有するよう設計するものとする。
- 2, 扉体床板は常時海中にあるため、防錆に適した材料を使用するものとする。

##### 【解説】

1. 扉体床板は、防錆に適した材料を使用し、ベルトターンドラムからの荷重をアンカーボルトを介して躯体に伝達する。
2. 扉体床板は、引き留めベルトの伸びを吸収するため、ベルトターンドラムを移動させることが可能な構造でなければならない。
3. 扉体床板とベルトターンドラムとの関係を、**図-解 4.14.1-1** に示す。

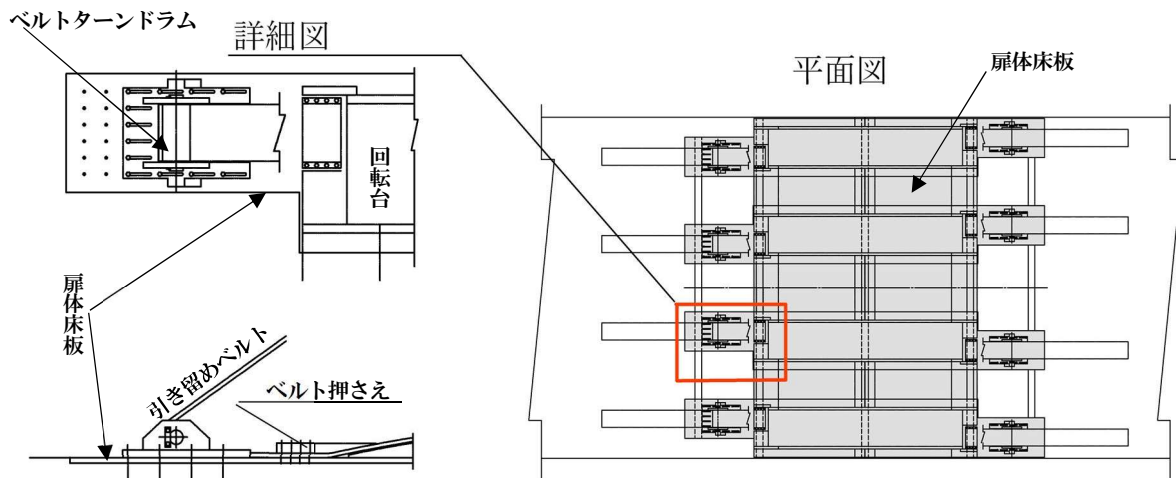


図-解 4.14.1-1 扉体床板とベルトターンドラム

#### 4.14.2 アンカーボルト

アンカーボルトは、ベルトターンドラムから扉体床板を介して伝えられる引き抜き力とせん断力を安全に躯体に伝達できる強度と剛性を有するよう設計する。

##### 【解説】

1. アンカーボルトは、防錆に適した材料を使用しベルトターンドラムからの荷重を躯体に伝達する。
2. アンカーボルトは取付部の部材の強度と剛性が不足していると、ベルトターンドラムからの力を躯体に安全に伝達できないので留意が必要である。
3. アンカーボルトは引抜き力とせん断力を負担するため、(4. 14. 2-1)式で合成応力度を照査しなければならない。

$$\sigma_e = \sqrt{\sigma_b^2 + 3 \cdot \tau_b^2} \leq 1.1 \sigma_a \quad \dots \dots \dots (4. 14. 2-1)$$

ここに、

- $\sigma_e$  : 合成応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $\sigma_b$  : アンカーボルトに作用する引張応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $\tau_b$  : アンカーボルトに作用するせん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $\sigma_a$  : 許容応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

#### 4.14.3 ベルトターンドラムおよびブラケット

- 1, ベルトターンドラムおよびブラケットは引き留めベルトに作用する津波波力等の荷重を確実に扉体床板に伝達することができる構造とする。
- 2, ドラム径は、ベルトの材質やベルト厚による曲げ半径を考慮して決定する。
- 3, ブラケットは据付時のエンドレスベルトの張り調整や経年によるベルトの伸び吸収のために移動可能な構造とする。また、ターンドラムからの斜めの荷重に対し、十分な強度を有すること。

##### 【解説】

1. 津波波力等の荷重はターンベルトおよびブラケットを介して、扉体床板に伝達。その荷重は基礎ボルトから躯体を介して基礎部に伝わることになる。
2. 全荷重を支えるベルトは無理なくドラム半径に沿うことが必要なことから、ベルト材質および厚さとドラム半径は適切に決めなければならない。
3. ブラケットは移動可能な構造とし、ベルトの張力調整等に対応できるものとする。
4. ベルトに掛かる荷重を確実に躯体および基礎部に伝達する為、床板に抗せん材を設けブラケットの荷重を受ける構造にすることが望ましい。
5. ベルトターンドラムおよびブラケットの例を、**図-解 4.14.3-1** に示す。また、その際、作用する荷重を**図-解 4.14.3-2** に示す。

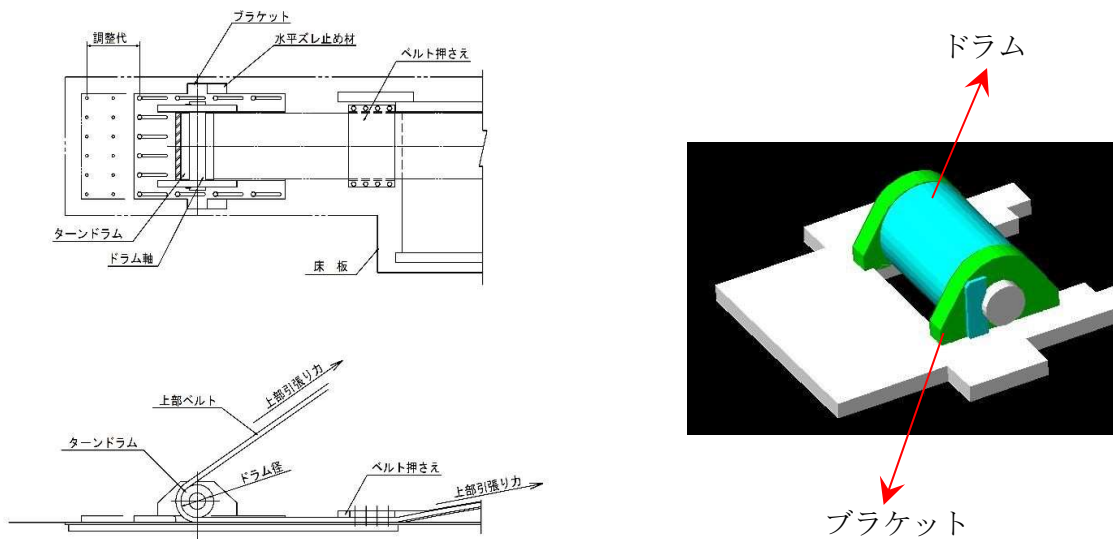


図-解 4.14.3-1 ベルトターンドラムの例

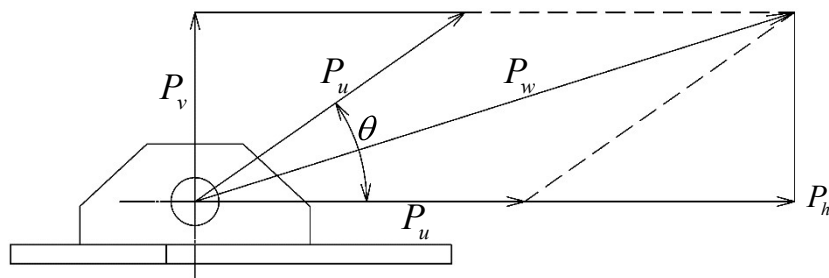


図-解 4.14.3-2 ベルトターンドラムに作用する荷重

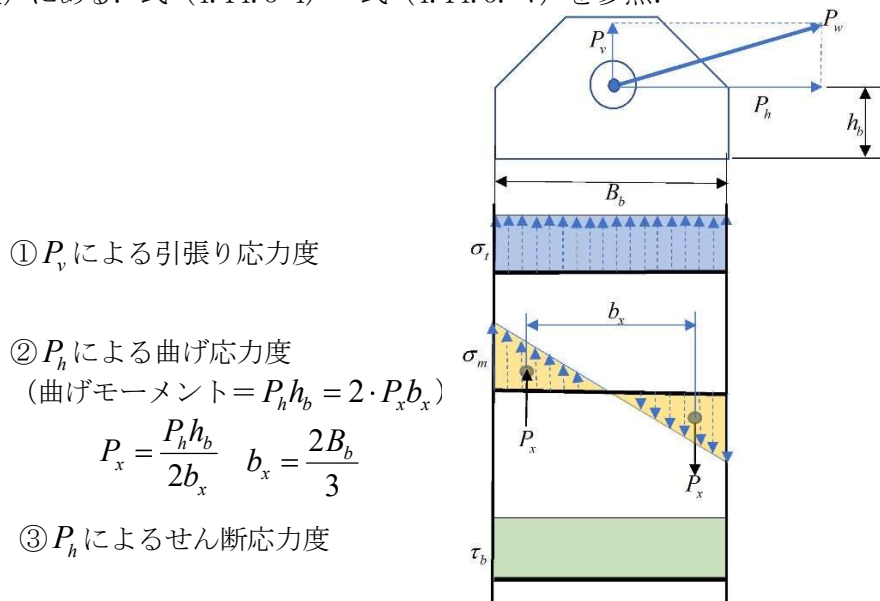
$$P_w = P_u \sqrt{2(1 + \cos \theta)} \quad \text{----- (4.14.3-1)}$$

$$P_h = P_u (1 + \cos \theta) \quad \text{----- (4.14.3-2)}$$

$$P_v = P_u \cdot \sin \theta \quad \text{----- (4.14.3-3)}$$

ここで、  
 $P_w$  : ベルト合成荷重 (kN)  
 $P_u$  : 上部ベルト荷重 (kN)  
 $\theta$  : 引き留めベルト間の角度 (度)  
 $P_h$  : 水平方向分力 (kN)  
 $P_v$  : 垂直方向分力 (kN)

6. ドラム軸を支え、荷重を扉体床板に伝えるブラケットの強度計算方法を例示する。ブラケットはドラムの左右 (2枚) にある。式 (4.14.3-4) ~式 (4.14.3-7) を参照。



①  $P_v$  による引張り応力度

②  $P_h$  による曲げ応力度  
 (曲げモーメント =  $P_h h_b = 2 \cdot P_x b_x$ )

$$P_x = \frac{P_h h_b}{2b_x} \quad b_x = \frac{2B_b}{3}$$

③  $P_h$  によるせん断応力度

図-解 4.14.3-3 ブラケットに発生する応力度イメージ図

$$\sigma_t = \frac{P_v}{2 \cdot t_b B_b} \times 1000 \text{-----} (4.14.3-4)$$

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot P_h h_b}{t_b B_b^2} \times 1000 \text{-----} (4.14.3-5)$$

$$\tau_b = \frac{P_h}{2 \cdot t_b B_b} \times 1000 \text{-----} (4.14.3-6)$$

ここで、  
 $\sigma_t$  : ブラケットの引張り応力度 (N/mm<sup>2</sup>)  
 $\sigma_m$  : ブラケットの曲げ応力度 (N/mm<sup>2</sup>)  
 $\tau_b$  : ブラケットのせん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)  
 $t_b$  : ブラケットの板厚 (mm)  
 $B_b$  : ブラケットの幅 (mm)  
 $h_b$  : 水平荷重が作用する高さ (mm)

なお、ドラム軸を支えるブラケットの強度検証は、式 (4.16-7) の合成応力度で行わなければならない。

$$\sigma_e = \sqrt{(\sigma_t + \sigma_m)^2 + 3 \cdot \tau_b^2} \leq 1.1 \sigma_a \text{-----} (4.14.3-7)$$

ここで、  
 $\sigma_e$  : 合成応力度 (N/mm<sup>2</sup>)  
 $\sigma_a$  : 許容応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

#### 4.14.4 ベルト押さえ

- 1, 引き留めベルトがエンドレス構造で、津波波力等の荷重が作用する際、滑り移動する（回る）ことを防ぐための部材である。
- 2, 引き留めベルトにボルト穴等の開孔を設けてはならない。

##### 【解説】

1. 引き留めベルトに作用する上部引張り力と下部引張り力の差により引き留めベルトは滑り（回転）移動しようとするので、引き留めベルトに被せた部分鋼板と扉体床板とで引き留めベルトを挟みボルトで押さえ、ボルトの締め付け力により生まれる引き留めベルトの摩擦力で移動を防止する構造を標準とする。
2. 標準構造において、引き留めベルトに開孔を設けないようベルトの左右にてボルトで押さえることを基本とする。図-解 4.14.4-1 を参照。
3. 標準構造の強度解析例を下記に示す。

##### (1) ボルト作用力

- ・全ボルト締め付け軸力  $P_p = \frac{n}{1000} k \sigma_y A_s$
- ・全曲げモーメント  $M_p = F_h h_p$
- ・摩擦力（全せん断力）  $F_h = \mu P_p \geq \frac{|P_\ell - P_u|}{2}$

ここで

- $P_p$  : 全ボルト締め付け軸力 (kN)
- $k$  : 締め付け軸力係数 (0.5~0.7)
- $\sigma_y$  : ボルト耐力 (N/mm<sup>2</sup>)
- $A_s$  : ボルト有効断面積 (mm<sup>2</sup>)
- $n$  : ボルト本数
- $M_p$  : ボルトに作用する全曲げモーメント (kN・mm)
- $F_h$  : 摩擦力（引き留めベルトと鋼板間） (kN)
- $h_p$  : 締め付け後の引き留めベルト厚-ボルト台座厚 (mm)
- $\mu$  : 摩擦係数 (≒ 0.5)
- $P_\ell$  : 下部引き留めベルト引張り力 (kN)
- $P_u$  : 上部引き留めベルト引張り力 (kN)

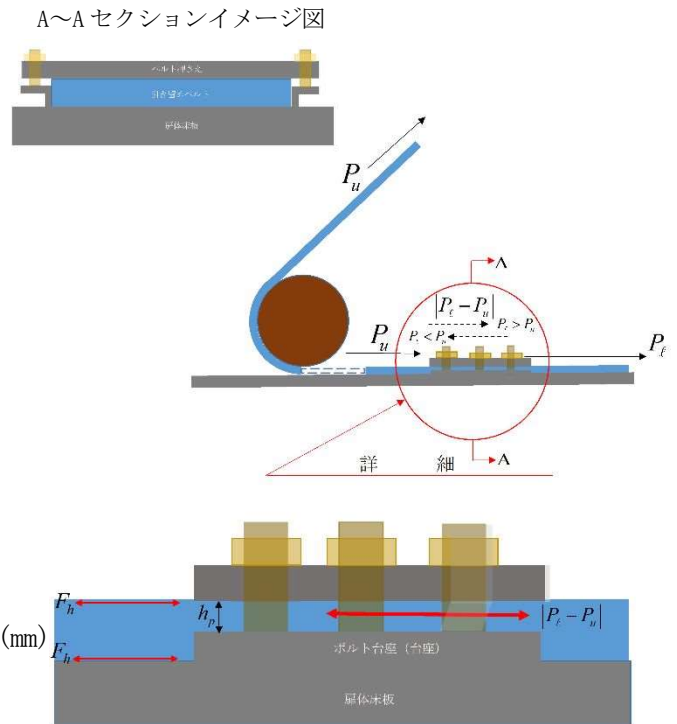


図-解 4.14.4-1 ベルト押さえイメージ図

##### (2) ボルトの強度検証

- ① 引張応力度  $\sigma_p = \frac{P_p}{nA_s} \times 1000$
- ② 曲げ応力度  $\sigma_B = \frac{M_p}{nZ_b} \times 1000$
- ③ せん断応力度  $\tau_B = \frac{F_h}{nA_s} \times 1000$

ここで、

- $\sigma_p$  : ボルトに作用する引張応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $Z_b$  : ボルトの最小断面係数 (mm<sup>3</sup>)
- $\sigma_B$  : ボルトに作用する曲げ応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $\tau_B$  : ボルトに作用するせん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

強度検証は 4.16 の式 (4.16-7) と同様、式 (4.17-1) の合成応力度による。

$$\sigma_e = \sqrt{(\sigma_p + \sigma_B)^2 + 3 \cdot \tau_B^2} \leq 1.1 \sigma_a \text{----- (4.14.4-1)}$$

## 4.15 扉体の最終強度評価法

### 4.15.1 最終強度の評価手順

「設計津波を超える規模の強さを有する津波」では、津波に対して破壊しにくい「粘り強い構造」を目指すものとし、施設の要求性能に応じて、使用性や修復性、安全性を考慮した設計とするとされているが、その確認は座屈・塑性崩壊を考慮した最終強度評価法により評価して良い。

#### 【解説】

1. 最終強度評価は図-解 4.15.1-1 に示す手順にて行う。

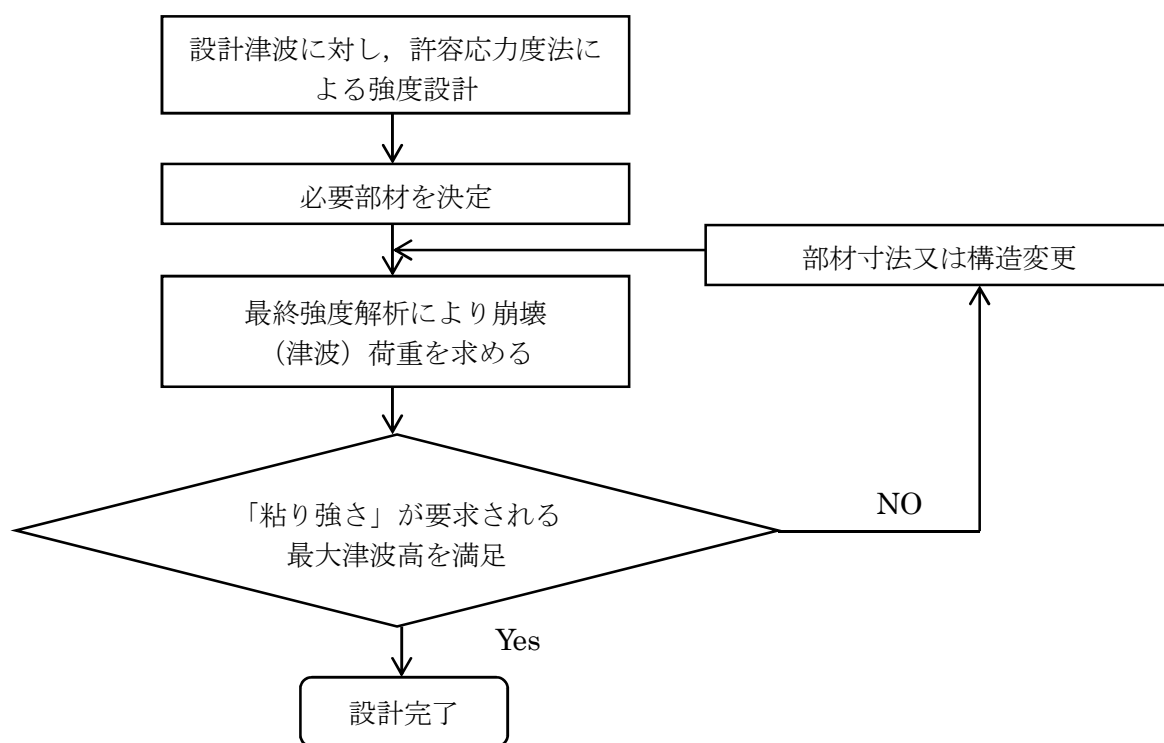


図-解 4.15.1-1 最終強度評価の手順

2. 扉体の最終強度は材料非線形と幾何学非線形の影響を考慮した有限要素法（以下 NFEM）により評価してよい。図-解 4.15.1-2 は NFEM の解析より得られた崩壊後の扉体の変形とミーゼス応力の分布である。扉体中央よりやや下の位置を塑性関節として、曲げ崩壊を生じていることが分かる。NFEM の解析については参考に示す。

3. 崩壊モードが図-解 4.15.1-2 のような曲げ崩壊の場合、4.15.2 に示す式(4.15.2-1)～式(4.15.2-12)により扉体の最終強度を簡易的に評価して良い。

4. 扉体の構造や拘束条件、荷重条件が異なり、崩壊モードが図-解 4.15.1-2 と大きく異なる場合は、4.15.2 の簡易評価法の適用範囲外である。崩壊モードが異なる可能性がある場合は、適切なモデル、境界条件、荷重条件を設定し、NFEM により扉体の最終強度を評価する必要がある。



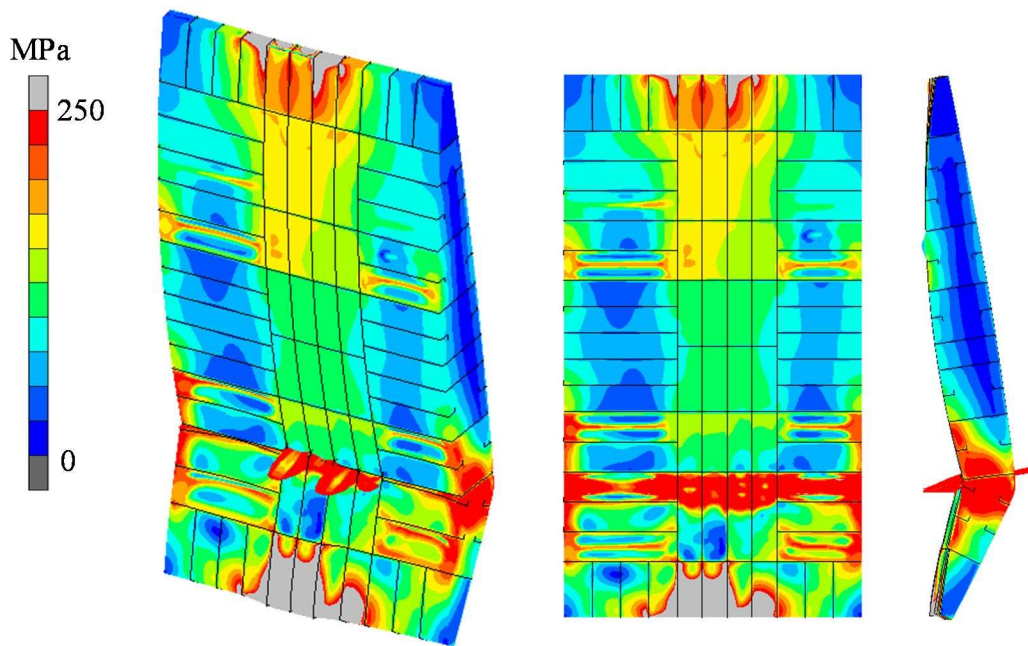


図-解 4.15.1-2 非線形有限要素法による崩壊後の変形とミーゼス応力分布

#### 4.15.2 最終強度の簡易評価法

- 1, 設計津波を超える規模の強さを有する津波を想定し, 扉体の最終強度の評価を簡易算式により行う.
- 2, 扉体の構造の対称性を考え, 図-解 4.15.2-1 の四角で囲む領域を最終強度の評価対象とする.

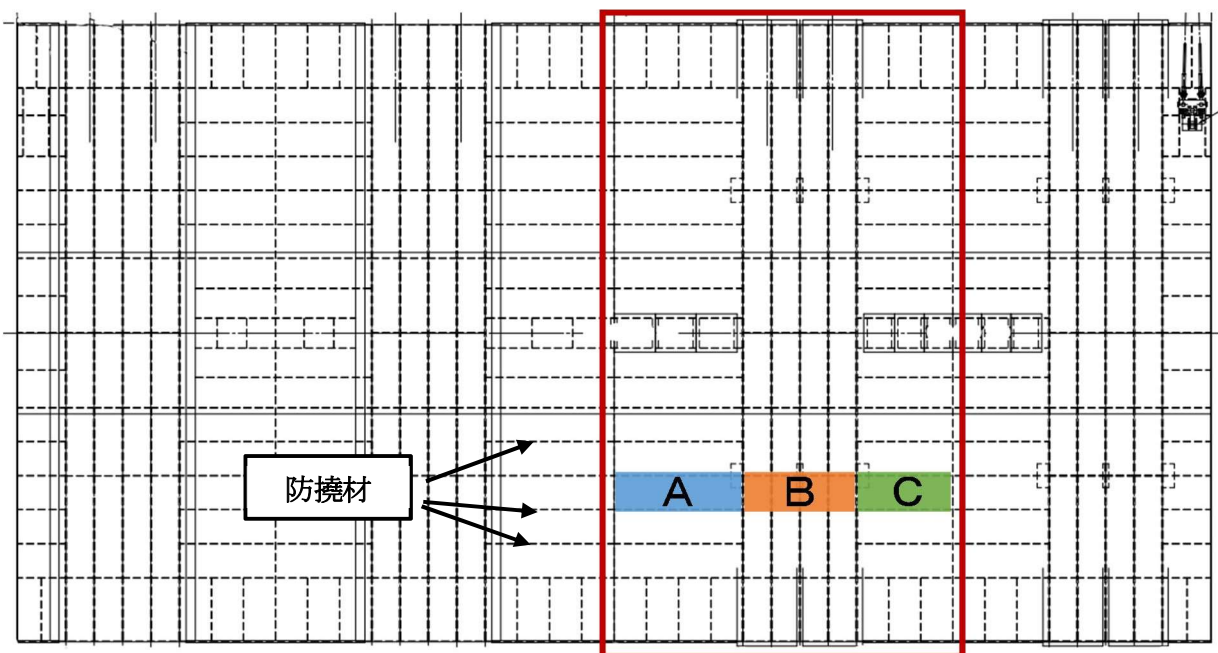


図-解 4.15.2-1 評価対象と矩形板 A, B, C

- 3, 扉体は起立状態で上下端を単純支持された梁とみなす。ベルトの伸びは考慮しない。  
 4, 扉体の正面（津波圧が作用する側の面）のスキンプレート板厚中央位置に作用する圧縮応力の分布を 4.11.4 の縦主桁に対する計算により求める。

このとき、圧縮応力の最大値を  $\sigma_{\max}$  とする。上端のベルトから受ける鉛直荷重は無視する。

- 5,  $\sigma_{\max}$  が生じる位置にある矩形板を A, B, C と分け（図-解 4.15.2-1 を参照），それぞれの圧縮最終強度を  $\sigma_{Au}$ ,  $\sigma_{Bu}$ ,  $\sigma_{Cu}$  を求める。それぞれの矩形板の断面積で重みづけ平均した値を  $\bar{\sigma}_u$  とし， $\sigma_{\max}$  が  $\bar{\sigma}_u$  以下となるように設計する。すなわち，

$$\sigma_{\max} \leq \bar{\sigma}_u \quad (4.15.2-1)$$

ここに，

$$\bar{\sigma}_u = \frac{A_A \sigma_{Au} + A_B \sigma_{Bu} + A_C \sigma_{Cu}}{A_A + A_B + A_C} \quad (4.15.2-2)$$

$A_A, A_B, A_C$  : 矩形板 A, B, C の断面積

矩形板を B の最終強度  $\sigma_{Bu}$  は材料の降伏応力  $\sigma_Y$  とする。すなわち，

$$\sigma_{Bu} = \sigma_Y \quad (4.15.2-3)$$

矩形板を A と C の最終強度  $\sigma_{Au}$ ,  $\sigma_{Cu}$  は次式の  $\sigma_u$  により求める。 <sup>9)10)</sup>

$$\sigma_u = \left\{ \frac{b}{a} \frac{\sigma_{ue}}{\sigma_Y} + \left( 1 - \frac{b}{a} \right) \frac{\sigma_{um}}{\sigma_Y} \right\} \frac{\sigma_Y}{1 + A \gamma_q^B} \quad (4.15.2-4)$$

$$\sigma_{ue} = \left( \frac{2.4}{\beta_q} - \frac{1.4}{\beta_q^2} \right) \sigma_Y, \quad \sigma_{um} = \left( \frac{0.06}{\beta_q} + \frac{0.6}{\beta_q^2} \right) \sigma_Y \quad (4.15.2-5)$$

ここに，  
 $a$  : 矩形板の長辺の長さ  
 $b$  : 矩形板の短辺の長さ  
 $\beta_q$  は矩形板の細長比パラメータである。

$$\beta_q = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{\sigma_Y}{E \kappa_y R_q}} \quad (4.15.2-6)$$

$E$  : ヤング率

$t$  : 矩形板の板厚

$R_q$  は面外圧により矩形板の座屈強度が増加する影響を表すパラメータである。

$$R_q = \begin{cases} R_{q2} + (R_{q1} - R_{q2}) \left( \frac{3b}{a} - 2 \right) & (1 < a/b < 1.5) \\ R_{q2} & (1.5 < a/b < 2.0) \\ 1 + \frac{(qb^4 / Et^4)^{1.75}}{160(a/b)^{0.95}} & (a/b > 2.0) \end{cases} \quad (4.15.2-7)$$

$$R_{q1} = 1 + \frac{(qb^4 / Et^4)^2}{1560}, \quad R_{q2} = 1 + \frac{(qb^4 / Et^4)^{1.75}}{160 \cdot 2^{0.95}} \quad (4.15.2-8)$$

$q$  : 矩形板に作用する面外圧の平均

$\kappa_y$  は図-解 4.15.2-1 に示す防撓材の捩り剛性により座屈強度が増加する影響を表すパラメータである。

$$\kappa_y = cr_t^3 + 1, r_t = \min\left(\frac{t_w}{t}, 1.0\right) \quad (4.15.2-9)$$

$t_w$  : 防撓材のウェブの板厚

Angle:  $c = 0.98 - 0.14(a/b)$

Tee:  $c = \begin{cases} 0.6 & (2 \leq a/b \leq 3) \\ 1 - 0.133(a/b) & (3 < a/b \leq 5) \end{cases} \quad (4.15.2-10)$

Flat:  $c = 0.12 - 0.02(a/b)$

$\gamma_q$  は面外圧が降伏の発生を助長する影響を表すパラメータである。

$$\gamma_q = \frac{qb^2}{\sigma_y t^2} \quad (4.15.2-11)$$

$A, B$  は  $\gamma_q$  にかかる係数である。

$$A = 0.067 - 0.0121\frac{a}{b}, \quad B = 0.154 + 0.577\frac{a}{b} \quad (4.15.2-12)$$

**【解説】**

- 扉体の正面には津波による面外圧に加え、扉体全体の曲げに伴い鉛直方向に圧縮応力が作用する。この面外圧と圧縮応力により、アスペクト比の大きな矩形板 A と C は座屈崩壊する。式(4.15.2-4)は面外圧と短辺方向に圧縮が作用する矩形板の最終強度を簡易的に求める算式である。面外圧の働きとして、弾性座屈の発生を妨げる働きと、降伏の発生を助長する働きを考慮している。さらなる詳細は、参考文献<sup>10)11)</sup>を参照されたい。
- 矩形板 B には縦主桁が密に配置されているため、扉体の曲げ最終強度の時点では座屈は発生しないと仮定する。すなわち、式(4.15.2-3)の通り材料の降伏応力まで圧縮応力を受け持つものとする。
- 扉体の曲げ最終強度  $M_u$  は式(4.15.2-2)の  $\bar{\sigma}_u$  に扉体の断面係数  $Z$  を乗ずることで求められるものと仮定する。すなわち、

$$M_u = \bar{\sigma}_u Z \quad (4.15.2-13)$$

式(4.15.2-13)と NFEM により推定した扉体の曲げ最終強度を図-解 4.15.2-2 に比較する。式(4.15.2-2)は最終強度を約 15%小さめに推定している。これは、式(4.15.2-13)は扉体正面の矩形板が破損した時点で曲げ最終強度と評価しているが、実際には(NFEM では)矩形板が破損した後も、縦主桁が一定程度の曲げモーメントを受け持つためである。安全側評価の観点からは、式(4.15.2-2)あるいは式(4.15.2-13)は有効であると考えられる。

4. NFEM による扉体の崩壊挙動解析、ならびに、簡易評価法のさらなる詳細は参考文献<sup>12)</sup>を参照されたい。

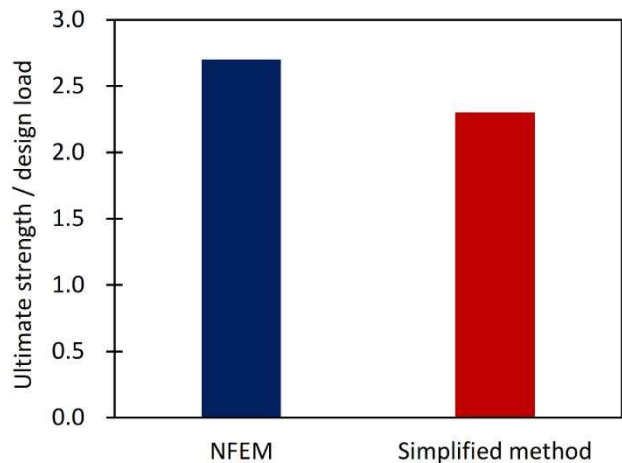


図-解 4.15.2-2 最終強度の比較

#### 4.16 強制起立装置の設計

- 1, 強制起立装置を設置する場合は, 維持管理を目的とする詳細点検時等に, 原則として扉体を水面まで起立させる場合にのみ使用する.
- 2, 設計は原則としてダム堰施設技術基準(案)<sup>1)</sup>およびその他関連基準<sup>5)</sup>に準拠する.
- 3, 強制起立装置は, 設計津波高, 高潮および周辺堤防標高等を考慮し設置されなければならない.

#### 【解説】

1. 本装置は津波等に対し, 直接稼働するものではなく, 維持管理用に限定したものである.
2. 設計はダム・堰施設技術基準(案)<sup>1)</sup>およびその他関連基準<sup>5)</sup>に準拠するとしたが, 使用目的および使用条件を考慮した作用荷重に基づき, 設計しなければならない.
3. 強制起立装置は津波や高潮により埋没することを避ける位置に設置することが望ましい. ただし, 防水等の対策を施す場合はその限りではない.

#### 【参考文献】

- 1) (社) ダム・堰施設技術協会：ダム・堰施設技術基準（案）（基準解説編・マニュアル編），平成 28 年 3 月&平成 23 年 7 月 国土交通省
- 2) (財)国土開発技術研究センター：ゴム引布製起伏堰技術基準(案) 平成 12 年 9 月
- 3) (財)国土開発技術研究センター：ゴム引布製起伏堰および鋼製起伏堰（ゴム袋体支持式）のゴム袋体に関する技術解説書，平成 28 年 1 月
- 4) 国土交通省：ゴム引布製起伏堰および鋼製起伏堰（ゴム袋体支持式）のゴム袋体に関する基準(案)，平成 27 年 3 月
- 5) 水門鉄管協会：水門鉄管技術基準，平成 19 年 9 月
- 6) (社) ダム・堰施設技術協会：ゴム引布製起伏堰点検・整備要領（案），平成 18 年 12 月
- 7) (社) 日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説，平成 30 年 4 月
- 8) (国研)土木研空所 機械研究室 杉山篤, 竹田英之, 米村克己, 他 1 名：ダム堰構造物におけるステンレス鋼の溶接接手効率に関する調査，土木研究所資料第 3094 号，1992
- 9) 道路橋示方書・同解説 II 鋼橋編，平成 14 年 3 月
- 10) Fujikubo, M., Yao, T., Khedmati M.R., Harada, M., Yanagihara D.: Estimation of ultimate strength of continuous stiffened panel under combined transverse thrust and lateral pressure Part 1: Continuous plate, Marine Structures, Vol. 18, pp.383-410, 2005.
- 11) Fujikubo, M., Harada M., Yao, T., Khedmati M.R., Yanagihara, D.: Estimation of ultimate strength of continuous stiffened panel under combined transverse thrust and lateral pressure Part 2: Continuous stiffened panel, Marine Structures, Vol. 18, pp.411-427, 2005.
- 12) 司宮智洋, 辰巳晃, 飯島一博, 東良慶, 菅野高弘, 伊藤忠男：流起式可動防波堤の最終強度の解析と簡易推定法の開発，土木学会論文集 B2 (海岸工学), Vol. 75, No. 2, 2019.

## 第5章 上部構造の施工

### 5.1 適用の範囲

- 1, 第1章, 第2章, 第4章の規定に基づいて設計された上部構造の施工に適用する.
- 2, 本章の規定により難しい場合には, 設計における安全度等について, 別途検討が必要である.

#### 【解説】

1. 第4章までの設計上の規定は, この章の施工上の規定が守られるものとして定めている. したがって, この章の施工上の規定が守られない場合や, この章に示す施工方法の標準により難しい場合には, 第4章までの設計上の規定, 特に許容応力度や安全率等について別途検討が必要である.
2. 本章で対象とする「施工」とは, 上部構造の製作, 輸送, 据付である.

### 5.2 一般

- 1, 設計において前提とした諸条件等が満たされるように施工しなければならない.
- 2, 施工にあたっては, 設計において前提とした諸条件が満たされる施工を確認できるよう, 施工要領書を作成することとする.
- 3, 本章に規定するもの以外は, ダム・堰施設技術基準(案)<sup>1)</sup>および機械工事共通仕様書(案)<sup>2)</sup>に加えて, 港湾の施設の技術上の基準・同解説<sup>3)</sup>および海岸保全施設の技術上の基準・同解説<sup>4)</sup>その他関連基準, 指針, 要領等に準じるものとする.

#### 【解説】

最終的に所定の性能が得られるように, 施工途中の適切な品質管理が重要である. このため, あらかじめ最終的な性能確保のための施工方法を計画しておく必要がある. また, 施工途中の品質確保の重要性を認識できるように施工要領書を作成し, 工程中の品質管理の方法およびその許容値について示しておく必要がある.

### 5.3 製作

#### 5.3.1 製作一般

設置目的, 設計条件, 使用条件等を考慮し, その機能を発揮できるように製作するものとする.

#### 【解説】

上部構造を構成する扉体, 回転台の一般的な製作手順を図-解 5.3.1-1 に示す. 工場にて完成形状に組み立てて出来形精度を確認できるので, 高品質な製品を現場に搬出できる. 一方, 工場での出来形が現場の出来形になるので, 製作精度の確保が重要である.

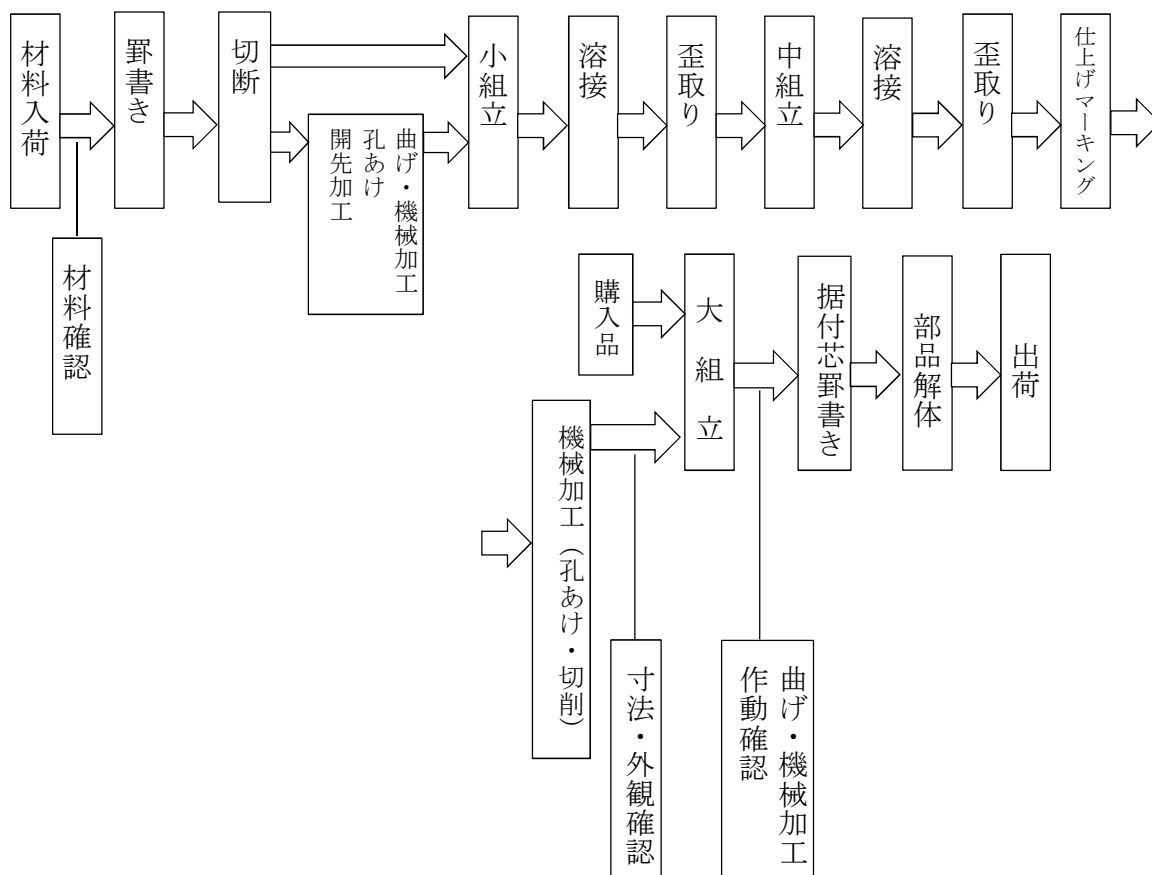


図-解 5.3.1-1 製作手順

### 5.3.2 加工, 仮組立, 保管

加工, 仮組立, 保管は, ダム・堰施設技術基準(案)<sup>1)</sup>に準拠するものとする。

#### 【解説】

本設備を構成する鋼部材の製作は, 一般的な鋼製水門扉の製作と同じであるので, 本文のように規定した。なお, 本文に示す加工とは, 罫書き, 切断および開先加工, 孔あけ, 曲げ加工, 機械加工, 溶接・組立および歪取りをいう。

### 5.3.3 防食

上部構造は, 港湾鋼構造物防食・補修マニュアル(2009年版)<sup>5)</sup>, ダム・堰施設技術基準(案)<sup>1)</sup>および ISO12944<sup>6)</sup>に準拠し, 防食対策を施すものとする。

#### 【解説】

1. 普通鋼材の使用を標準とし, 使用環境, 保守管理体制等を考慮し, 被覆による防食, 耐食材料およびこれらと塗装および電気防食との複合防食から最適な方法を選定する。

防食方法の種類は図-解 5.3.3-1 に分類される。

2. 新しい防食方法および材料はその防食性能を確認して使用する。

3. 異種金属を用いる場合は異種金属接触腐食を含めた防食対策を施す。

4. 防食施工は, 適用する防食方法の防食性能を確実に発揮させるために, 施工体制, 施工時期, 施工場所および施工環境条件等を十分に検討し, 的確な方法で行う。

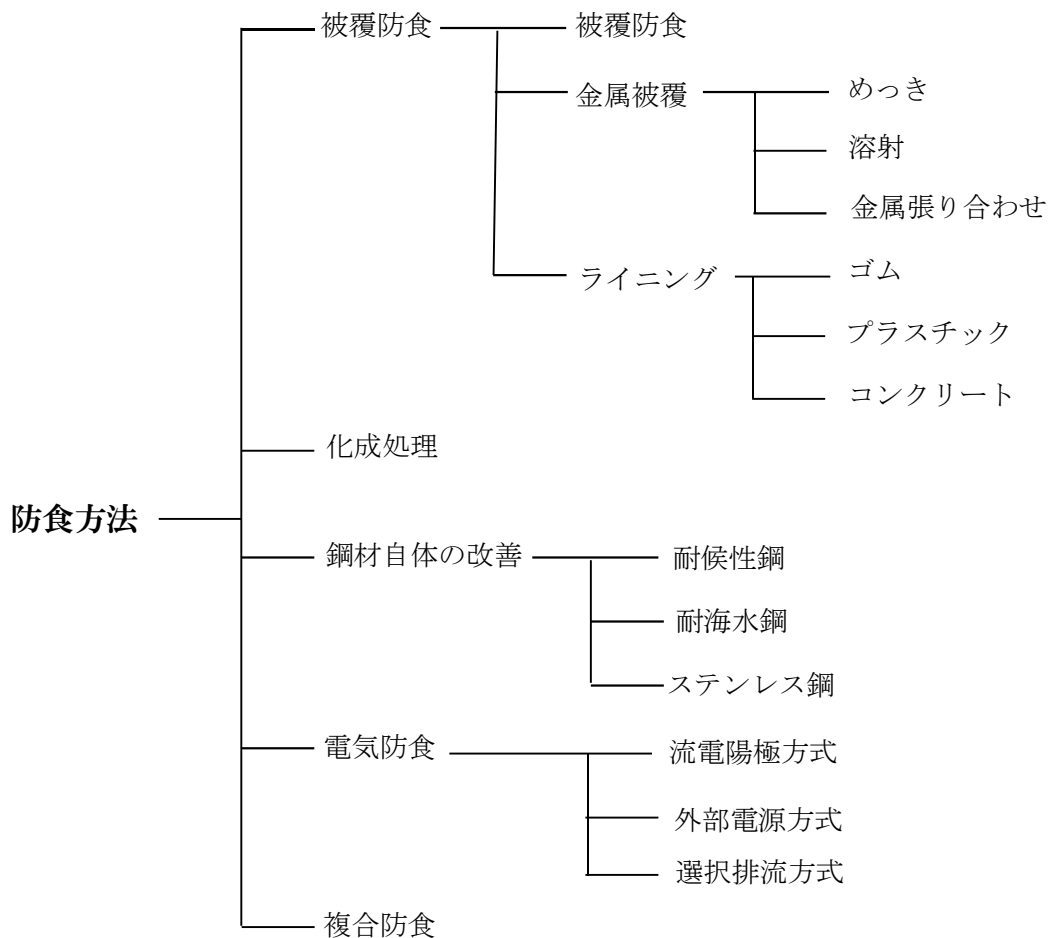


図-解 5.3.3-1 防食方法の種類

5. 塗装品質および塗装システムの基準は国際的な標準規格 2018 年改訂版(ISO12944)<sup>6)</sup>に準拠することとする。この基準では、海水での防食、防汚塗料仕様が定められ、船舶で広く用いられているものである。改訂版の適用分類を旧版と比較し、表-解 5.3.3-1 に示す。また、塗装システム例を表-解 5.3.3-2 に、期待耐用年数を表-解 5.3.3-3、実施事例を表-解 5.3.3-4 に示す。なお、C5-I、C5-M 分類の環境は大気腐食である。

表-解 5.3.3-1 ISO 12944-2 防食環境の分類  
(水中土中埋設腐食)

分類	レベル	初 版	新 版 (第2版)
Im1	Fresh water: 淡水浸せき	✓	✓
Im2	Sea or brackish water: 海水または汽水浸せき	✓	
Im2	Sea or brackish water (without cathodic protection) : 海水または汽水浸せき(電気防食なし)		✓
Im3	medium corrosivity: 中程度	✓	✓
Im4	Sea or brackish water (with cathodic protection) : 海水または汽水浸せき(電気防食あり)		✓

※セルの色：新版での追加部分

表-解 5.3.3-2 ISO 12944-5 低合金炭素鋼各環境推奨塗装システム例

塗 装 システム No.	プライマー				次 層	塗装システム		期待耐用性											
	樹脂系	種 別	塗装 回数	公称 膜厚		樹脂系	塗装 回数	公称 膜厚	C5-I			C5-M			Im1~3				
					L				M	H	L	M	H	L	M	H			
A5I.01	EP, PUR	Misc.	1~2	120μm	AY, CR, PVC	3~4	200μm												
A5I.02	EP, PUR	Misc.	1	80μm	EP, PUR	3~4	60μm												
A5I.03	EP, PUR	Misc.	1	150μm	EP, PUR	2	120μm												
A5I.04	EP, PUR, ESI	Zn(R)	1	60μm	EP, PUR	3~4	240μm												
A5I.05	EP, PUR, ESI	Zn(R)	1	60μm	EP, PUR	3~5	320μm												
A5I.06	EP, PUR, ESI	Zn(R)	1	60μm	AY, CR, PVC	4~5	320μm												
A5M.01	EP, PUR	Misc.	1	150μm	EP, PUR	2	300μm												
A5M.02	EP, PUR	Misc.	1	80μm	EP, PUR	3~4	320μm												
A5M.03	EP, PUR	Misc.	1	400μm	—	1	400μm												
A5M.04	EP, PUR	Misc.	1	250μm	EP, PUR	2	500μm												
A5M.05	EP, PUR, ESI	Zn(R)	1	60μm	EP, PUR	4	240μm												
A5M.06	CP, PUR, CSI	Zn(R)	1	60μm	EP, PUR	4~5	320μm												
A5M.07	EP, PUR, ESI	Zn(R)	1	60μm	EPC	3~4	400μm												
A5M.08	EPC	Misc.	1	100μm	EPC	3	300μm												
A6.01	EP	Zn(R)	1	60μm	EP, PUR	3~5	360μm												
A6.02	EP	Zn(R)	1	60μm	EP, PURC	3~5	540μm												
A6.03	EP	Misc.	1	80μm	EP, PUR	2~4	380μm												
A6.04	EP	Misc.	1	80μm	EPGF, EP, PUR	3	500μm												
A6.05	EP	Misc.	1	80μm	EP	2	300μm												
A6.06	EP	Misc.	1	800μm	—	—	800μm												
A6.07	ESI	Zn(R)	1	60μm	EP, EPGF	3	450μm												
A6.08	EP	Misc.	1	80μm	EPGF	3	800μm												
A6.09	EP, PUR	Misc.	—	—	—	1~3	400μm												
A6.10	EP, PUR	Misc.	—	—	—	1~3	600μm												

※EP:エポキシ(2液形,水系×), EPC:変性エポキシ(2液形), ESI:エチルシリケート(1,2液形,水系×), PUR:ポリウレタン(1,2液形,水系×), PURC:変性ポリウレタン(2液形), AY:アクリル(1液形,水系×), CR:塩化ゴム(1液形), PVC:ポリ塩化ビニル(1液形), EPGF:エポキシガラスフレーク(2液形), Zn(R):ジンクリッチプライマー, Misc.:その他の樹脂系

表-解 5.3.3-3 ISO 12944-1 期待耐用年数の分類

分 類	レベル	初 版	新版(第2版)
L	low: 低い	2~5年	~7年未満
M	medium: 中程度	5~15年	7~15年
H	high: 高い	15年以上	15~25年
VH	very high: 極めて高い	—	25年以上

※セルの色:新版での追加部分



表-解 5.3.3-4 ISO 12944-5 に準拠した塗装実施事例 (Im-3)  
中国塗料(株)より (期待耐用年数 VH 対応)

素材	塗料	塗料名	DFT	回数
普通炭素鋼	ガラスフレーク入り長期防食塗料	パーマックス NO.3300	250 μm	2
	防食・防汚(保護)塗料	CMP バイオクリーン SCR	100 μm	1
		CMP バイオクリーン R	100 μm	1
		CMP バイオクリーン HB	200 μm	1

パーマックス NO. 3300 : エポキシ樹脂系ガラスフレーク入り長期防食塗料  
 CMP バイオクリーン SCR&R : 一液形シリコンエラストマー系防汚塗料  
 CMP バイオクリーン HB : 3液形シリコンエラストマー系防汚塗料

## 6. 電気防食

(1) 電気防食は「港湾鋼構造物防食・補修マニュアル(2009年版)<sup>5)</sup>」に準拠し、定めるものとする。

電気防蝕の種類には主に表-解 5.3.3-5 に示す方式があるが、流起式可動防波堤において、防食電流を直接通電する方式は、使用状況から考え無理がある。施工、メンテナンスおよび経済性を考え、流電陽極方式の採用を基本とする。

表-解 5.3.3-5 電気防食の種類と特徴

電気防食の種類	防食システム	特徴	
		長所	短所
流電陽極方式	海水中や土中などの電解質中にある被防食体よりもアルミニウム、亜鉛、マグネシウムのようなイオン化傾向の大きい金属を接続し、両者間の電位差を利用して被防食体に防食電流を流す方式。アルミニウム合金陽極は、長寿命の陽極を設計することができ、港湾鋼構造物に用いられる。	電源のない場所で適用。小規模、独立した施設で割安。陽極寿命を任意に設定可能。施工、メンテナンスに有利などから幅広い場所で使われている。現在では最も主流の電気防食になっている。	河川など高抵抗率環境には不適。防食電流の調整が不可。陽極の寿命に達した時には、取り替えが必要。設計では陽極の寿命に左右される。
外部電源方式	直流電源装置と耐久性電極を用い、直流電源装置のプラス極を電解質中に設置した耐久性電極に接続し、マイナス極を被防食体に接続して防食電流を通電する方式。難溶性電極には、白金メッキ系電極や金属酸化物被覆電極などがある。	出力電流を任意に調整可能。高流速下、河川水混入下など、変化の激しい特殊な環境でも可能。効果は高く確実である(がどこでも使える方法ではない)。 港湾施設よりも埋設配管や工場・発電所設備の防食に用いられる。	電源のない場所では適用できない。電気の影響を受けるものの近くでは使えない。土中や水中深くに電極を置く必要があり、また、電極自体が土や水の中で溶けてしまわないような処理も必要。過防食や隣接構造物への影響を留意する必要あり。
選択排流方式	直流電鉄軌条からの漏洩電流(迷走電流)により埋設配管が電食を受けている場所に、漏洩電流を軌条に戻すための選択排流器を設置し、軌条と埋設管を接続して電食を防止する方法。	あくまで迷走電流による電食を防止するものであり電気鉄道近傍の配管の電食対策以外に使われることはほぼない。排流法には選択排流器と外部直流電源を組み合わせた強制排流方式もある。	

流起式可動防波堤では、耐久年数を考え、塗装と流電陽極を併用した複合防食にすることを推奨する。

また、取り付ける陽極の選定においては、陽極寿命 50 年以上とし、扉体上面とレール側面および基礎鋼製床板面に取り付けることを標準とする。取り付け方法として、扉体上面の突起は極力少なく、扉体円弧面には原則として取り付けない。

(2) 電気防食の設計計算式

アルミニウム合金陽極による犠牲陽極方式での電気防食設計計算式を下記に示す。

① 所要防食電流の計算

$$\text{所要防食電流 (A)} = \text{防食面積 (m}^2\text{)} \times \text{防食電流密度 (A/m}^2\text{)}$$

海水抵抗率： $\rho = 30 \Omega \cdot \text{cm}$  (推定値) として算定

塗装膜：ガラスフレーク塗装 (650  $\mu\text{m}$ )

設計耐用年数：50年

防食電流：海水水中部 塗装部 0.025A/m<sup>2</sup> ※0.100A/m<sup>2</sup> × 0.25 (塗膜の損傷劣化を考慮)

② 所要陽極質量の計算

$$\text{所要陽極質量 [kg]} = \frac{\text{所要防食電流 [A]} \times \text{設計耐用年数 [y]} \times \text{電流低減率} \times 8760 \text{ [h/y]}}{\text{有効電気量 [A} \cdot \text{h/kg]}}$$

電流低減率：0.5 (50年の場合)

8760[h/y] : 1年の時間数 (24h/日 × 365日)

有効電気量：2600A · h/kg (アルミニウム合金陽極)

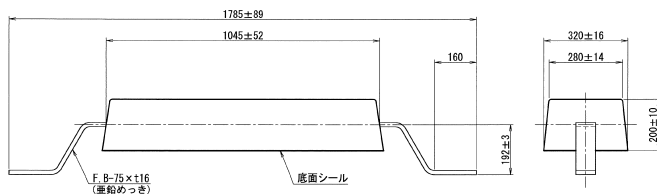
(3) 流起式可動防波堤での適用事例

表-解 5.3.3-4 で示した事例塗装仕様との併用による電気防食適用事例を表-解 5.3.3-6 に示す。なお、必要陽極電流の算定は本マニュアルの設計計算事例 (付-2) と同じ扉体寸法にて算定した。図-解 5.3.3-2 および図-解 5.3.3-3 に取り付け製品図、図-解 5.3.3-4 および図-解 5.3.3-5 に陽極配置図を示す。

表-解 5.3.3-6 流起式可動防波堤での適用事例

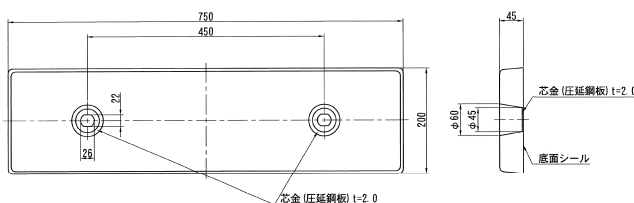
陽極仕様	アルミニウム合金陽極				
防食電位	港湾鋼構造物の防食電位 -780mV (vs Ag/AgCl[sw])				
項目	部位	必要防食電流値	陽極型式	個数	備考
陽極取付場所	扉体上面・側面	5.62A	アラノード MF-176 型	35 個	対象部に直接ボルト固着
	扉体下面・中央仕切板	8.13A	アラノード MF-176 型	50 個	
	回転レール・基礎部他	14.70A	アラノード TA50-2.0A 型	8 個	台座に取付ける

注：扉体とレール&基礎鋼製床板との通電は中央仕切り板から行うので、接触面は無塗装とする。



陽極寸法	(280+320) × 200 × 1045mm
正味質量	168.5kg
製品質量	180.9kg ± 2%
発生電流	2.0A ( $\rho = 30 \Omega \cdot \text{cm}$ )
設計寿命	50年

図-解 5.3.3-2 アラノード MF-176 型 製品図



陽極寸法	750 × 200 × t45mm
製品質量	17.6kg

図-解 5.3.3-3 アラノード TA50-2.0A 型 製品図

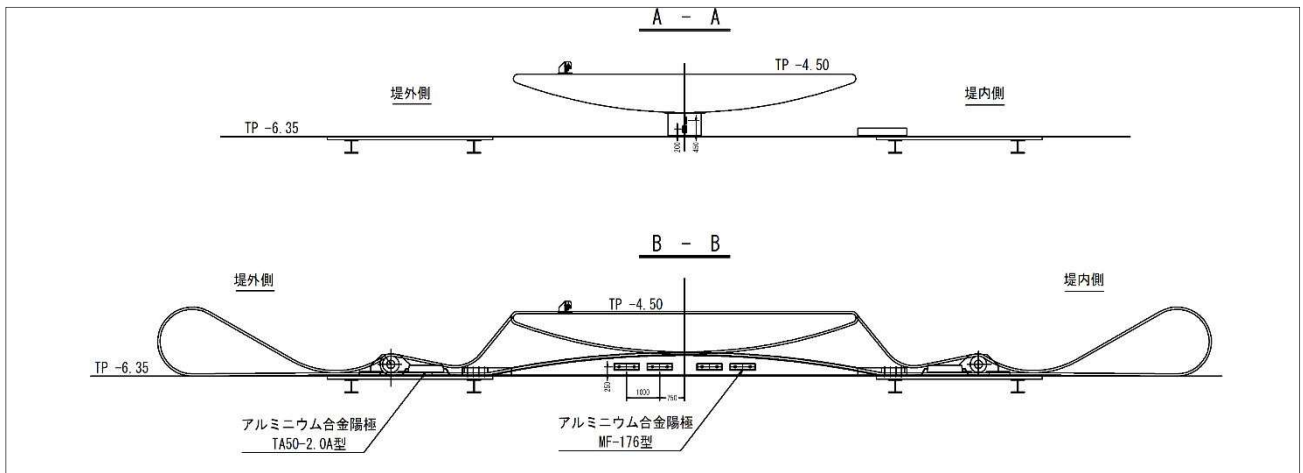
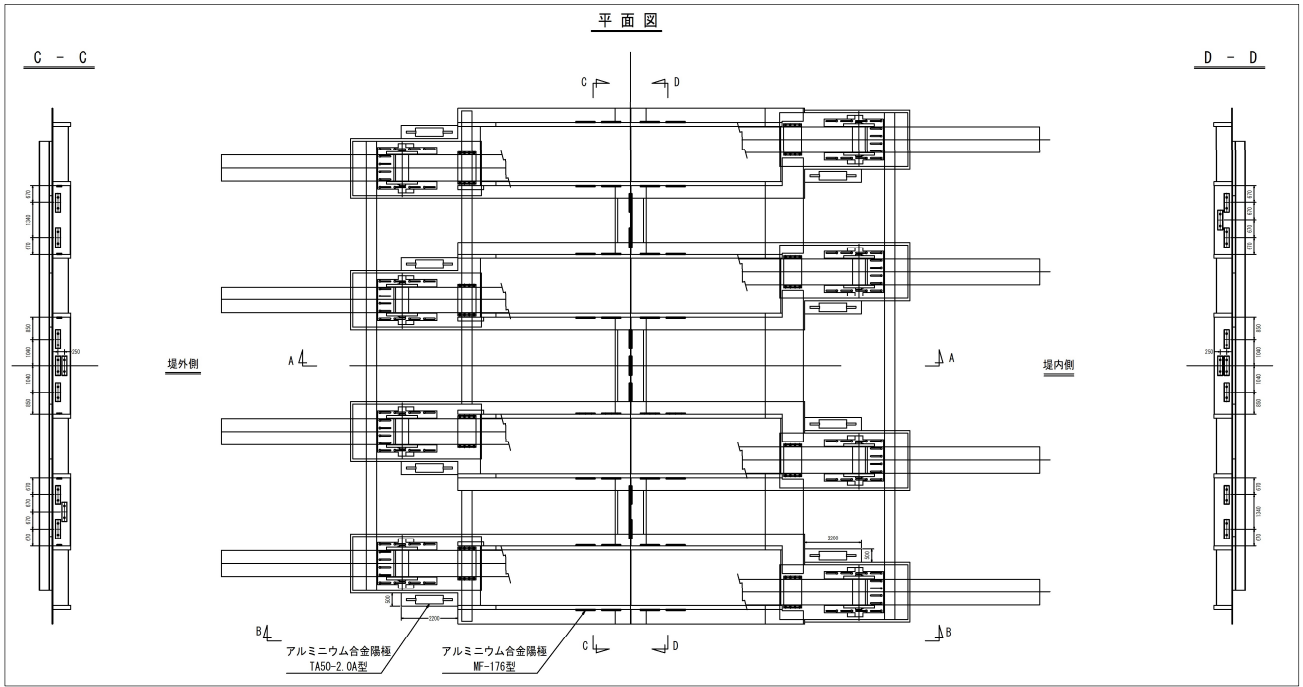


図-解 5.3.3-4 アルミニウム合金陽極配置図 (回転台, 基礎部他)

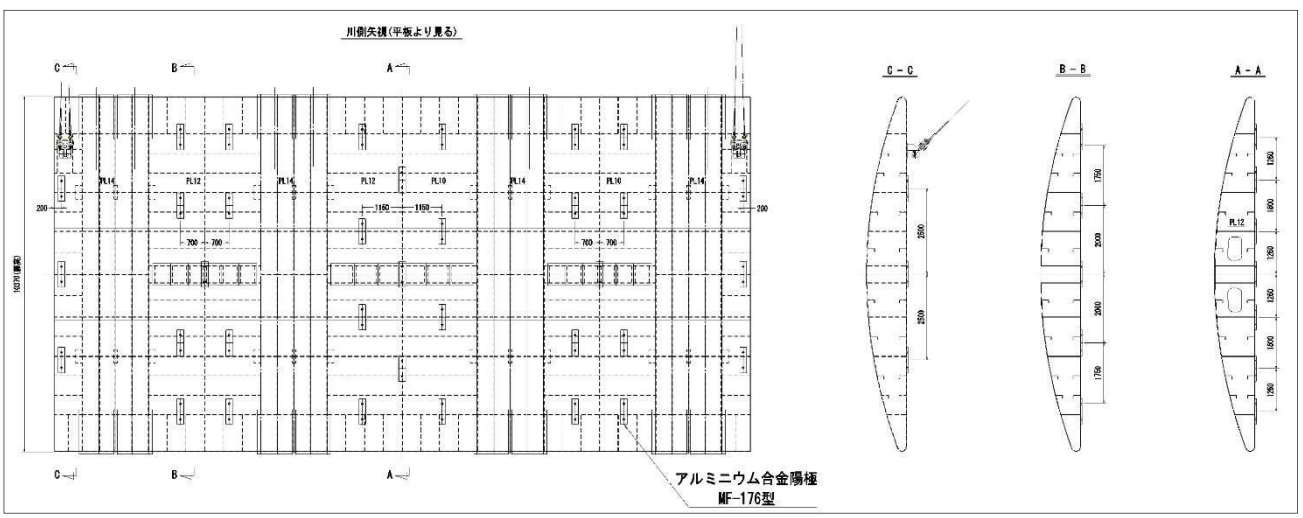


図-解 5.3.3-5 アルミニウム合金陽極配置図 (扉体上面)

### 5.3.4 工場検査

- 1, 製作前, 製作途中, 製作途中および製作完了後の各段階において, 設備に要求される出来高, 外観, 溶接および防食等について, 適切な品質が確保されていることを確認する.
- 2, 工場検査では, 必要に応じ, 材料検査, 機能検査, 出来高検査, 溶接検査, 防食検査, 部品検査および仮組み立て検査を行うものとする.
- 3, 検査内容は本規定によるが, 本規定で記載されていない項目は, 機械工事施工管理基準(案)<sup>7)</sup>およびダム・堰施設検査要領(案)<sup>8)</sup>を参考にする.

#### 【解説】

1. 工場検査の目的は設備の最終的な品質を決定すると同時に, 設備の要求された機能, 性能を発揮させるため据え付け現場における製品の再現性および整合性を工場段階で確認することである.
2. 工場検査は, 設備に要求された目的, 機能に合わせて, それらの確認に必要な, 材料検査, 溶接検査等の各項目から適切な項目を選定し, 検査時期, 検査箇所および検査方法を決定し実施する.

#### 5.3.4.1 材料検査

材料管理は, 材料および部品等が構造, 機能, 性能について, 設計図書および設計図書に記載された基準の品質または同等以上の品質を有していることを確認するものとする.

#### 【解説】

1. 鋼材の材料管理は, 外観, 形状, 寸法等の検査を行うものとするが, JIS の認定工場において製造されたものは, 製造業者の規格証明書により代えることができる. また, 材料試験および材料分析試験は, 製造業者等の材料試験成績書等により代えることができる.
2. 規格証明書との照合は, 鋼板に板厚, 材質を表示したステンシルの写真等により管理する.
3. 引き留めベルト等は特殊な材料の使用となり, 強度試験の実施を原則とする.

#### 5.3.4.2 機能検査

次の方法により, 本設備が適切に作動することを確認することとする.

##### 1, 作動状態の確認

(1) 設計で想定した流速で扉体が起立することを, 現場においてクレーンで起立させ, 荷重計等を用いて確認する.

(2) 円滑に作動することを確認する.

##### 2, 気密状態の確認

扉体の気密構造部は, 気密状態であることを確認するために, 適切な漏れ試験を行うものとする.

#### 【解説】

1. 設計仕様通りの性能および機能を発揮することを検査するため, 自重以外の荷重を与えず, 現地と同じ据え付け状態(向き, 勾配)を考慮し検査することが原則である.
2. 実際に水を用いた機能検査も実施できる. しかし, 設備が大掛かりになることに加え, 実負荷状態では作用する波圧を機能検査では再現できない. このようなことに配慮し, 本文のように規定した.
3. 気密漏れ試験は, JIS2330<sup>9)</sup> 空気などの気体を使用する漏れ試験(圧力変化による漏れ試験, 発泡漏れ試験等)で行うものとする.

### 5.3.4.3 出来形検査

製品の基本寸法、部材・部品相互の取り合いの良否と精度、出来ばえ等は次にて確認する。

#### 1, 接合部

機械加工の良否と精度、ならびに接合状態の良否を確認する。

#### 2, 取り合い部

主要部材と機器との取り合い寸法および干渉の有無を確認する。

#### 3, 外観

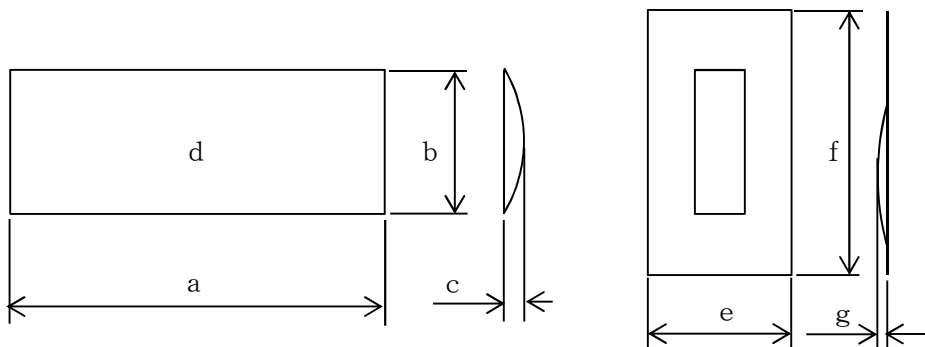
- (1) 部材の切断面、切削面を確認する。
- (2) 部材表面のきずの有無を確認する。
- (3) 溶接によるひずみの有無を確認する。

#### 4, 寸法

部材の寸法精度は、表-5.3.4-1 に示す管理値を標準とする。

表-5.3.4-1 部材の寸法精度

計測箇所			管理値 (mm)
扉体幅	上部	a U	±0.1% a ただし±5～±15
	下部	a D	
扉体高さ	左岸側	b L	+0.1% b ただし+5～+10
	右岸側	b R	
扉体厚さ	左岸側	c L	±5
	右岸側	c R	
扉体平面度		d	±5
回転台幅	上流側	e U	±5
	下流側	e D	
回転台長さ	左岸側	f L	±0.1% f ただし±5～±15
	右岸側	f R	
レール高さ	左岸側	g L	±5
	右岸側	g R	
引き留めベルト	厚さ		-5% (厚さ)
	幅	幅 ≤ 500mm	±5
		幅 > 500mm	±1% (幅)
長さ (ループ製品)		±50	



**【解説】**

1. 出来形検査の目的は、設計上の基本寸法および部材・部品相互の取り合い確認であるので、自重以外の荷重を与えず、現地と同じ据え付け状態（向き、勾配）を考慮して検査することが原則である。
2. 表-5.3.4-1 に示した扉体および回転台の寸法精度は、日本鋼船工作法精度標準<sup>10)</sup> および機械工事施工管理基準(案)<sup>7)</sup>の規定に準じ本文の値を定めた。なお、扉体高さは津波遡上を防ぐ目的からマイナスは許容しない。
3. 引き留めベルトの寸法精度は JIS K 6322 に示されているコンベアベルトの規定に準拠した。

**5.4 輸送**

- 1, 現地までの道路状況、海域状況等を事前に調査した上で、適切な輸送方法を選定する必要がある。
- 2, 積み込み、荷卸し、小運搬等に適した吊金具を、製品の適切な位置に取り付ける必要がある。

**【解説】**

輸送に際して有害な変形や応力を与えないために必要な留意事項を示した。

**5.5 据付**

- 1, 上部構造の据付は現場状況に応じた方法とする。
- 2, 据付は設備が設計上要求される機能を発揮できるように行う。

**5.5.1 据付一般**

扉体、回転台は、土木構造物との関連寸法、水平、垂直度を確認しながら据え付けるものとする。

**【解説】**

1. 扉体、回転台を据え付ける際の留意事項を示した。
2. 図-解 5.5.1-1 に一般的な据付手順を示す。

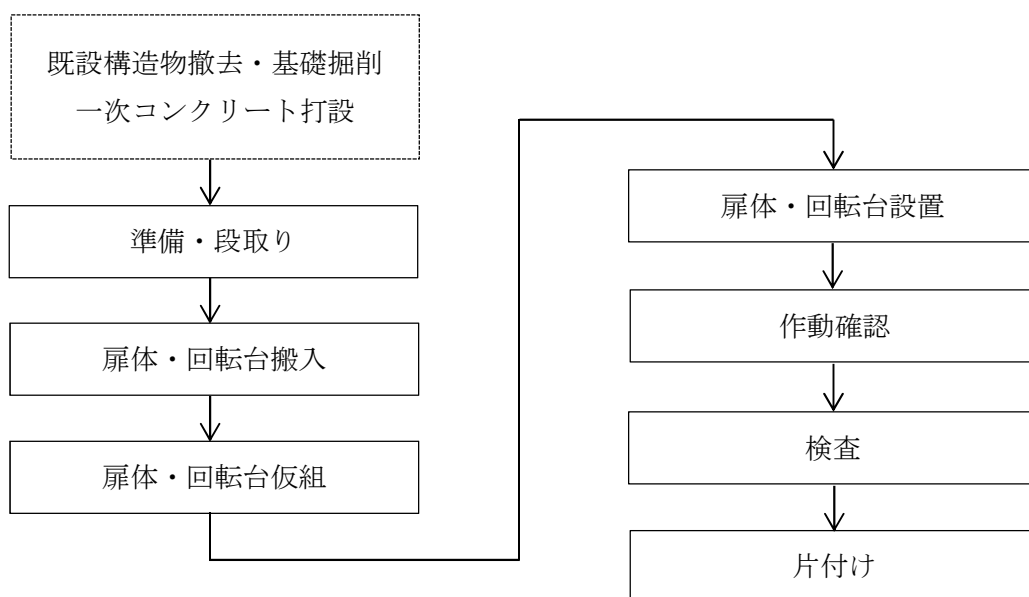


図-解 5.5.1-1 一般的な据付手順

## 5.5.2 施工管理

現場据え付け時の施工管理は、以下を標準として実施する。

### 1, 工程管理

実施工程表を作成し、作業項目ごとに進捗度を確認する。予定工程に対して遅れを生じた場合は、適切な対策を講じるとともに、工程の見直しとフォローアップを実施する。

### 2, 出来形管理

起立時の扉体天端が設計高さ以上となるよう、据付高さを調整し管理する。

### 3, 品質管理

(1) 現場据え付け後、作動性を確認する。

### 4, 写真管理

写真撮影は、施工段階の確認、出来形測定、品質管理で必要に応じて実施する。特に、完成後に目視確認できない重要な箇所については、品質と出来形を確認できるように撮影する。

### 【解説】

1. 現場据え付け作業における標準的な施工管理要領を示した。
2. 現場溶接する場合など、製作時の出来形を現場で再現できない可能性がある場合は、現場据え付け後、当該箇所の出来形を計測し、所定の出来形であることを確認する必要がある。この場合の管理値は、表-5.3.4-1 に規定した部材寸法精度とする。
3. 作動性の確認は、製作時の機能検査（5.3.4.2 機能検査参照）と同様に、荷重計等を用いた方法を標準とする。

## 5.5.3 据付検査

1, 据付前、据付途中および据付完了後の各段階において、設備に要求される出来高、設置位置、外観および防食等について、適切な品質が確保されていることを確認する。

2, 据付検査では、組立検査、外観・寸法検査、接合部検査および防食検査等を行うものとする。

3, 検査内容は本規定によるが、本規定で記載されていない項目は、機械工事施工管理基準(案)<sup>7)</sup>およびダム・堰施設基準検査要領(案)<sup>8)</sup>を参考にする。

### 【解説】

1. 据付検査は据付前、据付途中および据付完了後それぞれの適切な時期に、設備の設置位置、土木構造、設計・操作条件、品質、出来高寸法、溶接および防食等の確認を行う。
2. 据付検査は、組立検査、外観・寸法検査、接合部検査、防食検査を実施し、寸法、出来高を確認する。検査の結果不具合がある場合は、対処方法を検討の上修正を行い、初期の目的・性能を確保する。

## 5.5.4 設備総合検査

1, 設備の総合検査では、設備の据付完了後、設備が要求どおりの機能発揮に支障がなく、確実に作動し、安全性を有していることを確認する。

2, 設備総合検査では、外観検査と機能検査を実施し、品質と出来形ならびに作動性を確認する。

3, 検査内容は本規定によるが、本規定で記載されていない項目は、機械工事施工管理基準(案)<sup>7)</sup>およびダム・堰施設基準検査要領(案)<sup>8)</sup>を参考にする。

## 【解説】

現場据え付け完了後の外観検査項目と検査要領,機能確認項目と確認要領を,表-解 5.5.4-1,表-解 5.5.4-2 に示す.

表-解 5.5.4-1 外観検査項目と検査要領

項目	検査要領
変形と有害な傷の有無	目視により,健全であることを確認する.
ボルトの締付け状態	テストハンマーにより,緩みがないことを確認する.
スキンプレート面の状況(ひずみ,凹凸等)	目視により確認する.
現場溶接部の開先寸法・形状と清掃状態	目視により確認する.

表-解 5.5.4-2 機能確認項目と確認要領

項目	機能確認項目	確認要領
作動検査	全開から全閉,全閉から全開までの作動状態を確認する.	目視により,開閉作動を確認する.
	クレーン等を用いて,扉体の起立開始荷重を確認する.	吊荷重と扉体起立開始設計荷重の整合性を確認する.

## 5.6 検査記録

- 1, 検査記録は,設備の機能・品質を保証するものとして検査の結果を適切な様式で記録する.
- 2, 検査記録は将来,設備の機能,品質の低下が現れた時の指標のため,適切に保存,管理する.
- 3, 検査記録は本規定によるが,本規定で記載されていない項目は,機械工事施工管理基準(案)<sup>7)</sup>およびダム・堰施設基準検査要領(案)<sup>8)</sup>を参考にする.

## 【解説】

1. 検査記録は次工程,あるいは,設備の仕様,設備基準に対する品質の保証を書面,写真等で行うものである.
2. 検査記録は設備の目的,規模に応じた内容とし,保守管理段階での点検・整備を追記することも考慮して作成する必要がある.また,検査記録は常に利用可能な状態で適切な保存管理を行う必要がある.
3. 検査記録の保存期間は,当該設備の目的,規模,設備全体の管理計画,記録の内容や保守管理の影響を考慮して判断する必要がある.

## 【参考文献】

- 1) (社)ダム・堰施設技術協会:ダム・堰施設技術基準(案)(基準解説編・マニュアル編),平成28年3月&平成23年7月,国土交通省
- 2) 国土交通省総合製作局:機械工事共通仕様書(案),平成29年3月
- 3) (社)日本港湾協会:港湾の施設の技術上の基準・同解説,平成30年4月
- 4) 海岸保全施設技術研究会:海岸保全施設の技術上の基準・同解説,平成30年8月
- 5) 沿岸技術研究センター:「港湾鋼構造物防食・補修マニュアル(2009年版)」,2009年11月
- 6) 国際規格:「ISO19442 2018年改訂版」,2017年11月~2018年2月
- 7) 国土交通省総合製作局:機械工事施工管理基準(案),令和2年3月
- 8) (社)ダム・堰施設技術協会:ダム・堰施設検査要領(案),平成22年1月
- 9) 経済産業省:日本工業規格(JIS),2019年改訂版
- 10) (社)日本船舶海洋工学会:日本鋼船工作法精度基準2018,平成30年3月



## 第6章 上部構造の維持管理

### 6.1 適用範囲

第1章, 第2章, 第4章および第5章の規定に基づいて設計・施工された上部構造の維持管理に適用する。

#### 【解説】

従来の水門および可動堰とは形式や構造が異なるので、流起式可動防波堤特有の項目について維持管理が必要である。

### 6.2 一般

本章に規定するもの以外は、港湾の施設の維持管理ガイドライン<sup>1)</sup>、港湾の施設の点検診断ガイドライン<sup>2)</sup>、ダム・堰施設技術基準(案)<sup>3)</sup>およびその他関連基準、指針、要領等<sup>4)5)6)</sup>によるものとする。

#### 【解説】

1. 本章は、流起式可動防波堤の信頼性確保ならびに機能保全を図るため、十分かつ適切に維持管理するための標準を示すものである。
2. 流起式可動防波堤の目的機能をいつでも安全確実に発揮させるという操作の信頼性の確保と、長期にわたる機能の維持・保全を図るため、施設の運用管理にとって維持管理は極めて重要なものである。このため、十分かつ適切な維持管理計画を策定し、必要な維持管理・更新等を実施する等、施設の機能維持に努める必要がある。
3. 維持管理の記録は、施設の運用管理に活用するものとする。

### 6.3 基本方針

上部構造の維持管理に関する基本方針は以下とする。

1. 点検・整備中においても、原則として、防波堤としての機能を確保できることを基本とする。
2. 損傷、腐食、部材劣化等に伴う不稼働リスクは、年1回の詳細点検により回避する。(状態監視による予防保全)
3. 台風、高潮、地震等、自然災害が発生した場合、直ちに緊急点検(臨時点検)を実施することにより、不稼働リスクを回避する。(通常事後保全または緊急事後保全)

#### 【解説】

1. 上部構造の維持管理に関する基本方針を示した。
2. 基本方針として、流起式可動防波堤では、想定される作用に対して、必要な強度を確保するよう設計した上で、突発的な故障を伴う機器類(電気・電子部品)を採用せず、年1回の詳細点検を実施することで、故障リスクを回避することになっている。また、構成要素が少ないシンプルな構造なので、維持管理項目が少なくなっている。
3. 点検・整備中に津波が来襲した場合でも、防波堤の機能確保、すなわち開口部が閉鎖できることを基本とした。

## 6.4 維持管理計画

1. 操作規則ならびに関連する諸法規および基準に基づき、点検・整備要領を定めるとともに、維持管理の実行計画を定める。
2. 維持管理の実行計画を効率的・効果的に行うため、機器毎の標準的な取替・更新年数、点検および診断結果ならびに整備・更新の評価結果に、経済性、信頼性等を考慮して決定する。

### 【解説】

1. 効率的・効果的な維持管理を実施するため、目的や規模、使用状況、設備環境、社会への影響度、建設後の経過年数、老朽化や機能低下の程度、技術特性ならびに維持管理技術の蓄積の程度および管理体制等の条件と点検・整備や更新コストを総合的に評価して優先順位を決定し、維持管理コストを平準化することが望ましい。
2. 維持管理の実行計画については、維持管理に係る基本的事項を内容とした長期的な保全計画と、各年度の短期的な保全計画を作成し、一般点検、詳細点検、整備、更新について等を計画する。長期的な保全計画は、点検・整備要領の見直し、経時変化等に合わせて適宜見直す必要がある。

## 6.5 点検方法

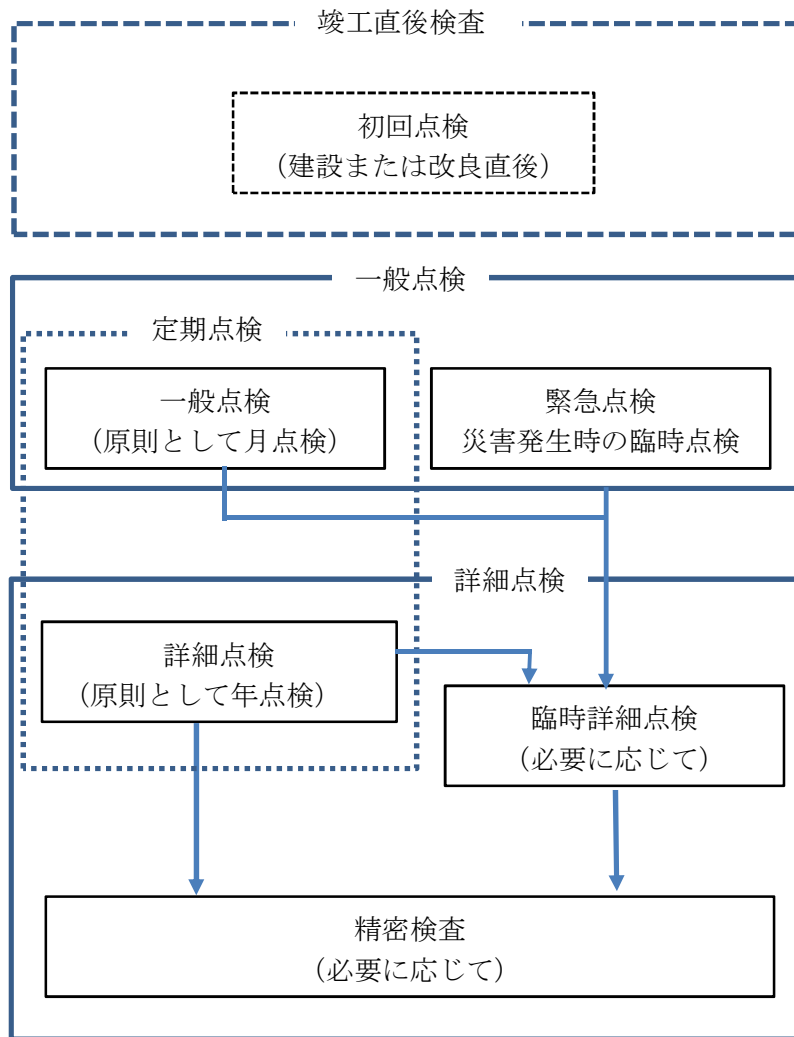
据え付け後の状況把握および機能確認のため、初回点検、定期点検としての一般点検および詳細点検、異常発見時および異常が想定される時の緊急点検、臨時詳細点検および精密検査を実施する。

### 【解説】

1. 確実に起立し津波波力を減じられるよう、作動の信頼性の確保と機能保全を目的に、「点検」「検査」を実施する。
2. 初回点検は、新設または改良直後の竣工段階、あるいは既存施設に対する維持管理計画の策定段階において、維持管理の初期状態を把握するために実施するものである。
3. 定期的に実施する「定期点検」（原則として月点検）と「詳細点検」（原則として年点検）、津波や地震、高潮来襲後等に行う「緊急点検」、定期点検および緊急点検結果により、必要に応じて実施する「臨時詳細点検」および「精密検査」がある。また、目視を中心とする「一般点検」と性能、劣化等の判定や必要に応じ障害状況を詳細に把握する「詳細点検」に分かれる。これらの点検・検査を適切に実施することで、異常の有無や障害状況をタイムリーに把握する。

図-解 6.5-1 に点検種類と点検フロー、章末に維持管理項目&点検計画照査事例を示す。

4. 定期点検は、変状の発生及び進行を効率的かつ早期に発見することを目的として実施するもので、あらかじめ定めた点検計画に基づいて、計画的かつ継続的に行う。その中で、異常・損傷の有無を目視により点検するのが「一般点検」である。一方、水中部の変状を把握し、適切な基準により劣化度の判定や作動性能の確認等を定期的に行うのが「詳細点検」である。
5. 異常発見時および異常が想定される時の点検として、災害発生時には「緊急点検」、「一般点検」「詳細点検」および「緊急点検」で異常が発見されれば計測・引上げ等を経て整備することを前提とした「臨時詳細点検」、それと必要に応じて異常の詳細内容および障害状況の把握および補修等の対応策検討のために「精密検査」を実施する。



→ 異常が認められる場合は、矢印に従い点検する。

図一解 6.5-1 点検種類と点検フロー

## 6.6 初回点検

初回点検は、建設または改良直後の竣工段階、維持管理の初期状態を把握するために実施するもので、製作時の品質検査や出来形検査の結果等をもとに初期状態の把握を行う。

### 【解説】

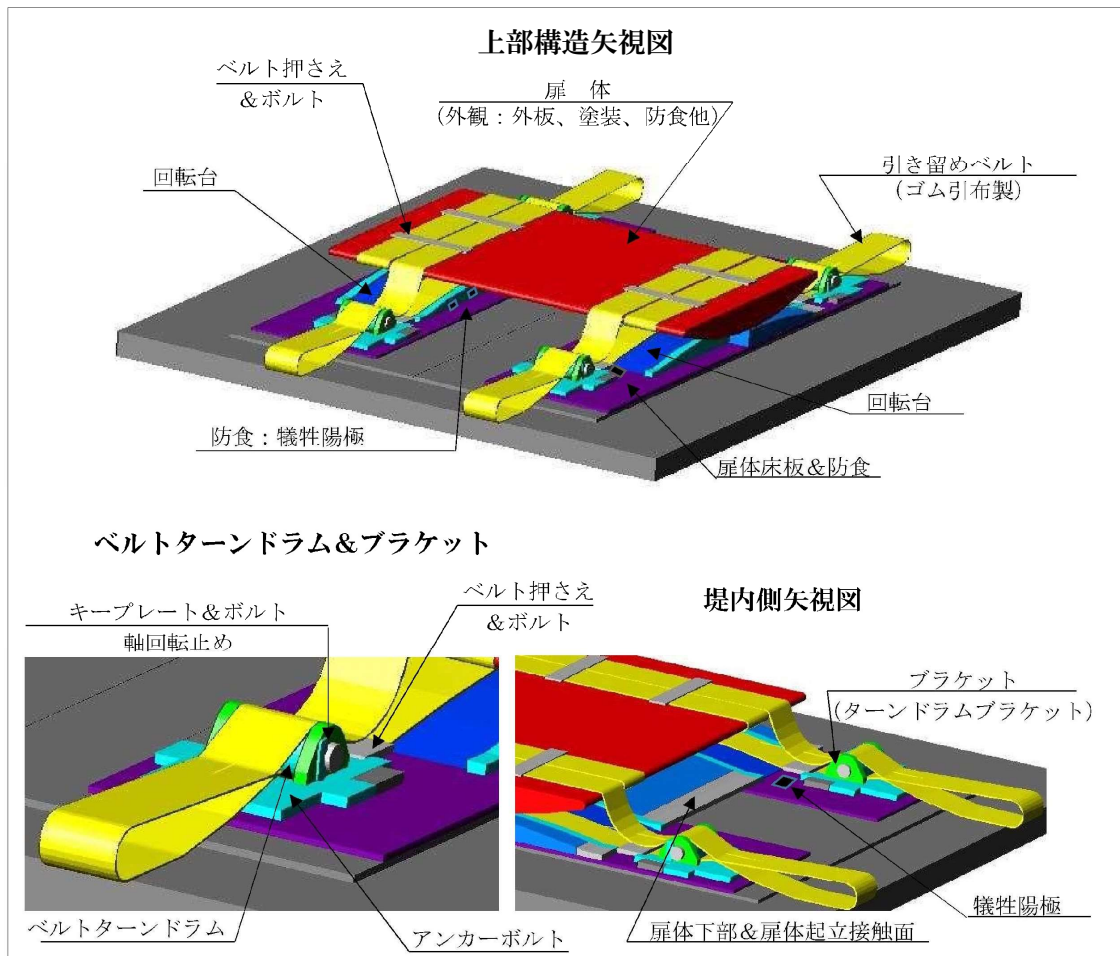
1. 初回点検における点検内容は、一般定期点検および詳細定期点検に準ずるものとする。
2. 新設の場合、竣工検査等により代替えしてもよい。
3. 改良直後の場合は改良前の一般点検、詳細点検結果および診断結果を確認の上実施するものとする。

## 6.7 一般点検

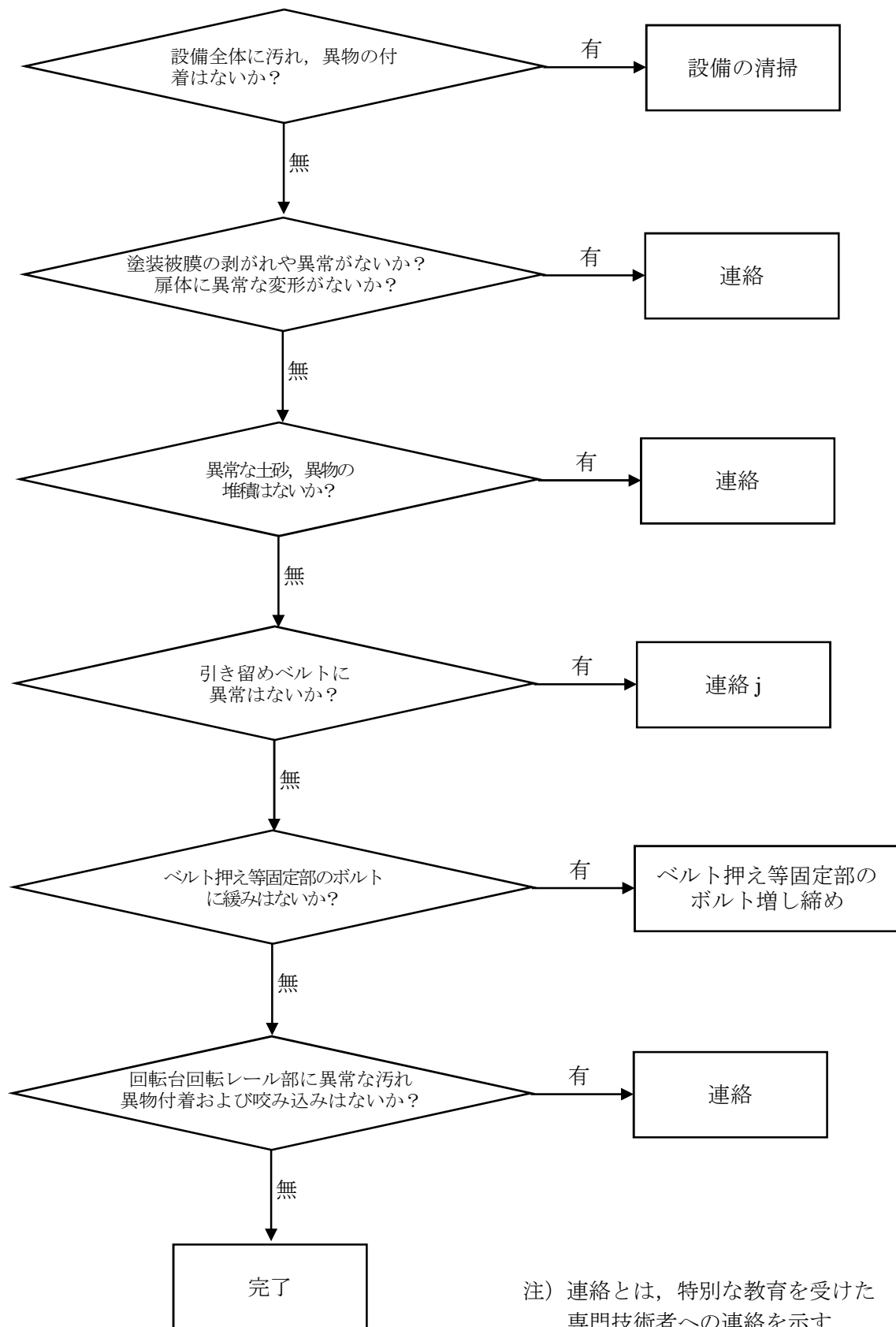
目視点検を基本とし、必要に応じ触診、打診により、異常の有無を定期的に確認する。

### 【解説】

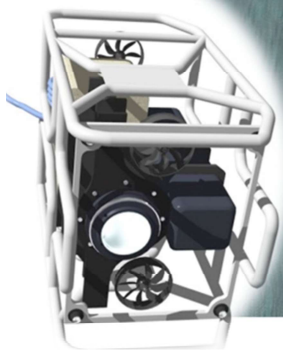
1. 一般点検は維持管理における基本的、かつ、最も重要な事項である。
2. 労力的に大きな負担となるので、「操作の信頼性の確保」ならびに「機能保全」という保守管理の目的に影響を与えない範囲で、潜水士や水中点検ロボット（ROV）等により合理的かつ確実な方法で実施する必要がある。特に、扉体および引き留めベルトの表面状態、土砂堆積状況の確認を行う。図一解 6.7-1 に点検箇所を示す。また、図一解 6.7-2 に点検フロー、図一解 6.7-3 に水中点検ロボットによる点検イメージ図を示す。
3. 扉体の下部に堆積する土砂の量によっては、起立感度に影響するので、定期的な点検にて、許容を超えると判断されるときは、堆積砂を排除する必要がある。  
実験により確かめられた許容堆積土砂形状を図一解 6.7-4 に示す。
4. 点検頻度は原則として毎月とするが、地域の特性、自然状況等に応じて、点検頻度を変更しうるものとする。



図一解 6.7-1 点検箇所

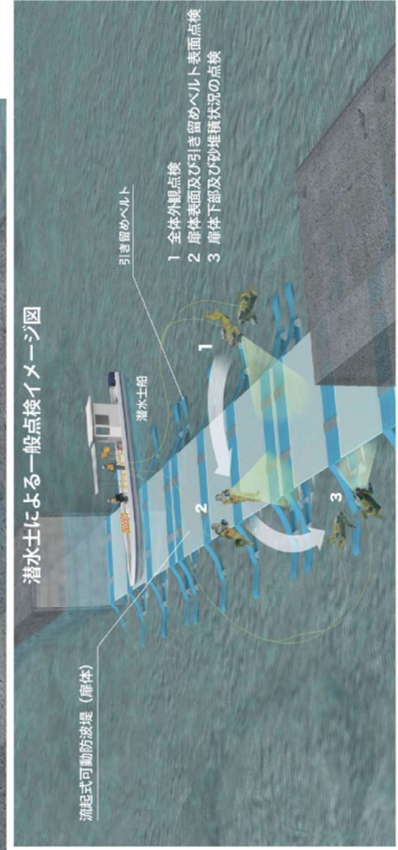
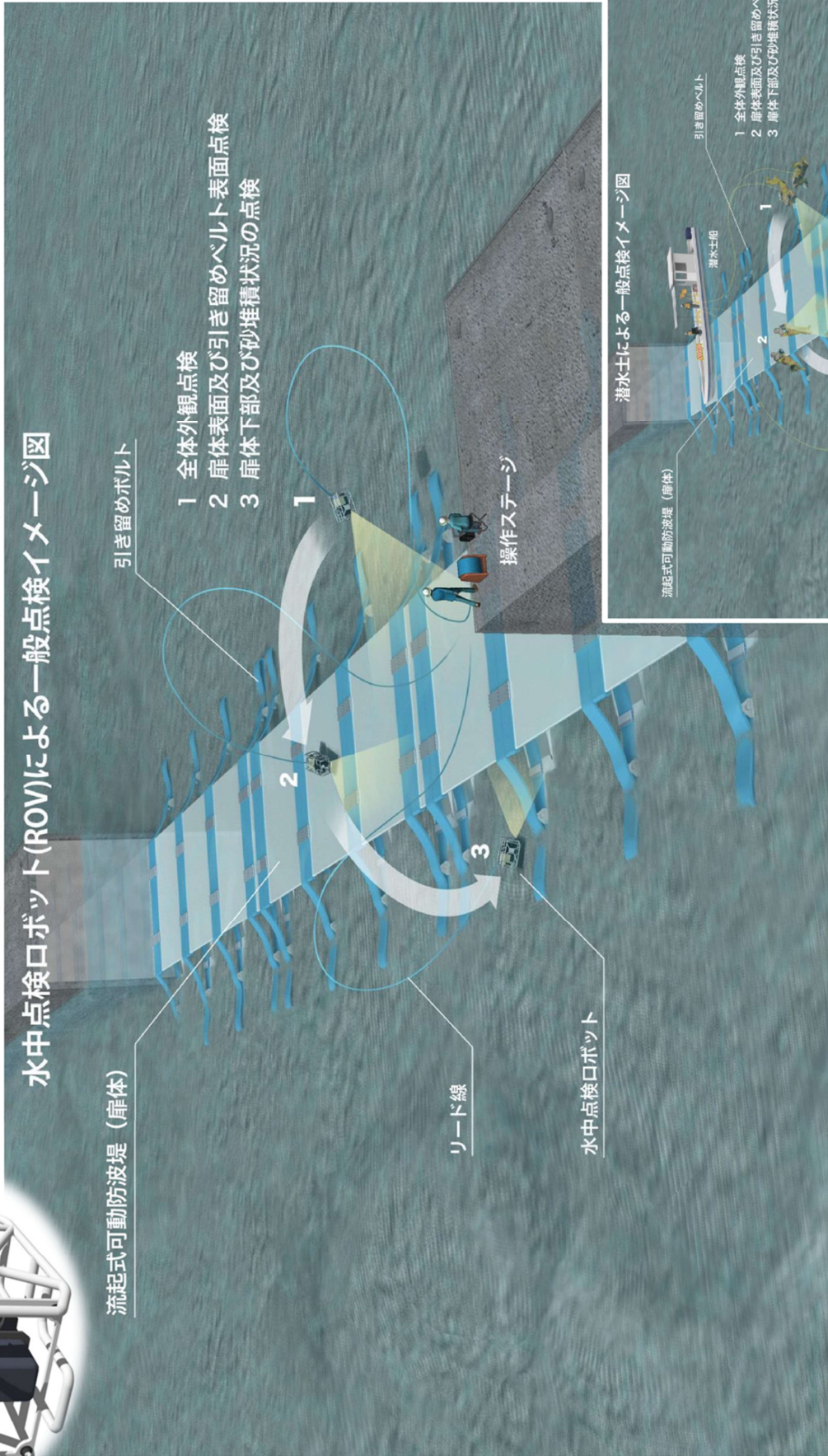


図一解 6.7-2 点検フロー

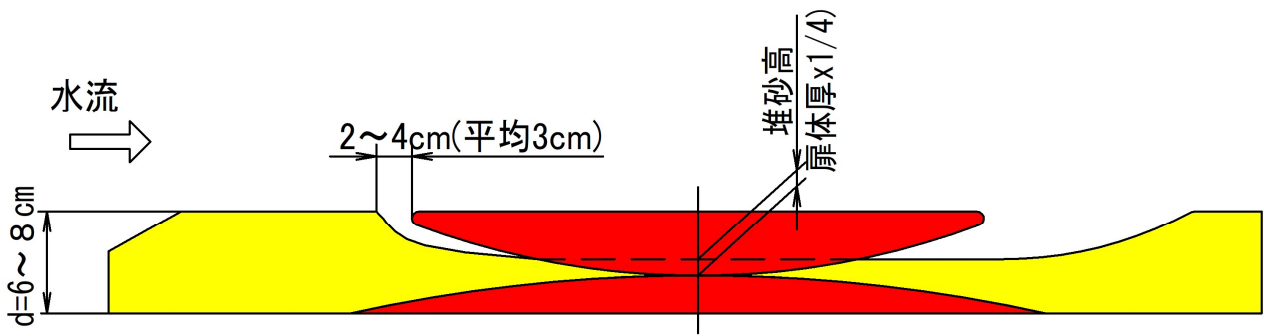


# 一般点検イメージ図 (水中点検ロボット)

(参考：潜水士による一般点検イメージ図)



図一解 6.7-3 水中点検ロボットによる点検イメージ図



注：堆積土砂の寸法は 1/50 模型（扉高 430mm）における値を示す。

図一解 6.7-4 起立に影響ない土砂堆積状況

## 6.8 詳細点検

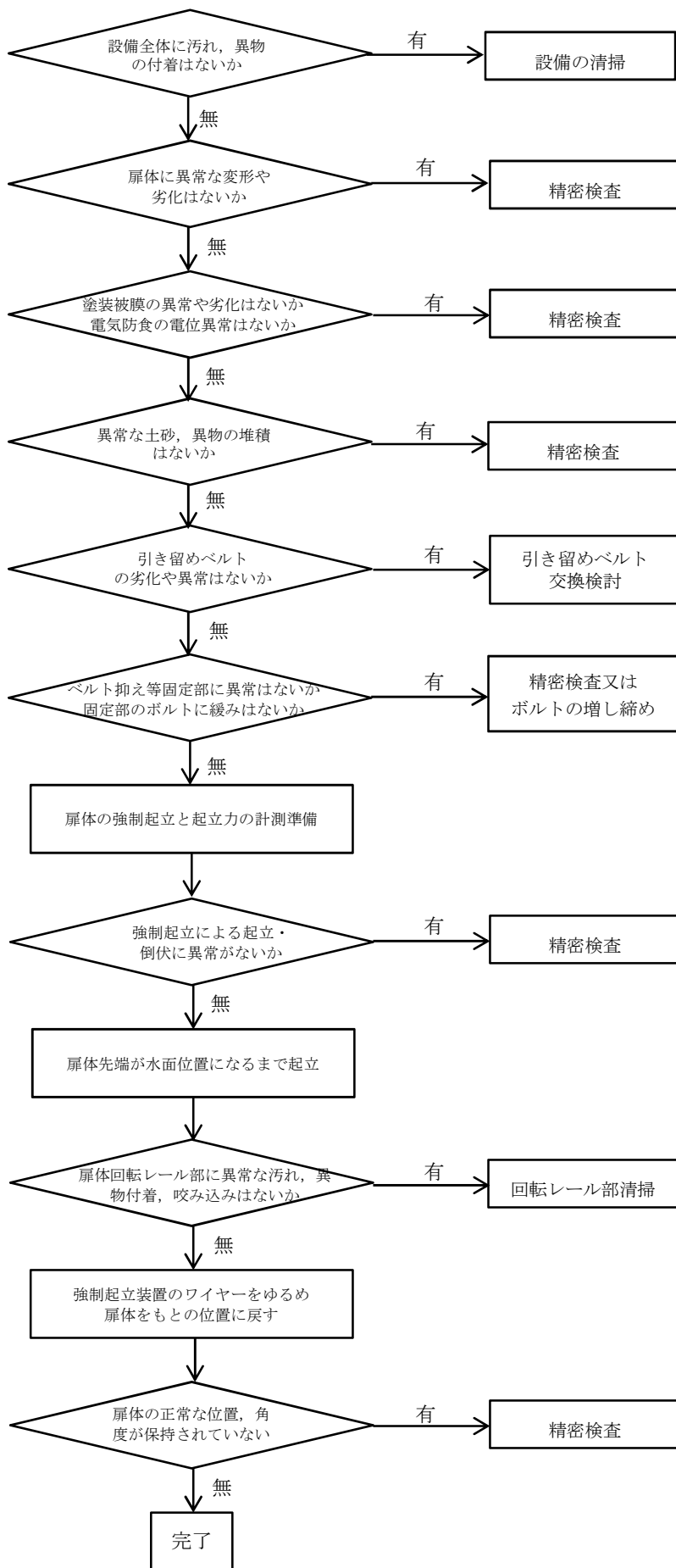
1. 目視点検による詳細な点検および必要に応じて定量的なデータを得るため、機器等を用いた測定による定期的な点検を実施し、設備の異常の有無を確認する。
2. 年点検を原則とし、起立動作性の確認を行う。

### 【解説】

1. 詳細点検は、設備の損傷や異常に加え、機能良否を確認し記録することである。一般点検項目の目視、触診および打診に加え、計測、作動確認による機能点検を実施する。
2. 損傷、腐食および部材劣化等に伴う不稼働リスクを回避する上で最も重要な点検になるので、見落としや確認不足、点検不良等がないよう、巻末の点検総括表を利用して、慎重かつ確実に実施するものとする。図一解 6.8-1 に詳細点検フローを示す。
3. 詳細点検は扉体、回転台、引き留めベルトおよび固定部ごとに行うものであり、目視により変状を把握し、適切な基準により劣化度を判定することを標準とする。また、電気防食工を施している鋼部材については、電位測定を行うことを標準とする。詳細点検を行うにあたっては、スケール、点検ハンマ、双眼鏡、クラックスケールおよび硬度計（引き留めベルト点検用）等を使用するとよい。
4. 塗装部は必要に応じ、機械工事施工管理基準<sup>7)</sup>を参考に塗膜検査を実施する。
5. 扉体を閉鎖できる動力をもたないため、定期的に機能を確認する起立作動点検は、維持管理、保守点検用の強制起立装置、クレーン、または簡易フロート起立設備等を利用し、起立作動確認を行う。起立扉体作動確認は扉体頂部が水面まで起立させるに要する力を計測する。その力が設計許容範囲にあるかどうかで判定するものとする。なお、起立作動確認は波が平穏な時期に行うのが望ましい。

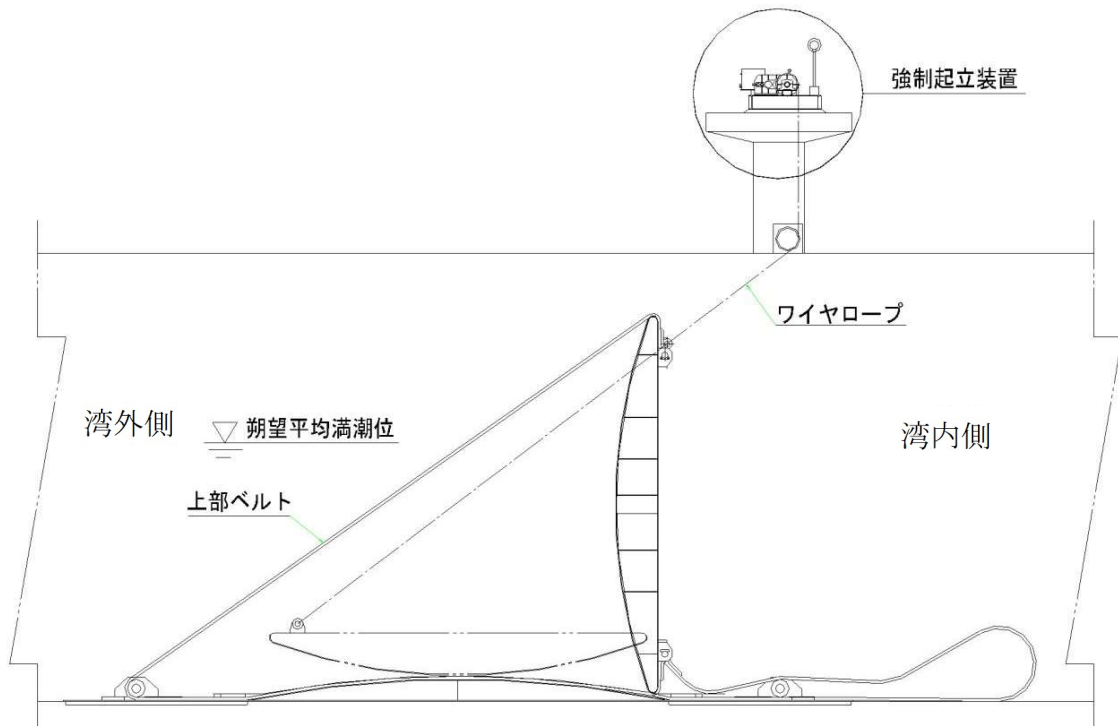
図一解 6.8-2 に強制起立装置、図一解 6.8-3 に簡易フロートによる詳細点検のイメージを示す。後述の図一解 6.12-1 にクレーン付台船を利用した場合の詳細点検イメージ図を示す。

6. 点検頻度は原則として年 1 回とするが、地域の特性、自然状況等に応じて、点検頻度を変更しうるものとする。

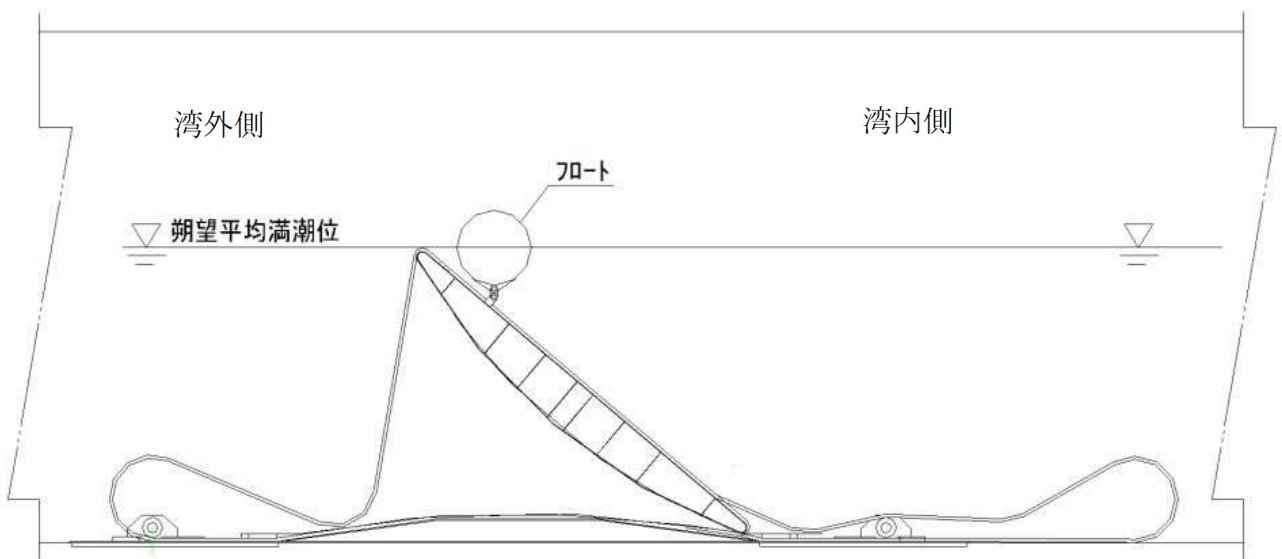


図一解 6.8-1 詳細点検フロー





図一解 6.8-2 強制起立装置



図一解 6.8-3 簡易フロート

## 6.9 引き留めベルトの詳細点検

引き留めベルトは定期的に損傷および劣化等を確認し、機能維持の可否を判定する。

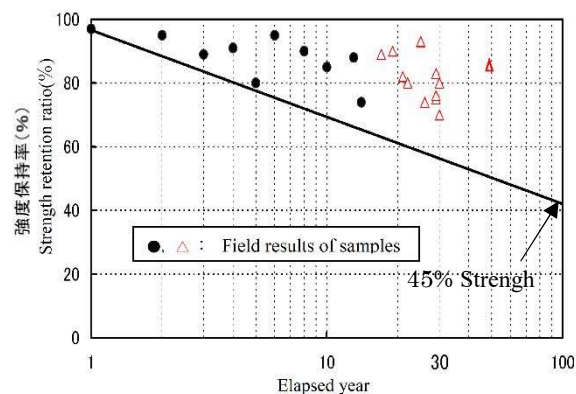
### 【解説】

1. 流起式可動防波堤において、引き留めベルトは扉体を支持する唯一の部材であるので、信頼性確保ならびに機能保全をはかるため、十分かつ適切に維持管理する必要がある。

図一解 6.9-1 引き留めベルト点検維持管理要領を示す。

引き留めベルトの点検維持管理要領

傾向管理項目と方法				
番号	計測項目	計測方法	計測間隔	計測箇所
1	外層ゴムの硬度	硬度計による計測 	1年	・接合部（継手） ・折れシワ部 ・越流の影響がない箇所 注）表面がラフトップ加工部（凹凸の表面形状）を避ける
2	外層ゴム厚さ	超音波式膜厚計による計測 	1年	・1に同じ ・摩耗と判断できる箇所 注）表面がラフトップ加工部（凹凸の表面形状）を避ける
3	試験片の経年劣化測定	引張試験、接着力試験 	10年	・試験片 （既設のゴム袋体から試験片を採取する場合はデフレクター部や側壁等取付から採取が可能。ただし、織布の積層状態を確認できるものとする。）
4	ゴム袋体損傷部（はく離、ひび割れ）の亀裂深さ	デプスゲージ等による計測 	発見後すみやかに	損傷箇所全て
5	ゴム袋体本体損傷範囲	スケールによる計測		



経年劣化傾向図

【『ゴム袋体をゲート又は起伏装置に用いる堰のゴム袋体に関する基準(案)』（国土交通省）の技術解説書】

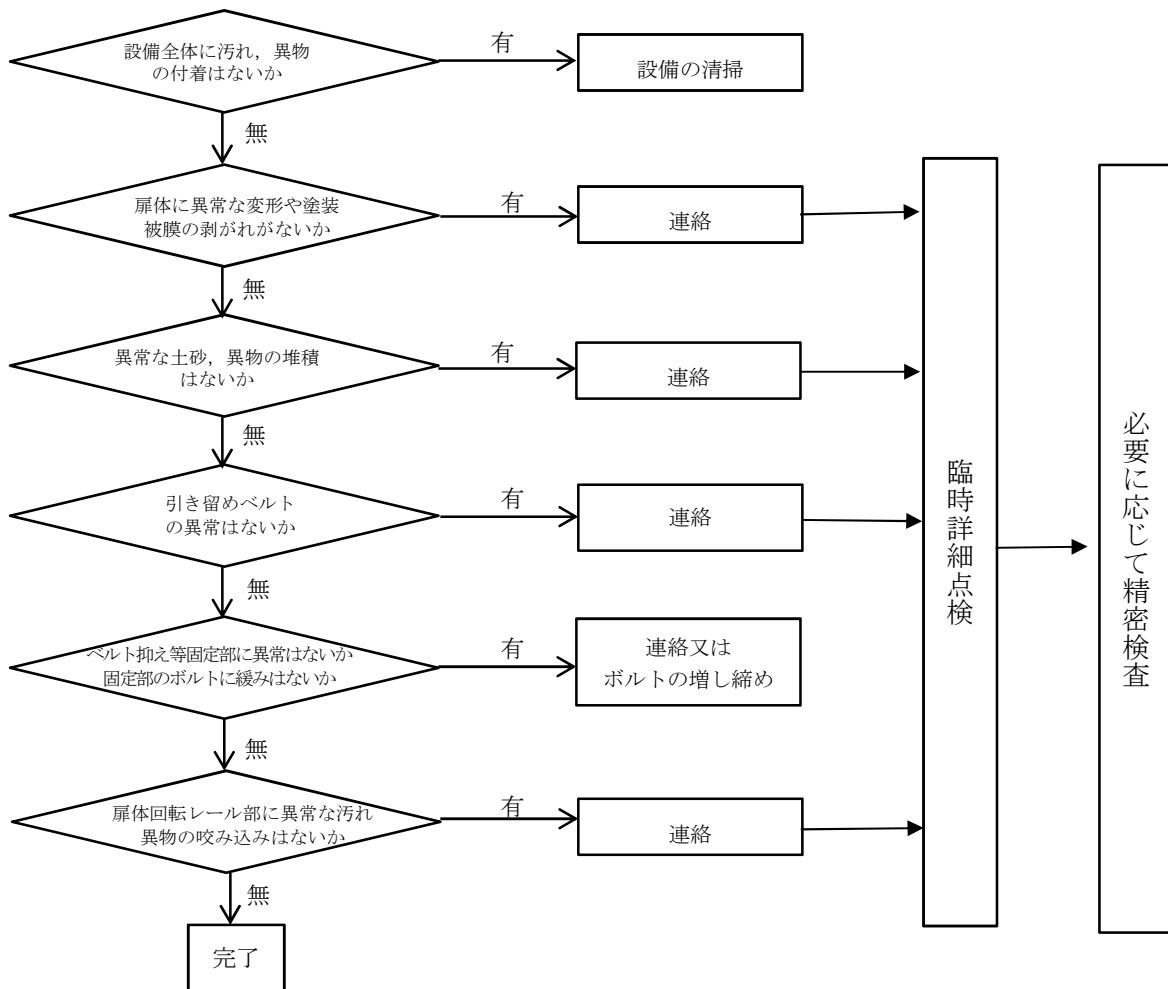
図一解 6.9-1 引き留めベルト点検維持管理要領<sup>7)</sup>

## 6.10 緊急点検

異常気象、高潮、洪水、地震および津波等の規模・大きさが、設備管理者の定める基準に達した場合、緊急点検を速やかに実施する。

### 【解説】

1. 緊急点検（臨時点検）は、主に目視点検により、地震、高潮、出水およびその他の要因により、施設・設備・機器に何らかの異常が発生したおそれがある場合に速やかに実施するもので、当該設備の目的、機能および設備環境等に対応した方法により、設備全体について特に異常がないかを点検する。
2. 点検方法は 6.7 一般点検に準じ、潜水士や水中点検ロボット（ROV）によることを基本とする。
3. 図一解 6.10-1 に緊急点検（臨時点検）フローを示す。



図一解 6.10-1 緊急点検（臨時点検）フロー

## 6.11 臨時詳細点検

- 1, 定期点検（一般点検および詳細点検）および緊急点検（臨時点検）の結果，異常が認められた場合，臨時詳細点検を実施する。
- 2, 臨時詳細点検項目は詳細点検に準じるものとする。

### 【解説】

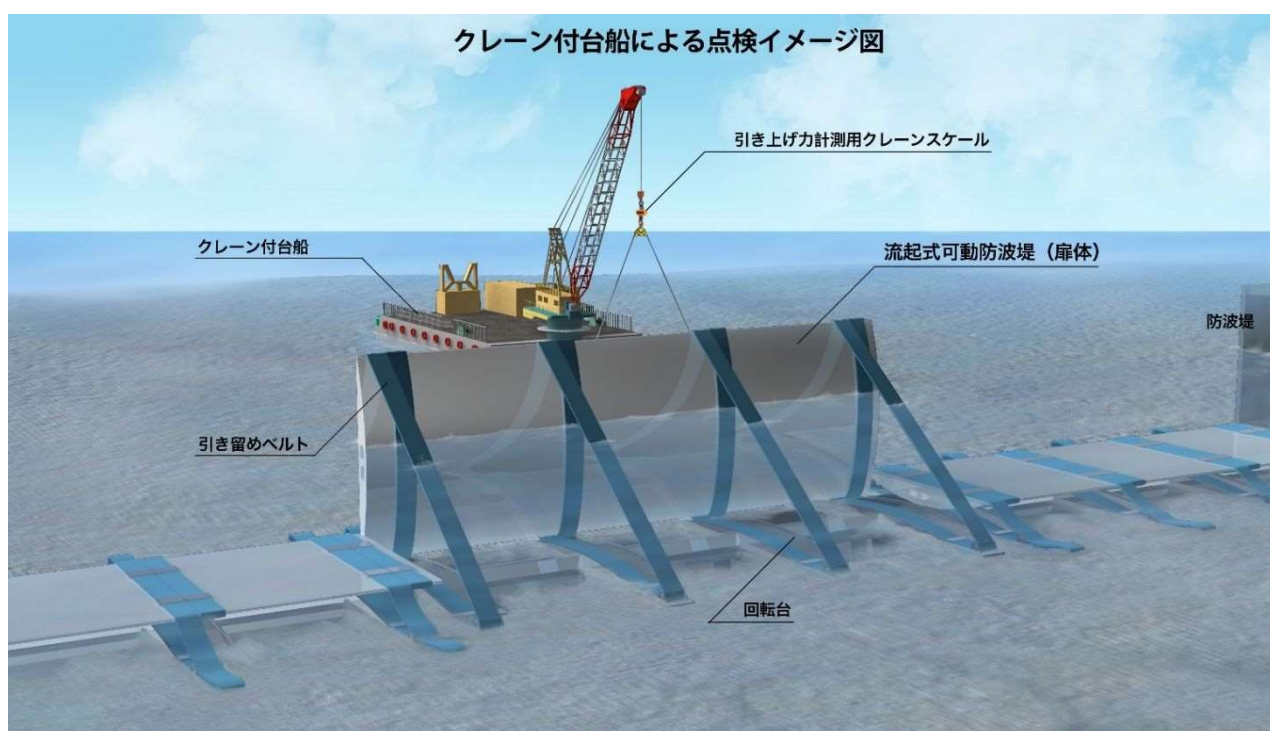
定期点検（一般点検および詳細点検）および緊急点検において変状が発見された場合は，必要に応じ，その原因究明や施設の性能への影響把握のために詳細臨時点検を行うことが望ましい。詳細臨時点検は，潜水による外観目視，データ収集および劣化予測および異常状況の診断等に必要な調査等を行う。

## 6.12 精密検査

異常，故障，疲労および劣化等による機能損失の有無や損傷の発見・確認，ならびにそれらの原因究明を講じるため，必要に応じて精密検査を実施する。

### 【解説】

1. 点検の結果，当該設備・機器に変化が認められ，その事象に関し，さらに詳細な調査・計測を必要とする場合には，速やかに適切な方法で精密検査を実施し，対処すべき具体的な措置を決定する。
2. 精密検査は，当該設備・機器の異常，故障，疲労および劣化等の機能損失の有無，損傷の発見や確認，ならびにそれら原因の究明および対策を講じるために実施する。
3. 精密検査の方法は，原則として扉体を引上げ，または引き留めベルトを取り外し実施する。  
図一解 6.12-1 にクレーン付台船による点検のイメージ図を示す。
4. 精密検査は，当該設備・機器に関して十分な知識・経験をもつ専門技術者によって行う必要がある。
5. 精密検査時の計測記録等は，その後の時系列的变化を掌握できるように記録・保存する必要がある。



図一解 6.12-1 クレーン付台船

### 6.13 点検結果の評価

点検結果は、設備項目ごとに、表 6.13-1 に示すレベルに分類し、記録するものとする。

表 6.13-1 点検結果レベル

判定	劣化度の判定基準	扉体埋没（土砂他）の判定基準
1	著しい劣化又機能低下が見られ、当該部位に対する早急な補修または更新が必要な状態。	扉体まで土砂が埋没している。 扉体の上に物が乗っている。
2	部分的あるいは特定の部位に著しい劣化が見られ、性能が低下すると判断される状態。	扉体の約 1/4 厚近くまで土砂が堆積している。
3	部分的あるいは特定の部位に劣化が見られるが、性能低下まで至らず、状態監視強化で良いと評価できる状態。	上記 3 以下の土砂の堆積がある。
4	変状が認められず、設備上、特に問題ない。通常の保守点検を継続することで十分な状態。	変状なし。

#### 【解説】

レベル 3 とレベル 4 は良好な状態で、保守点検管理を継続するとして良い。  
レベル 1 とレベル 2 は悪い状態であり、対策を必要とする。

### 6.14 点検結果の記録

1. 一般点検、詳細点検、緊急点検、臨時詳細点検および精密検査の結果は、データとして保管するものとする。
2. 経過観察のため、写真撮影やスケッチにより、点検時の状況を記録・保管するものとする。

#### 【解説】

1. 経過観察記録は、将来の補修方法の検討に有用な資料となるので、使いやすい形でデータとして保管しておく必要がある。
2. 記録作成に当たっては、可能な限り、欠陥の大きさが分かるような巻き尺やスケールを入れた写真（必要に応じ水中写真）撮影、欠陥の形状が分かる写真やスケッチ、注意箇所のある場合は詳細な情報を記載しておく必要がある。

6.15 点検総括表

維持管理項目 & 点検計画 照査事例

流起式可動防波堤

設備-機器ツリー			不具合の事象	致命的機器 (Oor x)	状態監視の可 否 (Oor x)	法定点検・内容	適した保全方法	点検						定期整備		取替・更新 取替・更新目標年数(間隔)	
設備レベル	装置レベル	機器・部品						月点検			年点検			種別	年数(間隔)		
								方法	内容	項目	方法	内容	項目				
扉体	本体	外板	塩害腐食	○	○	ダム用ゲート設備点検・整備更新マニュアル	状態監視	目視点検&管理運転点検	扉体上面の腐食確認	異常腐食の有無	年点検(管理運転)	腐食状況確認	異常腐食の有無	修理	塗装25、電気防食50、複合50		
			津波洪水による破損	○	○	ダム用ゲート設備点検・整備更新マニュアル	状態監視	目視点検&管理運転点検	扉体上面の腐食状況確認	異常腐食の有無	年点検(管理運転)	割れ、破損箇所検査及び傷の調査	割れ、ひびの有無。異常作動の有無	修理	52		
			流砂・ヘドロによる埋没	○	○	ダム用ゲート設備点検・整備更新マニュアル	状態監視	目視点検	扉体が埋没していないか確認				清掃	0.5			
			溶接割れ	○	○	ダム用ゲート設備点検・整備更新マニュアル	状態監視	管理運転点検			年点検(管理運転)	起立力の計測	起立力の変化の有無				
			老朽化	○	○	ダム用ゲート設備点検・整備更新マニュアル	状態監視				年点検	劣化状態の確認	劣化、変形	取替		52	
			扉体面に異物堆積又は付着	○	○	ダム用ゲート設備点検・整備更新マニュアル	状態監視	目視点検&管理運転点検	扉体上面の積載、付着状況確認	積載物及び隙だった付着物の有無	年点検(管理運転)	起立力の計測	起立力の変化の有無	清掃	2		
			漂流物の衝突破損	○	○	ダム用ゲート設備点検・整備更新マニュアル	状態監視	管理運転点検			年点検(管理運転)		変形と亀裂の有無	取替		52	
			内部構造	老朽化	x	x	ダム用ゲート設備点検・整備更新マニュアル	状態監視	管理運転点検			年点検(管理運転)	ぎくしゃくした動きがない。	異常作動の有無	修理	52	
				異常外力による損傷	x	x	ダム用ゲート設備点検・整備更新マニュアル	状態監視	管理運転点検			年点検(管理運転)	ぎくしゃくした動きがない。	異常作動の有無	修理	52	
				内部構造腐食	x	x	ダム用ゲート設備点検・整備更新マニュアル	状態監視				年点検(管理運転)	ぎくしゃくした動きがない。	異常作動の有無	修理	52	
引き留めベルト	ベルト本体	ゴム引布製ベルト	老朽化及び劣化	○	○	ゴム袋体をゲート又は起伏装置に用いる堰のゴム袋体に関する基準	通常事後				年点検	ゴム硬度の確認	扉体の動きに追隨したベルトの動き。劣化	取替	50		
			老朽化及び劣化	○	○	ゴム袋体をゲート又は起伏装置に用いる堰のゴム袋体に関する基準	通常事後					年点検	サンプル強度テスト	強度保持	取替	50	
			衝突及び異常外力による破損亀裂	○	○	ゴム袋体をゲート又は起伏装置に用いる堰のゴム袋体に関する基準	状態監視	目視点検	亀裂による強度低下の判定。取り替えの必要性判定	傷、亀裂、損傷	年点検	引き留めベルトの曲がり	扉体の動きに追隨したベルトの動き	取替	50		
			ベルト保護材	衝突及び異常外力による破損亀裂	x	○	ダム用ゲート設備点検・整備更新マニュアル	状態監視	目視点検	異常変形亀裂の発見	傷、亀裂、損傷			修理	52		
			ベルト取り付け構造	取り付け構造	老朽化	○	○	ダム用ゲート設備点検・整備更新マニュアル	状態監視			年点検	異常な劣化を確認	劣化	取替	52	
				塩害腐食	x	○	ダム用ゲート設備点検・整備更新マニュアル	状態監視	目視点検	腐食状況確認	異常腐食の有無			修理	塗装25、電気防食50、複合50		
			取り付けボルト・ナット	ゆるみ	○	○	ダム用ゲート設備点検・整備更新マニュアル	通常事後				年点検	締め付け力が正常かを確認。	ゆるみ状態とゆるみの原因	調整	2	
				塩害腐食、さび	x	○	ダム用ゲート設備点検・整備更新マニュアル	通常事後	目視点検	異常な腐食があるか確認	異常腐食の有無			修理	52		
				変形(異物衝突)	x	○	ダム用ゲート設備点検・整備更新マニュアル	通常事後	目視点検	変形状態の確認、ナットの作動確認	ボルト、ナットの変形、傷			取替	52		
	回転台	回転レール	回転面&レール構造	流砂・ヘドロによる埋没&異物の噛み込み	○	○	ダム用ゲート設備点検・整備更新マニュアル	状態監視	目視点検	回転の障害になる砂深さかどうか確認	砂堆積厚の計測			清掃	0.5		
塩害腐食				○	○	ダム用ゲート設備点検・整備更新マニュアル	状態監視	管理運転点検			年点検(管理運転)	回転障害にならないか判定	スムーズな回転起立動作	修理	塗装25、電気防食50、複合50		
			レール変形(異物衝突)	○	○	ダム用ゲート設備点検・整備更新マニュアル	状態監視	管理運転点検			年点検(管理運転)	回転障害にならないか判定。	スムーズな回転起立動作	修理	52		
			老朽化	○	○	ダム用ゲート設備点検・整備更新マニュアル	状態監視				年点検	異常劣化、ひび割れの確認	劣化、ひび割れ	取替	52		
			下部カバー	カバー構造	変形及び異常腐食	x	x	ダム用ゲート設備点検・整備更新マニュアル	状態監視	目視点検	状態確認	変形		修理又は取替	52		
			基礎との連結構造	基礎ボルト	ゆるみ	○	○	ダム用ゲート設備点検・整備更新マニュアル	通常事後			年点検	締め付け力が正常かを確認	ゆるみ状態とゆるみの原因	調整	2	
				塩害腐食、さび	x	○	ダム用ゲート設備点検・整備更新マニュアル	通常事後	目視点検	異常な腐食があるか確認	異常腐食の有無			修理又は取替	52		
				変形(異物衝突)	x	○	ダム用ゲート設備点検・整備更新マニュアル	通常事後	目視点検	変形状態の確認、ナットの作動確認	ボルト、ナットの変形、傷			取替	52		
				老朽化&塩害腐食	○	○	ダム用ゲート設備点検・整備更新マニュアル	通常事後	目視点検	異常劣化&腐食状況の確認	腐食の有無			取替	52		

※行は必要に応じて追加する。複数枚可。

## 【参考文献】

- 1) 国土交通省港湾局：港湾の施設の維持管理計画策定ガイドライン, 平成 27 年 4 月(令和 2 年 3 月一部改正)
- 2) 国土交通省 港湾局：港湾の施設の点検診断ガイドライン, 平成 26 年 7 月(令和 2 年 3 月一部改正)
- 3) (社) ダム・堰施設技術協会：ダム・堰施設技術基準(案) (基準解説編・マニュアル編), 平成 28 年 3 月&平成 23 年 7 月 国土交通省
- 4) 国土交通省総合政策局：機械設備点検・整備共通仕様書(案), 平成 29 年 3 月
- 5) 国土交通省：河川用ゲート設備点検・整備標準要領(案), 平成 28 年 3 月
- 6) 国土交通省：ダム用ゲート設備等点検・整備・更新検討マニュアル(案), 平成 30 年 3 月
- 7) (財) 国土技術センター：ゴム引布製起伏堰および鋼製起伏堰(ゴム袋体支持式)のゴム袋体に関する技術解説書, 平成 28 年 1 月

## 【特許】

- 特 1) 起伏式防波装置：特願 2009-116257, 特開 2010-265618, 登録番号 第 5225930 号
- 特 2) 起伏式防波装置：特願 2012-20405, 特開 2013-159912, 登録番号 第 5859327 号
- 特 3) 揺動式防波堤：特願 2012-162549, 特開 2014-20173, 登録番号 第 5988483 号
- 特 4) 揺動式高潮用ゲート：特願 2012-184739, 特開 2014-40757, 登録番号 第 5978066 号
- 特 5) 揺動式防波堤の引き留めベルトおよびその製造方法：特願 2012-162550, 特開 2014-20174, 登録番号 第 6038520 号
- 特 6) 流起式防波堤：特願 2020-129345 (申請中)

# 参考

## 目次

参-1 設計計算例 .....	参-1
1.1 設計津波 —谷本式による— .....	参-1
1.2 設計津波 —静水圧式による— .....	参-42
参-2 扉体の最終強度評価事例 .....	参-83
2.1 簡易評価法による扉体の最終強度評価 .....	参-84
2.2 非線形有限要素法による最終強度評価 .....	参-86
参-3 上部構造一般図 .....	参-89
3.1 全般図 .....	参-89
3.2 扉体構造図 .....	参-90



## 参-1 設計計算例

設計津波高が扉体天端に一致している事から、  
計算例では静水圧式及び谷本式の両方で強度検討した。

### 設計津波

#### -----1.1 谷本式による-----

1.1.1	設計条件	.....	参-2
1.1.2	基本寸法	.....	参-3
1.1.3	波圧荷重	.....	参-4
1.1.4	扉体断面性能	.....	参-6
1.1.5	水平方向強度	.....	参-9
1.1.6	縦主桁	.....	参-15
1.1.7	横補助桁	.....	参-23
1.1.8	スキンプレート	.....	参-28
1.1.9	合成応力度	.....	参-30
1.1.10	扉体自重と浮力	.....	参-33
1.1.11	引き留めベルト	.....	参-34
1.1.12	ベルトターンドラム他	.....	参-34

注：本設計は「技術・設計マニュアル(案)」第4章に基づき検討したものである。  
参考として、本計算書の主要な箇所には、第4章の項NOを記載している。

### 1.1.1 設計条件

形 式	流起式可動防波堤	
数 量	1	門
純 径 間	20.00	m
流 入 高	8.70	m *「4.2.2 基本寸法」参照
ゲート天端高	TP + 4.20	
海 底 高	TP - 4.50	

#### 水の単位体積重量

淡水： 9.807 kN/m<sup>3</sup>

海水： 10.100 kN/m<sup>3</sup>

水 位 条 件	朔望平均満潮位	TP + 0.75
	設計津波高	TP + 4.20

主 要 部 材 質	扉本体：	SM400, 他防蝕材等
	基礎材：	SM400, 他防蝕材等

扉体たわみ度                    ベルト支持間隔の1/600以下

扉体支持形式                    特殊ゴムベルトによる4点支持

#### 許 容 応 力 度

港湾の施設の技術上の基準・同解説                    平成30年4月

日本港湾協会編

防波堤の耐津波設計ガイドライン(改訂版) 平成27年12月

国土交通省港湾局

ダム・堰施設技術基準(案)(技術解説編・マニュアル編)

平成28年3月 & 平成23年7月

国土交通省

ゴム引布製起伏堰技術基準(案)                    平成12年9月

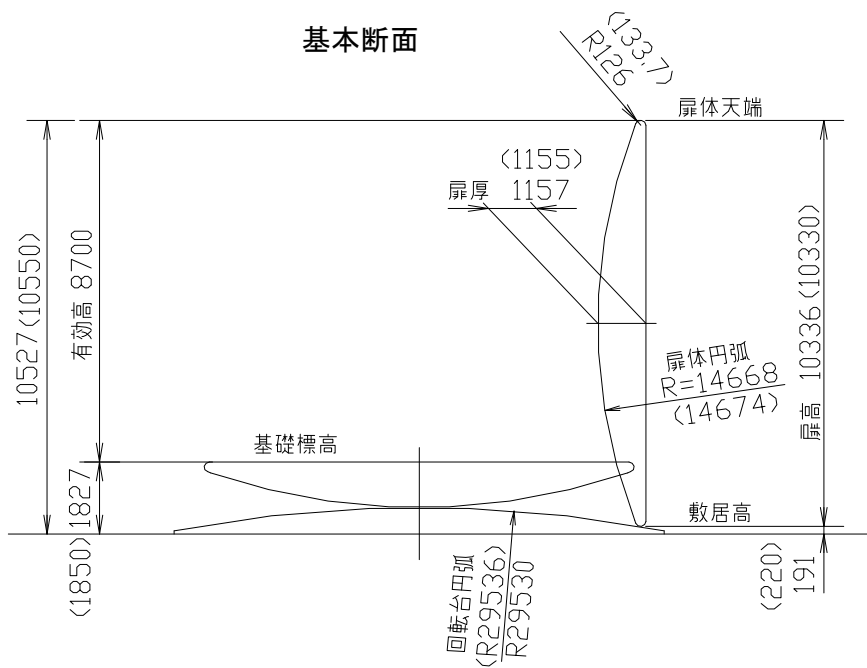
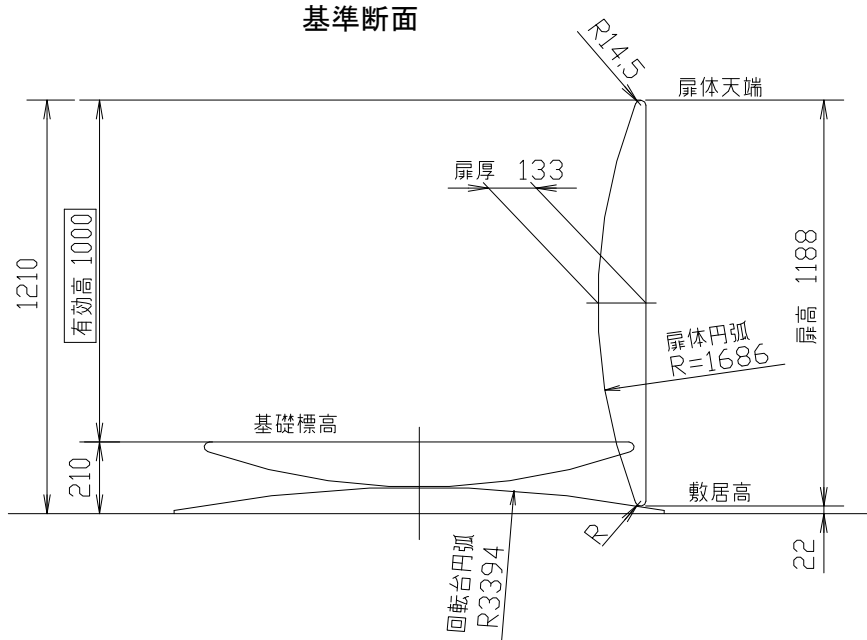
(財)国土開発技術研究センター

そ の 他                    計算事例は、津波時(寄せ波時)全閉における強度計算とする。

### 1.1.2 基本寸法

可動防波堤の基本断面は、流入高を基準に基準断面の比例で決定する。

\*「4.2.2.3 可動防波堤部の各部寸法」参照

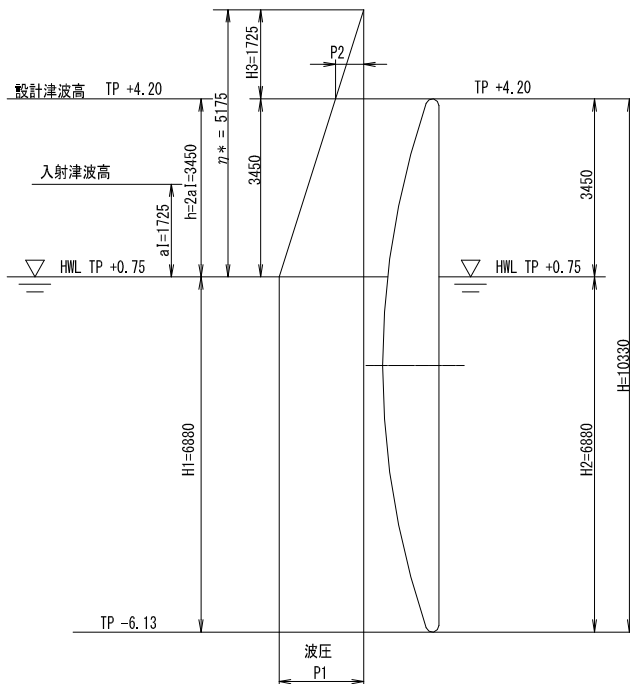


( )内寸法は決定寸法を示し、以後の計算に採用する。

### 1.1.3 波圧荷重

\*「2.5.2 津波波力」参照  
\*「4.8 荷重の組合せ」参照

津波が防波堤を越流しない場合として、谷本式により計算する。



#### 1) 津波波圧荷重

$$P_1 = 2.2 \cdot \rho_0 \cdot g \cdot a_1 = 38.330 \text{ kN/m}^2$$

$\rho_0 \cdot g$ : 海水の単位体積重量(=wo)      10.1 kN/m<sup>3</sup>

$a_1$ : 入射津波の静水面上の高さ      1.725 m

$$P_2 = P_1 \cdot H_3 / \eta^* = 12.777 \text{ kN/m}^2$$

$$W_1 = P_1 \cdot H_1 + (P_1 + P_2) \cdot (H - H_1) / 2$$

$$= 263.71 + 88.16 = 351.870 \text{ kN/m}$$

$H$ : 受圧高      10.330 m

$H_1$ : 上流側静水深      6.880 m

$H_2$ : 下流側静水深      6.880 m

$H_3$ :  $H_1 + \eta^* - H$       1.725 m

$h$ : 最大津波高さ      1.725 m

$\eta^*$ : 静水面上の波圧作用高さ       $3.0 \cdot a_1 = 5.175 \text{ m}$

#### 2) 荷重中心

津波波圧荷重  $W_1 = 351.870 \text{ kN/m}$

$$W_1 = P_1 \cdot H_1 = 263.710 \text{ kN/m} \quad \alpha_1 = 3.440 \text{ m}$$

$$W_2 = (P_1 + P_2) \cdot (H - H_1) / 2 = 88.160 \text{ kN/m} \quad \alpha_2 = 8.318 \text{ m}$$

$\alpha_1, \alpha_2$ : 荷重中心

$$\text{合計荷重中心 } y = (W_1 \cdot \alpha_1 + W_2 \cdot \alpha_2) / W = 4.662 \text{ m}$$

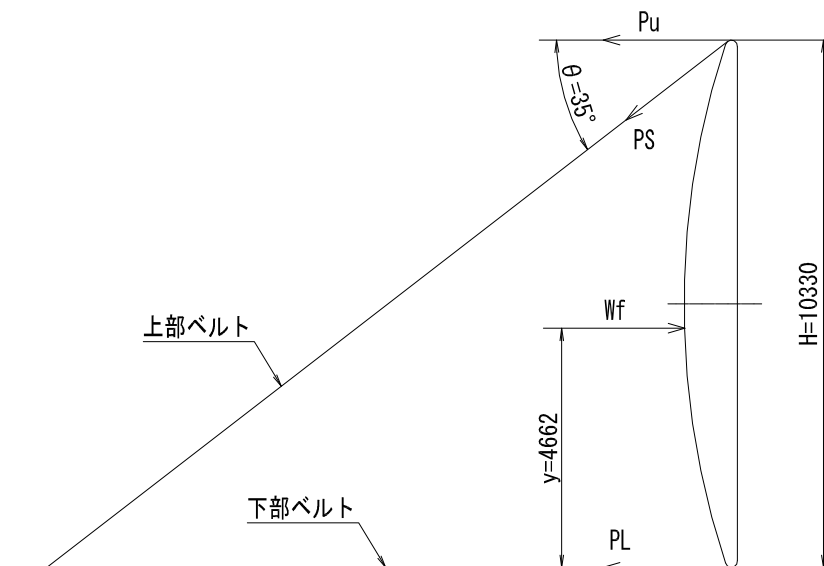
$$\text{全荷重 } W_f = W \cdot B = 7037.400 \text{ kN}$$

受圧幅  $B$ : 20.000 m

#### 3) 1本のベルトに作用する荷重

扉体上端荷重	$P_u = W \cdot y / (n \cdot H_0) =$	39.700 kN/m	→	794.000 kN
上部ベルト	$PS = W \cdot y / (n \cdot H_0 \cdot \cos \theta) =$	48.465 kN/m	→	969.300 kN
下部ベルト	$PL = W / n - P_u =$	48.268 kN/m	→	965.350 kN

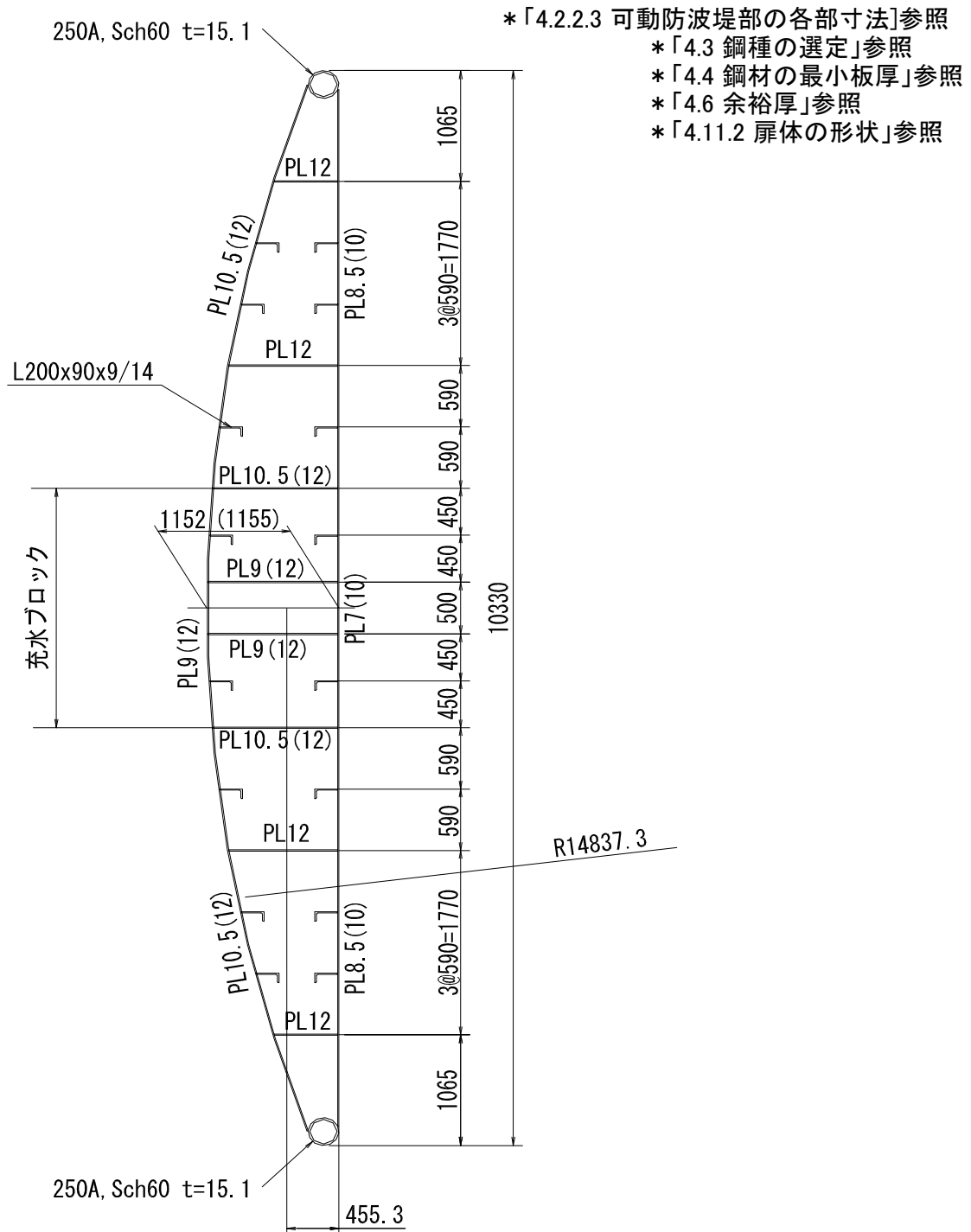
扉高 $H_0$ :	10.330 m
ベルト本数 $n$ :	4
上部ベルト傾斜角度 $\theta$ :	$35^\circ$



## 1.1.4 扉体断面性能

### 1.1.4.1 基本断面

基本断面の部材詳細は下図の通りとする。



\*「4.2.2.3 可動防波堤部の各部寸法」参照

\*「4.3 鋼種の選定」参照

\*「4.4 鋼材の最小板厚」参照

\*「4.6 余裕厚」参照

\*「4.11.2 扉体の形状」参照

断面積 A  $3325 \text{ cm}^2$

断面2次モーメント  $I_y$   $5459698 \text{ cm}^4$

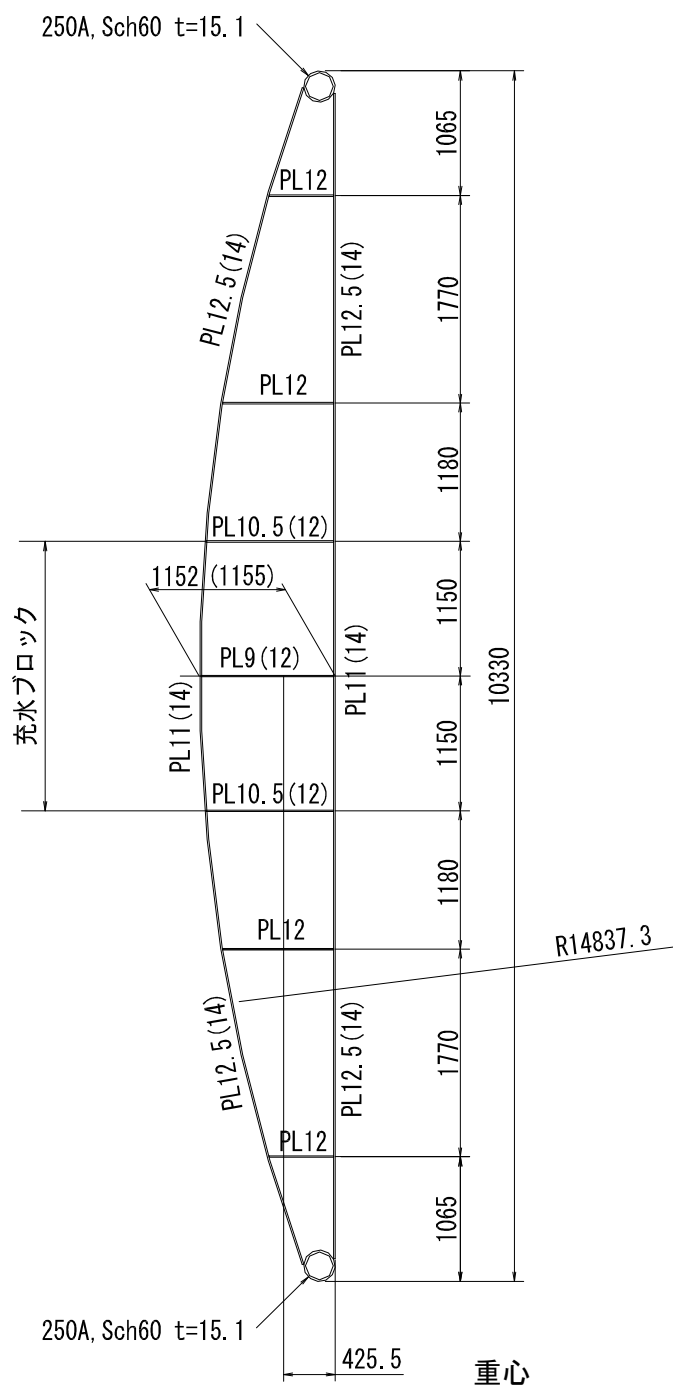
$I_x$   $288708205 \text{ cm}^4$

材質はSM400とする。

充水ブロック以外は気密構造とする。

### 1.1.4.2 縦主桁断面

縦主桁の部材詳細は下図の通りとする。



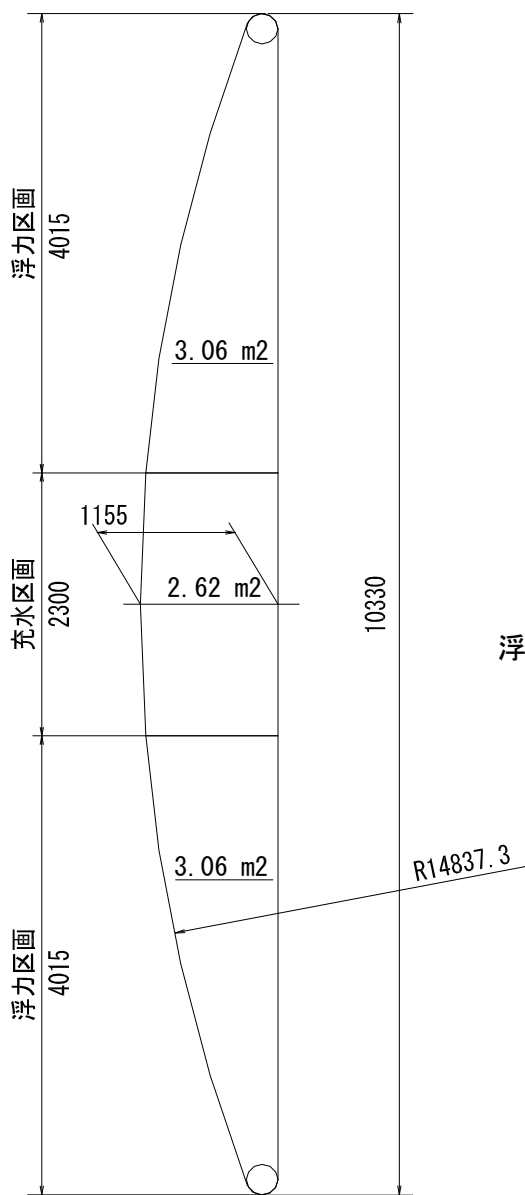
断面積 A	3448 cm <sup>2</sup>
断面2次モーメント I <sub>y</sub>	6243778 cm <sup>4</sup>
I <sub>x</sub>	309532475 cm <sup>4</sup>

材質はSM400とする。

充水ブロック以外は気密構造とする。

### 1.1.4.3 扉体浮力

扉体断面積 8.74 m<sup>2</sup> × 全幅 20.0m



扉体を津波波力で確実に起立させるために  
扉体重量と浮力をほぼ等しくする必要がある。

従って、扉体重量を試算しつつ、扉体強度が  
許容値内に収まるように浮力区画と充水区画  
を決定する。

目標扉体重量

$$G = A \cdot B \cdot \gamma = 122.4 \text{ ton} \\ (1200.7 \text{ kN})$$

浮力室面積 A : 6.12 m<sup>2</sup>

扉幅 B : 20.00 m

水の単位体積重量 (淡水とする)

$$\lambda : 1.0 \text{ t/m}^3$$



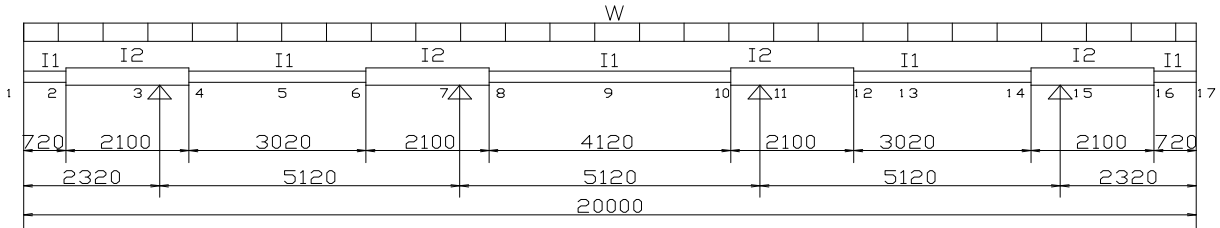
### 1.1.5 水平方向強度

連続梁により計算する.

#### 1.1.5.1 水平方向の断面力

\*「4.12 引き留めベルト」参照

##### (1) 荷重の作用状態



I1: 基本断面の断面性能  $\text{cm}^4$

I2: 縦主桁の断面性能  $\text{cm}^4$

w: 水平方向作用荷重  $351.870 \text{ kN/m} \rightarrow 3518.70 \text{ N/cm}$

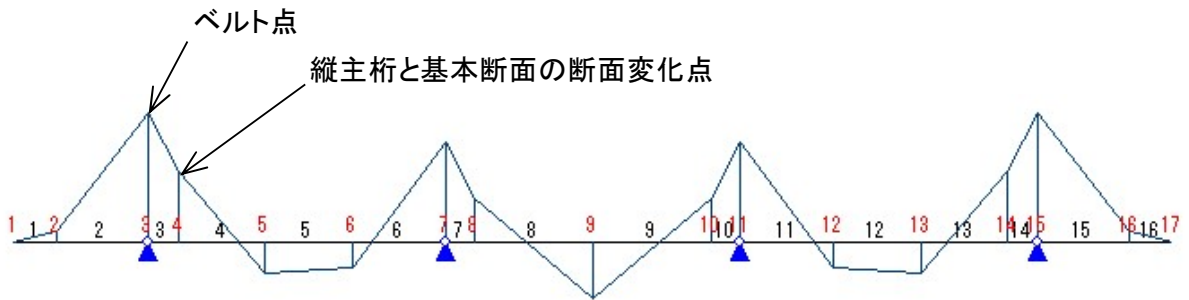
上図に示す, ベルト位置を支点(3,7,11,15点)とする4径間連続梁として計算する.

ベルトは, 負担荷重が概略等しくなる間隔に配置する.

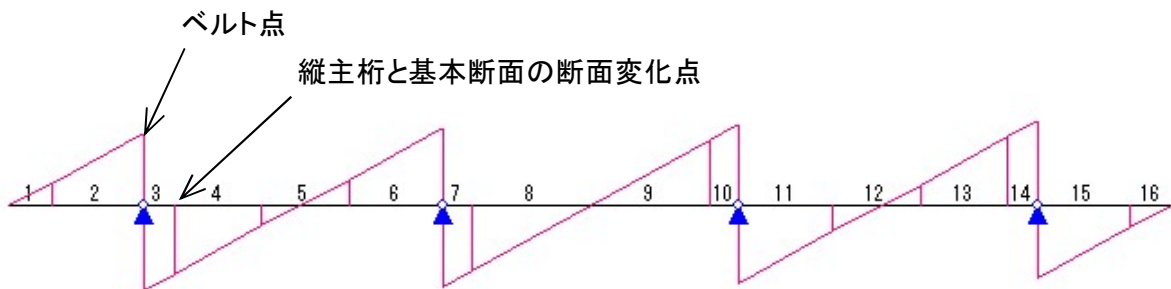
扉体の断面性能

	基本断面	縦主桁断面
A $\text{cm}^2$	3325.0	3448.0
I $\text{cm}^4$	5459698	6243778

##### (2) 曲げモーメント図



##### (3) せん断力図



(4) 断面力

断面力						
部材 番号	軸力 P	せん断力 Q <sub>y</sub>	せん断力 Q <sub>z</sub>	ねじり M <sub>x</sub>	曲げモーメント M <sub>y</sub>	曲げモーメント M <sub>z</sub>
1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	-253346.0	0.0	9120470.0	0.0
2	0.0	0.0	-253346.0	0.0	9120470.0	0.0
	0.0	0.0	-816338.0	0.0	94695300.0	0.0
3	0.0	0.0	939066.0	0.0	94695300.0	0.0
	0.0	0.0	763131.0	0.0	52140400.0	0.0
4	0.0	0.0	763131.0	0.0	52140400.0	0.0
	0.0	0.0	231807.0	0.0	-22977400.0	0.0
5	0.0	0.0	231807.0	0.0	-22977400.0	0.0
	0.0	0.0	-299517.0	0.0	-17865300.0	0.0
6	0.0	0.0	-299517.0	0.0	-17865300.0	0.0
	0.0	0.0	-862509.0	0.0	75096700.0	0.0
7	0.0	0.0	900787.0	0.0	75096700.0	0.0
	0.0	0.0	724852.0	0.0	34455800.0	0.0
8	0.0	0.0	724852.0	0.0	34455800.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	-40204000.0	0.0
9	0.0	0.0	0.0	0.0	-40204000.0	0.0
	0.0	0.0	-724852.0	0.0	34455800.0	0.0
10	0.0	0.0	-724852.0	0.0	34455800.0	0.0
	0.0	0.0	-900787.0	0.0	75096700.0	0.0
11	0.0	0.0	862509.0	0.0	75096700.0	0.0
	0.0	0.0	299517.0	0.0	-17865300.0	0.0
12	0.0	0.0	299517.0	0.0	-17865300.0	0.0
	0.0	0.0	-231807.0	0.0	-22977400.0	0.0
13	0.0	0.0	-231807.0	0.0	-22977400.0	0.0
	0.0	0.0	-763131.0	0.0	52140400.0	0.0
14	0.0	0.0	-763131.0	0.0	52140400.0	0.0
	0.0	0.0	-939066.0	0.0	94695300.0	0.0
15	0.0	0.0	816338.0	0.0	94695300.0	0.0
	0.0	0.0	253346.0	0.0	9120470.0	0.0
16	0.0	0.0	253346.0	0.0	9120470.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

単位----

N

N・cm

支点反力（ベルト点）

3点、15点 R<sub>3</sub>=R<sub>15</sub>= 1755404 N (939066+816338)

7点、11点 R<sub>7</sub>=R<sub>11</sub>= 1763296 N (900787+862509)

曲げモーメント

ベルト点 3点、15点 M<sub>3</sub>=M<sub>15</sub>= 94695300 N・cm

断面変化点 4点、14点 M<sub>4</sub>=M<sub>14</sub>= 52140400 N・cm

せん断力

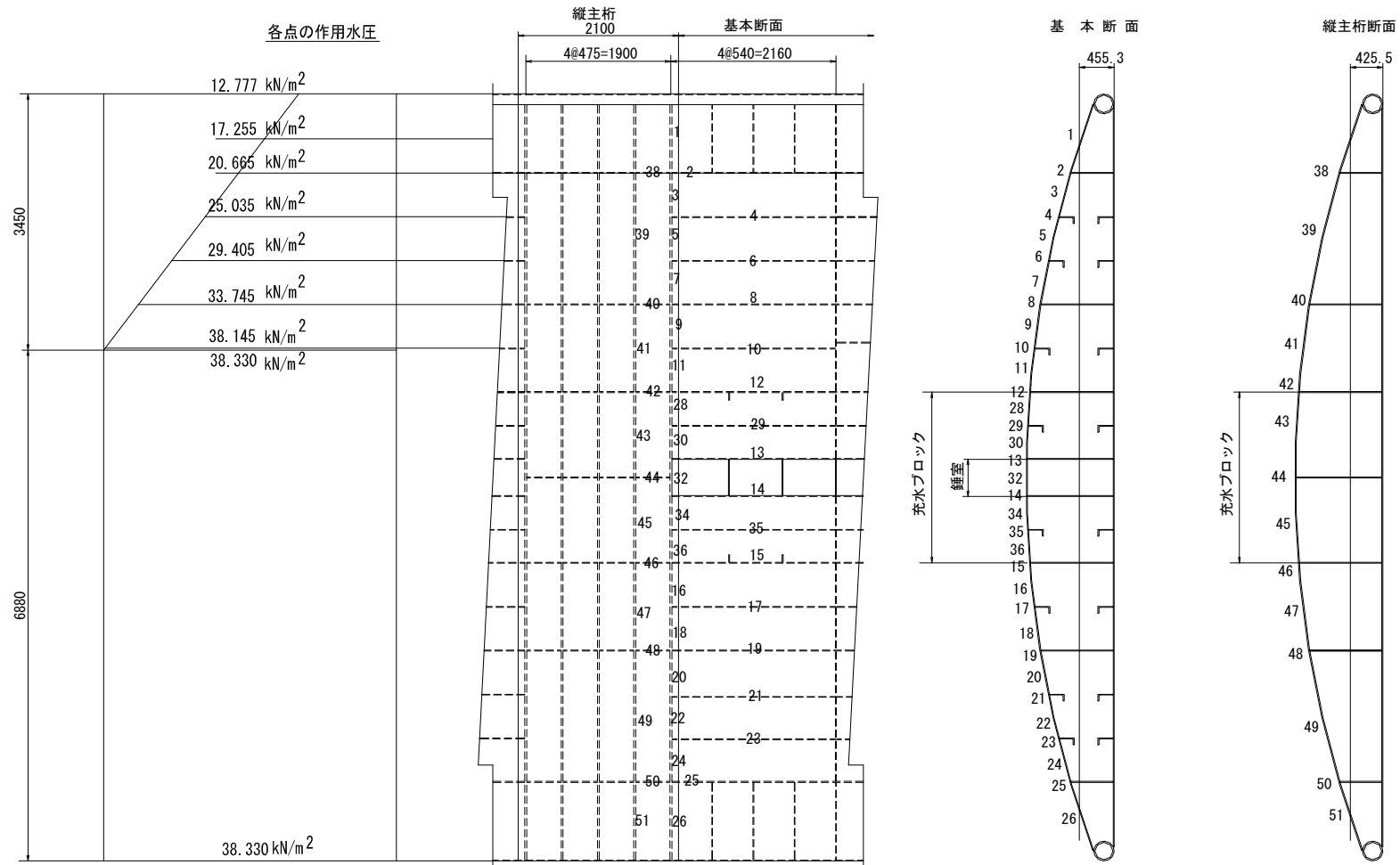
ベルト点 939066 N

断面変化点 763131 N

### 1.1.5.2 水平方向曲げ応力度

#### (1) 応力度計算位置

\*「4.11 扉体」参照



## (2) Y軸から各点までの距離と各点の作用圧力

各点	断面変化点(基本断面)		各点	断面変化点(基本断面)	
	距離 X cm	作用圧力 P N/cm <sup>2</sup>		距離 X cm	作用圧力 P N/cm <sup>2</sup>
1	-2.2	1.7255	28	66.7	3.8330
2	11.9	2.0665	29	68.0	3.8330
3	19.8	2.2850	30	69.5	3.8330
4	27.6	2.5035	32	69.7	3.8330
5	33.8	2.7220	34	69.5	3.8330
6	40.7	2.9405	35	68.0	3.8330
7	46.2	2.1575	36	66.7	3.8330
8	51.3	3.3745			
9	55.7	3.5945	各点	縦主桁部	
10	59.4	3.8145		距離 X cm	作用圧力 P N/cm <sup>2</sup>
11	62.6	3.8330			
12	65.2	3.8330	38	18.9	2.0665
13	69.5	3.8330	39	36.7	2.7220
14	69.5	3.8330	40	54.2	3.3745
15	65.2	3.8330	41	62.4	3.8145
16	62.6	3.8330	42	68.2	3.8330
17	65.9	3.8330	43	71.0	3.8330
18	55.7	3.8330	44	72.7	3.8330
19	51.3	3.8330	45	71.0	3.8330
20	46.3	3.8330	46	68.2	3.8330
21	40.7	3.8330	47	62.4	3.8330
22	33.8	3.8330	48	54.2	3.8330
23	27.6	3.8330	49	36.7	3.8330
24	19.8	3.8330	50	18.9	3.8330
25	11.9	3.8330	51	-2.2	3.8330
26	-2.2	3.8330			

(3) 各点の曲げ応力度

$$\sigma = M_{\max} \cdot x / I_y \quad \text{N/mm}^2$$

ベルト位置

曲げモーメント  $M_3 = 94695300 \text{ N}\cdot\text{cm}$  (3点、15点)  
 断面2次モーメント  $I_y = 6243778 \text{ cm}^4$

断面変化点

曲げモーメント  $M_4 = 52140400 \text{ N}\cdot\text{cm}$  (4点、14点)  
 断面2次モーメント  $I_y = 5459698 \text{ cm}^4$

中立軸から各点までの水平距離  $x \quad \text{cm}$

断面変化点

各点	水平距離	曲げ応力度	各点	水平距離	曲げ応力度
	x cm	$\sigma_c \text{ N/mm}^2$		x cm	$\sigma_c \text{ N/mm}^2$
1	-2.2	0.0	18	55.7	8.4
2	11.9	1.8	19	51.3	7.8
3	19.8	3.0	20	46.3	7.0
4	27.6	4.2	21	40.7	6.2
5	33.8	5.1	22	33.8	5.1
6	40.7	6.2	23	27.6	4.2
7	46.2	7.0	24	19.8	3.0
8	51.3	7.8	25	11.9	1.8
9	55.7	8.4	26	-2.2	-0.3
10	59.4	9.0	28	66.7	10.1
11	62.6	9.5	29	68.0	10.3
12	65.2	9.9	30	69.5	10.5
13	69.5	10.5	32	69.7	10.6
14	69.5	10.5	34	69.5	10.5
15	65.2	9.9	35	68.0	10.3
16	62.6	9.5	36	66.7	10.1
17	65.9	10.0			

ベルト位置

各点	水平距離	曲げ応力度	各点	水平距離	曲げ応力度
	x cm	$\sigma_c$ N/mm <sup>2</sup>		x cm	$\sigma_c$ N/mm <sup>2</sup>
38	18.9	1.8	45	71.0	6.8
39	36.7	3.5	46	68.2	6.5
40	54.2	5.2	47	62.4	6.0
41	62.4	6.0	48	54.2	5.2
42	68.2	6.5	49	36.7	3.5
43	71.0	6.8	50	18.9	1.8
44	72.7	6.9	51	-2.2	-0.2

(4) 全体圧縮応力度

扉体側板に作用する水圧による軸圧縮応力度

全圧力  $W = p_1 \cdot A_1 + p_2 \cdot A_2 = 324.353 \text{ kN}$   
 上部平均圧力  $p_1 : 29.605 \text{ kN/m}^2$   
 下部平均圧力  $p_2 : 39.885 \text{ kN/m}^2$   
 上部受圧面積  $A_1 : 2.459 \text{ m}^2$   
 下部受圧面積  $A_2 : 6.307 \text{ m}^2$

基本断面の全面積  $A_3 : 3325.0 \text{ cm}^2$   
 縦主桁断面の全面積  $A_4 : 3448.0 \text{ cm}^2$

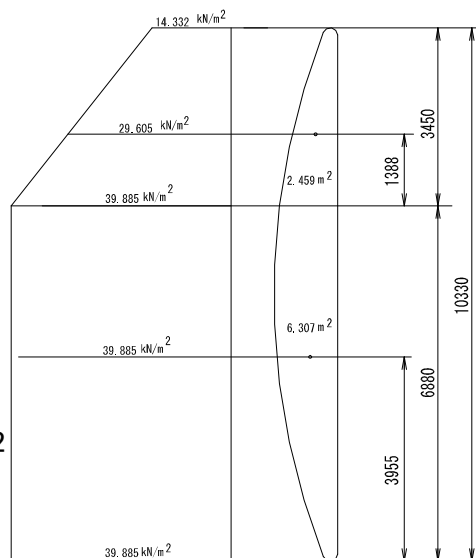
水平方向圧縮応力度

基本断面

$\sigma_{cn} = 10W / A_3 = -1.0 \text{ N/mm}^2$

縦主桁断面

$\sigma_{cb} = 10W / A_4 = -0.9 \text{ N/mm}^2$



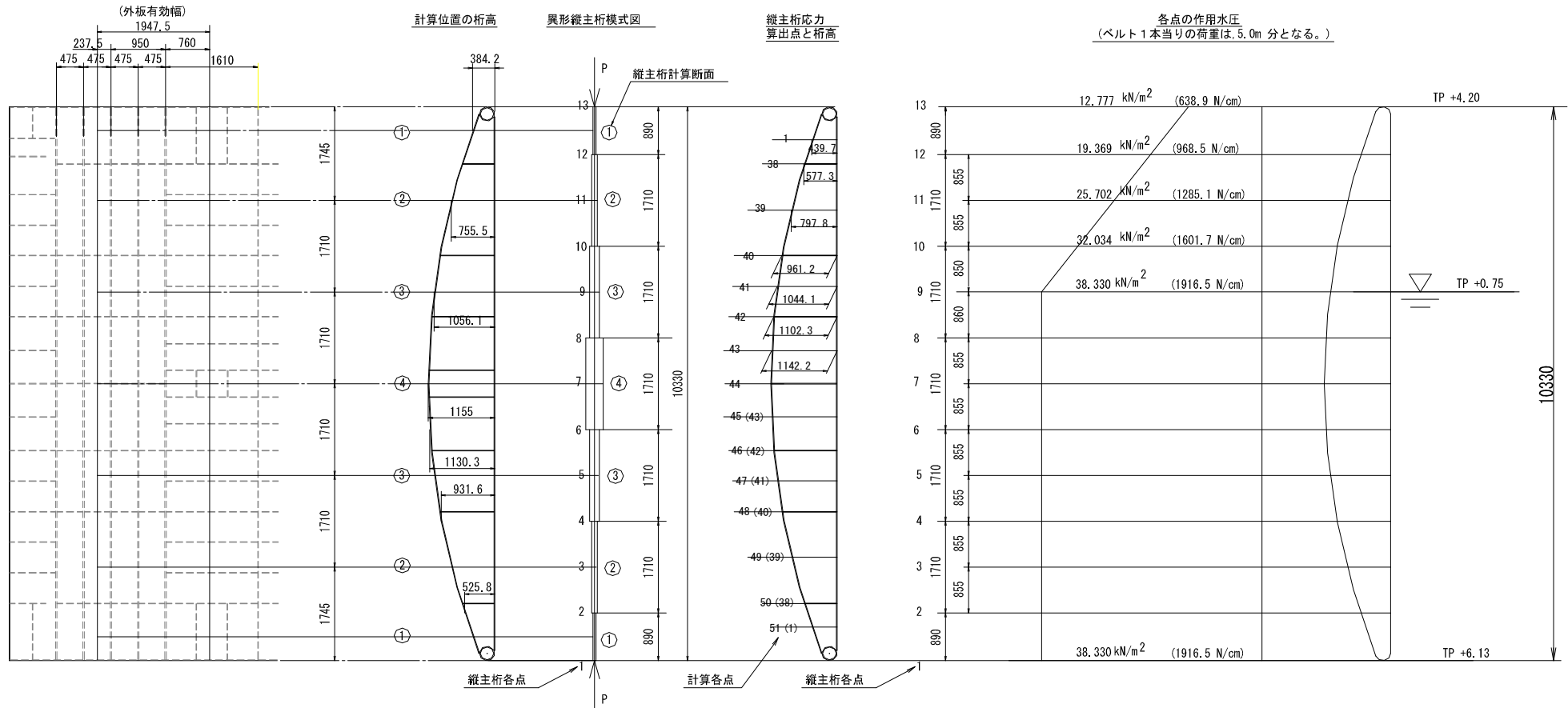
## 1.1.6 縦主桁

### 1.1.6.1 各点の作用荷重と扉厚(桁高)

縦主桁は4本とするため、1本当りの負担幅は  $20.0/4=5.0\text{ m}$  となる。

\*「4.11.4 縦主桁」参照

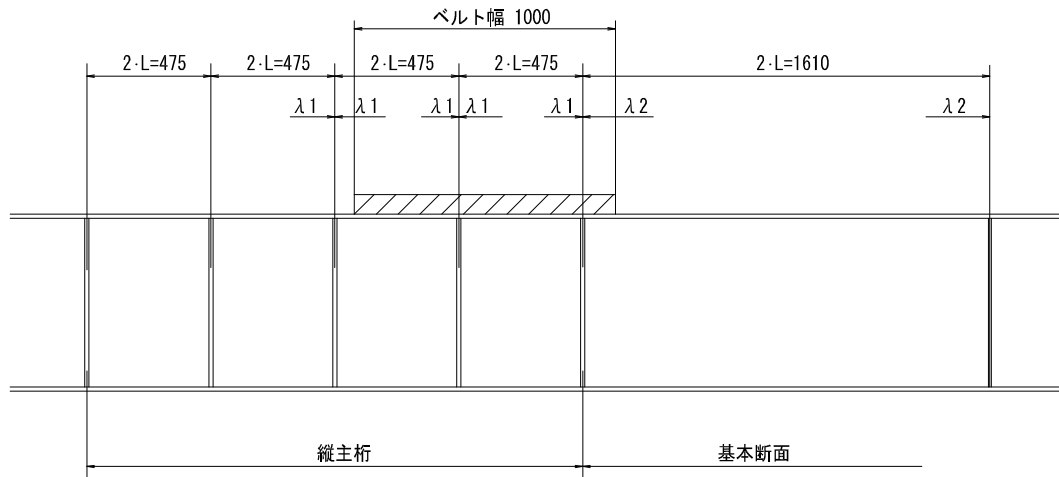
縦主桁は下図のような異型断面に波圧とベルト荷重が作用するものと考え計算する。



P: ベルト荷重

①~④は断面性能計算位置を示す。

1.1.6.2 縦主桁外板の有効幅



縦主桁は上下ベルトで支持される単純梁として、次式により計算する。

$$L / L_0 \leq 0.05 \text{ の時} \quad \lambda = L$$

$$0.05 < L / L_0 < 0.3 \text{ の時} \quad \lambda = \{ 1.1 - 2 (L / L_0) \} \cdot L$$

$$0.3 \leq L / L_0 \text{ の時} \quad \lambda = 0.15 L$$

縦主桁支持間隔  $L_0$ : 1033 cm

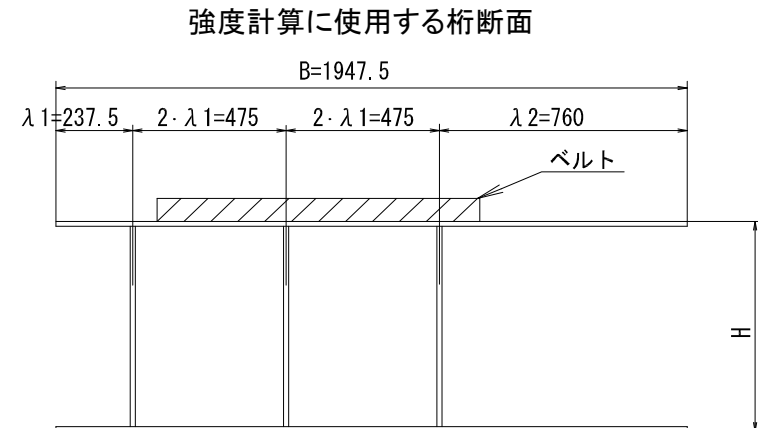
区画1  $23.75 / 1033 = 0.023 \leq 0.05$

$$\therefore \lambda = 47.5 / 2 = 23.75 \text{ cm}$$

区画2  $0.05 < 80.5 / 1033 = 0.078 < 0.3$

$$\therefore \lambda = \{ 1.1 - 2 \times 0.078 \} \times 80.5 = 76.0 \text{ cm}$$

桁フランジは、接水面1.5mmの腐食代を控除する。



H : 縦主桁計算位置における桁高

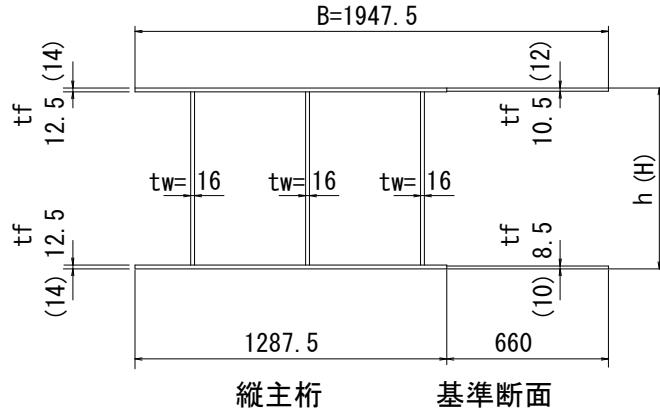


1.1.6.3 縦主桁各点の断面性能

- \*「4.4 鋼材の最小板厚」参照
  - \*「4.6 余裕厚」参照
  - \*「4.11.3 スキンプレート」参照
  - \*「4.11.4 縦主桁」参照
- 縦主桁断面

ここに：

- tf : フランジ有効厚 mm
- tw : ウェブ有効厚 mm
- B : フランジ有効幅 mm
- h : 有効桁高 mm
- H : 桁高(腐食代を含む) mm



フランジ面は、接水面腐食代1.5mmを控除する。

各点の断面性能表

断面	H	h	ウェブ断面積	断面積	断面二次モーメント	断面係数
計算点	cm	cm	Aw cm <sup>2</sup>	A cm <sup>2</sup>	I cm <sup>4</sup>	Z cm <sup>3</sup>
①	38.42	38.12	170.98	618.26	158674	8497
②	75.55	75.25	349.2	796.48	664779	17959
③	105.61	105.31	439.49	940.77	1357231	26136
④、44	155.5	115.20	540.96	988.24	1644388	28929
1, 51	43.97	43.67	197.62	944.90	211212	9866
38, 50	57.73	57.43	263.66	710.94	375888	13329
39, 49	79.78	79.48	369.5	816.78	746315	19081
40, 48	96.12	95.82	447.94	895.22	1109724	23502
41, 47	104.41	104.11	487.73	935.01	1324342	25799
42, 46	110.23	109.93	515.66	962.94	1487513	27432
43, 45	114.22	113.92	534.82	982.10	1605495	28564

①～④は1.1.6.1項の図「計算位置の桁高」参照

1～51は1.1.6.1項の図「主縦桁応力算出点の桁高」参照

#### 1.1.6.4 荷重の作用状態

##### 分布荷重

分布荷重						
部材 番号	i端			j端		
	X方向	Y方向	Z方向	X方向	Y方向	Z方向
12	968.5	0.0	0.0	638.9	0.0	0.0
11	1285.1	0.0	0.0	968.5	0.0	0.0
10	1916.5	0.0	0.0	1285.1	0.0	0.0
9	1916.5	0.0	0.0	1916.5	0.0	0.0
8	1916.5	0.0	0.0	1916.5	0.0	0.0
7	1916.5	0.0	0.0	1916.5	0.0	0.0
6	1916.5	0.0	0.0	1916.5	0.0	0.0
5	1916.5	0.0	0.0	1916.5	0.0	0.0
4	1916.5	0.0	0.0	1916.5	0.0	0.0
3	1916.5	0.0	0.0	1916.5	0.0	0.0
2	1916.5	0.0	0.0	1916.5	0.0	0.0
1	1916.5	0.0	0.0	1916.5	0.0	0.0

単位: N/cm

N/cm

##### 集中荷重

P<sub>v</sub>: 上部ベルト荷重による下向き分力 555.968 kN

$$P_v = P_s \cdot \sin \theta$$

$\theta$ : 上部ベルト傾斜角度 35°

P<sub>s</sub>: 上部ベルト荷重 969.300 kN

#### 1.1.6.5 各点の異型部材断面性能

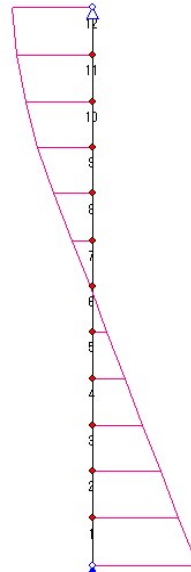
	A cm <sup>2</sup>	I <sub>x</sub> cm <sup>4</sup>
①	618.26	158674
②	796.48	664779
③	940.77	1357231
④	988.24	1644388
⑤	940.77	1357231
⑥	796.48	664779
⑦	618.26	158674

1.1.6.6 断面力

曲げモーメント図



せん断力図



部材番号	軸力 P(N)	せん断力 Qz(N)	曲げモーメント My(N・cm)	計算点
12	-555.968	-814106	0	1
	-555.968	-742577	-69490000	
11	-555.968	-742577	-69490000	38
	-555.968	-646236	-129055000	
10	-555.968	-646236	-129055000	39
	-555.968	-509367	-178841000	
9	-555.968	-509367	-178841000	40
	-555.968	-350298	-214517000	
8	-555.968	-350298	-214517000	41,42
	-555.968	-181646	-237923000	
7	-555.968	-181646	-237923000	43,44,45
	-555.968	-17785	-246449000	
6	-555.968	-17785	-246449000	46
	-555.968	146076	-240964000	
5	-555.968	146076	-240964000	47
	-555.968	309936	-221470000	
4	-555.968	309936	-221470000	48
	-555.968	473797	-187965000	
3	-555.968	473797	-187965000	49
	-555.968	637758	-140450000	
2	-555.968	637758	-140450000	50
	-555.968	801519	-78925500	
1	-555.968	801519	-78925500	51
	-555.968	972087	0	

1.1.6.7 変位置



単位: cm

変位						
節点 番号	X成分	Y成分	Z成分	RX成分 (RADIAN)	RY成分 (RADIAN)	RZ成分 (RADIAN)
13	0.0000	-0.0338	0.0000	0.0000	0.0000	0.0045
12	0.3730	-0.0300	0.0000	0.0000	0.0000	0.0036
11	0.6527	-0.0271	0.0000	0.0000	0.0000	0.0029
10	0.8640	-0.0242	0.0000	0.0000	0.0000	0.0020
9	1.0032	-0.0218	0.0000	0.0000	0.0000	0.0014
8	1.0932	-0.0193	0.0000	0.0000	0.0000	0.0007
7	1.1234	-0.0169	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
6	1.1006	-0.0146	0.0000	0.0000	0.0000	-0.0006
5	1.0208	-0.0121	0.0000	0.0000	0.0000	-0.0013
4	0.8833	-0.0097	0.0000	0.0000	0.0000	-0.0019
3	0.6734	-0.0068	0.0000	0.0000	0.0000	-0.0029
2	0.3891	-0.0039	0.0000	0.0000	0.0000	-0.0036
1	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	-0.0047

最大たわみ量  $\delta x$  1.1234 cm

たわみ度  $\gamma$ :  $\delta x / Lh = 1/920 < 1/600$   
 $Lh$ : ベルト桁 1033 cm

1.1.6.8 各点応力

(1) 計算各点の断面性能

1.6.1 応力度計算位置参照

計算点	A cm <sup>2</sup>	Z cm <sup>3</sup>
1, 51	944.90	9866
38, 50	710.94	13329
39, 49	816.78	19081
40, 48	895.22	23502
41, 47	935.01	25799
42, 46	962.94	27432
43, 45	982.10	28564

## (2) 曲げと軸力の合計応力度

$$\sigma_v = P/A + M/Z \quad \text{N/mm}^2$$

計算点	軸力 P (N)	曲げモーメント M (N・cm)	応力度 $\sigma_v$ (N/mm <sup>2</sup> )
1	555968	69490000	76.3
38	555968	129055000	104.6
39	555968	178841000	100.5
40	555968	214517000	97.5
41	555968	237923000	98.2
42	555968	237923000	92.5
43,44,45	555968	246449000	91.9
46	555968	246449000	95.6
47	555968	240964000	99.3
48	555968	221470000	100.4
49	555968	187965000	105.3
50	555968	140450000	113.2
51	555968	78925500	85.9

## (3) せん断応力度

ウェブ断面積が同じ計算点については、せん断力の大きい方で計算する。

$$\tau = Q/A_w \quad \text{N/mm}^2$$

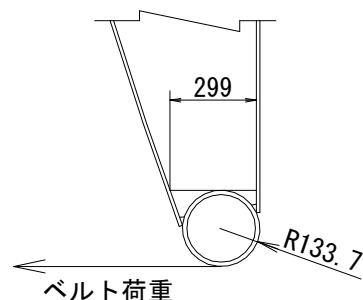
計算点	ウェブ面積 A (cm <sup>2</sup> )	せん断力 Q (N)	応力度 $\tau$ (N/mm <sup>2</sup> )
1, 51	197.62	972087	49.2
38, 50	263.66	801519	30.4
39, 49	369.50	637758	17.3
40, 48	447.94	473797	10.6
41, 47	487.73	350298	7.2
42, 46	515.66	350298	6.8
43, 45	534.82	181646	3.4

(4) 先端部のせん断応力度

$$\begin{aligned} \text{断面積} \quad A &= t \cdot L \\ &= 48 \times 299 \\ &= 14352 \quad \text{mm}^2 \end{aligned}$$

t: ベルト桁の板厚 48 mm  
16mm×3枚  
L: ベルト桁のせん断長さ 299 mm

$$\begin{aligned} \text{せん断応力度} \quad \tau &= Q / A = 67.7 \quad \text{N/mm}^2 \\ Q: \text{1点のせん断力} &= 972087 \quad \text{N} \end{aligned}$$



(5) 先端部Rと転動台との面圧

起立時、先端R部に作用する荷重 \*ダム堰施設技術基準「主ローラ面圧」参照

Pv.: 上部ベルト荷重による下向き分力 555.968 kN/本 x 4 = 2223.87 kN

G : 扉自重 1200 x 0.20 = 240.0 kN

扉本体自重と扉体の浮力はほぼ等しくなるように設計するため扉本体の重量は作用しない。しかし、波力による自立を確実にするため扉本体自重の最大20%程度の錘を追加するためこの錘分が下向きに作用する。

Pv, Gを扉体幅全体で受持つものとする。

$$Pr = 0.591 \cdot \left( \frac{P \cdot E1 \cdot E2}{Bo \cdot R(E1 + E2)} \right)^{1/2} = 176 \quad \text{N/mm}^2$$

P : 下向き荷重 Pv + G = 2463872 N

E1: 先端R部の弾性係数 193000 N/mm<sup>2</sup>

E2: 転動台接触部の弾性係数 193000 N/mm<sup>2</sup>

Bo: 先端R部の有効幅 20000 mm

R : 先端R部の半径 133.7 mm

許容応力度は、降伏点以下とする。  $\Sigma p = 235 \quad \text{N/mm}^2$

### 1.1.7 補助桁の計算

#### 1.1.7.1 桁の断面性能

\*「4.11.3 スキンプレート」参照

スキン有効幅  $\lambda$

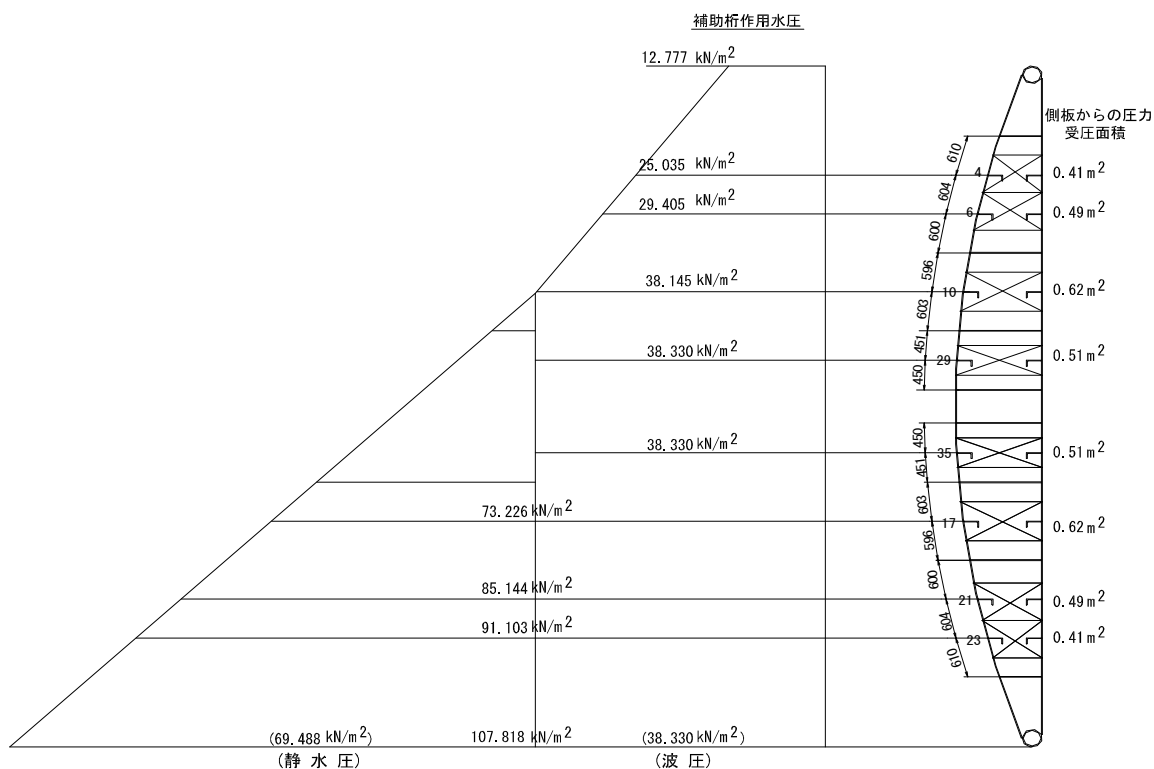
\*「4.11.6 補助桁」参照

受圧高  $2b$ :            mm

補助桁支間  $L$ :    2160 mm

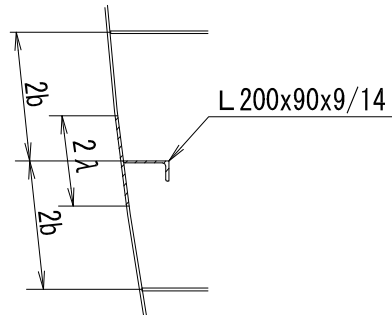
$\lambda$      $b/L$ により決定  $(1.1-2*(b/L))\cdot b$             mm

各点	2b	b	b/L	$\lambda$	$\lambda 1 + \lambda 2$
4, 23	610	305	0.141	249	497
	604	302	0.14	248	
6, 21	604	302	0.14	248	494
	596	298	0.138	246	
10, 17	596	298	0.138	246	493
	603	301.5	0.14	247	
29, 35	451	225.5	0.104	201	402
	450	225	0.104	201	



桁の有効断面

4, 6, 10 桁 17, 21, 23 桁 29, 桁



4, 23 桁

部材	A(cm <sup>2</sup> )	X(cm)	A·x	A·x <sup>2</sup>	I <sub>o</sub>
10.5 × 497	52.19	0.525	27.4	14	5
L200x90x9/14	29.66	15.14	449.1	6799	1210
Σ	81.85		476.5	6813	1215

$$\begin{aligned} \delta 1 &= 5.8 \text{ cm} & I &= 5275 \text{ cm}^4 \\ \delta 2 &= 15.25 \text{ cm} & Z1 &= 909 \text{ cm}^3 \\ & & Z2 &= 346 \text{ cm}^3 \end{aligned}$$

6, 21 桁

部材	A(cm <sup>2</sup> )	X(cm)	A·x	A·x <sup>2</sup>	I <sub>o</sub>
10.5 × 494	51.87	0.525	27.2	14	5
L200x90x9/14	29.66	15.14	449.1	6799	1210
Σ	81.53		476.3	6813	1215

$$\begin{aligned} \delta 1 &= 5.8 \text{ cm} & I &= 5285 \text{ cm}^4 \\ \delta 2 &= 15.25 \text{ cm} & Z1 &= 911 \text{ cm}^3 \\ & & Z2 &= 347 \text{ cm}^3 \end{aligned}$$

10, 17 桁

部材	A(cm <sup>2</sup> )	X(cm)	A·x	A·x <sup>2</sup>	I <sub>o</sub>
10.5 × 493	51.77	0.525	27.2	14	5
L200x90x9/14	29.66	15.14	449.1	6799	1210
Σ	81.43		476.3	6813	1215

$$\begin{aligned} \delta 1 &= 5.8 \text{ cm} & I &= 5289 \text{ cm}^4 \\ \delta 2 &= 15.25 \text{ cm} & Z1 &= 912 \text{ cm}^3 \\ & & Z2 &= 347 \text{ cm}^3 \end{aligned}$$



29, 35桁

部材	A(cm <sup>2</sup> )	X(cm)	A・x	A・x <sup>2</sup>	I <sub>o</sub>
9.0 × 402	36.18	0.45	16.3	7	2
L200x90x9/14	29.66	15.14	449.1	6799	1210
Σ	65.84		465.4	6806	1212

$$\begin{aligned} \delta 1 &= 7.1 \text{ cm} & I &= 4699 \text{ cm}^4 \\ \delta 2 &= 8.8 \text{ cm} & Z1 &= 662 \text{ cm}^3 \\ & & Z2 &= 534 \text{ cm}^3 \end{aligned}$$

### 1.1.7.2 曲げ応力度

曲げモーメント

両端支持位置

$$M1 = 1/12 \cdot P \cdot B \cdot L^2 \quad \text{kN} \cdot \text{m}$$

中央位置

$$M2 = 1/24 \cdot P \cdot B \cdot L^2 \quad \text{kN} \cdot \text{m}$$

B: スキンプレート幅 m

L: 隔板間隔 2.16 m

P: 作用荷重 kN/m<sup>2</sup>

各点	水圧	桁間隔	曲げモーメント	
	P	B	M1	M2
	kN/m <sup>2</sup>	m	kN・m	kN・m
4	25.033	0.607	5.9078	2.9539
6	29.405	0.602	6.8825	3.4412
10	38.145	0.600	8.8985	4.4492
17	73.226	0.600	17.0822	8.5411
21	85.144	0.602	19.9286	9.9643
23	91.103	0.607	21.5005	10.7502
29	38.330	0.450	6.7062	3.3531
35	38.330	0.450	6.7062	3.3531

曲げ応力度

両端支持位置

外板側  $\sigma_s = M1/Z1 \text{ N/mm}^2$  (引張)

内部側  $\sigma_b = M1/Z2 \text{ N/mm}^2$  (圧縮)

中央位置

外板側  $\sigma_s = M2/Z1 \text{ N/mm}^2$  (圧縮)

内部側  $\sigma_b = M2/Z2 \text{ N/mm}^2$  (引張)

両端支持位置

各点	曲げモーメント	断面係数	曲げ応力度	断面係数	曲げ応力度
	M1	Z1	$\sigma_s$	Z2	$\sigma_b$
4	5907800	909	6.5	346	-17.1
6	6882500	911	7.6	347	-19.8
10	8898500	912	9.8	347	-25.6
17	17082200	912	18.7	347	-49.2
21	19928600	911	21.9	347	-57.4
23	21500500	909	23.7	346	-62.1
29	6706200	662	10.1	534	-12.6
35	6706200	662	10.1	534	-12.6

中央位置

各点	曲げモーメント	断面係数	曲げ応力度	断面係数	曲げ応力度
	M2	Z1	$\sigma_s$	Z2	$\sigma_b$
4	2953900	909	-3.2	346	8.5
6	3441200	911	-3.8	347	9.9
10	4449200	912	-4.9	347	12.8
17	8541100	912	-9.4	347	24.6
21	9964300	911	-10.9	347	28.7
23	10750200	909	-11.8	346	31.1
29	3353100	662	-5.1	534	6.3
35	3353100	662	-5.1	534	6.3

1.1.7.3 補助桁の圧縮応力度

扉体側板に作用する水圧による軸圧縮応力度

圧縮力

	作用力	受圧面積	圧縮力
	P	A	F P x A
	kN/m <sup>2</sup>	m <sup>2</sup>	kN
4	25.033	0.205	5.132
6	29.405	0.245	7.204
10	38.145	0.310	11.825
17	73.226	0.310	22.700
21	85.144	0.245	20.860
23	91.103	0.205	18.676
29	38.330	0.255	9.774
35	38.330	0.255	9.774

1区画に2本の補助桁があるため、1本当りの受圧面積は1/2とする。

#### 1.1.7.4 軸圧縮応力度

	圧縮力	桁断面積	応力度
	F	a	$\sigma F$ F / a
	N	mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>
4	5132	8185	-0.6
6	7204	8153	-0.9
10	11825	8143	-1.5
17	22700	8143	-2.8
21	20860	8153	-2.6
23	18676	8185	-2.3
29	9774	6584	-1.5
35	9774	6584	-1.5

#### 1.1.7.5 曲げ応力度と軸圧縮応力度の合計応力度

	両端支持位置		中央位置	
	$\sigma_s$	$\sigma_b$	$\sigma_s$	$\sigma_b$
	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>
4	5.9	-17.7	-3.8	7.9
6	6.7	-20.7	-4.7	9.0
10	8.3	-27.1	-6.4	11.3
17	15.9	-52.0	-12.2	21.8
21	19.3	-60.0	-13.5	26.1
23	21.4	-64.4	-14.1	28.8
29, 35	8.6	-14.1	-6.6	4.8

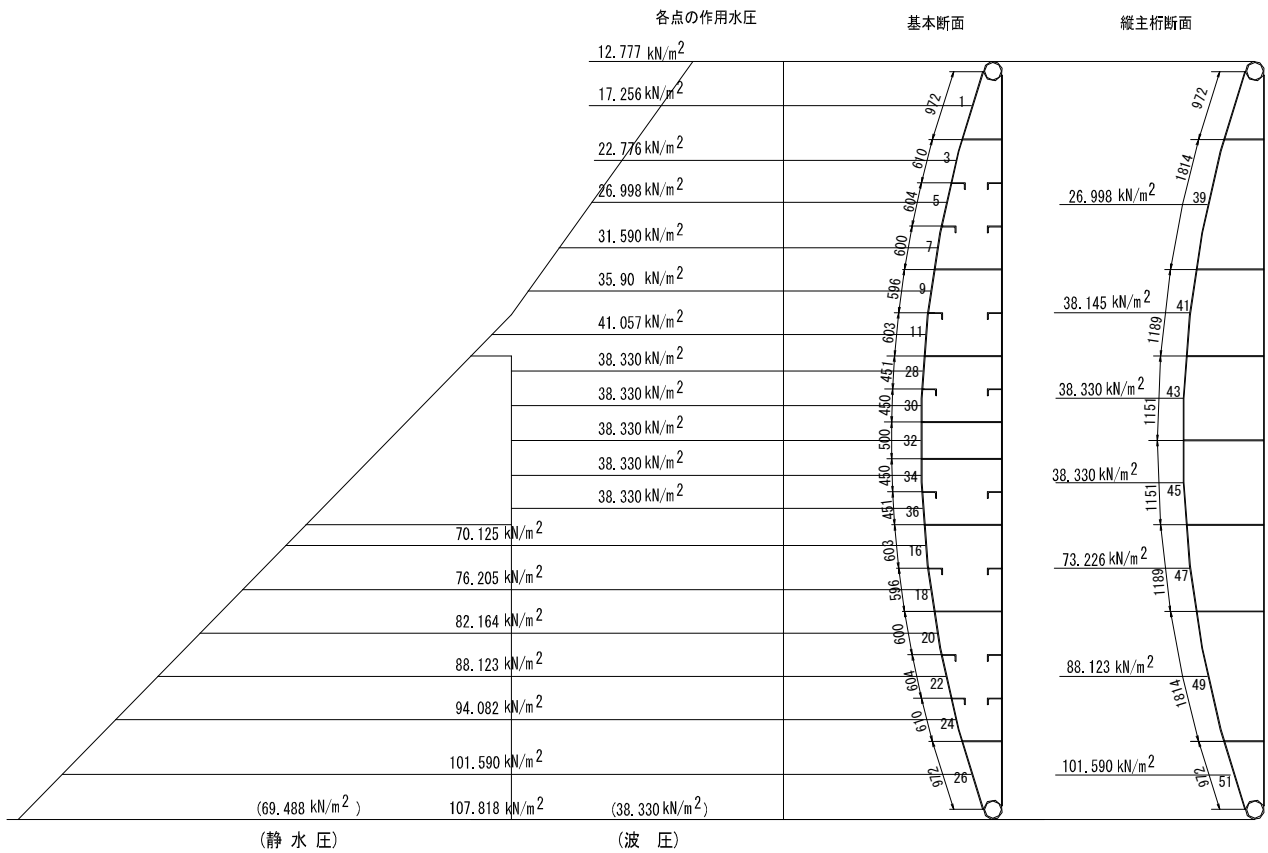
$\sigma_s$  : 外面側応力度

$\sigma_b$  : 内面側応力度

## 1.1.8 スキンプレート

### 1.1.8.1 作用荷重

\*「4.11.3 スキンプレート」参照



### 1.1.8.2 各点応力度

スキンプレート各辺の応力度

$$\sigma_{s1} = k_1 \cdot a^2 \cdot P / (100 \cdot t^2) \text{ N/mm}^2 \quad (\text{区画長辺の応力度})$$

$$\sigma_{s2} = k_2 \cdot a^2 \cdot P / (100 \cdot t^2) \text{ N/mm}^2 \quad (\text{区画短辺の応力度})$$

ここに、 P : 作用圧 N/mm<sup>2</sup>

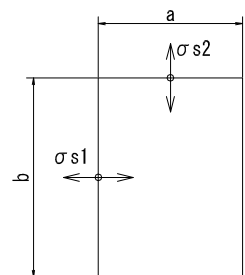
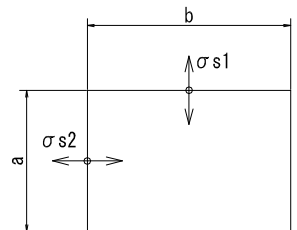
t : 有効板厚 mm

a : 区画の短辺 mm

b : 区画の長辺 mm

K<sub>1</sub>, K<sub>2</sub> : b/a により決まる係数

応力度計算位置



区画	P N/mm <sup>2</sup>	b mm	a mm	b/a	K1	K2	t mm	$\sigma_{s1}$ N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{s2}$ N/mm <sup>2</sup>
1	0.0173	972	540	1.80	48.8	34.3	10.5	22.3	15.7
3	0.0228	2160	610	3.54	50	34.3	10.5	38.5	26.4
5	0.027	2160	604	3.58	50	34.3	10.5	44.7	30.6
7	0.0316	2160	600	3.60	50	34.3	10.5	51.6	35.4
9	0.0359	2160	596	3.62	50	34.3	10.5	57.8	39.7
11	0.0411	2160	603	3.58	50	34.3	10.5	67.8	46.5
16	0.0701	2160	603	3.58	50	34.3	10.5	115.6	79.3
18	0.0762	2160	596	3.62	50	34.3	10.5	122.8	84.2
20	0.0822	2160	600	3.60	50	34.3	10.5	134.2	92.1
22	0.0881	2160	604	3.58	50	34.3	10.5	145.8	100.0
24	0.0908	2160	610	3.54	50	34.3	10.5	153.2	105.1
26	0.1015	972	540	1.80	48.8	34.3	10.5	131.0	92.1
28	0.0383	2160	451	4.79	50	34.3	9.0	48.1	33.0
30	0.0383	2160	450	4.80	50	34.3	9.0	47.9	32.8
32	0.0383	2160	500	4.32	50	34.3	9.0	59.1	40.5
34	0.0383	2160	450	4.80	50	34.3	9.0	47.9	32.8
36	0.0383	2160	451	4.79	50	34.3	9.0	48.1	33.0
39	0.027	1814	475	3.82	50	34.3	12.5	19.5	13.4
41	0.0381	1189	475	2.50	50	34.3	12.5	27.5	18.9
43	0.0383	1151	475	2.42	50	34.3	11.0	35.7	24.5
45	0.0383	1151	475	2.42	50	34.3	11.0	35.7	24.5
47	0.0732	1189	475	2.50	50	34.3	12.5	52.9	36.3
49	0.0881	1814	475	3.82	50	34.3	12.5	63.6	43.6
51	0.1026	972	475	2.05	50	34.3	12.5	74.1	50.8

許容応力  $\sigma_a = 180 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_a$  : 許容応力度 第4章 上部構造の設計 「4.8 解説 1. 上部構造の設計に用いる荷重」参照

### 1.1.9 合成応力度

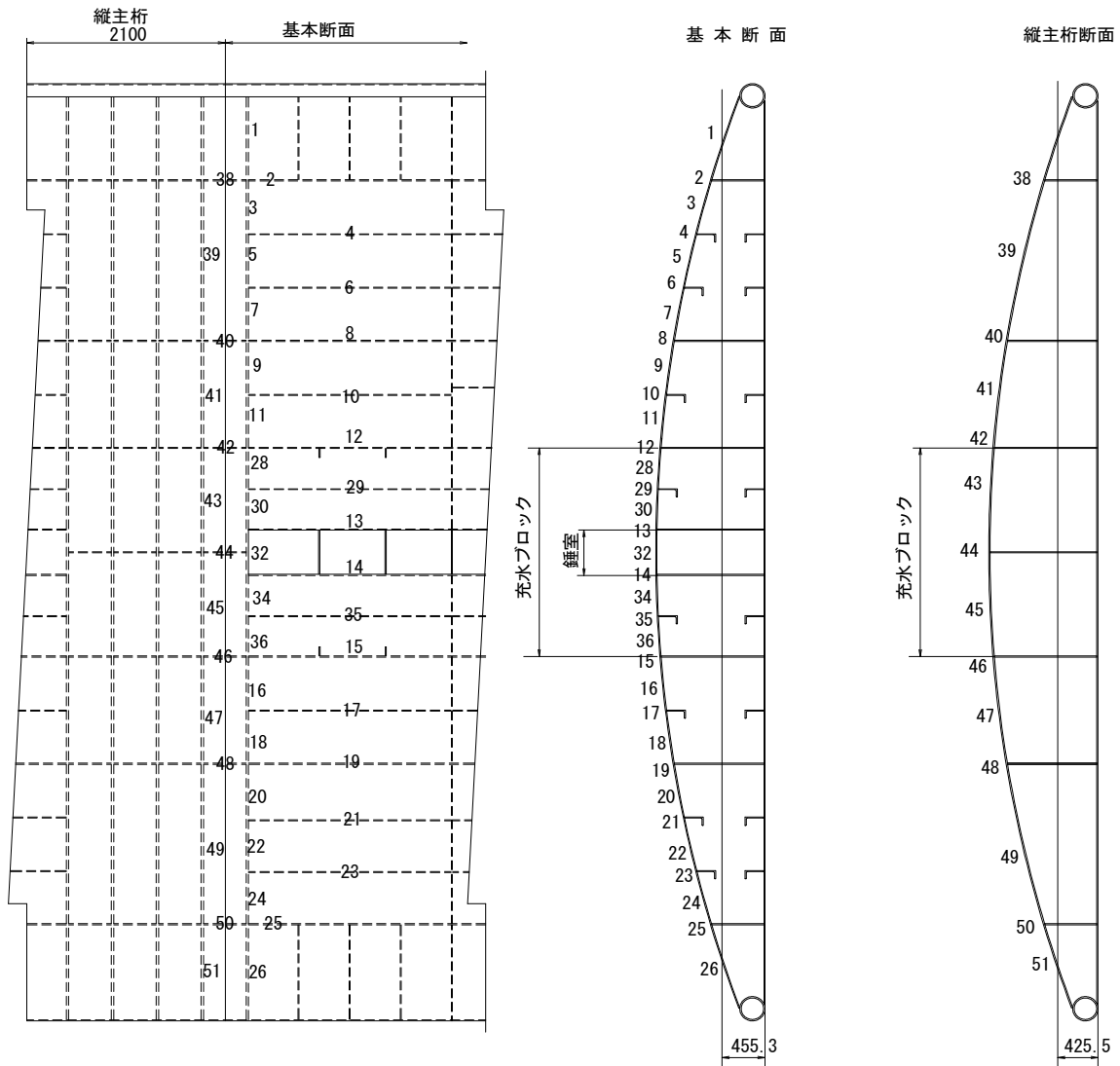
#### 1.1.9.1 曲げ応力と垂直応力を受ける場合

前項までの計算応力度を同方向についてのみ合成する。

\*「4.9.1 鋼材の応力度」参照

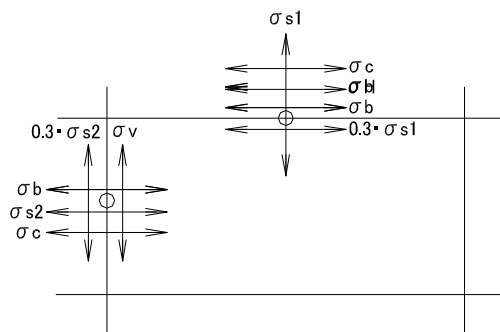
\*「4.10.1 圧縮部材」参照

\*「4.10.2 引張部材」参照

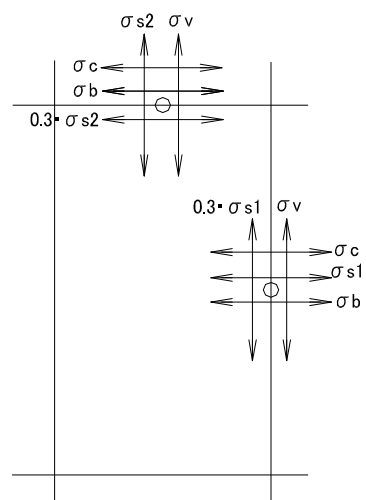


#### スキプレート区画

##### 横長区画の場合



##### 縦長区画の場合



- $\sigma_b$ : 幅方向曲げ応力度  $\text{N/mm}^2$   
 $\sigma_c$ : 側板からの圧縮応力度  $\text{N/mm}^2$   
 $\sigma_H$ : 補助桁中央部曲げ応力度  $\text{N/mm}^2$   
 $\sigma_{s1}$ : スキンプレート長辺応力度  $\text{N/mm}^2$   
 $\sigma_{s2}$ : スキンプレート短辺応力度  $\text{N/mm}^2$   
 $\sigma_v$ : ベルト桁曲げ応力度  $\text{N/mm}^2$   
 $0.3\sigma_{s1}, 0.3\sigma_{s2}$ : スキンプレート曲げ応力度  $\text{N/mm}^2$

\* ダム・堰施設技術基準(案)(基準解説編・マニュアル編) 平成28年3月

水門扉・放流管・付属施設設計マニュアル 2-10-3 扉体構造【解説】3より

基本断面合成応力度 (N/mm <sup>2</sup> )										$\sigma_a$
各点	$\sigma_b$	$\sigma_c$	$\sigma_H$	$\sigma_{s1}$	$0.3\sigma_{s1}$	$\sigma_{s2}$	$0.3\sigma_{s2}$	$\sigma_v$	$\sigma$	
1	0	-1		22.3	6.7	15.7		76.3	82.0	180
2	1.8	-1				15.7	4.7		5.5	
3	3.0	-1				26.4			28.4	
4	4.2	-1	8.5	44.7	13.4				25.1	
5	5.1	-1				30.6			34.7	
6	6.2	-1	9.9	51.6	15.5				30.6	
7	7.0	-1				35.4			41.4	
8	7.8	-1		57.8	17.3				24.1	
9	8.4	-1				39.7			47.1	
10	9.0	-1	12.8	67.8	20.3				41.1	
11	9.5	-1				46.5			55.0	
12	9.9	-1		67.8	20.3				29.2	
13	10.5	-1							9.5	
14	10.5	-1							9.5	
15	9.9	-1		115.6	34.7				43.6	
16	9.5	-1				79.3			87.8	
17	10.0	-1	24.6	115.6	34.7				68.3	
18	8.4	-1				79.3			86.7	
19	7.8	-1		134.2	40.3				47.1	
20	7.0	-1				92.1			98.1	
21	6.2	-1	28.7	134.2	40.3				74.2	
22	5.1	-1				92.1			96.2	
23	4.2	-1	31.1	153.2	46				80.3	
24	3.0	-1				92.1			94.1	
25	1.8	-1				92.1	27.6		28.4	
26	-0.3	-1		131	39.3				38.0	
27		-1		48.1	14.4				13.4	
28	10.1	-1				33			42.1	
29	10.3	-1	6.3	48.1	14.4				30.0	
30	10.5	-1				33			42.5	
31		-1		59.1	17.7				16.7	
32	10.6	-1				40.5			50.1	
33		-1		47.9	14.4				13.4	
34	10.5	-1				33			42.5	
35	10.3	-1	6.3	48.1	14.4				30.0	
36	10.1	-1				33			42.1	
37		-1		19.5	5.9				4.9	

各点	縦主合成応力度 (N/mm <sup>2</sup> )								σ <sub>a</sub>	
	σ <sub>b</sub>	σ <sub>c</sub>	σ <sub>H</sub>	σ <sub>s1</sub>	0.3σ <sub>s1</sub>	σ <sub>s2</sub>	0.3σ <sub>s2</sub>	σ <sub>v</sub>		σ
38	1.8	-0.9		13.4		13.4		104.6	118.0	180
39	3.5	-0.9		19.5	5.9			100.5	106.4	
40	5.2	-0.9		27.5		18.9		97.5	116.4	
41	6.0	-0.9		27.5	8.3			98.2	106.5	
42	6.5	-0.9		27.5		24.5		92.5	117.0	
43	71.0	-0.9		35.7	10.7			91.9	102.6	
44	71.0	-0.9		35.7		24.5		91.9	116.4	
45	71.0	-0.9		35.7	10.7			91.9	102.6	
46	6.5	-0.9		52.9		36.3		95.6	131.9	
47	6.8	-0.9		52.9	15.9			99.3	115.2	
48	6.5	-0.9		63.6		43.6		100.4	144.0	
49	6.0	-0.9		63.6	19.1			105.3	124.4	
50	5.2	-0.9		74.1		50.8		113.2	164.0	
51	3.5	-0.9		74.1	22.2			85.9	108.1	

同方向応力度の合計であるため **着色部** のみを加算する。

注記:(-)は、圧縮応力度を示す。

σ<sub>1</sub> : 曲げ応力と垂直応力の合成応力度

σ<sub>a</sub> : 許容応力度 「4.8 荷重の組合せ」参照

### 1.1.9.2 曲げ応力と垂直応力及びせん断応力を受ける場合

$$\sigma_g = (\sigma_1^2 + 3 \cdot \tau^2)^{1/2} \quad \text{「4.9.1 鋼材の応力度」8項 参照}$$

σ<sub>1</sub> : 曲げ応力と垂直応力の合成応力度

τ : せん断応力度

計算点	σ <sub>1</sub>	τ	σ <sub>g</sub>
45	102.6	3.4	102.8
46	131.9	6.8	132.4
47	115.2	7.2	115.9
48	144.0	10.6	145.2
49	124.4	17.3	128.0
50	164.0	30.4	172.2
51	108.1	49.2	137.7

許容応力度

$$\sigma_g = 1.1 \sigma_a = 198 \text{ N/mm}^2$$



### 1.1.10 扉体自重と浮力

本ゲートは、扉体自重と浮力をほぼ等しく設計する必要がある為、自重と浮力の関係を検証する。

#### 扉体概略重量

名 称	数量	部 材 mm	重量 ton
スキンプレート(平板)	1	PL 10	10.1
スキンプレート(円弧板)	1	PL 12	12.6
主横桁	6	PL 12	10.5
ウエイト室	3	PL 12 他	2.5
上下桁	2	250A Sch60	3.8
横補助桁	16	L 200x90x9/14	4.6
基本断面隔板	3	PL 12 他	3.8
端部板	2	PL 12 他	2.0
縦主桁	4	PL 14, 16 他	50.0
ベルトブラケット	8	PL 22 他	6.0
ベルト台	8	PL 22~60他	6.0
転動板	8	PL 20	6.0
予備重量3%			3.5
合 計 G			121.4 ton ( 1190.9 kN)

$$\text{扉体浮力 } W_f = 122.4 \text{ ton} \rightarrow (1200.7 \text{ kN})$$

「1.1.4.3 扉体浮力」項から

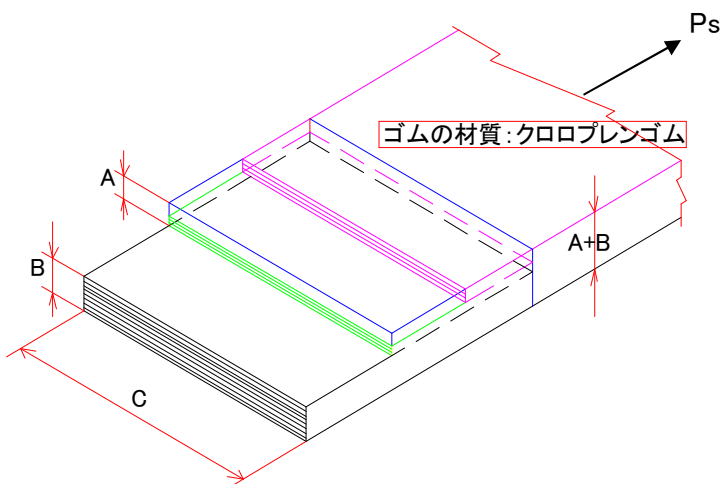
∴  $W_f$  と  $G$  はほぼ等しい

### 1.1.11 引き留めベルト

#### 1.1.11.1 ベルト強度

\*「4.12 引き留めベルト」参照

引き留めベルト断面構造図



ベルト厚

$$A = 25 \text{ mm}$$

$$B = 50 \text{ mm}$$

ベルト幅

$$C = 1000 \text{ mm}$$

最大ベルト荷重

$$P_s = 969.30 \text{ kN}$$

初期材料強さ

$$T_a = 969.30 \times 2 / 0.45 = 4308.0 \text{ kN}$$

B層のみでベルト荷重を負担する。

A : 耐カット層【スチールコード(Φ8mm),補強層(バイアス構造2層)】

B : テンション層【ナイロン製タイヤコード補強層(スタレ構造5層)】

ベルト厚 A+B

ベルト幅 C

テンション層の材料強度

$$T_b = T_o \cdot W_b \cdot n \cdot \alpha = 6480 \text{ kN} > T_a = 4308 \text{ kN}$$

ここで,

$T_b$  : テンション層の材料強度

$T_o$  : 単位幅, 1層あたりの材料強度

1200 kN/m

$W_b$  : ベルト幅

1.0 m

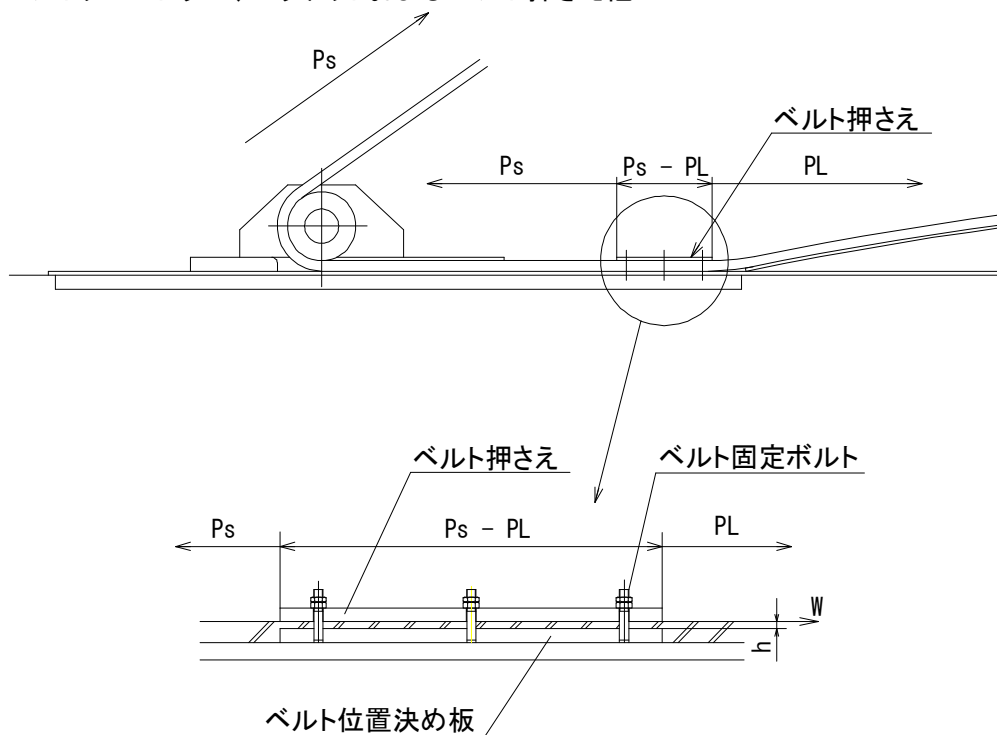
$n$  : 積層数

6

$\alpha$  : 積層効率

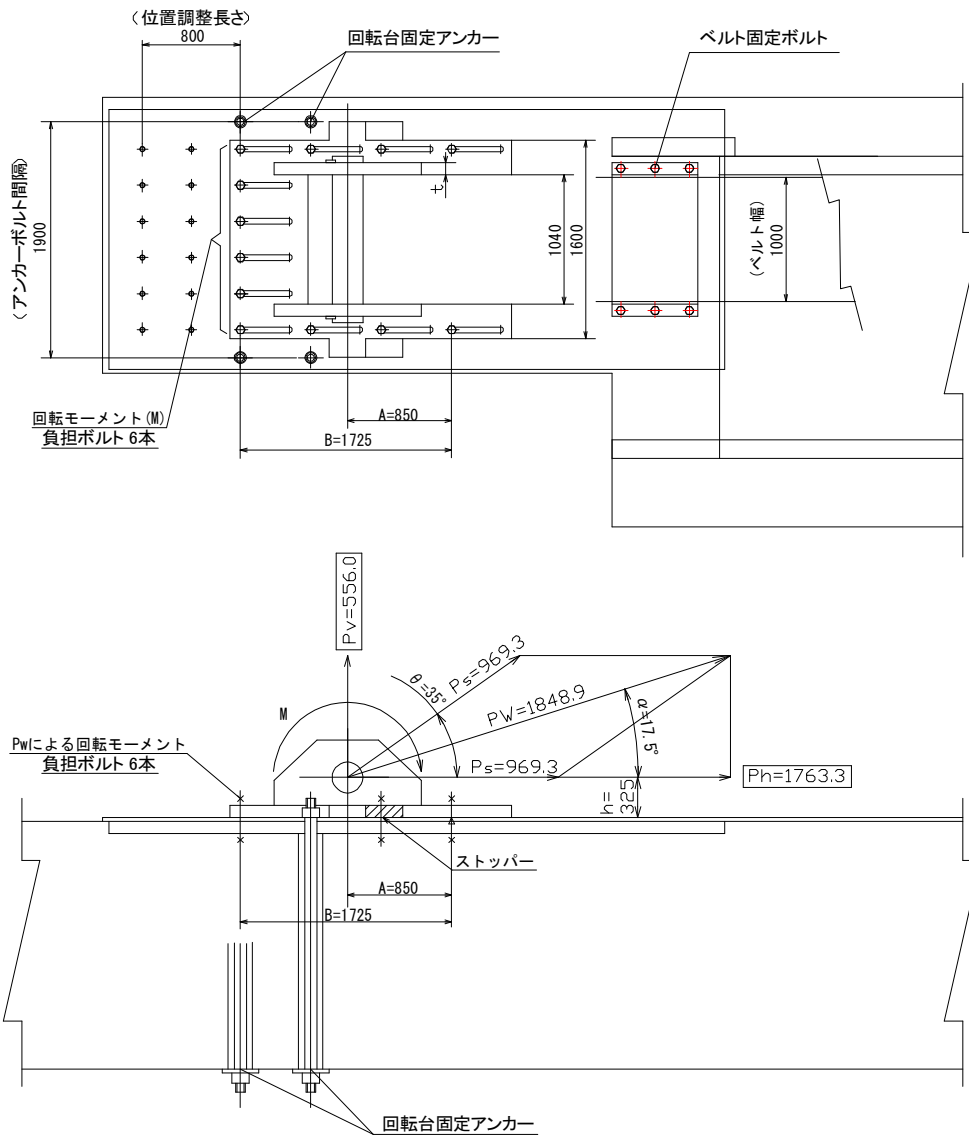
0.9

#### 1.1.12 ベルトターンドラム、ブラケットおよびベルト押さえ他



### 1.1.12.1 ブラケット固定ボルト

下図に示すように引張力は6本でを負担、せん断力は全12本のボルトで負担するものとして計算する。



ここに:

Ps: 上部ベルト荷重	969.3 kN
PW: 上下ベルト合成荷重	1848.9 kN
Ph: 合成荷重の水平分力	1763.3 kN
Pv: 合成荷重の垂直分力	556.0 kN
$\theta$ : 上下ベルト角度	35°
A: 支点からPv迄の距離	850 mm
B: 支点からボルト迄の距離	1775 mm
h: 取付面からPh迄の距離	325 mm
n: 引張り力負担ボルト数	6本
N: せん断力負担ボルト数	12本

ボルト1本の引張り力 P

$$P = (P_v \cdot A + P_h \cdot h) / (B \cdot n) = 98.2 \text{ kN}$$

ボルト1本のせん断力  $W_s$

$$W_s = P_h / N = 146.9 \text{ kN}$$

使用ボルト: M52

谷径 $d_i$ :	46.587 mm
断面積 A:	1704.6 mm <sup>2</sup>
材質:	SUS304

$$\text{引張応力度 } \sigma = P / A = 57.6 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{せん断応力度 } \tau = W_s / A = 86.2 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{合成応力度 } \sigma_e = (\sigma^2 + 3\tau^2)^{1/2} = 160.0 \text{ N/mm}^2$$

$$< 1.1\sigma_a = 1.1 \times (1.5 \times 100) = 165 \text{ N/mm}^2$$

$\sigma_g$ : 許容応力度 「4.9.1 鋼材の応力度」8項 参照

### 1.1.12.2 回転台固定アンカー

回転台と土木構造物を固定するアンカーで、ベルト1か所当り4本使用するが外側N=2本で受け持つものとして計算する。

#### アンカー1本の引張力

$$Pa = (Pv + Ph \cdot h / B) / N = 444.11 \text{ kN}$$

h: 水平荷重作用高さ 32.5 cm

B: 支持間隔 172.5 cm

#### アンカー1本のせん断力

$$Q = Ph / N = 881.65 \text{ KN}$$

#### アンカーボルト使用 M115 x 4 を使用する

外形 D:	115	mm
ネジ谷径 d:	110.67	mm
谷の断面積 A:	9619.4	mm <sup>2</sup>
中実部の断面積 Ad:	10386.9	
材質:	SUS304	

#### アンカー中実部

$$\begin{aligned} \text{引張応力度 } \sigma_t &= Pa / Ad = 42.8 \text{ N/mm}^2 \\ \text{せん断応力度 } \tau &= Q / A = 84.9 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

#### 引張りとせん断の合成応力度

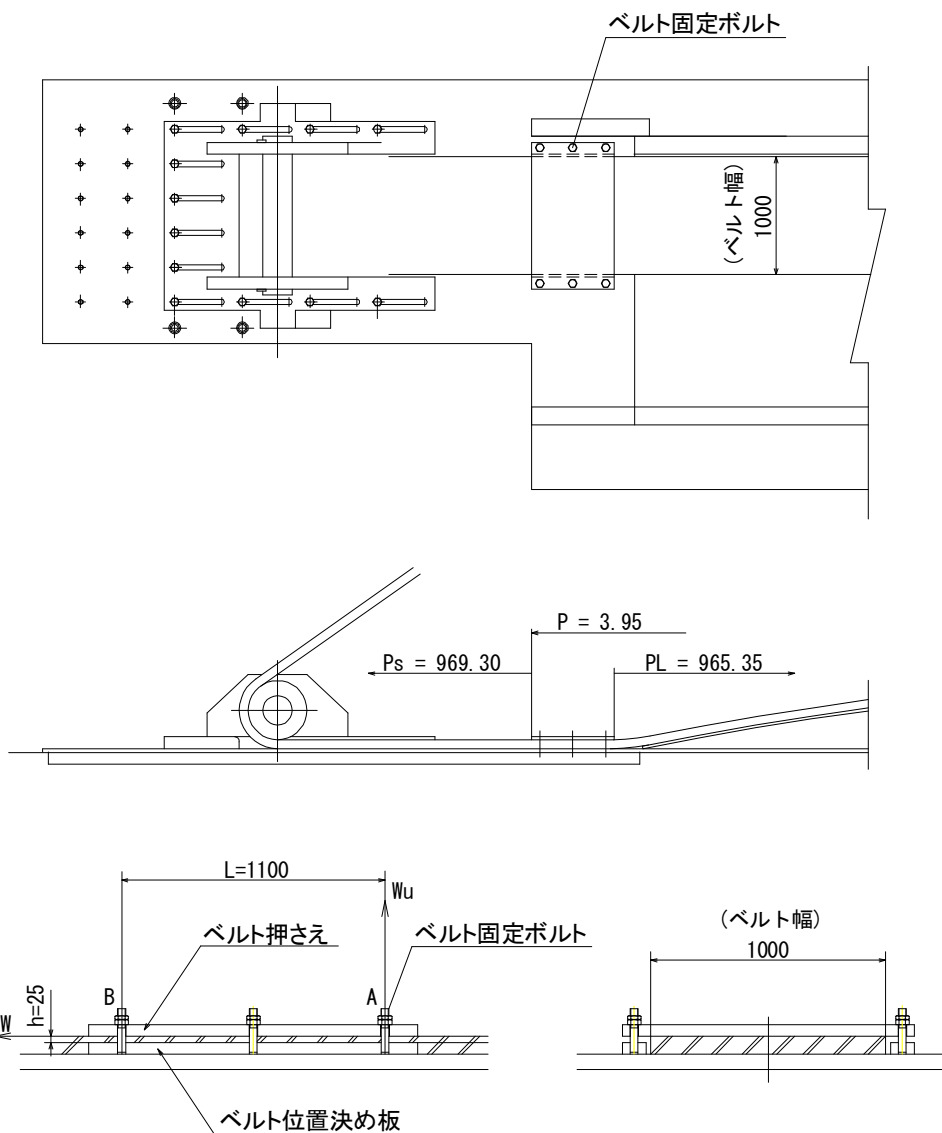
$$\begin{aligned} \sigma_e &= (\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2)^{1/2} = 153.2 \text{ N/mm}^2 \\ &< 165 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

#### ねじ部

$$\begin{aligned} \text{引張応力度 } \sigma_t &= Pa / A = 46.2 \text{ N/mm}^2 \\ &< 150 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

1.1.12.3 ベルト押さえ固定ボルト

\*「4.14.4 ベルト押さえ」参照



Ps: 上部ベルト荷重	969.30 kN
PL: 下部ベルト荷重	965.35 kN
P : 上下ベルトの引張力差 $P_s - P_L$	3.95 kN

固定ボルト仕様 M52 x 2を N-6 本使用する。

外形	D:	52	mm
谷径	d:	46.584	mm
谷の断面積	A1:	1704.4	mm <sup>2</sup>
中実軸の断面積	A:	2123.7	mm <sup>2</sup>
中実軸の断面係数	Z:	13804.2	mm <sup>3</sup>
材質:		SUS304	

ベルトを固定するためのボルト締付力(ボルト引張力)

$$F = P / \mu = 7.90 \text{ kN}$$

$\mu$  : ベルトと回転台との摩擦係数 0.5

ベルト押さえの摩擦荷重によるボルトの曲げモーメント

$$M = W \cdot h \quad W = P \cdot \mu$$

$$M = P \cdot \mu \cdot h = 4.9375 \text{ kN}\cdot\text{cm}$$

ここに、 $h$  : 摩擦面と作用荷重点との距離 2.5 cm

ベルト押さえの摩擦荷重によるボルトの引張荷重

$$W_u = M / L = 0.045 \text{ kN}$$

ここに、 $L$  : ボルト間隔 110 cm

ベルト押さえの摩擦荷重によるボルトのせん断荷重

$$Q = P = 3.95 \text{ kN}$$

ボルト1本当りの作用荷重

Aボルト  $F / N$  ,  $Q / N$  ,  $W_u / n$   $n$ : 負担ボルト数 2

Bボルト  $F / N$  ,  $Q / N$  ,  $M / n$   $N$ : 負担ボルト数 6

Aボルト強度(中実部)

$$\text{引張応力度 } \sigma_t = W_u / (n \cdot A) + F / (N \cdot A) = 0.6 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{せん断応力度 } \tau = Q / (N \cdot A) = 0.3 \text{ N/mm}^2$$

引張りとせん断の合成応力度

$$\sigma_e = (\sigma_t^2 + 3 \cdot \tau^2)^{1/2} = 0.8 \text{ N/mm}^2 \\ < 165 \text{ N/mm}^2$$

Bボルト強度(中実部)

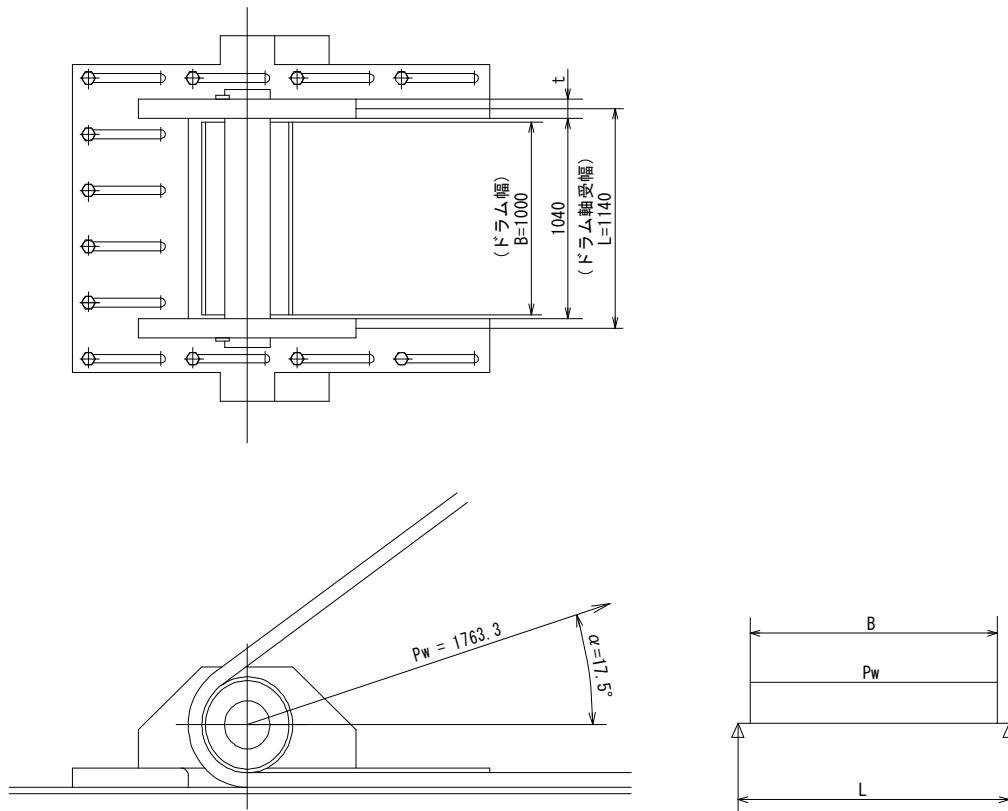
$$\text{せん断応力度 } \tau = Q / (N \cdot A) = 0.3 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{曲げ応力度 } \sigma_b = M / (n \cdot Z) + (F / (N \cdot A)) = 2.4 \text{ N/mm}^2$$

引張りとせん断の合成応力度

$$\sigma_e = (\sigma_b^2 + 3 \cdot \tau^2)^{1/2} = 2.5 \text{ N/mm}^2 \\ < 165 \text{ N/mm}^2$$

#### 1.1.12.4 ドラム軸



PW: 上下ベルト合成荷重	1763.3 kN
L: ドラム軸受幅	1.14 m
B: ドラム幅	1.00 m

#### 曲げモーメント

$$M = Pw(2 \cdot L - b) / 8 = 282.128 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{ドラム軸径 } D = 260 \text{ mm}$$

$$\text{ドラム軸断面係数 } Z = 1725519.8 \text{ mm}^3$$

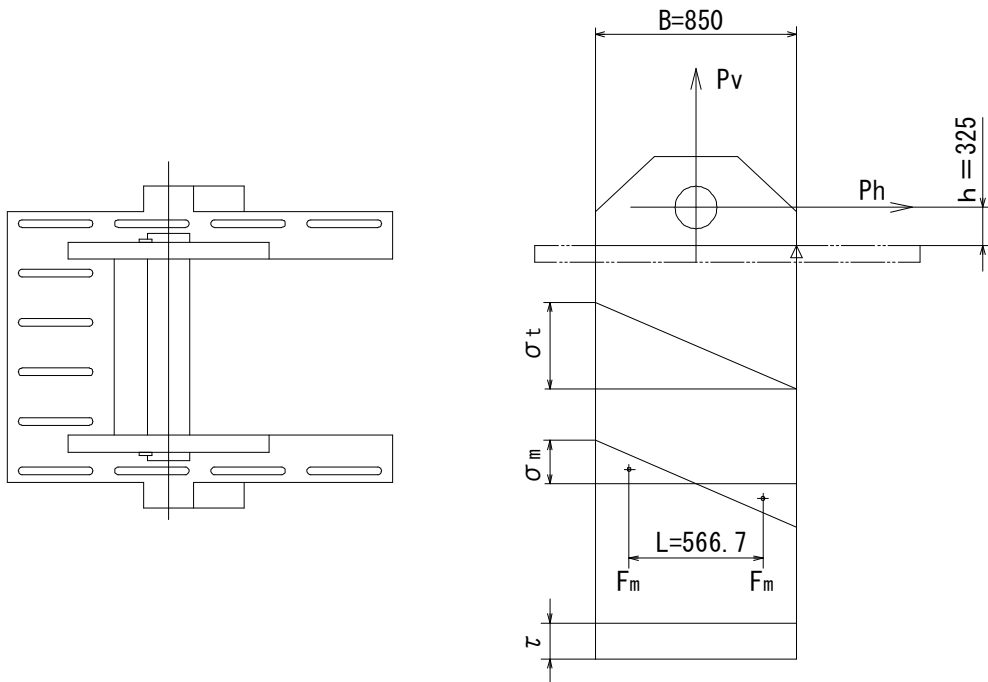
$$\text{曲げ応力度 } \sigma = M / Z = 163.5 \text{ N/mm}^2$$

$$< 165 \text{ N/mm}^2$$



1.1.12.5 ドラム軸受けブラケット

\*「4.14.3 ベルトターンドラムおよびブラケット」参照



Ph: 合成荷重の水平分力	1763.3 kN
Pv: 合成荷重の垂直分力	556.0 kN
B: ブラケット幅	850.0 mm
T: ブラケット厚 2・t	200.0 mm
L: 2・B / 3	566.7 mm
h: ブラケット取付面からピンの高さ	325.0 mm

垂直分力による引張応力度

$$\sigma_t = 2 \cdot Ph / (B \cdot T) = 20.7 \text{ N/mm}^2$$

水平分力による曲げ応力度

$$Ph \cdot h = F_m \cdot a \quad F_m = Ph \cdot h / a$$

$$\sigma_m = 4 \cdot F_m / (B \cdot T) = 4 \cdot Ph \cdot h / (B \cdot T \cdot L) = 23.8 \text{ N/mm}^2$$

せん断横領

$$\tau = Ph / (B \cdot T) = 10.4 \text{ N/mm}^2$$

引張りと曲げ及びせん断の合成応力度

$$\sigma_e = ((\sigma_t + \sigma_m)^2 + 3 \cdot \tau^2)^{1/2} = 48.0 \text{ N/mm}^2$$

$$< 165 \text{ N/mm}^2$$

## 設計津波

### -----1.2 静水圧式による-----

1.2.1	設計条件	.....	参-43
1.2.2	基本寸法	.....	参-44
1.2.3	波圧荷重	.....	参-45
1.2.4	扉体断面性能	.....	参-47
1.2.5	水平方向強度	.....	参-50
1.2.6	縦主桁	.....	参-56
1.2.7	横補助桁	.....	参-64
1.2.8	スキンプレート	.....	参-69
1.2.9	合成応力度	.....	参-71
1.2.10	扉体自重と浮力	.....	参-74
1.2.11	引き留めベルト	.....	参-75
1.2.12	ベルトターンドラム他	.....	参-75

## 1.2.1 設計条件

形 式	流起式可動防波堤	
数 量	1	門
純 径 間	20.00	m
有 効 高	8.70	m *「4.2.2 基本寸法」参照
ゲート天端高	TP + 4.20	
基礎標高	TP - 4.50	

### 水の単位体積重量

淡水： 9.807 kN/m<sup>3</sup>

海水： 10.100 kN/m<sup>3</sup>

水 位 条 件	朔望平均満潮位	TP + 0.75
	設計津波高	TP + 4.20

主 要 部 材 質	扉本体：	SM400, 他防蝕材等
	基礎材：	SM400, 他防蝕材等

扉体たわみ度                    ベルト支持間隔の1/600以下

扉体支持形式                    特殊ゴムベルトによる4点支持

### 許 容 応 力 度

港湾の施設の技術上の基準・同解説                    平成30年4月

(社)日本港湾協会編

防波堤の耐津波設計ガイドライン(改訂版) 平成27年12月

国土交通省港湾局

ダム・堰施設技術基準(案)(技術解説編・マニュアル編)

平成28年3月 & 平成23年7月

国土交通省

ゴム引布製起伏堰技術基準(案)                    平成12年3月

(財)国土開発技術研究センター編

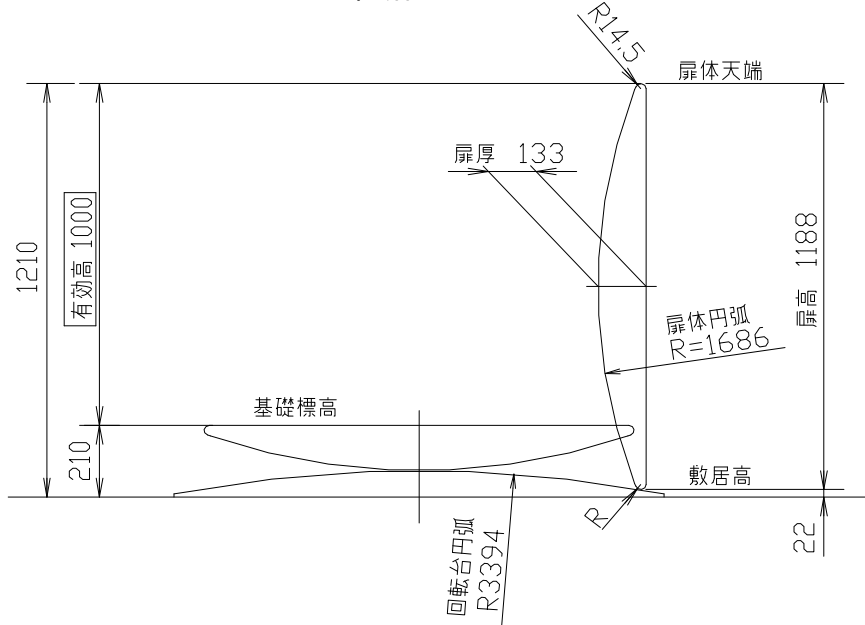
そ の 他                    計算事例は、津波時(寄せ波時)全閉における強度計算とする。

## 1.2.2 基本寸法

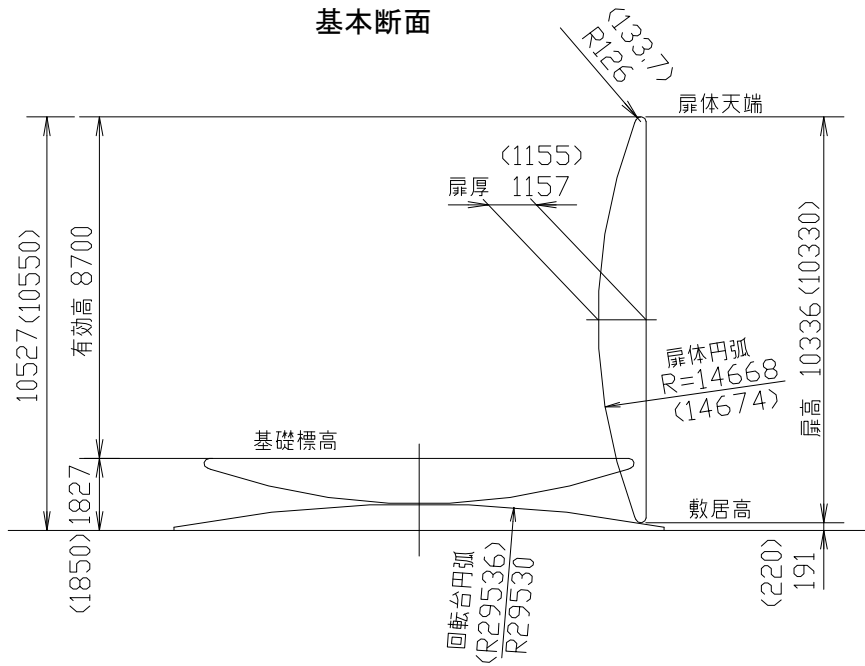
可動防波堤の基本断面は、有効高を基準に基準断面の比例で決定する。

\*「4.2.2.3 可動防波堤部の各部寸法」参照

基準断面



基本断面



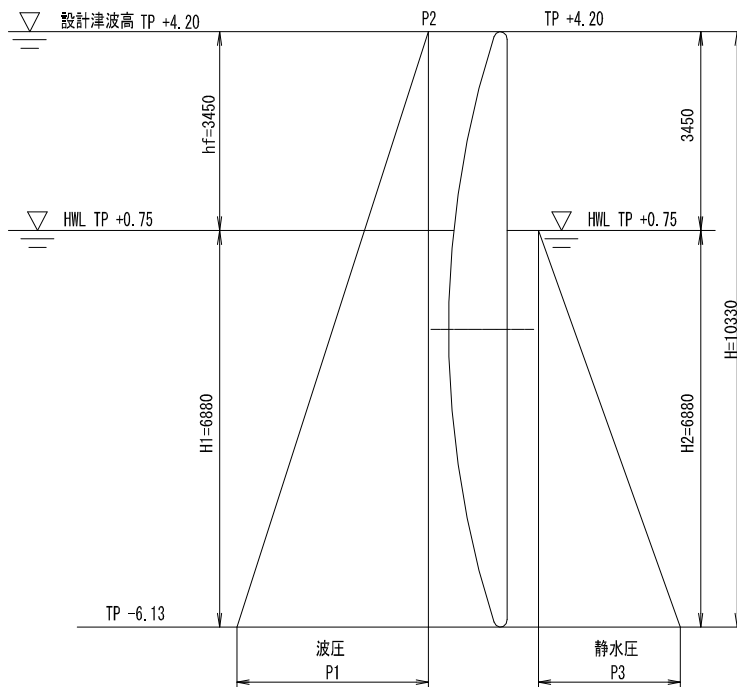
( )内は決定寸法を示し、以後の計算に採用する。

### 1.2.3 波圧荷重

\*「2.5.2 津波波力」参照

\*「4.8 荷重の組合せ」参照

津波が防波堤を越流する場合として、静水圧差により計算する。



#### 1) 津波波圧荷重

上流側水圧荷重 W1

$$P1 = \alpha_f \cdot \rho_0 \cdot g (H1 + hf) = 109.550 \text{ kN/m}^2$$

P1: 上流面の底面における波圧力	109.550 kN/m <sup>2</sup>
P2: 上流面の扉体天端における波圧力	0.0 kN/m <sup>2</sup>
$\rho_0 \cdot g$ : 海水の単位体積重量	10.1 kN/m <sup>3</sup>
H: 受圧高	10.330 m
H1: 上流面静水深	6.880 m
H2: 下流面静水深	6.880 m
hf: 最大津波高さ	3.450 m
$\alpha_f$ : 扉体上流面の静水圧補正係数	1.05

$$W1 = (P1 + P2) \cdot H / 2 = 565.826 \text{ kN/m}$$

下流側水圧荷重 W2

$$P3 = \alpha_r \cdot \rho_0 \cdot g (\eta_r + H2) = 62.539 \text{ kN/m}^2$$

P3: 下流面の底面における波圧力	62.539 kN/cm <sup>2</sup>
( $\eta_r$ : 下流面の静水面からの津波高さ)	0 m)
$\alpha_r$ : 扉体下流面の静水圧補正係数	0.9

$$W2 = P3 \cdot H2 / 2 = 215.134 \text{ kN/m}$$

合計水圧荷重

$$W = W1 - W2 = 350.692 \text{ kN/m}$$

$$\text{全荷重 } W_f = W \cdot B = 7013.840 \text{ kN}$$

$$\text{受圧幅 } B: 20.000 \text{ m}$$

2) 荷重中心

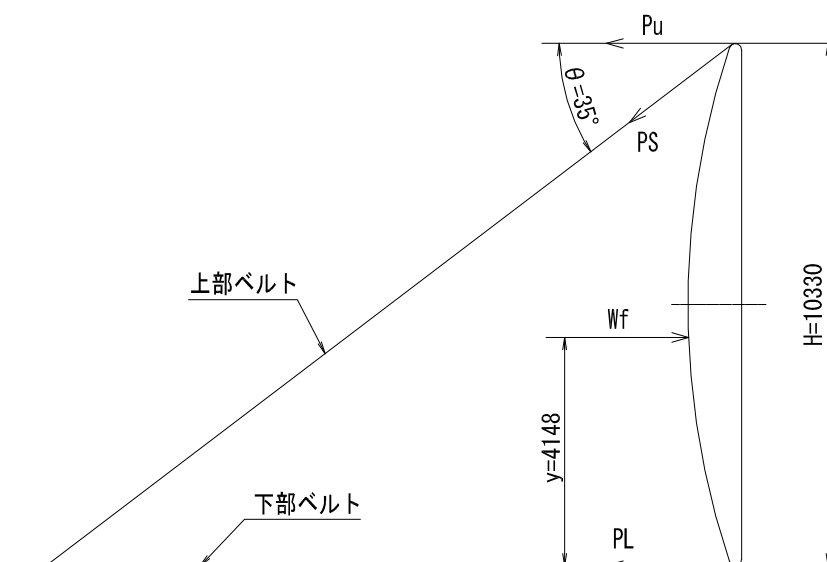
津波波圧荷重  $W = 350.692 \text{ kN/m}$   
 上流側水圧荷重  $W1 = 565.826 \text{ kN/m}$   $\alpha 1 = 3.443 \text{ m}$   
 下流側水圧荷重  $W2 = 215.134 \text{ kN/m}$   $\alpha 2 = 2.293 \text{ m}$   
 $\alpha 1, \alpha 2$  荷重中心

合計荷重中心  $y = (W1 \cdot \alpha 1 - W2 \cdot \alpha 2) / W = 4.148 \text{ m}$

3) ベルト1本に作用する荷重

扉体上端荷重  $P_u = W \cdot y / (n \cdot H_o) = 35.205 \text{ kN/m} \rightarrow 704.100 \text{ kN}$   
 上部ベルト  $PS = W \cdot y / (n \cdot H_o \cdot \cos \theta) = 42.977 \text{ kN/m} \rightarrow 859.540 \text{ kN}$   
 下部ベルト  $PL = W / n - P_u = 52.468 \text{ kN/m} \rightarrow 1049.360 \text{ kN}$

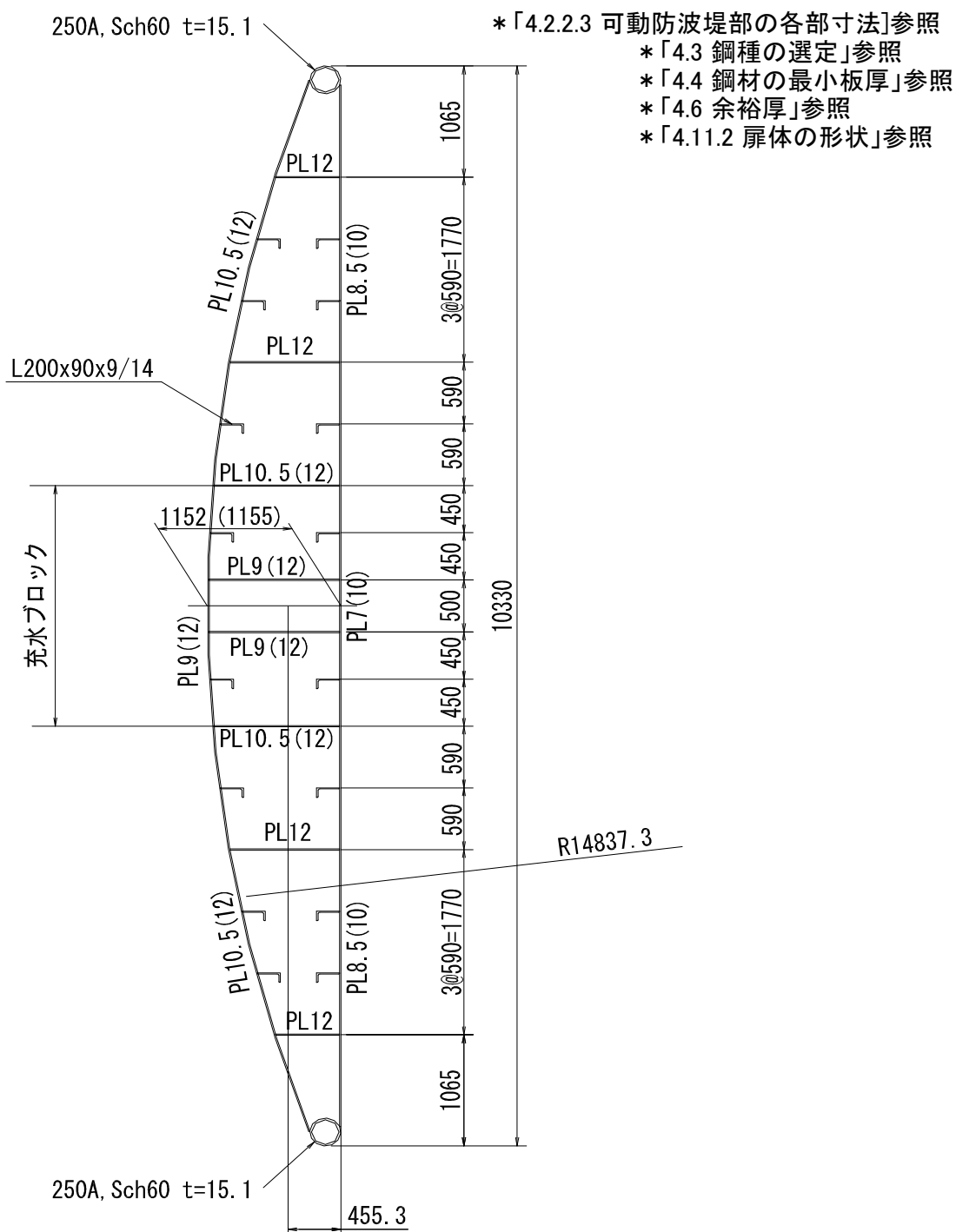
全扉高  $H_o: 10.330 \text{ m}$   
 引張材本数  $n: 4$   
 ベルト角度  $\theta: 35^\circ$



## 1.2.4 扉体断面性能

### 1.2.4.1 基本断面

基本断面の部材詳細は下図の通りとする。



断面積 A 3325 cm<sup>2</sup>

断面2次モーメント I<sub>y</sub> 5459698 cm<sup>4</sup>

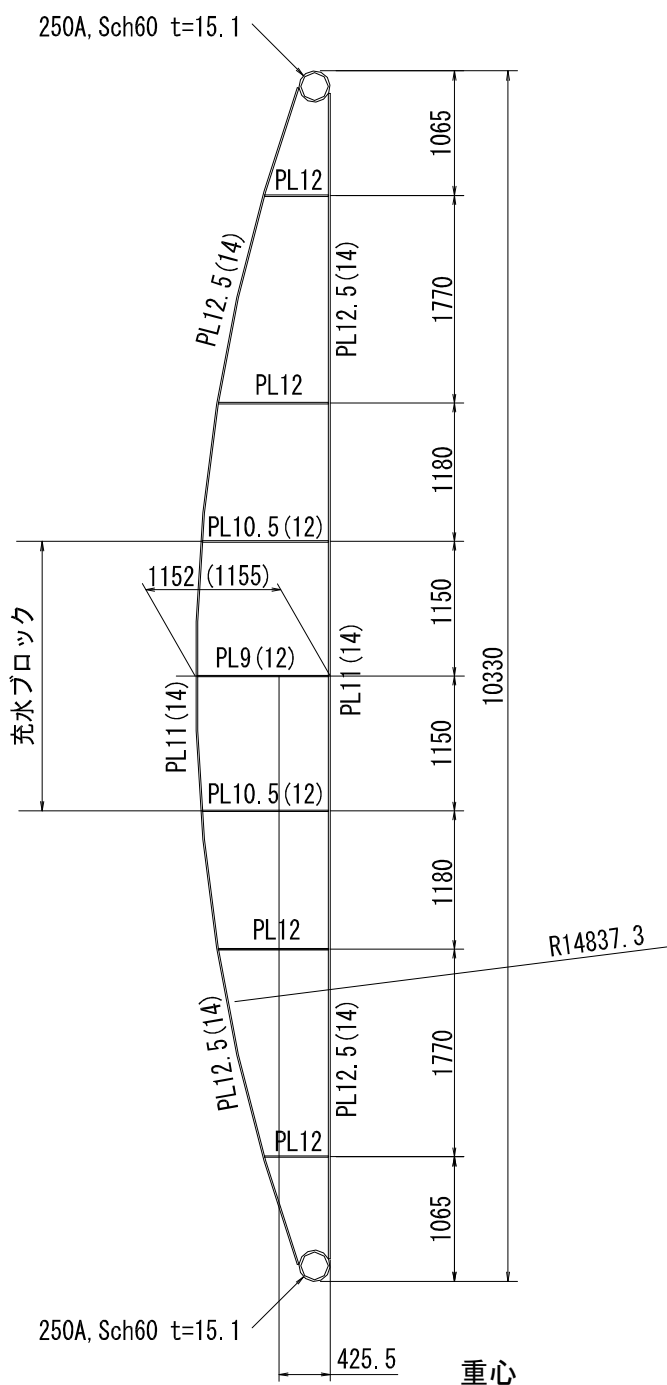
I<sub>x</sub> 288708205 cm<sup>4</sup>

材質はSM400とする。

充水ブロック以外は気密構造とする。

### 1.2.4.2 縦主桁断面

縦主桁の部材詳細は下図の通りとする。



断面積 A	3448 cm <sup>2</sup>
断面2次モーメント I <sub>y</sub>	6243778 cm <sup>4</sup>
I <sub>x</sub>	309532475 cm <sup>4</sup>

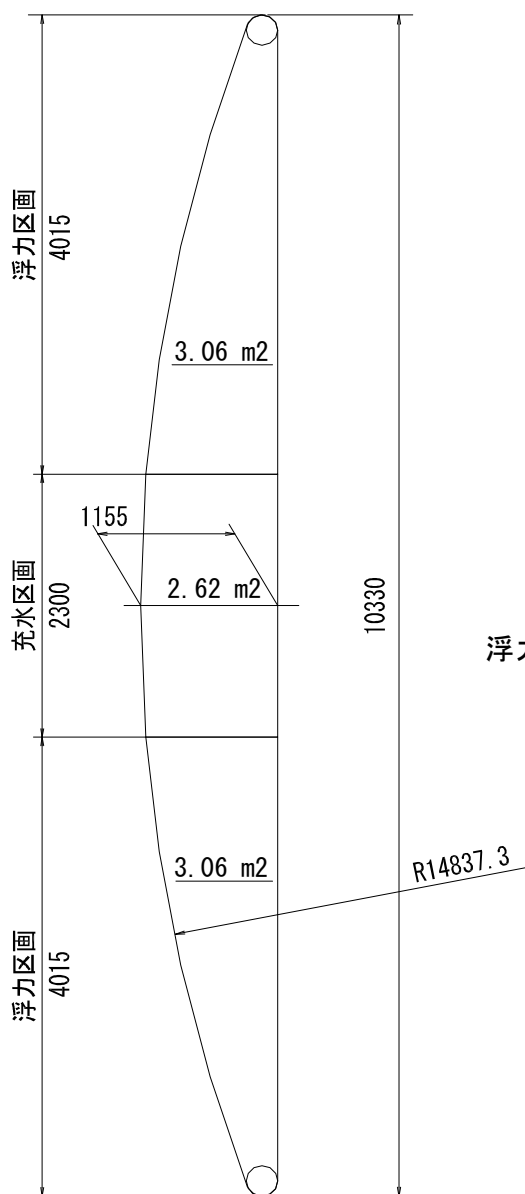
材質はSM400とする。

充水ブロック以外は気密構造とする。



### 1.2.4.3 扉体浮力

扉体断面積 8.74 m<sup>2</sup> x 全幅 20.0m



扉体を津波波力で確実に起立させるために  
扉体重量と浮力をほぼ等しくする必要がある。

従って、扉体重量を試算しつつ、扉体強度が  
許容値内に収まるように浮力区画と充水区画  
を決定する。

目標扉体重量

$$G = A \cdot B \cdot \gamma = 122.4 \text{ ton} \\ (1200.7 \text{ kN})$$

浮力室面積 A : 6.12 m<sup>2</sup>

扉幅 B : 20.00 m

水の単位体積重量 (淡水とする)

$$\lambda : 1.0 \text{ t/m}^3$$

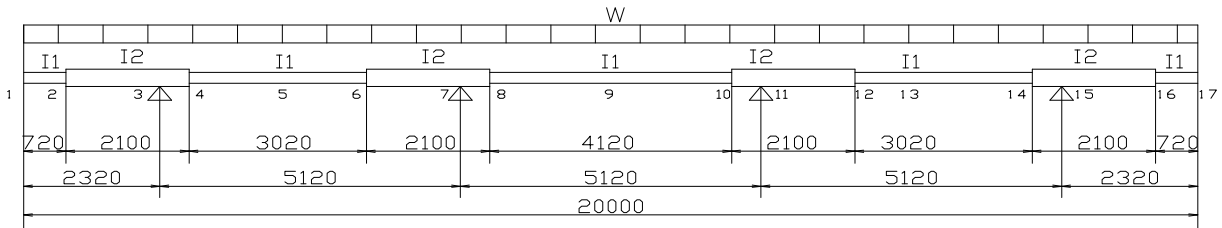
## 1.2.5 水平方向強度

連続梁により計算する.

### 1.2.5.1 水平方向の断面力

\*「4.12 引き留めベルト」参照

#### (1) 荷重の作用状態



I1: 基本断面の断面性能  $\text{cm}^4$

I2: 縦主桁の断面性能  $\text{cm}^4$

w: 水平方向作用荷重  $350.692 \text{ kN/m} \rightarrow 3506.92 \text{ N/cm}$

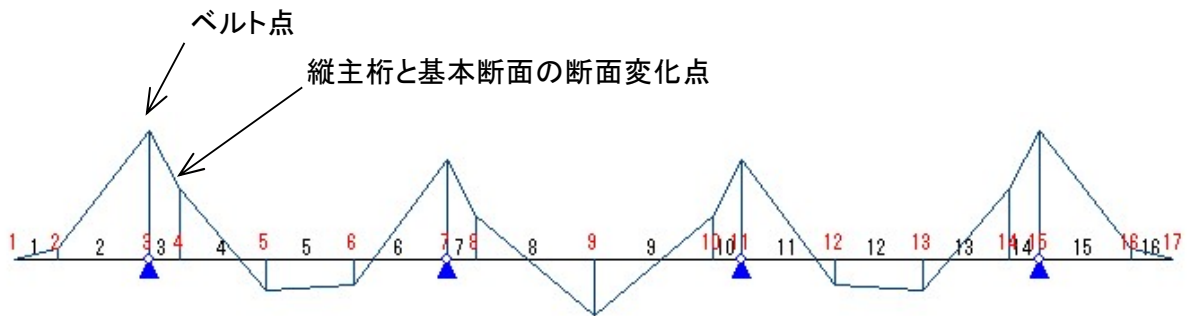
上図に示す, ベルト位置を支点(3,7,11,15点)とする4径間連続梁として計算する.

ベルトは, 負担荷重が概略等しくなる間隔に配置する.

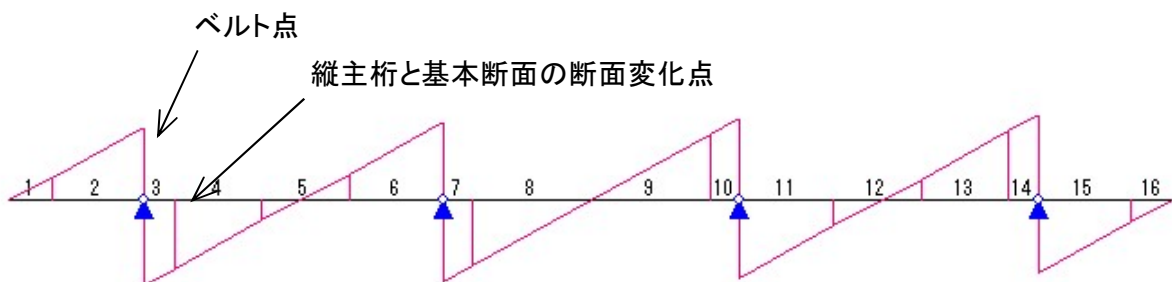
扉体の断面性能

	基本断面	縦主桁断面
A $\text{cm}^2$	3325.0	3448.0
I $\text{cm}^4$	5459698	6243778

#### (2) 曲げモーメント図



#### (3) せん断力図



(4) 断面力

断面力							
部材 番号	軸力 P	せん断力 Qy	せん断力 Qz	ねじり Mx	曲げモーメント My	曲げモーメント Mz	
1	0.0	0.0	-0.0	0.0	-0.0	0.0	
	0.0	0.0	-252498.0	0.0	9089940.0	0.0	
2	0.0	0.0	-252498.0	0.0	9089940.0	0.0	
	0.0	0.0	-813605.0	0.0	94378200.0	0.0	
3	0.0	0.0	935922.0	0.0	94378200.0	0.0	
	0.0	0.0	760576.0	0.0	51965800.0	0.0	
4	0.0	0.0	760576.0	0.0	51965800.0	0.0	
	0.0	0.0	231031.0	0.0	-22900500.0	0.0	
5	0.0	0.0	231031.0	0.0	-22900500.0	0.0	
	0.0	0.0	-298514.0	0.0	-17805500.0	0.0	
6	0.0	0.0	-298514.0	0.0	-17805500.0	0.0	
	0.0	0.0	-859621.0	0.0	74845300.0	0.0	
7	0.0	0.0	897772.0	0.0	74845300.0	0.0	
	0.0	0.0	722426.0	0.0	34340400.0	0.0	
8	0.0	0.0	722426.0	0.0	34340400.0	0.0	
	0.0	0.0	0.0	0.0	-40069400.0	0.0	
9	0.0	0.0	0.0	0.0	-40069400.0	0.0	
	0.0	0.0	-722426.0	0.0	34340400.0	0.0	
10	0.0	0.0	-722426.0	0.0	34340400.0	0.0	
	0.0	0.0	-897772.0	0.0	74845300.0	0.0	
11	0.0	0.0	859621.0	0.0	74845300.0	0.0	
	0.0	0.0	298514.0	0.0	-17805500.0	0.0	
12	0.0	0.0	298514.0	0.0	-17805500.0	0.0	
	0.0	0.0	-231031.0	0.0	-22900500.0	0.0	
13	0.0	0.0	-231031.0	0.0	-22900500.0	0.0	
	0.0	0.0	-760576.0	0.0	51965800.0	0.0	
14	0.0	0.0	-760576.0	0.0	51965800.0	0.0	
	0.0	0.0	-935922.0	0.0	94378200.0	0.0	
15	0.0	0.0	813605.0	0.0	94378200.0	0.0	
	0.0	0.0	252498.0	0.0	9089940.0	0.0	
16	0.0	0.0	252498.0	0.0	9089940.0	0.0	
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	

単位----

N

N・cm

支点反力（ベルト点）

3点、15点 R3=R15= 1749527 N (935922+813605)

7点、11点 R7=R11= 1757393 N (897772+859621)

曲げモーメント

ベルト点 3点、15点 M3=M15= 94378200 N・cm

断面変化点 4点、14点 M4=M14= 51965800 N・cm

せん断力

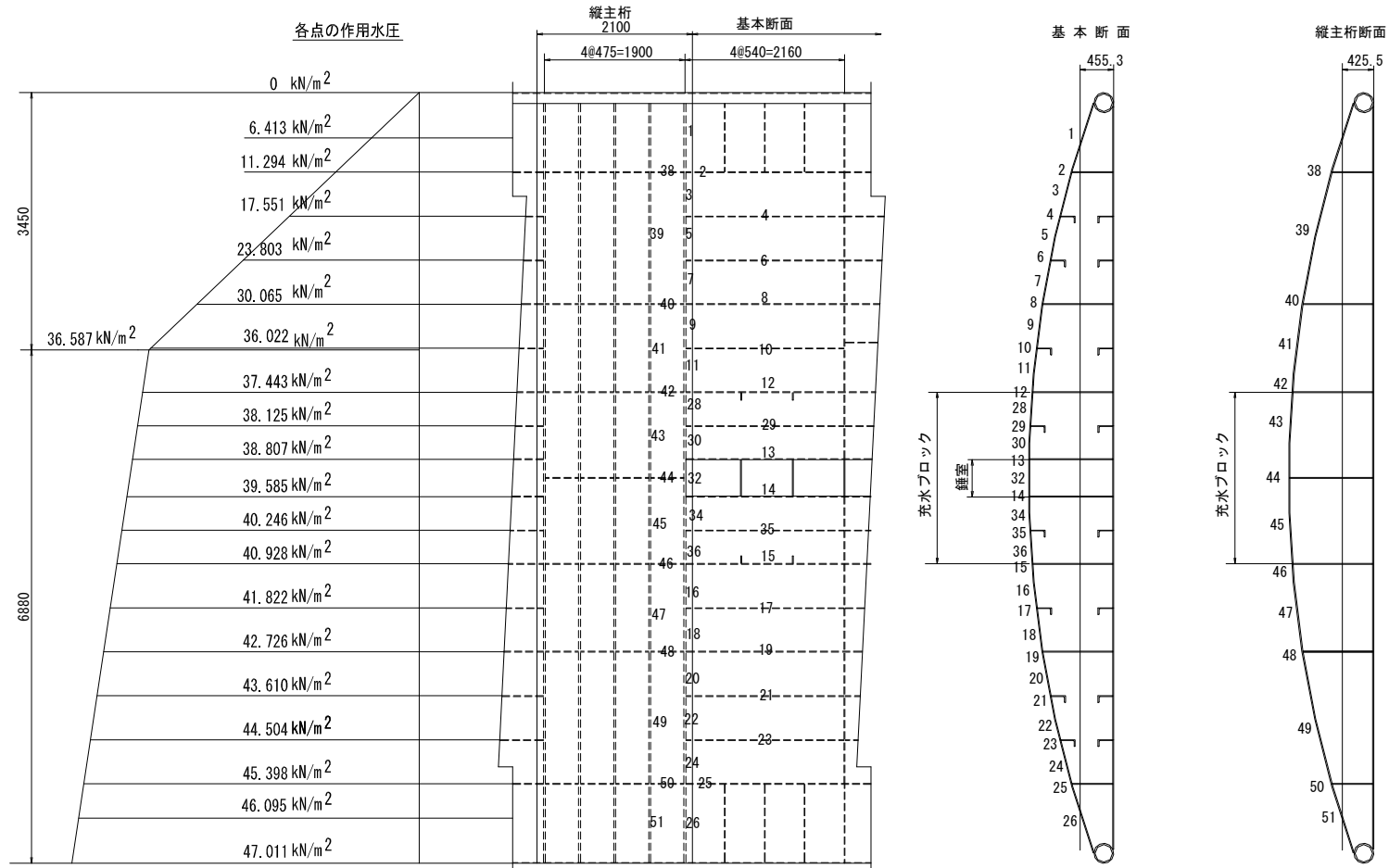
ベルト点 935922 N

断面変化点 760576 N

## 1.2.5.2 水平方向曲げ応力度

### (1) 応力度計算位置

\*「4.11 扉体」参照



(2) Y軸から各点までの距離と各点の作用圧力

各点	断面変化点(基本断面)		各点	断面変化点(基本断面)	
	距離 X cm	作用圧力 P N/cm <sup>2</sup>		距離 X cm	作用圧力 P N/cm <sup>2</sup>
1	-2.2	0.6413	28	66.7	3.7784
2	11.9	1.1294	29	68.0	3.8125
3	19.8	1.4423	30	69.5	3.8466
4	27.6	1.7551	32	69.7	3.3920
5	33.8	2.0677	34	69.5	3.9916
6	40.7	2.3803	35	68.0	4.0246
7	46.2	2.6934	36	66.7	4.0587
8	51.3	3.0065			
9	55.7	3.3044	各点	縦主桁部	
10	59.4	3.0622		距離 X cm	作用圧力 P N/cm <sup>2</sup>
11	62.6	3.6574			
12	65.2	3.7443	38	18.9	1.1294
13	69.5	3.8807	39	36.7	2.0677
14	69.5	3.9201	40	54.2	3.0065
15	65.2	4.0928	41	62.4	3.6022
16	62.6	4.1375	42	68.2	3.7443
17	65.9	4.1822	43	71.0	3.8321
18	55.7	4.2274	44	72.7	3.9201
19	51.3	4.2726	45	71.0	4.0065
20	46.3	4.3168	46	68.2	4.0928
21	40.7	4.3610	47	62.4	4.1822
22	33.8	4.4057	48	54.2	4.2726
23	27.6	4.4504	49	36.7	4.4062
24	19.8	4.4951	50	18.9	4.5398
25	11.9	4.5747	51	-2.2	4.6095
26	-2.2	4.6095			

(3) 各点の曲げ応力度

$$\sigma = M_{\max} \cdot x / I_y \quad \text{N/mm}^2$$

ベルト位置

曲げモーメント  $M_3 = 94378200 \text{ N}\cdot\text{cm}$  (3点、15点)  
 断面2次モーメント  $I_y = 6243778 \text{ cm}^4$

断面変化点

曲げモーメント  $M_4 = 51965800 \text{ N}\cdot\text{cm}$  (4点、14点)  
 断面2次モーメント  $I_y = 5459698 \text{ cm}^4$

中立軸から各点までの水平距離  $x \quad \text{cm}$

断面変化点

各点	水平距離	曲げ応力度	各点	水平距離	曲げ応力度
	x cm	$\sigma_c \text{ N/mm}^2$		x cm	$\sigma_c \text{ N/mm}^2$
1	-2.2	0.0	18	55.7	8.4
2	11.9	1.8	19	51.3	7.8
3	19.8	3.0	20	46.3	7.0
4	27.6	4.2	21	40.7	6.2
5	33.8	5.1	22	33.8	5.1
6	40.7	6.2	23	27.6	4.2
7	46.2	7.0	24	19.8	3.0
8	51.3	7.8	25	11.9	1.8
9	55.7	8.4	26	-2.2	-0.3
10	59.4	9.0	28	66.7	10.1
11	62.6	9.5	29	68.0	10.3
12	65.2	9.9	30	69.5	10.5
13	69.5	10.5	32	69.7	10.5
14	69.5	10.5	34	69.5	10.5
15	65.2	9.9	35	68.0	10.3
16	62.6	9.5	36	66.7	10.1
17	65.9	10.0			

ベルト位置

各点	水平距離	曲げ応力度	各点	水平距離	曲げ応力度
	x cm	$\sigma_c$ N/mm <sup>2</sup>		x cm	$\sigma_c$ N/mm <sup>2</sup>
38	18.9	1.8	45	71.0	6.8
39	36.7	3.5	46	68.2	6.5
40	54.2	5.2	47	62.4	5.9
41	62.4	5.9	48	54.2	5.2
42	68.2	6.5	49	36.7	3.5
43	71.0	6.8	50	18.9	1.8
44	72.7	6.9	51	-2.2	-0.2

(4) 全体圧縮応力度

扉体側板に作用する水圧による軸圧縮応力度

全圧力  $W = p_1 \cdot A_1 + p_2 \cdot A_2 = 312.478 \text{ kN}$   
 上部平均圧力  $p_1 : 21.867 \text{ kN/m}^2$   
 下部平均圧力  $p_2 : 41.019 \text{ kN/m}^2$   
 上部受圧面積  $A_1 : 2.459 \text{ m}^2$   
 下部受圧面積  $A_2 : 6.307 \text{ m}^2$

基本断面の全面積  $A_3 : 3325.0 \text{ cm}^2$   
 縦主桁断面の全面積  $A_4 : 3448.0 \text{ cm}^2$

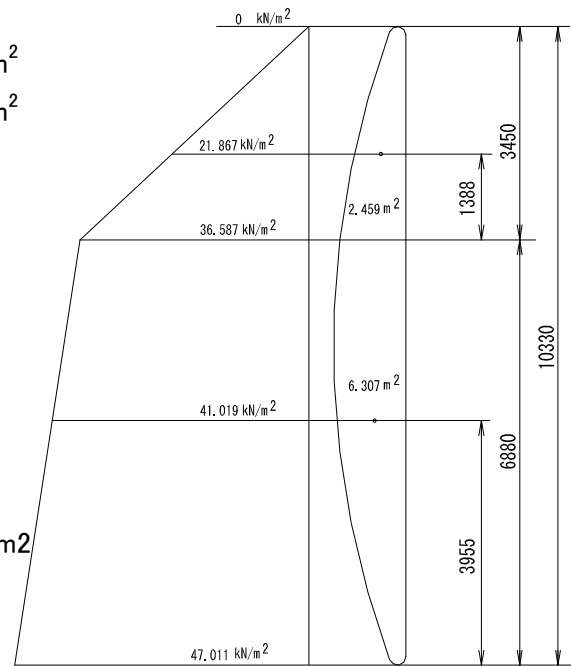
水平方向圧縮応力度

基本断面

$\sigma_{cn} = 10W / A_3 = -0.9 \text{ N/mm}^2$

縦主桁断面

$\sigma_{cb} = 10W / A_4 = -0.9 \text{ N/mm}^2$



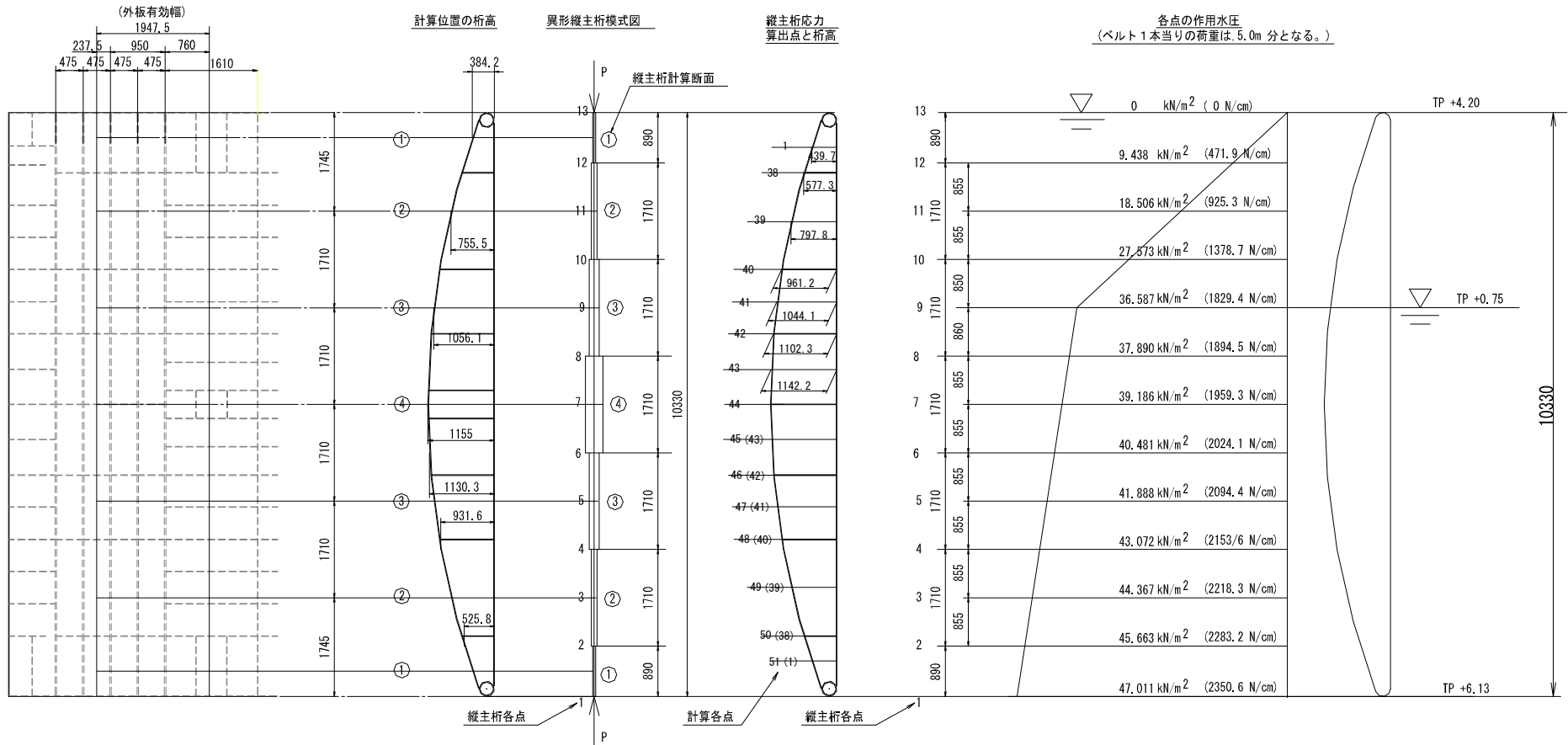
## 1.2.6 縦主桁

### 1.2.6.1 各点の作用荷重と扉厚(桁高)

縦主桁は4本とするため、1本当りの負担幅は  $20.0/4=5.0\text{ m}$  となる。

縦主桁は下図のような異型断面に波圧とベルト荷重が作用するものと考え計算する。

\*「4.11.4 縦主桁」参照

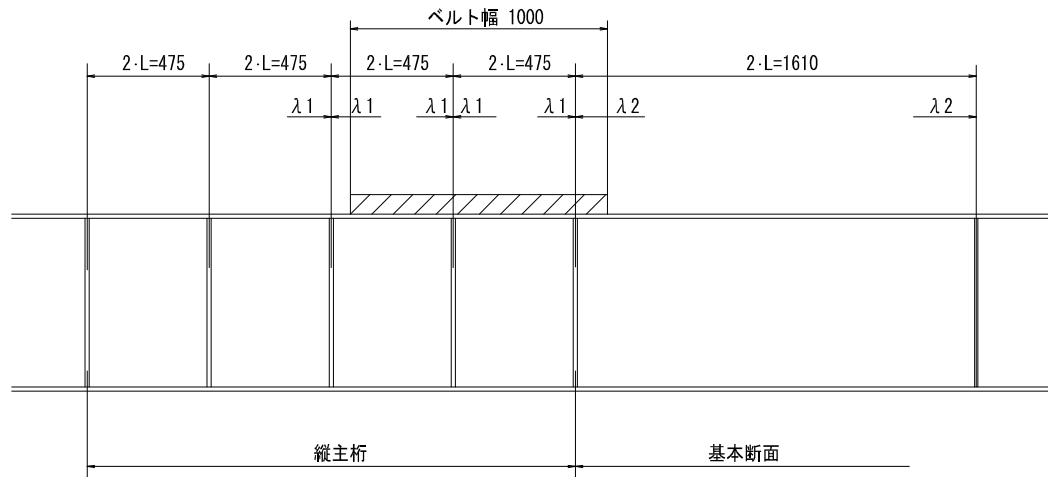


P: ベルト荷重

①~④は断面性能計算位置を示す。



1.2.6.2 縦主桁外板の有効幅



縦主桁は上下ベルトで支持される単純梁として、次式により計算する。

$$\begin{aligned}
 L / L_0 \leq 0.05 \text{ の時} & \quad \lambda = L \\
 0.05 < L / L_0 < 0.3 \text{ の時} & \quad \lambda = \{ 1.1 - 2 (L / L_0) \} \cdot L \\
 0.3 \leq L / L_0 \text{ の時} & \quad \lambda = 0.15 L
 \end{aligned}$$

縦主桁支持間隔  $L_0$ : 1033 cm

区画1  $23.75 / 1033 = 0.023 \leq 0.05$

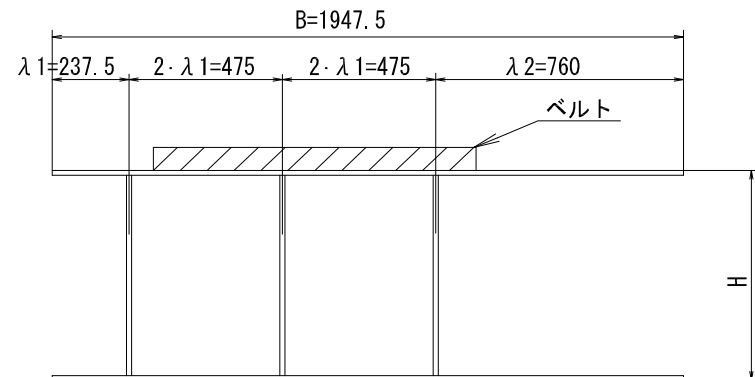
$$\therefore \lambda = 47.5 / 2 = 23.75 \text{ cm}$$

区画2  $0.05 < 80.5 / 1033 = 0.078 < 0.3$

$$\therefore \lambda = \{ 1.1 - 2 \times 0.078 \} \times 80.5 = 76.0 \text{ cm}$$

桁フランジは、接水面1.5mmの腐食代を控除する。

強度計算に使用する桁断面



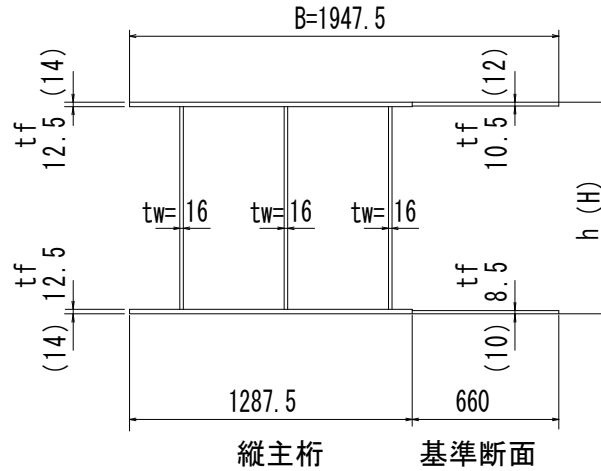
H : 縦主桁計算位置における桁高

1.2.6.3 縦主桁各点の断面性能

- \*「4.4 鋼材の最小板厚」参照
  - \*「4.6 余裕厚」参照
  - \*「4.11.3 スキンプレート」参照
  - \*「4.11.4 縦主桁」参照
- 縦主桁断面

ここに：

- tf：フランジ有効厚 mm
- tw：ウェブ有効厚 mm
- B：フランジ有効幅 mm
- h：有効桁高 mm
- H：桁高(腐食代を含む) mm



フランジ面は、接水面腐食代1.5mmを控除する。

各点の断面性能表

断面	H	h	ウェブ断面積	断面積	断面二次モーメント	断面係数
計算点	cm	cm	Aw cm <sup>2</sup>	A cm <sup>2</sup>	I cm <sup>4</sup>	Z cm <sup>3</sup>
①	38.42	38.12	170.98	618.26	158674	8497
②	75.55	75.25	349.2	796.48	664779	17959
③	105.61	105.31	439.49	940.77	1357231	26136
④、44	155.5	115.20	540.96	988.24	1644388	28929
1, 51	43.97	43.67	197.62	944.90	211212	9866
38, 50	57.73	57.43	263.66	710.94	375888	13329
39, 49	79.78	79.48	369.5	816.78	746315	19081
40, 48	96.12	95.82	447.94	895.22	1109724	23502
41, 47	104.41	104.11	487.73	935.01	1324342	25799
42, 46	110.23	109.93	515.66	962.94	1487513	27432
43, 45	114.22	113.92	534.82	982.10	1605495	28564

①～④は、1.2.6.1項の図「計算位置の桁高」参照

1～51は、1.2.6.1項の図「主縦桁応力算出点の桁高」参照

### 1.2.6.4 荷重の作用状態

#### 分布荷重

分布荷重						
部材 番号	i端			j端		
	X方向	Y方向	Z方向	X方向	Y方向	Z方向
12	471.9	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
11	925.3	0.0	0.0	471.9	0.0	0.0
10	1378.7	0.0	0.0	925.3	0.0	0.0
9	1829.4	0.0	0.0	1378.7	0.0	0.0
8	1894.5	0.0	0.0	1829.4	0.0	0.0
7	1959.3	0.0	0.0	1894.5	0.0	0.0
6	2024.1	0.0	0.0	1959.3	0.0	0.0
5	2094.4	0.0	0.0	2024.1	0.0	0.0
4	2153.6	0.0	0.0	2094.4	0.0	0.0
3	2218.3	0.0	0.0	2153.6	0.0	0.0
2	2283.2	0.0	0.0	2218.3	0.0	0.0
1	2350.6	0.0	0.0	2283.2	0.0	0.0

単位: N/cm

N/cm

#### 集中荷重

Pv:: 上部ベルト荷重による下向き分力 493.012 kN

$$P_v = P_s \cdot \sin \theta$$

$\theta$ : 上部ベルト傾斜角度 35°

P<sub>s</sub>: 上部ベルト荷重 859.540 kN

### 1.2.6.5 各点の異型部材断面性能

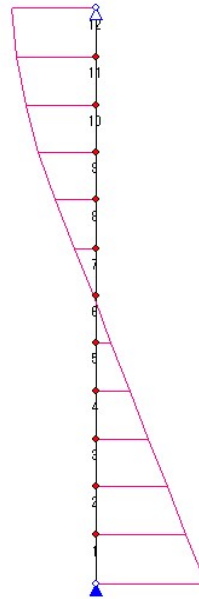
	A cm <sup>2</sup>	I <sub>x</sub> cm <sup>4</sup>
①	618.26	158674
②	796.48	664779
③	940.77	1357231
④	988.24	1644388
⑤	940.77	1357231
⑥	796.48	664779
⑦	618.26	158674

1.2.6.6 断面力

曲げモーメント図



せん断力図



部材番号	軸力 P(N)	せん断力 Qz(N)	曲げモーメント My(N・cm)	計算点
12	-493012	-704755	0	1
	-493012	-683756	-62100200	
11	-493012	-683756	-62098000	38
	-493012	-624025	-118284000	
10	-493012	-624025	-118284000	39
	-493012	-525529	-167704000	
9	-493012	-525529	-167704000	40
	-493012	-392393	-206056000	
8	-493012	-392393	-206056000	41,42
	-493012	-228542	-233419000	
7	-493012	-228542	-233419000	43,44,45
	-493012	-63792	-245956000	
6	-493012	-63792	-245956000	46
	-493012	106499	-244170000	
5	-493012	106499	-244170000	47
	-493012	282565	-227580000	
4	-493012	282565	-227580000	48
	-493012	464167	-195694000	
3	-493012	464167	-195694000	49
	-493012	651065	-148057000	
2	-493012	651065	-148057000	50
	-493012	843505	-84203500	
1	-493012	843505	-84203500	51
	-493012	1049710	0	

1.2.6.7 変位置



単位: cm

変位						
節点番号	X成分	Y成分	Z成分	RX成分 (RADIAN)	RY成分 (RADIAN)	RZ成分 (RADIAN)
13	0.0000	-0.0300	0.0000	0.0000	0.0000	0.0043
12	0.3573	-0.0266	0.0000	0.0000	0.0000	0.0034
11	0.6305	-0.0240	0.0000	0.0000	0.0000	0.0029
10	0.8409	-0.0214	0.0000	0.0000	0.0000	0.0020
9	0.9834	-0.0193	0.0000	0.0000	0.0000	0.0014
8	1.0791	-0.0171	0.0000	0.0000	0.0000	0.0007
7	1.1160	-0.0150	0.0000	0.0000	0.0000	0.0001
6	1.1001	-0.0129	0.0000	0.0000	0.0000	-0.0005
5	1.0263	-0.0108	0.0000	0.0000	0.0000	-0.0012
4	0.8933	-0.0086	0.0000	0.0000	0.0000	-0.0019
3	0.6849	-0.0060	0.0000	0.0000	0.0000	-0.0030
2	0.3981	-0.0034	0.0000	0.0000	0.0000	-0.0037
1	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	-0.0049

最大たわみ量  $\delta x$  1.116 cm

たわみ度  $\gamma$ :  $\delta x / Lh = 1/926 < 1/600$   
 $Lh$ : ベルト桁高 1033 cm

1.2.6.8 各点応力

(1) 計算各点の断面性能

5.6.1 応力度計算位置参照

計算点	A cm <sup>2</sup>	Z cm <sup>3</sup>
1, 51	944.90	9866
38, 50	710.94	13329
39, 49	816.78	19081
40, 48	895.22	23502
41, 47	935.01	25799
42, 46	962.94	27432
43, 45	982.10	28564

## (2) 曲げと軸力の合計応力度

$$\sigma_v = P/A + M/Z \quad \text{N/mm}^2$$

計算点	軸力 P (N)	曲げモーメント M (N・cm)	応力度 $\sigma_v(\text{N/mm}^2)$
1	493012	62100200	68.2
38	493012	118284000	95.7
39	493012	167704000	93.9
40	493012	206056000	93.2
41	493012	233419000	95.7
42	493012	233419000	90.2
43,44,45	493012	245956000	91.1
46	493012	245956000	94.8
47	493012	244170000	99.9
48	493012	227580000	102.3
49	493012	195694000	108.6
50	493012	148057000	118.0
51	493012	84203500	90.6

## (3) せん断応力度

ウェブ断面積が同じ計算点については、せん断力の大きい方で計算する。

$$\tau = Q/A_w \quad \text{N/mm}^2$$

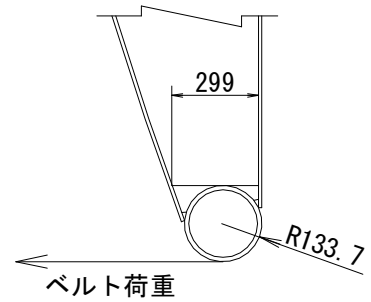
計算点	ウェブ面積 A (cm <sup>2</sup> )	せん断力 Q (N)	応力度 $\tau(\text{N/mm}^2)$
1, 51	197.62	1049710	53.1
38, 50	263.66	843505	32.0
39, 49	369.50	651065	17.6
40, 48	447.94	464167	10.4
41, 47	487.73	392393	8.0
42, 46	515.66	392393	7.6
43, 45	534.82	228542	4.3

(4) 先端部のせん断応力度

$$\begin{aligned} \text{断面積} \quad A &= t \cdot L \\ &= 48 \times 299 \\ &= 14352 \quad \text{mm}^2 \end{aligned}$$

t: ベルト桁の板厚 48 mm  
16mmx3枚  
L: ベルト桁のせん断長さ 299 mm

$$\begin{aligned} \text{せん断応力度} \quad \tau &= Q / A = 73.1 \quad \text{N/mm}^2 \\ Q: \text{1点のせん断力} &= 1049710 \quad \text{N} \end{aligned}$$



(5) 先端部Rと転動台との面圧

起立時、先端R部に作用する荷重 \*ダム堰施設技術基準「主ローラ面圧」参照

P<sub>v</sub>:: 上部ベルト荷重による下向き分力 493.012 kN/本 x 4= 1972.048 kN

G : 扉自重 1200 x 0.20 = 240.0 kN

扉本体自重と扉体の浮力はほぼ等しくなるように設計するため扉本体の重量は作用しない。しかし、波力による自立を確実にするため扉本体自重の最大20%程度の錘を追加するためこの錘分が下向きに作用する。

P<sub>v</sub>, Gを扉体幅全体で受持つものとする。

$$Pr = 0.591 \cdot \left( \frac{P \cdot E1 \cdot E2}{Bo \cdot R(E1 + E2)} \right)^{1/2} = 167 \quad \text{N/mm}^2$$

P : 下向き荷重 P<sub>v</sub> + G = 2212048 N

E1: 先端R部の弾性係数 193000 N/mm<sup>2</sup>

E2: 転動台接触部の弾性係数 193000 N/mm<sup>2</sup>

Bo: 先端R部の有効幅 20000 mm

R : 先端R部の半径 133.7 mm

許容応力度は、降伏点以下とする。 Σ p = 235 N/mm<sup>2</sup>

## 1.2.7 補助桁の計算

### 1.2.7.1 桁の断面性能

\*「4.11.3 スキンプレート」参照

スキン有効幅  $\lambda$

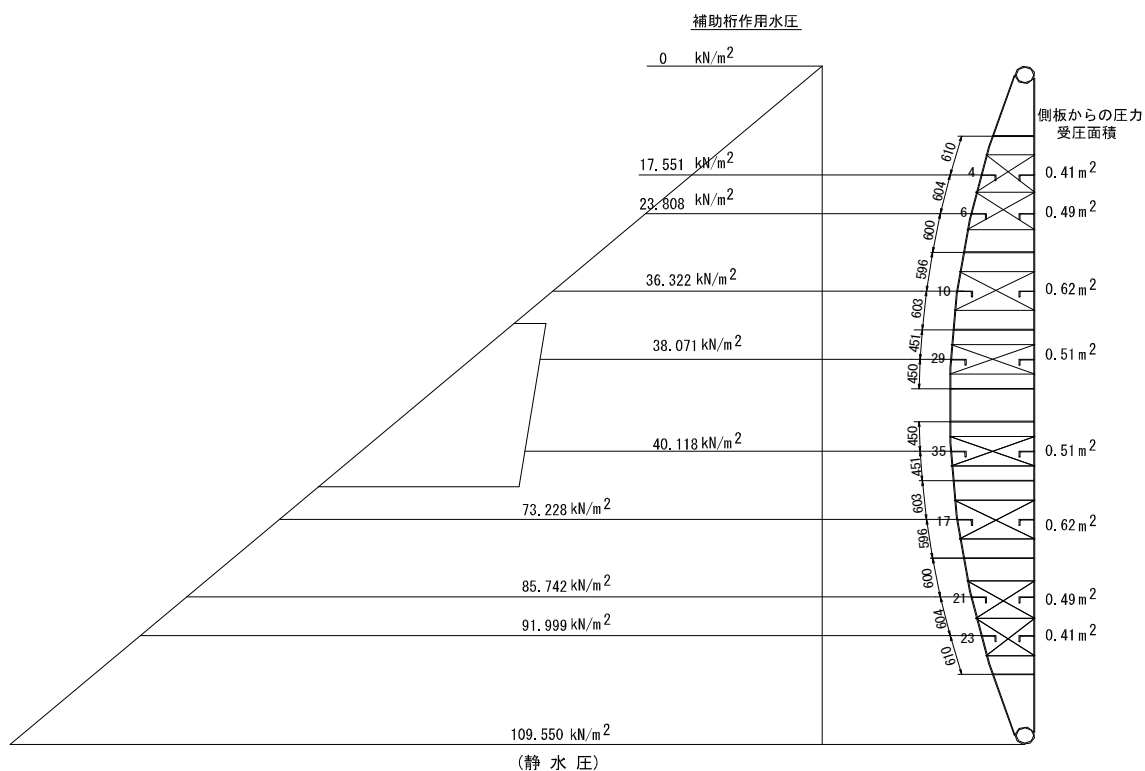
\*「4.11.6 補助桁」参照

受圧高  $2b$ :                    mm

補助桁支間  $L$ :            2160 mm

$\lambda$      $b/L$ により決定  $(1.1-2*(b/L))\cdot b$                     mm

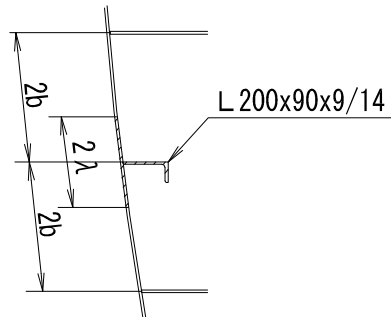
各点	2b	b	b/L	$\lambda$	$\lambda 1 + \lambda 2$
4, 23	610	305	0.141	249	497
	604	302	0.14	248	
6, 21	604	302	0.14	248	494
	596	298	0.138	246	
10, 17	596	298	0.138	246	493
	603	301.5	0.14	247	
29, 35	451	225.5	0.104	201	402
	450	225	0.104	201	





桁の有効断面

4, 6, 10 桁 17, 21, 23 桁 29, 桁



4, 23 桁

部材	A(cm <sup>2</sup> )	X(cm)	A·x	A·x <sup>2</sup>	I <sub>o</sub>
10.5 × 497	52.19	0.525	27.4	14	5
L200x90x9/14	29.66	15.14	449.1	6799	1210
Σ	81.85		476.5	6813	1215

$$\begin{aligned} \delta 1 &= 5.8 \text{ cm} & I &= 5275 \text{ cm}^4 \\ \delta 2 &= 15.25 \text{ cm} & Z1 &= 909 \text{ cm}^3 \\ & & Z2 &= 346 \text{ cm}^3 \end{aligned}$$

6, 21 桁

部材	A(cm <sup>2</sup> )	X(cm)	A·x	A·x <sup>2</sup>	I <sub>o</sub>
10.5 × 494	51.87	0.525	27.2	14	5
L200x90x9/14	29.66	15.14	449.1	6799	1210
Σ	81.53		476.3	6813	1215

$$\begin{aligned} \delta 1 &= 5.8 \text{ cm} & I &= 5285 \text{ cm}^4 \\ \delta 2 &= 15.25 \text{ cm} & Z1 &= 911 \text{ cm}^3 \\ & & Z2 &= 347 \text{ cm}^3 \end{aligned}$$

10, 17 桁

部材	A(cm <sup>2</sup> )	X(cm)	A·x	A·x <sup>2</sup>	I <sub>o</sub>
10.5 × 493	51.77	0.525	27.2	14	5
L200x90x9/14	29.66	15.14	449.1	6799	1210
Σ	81.43		476.3	6813	1215

$$\begin{aligned} \delta 1 &= 5.8 \text{ cm} & I &= 5289 \text{ cm}^4 \\ \delta 2 &= 15.25 \text{ cm} & Z1 &= 912 \text{ cm}^3 \\ & & Z2 &= 347 \text{ cm}^3 \end{aligned}$$

29, 35桁

部材	A(cm <sup>2</sup> )	X(cm)	A・x	A・x <sup>2</sup>	I <sub>o</sub>
9.0 × 402	36.18	0.45	16.3	7	2
L200x90x9/14	29.66	15.14	449.1	6799	1210
Σ	65.84		465.4	6806	1212

$$\begin{aligned} \delta 1 &= 7.1 \text{ cm} & I &= 4699 \text{ cm}^4 \\ \delta 2 &= 8.8 \text{ cm} & Z1 &= 662 \text{ cm}^3 \\ & & Z2 &= 534 \text{ cm}^3 \end{aligned}$$

1.2.7.2 曲げ応力度

曲げモーメント

両端支持位置

$$M1 = 1/12 \cdot P \cdot B \cdot L^2 \quad \text{kN} \cdot \text{m}$$

中央位置

$$M2 = 1/24 \cdot P \cdot B \cdot L^2 \quad \text{kN} \cdot \text{m}$$

B: スキンプレート幅 m

L: 隔板間隔 2.16 m

P: 作用荷重 kN/m<sup>2</sup>

各点	水圧	桁間隔	曲げモーメント	
	P	B	M1	M2
	kN/m <sup>2</sup>	m	kN・m	kN・m
4	17.551	0.607	4.1421	2.0710
6	23.208	0.602	5.4320	2.7160
10	36.322	0.600	8.4732	4.2366
17	73.228	0.600	17.0826	8.5413
21	85.742	0.602	20.0686	10.0343
23	91.990	0.607	21.7098	10.8549
29	38.071	0.450	6.6609	3.3305
35	40.118	0.450	7.0190	3.5095

曲げ応力度

両端支持位置

外板側  $\sigma_s = M1/Z1 \text{ N/mm}^2$  (引張)

内部側  $\sigma_b = M1/Z2 \text{ N/mm}^2$  (圧縮)

中央位置

外板側  $\sigma_s = M2/Z1 \text{ N/mm}^2$  (圧縮)

内部側  $\sigma_b = M2/Z2 \text{ N/mm}^2$  (引張)

両端支持位置

各点	曲げモーメント	断面係数	曲げ応力度	断面係数	曲げ応力度
	M1	Z1	$\sigma_s$	Z2	$\sigma_b$
4	4142100	909	4.6	346	-12.0
6	5432000	911	6.0	347	-15.7
10	8473200	912	9.3	347	-24.4
17	17082600	912	18.7	347	-49.2
21	20068600	911	22.0	347	-57.8
23	21709800	909	23.9	346	-62.7
29	6660900	662	10.1	534	-12.5
35	7019000	662	10.6	534	-13.1

中央位置

各点	曲げモーメント	断面係数	曲げ応力度	断面係数	曲げ応力度
	M2	Z1	$\sigma_s$	Z2	$\sigma_b$
4	2071000	909	-2.3	346	6.0
6	2716000	911	-3.0	347	7.8
10	4236600	912	-4.6	347	12.2
17	8541300	912	-9.4	347	24.6
21	10034300	911	-11.0	347	28.9
23	10854900	909	-11.9	346	31.4
29	3330500	662	-5.0	534	6.2
35	3509500	662	-5.3	534	6.6

1.2.7.3 補助桁の圧縮応力度

扉体側板に作用する水圧による軸圧縮応力度

圧縮力

	作用力	受圧面積	圧縮力
	P	A	F P x A
	kN/m <sup>2</sup>	m <sup>2</sup>	kN
4	17.551	0.205	3.598
6	23.208	0.245	5.686
10	36.322	0.310	11.260
17	73.228	0.310	22.701
21	85.742	0.245	21.007
23	91.990	0.205	18.858
29	38.071	0.255	9.708
35	41.608	0.255	10.610

1区画に2本の補助桁があるため、1本当りの受圧面積は1/2とする。

#### 1.2.7.4 軸圧縮応力度

	圧縮力	桁断面積	応力度
	F	a	$\sigma F$ F / a
	N	mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>
4	3598	8185	-0.4
6	5686	8153	-0.7
10	11260	8143	-1.4
17	22701	8143	-2.8
21	21007	8153	-2.6
23	18858	8185	-2.3
29	9708	6584	-1.5
35	10610	6584	-1.6

#### 1.2.7.5 曲げ応力度と軸圧縮応力度の合計応力度

	両端支持位置		中央位置	
	$\sigma_s$	$\sigma_b$	$\sigma_s$	$\sigma_b$
	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>
4	4.2	-12.4	-2.7	5.6
6	5.3	-16.4	-3.7	7.1
10	7.9	-25.8	-6.0	10.8
17	15.9	-52.0	-12.2	21.8
21	19.4	-60.4	-13.6	26.3
23	21.6	-65.0	-14.2	29.1
29, 35	8.6	-14.0	-6.5	4.7

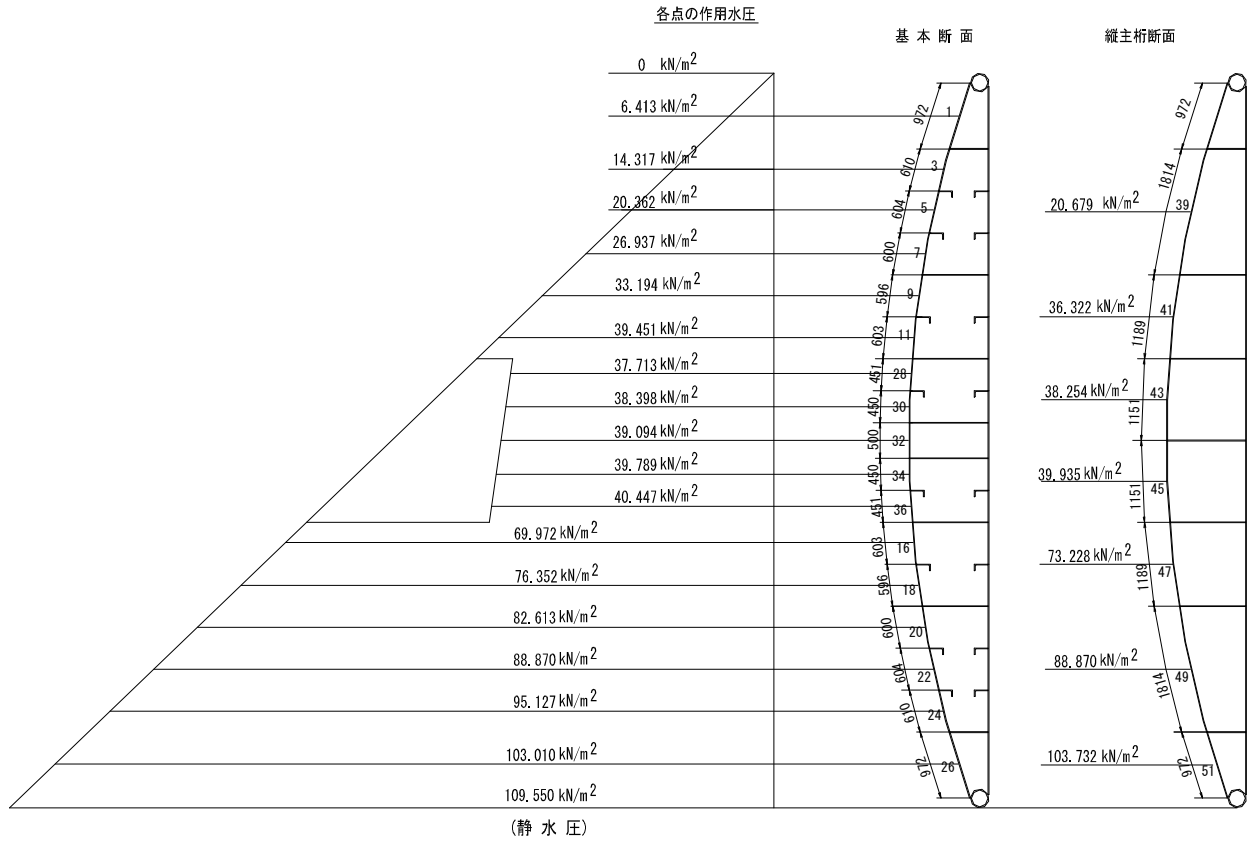
$\sigma_s$  : 外面側応力度

$\sigma_b$  : 内面側応力度

## 1.2.8 スキンプレート

### 1.2.8.1 作用荷重

\*「4.11.3 スキンプレート」参照



### 1.2.8.2 各点応力度

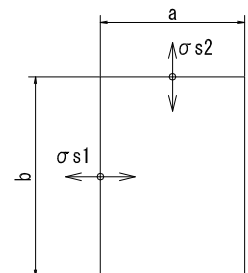
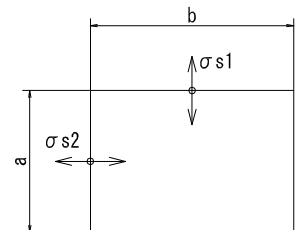
スキンプレート各辺の応力度

$$\sigma_{s1} = k_1 \cdot a^2 \cdot P / (100 \cdot t^2) \text{ N/mm}^2 \quad (\text{区画長辺の応力度})$$

$$\sigma_{s2} = k_2 \cdot a^2 \cdot P / (100 \cdot t^2) \text{ N/mm}^2 \quad (\text{区画短辺の応力度})$$

ここに、 P : 作用圧  $\text{N/mm}^2$   
 t : 有効板厚 mm  
 a : 区画の短辺 mm  
 b : 区画の長辺 mm  
 K1, K2 : b/a により決まる係数

応力度計算位置



区画	P N/mm <sup>2</sup>	b mm	a mm	b/a	K1	K2	t mm	$\sigma_{s1}$ N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{s2}$ N/mm <sup>2</sup>
1	0.0064	972	540	1.80	48.8	34.3	10.5	8.3	5.8
3	0.0143	2160	610	3.54	50	34.3	10.5	24.1	16.6
5	0.0204	2160	604	3.58	50	34.3	10.5	33.8	23.2
7	0.0269	2160	600	3.60	50	34.3	10.5	43.9	30.1
9	0.0332	2160	596	3.62	50	34.3	10.5	53.5	36.7
11	0.0395	2160	603	3.58	50	34.3	10.5	65.1	44.7
16	0.07	2160	603	3.58	50	34.3	10.5	115.4	79.2
18	0.0764	2160	596	3.62	50	34.3	10.5	123.1	84.4
20	0.0826	2160	600	3.60	50	34.3	10.5	134.9	92.5
22	0.0889	2160	604	3.58	50	34.3	10.5	147.1	100.9
24	0.0951	2160	610	3.54	50	34.3	10.5	160.5	110.1
26	0.103	972	540	1.80	48.8	34.3	10.5	132.9	93.4
28	0.0377	2160	451	4.79	50	34.3	9.0	47.3	32.5
30	0.0399	2160	450	4.80	50	34.3	9.0	49.9	34.2
32	0.0391	2160	500	4.32	50	34.3	9.0	60.3	41.4
34	0.0398	2160	450	4.80	50	34.3	9.0	49.8	34.1
36	0.0404	2160	451	4.79	50	34.3	9.0	50.7	34.8
39	0.0207	1814	475	3.82	50	34.3	12.5	14.9	10.3
41	0.0363	1189	475	2.50	50	34.3	12.5	26.2	18.0
43	0.0383	1151	475	2.42	50	34.3	11.0	35.7	24.5
45	0.0399	1151	475	2.42	50	34.3	11.0	37.2	25.5
47	0.0732	1189	475	2.50	50	34.3	12.5	52.9	36.3
49	0.0889	1814	475	3.82	50	34.3	12.5	64.2	44.0
51	0.1037	972	475	2.05	50	34.3	12.5	74.9	51.4

許容応力  $\sigma_a = 180 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_a$  : 許容応力度 第4章 上部構造の設計 「4.8 解説 1. 上部構造の設計に用いる荷重」参照

1.2.9 合成応力度

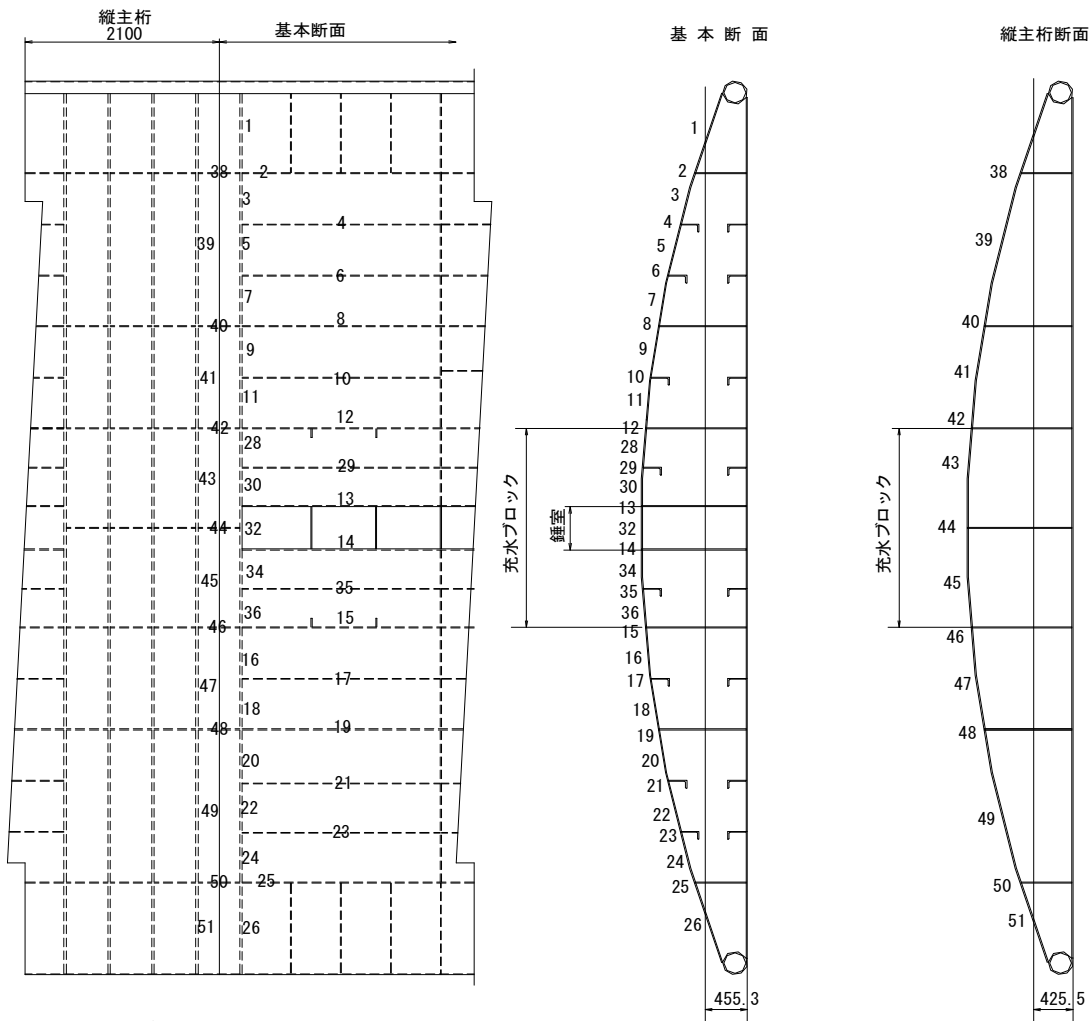
\*「4.9.1 鋼材の応力度」参照

1.2.9.1 曲げ応力と垂直応力を受ける場合

\*「4.10.1 圧縮部材」参照

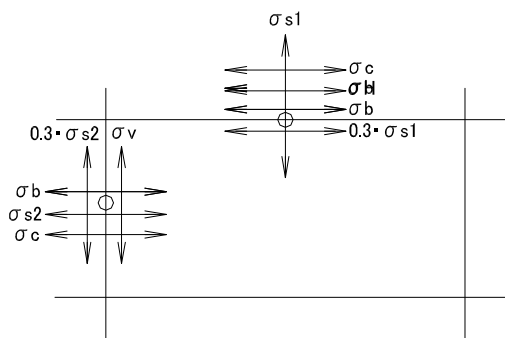
前項までの計算応力度を同方向についてのみ合成する.

\*「4.10.2 引張部材」参照

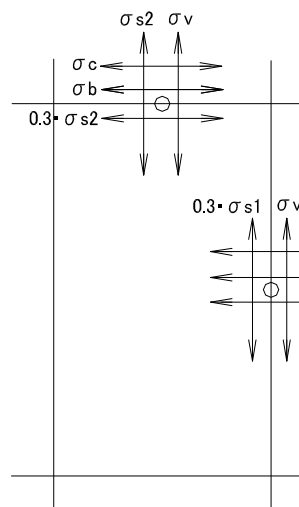


スキンプレート区画

横長区画の場合



縦長区画の場合



$\sigma_b$ : 幅方向曲げ応力度  $N/mm^2$   
 $\sigma_c$ : 側板からの圧縮応力度  $N/mm^2$   
 $\sigma_H$ : 補助桁中央部曲げ応力度  $N/mm^2$   
 $\sigma_{s1}$ : スキンプレート長辺応力度  $N/mm^2$   
 $\sigma_{s2}$ : スキンプレート短辺応力度  $N/mm^2$   
 $\sigma_v$ : ベルト桁曲げ応力度  $N/mm^2$

0.3 $\sigma_{s1}$ , 0.3 $\sigma_{s2}$ : スキンプレート曲げ応力度  $N/mm^2$

\* ダム・堰施設技術基準(案)(基準解説編・マニュアル編) 平成28年3月

水門扉・放流管・付属施設設計マニュアル 2-10-3 扉体構造【解説】3より

基本断面合成応力度 (N/mm <sup>2</sup> )										$\sigma_a$
各点	$\sigma_b$	$\sigma_c$	$\sigma_H$	$\sigma_{s1}$	0.3 $\sigma_{s1}$	$\sigma_{s2}$	0.3 $\sigma_{s2}$	$\sigma_v$	$\sigma_1$	
1	0	-0.9		8.3	2.5	5.8		68.2	69.8	180
2	1.8	-0.9				5.8	1.7		2.6	
3	3.0	-0.9				16.6			18.7	
4	4.2	-0.9	6	33.8	10.1				19.4	
5	5.1	-0.9				23.2			27.4	
6	6.2	-0.9	7.8	43.9	13.2				26.3	
7	7.0	-0.9				30.1			36.2	
8	7.8	-0.9		53.5	16.1				23.0	
9	8.4	-0.9				36.7			44.2	
10	9.0	-0.9	12.2	65.1	19.5				39.8	
11	9.5	-0.9				44.7			53.3	
12	9.9	-0.9		65.1	19.5				28.5	
13	10.5	-0.9							9.6	
14	10.5	-0.9							9.6	
15	9.9	-0.9		115.4	34.6				43.6	
16	9.5	-0.9				79.2			87.8	
17	10.0	-0.9	24.6	115.4	34.6				68.3	
18	8.4	-0.9				79.2			86.7	
19	7.8	-0.9		134.9	40.5				47.4	
20	7.0	-0.9				92.5			98.6	
21	6.2	-0.9	28.9	134.9	40.5				74.7	
22	5.1	-0.9				92.5			96.7	
23	4.2	-0.9	31.4	160.5	48.2				82.9	
24	3.0	-0.9				92.5			94.6	
25	1.8	-0.9				93.4	28		28.9	
26	-0.3	-0.9		132.9	39.9				38.7	
27		-0.9		47.3	14.2				13.3	
28	10.1	-0.9				32.5			41.7	
29	10.3	-0.9	6.2	47.3	14.2				29.8	
30	10.5	-0.9				32.5			42.1	
31		-0.9		60.3	18.1				17.2	
32	10.5	-0.9				41.4			51.0	
33		-0.9		49.8	14.9				14.0	
34	10.5	-0.9				32.5			42.1	
35	10.3	-0.9	6.2	50.7	15.2				30.8	
36	10.1	-0.9				32.5			41.7	
37		-0.9		14.9	4.5				3.6	



縦主桁合成応力度 (N/mm <sup>2</sup> )										
各点	$\sigma_b$	$\sigma_c$	$\sigma_H$	$\sigma_{s1}$	$0.3\sigma_{s1}$	$\sigma_{s2}$	$0.3\sigma_{s2}$	$\sigma_v$	$\sigma_1$	$\sigma_a$
38	1.8	-0.9		10.3		10.3		95.7	106.0	180
39	3.5	-0.9		14.9	4.5			93.9	98.4	
40	5.2	-0.9		26.2		18		93.2	111.2	
41	5.9	-0.9		26.2	7.9			95.7	103.6	
42	6.5	-0.9		26.2		24.5		90.2	114.7	
43	71.0	-0.9		35.7	10.7			91.1	101.8	
44	71.0	-0.9		37.2		24.5		91.1	115.6	
45	71.0	-0.9		35.7	10.7			91.1	101.8	
46	6.5	-0.9		52.9		36.3		94.8	131.1	
47	6.8	-0.9		52.9	15.9			99.9	115.8	
48	6.5	-0.9		64.2		44		102.3	146.3	
49	5.9	-0.9		64.2	19.3			108.6	127.9	
50	5.2	-0.9		74.9		51.4		118.0	169.4	
51	3.5	-0.9		74.9	22.5			90.6	113.1	

同方向応力度の合計であるため **着色部** のみを加算する。

注記:(-) は、圧縮応力度を示す。

$\sigma_1$  : 曲げ応力と垂直応力の合成応力度

$\sigma_a$  : 許容応力度 「4.8 荷重の組合せ」参照

### 1.2.9.2 曲げ応力と垂直応力及びせん断応力を受ける場合

$$\sigma_g = (\sigma_1^2 + 3 \cdot \tau^2)^{1/2} \quad \text{「4.9.1 鋼材の応力度」8項 参照}$$

$\sigma_1$  : 曲げ応力と垂直応力の合成応力度

$\tau$  : せん断応力度

計算点	$\sigma_1$	$\tau$	$\sigma_g$
45	101.8	4.3	102.1
46	131.1	7.6	131.8
47	115.8	8.0	116.6
48	146.3	10.4	147.4
49	127.9	17.6	131.5
50	169.4	32.0	178.2
51	113.1	53.1	145.8

許容応力度

$$\sigma_g = 1.1 \sigma_a = 198 \text{ N/mm}^2$$

### 1.2.10 扉体自重と浮力

本ゲートは、扉体自重と浮力をほぼ等しく設計する必要がある為、自重と浮力の関係を検証する。

#### 扉体概略重量

名 称	数量	部 材 mm	重量 ton
スキンプレート(平板)	1	PL 10	10.1
スキンプレート(円弧板)	1	PL 12	12.6
主横桁	6	PL 12	10.5
ウエイト室	3	PL 12 他	2.5
上下桁	2	250A Sch60	3.8
横補助桁	16	L 200x90x9/14	4.6
基本断面隔板	3	PL 12 他	3.8
端部板	2	PL 12 他	2.0
縦主桁	4	PL 14, 16 他	50.0
ベルトブラケット	8	PL 22 他	6.0
ベルト台	8	PL 22~60他	6.0
転動板	8	PL 20	6.0
予備重量3%			3.5
合 計 G			121.4 ton ( 1190.9 kN)

$$\text{扉体浮力 } W_f = 122.4 \text{ ton} \rightarrow (1200.7 \text{ kN})$$

「1.2.4.3 扉体浮力」項から

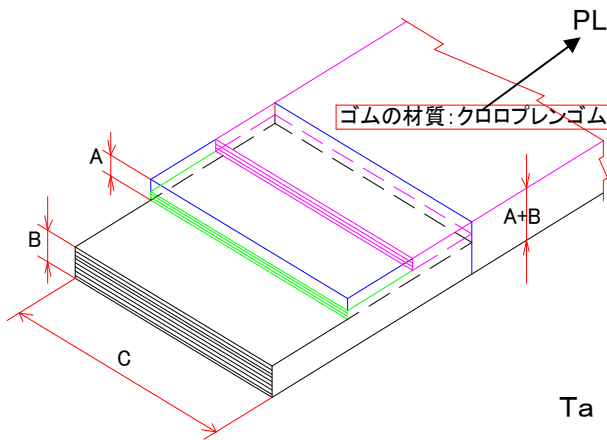
∴  $W_f$  と  $G$  はほぼ等しい

### 1.2.11 引き留めベルト

#### 1.2.11.1 ベルト強度

\*「4.12 引き留めベルト」参照

引き留めベルト断面構造図



ベルト厚

A = 25 mm

B = 50 mm

ベルト幅

C = 1000 mm

最大ベルト荷重

PL = 1049.360 kN

初期材料強度

$T_a = 1049.36 \times 2 / 0.45 = 4663.82 \text{ kN}$

A : 耐カット層【スチールコード(Φ8mm)補強層(バイアス構造2層)】

B : テンション層【ナイロン製タイヤコード補強層(スタレ構造5層)】

B層のみでベルト荷重を負担する.

ベルト厚 A+B

ベルト幅 C

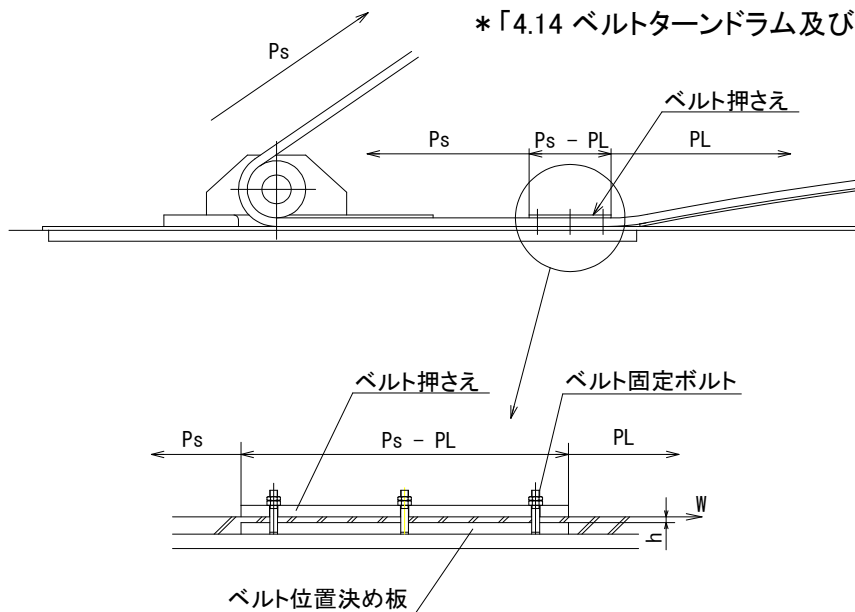
#### テンション層の材料強度

$T_b = T_o \cdot W_b \cdot n \cdot \alpha = 6480 \text{ kN} > T_a = 4663.82 \text{ kN}$

ここで,	Tb :	テンション層の材料強度	
	To :	単位幅, 1層あたりの材料強度	1200 kN/m
	Wb :	ベルト幅	1.0 m
	n :	積層数	6
	α :	積層効率	0.9

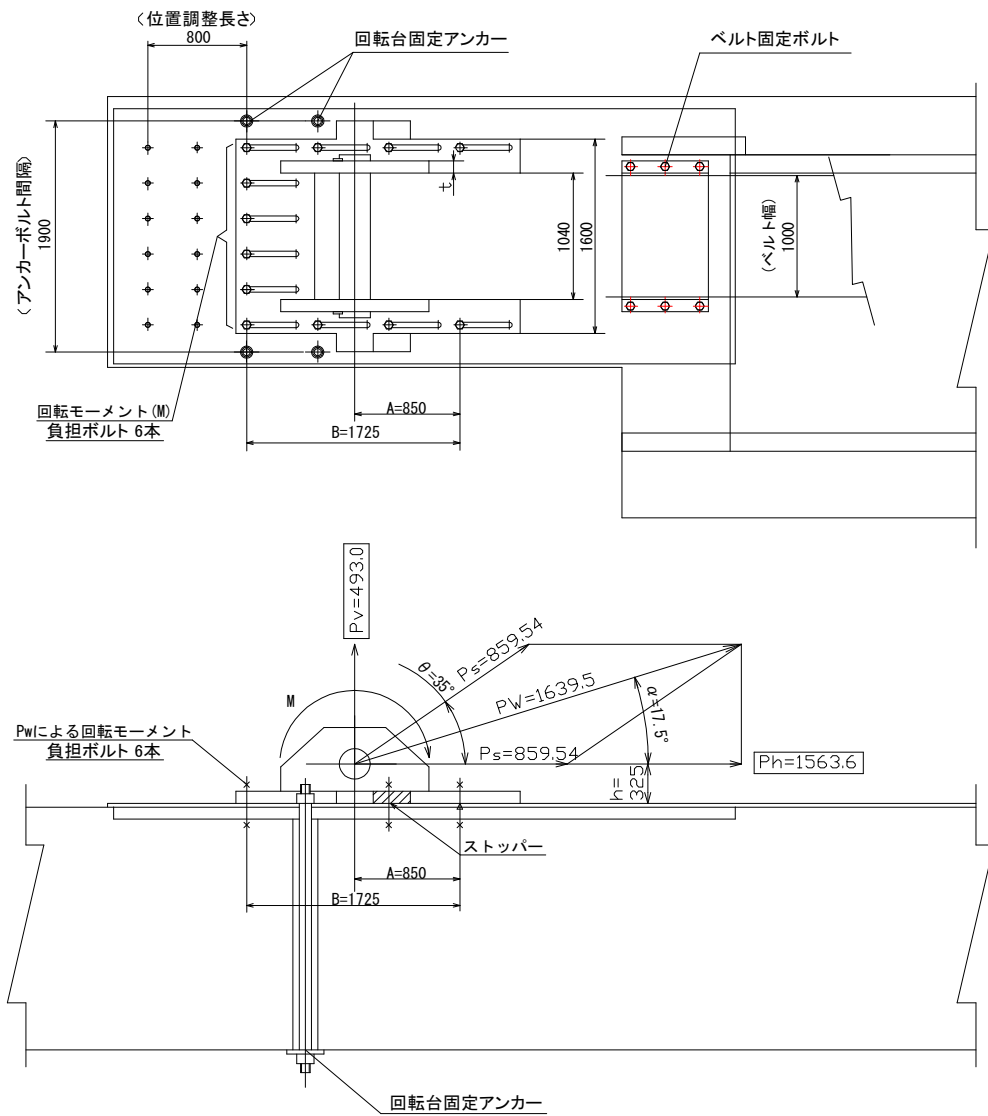
### 1.2.12 ベルトターンドラム、ブラケットおよびベルト押さえ他

\*「4.14 ベルトターンドラム及びブラケット」参照



### 1.2.12.1 ブラケット固定ボルト

下図に示すように引張力は6本でを負担，せん断力は全12本のボルトで負担するものとして計算する。



ここに:

Ps: 上部ベルト荷重	859.54 kN
PW: 上下ベルト合成荷重	1639.5 kN
Ph: 合成荷重の水平分力	1563.6 kN
Pv: 合成荷重の垂直分力	493.0 kN
$\theta$ : 上下ベルト角度	35 °
A : 支点からPv迄の距離	850 mm
B : 支点からボルト迄の距離	1775 mm
h : 取付面からPh迄の距離	325 mm
n : 引張り力負担ボルト数	6 本
N : せん断力負担ボルト数	12 本

ボルト1本の引張力 P

$$P = (Pv \cdot A + Ph \cdot h) / (B \cdot n) = 61.625 \text{ kN}$$

ボルト1本のせん断力  $W_s$

$$W_s = Ph / N = 130.3 \text{ kN}$$

使用ボルト: M52

谷径 di:	46.587 mm
断面積 A:	1704.6 mm <sup>2</sup>
材質:	SUS304

$$\text{引張応力度 } \sigma = P / A = 36.2 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{せん断応力度 } \tau = W_s / A = 76.4 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{合成応力度 } \sigma_e = (\sigma^2 + 3\tau^2)^{1/2} = 137.2 \text{ N/mm}^2$$

$$< 1.1\sigma_a = 1.1 \times (1.5 \times 100) = 165 \text{ N/mm}^2$$

$\sigma_g$  : 許容応力度 「4.9.1 鋼材の応力度」8項 参照

### 1.2.12.2 回転台固定アンカー

回転台と土木構造物を固定するアンカーで、ベルト1か所当り4本使用するが外側N=2本で受け持つものとして計算する。

#### アンカー1本の引張力

$$P_a = (P_v + P_h \cdot h / B) / N = 393.795 \text{ kN}$$

$$h: \text{水平荷重作用高さ} = 32.5 \text{ cm}$$

$$B: \text{支持間隔} = 172.5 \text{ cm}$$

#### アンカー1本のせん断力

$$Q = P_h / N = 781.8 \text{ KN}$$

#### アンカーボルト使用 M115 x 4 を使用する

$$\text{外形 } D: 115 \text{ mm}$$

$$\text{ネジ谷径 } d: 110.67 \text{ mm}$$

$$\text{谷の断面積 } A: 9619.4 \text{ mm}^2$$

$$\text{中実部の断面積 } A_d: 10386.9$$

$$\text{材質: SUS304}$$

#### アンカー中実部

$$\text{引張応力度 } \sigma_t = P_a / A_d = 37.9 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{せん断応力度 } \tau = Q / A = 75.3 \text{ N/mm}^2$$

#### 引張りとせん断の合成応力度

$$\sigma_e = (\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2)^{1/2} = 135.8 \text{ N/mm}^2 < 165 \text{ N/mm}^2$$

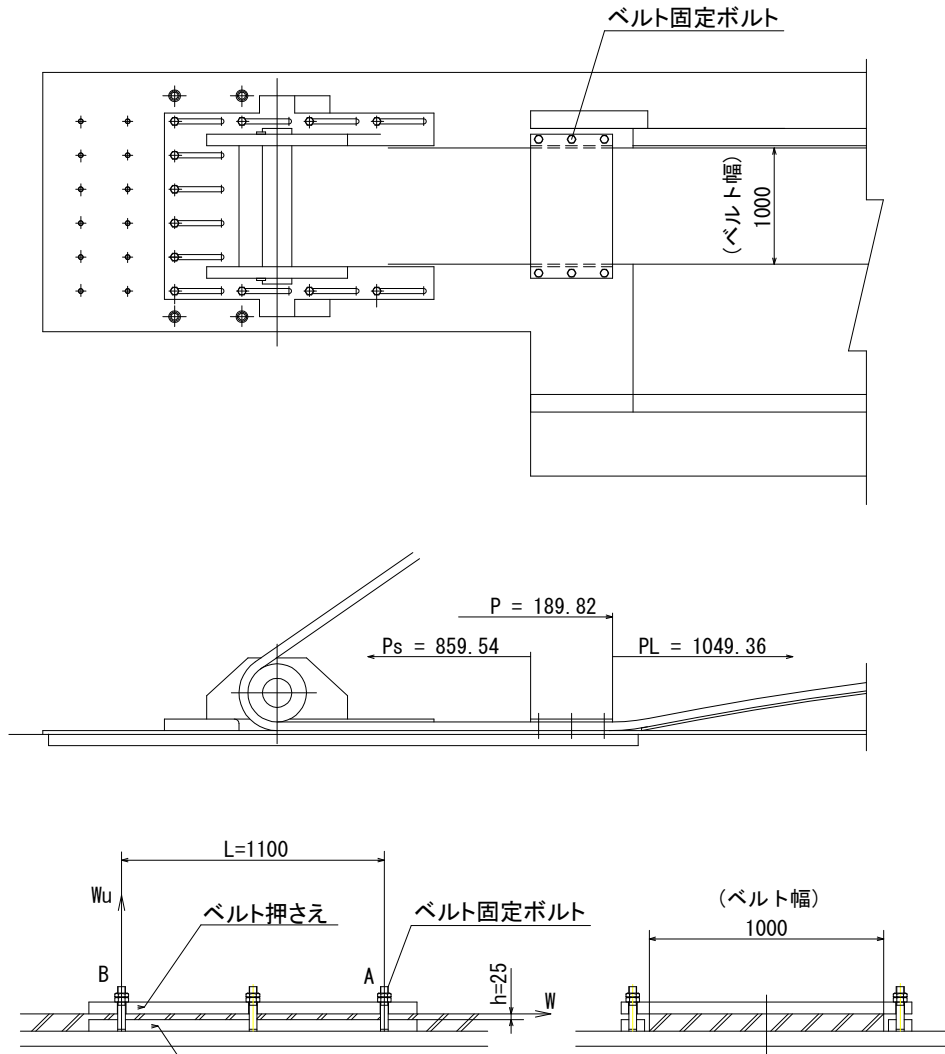
#### ねじ部

$$\text{引張応力度 } \sigma_t = P_a / A = 40.9 \text{ N/mm}^2$$

$$< 150 \text{ N/mm}^2$$

1.2.12.3 ベルト押さえ固定ボルト

\*「4.14.4 ベルト押さえ」参照



Ps: 上部ベルト荷重	ベルト位置決め板	859.54 kN
PL: 下部ベルト荷重		1049.36 kN
P : 上下ベルトの張力差	$PL - Ps$	189.82 kN

固定ボルト仕様 M52 x 2を N-6 本使用する。

外形	D:	52	mm
谷径	d:	46.584	mm
谷の断面積	A:	1704.4	mm <sup>2</sup>
中実軸の断面積	A1:	2123.7	mm <sup>2</sup>
中実軸の断面係数	Z:	13804.2	mm <sup>3</sup>
材質:		SUS304	

ベルトを固定するためのボルト締付力(ボルト引張力)

$$F = P / \mu = 379.64 \text{ kN}$$

$\mu$  : ベルトと回転台との摩擦係数 0.5

ベルト押さえの摩擦荷重によるボルトの曲げモーメント

$$M = W \cdot h \quad W = P \cdot \mu$$

$$M = P \cdot \mu \cdot h = 237.275 \text{ kN}\cdot\text{cm}$$

ここに、 $h$  : 摩擦面と作用荷重点との距離 2.5 cm

ベルト押さえの摩擦荷重によるボルトの引張荷重

$$W_u = M / L = 2.157 \text{ kN}$$

ここに、 $L$  : ボルト間隔 110 cm

ベルト押さえの摩擦荷重によるボルトのせん断荷重

$$Q = P = 189.82 \text{ kN}$$

ボルト1本当りの作用荷重

Aボルト  $F / N$  ,  $M / n$  ,  $Q / N$   $n$ : 負担ボルト数 2

Bボルト  $F / N$  ,  $W_u / n$  ,  $Q / N$   $N$ : 負担ボルト数 6

Aボルト強度(中実部)

$$\text{引張応力度 } \sigma_t = F / (N \cdot A) = 29.8 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{せん断応力度 } \tau = Q / (N \cdot A) = 18.6 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{曲げ応力度 } \sigma_b = M / (n \cdot Z) = 85.9 \text{ N/mm}^2$$

引張りとせん断の合成応力度

$$\sigma_e = ((\sigma_t + \sigma_b)^2 + 3 \cdot \tau^2)^{1/2} = 149.9 \text{ N/mm}^2$$
$$< 165 \text{ N/mm}^2$$

Bボルト強度(中実部)

$$\text{引張応力度 } \sigma_t = F / (N \cdot A) + W_u / (n \cdot A) = 30.3 \text{ N/mm}^2$$

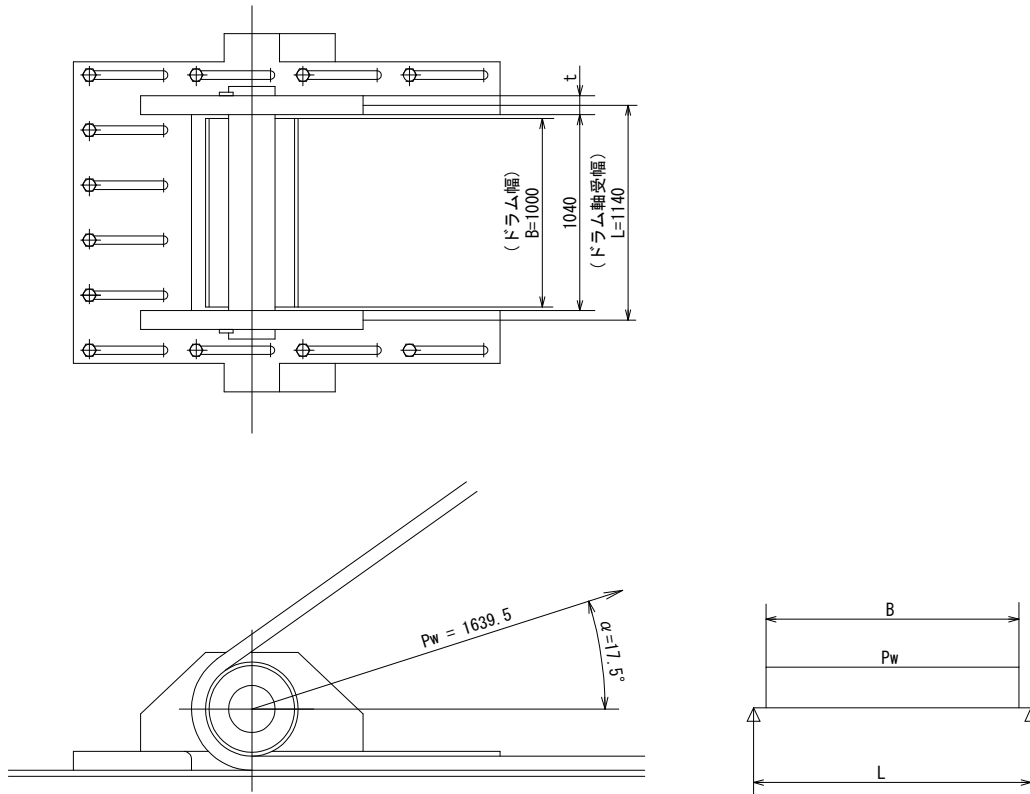
$$\text{せん断応力度 } \tau = Q / (N \cdot A) = 18.6 \text{ N/mm}^2$$

引張りとせん断の合成応力度

$$\sigma_e = (\sigma_t^2 + 3 \cdot \tau^2)^{1/2} = 44.2 \text{ N/mm}^2$$
$$< 165 \text{ N/mm}^2$$



### 1.2.12.4 ドラム軸



PW: 上下ベルト合成荷重	1639.5 kN
L: ドラム軸受幅	1.14 m
B: ドラム幅	1.00 m

#### 曲げモーメント

$$M = Pw(2 \cdot L - b) / 8 = 262.320 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

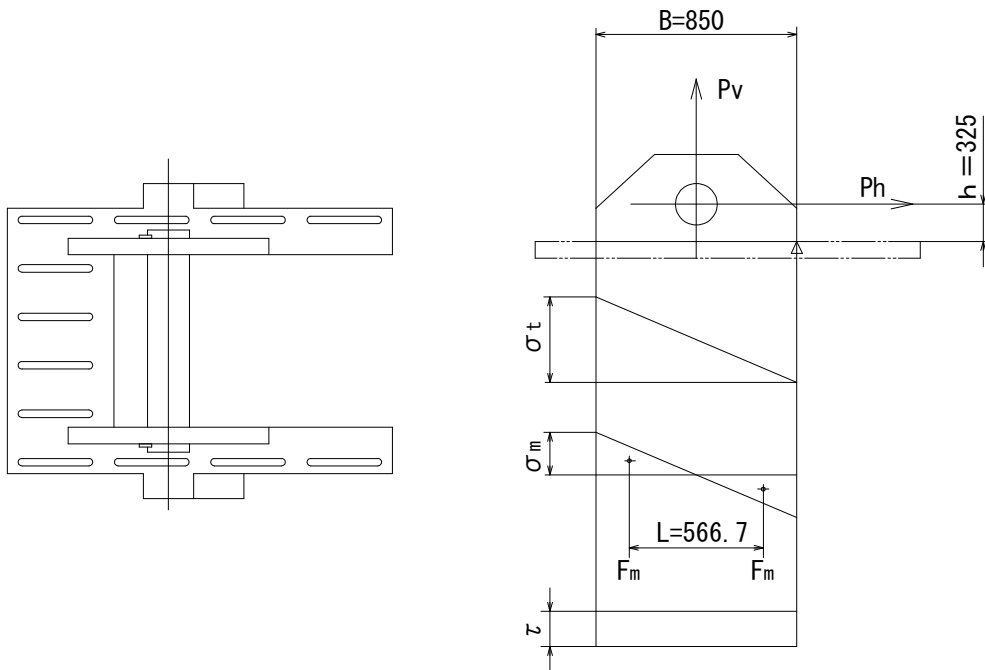
ドラム軸径  $D = 260 \text{ mm}$

ドラム軸断面係数  $Z = 1725519.8 \text{ mm}^3$

曲げ応力度  $\sigma = M / Z = 152 \text{ N/mm}^2$   
 $< 165 \text{ N/mm}^2$

1.2.12.5 ドラム軸受けブラケット

\*「4.14.3 ベルトターンドラムおよびブラケット」参照



Ph: 合成荷重の水平分力	1563.6 kN
Pv: 合成荷重の垂直分力	493.0 kN
B: ブラケット幅	850.0 mm
T: ブラケット厚 2・t	200.0 mm
L: 2・B / 3	566.7 mm
h: ブラケット取付面からピンの高さ	325.0 mm

垂直分力による引張応力度

$$\sigma_t = 2 \cdot Ph / (B \cdot T) = 18.4 \text{ N/mm}^2$$

水平分力による曲げ応力度

$$Ph \cdot h = F_m \cdot a \quad F_m = Ph \cdot h / a$$

$$\sigma_m = 4 \cdot F_m / (B \cdot T) = 4 \cdot Ph \cdot h / (B \cdot T \cdot L) = 21.1 \text{ N/mm}^2$$

せん断横領

$$\tau = Ph / (B \cdot T) = 9.2 \text{ N/mm}^2$$

引張りと曲げ及びせん断の合成応力度

$$\sigma_e = ((\sigma_t + \sigma_m)^2 + 3 \cdot \tau^2)^{1/2} = 42.6 \text{ N/mm}^2$$

$$< 165 \text{ N/mm}^2$$

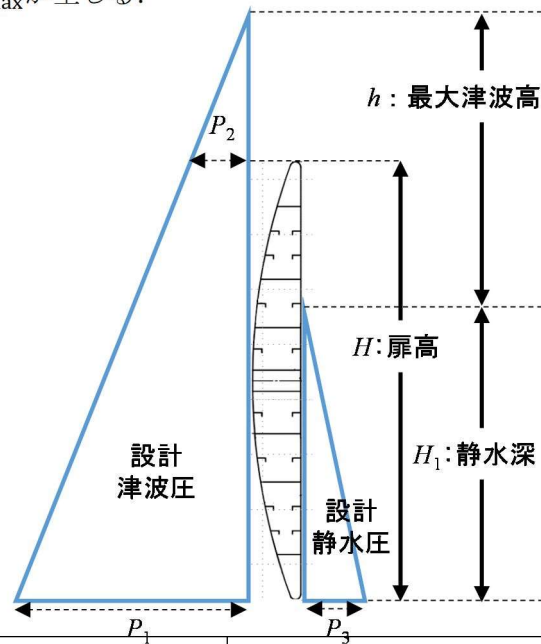
## 参-2 扉体の最終強度評価事例

- 2.1 簡易評価法による扉体の最終強度評価 ..... 付-84
- 2.2 非線形有限要素法による最終強度評価 ..... 付-86

## 参-2: 扉体の最終強度評価事例

### 2.1 簡易評価法による扉体の最終強度評価

1. 簡易評価法を用いた扉体の最終強度評価の手順を示す。
2. 図-参 2.1-1 のような「粘り強さ」が要求される最大津波高に対する津波荷重を設定する。
3. 4.9.4 の縦主桁に対する計算に従い曲げモーメントの分布を計算し、スキンプレート板厚中央位置に作用する圧縮応力分布を図-参 2.1-2 のように求める。本解析例の場合、図中の赤色破線で囲む領域で最大の圧縮応力 $\sigma_{max}$ が生じる。



$H$ : 扉高 (受圧高)	10.37 m
$h$ : 最大津波高	7.18 m
$H_1$ : 静水深	6.92 m
$P_1$ : 上流面の底面における波圧力	149.53 kN/m <sup>2</sup>
$P_2$ : 上流面の扉体天端における波圧力	39.56 kN/m <sup>2</sup>
$P_3$ : 下流面の底面における波圧力	62.90 kN/m <sup>2</sup>

図-参 2.1-1 「粘り強さ」が要求される最大津波高に対する津波荷重

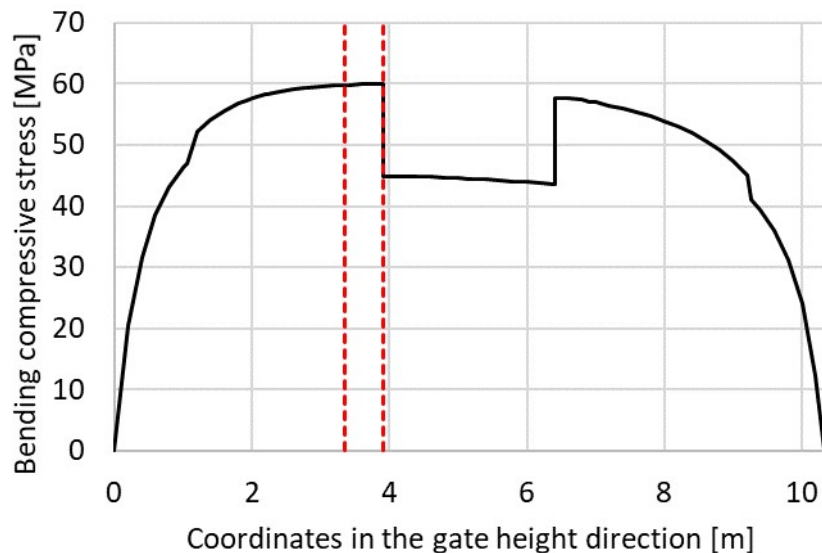
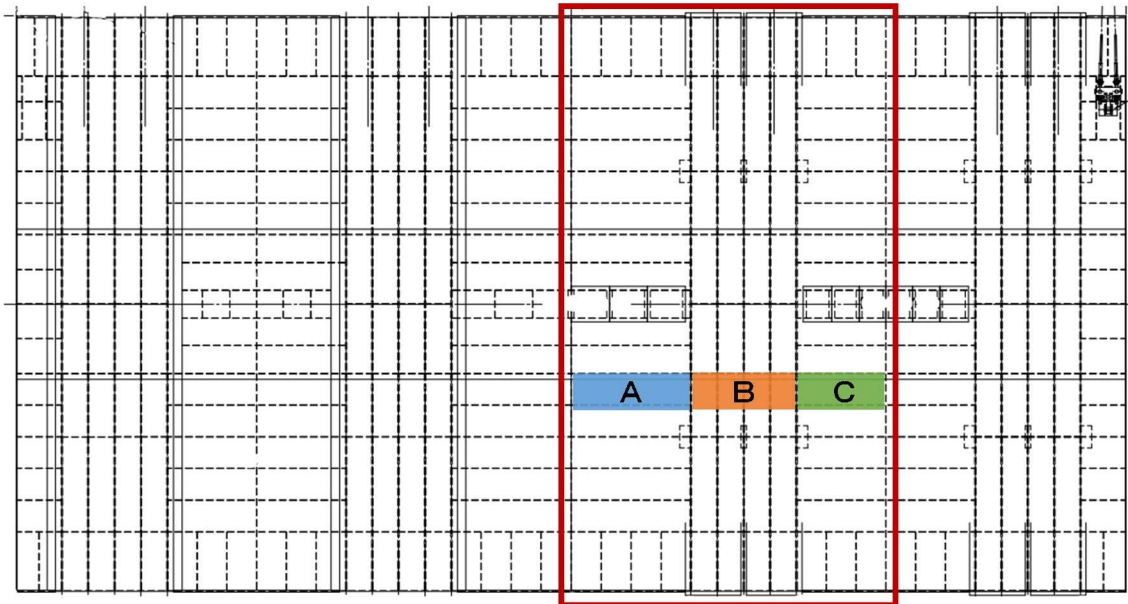


図-参 2.1-2 スキンプレートの圧縮応力分布



図一参 2.1-3 評価対象となる矩形板 A, B, C

4. 最大圧縮応力が生じる位置にある矩形板 A, B, C (図一参 2.1-3) が最終強度の評価対象となる.
5. 矩形板に働く平均面外圧 $q$ を計算する. (津波圧が扉体深さ方向に線形に変化する場合は, 矩形板の短辺方向の中央位置での圧力と一致する.)
6. 矩形板 B の圧縮最終強度 $\sigma_{Bu}$ は式(4.16.3)より材料の降伏応力 $\sigma_Y$ である.
7. 式(4.16.4) ~ 式(4.16.12)を用いて, 矩形板 A, B の圧縮最終強度 $\sigma_{Au}$ ,  $\sigma_{Cu}$ を計算する. 矩形板の長辺の長さ $a$ , 矩形板の短辺の長さ $b$ , 矩形板の板厚 $t$ , 防撓材のウェブの板厚 $t_w$ , 材料のヤング率 $E$ , 材料の降伏応力 $\sigma_Y$ , 平均面外圧 $q$ から $\sigma_{Au}$ ,  $\sigma_{Cu}$ を計算できる.
8.  $\sigma_{Au}$ ,  $\sigma_{Cu}$ の計算結果を表一参 2.1-1 に示す.

表一参 2.1-1

矩形板	$a$ (mm)	$b$ (mm)	$t$ (mm)	$t_w$ (mm)	$E$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_Y$ (N/mm <sup>2</sup> )	$q$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_u$ (N/mm <sup>2</sup> )
A	2,160	570	12.0	9.0	206,000	240	0.11	115
B	1,900							240
C	1,610							131

9. 式(4.16.2)により 3 つの矩形板全体の圧縮最終強度 $\bar{\sigma}_u$ を求める.
10. 式(4.16.1)を満たすかを確認する. 表一参 2.1-2 に $\sigma_{max}$ と $\bar{\sigma}_u$ を比較する. 本解析例の場合,  $\bar{\sigma}_u$ は $\sigma_{max}$ の 2.5 倍以上となっており, 「粘り強さ」が要求される最大津波高に対しても十分な強度を有している.

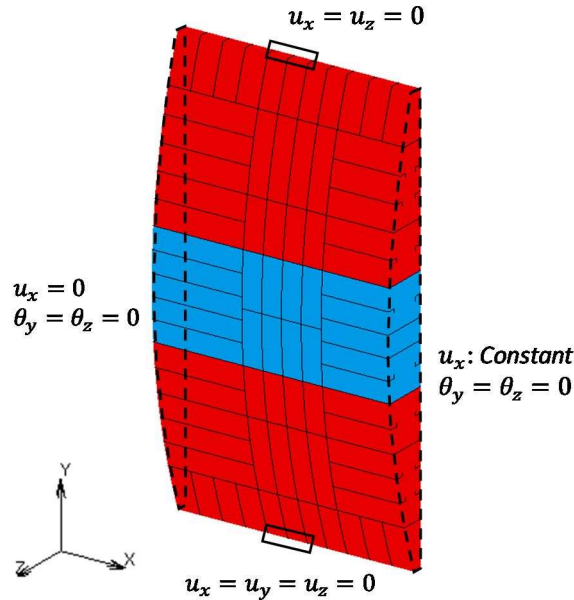
表一参 2.1-2

$\sigma_{max}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\bar{\sigma}_u$ (N/mm <sup>2</sup> )
59.9	161

11. 式(4.16.1)を満たさない場合は, 部材寸法または構造を変更し 1~10 の作業を繰り返す.

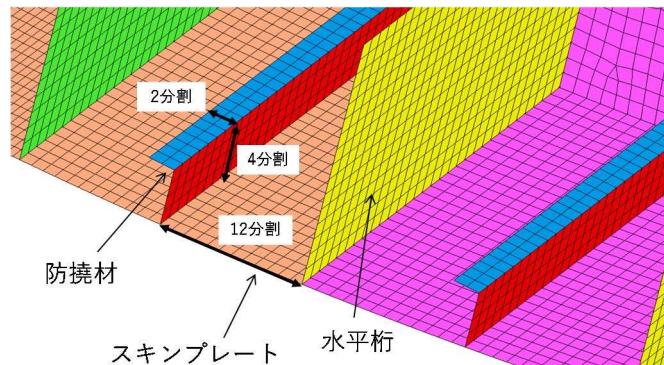
## 2.2 非線形有限要素法による最終強度評価

1. 非線形有限要素法を用いた扉体の崩壊挙動解析の手順を示す。
2. 基本的には扉体全体の有限要素モデルを作成することを推奨する。ただし、扉体の構造が同一の構造の繰返しであり、変形についても同一の変形が繰り返すとみなせる場合、扉体全体から同一構造の部分を取り出し、適切な境界条件を設定することで、扉体の崩壊挙動を解析することができる。図一参 2.1-3 の扉体の場合、実線で囲む領域が概ね繰り返されると考えると、図一参 2.2-1 のような部分モデルを解析することになる。以下ではこの部分モデルを説明に用いる。



図一参 2.2-1 部分モデルと境界条件

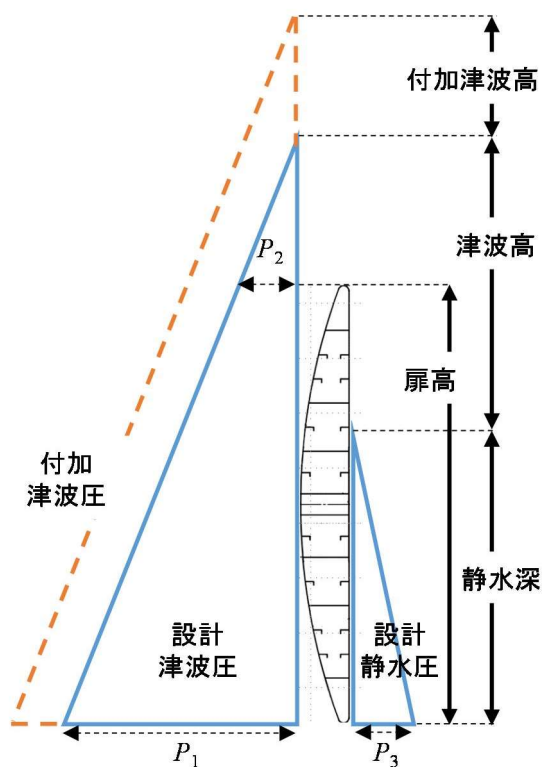
3. 扉体は四辺形のアイソパラメトリックシェル要素でモデル化する。このとき、座屈変形を再現するに十分なメッシュ分割を行う必要がある。図一参 2.2-2 に防撓材間の板を 12 分割、防撓材のウェブを 4 分割、フランジを 2 分割した場合のメッシュ分割を示す。



図一参 2.2-2 メッシュ分割

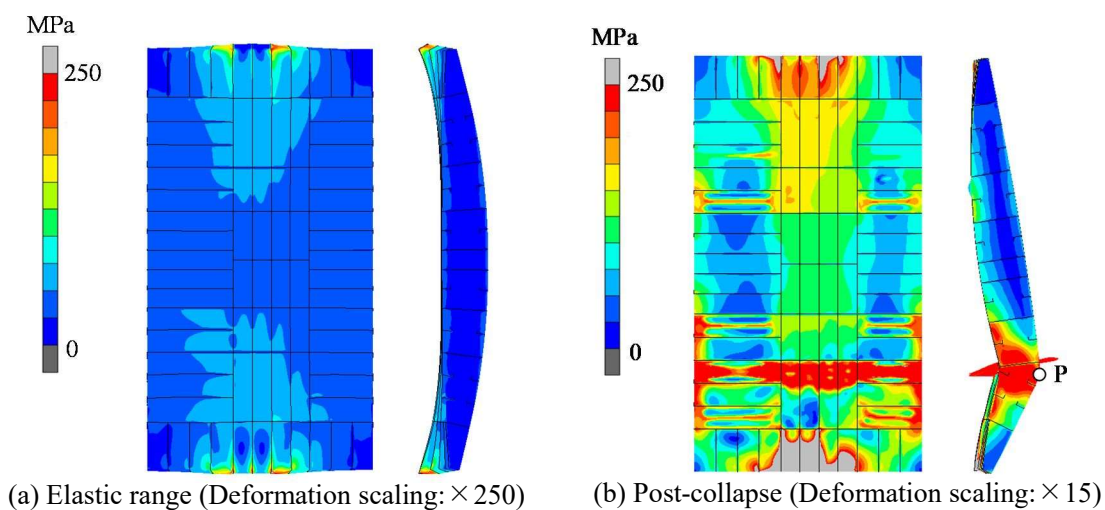
4. 材料には完全弾塑性体を仮定する。ただし、材料の応力ひずみ曲線が同定されている場合は、ひずみ硬化を考慮して良い。
5. 溶接残留応力や溶接変形など溶接初期不整を把握できる場合は、それらをモデルに考慮する。
6. ベルトは十分に剛であり、伸びないと仮定する。このとき、境界条件は図一参 2.2-1 のように設定する。すなわち、扉体は起立した状態で鉛直方向の端部のベルトと接触する位置で単純支持される。水平方向の端部断面では、変形の対称性を考慮し、対称条件を課す。
7. 崩壊挙動を解析するため、設計津波荷重を超過する荷重を与える。例えば、図一参 2.2-3 に示すよ

うに、付加津波圧を比例的に増加させて与える。扉体起立時の衝撃力の影響は小さいとみなせる場合は、荷重は静的に与える。ただし、荷重を単調に増加させる方法では崩壊後の挙動を求めることができないため、弧長増分法などを用いて荷重増分を制御する必要がある。

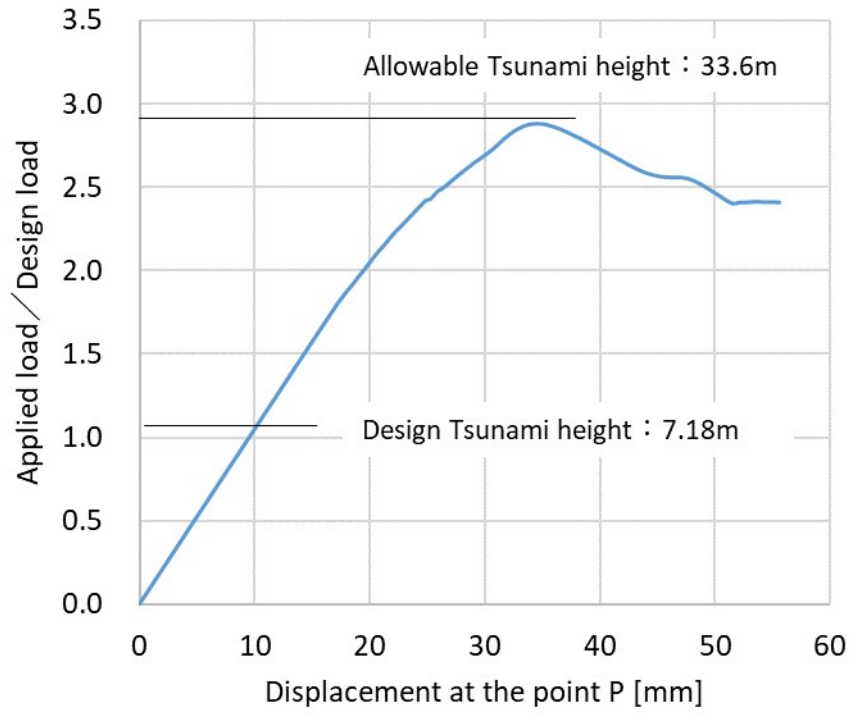


図一参 2.2-3 崩壊解析のための津波荷重

8. 鋼構造物の崩壊挙動解析に十分な実績を有する非線形有限要素法ソフトウェアの使用を推奨する。7.に述べた通り、弧長増分法が実装されているソフトウェアを使用する必要がある。
9. 以上の解析から、図一参 2.2-4 のような扉体の崩壊挙動を得ることができる。図一参 2.2-5 に扉体下端での圧力と図一参 2.2-4 の点 P の変位の関係を示す。グラフのピークが最終強度の時点を表す。



図一参 2.2-4 扉体の崩壊（コンター：ミーゼス応力）

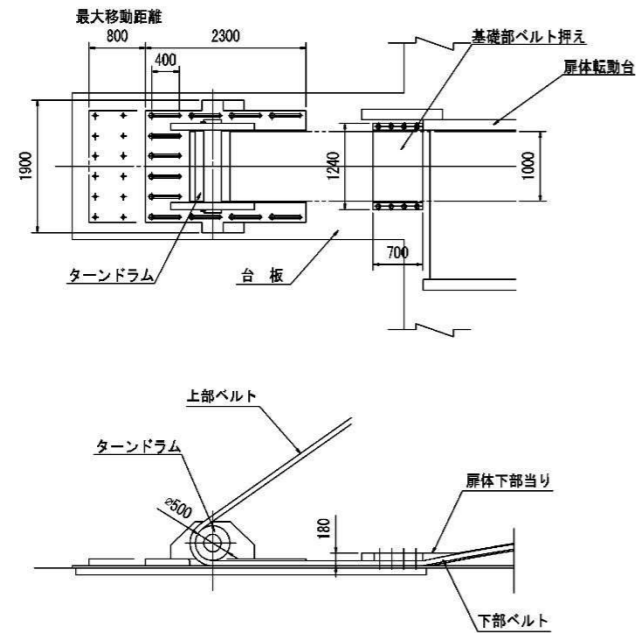


図一参 2.2-5 作用荷重と点 P の変位の関係

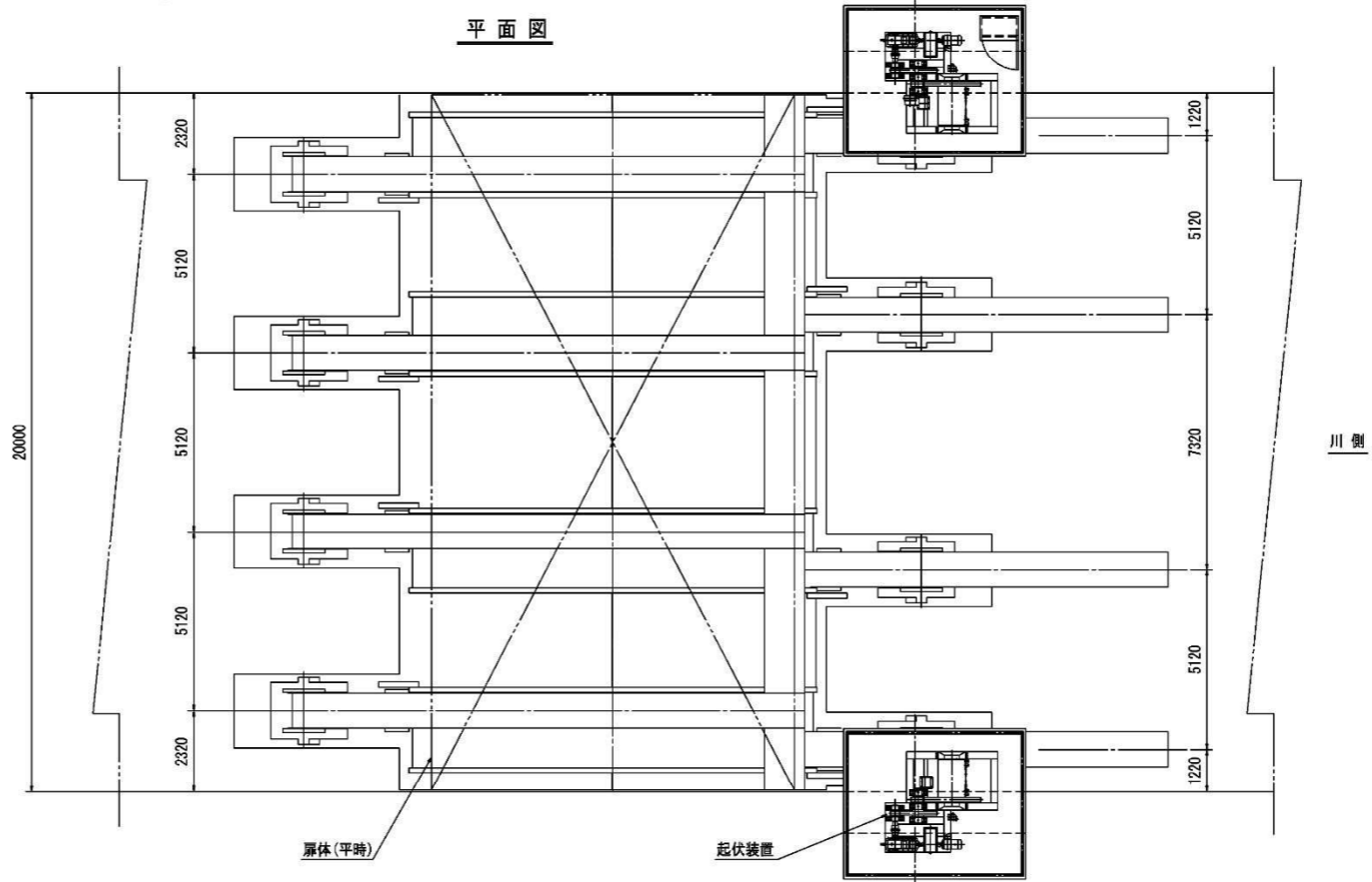


### 参-3 上部構造一般図

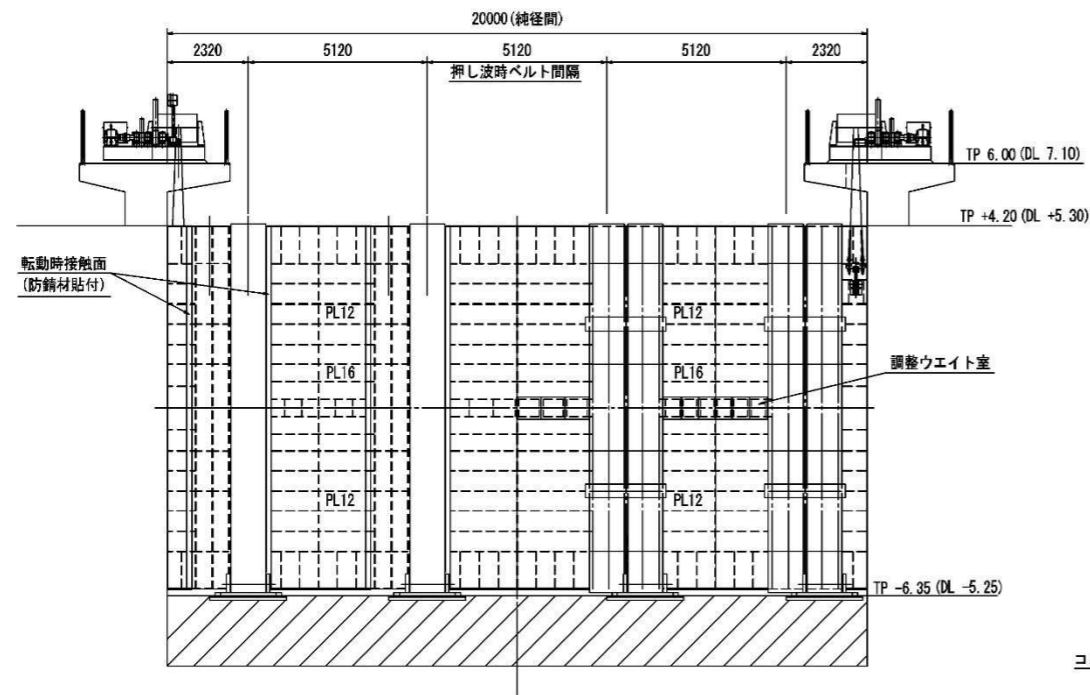
ターンドラム部詳細



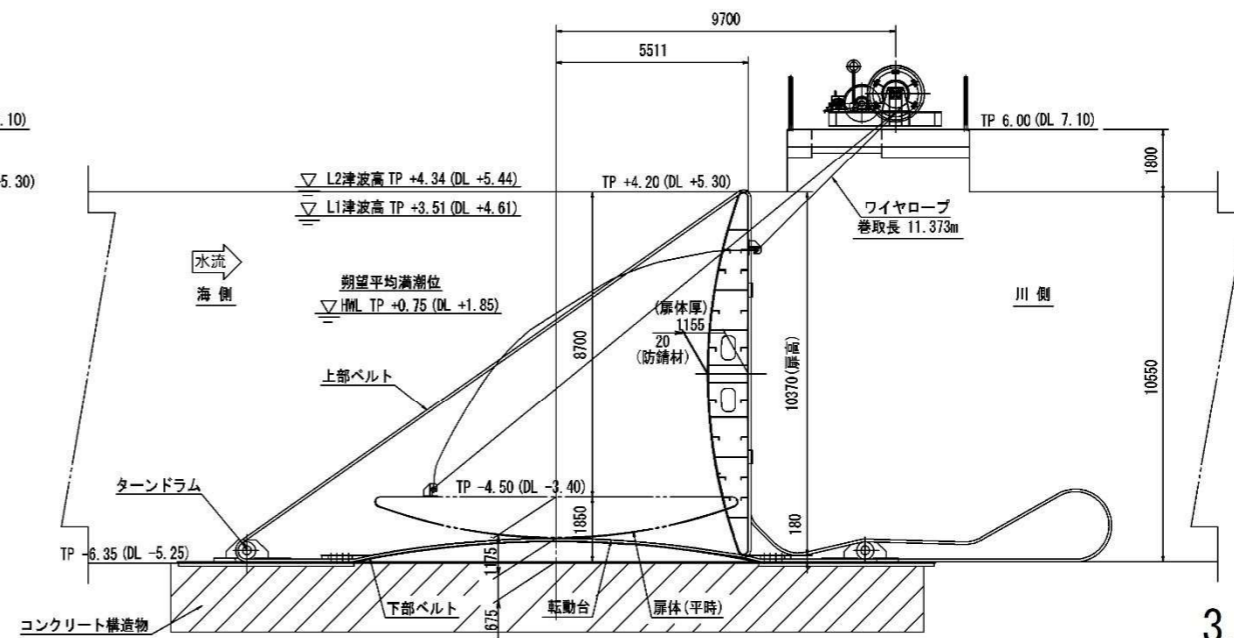
平面図



正面図  
海側矢視 川側矢視



側面図  
(押し波時)



3.1 全般図

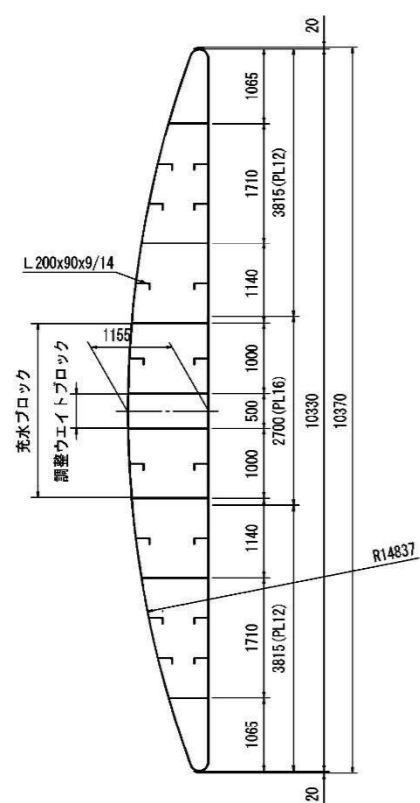
S=1/100 2016-01

海側矢視(円弧板より見る)

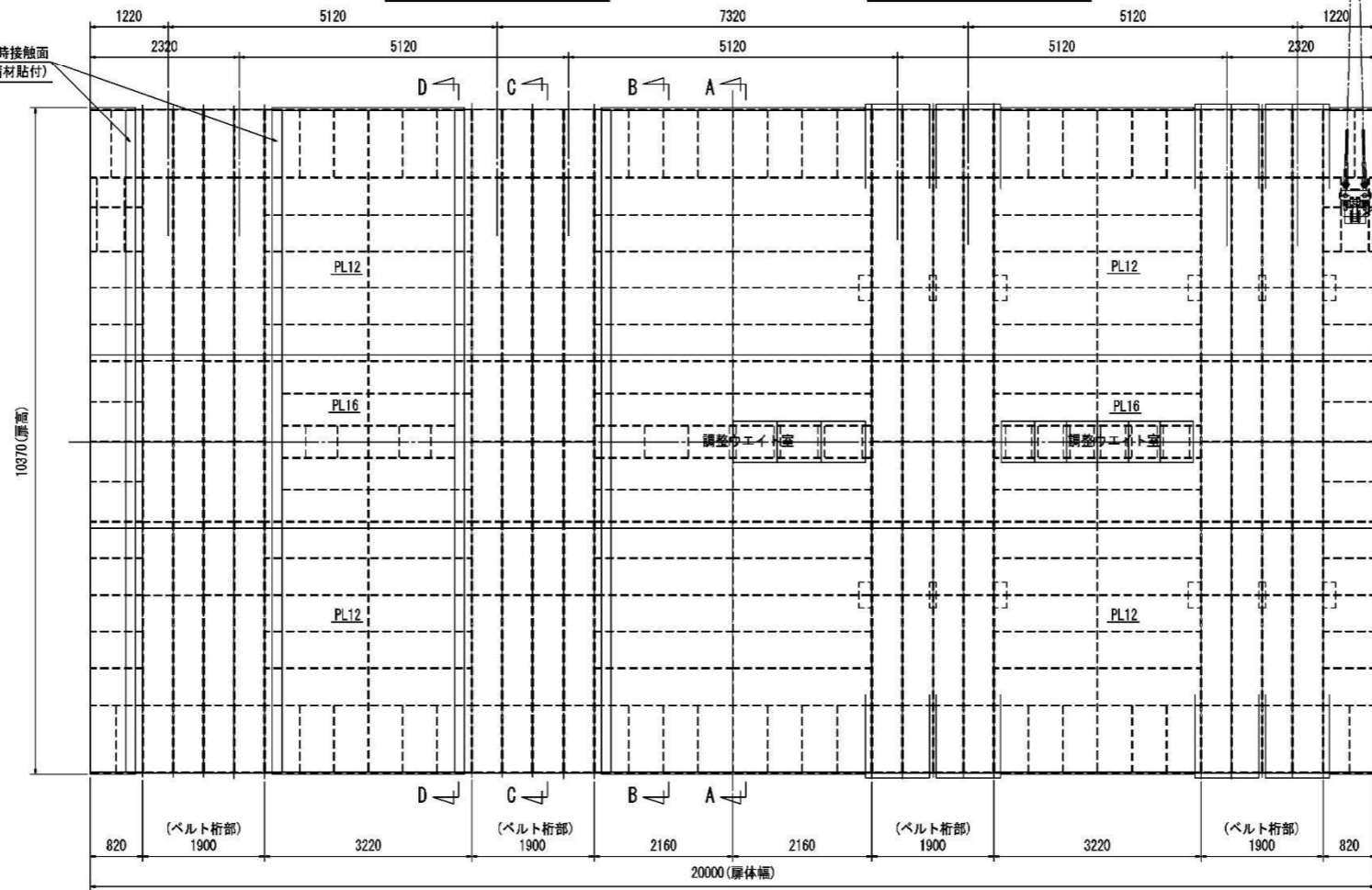
川側矢視(平板より見る)

側面図

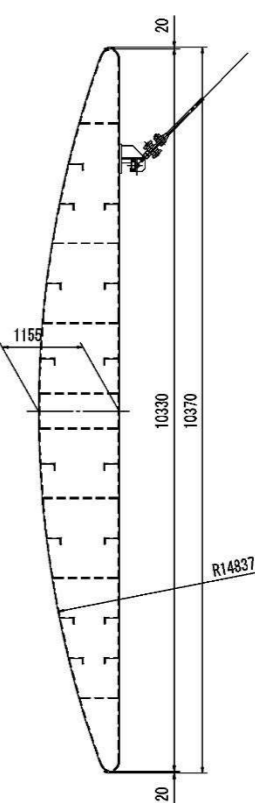
B - B



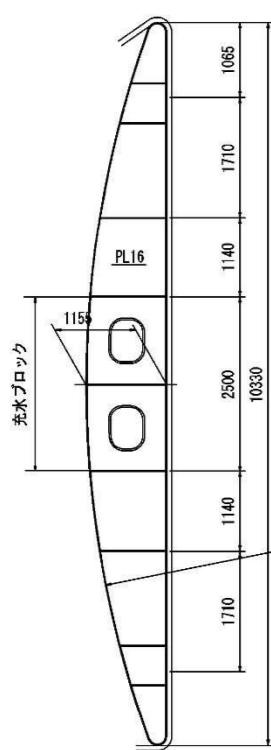
回転時接触面  
(防錆材貼付)



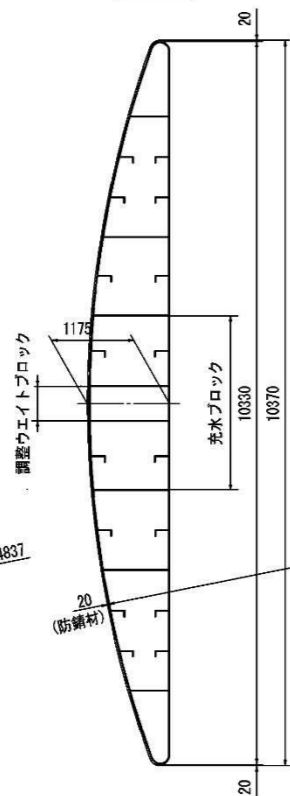
引き波時ベルト間隔  
押し波時ベルト間隔



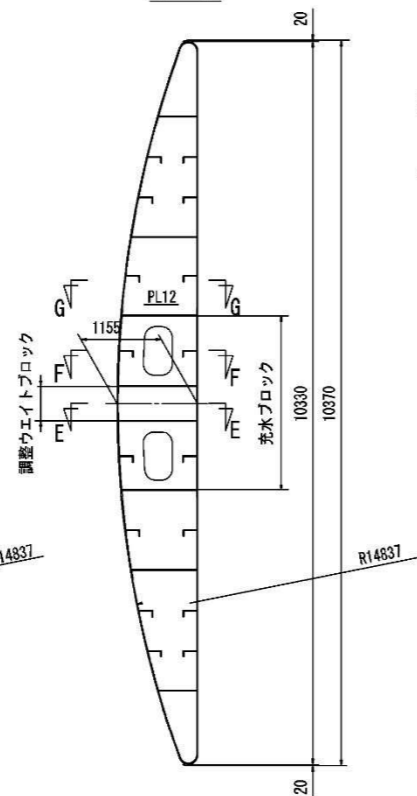
C - C  
(ベルト桁)



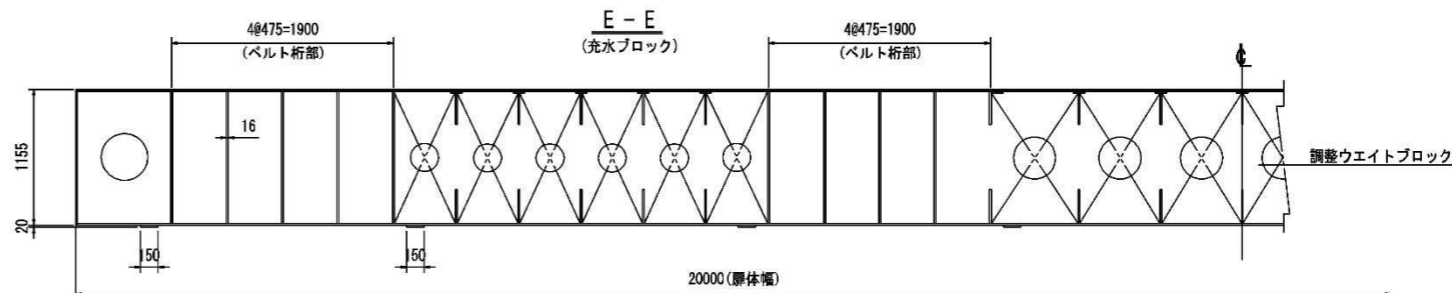
D - D



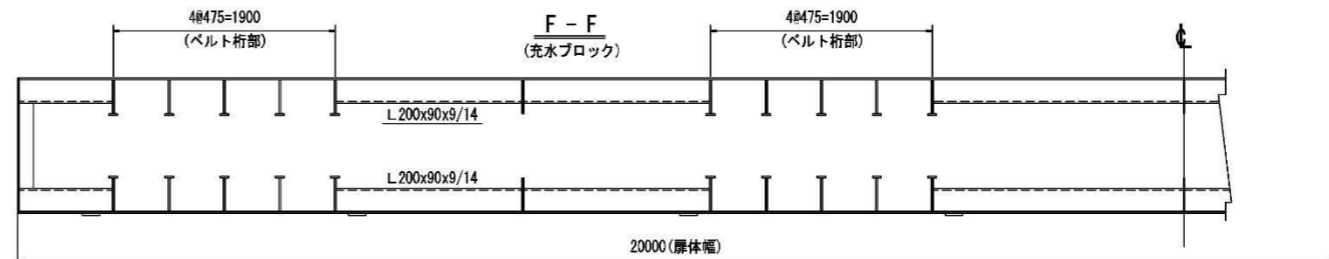
A - A



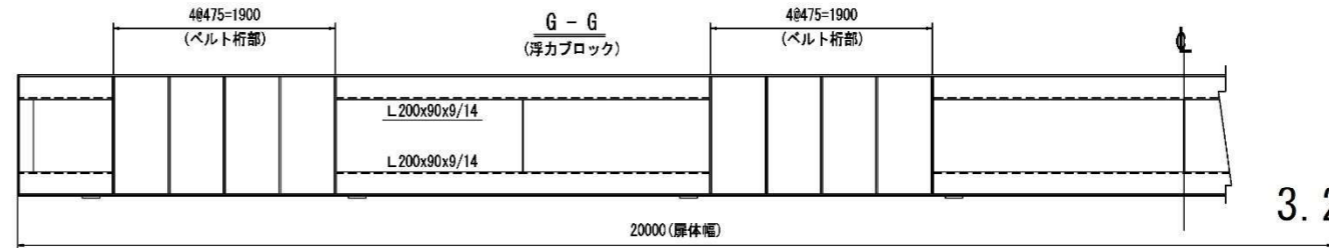
E - E



F - F



G - G



3.2 扉体構造図

S-1/50 2016-01

港湾空港技術研究所資料 No.1384

2021.3

編集兼発行人 国立研究開発法人海上・港湾・航空技術研究所

発行所 港湾空港技術研究所  
横須賀市長瀬3丁目1番1号  
TEL. 046(844)5040 URL. <http://www.pari.go.jp/>

Copyright © (2021) by MPAT

All rights reserved. No part of this book must be reproduced by any means without the written permission of the President of MPAT

この資料は、海上・港湾・航空技術研究所理事長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部または一部の転載、複写は海上・港湾・航空技術研究所理事長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。