

(2)-2 始良カルデラにおける海底地盤変動観測の検討

本項目では始良カルデラに最適な海底地盤変動装置の検討を行った結果について報告する。本項目が取り扱う始良カルデラに最適な海底地盤変動観測装置の検討は以下のようなスケジュールのもとで進行している。これまでに調査された鹿児島湾の海象および気象条件を考慮して、令和元年度に海底地盤変動観測装置の基本設計を実施した。令和2年度は前年度の基本設計をもとに観測計器およびその電源などの搭載も考慮した詳細設計を行うとともに、揺動する観測装置を模した実験台上で測位実験を行った。令和3年度は測位実験の結果を踏まえた追加実験を行い、測位結果処理の高精度化を目指すとともに海底地盤変動観測装置の改良設計を行うことで、より高精度な海底地盤変動観測装置の設計を完結させる。令和4年度以降で海底地盤変動観測装置を建造し観測を開始する計画である。

(2)-2-1. 海底地盤変動観測装置の設置場所の選定

令和2年度は海底地盤変動観測装置を設置する場所について関係機関および関係団体と交渉し、桜島北東に位置する新島北沖への設置に対する同意を取得した。その経過は以下のようなものである。

令和2年6月初旬 海上保安庁提供のナロービーム測深結果をもとに設置候補地点を選定。

令和2年7月29日 海上保安庁鹿児島水路部と保安灯仕様について協議。

令和2年8月2日 東桜島漁業協同組合にて説明と協議。

令和2年8月21日 東桜島漁業協同組合関係者と現地確認

令和2年9月25日 鹿児島県漁業組合連合会と協議

令和2年9月11日 鹿児島県と海底土地利用について協議

令和2年10月15日 鹿児島市漁業組合桜島支所で協議

令和2年10月16日 鹿児島振興局と海底土地利用について協議

令和2年10月27日 鹿児島市漁業協同組合にて協議

令和2年11月5日 鹿児島市漁業協同組合が海域利用について同意

令和2年度の取り組みの結果、選定された設置場所を図2-2-1に示す。

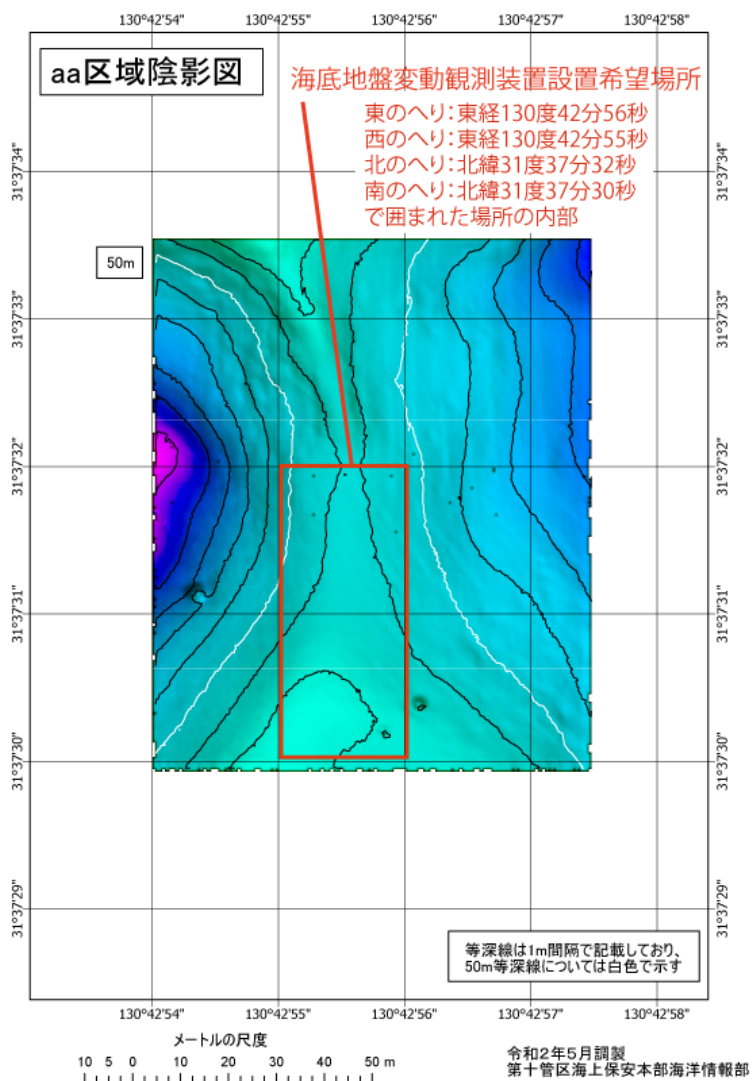
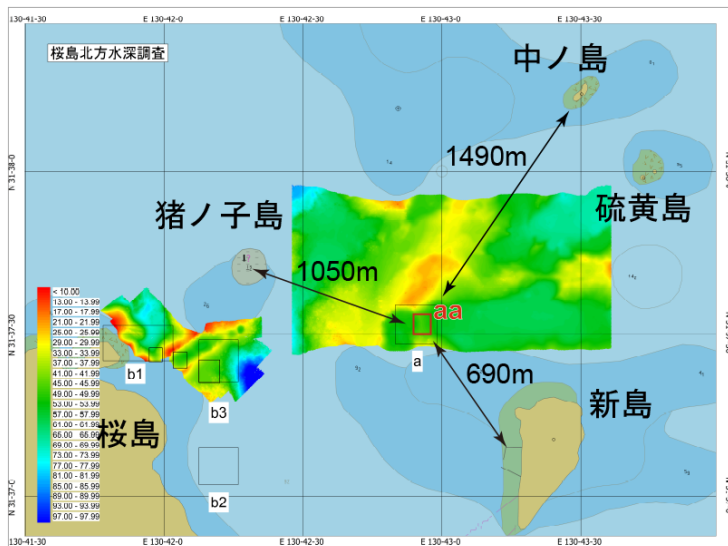


図 2-2-1 海底地盤変動装置設置予定場所

(2)-2-2. 海底地盤変動観測装置の詳細設計

令和 2 年度は海底地盤変動観測装置の建造を前提とした詳細設計を実施した。詳細設計は以下のような仕様のもとで実施した。

- ・設置水深：50m
- ・最大搭載重量：300kg
- ・海底に設置された基台と連結されて浮力で自立する上部構造。
- ・最大干潮時の最大強風下にも水没しない上部構造。
- ・上部構造の最上部は常時海面上に露出する。
- ・GNSS による海底面の測位および観測装置の運動検出
- ・傾斜計による観測装置の運動補正量の獲得
- ・太陽電池と蓄電池による計測器電源の搭載
- ・航行安全のための標識灯の搭載

(2)-2-2. 1. 基台（シンカー）

(2)-2-2. 1. 1. 設計条件

(1)外力条件

本観測施設の基台（シンカー）に作用する外力としては、連結部に作用する引張力が主たるものとなる。本体工の設計では、波・流れ・風が作用することを想定し、部材全体の設計を行っており、その設計成果から、連結部に発生する引張力を抽出した。

水深条件としては、L. W. L. 時と H. H. W. L. 時を想定し、引張力として静止摩擦力が最小となる場合と滑動方向の外力が最大となる場合の計 4 ケースを想定した。

想定した外力条件を以下の表 2-2-2. 1. 1-1 に示す。

表 2-2-2.1.1-1 シンカーの設計に用いる外力条件

ケース名	バラスト	水深 (m)	鉛直力 (kN)	水平力 (kN)
case3a	なし	50.000	95.8	46.9
case3b		L. W. L. 時	77.7	57.9
case4a		54.287	104.0	41.9
case4b		H. H. W. L. 時	77.1	50.9

case[a]：静止摩擦力が最小となる場合

case[b]：滑動方向の外力が最大となる場合

(2) 土質条件

1) 採泥調査

現地海底の土質条件を把握するため、以下の図 2-2-2. 1. 1-1 に示す 10 地点において、採泥調査を実施した。水深は 50m 前後である。

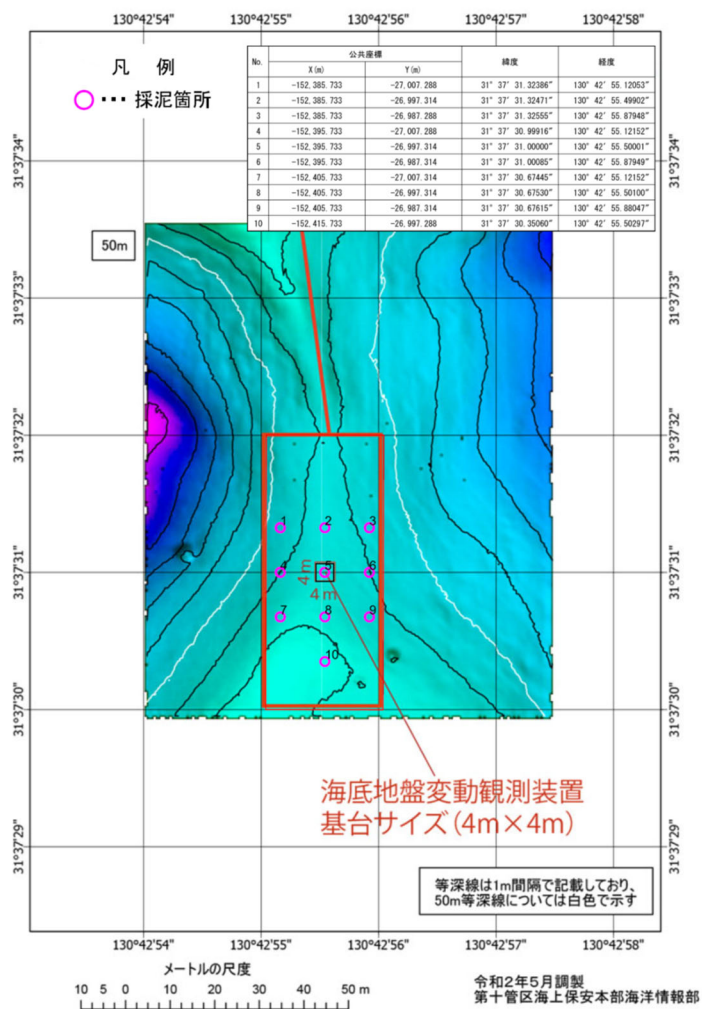


図 2-2-2.1.1-1 採泥調査の調査地点図

採泥調査で得られた試料に対する土質試験結果の概要を表 2-2-2. 1. 1-1 に示す。地点間の地盤材料としての差異は小さく、いずれも中分類として砂質土 (SF) に属する。図 2-2-2. 1. 1-2 の粒径加積曲線より、中央粒径は 0.11mm~0.20mm であり、0.075mm 以下のシルト・粘土成分は概ね 30%程度である。また、粒径のバラツキを示す均等係数 U_c は 7~12 である。なお、土質試験結果の詳細は、添付資料- 1 に示す。

表 2-2-2.1.1-1 室内土質試験結果の概要

地点no	土粒子密度 g/cm ³	地盤材料の分類		50%粒径 D50 mm	均等係数 U_c
		中分類	小分類		
1	2.633	SF 砂質土	SCs 粘性土質砂	0.1392	7.68
2	2.626	SF 砂質土	SCs 粘性土質砂	0.1308	7.17
3	2.588	SF 砂質土	SCs 粘性土質砂	0.1177	6.93
4	2.603	SF 砂質土	SCs 粘性土質砂	0.1432	7.4
5	2.61	SF 砂質土	SCs 粘性土質砂	0.1305	8.53
6	2.664	SF 砂質土	SCs 粘性土質砂	0.1249	11.93
7	2.604	SF 砂質土	SCs-G 礫混じり粘性土質砂	0.1995	8.75
8	2.62	SF 砂質土	SCs 粘性土質砂	0.1913	10.6
9	2.586	SF 砂質土	SCs 粘性土質砂	0.111	10.79
10	2.653	SF 砂質土	SCs 粘性土質砂	0.1393	8.02

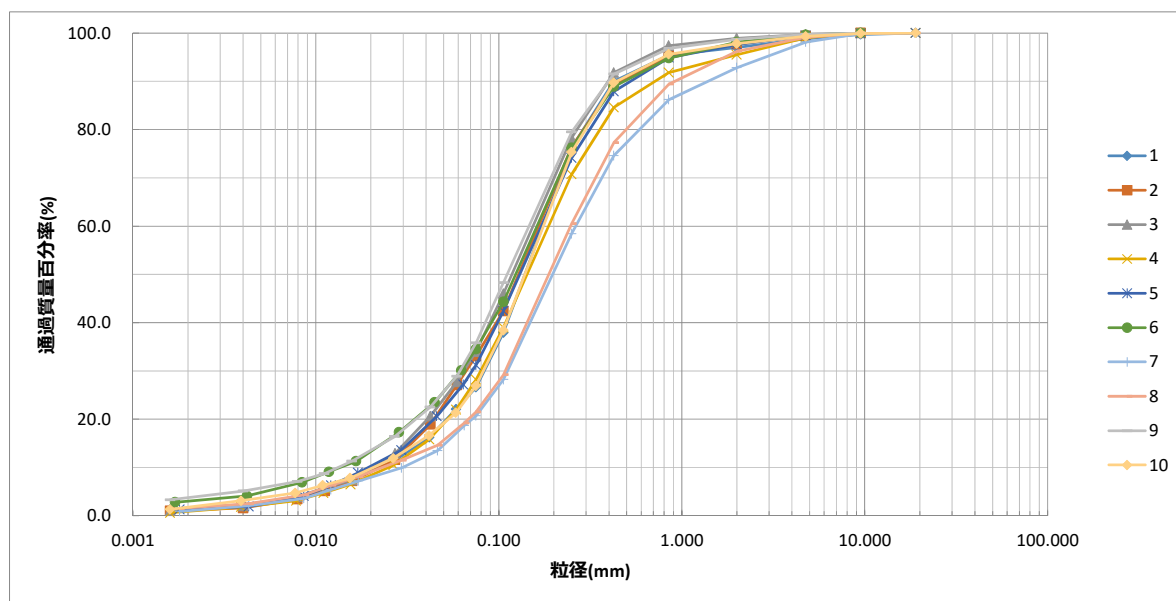


図 2-2-2. 1. 1-2 各地点の粒径加積曲線

2) 土質定数の設定

採泥調査結果を参考に、シンカーの設計に用いる土質定数を設定する必要があるが、ボーリング調査等の原位置での調査ではないため、「道路土工（盛土工指針）」等を参考とする。採泥調査の結果、砂質土（SF）に属するため、せん断抵抗角は30° または25° に設定することになるが、安全側の設計となるよう25° と設定する。また、土の水中単位体積重量は、飽和土とみなせるため10kN/m³とする。

(3) 経験的な土質定数の利用

解表 4-2-4 設計時に用いる土質定数の仮定値⁴⁾

種類	状態	単位体積重量 (kN/m ³)	せん断抵抗角 (度)	粘着力 (kN/m ²)	地盤工学会基準 ^{注2)}	
盛土	礫および礫まじり砂	締め固めたもの	20	40	0	{G}
	砂	締め固めたもの	20	35	0	{S}
		粒径幅の広いもの の 分級されたもの	19	30	0	
	砂質土	締め固めたもの	19	25	30 以下	{SF}
	粘性土	締め固めたもの	18	15	50 以下	{M}, {C}
関東ローム	締め固めたもの	14	20	10 以下	{V}	
自然 地盤	礫	密実なものまたは粒径幅の広いもの	20	40	0	{G}
		密実でないものまたは分級されたもの	18	35	0	
	礫まじり砂	密実なもの	21	40	0	{G}
		密実でないもの	19	35	0	
	砂	密実なものまたは粒径幅の広いもの	20	35	0	{S}
		密実でないものまたは分級されたもの	18	30	0	
	砂質土	密実なもの	19	30	30 以下	{SF}
		密実でないもの	17	25	0	
	粘性土	固いもの（指で強く押し多少へこむ） ^{注1)}	18	25	50 以下	{M}, {C}
		やや軟らかいもの（指の中程度の力で貫入） ^{注1)}	17	20	30 以下	
		軟らかいもの（指が容易に貫入） ^{注1)}	16	15	15 以下	
	粘土およびシルト	固いもの（指で強く押し多少へこむ） ^{注1)}	17	20	50 以下	{M}, {C}
		やや軟らかいもの（指の中程度の力で貫入） ^{注1)}	16	15	30 以下	
関東ローム	軟らかいもの（指が容易に貫入） ^{注1)}	14	10	15 以下		
		14	5(ϕ)	30 以下	{V}	

出:

注1) ; N値の目安は次のとおりである。

固いもの (N=8~15), やや軟らかいもの (N=4~8), 軟らかいもの (N=2~4)

注2) ; 地盤工学会基準の記号は、およその目安である。

難な場合は、「第5章 施工」に示す締固め基準を満足することを前提として、経験的に推定した解表4-2-4の値を用いてもよい。ただし、必要に応じて詳細な設計を行う段階で土質試験を実施し、設計定数の確認を行うのがよい。なお、擁壁工等では、降雨時に裏込め土に地山等の地下水が浸水した時に本強度定数（特に粘着力）は過大になるおそれがあるため、粘着力は見込んでいないので適用に当たっては留意する必要がある。本表の使用に当たっては、次の点に注意するものとする。

- 1) 地下水位以下にある土の有効単位体積重量は、それぞれ表中の値から飽和土
 - ① 碎石は、礫と同じ値とする。
 - ② トンネルずりや岩塊等では、粒径や間隙比により値が異なるので既往の実績や現場試験により決定する。
 - ③ 礫まじり砂質土や礫まじり粘性土は、礫の混合割合及び状態により適宜定める。
- 3) せん断抵抗角及び粘着力の値は、飽和条件のもとで得られた概略的な値である。
- 4) 碎石、トンネルずり、岩塊等のせん断抵抗角及び粘着力は、礫の値を用いてよい。
- 5) 粒径幅の広い土とは、様々な粒径の土粒子を適当な割合で含んだ土で、締固めが行いやすいものをいう。分級された土とは、ある狭い範囲に粒径のそろった土で、密な締固めが行いにくいものをいう。

出典：6) 地盤工学会基準の記号は、おおよその目安である。

なお、本表の値は、適切に締め固められた土について、上記3)に述べたように飽和条件のもとで得られた試験結果から残留強度相当のせん断強度をいくぶん安全側に設定したものである。このため、地震動の作用に対する検討を本表の数値を用いて行うと安定性を過小評価する可能性があるため、詳細な設計を行う段階で土質試験を実施し、設計定数の確認を行うのがよい。

(3) 設計条件の整理

1) 外力条件

a) 波・流れの作用

ケース名	バラスト	水深 (m)	鉛直力 (kN)	水平力 (kN)
case3a	なし	50.000	95.8	46.9
case3b		L. W. L. 時	77.7	57.9
case4a		54.287	104.0	41.9
case4b		H. H. W. L. 時	77.1	50.9

b) 鉛直荷重

吊り上げ時には、タワー本体から鉛直荷重として 10 t が作用することとする。

2) 土質条件

せん断抵抗角 $\phi = 25^\circ$

土の水中単位体積重量 $\gamma_{sat} = 10 \text{ kN/m}^3$

3) 材料条件

無筋コンクリートの単位体積重量 2.3 t/m³

海水の単位体積重量 1.03 t/m³

静止摩擦係数 (コンクリートと砂) 0.5

基礎の根入れ (即時沈下) 10cm と仮定

4) 環境条件

シンカー吊金具については 10 年間の鉄筋腐食量を考慮する。腐食速度は「港湾の施設の技術上の基準・同解説 (平成 30 年版)」を参考に、0.2mm/年とする。

(4) 一面せん断試験

本調査では、採泥した資料より一面せん断試験（JGS 0560）も実施した。試験結果より得られたせん断抵抗角は 13.79° となり、各種設計基準類と比較しても極端に小さい。しかし、「地盤材料試験の方法と解説」の記述では、試験の目的として圧密排水（CD）または圧密非排水（CU）の条件下での試験を前提としており、採泥で乱された土（圧密状態が崩れた土）は対象として考えていない。試料を再形成して試験を実施すること可能であるが、原位置での状態を再現することはできず、得られた結果は参考値にしかならないと判断される。そのため、一面せん断試験の結果は、採用しないこととする。

4.4 基準の解説

4.4.1 総則

(1) 試験の目的

a) 圧密定体積一面せん断試験

所定の圧密応力に対する定体積せん断強さを求めることが試験の目的である。強度定数を求める場合は、数個の供試体に対して異なる圧密応力の下で試験を行い、定体積せん断強さと圧密応力の関係から全応力に基づくCU条件の強度定数 c_{cu} 、 ϕ_{cu} が³⁾、せん断応力と垂直有効応力の関係（応力経路）から有効応力に基づく強度定数 c' 、 ϕ' が求められる。また、原地盤の非排水せん断強さの決定や荷重除去による強度低下の評価²⁾を目的とする場合もある。

b) 圧密定圧一面せん断試験

所定の圧密応力に対する定圧せん断強さを求めることが試験の目的である。強度定数を求める場合は、数個の供試体に対して異なる圧密応力の下で試験を行い、定圧せん断強さと圧密応力の関係からCD条件の強度定数 c_d 、 ϕ_d が求められる。

以下、圧密定体積一面せん断試験を定体積試験、圧密定圧一面せん断試験を定圧試験と略称する。強度定数の求め方は本編 4.4.5 (2) に示す。

出典：地盤材料試験の方法と解説，平成 21 年 11 月，（社）地盤工学会

(2)-2-2. 1. 2. シンカーの外部安定性の照査

(1) 照査手法

シンカー全体の外部安定性の照査は、「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 30 年版）」等を参考に、滑動・転倒・地盤支持力の照査を行う。いずれも安全率（耐力作用比）が 1.2 以上となることを確認した。なお、地盤支持力は、以下の算定式を用いた。

$$q_d = \frac{1}{m_B} \left(\beta \rho_{1k} g \frac{B}{2} N_{\gamma k} + \rho_{2k} g D (N_{qk} - 1) \right) + \rho_{2k} g D$$

ここに、

- q_d : 水中部分の浮力を考慮した基礎支持力の設計用値 (kN/m²)
- m_B : 支持力に関する調整係数
- β : 基礎の形状係数
- $\rho_{1k} g$: 基礎の底面から下の地盤の土の単位体積重量の特性値 (水面下にあつては、水中単位体積重量) (kN/m³)
- B : 基礎の最小幅 (m)
- $N_{\gamma k}, N_{qk}$: 帯状基礎に対する支持力係数の特性値
- $\rho_{2k} g$: 基礎の底面から上の地盤の土の単位体積重量の特性値 (水面下にあつては、水中単位体積重量) (kN/m³)
- D : 基礎の地盤への根入れ長 (m)

出典：H30 年版港湾基準 中巻 p. 676

(2) 照査結果

外部安定性の照査結果を表 2-2-1. 2-1 に示す。次節の内部安定性の照査結果に基づき、シンカーは鉄筋コンクリート構造とし、寸法は 4.0m × 4.0m × 1.0m とする。各ケースの設計計算書は、添付資料- 3 に示す。

表 2-2-1. 2-1 シンカーの外部安定性の照査結果

基台の安定性照査結果

砂質土想定 (Φ=25°)

ケース名	バラスト	水深 (m)	シンカー寸法 (m)	鉛直力 (kN)	水平力 (kN)	滑動安全率	転倒安全率	支持力耐力作用比
case3a	なし	50.000	4.0 × 4.0 × 1.0	95.8	46.9	1.35	5.41	2.51
case3b		L. W. L. 時		77.7	57.9	1.25	5.01	2.38
case4a		54.287		104.0	41.9	1.42	5.67	2.57
case4b		H. H. W. L. 時		77.1	50.9	1.43	5.72	2.46

case[a]: 静止摩擦力が最小となる場合

case[b]: 滑動方向の外力が最大となる場合

鉄筋コンクリートの単位体積重量

2.45 t/m³

(2)-2-2. 1. 3. シンカーの内部安定性の照査

(1) 照査手法

シンカーの内部安定性の照査として、シンカー吊り上げ時の照査を行った。照査手法としては、「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成30年版）, p. 672～673」を用いた。

(2) 照査結果

照査結果を以下に示す。本体からの鉛直荷重 10t を考慮すると、次ページ以降に示すように作用耐力比が 1.0 以上となってしまう、無筋コンクリートでは安定性を確保できない。したがって、鉄筋コンクリート構造とする。

fbck:	コンクリートの曲げひび割れ強度の特性値(N/mm ²) $kob \cdot k1b \cdot ftk$ 128 N/mm²	H30年版港湾施設の技術上の基準・同解説,p.672～673
kob:	コンクリートの引張軟化特性に起因する引張強度と曲げ強度の関係を表す係数 $1+1/[0.85+4.5(h/lch)]$ 118.16	H30年版港湾施設の技術上の基準・同解説,p.672～673
k1b:	乾燥、水和熱など、その他の原因によるひび割れ強度の低下を現す係数 $0.55/h^{1/4}$ 0.54	H30年版港湾施設の技術上の基準・同解説,p.672～673
h:	部材の高さ(m) 1.1 m	
P:	本体からの鉛直荷重(kN) 10 t 98.1 kN	
lch:	特性長さ(m) $Gf \cdot Ec / ftk^2$ 492.97 m	H30年版港湾施設の技術上の基準・同解説,p.672～673
Gf:	コンクリートの破壊エネルギー(N/m) $10(dmax)^{1/3} \cdot f'ck^{1/3}$ 89.63 m	H30年版港湾施設の技術上の基準・同解説,p.672～673
Ec:	コンクリートのヤング係数(kN/mm ²) 22 kN/mm²	2017年版コンクリート標準示方書設計編,p.43
ftk:	引張強度の特性値(N/mm ²) $0.23 \cdot f'ck^{2/3}$ 2 N/mm²	2017年版コンクリート標準示方書設計編,p.39

Md1 :	自重による曲げモーメントの設計用値(kN・m/m) $(1/8) \cdot p \cdot l^2$ 49.72 kN・m/m	
Md2 :	鉛直荷重による曲げモーメントの設計用値(kN・m/m) $(1/4) \cdot P \cdot l$ 98.10 kN・m/m	
w:	コンクリートの単位体積重量(kN/m ³) 22.6 kN/m ³	H30年版港湾施設の技術上の基準・同解説,p.447
p:	自重の等分布荷重(kN/m ²) $w \cdot h$ 24.86 kN/m ²	
l:	部材長(m) 4 m	
作用耐力比	$\gamma_i \cdot (Md1 + Md2) / M_{ud}$ 2.07 NG	H30年版港湾施設の技術上の基準・同解説,p.672~673
γ_i :	構造物係数 1.1	H30年版港湾施設の技術上の基準・同解説,p.672~673

(2)-2-2.1.4. 配筋計算

シンカーの配筋計算は、「港湾の施設の技術上の基準・同解説」及び「コンクリート標準示方書」のに基づき、限界状態設計法により配筋計算を行った。の配筋計算結果を以下に示す。終局状態と使用状態の照査結果に基づき、SD345 の D19 を構造筋として採用する。

(1) 設計条件

(a) 参考図書および準拠基準

- ・ 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）
- ・ 土木学会「コンクリート標準示方書(設計編)」（2017年制定）

(b) 使用材料および降伏応力度

①コンクリート

- ・ 設計基準強度 $f'_{ck} = 24 \text{ N/mm}^2$
- ・ ヤング係数 $E_c = 2.50\text{E}+04 \text{ N/mm}^2$

②鉄筋

- ・ 材質 SD345
- ・ 設計引張降伏強度 $'_{yk} = 345 \text{ N/mm}^2$
- ・ ヤング係数 $E_s = 2.00\text{E}+05 \text{ N/mm}^2$

③単位体積重量

- ・ 鉄筋コンクリート 24.0 kN/m^3
- ・ 鋼材 77.0 kN/m^3

(2) 荷重の算定

以下の荷重を考慮するものとする。

自重 : $t = 1000 \text{ mm}$

鉛直荷重 : $V = 98.10 \text{ kN}$ (永続状態)

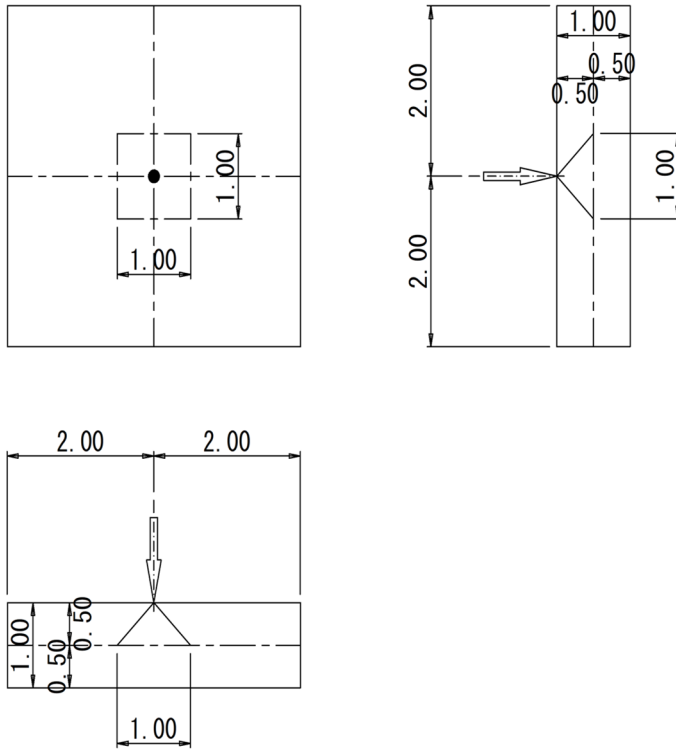
(a) 自重

$$n = 1.00 \times 1.00 \times 24.00 = 24.00 \text{ kN/m}$$

(b) 鉛直荷重

各方向に対し1.0mで分担するものとした。

$$W = 98.10 \text{ kN/m}$$



(c) 荷重組合せ

状 態		作用の組合せ
終局限界	永続状態	1.1D + 1.2W
使用限界	永続状態	1.0D + 0.5W

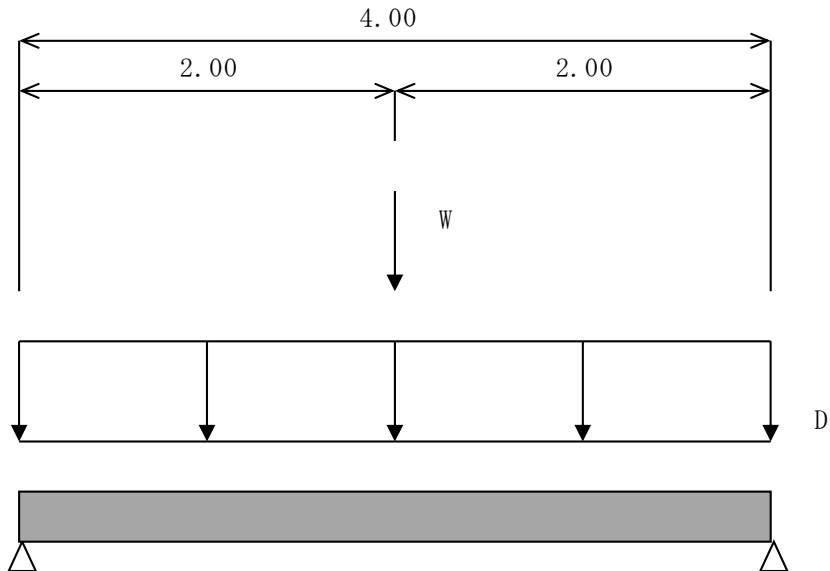
ここに、

D：死荷重 W：鉛直荷重

(3) 断面力の算定

ブロック長をスパン長とした単純梁として断面力を算定する。

スパン長 $L = 4.00 \text{ m}$



$$\text{終局： } q = 24.00 \times 1.1 = 26.40 \text{ kN/m}$$

$$W = 98.10 \times 1.2 = 117.72 \text{ kN}$$

$$\text{使用： } q = 24.00 \times 1.0 = 24.00 \text{ kN/m}$$

$$W = 98.10 \times 0.5 = 49.05 \text{ kN}$$

(a) 終局限界状態

$$M = \frac{qL^2}{8} + \frac{WL}{4} = 52.80 + 117.72 = 170.52 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$S = \frac{qL}{2} + \frac{W}{2} = 52.80 + 58.86 = 111.66 \text{ kN}$$

(b) 使用限界状態

$$M = \frac{qL^2}{8} + \frac{WL}{4} = 97.05 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$S = \frac{qL}{2} + \frac{W}{2} = 72.53 \text{ kN}$$

(4) 配筋照査

(a) 終局限界状態

・ 曲げモーメントに対する照査

項 目		上側鉄筋	下側鉄筋	
部材幅	b_w mm	1000	1000	
部材高さ	h mm	1000	1000	
有効高さ	d mm	920.0	920.0	
設計用値	M_d kN・m	0.0	170.5	
部分 係数	部材係数	γ_b	1.1	1.1
	構造物係数	γ_i	1.2	1.2
	材料係数 コンクリート	γ_c	1.3	1.3
	材料係数 鉄筋	γ_s	1.0	1.0
設計圧縮強度	f'_{cd} N/mm ²	18.5	18.5	
設計引張降伏強度	f'_{yd} N/mm ²	345.0	345.0	
$A_n = 1.7 \cdot b_w \cdot f'_{cd}$	N/mm ²	31450	31450	
配 筋	(本－鉄筋径)	5 - D19	5 - D19	
使用鉄筋量	A_s mm ²	1433	1433	
鉄筋比	P_w	0.0016	0.0016	
釣合鉄筋比係数	α	0.68	0.68	
コンクリート終局ひずみ	ϵ'_{cu}	0.0035	0.0035	
鉄筋のヤング係数	E_s N/mm ²	200000	200000	
釣合鉄筋比	P_b	0.0244	0.0244	
$0.75 \cdot P_b$		0.0183	0.0183	
$P_w \leq 0.75 \cdot P_b$		OK	OK	
曲げ耐力	M_{ud} kN・m	406.2	406.2	
曲げモーメント照査	$\gamma_i \cdot M_d / M_{ud}$	0.00	0.50	
曲げモーメント 判 定 (≤ 1.00)		OK	OK	

・せん断力に対する照査

項 目		上側鉄筋	下側鉄筋
部材幅	b_w mm	1000	1000
部材高さ	h mm	1000	1000
有効高さ	d mm	920.0	920.0
設計用値	V_d kN	111.66	111.66
部分 係数	部材係数 コンクリート γ_b	1.3	1.3
	部材係数 せん断補強筋 γ_b	1.1	1.1
	構造物係数 γ_i	1.2	1.2
使用鉄筋量	A_s mm ²	1433	1433
鉄筋比	P_v	0.0016	0.0016
設計圧縮強度	f'_{cd} N/mm ²	18.5	18.5
設計引張降伏強度	f'_{yd} N/mm ²	345.0	345.0
$\beta_d = (1000/d)^{1/4}$	$d : \text{mm}$	1.0211	1.0211
$\beta_p = (100 \cdot P_v)^{1/3}$		0.5429	0.5429
β_n (最小値考慮)		1.0000	1.0000
$f_{vcd} = 0.20 \cdot (f'_{cd})^{1/3}$	N/mm ²	0.529	0.529
コンクリートのせん断耐力	V_{cd} kN	207.53	207.53
せん断力照査	$\gamma_i \cdot V_d / V_{cd}$	0.65	0.65
せん断力 判 定 (≤ 1.00)		OK	OK

(b) 使用限界状態

- ・ 曲げひび割れに対する照査

項 目		上側鉄筋	下側鉄筋
部材幅	b_w mm	1000	1000
部材高さ	h mm	1000	1000
有効高さ	d mm	920.0	920.0
設計用値	M_d kN・m	0.0	97.05
純かぶり	C mm	70.5	70.5
設計圧縮強度	f'_{cd} N/mm ²	24.0	24.0
配 筋	1段目 mm ²	1433	1433
	(本－鉄筋径)	5 - D19	5 - D19
引張鉄筋の段数	n 段	1	1
使用鉄筋量	A_s mm ²	1,433	1,433
鉄筋比	P_w	0.0016	0.0016
ヤング係数比	n	8.00	8.00
中立軸比	k	0.148	0.148
$j=1-k/3$	j	0.951	0.951
k_1		1.000	1.000
k_2		1.041	1.041
k_3		1.000	1.000
鉄筋の増加引張応力度	σ_{se} N/mm ²	0.00	77.41
鉄筋の中心間隔	C_s mm	200	200
鉄筋のヤング係数	E_s N/mm ²	200000	200000
ひび割れ幅増加を考慮する数値	ϵ'_{csd}	0.00010	0.00010
ひび割れ幅	w mm	0.047	0.228
許容ひび割れ幅	環境条件	特に厳しい 腐食性環境	特に厳しい 腐食性環境
	w_a mm	0.247	0.247
照査	w/w_a	0.190	0.924
判 定 (≤ 1.00)		OK	OK

・コンクリート圧縮応力度の照査

項 目		上側鉄筋	下側鉄筋
曲げモーメント	M_d kN・m	0.0	97.1
圧縮応力度	σ'_c N/mm ²	0.00	1.63
構造物係数	γ_i	1.1	1.1
0.4f' _{ck}		9.60	9.60
判 定 ($\gamma_i \cdot \sigma'_c \leq 0.4f'_{ck}$)		OK	OK

・せん断ひび割れに対する照査

項 目		上側鉄筋	下側鉄筋
部材幅	b_w mm	1000	1000
部材高さ	h mm	1000	1000
有効高さ	d mm	920.0	920.0
設計用値	V_d kN	0.0	72.53
部分 係数	部材係数 コンクリート	γ_b	1.0
	部材係数 せん断補強筋	γ_b	1.0
使用鉄筋量	A_s mm ²	1433	1433
鉄筋比	P_v	0.0016	0.0016
設計圧縮強度	f'_{cd} N/mm ²	24.0	24.0
$\beta_d = (1000/d)^{1/4}$	$d : \text{mm}$	1.0211	1.0211
$\beta_p = (100 \cdot P_v)^{1/3}$		0.5429	0.5429
$f_{vcd} = 0.20 \cdot (f'_{cd})^{1/3}$	N/mm ²	0.577	0.577
コンクリートのせん断耐力	V_{cd} kN	294.3	294.3
〃 の70%耐力	0.7V _{cd} kN	206.0	206.0
せん断ひび割れの照査		不要	不要

(2)-2-2.1.5. 吊鉄筋の計算

吊鉄筋は、設置作業の関係から、4点吊と2点吊の両方を用意する。吊鉄筋の計算結果を以下に示す。計算結果に基づき、4点吊の場合はφ44mmの吊鉄筋を採用し、2点吊の場合はφ60mmの吊鉄筋を採用する。

【シンカーブロックの吊り鉄筋の計算(4点吊りの場合)】

(1) 材料及び設計用値

(a) コンクリート

- 設計基準強度

$$f'_{ck} = 24 \text{ N/mm}^2$$

- 付着強度の設計用値

コンクリートの養生期間を 4 週間とし、付着強度の特性値を求める。

[圧縮強度の特性値]

$$f_{ck} = \frac{t}{1.203 + 0.7 \cdot t - 0.000195 \cdot t^2} \cdot f'_{ck}$$
$$= \frac{4}{1.203 + 0.7 \times 4 - 0.000195 \times 4^2} \times 24 = 24.0 \text{ N/mm}^2$$

[付着強度の特性値]

$$f_{bok} = 0.28 \cdot f_{ck}^{2/3} \cdot 0.4 = 0.28 \times 24.0^{2/3} \times 0.4 = 0.93 \text{ N/mm}^2$$

[付着強度の設計用値]

$$f_{bod} = f_{bok} / \gamma_c = 0.93 / 1.0 = 0.93 \text{ N/mm}^2$$
$$\gamma_c = 1.0$$

(b) 鉄筋

- 材質 SS400

- 引張降伏強度の設計用値 $f_{yd} = 235 \text{ N/mm}^2$ (φ16～φ40)
- $f_{yd} = 215 \text{ N/mm}^2$ (φ40～φ100)

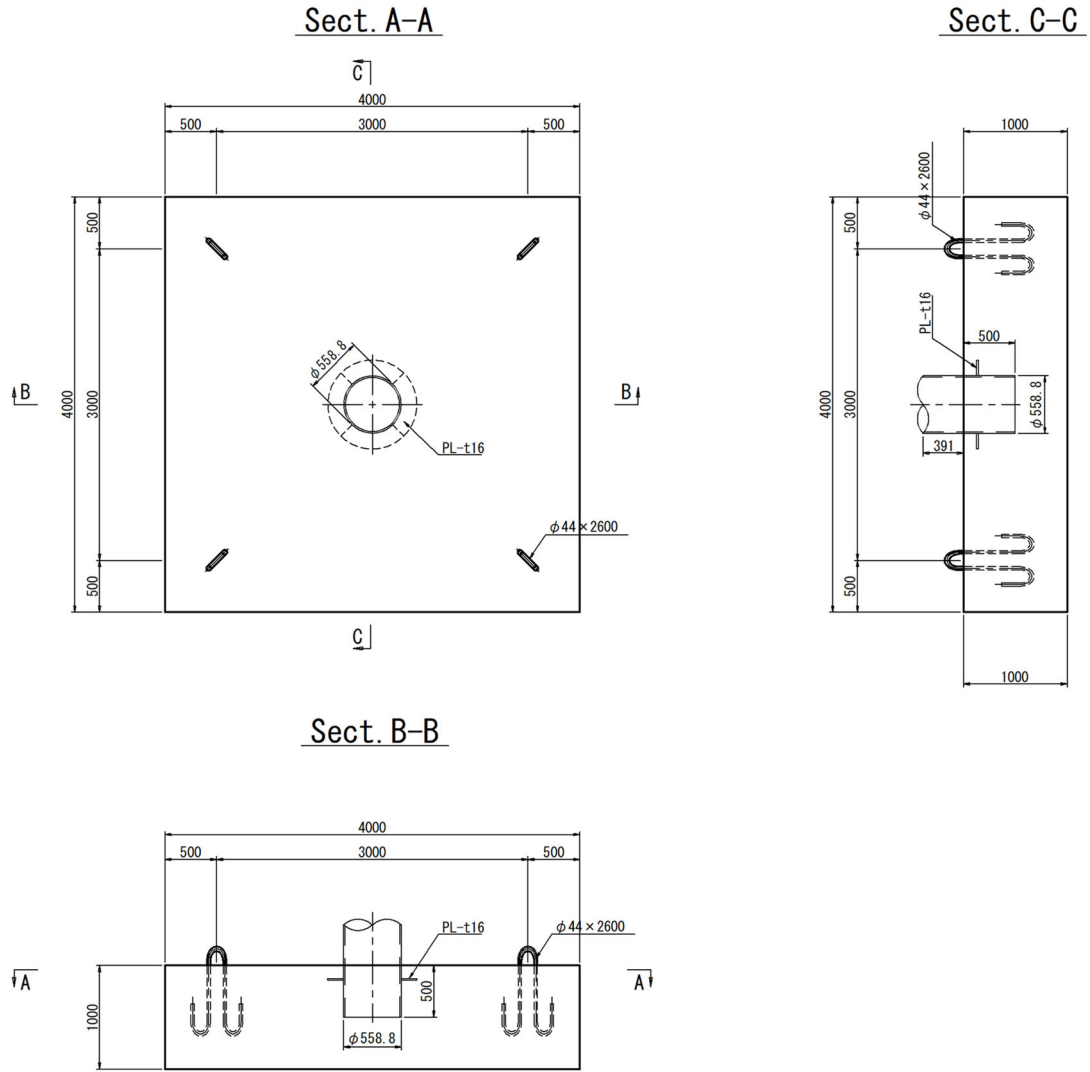
- せん断降伏強度の設計用値 $f_{vyd} = 136 \text{ N/mm}^2$ (φ16～φ40)
- $f_{vyd} = 124 \text{ N/mm}^2$ (φ40～φ100)

- 吊点数 $N = 4 \text{ 点} \rightarrow \text{不均等係数 } k = 1.33$

- 吊上角度 $\theta = 60^\circ$

(2) シンカーブロックの形状

		L		B		H
・寸法	:	4.00 m	×	4.00 m	×	1.00 m
・質量	:	384.00		kN		



(3) 吊り筋の耐力の設計用値

- ・吊筋の径 : $\phi = 40$ mm
- ・吊筋の埋込長 : $L = 550$ mm

・せん断降伏耐力の設計用値

$$T_{1d} = \frac{\pi \cdot D^2 \cdot f_{vyd}}{2 \cdot 10^3 \cdot \gamma_b}$$
$$= \frac{\pi \times 40^2 \times 124}{2 \times 10^3 \times 1.1} = 283.31 \text{ kN/本}$$

・付着定着耐力の設計用値

$$T_{2d} = \frac{2 \cdot \pi \cdot D \cdot f_{bod} \cdot m \cdot \alpha \cdot L}{10^3 \cdot \gamma_b}$$
$$= \frac{2 \times \pi \times 40 \times 0.93 \times 1.5 \times 1.1 \times 550}{10^3 \times 1.1} = 192.83 \text{ kN/本}$$

ここに、

- f_{yd} : 吊り筋の引張降伏強度の設計用値 (N/mm²)
- f_{bod} : 吊り筋のせん断降伏強度の設計用値 (N/mm²)
- D : 吊り筋径 (mm)
- m : フックの効果 $m = 1.5$
- α : 普通鉄筋による付着強度を考慮する係数 $\alpha = 1.1$
- γ_b : 部材係数 $\gamma_b = 1.1$

(4) 吊り筋 1 本あたりに生じる作用の特性値

(a) 吊り筋の作用

以下の①～⑤の作用を考慮する。

なお、側面の付着力は考慮しないものとした。

① シンカーブロック重量の特性値

$$w = 384.00 \text{ kN}$$

② シンカーブロックの付加重量の特性値

$$w' = 0.05w = 0.05 \times 384.00 = 19.20 \text{ kN}$$

③ シンカーブロックの底面付着力の特性値

$$F = 3.0A = 3.0 \times 4.00 \times 4.00 = 48.00 \text{ kN}$$

④ 鋼管杭重量の特性値

$$\text{鋼管杭 } \phi 558.8 \times 16 \quad l = 1.00 \text{ m} \quad A = 0.02684 \text{ m}^2$$

$$w = 0.02684 \times 77.0 \times 1.00 = 2.07 \text{ kN}$$

⑤ 鉛直荷重

$$V = 10 \text{ t} = 98.10 \text{ kN}$$

$$\therefore W = w + w' + F + w + V$$

$$= 384.00 + 19.20 + 48.00 + 2.07 + 98.10$$

$$= 551.37 \text{ kN}$$

(b) 吊り筋の引張に対する作用の特性値

$$P_1 = \frac{W}{N \sin \theta} \cdot k = \frac{551.37}{4 \times \sin 60^\circ} \times 1.33 = 211.69 \text{ kN/本}$$

$$P_{1d} = \gamma_f \cdot P_1 = 1.0 \times 211.69 = 211.69 \text{ kN/本}$$

(c) 吊り筋埋込部の付着に対する作用の特性値

$$P_2 = \frac{W}{N} \cdot k = \frac{551.37}{4} \times 1.33 = 183.33 \text{ kN/本}$$

$$P_{2d} = \gamma_f \cdot P_2 = 1.0 \times 183.33 = 183.33 \text{ kN/本}$$

(5) 吊り筋の照査

吊り筋の照査は次式により行う。

$$\gamma_i \cdot \frac{P_d}{\min(T_{1d}, T_{2d})} \leq 1.0$$

γ_i : 構造物係数 $\gamma_i = 1.0$

(a) 吊り筋の引張耐力に対する照査

$$1.0 \times \frac{211.69}{283.31} = 0.747 \leq 1.0 \quad \text{OK}$$

(b) 吊り筋埋込部の付着定着力に対する照査

$$1.0 \times \frac{183.33}{192.83} = 0.951 \leq 1.0 \quad \text{OK}$$

5年後に引き上げる事を考え、若干の余裕を見て以下の腐食代を考慮した吊り筋径を使用する。

$$t_c = 0.20 \text{ mm/年} \times 10 \text{ 年} \times 2 = 4.0 \text{ mm}$$

ゆえに、使用吊り筋径は、 $\phi 44$ とする。

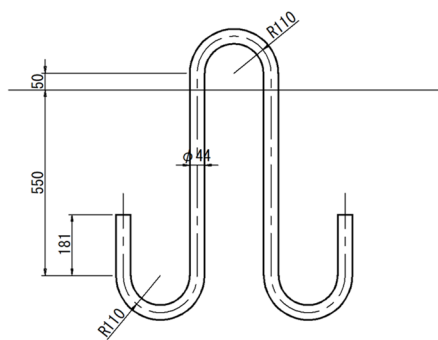
(6) 吊り筋の全長

$$R = 2.5 \phi = 2.5 \times 44 = 110 \text{ mm}$$

$$l = 550 \text{ mm}$$

$$a \geq 4.0 \phi = 4.0 \times 44 = 176 \text{ mm}$$

$$L = 3 \times \pi \times 110 + 2 \times (550 + 176 + 50) \\ = 2590 \text{ mm} \rightarrow 2600 \text{ mm}$$



【シンカーブロックの吊り鉄筋の計算(2点吊りの場合)】

(1) 材料及び設計用値

(a) コンクリート

- 設計基準強度

$$f'_{ck} = 24 \text{ N/mm}^2$$

- 付着強度の設計用値

コンクリートの養生期間を 4 週間とし、付着強度の特性値を求める。

[圧縮強度の特性値]

$$f_{ck} = \frac{t}{1.203 + 0.7 \cdot t - 0.000195 \cdot t^2} \cdot f'_{ck}$$

$$= \frac{4}{1.203 + 0.7 \times 4 - 0.000195 \times 4^2} \times 24 = 24.0 \text{ N/mm}^2$$

[付着強度の特性値]

$$f_{bok} = 0.28 \cdot f_{ck}^{2/3} \cdot 0.4 = 0.28 \times 24.0^{2/3} \times 0.4 = 0.93 \text{ N/mm}^2$$

[付着強度の設計用値]

$$f_{bod} = f_{bok} / \gamma_c = 0.93 / 1.0 = 0.93 \text{ N/mm}^2$$

$$\gamma_c = 1.0$$

(b) 鉄筋

- 材質 SS400

- 引張降伏強度の設計用値 $f_{yd} = 235 \text{ N/mm}^2$ ($\phi 16 \sim \phi 40$)

$$f_{yd} = 215 \text{ N/mm}^2 \quad (\phi 40 \sim \phi 100)$$

- せん断降伏強度の設計用値 $f_{vyd} = 136 \text{ N/mm}^2$ ($\phi 16 \sim \phi 40$)

$$f_{vyd} = 124 \text{ N/mm}^2 \quad (\phi 40 \sim \phi 100)$$

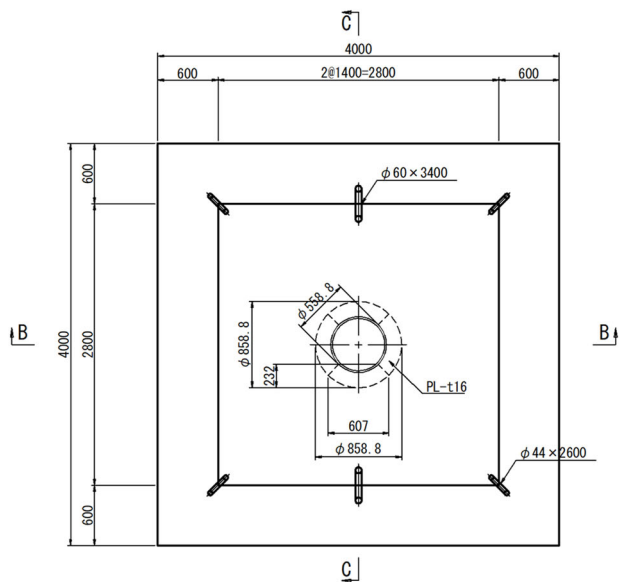
- 吊点数 $N = 2 \text{ 点} \rightarrow \text{不均等係数} \quad k = 1.2$

- 吊上角度 $\theta = 60^\circ$

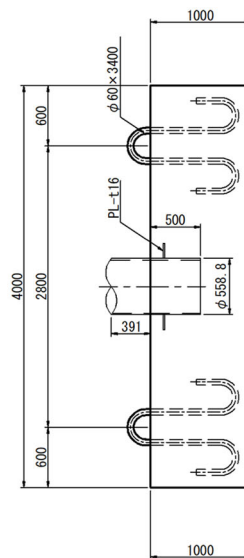
(2) シンカーブロックの形状

- | | | | | | | |
|-----|---|-----------|---|--------|---|--------|
| | | L | | B | | H |
| ・寸法 | : | 4.00 m | × | 4.00 m | × | 1.00 m |
| ・質量 | : | 384.00 kN | | | | |

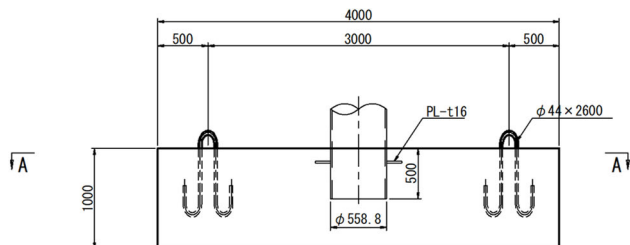
Sect. A-A



Sect. C-C



Sect. B-B



(3) 吊り筋の耐力の設計用値

- ・吊筋の径 : $\phi = 55 \text{ mm}$
- ・吊筋の埋込長 : $L = 700 \text{ mm}$

・せん断降伏耐力の設計用値

$$T_{1d} = \frac{\pi \cdot D^2 \cdot f_{vyd}}{2 \cdot 10^3 \cdot \gamma_b}$$
$$= \frac{\pi \times 55^2 \times 124}{2 \times 10^3 \times 1.1} = 535.64 \text{ kN/本}$$

・付着定着耐力の設計用値

$$T_{2d} = \frac{2 \cdot \pi \cdot D \cdot f_{bod} \cdot m \cdot \alpha \cdot L}{10^3 \cdot \gamma_b}$$
$$= \frac{2 \times \pi \times 55 \times 0.93 \times 1.5 \times 1.1 \times 700}{10^3 \times 1.1} = 337.45 \text{ kN/本}$$

ここに、

- f_{yd} : 吊り筋の引張降伏強度の設計用値 (N/mm²)
- f_{bod} : 吊り筋のせん断降伏強度の設計用値 (N/mm²)
- D : 吊り筋径 (mm)
- m : フックの効果 $m = 1.5$
- α : 普通鉄筋による付着強度を考慮する係数 $\alpha = 1.1$
- γ_b : 部材係数 $\gamma_b = 1.1$

(4) 吊り筋 1 本あたりに生じる作用の特性値

(a) 吊り筋の作用

以下の①～⑤の作用を考慮する。

なお、側面の付着力は考慮しないものとした。

① シンカーブロック重量の特性値

$$w = 384.00 \text{ kN}$$

② シンカーブロックの付加重量の特性値

$$w' = 0.05w = 0.05 \times 384.00 = 19.20 \text{ kN}$$

③ シンカーブロックの底面付着力の特性値

$$F = 3.0A = 3.0 \times 4.00 \times 4.00 = 48.00 \text{ kN}$$

④ 鋼管杭重量の特性値

$$\text{鋼管杭 } \phi 558.8 \times 16 \quad l = 1.00 \text{ m} \quad A = 0.02684 \text{ m}^2$$

$$w = 0.02684 \times 77.0 \times 1.00 = 2.07 \text{ kN}$$

⑤ 鉛直荷重

$$V = 10 \text{ t} = 98.10 \text{ kN}$$

$$\therefore W = w + w' + F + w + V$$

$$= 384.00 + 19.20 + 48.00 + 2.07 + 98.10$$

$$= 551.37 \text{ kN}$$

(b) 吊り筋の引張に対する作用の特性値

$$P_1 = \frac{W}{N \sin \theta} \cdot k = \frac{551.37}{2 \times \sin 60^\circ} \times 1.20 = 382.00 \text{ kN/本}$$

$$P_{1d} = \gamma_f \cdot P_1 = 1.0 \times 382.00 = 382.00 \text{ kN/本}$$

(c) 吊り筋埋込部の付着に対する作用の特性値

$$P_2 = \frac{W}{N} \cdot k = \frac{551.37}{2} \times 1.20 = 330.82 \text{ kN/本}$$

$$P_{2d} = \gamma_f \cdot P_2 = 1.0 \times 330.82 = 330.82 \text{ kN/本}$$

(5) 吊り筋の照査

吊り筋の照査は次式により行う。

$$\gamma_i \cdot \frac{P_d}{\min(T_{1d}, T_{2d})} \leq 1.0$$

γ_i : 構造物係数 $\gamma_i = 1.0$

(a) 吊り筋の引張耐力に対する照査

$$1.0 \times \frac{382.00}{535.64} = 0.713 \leq 1.0 \quad \text{OK}$$

(b) 吊り筋埋込部の付着定着力に対する照査

$$1.0 \times \frac{330.82}{337.45} = 0.980 \leq 1.0 \quad \text{OK}$$

5年後に引き上げる事を考え、若干の余裕を見て以下の腐食代を考慮した吊り筋径を使用する。

$$t_c = 0.20 \text{ mm/年} \times 10 \text{ 年} \times 2 = 4.0 \text{ mm}$$

ゆえに、使用吊り筋径は、 $\phi 60$ とする。

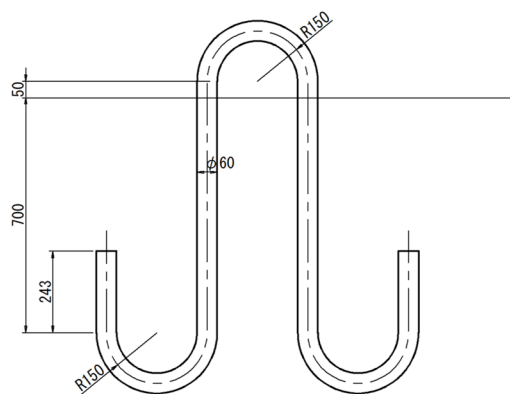
(6) 吊り筋の全長

$$R = 2.5 \phi = 2.5 \times 60 = 150 \text{ mm}$$

$$l = 700 \text{ mm}$$

$$a \geq 4.0 \phi = 4.0 \times 60 = 240 \text{ mm}$$

$$L = 3 \times \pi \times 150 + 2 \times (700 + 240 + 50) \\ = 3400 \text{ mm} \rightarrow 3400 \text{ mm}$$



(2)-2-2.1.6. 鋼管埋込部の照査

鋼管埋込部の照査結果を以下に示す。照査方法は港湾で適用されている栈橋杭頭部の照査方法と同様とした。照査結果より、鋼管をシンカーブロック内に杭径と同等程度の 500mm 埋め込むものとする。

(1) 曲げモーメントに対する照査

コンクリートに伝達できる曲げモーメントは次式により求める。

$$M_{ud} = \frac{D \cdot L^2 \cdot f'_{cd}}{6 \cdot \gamma_b} \geq M_{max}$$

ここに、

M_{ud} : コンクリートブロック内部に伝達できる曲げモーメント (kN・m)

M_{max} : 曲げモーメントの最大値 (kN・m)

$$M_{max} = H_{max} \cdot h = 57.90 \times 2.016 = 116.73 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$h = 1.516 + 0.50 = 2.016 \text{ m}$$

H_{max} : 水平力の最大値 (kN) $H_{max} = 57.90 \text{ kN}$

D : 鋼管杭の直径 (mm) $D = 558.8 \text{ mm}$

L : 鋼管杭の埋込長 (mm) $L = 500 \text{ mm}$

f'_{cd} : コンクリートの圧縮強度の設計用値 (N/mm^2)

$$f'_{cd} = f'_{ck} / \gamma_c = 24 / 1 = 18.46 \text{ N}/\text{mm}^2$$

γ_c : コンクリートの材料係数 $\gamma_c = 1.3$

γ_b : 部材係数 $\gamma_b = 1.15$

$$\begin{aligned} \therefore M_{ud} &= \frac{558.8 \times 500^2 \times 18.46}{6 \times 1.15} = 3737.48 \times 10^6 \text{ N}\cdot\text{mm} \\ &= 3737.48 \text{ kN}\cdot\text{m} \geq M_{max} = 116.73 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad \therefore \text{OK} \end{aligned}$$

(2) 鉛直力に対する照査

鉛直力は、杭外周面とコンクリートとの付着のみによって伝えるものとする。

伝達できる鉛直力は次式により算出する。

$$P_{ud} = 1 / \gamma_b \cdot L \phi \cdot f_{bod} \geq P_{max}$$

ここに、

P_{ud} : 杭の埋込部で伝達できる軸力 (kN)

P_{max} : 鉛直力の最大値 (kN) $P_{max} = 104 \text{ kN}$

L : 鋼管杭の埋込長 (mm) $L = 500 \text{ mm}$

ϕ : 鋼管杭の外周 (mm) $\phi = 558.8 \pi \text{ mm}$

f_{bod} : 杭材とコンクリートの付着強度の設計用値 (N/mm^2)

$$f_{bod} = 0.11 f'_{ck}{}^{2/3} / \gamma_c = 0.11 \times 24^{2/3} / 1.3 = 0.70 \text{ (N}/\text{mm}^2)$$

f'_{ck} : コンクリートの圧縮強度の特性値

$$f'_{ck} = 24 \text{ (N}/\text{mm}^2)$$

γ_c : コンクリートの材料係数 $\gamma_c = 1.3$

γ_b : 部材係数 $\gamma_b = 1.0$

$$\begin{aligned} \therefore P_{ud} &= 1 / 1.0 \times 500 \times 558.8 \times \pi \times 0.70 = 614433 \text{ N} \\ &= 614.43 \text{ kN} \geq P_{max} = 104 \text{ kN} \quad \therefore \text{OK} \end{aligned}$$

(3) 水平力に対する押抜きせん断の照査

コンクリートに埋め込まれた鋼管杭に対する水平方向の押抜きせん断耐力は、次式による。

$$V_{pcd} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_r \cdot f_{pcd} \cdot u_p \cdot d \quad / \quad \gamma_b$$

ここに、

V_{pcd} : 水平方向の押し抜きせん断耐力の設計用値 (kN)

$$\beta_d : \beta_d = \sqrt[4]{1/d} = \sqrt[4]{1/0.40} = 1.257$$

$\beta_d > 1.5$ の場合は1.5とする。

$$\beta_p : \beta_p = \sqrt[3]{100p_w} = \sqrt[3]{100 \times 0.0015} = 0.531$$

p_w : 鉄筋比 $p_w = 0.0015$ (最少配筋として)

$\beta_p > 1.5$ の場合は1.5とする。

$$\beta_r : \beta_r = 1 + 1 / (1 + 0.25 u / d)$$

$$= 1 + 1 / (1 + 0.25 \times 1.559 / 0.40)$$

$$= 1.506$$

$$u : \text{載荷面の周長 (m)} \quad u = 0.5588 + 0.50 \times 2 = 1.559 \text{ m}$$

$$d : \text{有効高さ (m)} \quad d = 0.40 \text{ m}$$

$$f_{pcd} : f_{pcd} = 0.85 \sqrt{f'_{cd}} = 0.85 \sqrt{18.46} = 0.859 \text{ N/mm}^2$$

$$f'_{cd} = 18.46 \text{ N/mm}^2$$

u_p : 照査断面の周長 (m)

$$u_p = (0.5588 + 2 \times 0.50) + 1.00 \times 2 = 3.559 \text{ m}$$

γ_b : 部材係数 $\gamma_b = 1.0$

$$\begin{aligned} \therefore V_{pcd} &= 1.257 \times 0.531 \times 1.506 \times 0.859 \times 3559 \times 400 / 1.0 \\ &= 1229237.82 \text{ N} = 1229.2 \text{ kN} \geq H_d = 57.90 \text{ kN} \quad \therefore \text{OK} \end{aligned}$$

(2)-2-2. 1. 7. 図面

以上の設計結果を踏まえた図面が報告された。添付資料-a に一般図を添付する。

(2)-2-2.2. 連結器

令和元年度に実施した基本設計ではピラーと基台の連結器に鋼製の係留環を用い、仮の供用年数 10 年に対して 100mm の腐食・摩耗代を見込んでいた。しかしながら、海底地盤変動量は数 mm ～数 cm のオーダーであるため、摩耗量が海底地盤変動の観測データに悪影響を及ぼす可能性がある。よって、連結器における摩耗量を低減させるための措置として、連結器として 2 軸方向に回転可能なユニバーサルジョイントを用いる。ユニバーサルジョイントに用いる軸の材質は SNCM630 であり、軸受にはオイレス工業製の” オイレス ファイバーフロン OH” を用いる。製造元の資料によると、供用年数 5 年間に対する 2 つの軸と軸受の推定摩耗量の和は、1.766 mm (0.3532 mm/年) と推測されるが、軸と軸受に異物が混入した場合にはこの限りではない。連結器の詳細設計内容は、添付資料-b に譲る。

(2)-2-2.3. ピラーおよび浮体

設計条件に基づき、海底地盤変動観測施設のピラー・浮体に対する詳細設計を実施した。詳細設計の内容は添付資料-c, d に示す通りであるが、本節では概要と基本設計時からの変更点を述べる。設計で用いた図書と設計手順は、それぞれ(1) A) ~ C) と(2) 1) ~ 4) に示す通りである。

(1) 設計で用いた図書

- A) MF21 浮魚礁設計・施工技術基準 (社)マリノフォーラム 21(平成 4 年 3 月)
- B) 漁港・漁場の施設の設計参考図書 2015 年版 (社)全国漁港漁場協会
- C) 道路橋示報書・同解説 I 共通編・II 鋼橋編 (社)日本道路協会(平成 14 年 3 月)

(2) 設計手順

- 1) 設計条件から観測装置に作用する潮流力、波力、風力を算定する。
- 2) 1) で算定した外力を用いて、係留設備・観測装置の構造強度に対する照査を行う。
- 3) 係留状態(観測時を想定)の観測装置に対して、静的安定性、すなわち復元性について問題ないことを確認する。
- 4) 観測装置本体に対しては、水圧に対する構造強度の照査を行う。具体的には、水圧に対して十分な強度を有するよう補強材を選定する。
- 5) 1) ~ 4) の結果を観測装置の図面と鋼材数量表に反映させる。

(3) 詳細設計内容

ピラーと浮体に対する詳細設計内容は、以下の通りである。

- a) 最高潮位変動を考慮した構造強度の照査
- b) 横方向の外力に対するたわみの評価
- c) 浮体形状の変更(浮体の上面と下面にテーパーをつける)

d) 上部構造最頂部の波浪応答特性および潮流応答特性の把握

a)の詳細は添付資料-c、d、b) ~ d)の詳細は添付資料-eを参照されたい。

(2)-2-2.4. 観測計器容器

本業務仕様書の内容を基に、観測計器容器の詳細設計を実施した。その内容は以下の通りである。

- 観測計器容器の内容積は2500リットルである。
- 観測計器容器はピラーと強固に結合する。
- 観測計器容器は電源室と計器室の2つに区分する。電源室にはバッテリーを収め、かつ接続用の工具の操作を考慮したスペースを確保する。計器室は内寸30cm以上の奥行と60cm以上の高さを確保する。
- 観測計器容器はケーブル引き込み口も含め、仕様に記載されている条件下でも波浪やその飛沫の侵入を許さない防水構造としている。
- 観測計器容器用ソーラーパネル、センサ及びアンテナ類からのケーブル引込口を必要数量備えるものとする。観測計器容器の外側には、観測データ送信用空中線の取付用に11cm×4cmの磁石が使える平面を異なる向きで2か所以上備えるものとする。
- 観測計器容器内には傾斜角計、風向風速計、水圧計のアナログ信号出力を端子盤で用意する。また、その他のセンサデジタル信号出力は適切なソケット、コネクタで用意する。

(2)2-2. 5. 作業台およびステップ

本業務仕様書の内容を基に、作業台とステップの詳細設計を実施した。主要材料は、一般構造用圧延鋼材であり、これらの全体図を添付資料-fに、設計結果の概要を以下に示す。

- 上部構造にはソーラーパネルおよび観測計器容器、航行保安設備、GNSSアンテナ台に関する作業を目的とした作業台と、それに侵入するためのステップを設ける。
- 作業台には転落防止の手すりを用意する。命綱は手すり、観測計器容器側面のステップにかけて使用するものとする。
- 作業台の奥行は、観測計器容器の側面から60cm以上を確保している。
- 作業台は計器扉、ソーラーパネル、GNSSアンテナ及び標識灯方面に備え付けられている。

(2)-2-2.6. GNSSアンテナ台

本業務仕様書の内容を基に、GNSSアンテナ台の詳細設計を実施した。その内容は以下の通りである。

- 上部構造の最上部には、2基のGNSSアンテナを取り付けるための取付台を装備している。
- GNSSアンテナ台は、観測計器容器に強固に結合するものとする。

- GNSS アンテナ台より上方には GNSS アンテナの通信を妨げる部品は設置されていない。
- GNSS アンテナ台はピラーの中心を通る直線状に設置し、GNSS アンテナ同士が約 2m の距離に設置している。また、2 基の GNSS アンテナの中心を結ぶ線はピラー軸と直交し、それぞれのアンテナの垂直軸はピラー軸と平行になる。
- GNSS アンテナ取付台には、GNSS アンテナ 1 基につき 1 つの保護用レドームを備え付けている。
- GNSS アンテナ保護用レドームは、径 17.6cm 高さ 5.5cm の GNSS アンテナが収容可能である。

(2)-2-2.7. 航行保安設備

本業務仕様書の内容を基に、航行保安設備の詳細設計を実施した。概要は以下の通りである。

- 標識灯は主灯 1 基と副灯 2 基で構成される。通常は主灯が作動し、主灯に消灯等の異常が発生した場合には自動的に副灯へ切り換えるものとする。
- 標識灯用の電源は 2 系統としており、万一故障したときには副電源へ自動的に切り換えるものとする。
- 主灯異常時、副灯点灯時、副電源切換時等の異常/復旧時及び、各システムの電源電圧の情報を灯火情報管理盤に出力し、灯火情報管理盤からイリジウム衛星通信にてクラウドシステム※1 に送る。

※1 灯火/位置監視システム(クラウドシステム)とは、ブイから送信されてくるデータを取得して、web ページで表示・閲覧を可能とするシステムである。

(2)2-2. 8. 観測計器用電源

詳細設計にて決定した観測システム構成図を図 2-2-2.9-1 に示す。

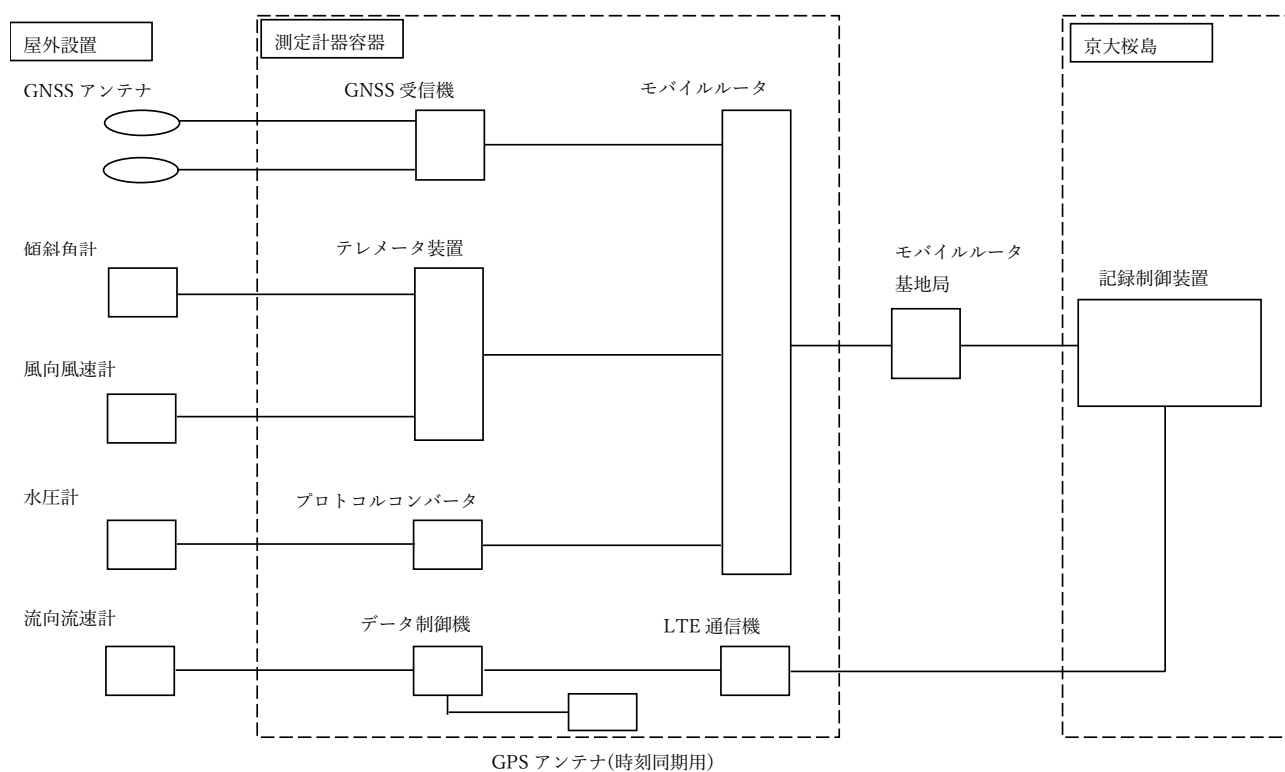


図 2-2-2.9-1 観測システム構成図。

図 2-2-2.9-1 に示した観測システムを構築するにあたり、太陽光パネルの必要電力・設置方位・設置角度、蓄電池の必要容量を検討した。以下に検討結果を述べる。

- 太陽光パネルの設置方位は南向きとする。
- 2 系統の電源を配するものとし、1 系統あたり 92W×2=184W の太陽光パネルを配置 (2 系統で 368W) し、パネルの傾斜角度は 40° とする (水平方向を 0 度としている)。

- 1 系統あたりの蓄電池容量は 240Ah であり、発注者により選定された蓄電池 (CF12V60SDC) を用いる。この場合、1 系統あたりの蓄電池個数は 4 個 (2 系統で 8 個) である。このため、観測システムに供する蓄電池の総重量は、160 kg (20kg/個) である。

(2)-2-2.9. 観測システム

観測システム構成図は、図 2-2-2.9-1 に示す通りであるが、当初仕様からの変更点や補足事項は、以下の通りである。

- 水圧計の出力は電流出力 (アナログ出力) とされていたが、発注者により選定された水圧計の出力はデジタル出力である。協議の結果、後者の出力形式を採用することとした。また水圧計は、水深 50 m の位置に設置されるため、水圧計からのデジタル出力を長距離伝送に向けた通信規格である RS-485 形式とする。ここで仕様書の別紙 7 では、水圧計からの出力は、テレメータ装置を介してモバイルルーターへ伝送されていたが、上記の通り、デジタル出力形式への変更が生じた。このため、水圧計からのデジタル出力をプロトコルコンバータによりイーサネット規格に変換し、LAN 通信によりモバイルルーターへ伝送することとする。なお、観測装置の観測期間 (供用期間) は 2 年間であることを踏まえ、発注者との協議結果より、水圧計の点検交換を考慮しないものとする。

- テレメータ装置への入力電圧は電圧入力であるが、仕様書では傾斜角計からの観測データを電流出力として取り出すものとしている。このため、傾斜角計からの電流出力を電圧出力に変換する。ただし、今回発注者により選定された傾斜角計は、Jewell Instruments 社製の LCF-2330-L シリーズであるが、シングルエンド出力であるため、傾斜角計の電圧の出力範囲を $2 \sim 10$ V とする。これに伴って、当初仕様書ではテレメータ装置側の入力は差動入力と指定されていたが、傾斜計については当該出力形式に合わせて、シングルエンド入力とする。

- 風向風速計の出力電圧範囲は当初指定されていなかったが、発注者との協議結果を踏まえ、 ± 10 V とする。

- 流向流速計の観測データは、イーサネットを介してモバイルルーターへ伝送されるものであったが、流向流速計本体にデータがロギングされない。このため、データ制御機によりデータをロギングし、LTE 通信機を用いて、陸上側の記録制御装置に伝送する形式に変更した。データ制御機には、GPS アンテナが搭載されており、これは時刻同期用として用いられる。流向流速計のデータは、RS-422 形式でデータ制御機に伝送される。

添付資料

- a 始良カルデラにおける海底地盤変動観測装置詳細設計業務 図面、2021。
- b 始良カルデラにおける海底地盤変動観測装置詳細設計業務 連結器に関する設計計算書、2021。
- c 始良カルデラにおける海底地盤変動観測装置詳細設計業務 設計計算書(水深 50 m)、2021、
- d 始良カルデラにおける海底地盤変動観測装置詳細設計業務 設計計算書(水深 54.28 m)、2021。
- e 海底地盤変動観測装置を対象とした各種解析結果に関する報告書、2021。
- f 作業台全体図(鋼製)、2021。

(2)-2-3. 海底地盤変動観測装置の製作設置計画の提案

(2)-2-3. 1. 海底地盤変動観測装置の製作計画

2章の基本設計結果に基づき、海底地盤観測装置の製作計画の検討を行った。図 2-2-3. 1-1 に示すように、海底地盤観測装置は、作業台、ピラー、浮体から構成される。

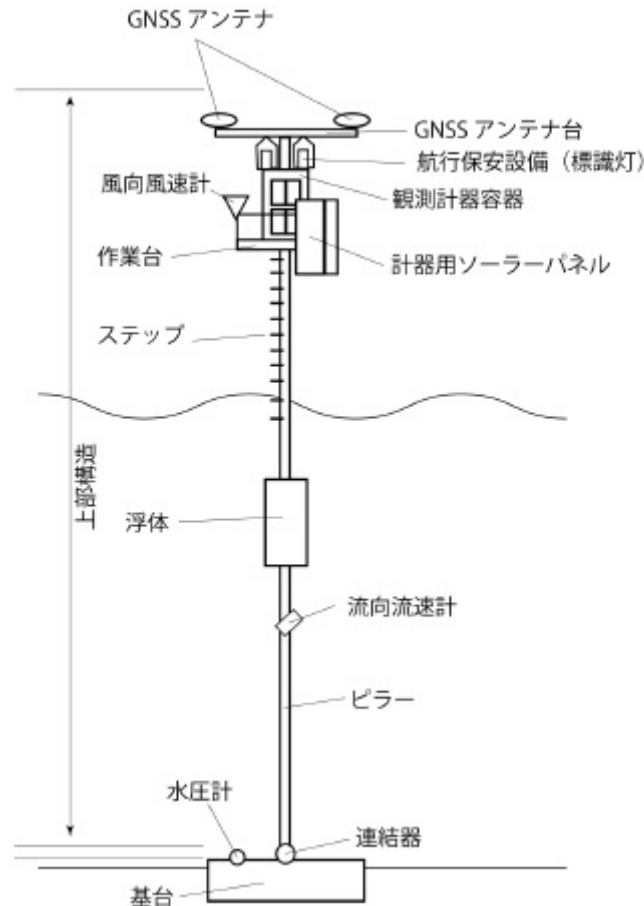


図 2-2-3. 1-1 海底地盤変動観測装置の概略図。

表 2-2-3. 1-1 に海底地盤変動観測装置の製作に関する全体工程表を示す。表 2-2-3. 1-1 に関する留意事項は、以下の通りである。

- 本工程表には基台の製作業務は含まない。
- 観測装置の実海域への設置に伴い、関係各所への設置許可申請等の手続きは済んでいるとする。
- 表 2-2-3. 1-1 より、現状は製作工事の工期を 8 ヶ月と見込んでいるが、航路標識設備の仕様変更や設置許可申請等の手続きの次第によっては、この限りではない。
- 機器の製作期間として最大 5 ヶ月を見込んでいる。ピラー・浮体に 6 ヶ月、作業台に 5 ヶ月の製作期間を見込んでいるが、表 2-2-3. 1-1 では機器の製作完了後、その機器の組立・設置、ケーブルの配線、機器の動作確認作業に 1 ヶ月の工期を費やすこととしている。この

ため、ピラー・浮体に7ヶ月、作業台に6ヶ月の製作期間を確保している。

表 2-2-3. 1-1 海底地盤変動観測装置の製作に関する全体工程表(案)。

作業内容	日付	1ヶ月目	2ヶ月目	3ヶ月目	4ヶ月目	5ヶ月目	6ヶ月目	7ヶ月目	8ヶ月目	9ヶ月目	10ヶ月目	11ヶ月目	12ヶ月目
		10 20	10 20	10 20	10 20	10 20	10 20	10 20	10 20	10 20	10 20	10 20	10 20
1 製作図面照査		■											
2 ピラーおよび浮体の製作・現地輸送			■	■	■	■	■	■	■	■			
3 機器製作・輸送			■	■	■	■	■	■	■				
4 軸受製作			■	■	■	■							
5 作業台製作			■	■	■	■	■	■	■				
備考	・本工程表には、基台の製作業務は含んでいません。 ・観測装置の設置に伴い、関係各所への設置許可申請等の手続きは済んでいるものとします。 ・作業台製作には、観測機器や航路標識設備の取付作業を含んでいます。												

添付資料

- a 始良カルデラにおける海底地盤変動観測装置詳細設計業務 図面、2021。
- b 始良カルデラにおける海底地盤変動観測装置詳細設計業務 連結器に関する設計計算書、2021。
- c 始良カルデラにおける海底地盤変動観測装置詳細設計業務 設計計算書(水深 50 m)、2021、
- d 始良カルデラにおける海底地盤変動観測装置詳細設計業務 設計計算書(水深 54.28 m)、2021。
- e 海底地盤変動観測装置を対象とした各種解析結果に関する報告書、2021。
- f 作業台全体図(鋼製)、2021。

(2)-2-3-2.3 海底地盤変動観測装置の設置計画

(2)-2-3-2.3.1. はじめに

『令和元年度 始良カルデラにおける海底地盤変動観測装置準備調査業務 報告書』では、十分な揚程を確保する起重機船を使用する施工方法が記載されている。そのため、全長 64m (アンカーから頂部櫓まで) の観測装置を設置にするにあたっては、固定式起重機船 (2200t 吊) が必要となる。

本検討においては、鹿児島近港で調達可能な全旋回式起重機船を使用して、揚程の不足を相吊や固定治具艀装などによりコストダウンの可能性について比較検討し、観測装置の最適な設置方法を選定する。

(2)-2-3-2.3.2. 設置方法比較検討

『令和元年度 始良カルデラにおける海底地盤変動観測装置準備調査業務 報告書』で検討された施工方法に加え、以下に示す施工方法について比較検討を行う。

CASE-1 : 機器一体一括設置方式 (固定式起重機船 1 隻)	※令和元年度検討
CASE-2 : 機器一体一括設置方式 (全旋回式起重機船 2 隻相吊)	※新規検討
CASE-3 : 浮力利用設置方式 (全旋回式起重機船 2 隻相吊)	※新規検討
CASE-4 : 浮力利用設置方式 (全旋回式起重機船 1 隻、固定治具艀装)	※新規検討

検討結果を表 2-2-3.2.1 に示す。比較検討の結果、経済性と品質の評価に優れた【CASE-2 : 機器一体一括設置方式 (全旋回式起重機船 2 隻相吊)】を選定する。CASE-2 の施工ステップ図を図 2-2-3.2.1~図 2-2-3.2.5 に、CASE-2 の設置作業タイムスケジュールを表 2-2-3.2.2 に示す。

表 2-2-3. 2.1 設置方法比較検討表

		CASE-1	CASE-1'	CASE-2	CASE-3	CASE-4
組立場所		陸上組立方式			海上組立方式(水面または水中)	
設置方法		機器一括一括設置方式 (固定式起重機船1隻)		機器一括一括設置方式 (全旋回式起重機船2隻相吊)	浮力利用設置方式 (全旋回式起重機船2隻相吊)	浮力利用設置方式 (全旋回式起重機船1隻、固定治具積装)
主作業船		固定式起重機船2200t吊	固定式起重機船700t吊	全旋回式起重機船400t吊 全旋回式起重機船300t吊	全旋回式起重機船400t吊 全旋回式起重機船300t吊	旋回式起重機船400t吊
鋼管接続方法		高力ボルト、溶接等全接続方法が可能で最適な接続方法を選定可能			普通ボルト又はSUSボルト等簡易な接続に限定される	
接地可能水深		水深65m程度まで	水深42m程度まで	水深50m程度まで	水深50m程度まで	水深50m程度まで
特徴	長所	<ul style="list-style-type: none"> 陸上組立場所にて、事前に機器の設置・動作確認が可能である。 接続部の信頼性が高く、接続効率の高い接続方法を採用可能なため、部材が小さい。 施工方法がシンプルで安全である。 使用する起重機船に特別な積装が必要でなく、拘束期間が短い。 	<ul style="list-style-type: none"> 陸上組立場所にて、事前に機器の設置・動作確認が可能である。 接続部の信頼性が高く、接続効率の高い接続方法を採用可能なため、部材が小さい。 鹿児島近港の起重機船で対応が可能である。 使用する起重機船に特別な積装が必要でなく、拘束期間が短い。 	<ul style="list-style-type: none"> 鹿児島近港の起重機船で対応が可能である。 使用する起重機船に特別な積装が必要でなく、拘束期間が短くなる。 	<ul style="list-style-type: none"> 鹿児島近港の起重機船で対応が可能である。 	
	短所	<ul style="list-style-type: none"> 設置可能な起重機船が限定される(揚程確保が必要、遠方から回航が必要) 	<ul style="list-style-type: none"> 起重機船2隻の相吊となり、オペレーターには高度な技量が求められる(難易度が高く、安全性に劣る)。 水深-25~30mでの潜水作業が発生する(安全性に劣る)。 縦吊状態で下部吊具解除が必要となる(安全性に劣る)。 	<ul style="list-style-type: none"> 総合的な動作確認が現地海域設置後となる。 接続部は潜水士によるボルト接続となり、トルク管理等はできない(簡易な接続方法に限られる)。 潜水士によるケーブル配線が必要となり、現地作業に時間を要す。 起重機船2隻の相吊となり、オペレーターには高度な技量が求められる(難易度が高く、安全性に劣る)。 水深-25~30mでの潜水作業が発生する(安全性に劣る)。 縦吊状態で下部吊具解除が必要となる(安全性に劣る)。 	<ul style="list-style-type: none"> 総合的な機器の動作確認が現地海域設置後となる。 接続部は潜水士によるボルト接続となり、トルク管理等はできない(簡易な接続方法に限られる)。 潜水士によるケーブル配線が必要となり、現地作業に時間を要す。 固定治具と水深を利用して立て起しするため、玉掛の盛替え作業が必要となる(難易度が高く、安全性に劣る)。 使用する起重機船に盛替え用治具の積装が必要となり、拘束期間が発生する。 水深-25~30mでの潜水作業が発生する(安全性に劣る)。 縦吊状態で下部吊具解除が必要となる(安全性に劣る)。 	
設計・製作上 必要な配慮		<ul style="list-style-type: none"> 上部吊具(トラニオン型) 下部吊具 吊時強度(吊時検討) 		<ul style="list-style-type: none"> 上部吊具(トラニオン型) 下部吊具 吊時強度(吊時検討) 	<ul style="list-style-type: none"> 上部吊具(トラニオン型) 下部吊具 接続用ピース 尾筒部バラストコンクリート不可 尾筒固縛治具(シンカー上) 吊時強度(吊時検討) 	<ul style="list-style-type: none"> 上部吊具(トラニオン型) 下部吊具(2組) 接続用ピース 尾筒部バラストコンクリート不可 尾筒固縛治具(シンカー上) 吊時強度(吊時検討)
評価	工程 (調達性)	△ 固定式起重機船1隻、遠方調達		△ 全旋回式起重機船2隻	△ 全旋回式起重機船2隻	△ 全旋回式起重機船1隻、積装期間が必要
	安全	◎ シンプルな施工方法である 深い水深での潜水作業も発生しない		△ 起重機船2隻による相吊作業が生じる 深い水深での潜水作業が生じる	△ 起重機船2隻による相吊作業が生じる 深い水深での潜水作業が生じる	△ 浮力を利用するため、玉掛の盛替え作業が生じる 深い水深での潜水作業が生じる
	品質	◎ 機器組立動作確認等事前に実施 最適な接続方法を選定可		◎ 機器組立動作確認等事前に実施 最適な接続方法を選定可	△ 水面での配線が生じ、総合動作確認が事後 接続方法が限定される	△ 水面での配線が生じ、総合動作確認が事後 接続方法が限定される
	コスト	1.00	0.48	0.52	0.54	0.61
	総合	△ (経済性に劣る)	× (設置水深不足)	○ (コスト、品質に優れる)	△ (品質に課題が残る)	△ (品質に課題が残る)

※経済性には消費税を含まない。前年度検討にはシンカー製作費を含まない。Case-2~4にはシンカー製作費を含む。

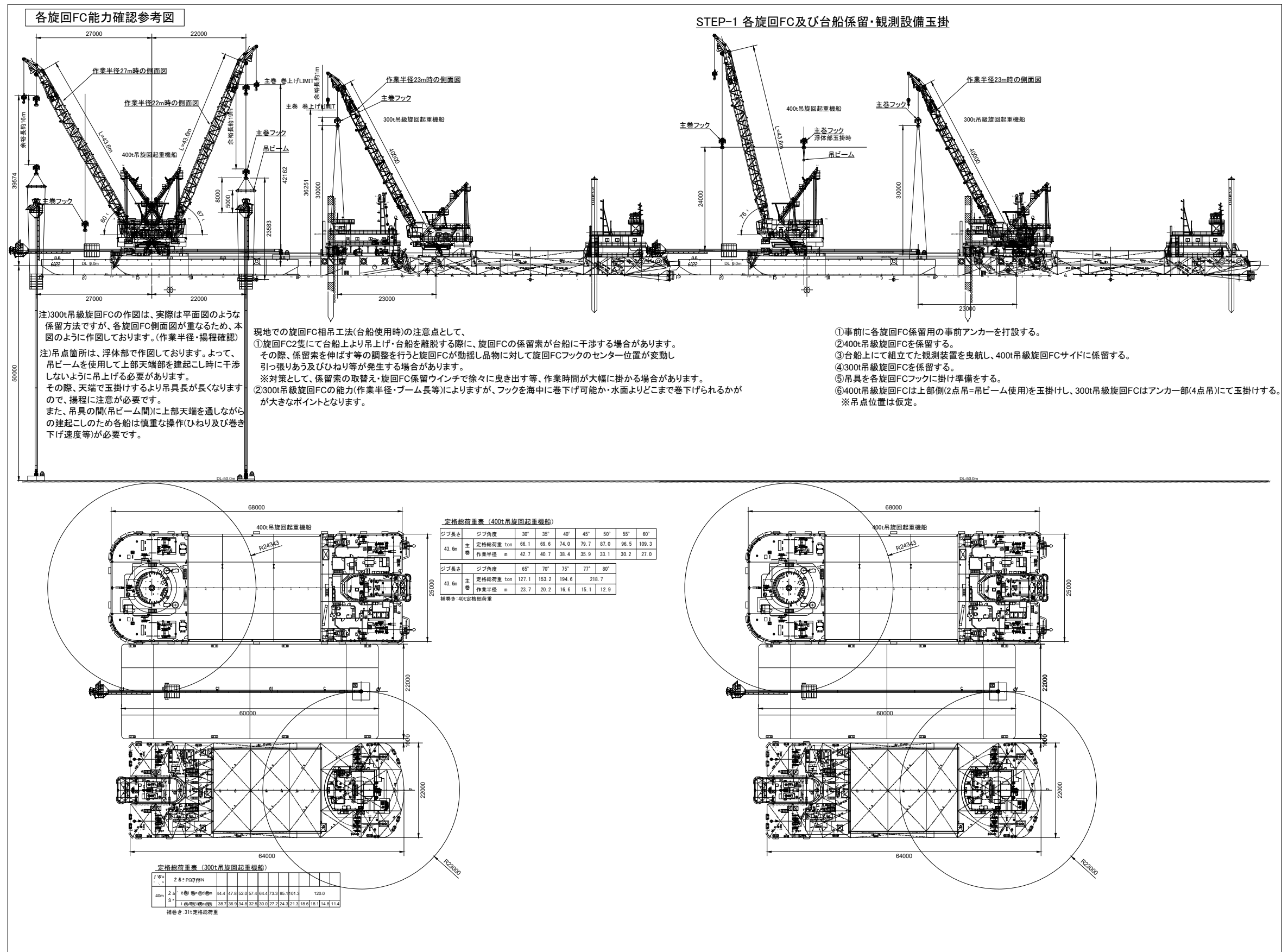


図 2-2-3. 2.1 CASE-2 施工ステップ図 (その 1)

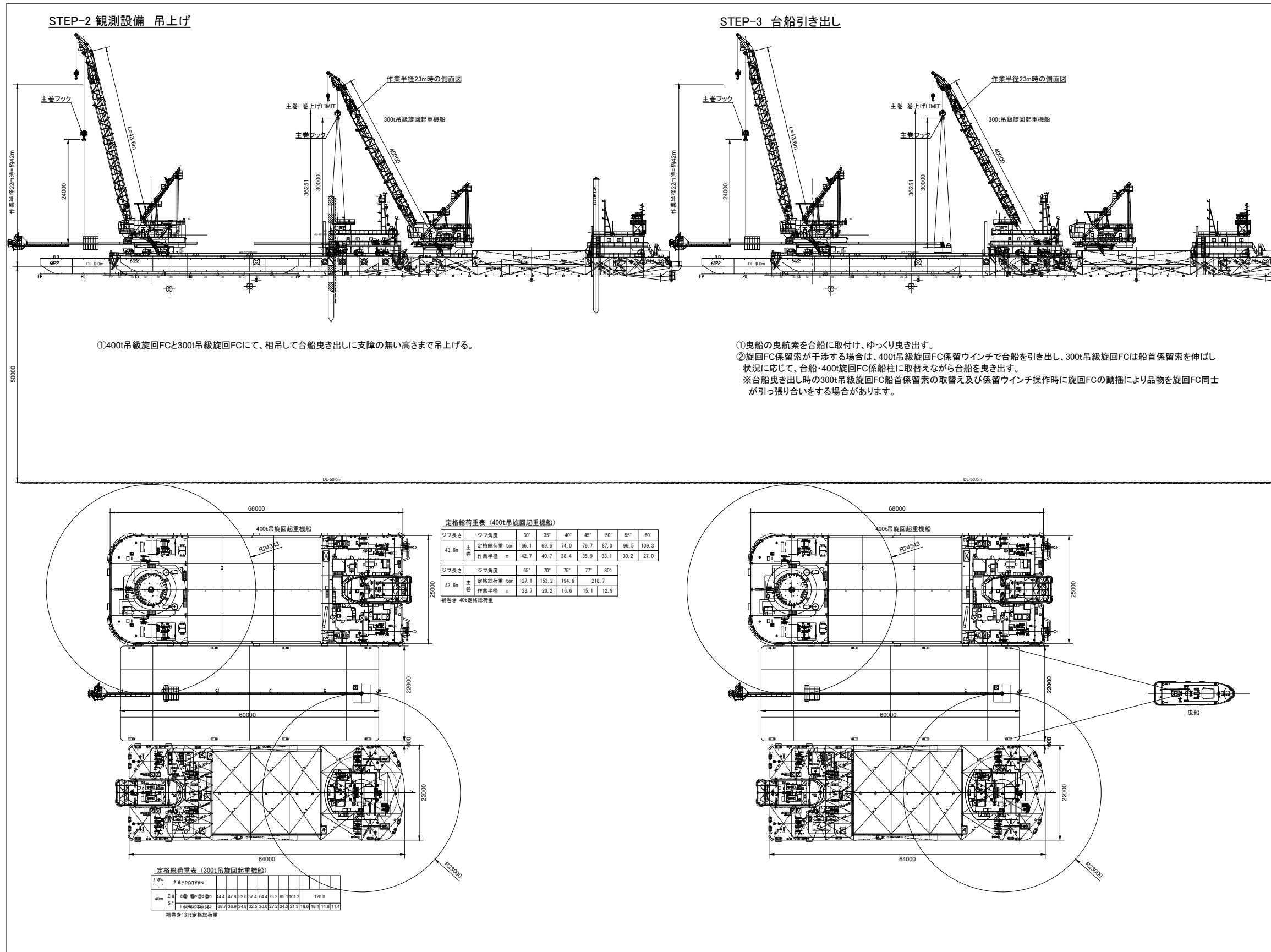


図 2-2-3. 2. 2 CASE-2 施工ステップ図 (その 2)
2(2)-3-7

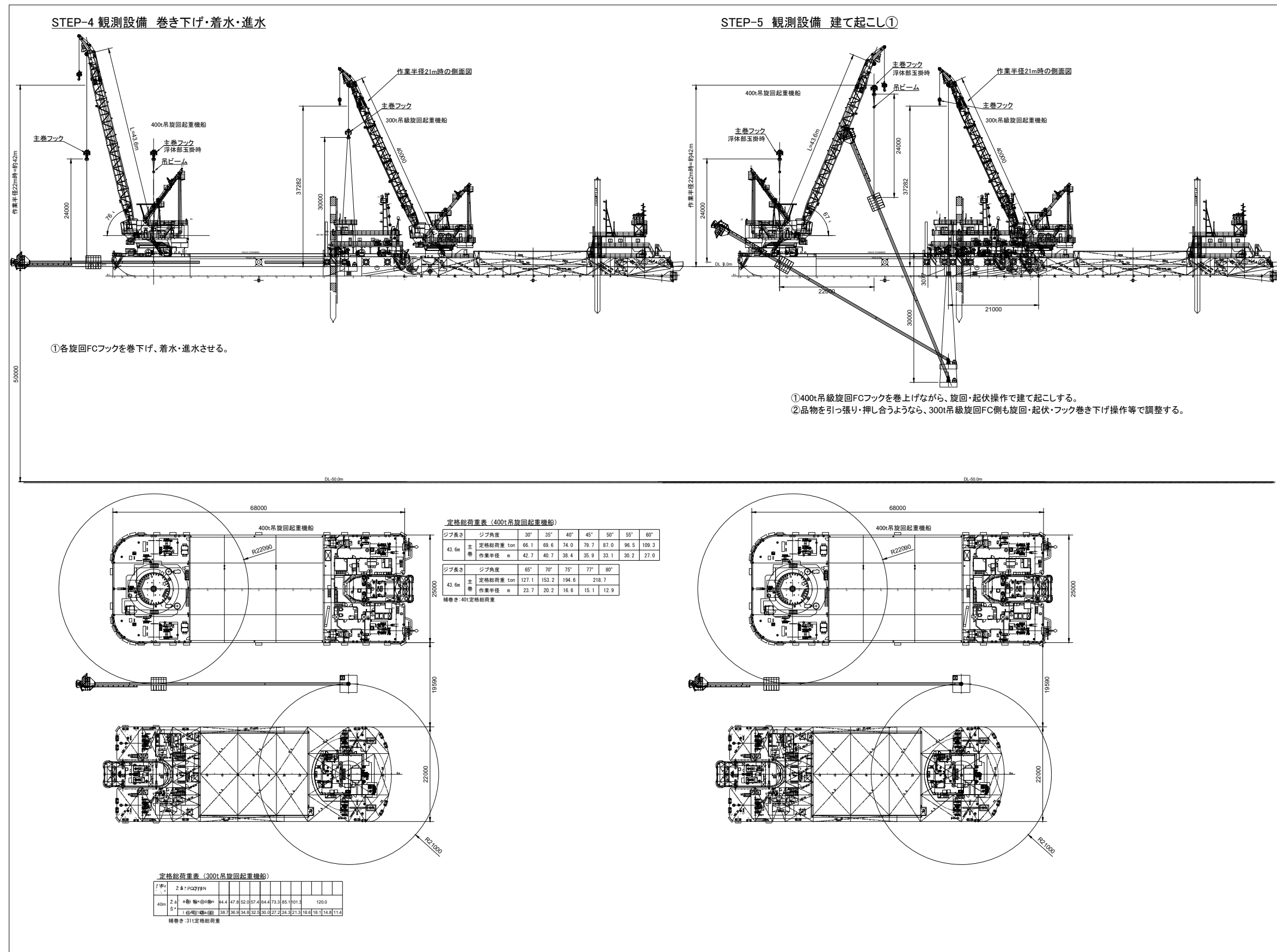
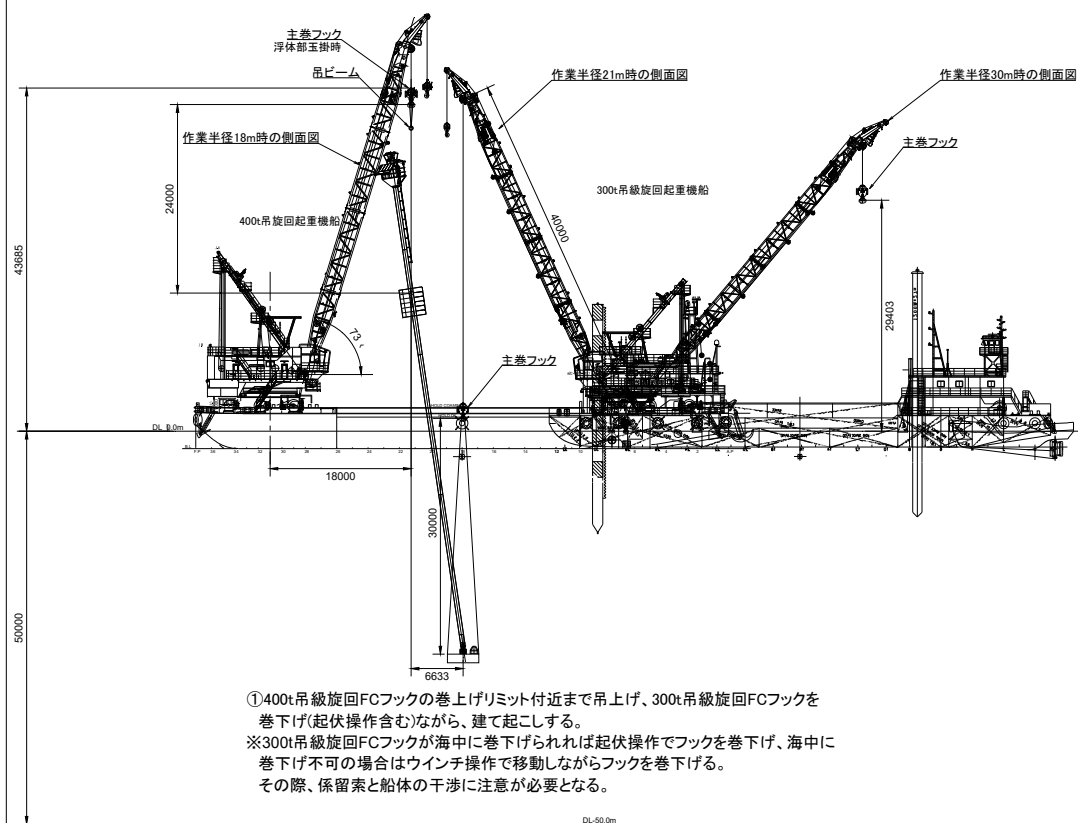


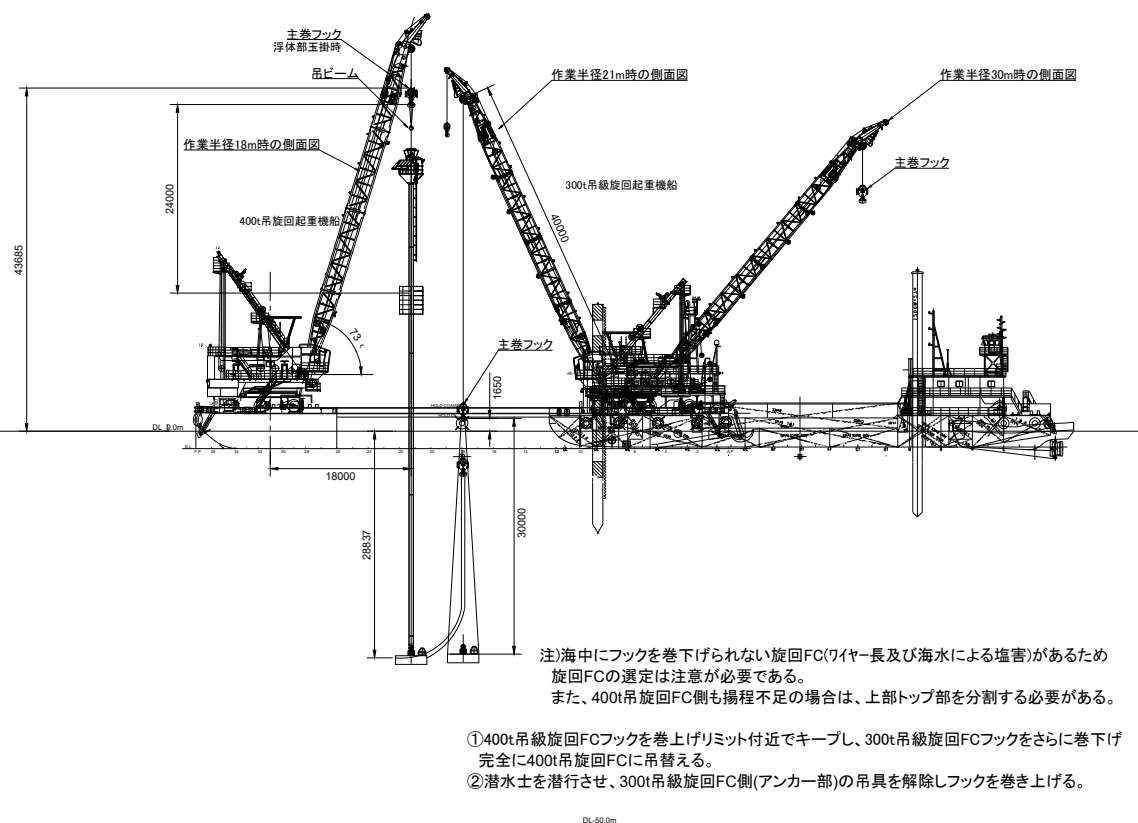
図 2-2-3. 2. 3 CASE-2 施工ステップ図 (その 3)

STEP-6 観測設備 建て起こし②

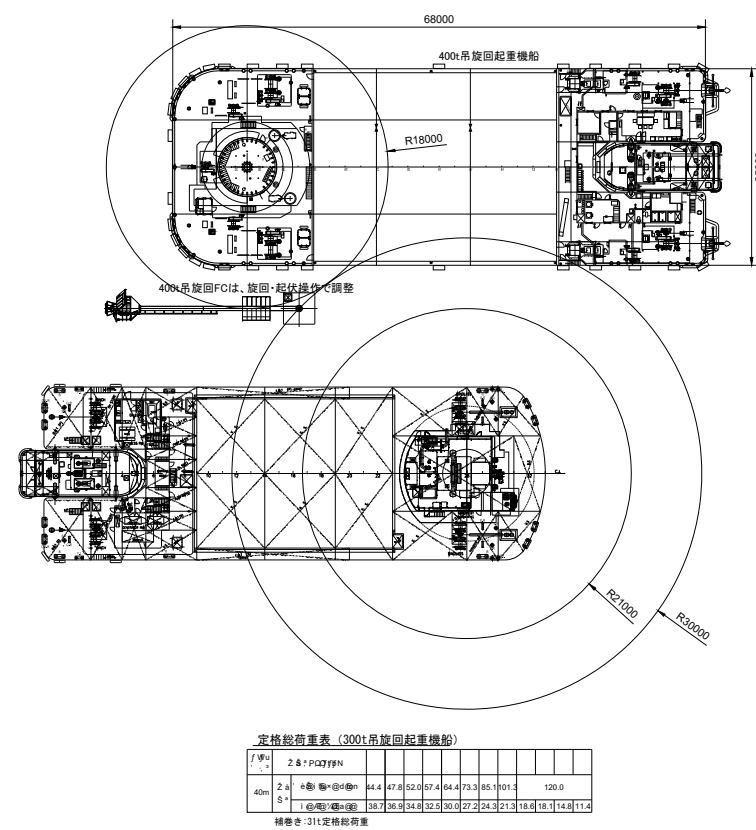


①400t吊旋回FCフックの巻上げリミット付近まで吊上げ、300t吊旋回FCフックを巻下げ(起伏操作含む)ながら、建て起こす。
 ※300t吊旋回FCフックが海中に巻下げられれば起伏操作でフックを巻下げ、海中に巻下げ不可の場合はウインチ操作で移動しながらフックを巻下げる。
 その際、係留索と船体の干渉に注意が必要となる。

STEP-7 観測設備 玉掛解除



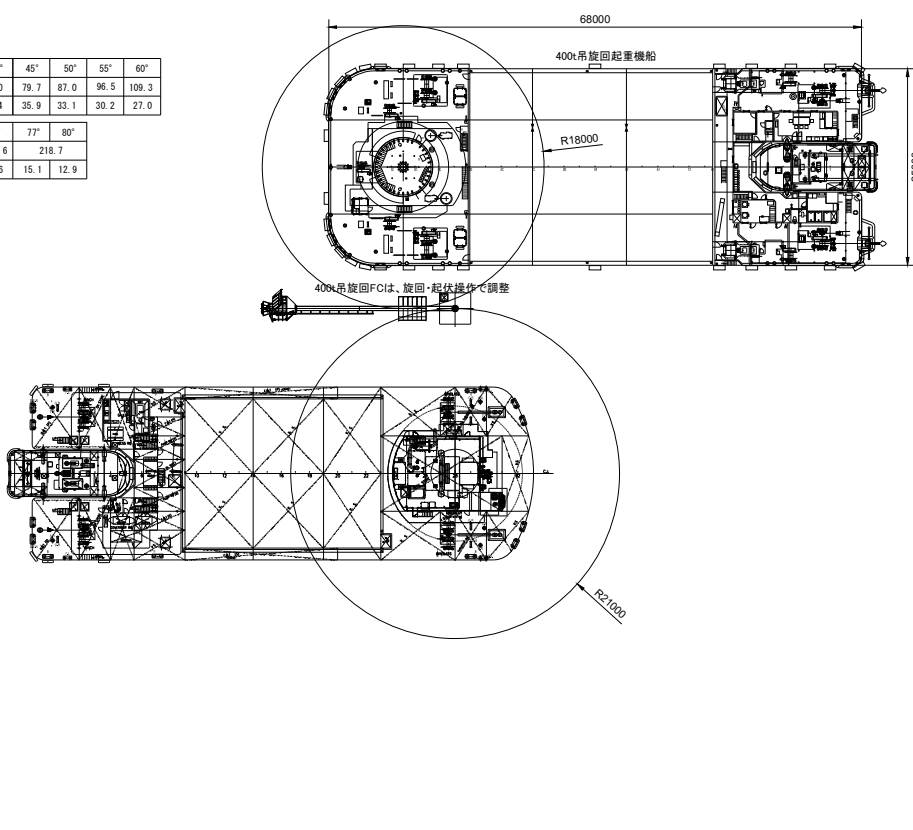
注)海中にフックを巻下げられない旋回FC(ワイヤー長及び海水による塩害)があるため旋回FCの選定は注意が必要である。
 また、400t吊旋回FC側も揚程不足の場合は、上部トップ部を分割する必要がある。
 ①400t吊旋回FCフックを巻上げリミット付近でキープし、300t吊旋回FCフックをさらに巻下げ完全に400t吊旋回FCに吊替える。
 ②潜水士を潜行させ、300t吊旋回FC側(アンカー部)の吊具を解除しフックを巻き上げる。



定格総荷重表 (400t吊旋回起重機船)

ジブ長さ	ジブ角度	30°	35°	40°	45°	50°	55°	60°
43.6m	主 定格総荷重 ton	66.1	69.6	74.0	79.7	87.0	96.5	109.3
	巻 作業半径 m	42.7	40.7	38.4	35.9	33.1	30.2	27.0
43.6m	主 定格総荷重 ton	127.1	153.2	194.6	218.7			
	巻 作業半径 m	23.7	20.2	16.6	15.1	12.9		

補巻き: 40t定格総荷重



定格総荷重表 (300t吊旋回起重機船)

ジブ長さ	ジブ角度	30°	35°	40°	45°	50°	55°	60°
40m	主 定格総荷重 ton	84.4	87.0	92.0	97.4	104.0	111.0	120.0
	巻 作業半径 m	38.7	36.0	34.0	32.0	30.0	27.0	24.0

補巻き: 31t定格総荷重

図 2-2-3.2.4 CASE-2 施工ステップ図 (その4)

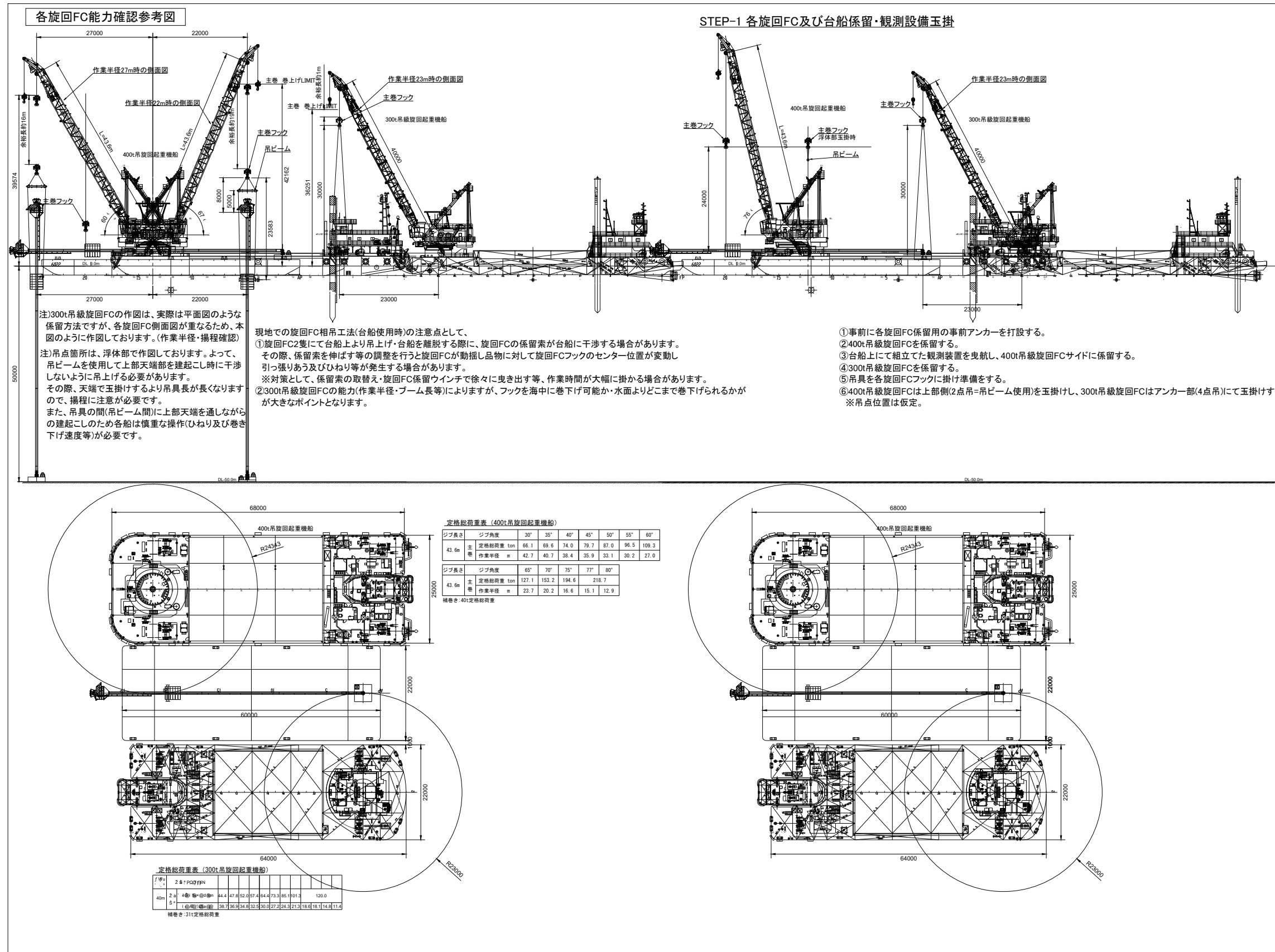
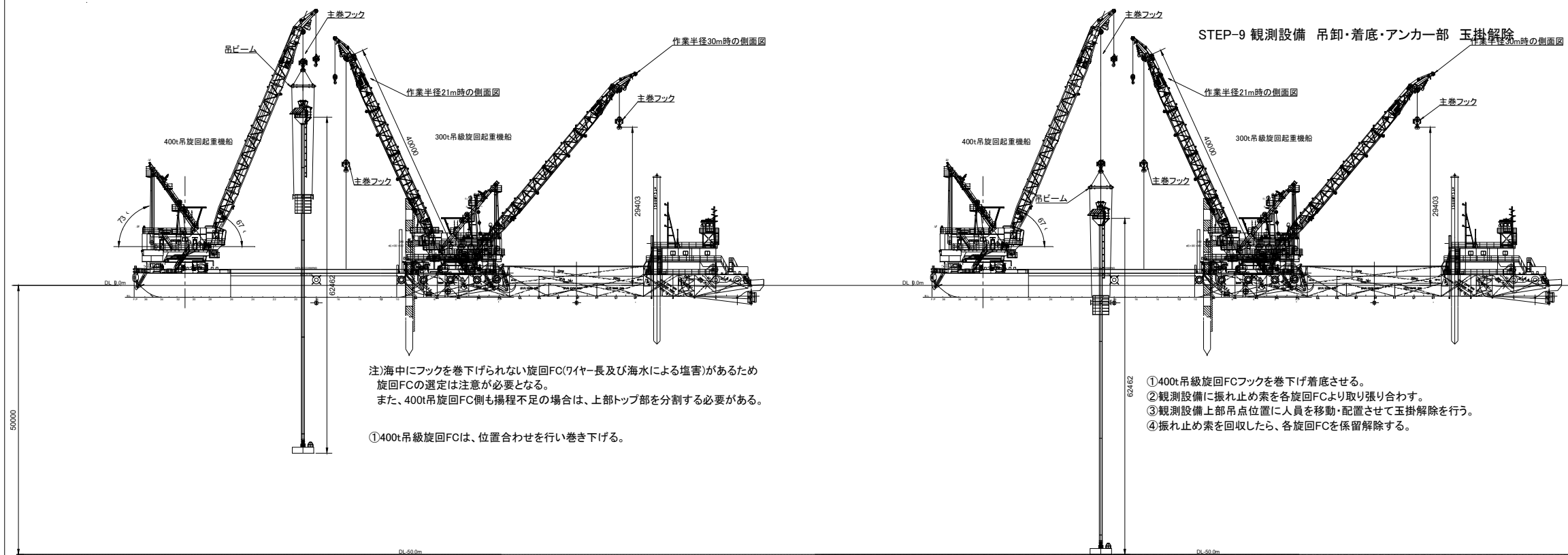


図 2-2-3.2.5 CASE-2 施工ステップ図 (その5)

STEP-8 観測装置 位置合わせ

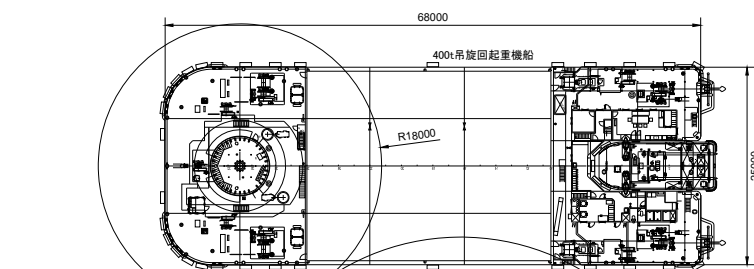
STEP-9 観測設備 着底・玉掛解除



注)海中にフックを巻下げられない旋回FC(ワイヤー長及び海水による塩害)があるため旋回FCの選定は注意が必要となる。
また、400t吊旋回FC側も揚程不足の場合は、上部トップ部を分割する必要がある。

①400t吊旋回FCは、位置合わせを行い巻き下げる。

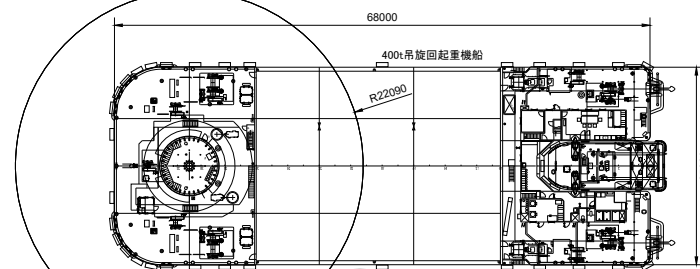
- ①400t吊旋回FCフックを巻下げ着底させる。
- ②観測設備に振れ止め索を各旋回FCより取り張り合わせる。
- ③観測設備上部吊点位置に人員を移動・配置させて玉掛解除を行う。
- ④振れ止め索を回収したら、各旋回FCを係留解除する。



定格総荷重表 (400t吊旋回起重機船)

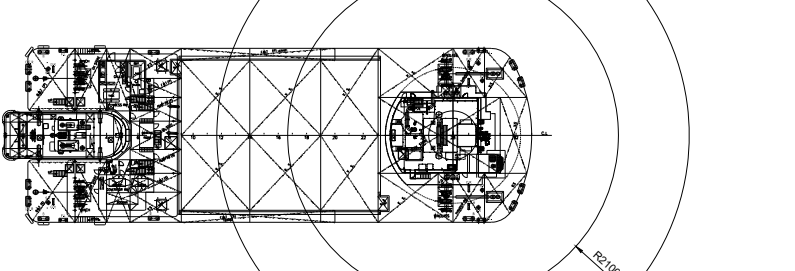
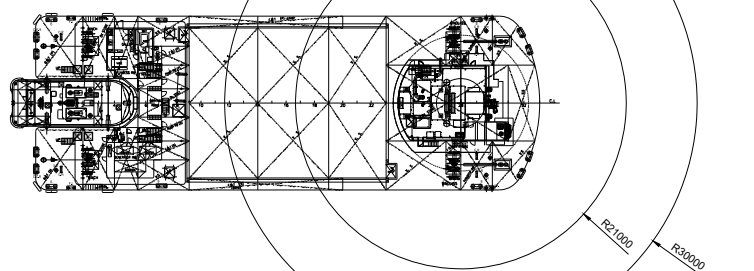
ジブ長さ	ジブ角度	30°	35°	40°	45°	50°	55°	60°
43.6m	定格総荷重 ton	66.1	69.6	74.0	79.7	87.0	96.5	109.3
	作業半径 m	42.7	40.7	38.4	35.9	33.1	30.2	27.0
43.6m	定格総荷重 ton	127.1	153.2	194.6	218.7			
	作業半径 m	23.7	20.2	16.6	15.1	12.9		

補巻き: 40t 定格総荷重



注)各船を近づけ過ぎると係留索が各船及び係留索に接触する恐れがあるため注意が必要である。

注)各船を近づけ過ぎると係留索が各船及び係留索に接触する恐れがあるため注意が必要である。



定格総荷重表 (300t吊旋回起重機船)

ジブ長さ	ジブ角度	30°	35°	40°	45°	50°	55°	60°
40m	定格総荷重 ton	34.4	47.6	52.0	57.4	64.4	73.3	85.1
	作業半径 m	38.7	36.9	34.8	32.3	30.0	27.2	24.3

補巻き: 31t 定格総荷重

図 2-2-3.2.6 CASE-2 施工ステップ図 (その 6)

1日目

表 2-2-3. 2. 2 CASE-2 設置作業タイムスケジュール

項目	時刻	7:00	8:00	9:00	10:00	11:00	12:00	13:00	14:00	15:00	16:00	17:00	18:00	備考
朝礼・KYK		■												
旋回FC曳航準備・係留解除		■	■											15マイル/5ノット
旋回FC曳航(積込地～設置地)			■	■	■	■	■							15マイル/5ノット
400t吊旋回FC係留(設置地)						■	■							事前アンカー設置
300t吊旋回FC係留(設置地)							■	■						事前アンカー設置
3000t台船係留(設置地)								■	■					
昼休憩								■	■					
観測塔固縛解除									■	■				
玉掛・吊上げ準備・吊具組立										■	■	■		
片付け												■		

2日目

項目	時刻	7:00	8:00	9:00	10:00	11:00	12:00	13:00	14:00	15:00	16:00	17:00	18:00	備考
朝礼・KYK		■												
観測塔玉掛・吊上げ(2隻相吊)		■	■											
3000t係留解除・移動				■	■									
旋回FC位置合わせ				■	■									
観測塔吊卸・着水				■	■									
観測塔建て起こし・盛替え					■	■								
昼休憩						■	■							
潜水土潜行							■	■						水深30m
シンカー一部玉掛解除・潜水土浮上								■	■					水深30m
観測塔吊卸・位置調整・設置									■	■				
ROV準備										■	■			水深50m
ROV潜行・着底確認										■	■			水深50m
片付け												■		

3日目

項目	時刻	7:00	8:00	9:00	10:00	11:00	12:00	13:00	14:00	15:00	16:00	17:00	18:00	備考
朝礼・KYK		■												
観測塔作動確認		■	■	■										2時間想定
潜水土潜行				■										水深10m未満
観測塔玉掛解除・潜水土浮上				■	■									水深10m未満
3000t係留解除・出域						■	■							
昼休憩						■	■							
300t吊旋回FC係留解除							■	■						
400t吊旋回FC係留解除								■	■					
旋回FC曳航(設置地～積込地)									■	■	■	■		15マイル/5ノット
旋回FC係留(積込地)												■		
資機材荷卸し・片付け(積込地)													■	

※現地事前アンカー設置・観測装置組立・機器設置(ケーブル配線含む)・資機材積込は別途事前作業

(2)-2-3.2.3.3. 施工フロー

(2)-2-3.2.3.2.で選定した全旋回式起重機船2隻による相吊方法による観測装置設置フローを図2-2-3.2.7に示す。

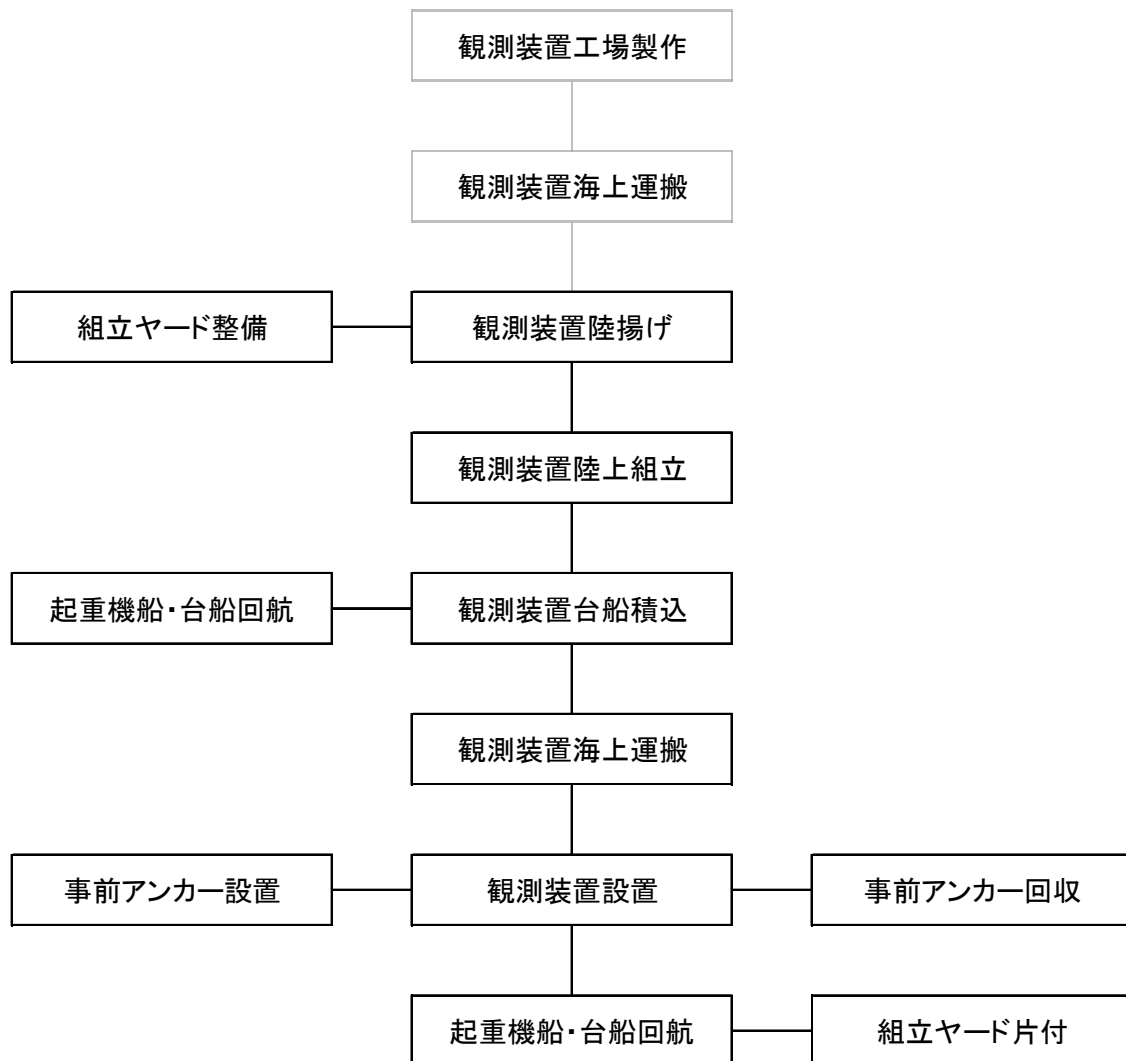


図 2-2-3.2.7 観測装置設置フロー

(2)-2-3. 2. 3. 4. 組立ヤード候補地

組立ヤードの候補地としては、現時点では図 2-2-3. 2. 8 に示す 3 箇所が挙げられる。

工場で製作された観測装置は、分割された状態で鹿児島まで海上運搬され、組立ヤードで一体化するため、ラフテレーンクレーン（50t 吊）を使用して陸揚げ・組立する。

また、係留ブロック（4.0m×4.0m×1.1m：約 400kN）の設置にはオルテレーンクレーン 160t 吊を使用するため、十分な地耐力が必要である。

いずれのヤードも観測装置を設置する時期に使用できるか否かは現時点では不明であり、使用時期・期間が決定された早い段階で、港湾管理者（鹿児島県）他、関係各所と調整し、確保する必要がある。



図 2-2-3. 2. 8 組立ヤード候補地

(2)-2-3.2.3.5. 起重機船他作業船の調達計画

観測装置設置には、2隻の起重機船（400t吊、300t吊）を使用する。

鹿児島県の在港する起重機船（表2-2-3.2.3参照）から選定し、調達する計画とする。

なお、観測装置を積み込み、設置海域まで運搬する台船（3000t積）を長崎より調達する計画とする。

ただし、観測装置設置時期に起重機船を使用できるか否かは現時点では不明であり、設置時期が決定された早い段階で、所有者に稼働予定を確認し、調達する必要がある。先に別件工事の稼働予定がある場合には代替可能な船を調達する必要がある。

表2-2-3.2.3 調達計画の起重機船（所在港、能力等：250t吊以上）

船名	所在港	所有者	能力	備考
海王	串木野港	(株)渡辺組	400t吊	調達予定
かの号	名瀬港	竹山建設(株)	310t吊	
第33清海号	鹿児島港	(株)森山(清)組	300t吊	調達予定
801庄運丸	西之表港	米盛建設(株)	300t吊	
第46美代号	西之表港	藤田建設興業(株)	300t吊	
第8瑞穂丸	鹿児島港	南栄建設興業	270t吊	
第250植福号	川内港	(株)植村組	250t吊	

(2)-2-3.2.3.6. 工程計画

観測装置設置に伴う現地作業の工程を表 2-2-3.2.4 に示す。

表 2-2-3.2.4 計画工程表（現地作業）

作業内容	日数																											備考	
		1	2	3	4	5	6	7	8	・・・	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	41	42	43	44	45	46	47		
【アンカーブロック製作工事】																													
ヤード整備・片付け		■																									■	■	
ブロック製作・養生		■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■
【組立工事】																													
ヤード整備・片付け (架台セット等)												■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	
観測装置搬入 50t吊TC																■	■												
観測装置組立 (メーカー機器設置・確認含む)																	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■
【設置工事】																													
400t吊起重機船回航 (串木野～鹿児島)																					■	■	■	■	■	■	■	■	■
観測装置積込・設置準備																						■	■	■	■	■	■	■	■
観測装置海上運搬 (ヤード～設置海域)																							■	■	■	■	■	■	■
観測装置設置 (メーカー作動確認含む)																							■	■	■	■	■	■	■
起重機船等曳航 (設置海域～ヤード)																										■	■	■	■
400t吊起重機船回航 (鹿児島～串木野)																										■	■	■	■
【付帯工事】																													
係留資材等運搬																						■	■	■	■	■	■	■	■
設置地 係留準備(事前アンカー設置)																							■	■	■	■	■	■	■
3,000t積台船回航(長崎～鹿児島)																						■	■	■	■	■	■	■	■
安全監視船・交通船																													

※休日・荒天等による予備日は含まない。

(2)-2-3. 2. 3. 7 海底地盤変動装置の撤去計画

(2)-2-3. 2. 3. 7. 1. はじめに

観測装置全長がアンカーから頂部櫓までが64mであるため、設置方法の選定において、鹿児島近港で調達可能な全旋回起重機船を2隻使用した相吊による設置方法を選定した。そのため、相吊に必要な設計・製作上必要な配慮・設備は設置時に整えられている。したがって、運用中に撤去に支障が生じるような変状がなければ、設置の逆手順で撤去することが基本となる。

3. 2. 3. 7. 2. 施工フロー

観測装置撤去フローを図2-2-3. 2. 9に示す。

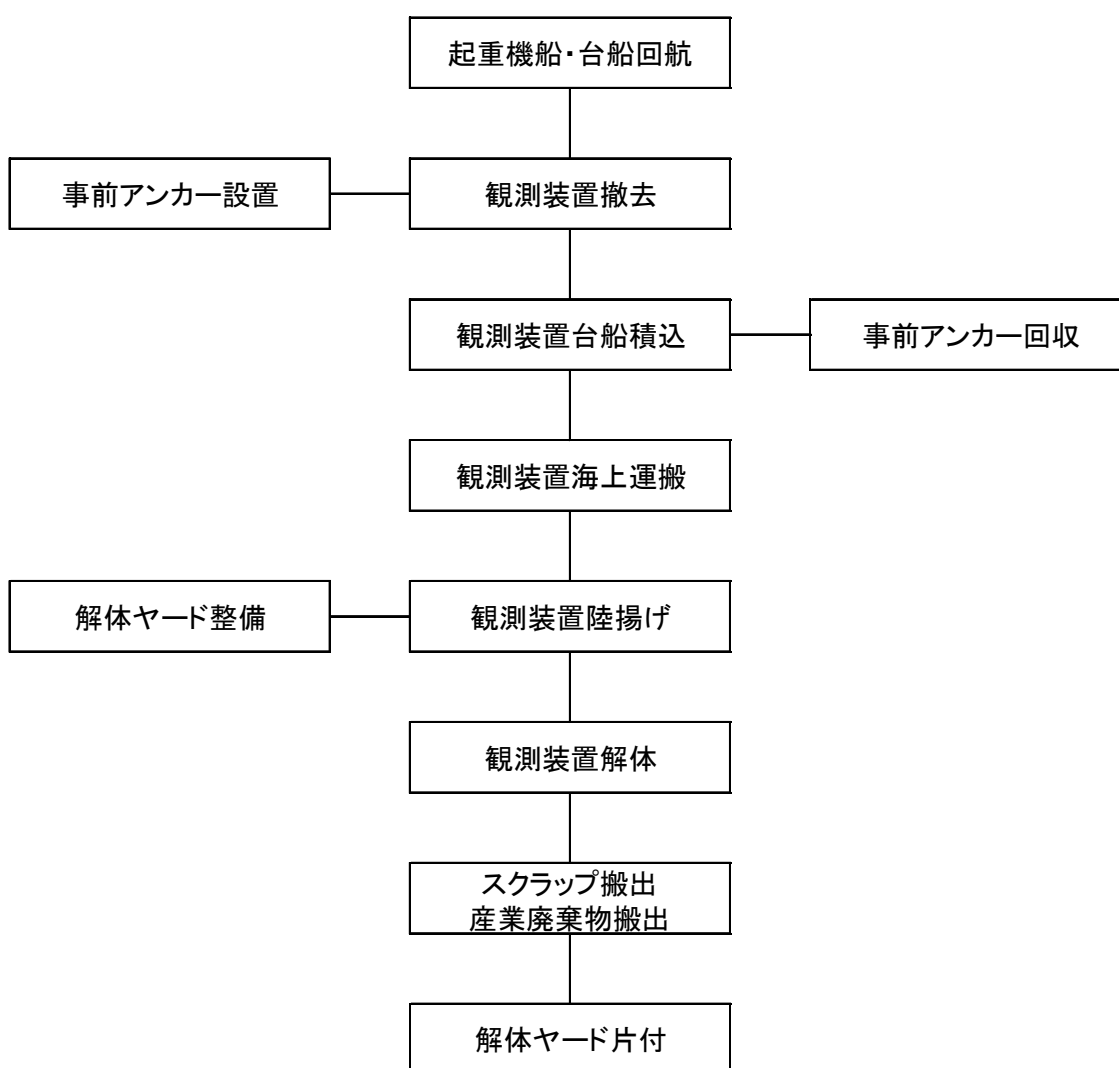


図 2-2-3. 2. 9 観測装置撤去フロー

(2)-2-4. 海底地殻変動観測装置 GNSS 測位実験

海底地殻変動観測装置のための GNSS 観測システム開発の一環として、揺動する柱上に設置された GNSS アンテナから得られた測位結果を用いて、柱の基部の座標を推定するための処理方法の検討を行った。観測装置設置地域では既往の研究から年 1cm 規模の垂直変動が観測されており、海底地殻変動観測装置ではこの規模の地盤変動をとらえることを狙っている。

海底地殻変動観測装置では次の図 2-2-4-1 のように、海底に定置された基台に連結されて直立する上部構造の海上部に GNSS アンテナが設置されて GNSS 衛星の観測を行い、火山性地盤変動にともなう海底の垂直変動及び水平変動を観測する。海底地殻変動観測装置の上部構造は浮力によって直立するとともに、直交する水平 2 軸の周りの運動を許す連結器で基台と連結される。GNSS アンテナが上部構造とともに外力によって傾斜運動をするので、傾斜角の測定を目的とした傾斜角計の搭載が必要であると考えられた。

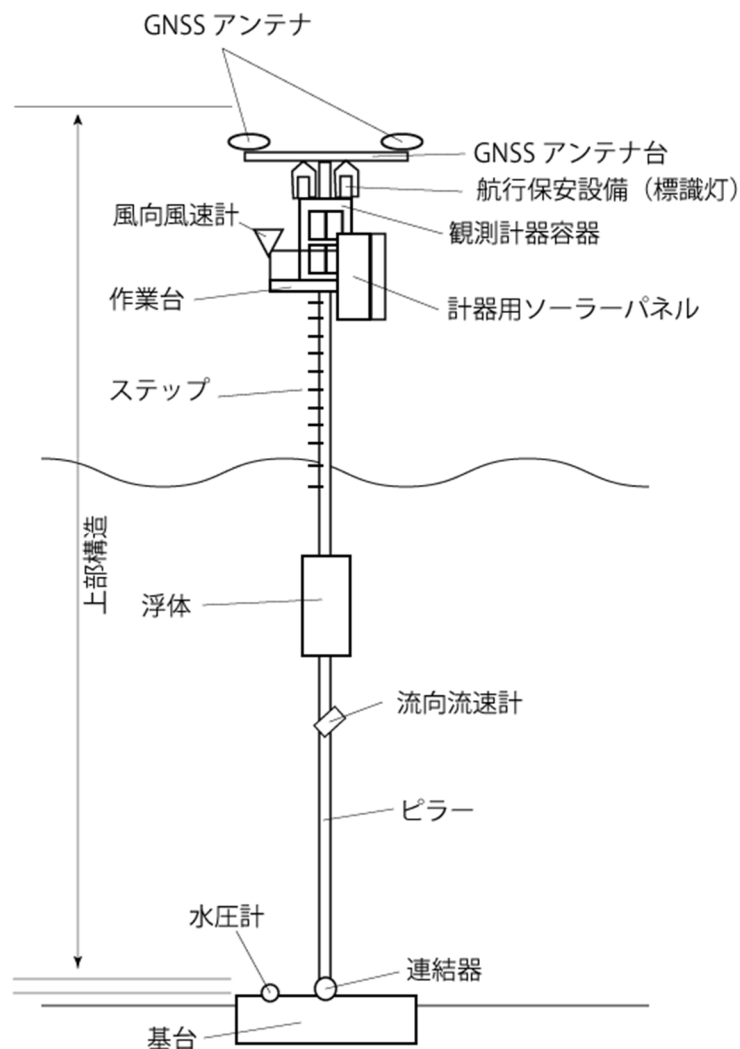


図 2-2-4-1. 海底地殻変動観測装置概略図

海底地殻変動観測装置では海底の連結器の位置を測位することが求められる。運動する柱上のアンテナ測位結果から海底の連結器の座標を推定するためには、アンテナによる測位結果に加え

てアンテナを載せている柱の傾斜角を計測する必要がある。目標とされる精度は横方向 1cm、垂直方向 1cm 程度である。最終的に測位データは 1 日 1 データの出力が求められている。

本実験では揺動による観測塔傾斜変位の補正アルゴリズム検討のための基礎的なデータ取得を目的として、1 軸を中心に卓越周期 2～3.6 秒で揺動する実験台上で GNSS 測位と傾斜角の測定を行い、揺動軸位置の推定を行った。

(2)-2-4.1. 実験の仕様

本実験では、次の図 2-2-4-2 に示すように 2 アンテナ GNSS 受信機と 1 傾斜角計を実験台のビーム AB に搭載した実験台を用意した。ビーム AB とピラー CE は直交するように組み立てられ、回転軸 JK の周りに回転運動ができるようになっている。ビーム AB 及びピラー CE はカウンターウェイト m_1 の質量を調節することによって振動周期を変化させることができる。この実験台を海底地盤変動観測装置上部構造にみたてた

本実験では以下の 3 つの条件でデータ取得を実施した。

実験 1 : 測位点 (揺動中心) の位置決定

実験 2 : 静的傾斜を与えた場合

実験 3 : 動的傾斜を与えた場合

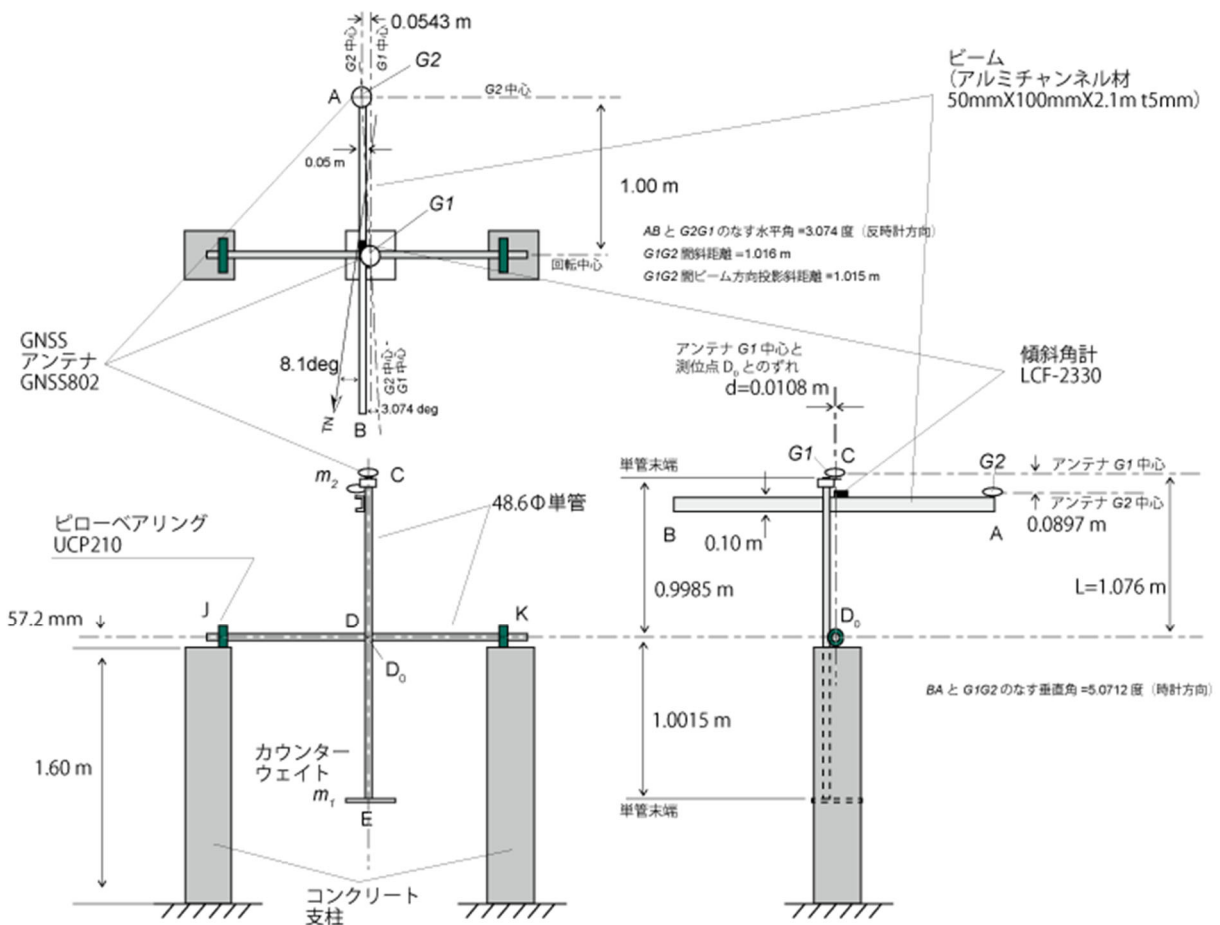


図 2-2-4-2. 測位実験用実験台

つぎに実験台上に搭載した機器の結線を下図 2-2-4-3 に示す。2 アンテナ GNSS 受信機 NovAtel 社製 PwrPak7D に 2 台のアンテナ GNSS802 を組み合わせて使用し、傾斜角計 Jewell 社製 LCF-2330-L-14.5/14.5-FB: Ser:3045123 をテレメータ装置 LT-7700 に接続して使用した。

GNSS 測位実験装置結線図

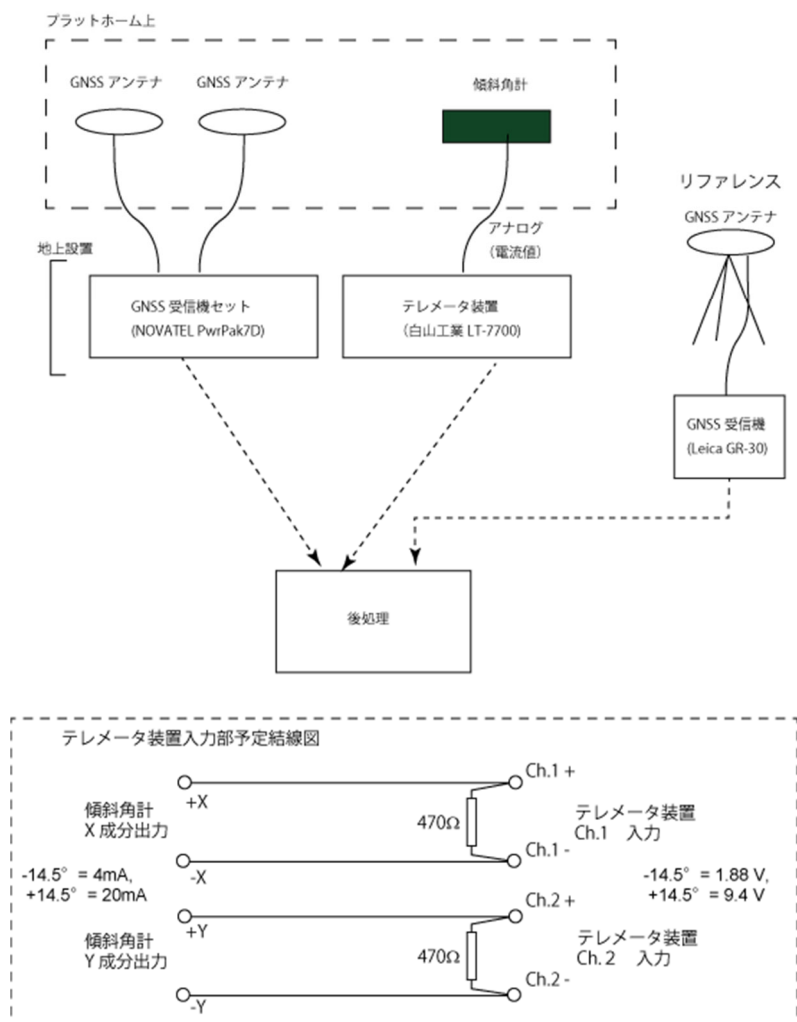


図 2-2-4-3. 測定装置結線図

いずれも GNSS 受信機では2つのアンテナ **G1** 及び **G2** の位置のそれぞれを 20Hz サンプリングで得られた記録を用いて解析を行った。NovAtel 製受信機 PwrPak7D から出力された生データは以下の手順で RINEX 型式に変換した。NovAtel 社の提供する変換ソフトウェア NovAtel convert を用いて受信機出力データをアンテナごとの NovAtel OEM6 型式に変換し、さらにこれらの型式のデータを RTKLIB パッケージに含まれるアプリケーション RTKConv を使用して RINEX 型式のデータを得て解析に使用した。なお、Leica 製受信機 GR-30 からは直接 RINEX 出力を得ることができた。実験 1 及び 2 は測位結果をスタティック法で解析し、実験 3 では測位結果を PPK (ポストプロセッシングキネマティック) 法で解析した。

傾斜計はその Y 軸がビーム AB に平行になるように装着し 100Hz サンプリングで得られた記録

を用いた。

GNSS アンテナ変位量の記録として 4K ビデオカメラ 30fps の画像記録を取得し、画像解析ソフトウェア Dipp Motion V による変位量推定を行った。

スタティック解析に用いる仮設基準点は黒神観測室敷地海側構内の基台にアンテナ AR-10 を設置し、受信機 Leica GR-30 で記録を行った。

実際の測位実験の様子を下の図 2-2-4-4, 図 2-2-4-5 に示す。



図 2-2-4-4. 実験全景



図 2-2-4-5. 実験台主要部。

(2)-2-4. 2. 結果と考察

[実験 1. 測位点 D_0 の座標の決定] (アンテナ $G1$ のみ使用)

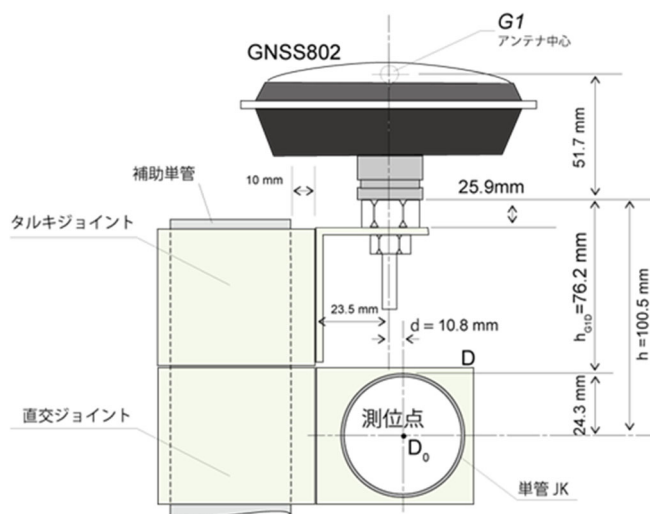


図 2-2-4-6. 実験 1 アンテナ取り付け法と測位点

補助単管を用いてアンテナ $G1$ を回転軸 D の位置まで下げ GNSS 測位結果を取得する (図 2-2-4-6, 図 2-2-4-7)。5 分間データ取得。

GNSS 測位結果は取得データのスタティック処理によりアンテナ $G1$ の座標を算出し、アンテナ高 h_{G1D} とアンテナ偏芯量を補正して「測位点位置」とする。GNSS 測位データはスタティック法によって解析した。

アンテナ偏芯量：

軸 JK の北側方向 0.0108 m

(取り付け面) 軸 JK の上方 0.1005 m = 0.0243 + 0.0762 m

(位相中心) 軸 JK の上方 0.1522 m = 0.1005 + 0.0517 m

測位解析結果 D_0

北緯 31.5835802 度 東経 130.7018495 度 楕円体高 93.4454 m

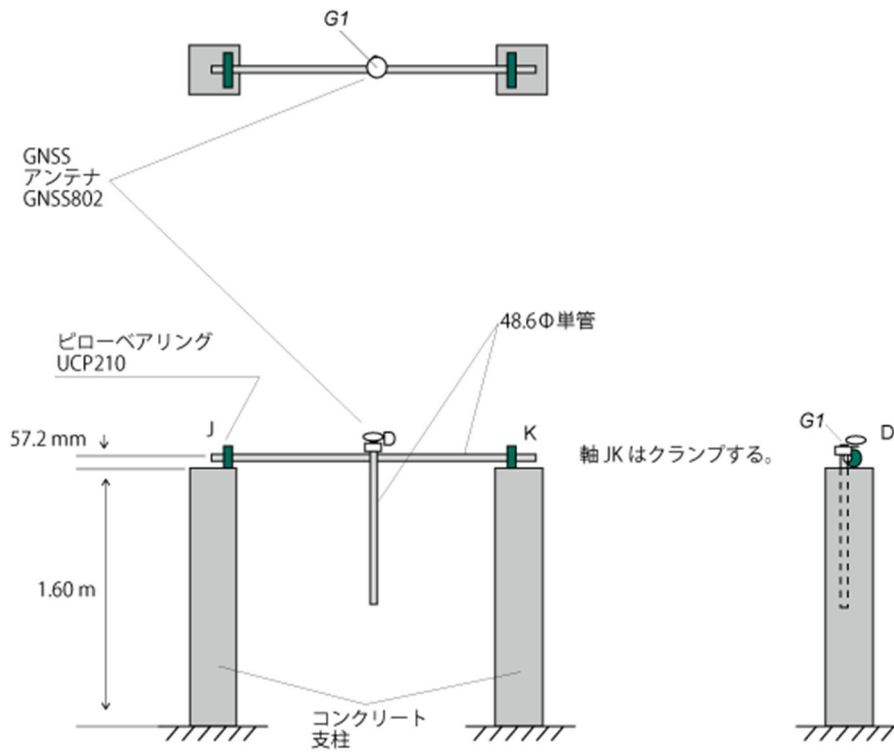


図 2-2-4-7. 実験 1 見取り図

[実験 2. 静的な傾斜を与えた場合] (アンテナ G1 と G2 を使用)

ピラーCE の C 端にアンテナ G1 を装着し、アンテナ取り付け台の底面をピラーCE の C 端に合わせる。さらに、アンテナ G2 を装着したビーム AB をピラーCE のアンテナ取り付け台の直下に装着する。ピラーCE にはアナログ傾斜計 (レベル) を装着し、傾斜角を直接測定する。

ピラーCE をある角度に傾斜静止させて実際のビーム AB の傾斜角、GNSS 測位結果を取得する。このときに得られた GNSS 測位結果はスタティック法で解析を行った。

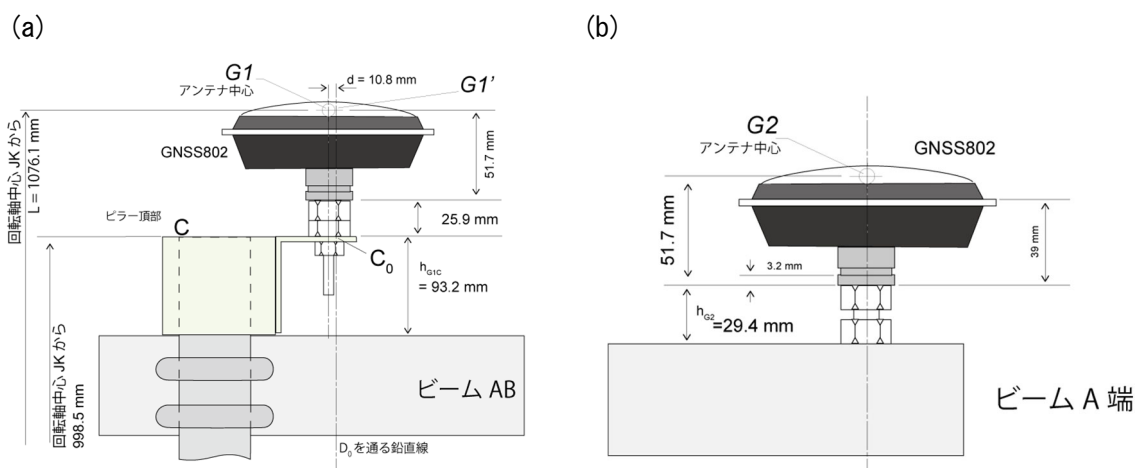


図 2-2-4-8. 実験 2 以降のアンテナ取り付け部。(a)C 端におけるアンテナ G1、(b) A 端におけるアンテナ G2。

実験 2 以降のアンテナ取り付け部を図 2-2-4-8 に、実験台の状況を図 2-2-4-9 に示す。

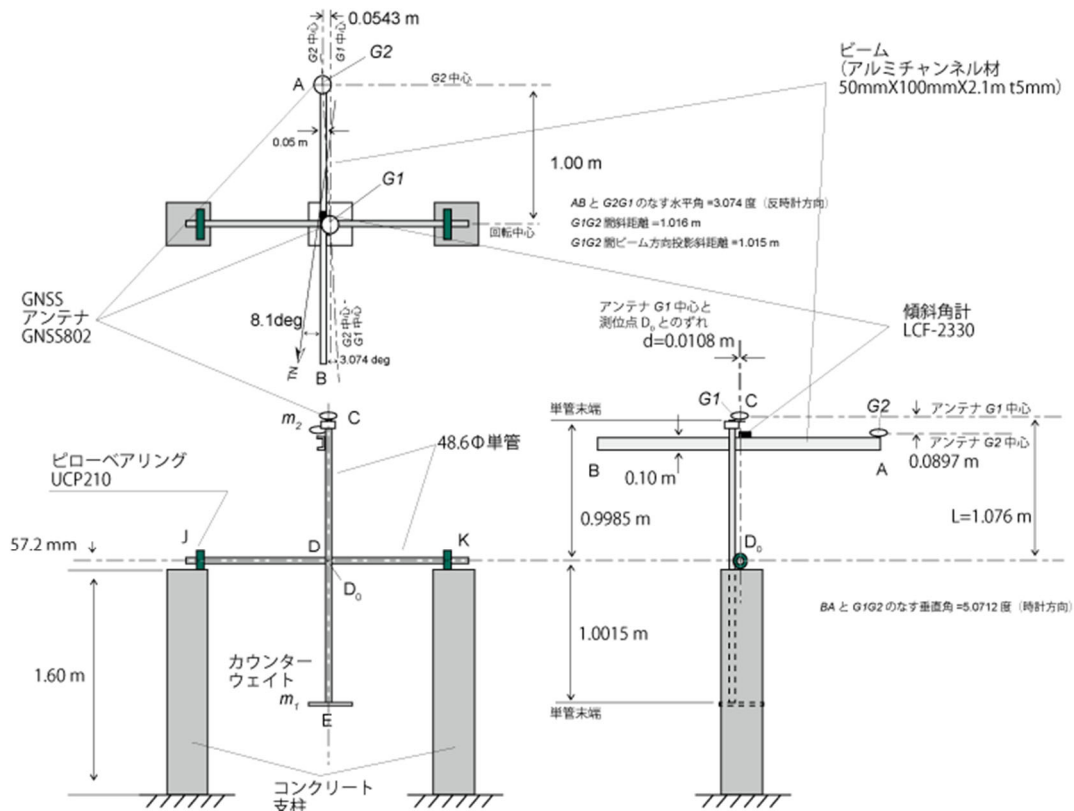


図 2-2-4-9. 実験 2 以降の実験台

表 2-2-4-1. 実験 2

設定角度 (度)	開始時刻	終了時刻	レベルの読み (度)	傾斜角計出力極性
0	12:19:30	12:33	●89.7	x-
北上がり 1	12:47:30	12:55	●89.0	x-
北上がり 2.5	12:58:33	13:06	●87.5	x-
北上がり 5	13:09:30	13:17	●85.0	x-
北上がり 10	13:19:25	13:26	●79.6	x-
北上がり 12	13:29:40?	13:35	●78.0	x-
北下がり 12	13:39	13:45	77.0	X+
北下がり 10	13:48	13:54	80.0	X+
北下がり 5	14:00	14:05	85.0	X+
北下がり 3	14:10	14:16	87.0	X+
北下がり 1	14:18	14:24	88.7	X+
0(2回目)	14:26	14:32	89.9	X+

実験の状況を表 2-2-4-1 に示す。

測定量

それぞれの静止傾斜状態において GNSS 測位結果をスタティック解析によって得た。

- ・アンテナ **G1**: 緯度 φ_1 (度), 経度 λ_1 (度), ジオイド高 h_1
- ・アンテナ **G2**: 緯度 φ_2 (度), 経度 λ_2 (度), ジオイド高 h_2
- ・アナログ傾斜角計指示値: θ_A (度) 時計回り = 北上がり 正
- ・傾斜角計指示値: θ_T (度) 時計回り = 北上がり 正

推定値

- ・アンテナペア (G1G2) による傾斜角推定値: θ_p (度) 時計回り = 北上がり 正

その他のパラメータ

- ・アンテナ **G1** 回転面 (実験台座標系) x 座標軸と真北方向のなす角: $\delta = -8.1$ (度) (北から時計回り 正)
- ・実験台座標系における **G1-G2** 間の x 座標位置差: $dx_{12} = -1.0108$ m (A→B 方向正。G1 基準)
- ・実験台座標系における **G1-G2** 間の y 座標位置差: $dy_{12} = 0.0543$ m (東方向正、G1 基準)
- ・アンテナ **G1** と **G2** の高さの差: $dH_{12} = -0.0897$ m (上方向正、G1 基準)
- ・アンテナ **G1** の D_0 に対する x 方向 (実験台座標系) オフセット量: $d = -0.0108$ m

$$\angle G1D_0G1' = \theta_d = \tan^{-1}(d/L) = -0.575 \text{ 度}$$

座標系

2020/2/4 に座標系の整理を行い、「実験台座標系」を新たに定義して導入した。2020/2/4 以前は「傾斜角計座標系」での記述であった。[実験台座標系傾斜角] = -1 × [傾斜角計座標系傾斜角] の関係である。

・真北座標系 (X, Y, Z) ; 真北を X 軸の正方向にとる。真東を Y 軸の正方向にとる。 Z 軸の正方向は鉛直上向き。原点は「測位点」。水平方向の偏角 δ (度 ; X 軸から時計回りを正)、垂直方向の傾斜角 θ (度 ; Z 軸から X 軸の負方向を正)。

$$\begin{aligned} X_i &= (\varphi_i - \varphi_0) k_\varphi \\ Y_i &= (\lambda_i - \lambda_0) k_\lambda \quad (1) \\ Z_i &= (h_i - h_0) \end{aligned}$$

ここに k_φ は緯度 1 度あたりの距離 (m)、 k_λ は経度 1 度あたりの距離 (m) とする。

・実験台座標系 (x, y, z) ; 実験台に組付けたアンテナ **G1** の回転面に xz 面を一致させた座標系。ビーム **AB** を組み付けて水平にしたとき、ビーム **A** 端からみたビーム **B** 端方向を x 軸の正方向とする。 x 軸正方向から水平時計回り 90 度方向を y 軸正方向とする。

x 軸の X 軸に対する偏角 $\delta = -8.1$ (度 ; 真北座標系) で、 xy 平面は XY 平面に一致する。垂直方向の傾斜角の定義は真北座標系と同一である。

$$\begin{aligned} x_i &= X_i \cos \delta + Y_i \sin \delta \\ y_i &= -X_i \sin \delta + Y_i \cos \delta \quad (2) \\ z_i &= Z_i \end{aligned}$$

計測結果

計測結果を表 2-2-4-2 に示す。

データ処理手順

1. アナログ傾斜角計の読みを実験台座標系に換算する。
2. アナログ傾斜角計の読み (実験台座標系) θ_0 に対して傾斜角計出力 (ロガー入力電圧) E を整理して θ_0 と E との関係を得る。また、同時に傾斜角計の変換係数 Γ を検証する。結果を図 2-2-4-10 に示す。

表 2-2-4-2. 実験 2 計測結果

公称値 (度) <傾斜 角計座 標系>	測定開始 時刻	CE取り付 け傾斜計読 み(度)	ビームAB水 平からの偏 差(度) < 実験台座標 系>	ロガー入力電 圧平均(V)	ロガー入力最 大電圧(V)	ロガー入力最 小電圧(V)	ロガー入 力分散値 (V)	備考	傾斜角計 によるCE 傾斜角推 定値 (度) < 実験台座 標系>
-12	13:29	-78.0	12.0	2.541	2.457	2.622	0.000094	ビームB端北上がり	12.02
-10	13:19	-79.6	10.4	3.024	2.763	3.254	0.000194	ビームB端北上がり	10.17
-5	13:09	-85.0	5.0	4.362	4.319	4.401	0.000047	ビームB端北上がり	5.06
-2.5	12:58	-87.5	2.5	4.997	4.872	5.122	0.000138	ビームB端北上がり	2.64
-1	12:47	-89.0	1.0	5.349	5.296	5.412	0.000036	ビームB端北上がり	1.30
0	12:19	-89.7	0.3	5.598	5.597	5.681	0.000052	1回目	0.34
0	14:26	89.9	-0.1	5.733	5.948	5.948	0.000504	2回目	-0.17
1	14:18	88.7	-1.3	6.026	5.303	6.671	0.000107	ビームB端北下がり・60秒 目以降を使用	-1.29
3	14:10	87.0	-3.0	6.491	5.840	7.116	0.000077	ビームB端北下がり・30秒 目以降を使用	-3.06
5	14:00	85.0	-5.0	7.038	6.937	7.134	0.000113	ビームB端北下がり	-5.15
10	13:48	80.0	-10.0	8.335	8.092	8.625	0.000362	ビームB端北下がり	-10.11
12	13:39	77.0	-13.0	9.078	8.511	9.634	0.000099	ビームB端北下がり・40秒 目以降を使用	-12.94

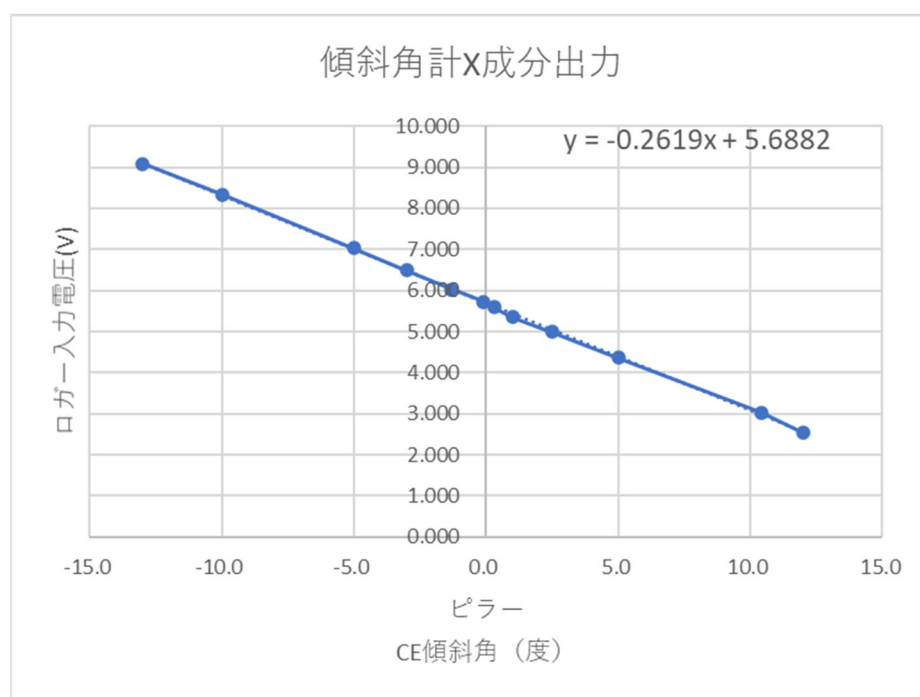


図 2-2-4-10. 傾斜角計出力と傾斜角

LCF-2330-L-14.5/14.5-FB: Ser:3045123 X成分

推定変換係数 $|\Gamma|$ (絶対値): 0.2619V/deg \rightarrow 0.5572 mA/deg. カタログ値 typ.: 0.5517

mA/deg, Min:0.5434 mA/deg, Max:0.5600mA/deg なので、推定値は規格の範囲内であった。

ビーム水平時 E_0 : 5.6882V

3. スタティック法による GNSS 観測結果を整理して、アンテナ G1 及び G2 の実験台座標を算出する。

3-1. 真北座標系座標の算出

$$\begin{aligned} X_1 &= (\varphi_1 - \varphi_0)k_\varphi & X_2 &= (\varphi_2 - \varphi_0)k_\varphi \\ \mathbf{G1}: Y_1 &= (\lambda_1 - \lambda_0)k_\lambda & \mathbf{G2}: Y_2 &= (\lambda_2 - \lambda_0)k_\lambda & (3) \\ Z_1 &= (h_1 - h_0) & Z_2 &= (h_2 - h_0) \end{aligned}$$

3-2. 実験台座標系座標の算出

$$\begin{aligned} x_1 &= X_1 \cos \delta + Y_1 \sin \delta & x_2 &= X_2 \cos \delta + Y_2 \sin \delta \\ \mathbf{G1}: y_1 &= -X_1 \sin \delta + Y_1 \cos \delta & \mathbf{G2}: y_2 &= -X_2 \sin \delta + Y_2 \cos \delta & (4) \\ z_1 &= Z_1 & z_2 &= Z_2 \end{aligned}$$

4. 実験2における静止傾斜のそれぞれの場合について傾斜角を算出する。

4-1. 傾斜角計による傾斜角推定値 θ_T の導出

傾斜角計変換係数 Γ , 傾斜0度時の出力 E_0 , j 番目の静止状態の出力 E_j とする。

$$\theta_{Tj} = (E_j - E_0) / \Gamma \quad (5)$$

4-2. アンテナペアによる傾斜角測定値 θ_p の導出

$$\theta_p = \sin^{-1}((z_1 - z_2) / dx_{12}) + \tan^{-1}(dH_{12} / dx_{12}) \quad (6)$$

5. アンテナ G1 の x_1 の値 (実験台座標系) と傾斜角 θ を用いて、 D_0 を推定する。

5-1. アナログ傾斜角計による推定値 dx_0

$$dx_0 = x_1 - L \cos(\theta_0 + 90^\circ + \theta_d) \quad (7A)$$

5-2. アンテナペア推定値による推定値 dx_p

$$dx_p = x_1 - L \cos(\theta_p + 90^\circ + \theta_d) \quad (7B)$$

5-3. 傾斜角計推定値による推定値 dx_T

$$dx_T = x_1 - L \cos(\theta_T + 90^\circ + \theta_d) \quad (7C)$$

測位点推定結果 dx_k は、観測された G1 の x 座標 x_1 と傾斜角測定結果 θ_k から下式を用いて推定された。

$$dx_k = x_1 - L \cos(\theta_k + 90 + \theta_d)$$

ここに θ_d は $\angle G1D_0C_0$ を、 L は D_0G1' の長さである。

表 2-2-4-3 に GNSS アンテナペアにおける傾斜角測定結果 θ_p を、測位点推定結果 dx_p とともに整理する。

表 2-2-4-3. アンテナペア (G1G2) で求めた傾斜角

θ_0 (度)	dx_0 (m)	θ_P (度)	dx_P (m)	θ_T (度)	dx_T (m)
0.3	-0.004	-0.08	-0.011	0.34	-0.003
1.0	-0.009	0.95	-0.010	1.30	-0.003
2.5	-0.009	3.83	0.016	2.64	-0.006
5.0	-0.009	8.52	0.057	5.06	-0.008
10.4	-0.009	9.74	-0.021	10.17	-0.013
12.0	-0.009	10.98	-0.028	12.01	-0.009
-13.0	-0.009	-14.02	-0.028	-12.94	-0.008
-10.0	-0.008	-10.55	-0.018	-10.10	-0.010
-5.0	-0.008	-4.70	-0.002	-5.15	-0.011
-3.0	-0.004	-3.94	-0.022	-3.07	-0.005
-1.3	-0.008	-2.27	-0.026	-1.29	-0.008
-0.1	-0.001	-0.49	-0.009	-0.17	-0.003

上表の dx_0 , dx_T では推定された座標値のほとんどが 0.01m 以内に収まっている。また、アンテナペアによる推定では傾斜角計のみによる推定よりも値の分散が大きくなる傾向がある。いずれの場合も測位点推定結果はわずかに南方にずれることが示された。これは GNSS 測位結果に含まれる誤差の可能性がある。

統計をとると、平均値はいずれも 0.01m 以内である (表 2-2-4-4)。 dx_P は座標値の標本分散値が dx_T の 60 倍で、ばらつきの幅が大きい傾向が認められる。

表 2-2-4-4. 傾斜角測定結果の統計量

	dx_0 (m)	dx_P (m)	dx_T (m)
最小値	- 0.009	-0.028	- 0.013
平均	- 0.007	-0.009	- 0.007
最大値	- 0.001	0.057	- 0.003
標本分散	1×10^{-5}	6×10^{-4}	1×10^{-5}

アナログ傾斜測定とアンテナペア傾斜測定との比較

両者の関係をグラフとして図 2-2-4-11 に示す。

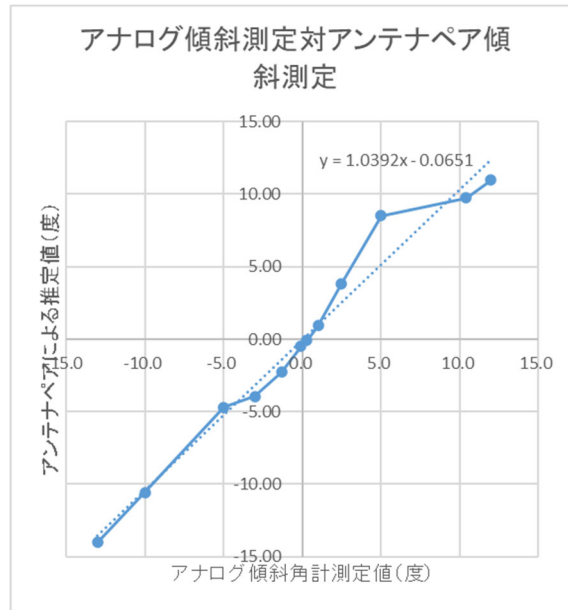


図 2-2-4-11. アンテナペア傾斜測定結果と実傾斜角

静止状態におけるアナログ測定傾斜角に対するアンテナペア測定結果は約 4%の系統誤差と 0.06 度のバイアスが見られる

[実験 3. 動的な傾斜を与えた場合] (アンテナ **G1** と **G2** を使用)

プラットフォームを傾斜運動させて傾斜角、GNSS 測位結果を観測する。カウンターウェイトの量を調節することでプラットフォーム運動の固有周期を設定する。本実験の際の GNSS アンテナ配置図は先述の実験 2 と同一である。

動的な傾斜の実現は次のように行った。ピラー **CE** に初期振幅 10 度を与えたのちに開放して自由振動を行った。

ビデオ撮影点は軸 **JK** を延長した方角で **C** から距離 11.25m の地点であった。ビデオには実験台の全景とともに電波時計の表示を写しこんでいる。

ここで用いたデータに対する実験状況を下表 2-2-4-5 に示す。

表 2-2-4-5. 解析に用いたデータと実験状況

錘 (W) 个数、GNSS データレート、セット ID	開始時刻(ビデオによる判定)	概略自由振動時間
8W, 20Hz, 1	14:45:20	2 分間
10W, 20Hz, 1	15:10:26	2 分 20 秒間
10W+, 20Hz, 1	15:19:33	3 分間

注 : W:3.3×11×23cm の舗装用モルタル板。重量約 2kg。「8W」はこのコンクリート板 8 枚をカウンターウェイト m_1 に載せたことを表す。

追加錘サイズ : 15×15×23 cm 直径 50mm の芯抜きありのコンクリート製。推定重量 11kg。10W+ではカウンターウェイト m_1 に錘 10 個(10W)とともに搭載したことを 10W+として記載する。

GNSS 測位結果は PPK (Post-Processing Kinematics) 法で処理を行った。

傾斜角計については下記のように観測とデータ整理とをおこなった。傾斜角計記録を再生して振動開始時刻を確認し、傾斜角計から得られた WIN フォーマットデータをテキストデータに変換した。また、テキストデータ化したファイルに間引き (リサンプリング) をほどこし、20 Hz サンプリングと同等にしたデータセットも作成した。

ビデオ撮影は 30fps で行った。撮影されたビデオに写しこまれた電波時計の表示をもとに解析対象フレームを選択した。画像解析は Dipp-Motion V を用いてアンテナ基台 **G1**, **G2** の動きを追跡した。ビーム **B** 端を P1, アンテナ **G1** 基台を P2, アンテナ **G2** 基台を P3, 回転軸 **D** を P3, 背景スケール 0 点を P4 とした (図 2-2-4-12~14)。自動追跡ではカウンターウェイト 16kg(8W)のとき、ターゲットサイズ 45×45 ピクセル、探索範囲 70×70 ピクセルとし、時間順追跡を行った。カウンターウェイト 20kg(10W)及び 30kg(10W+)のときターゲットサイズ 62×53 ピクセル、探索範囲 100×80 ピクセルとして逆時間順追跡を行った。これは順方向追跡ではターゲットの追

跡失敗が頻発していたが、アンテナの動きが止まってからの画像をテンプレートとして使用したほうが安定な結果が得られることによるものである。



図 2-2-4-12. 実験 3 8W_20Hz_1 画像解析時マーカー設定



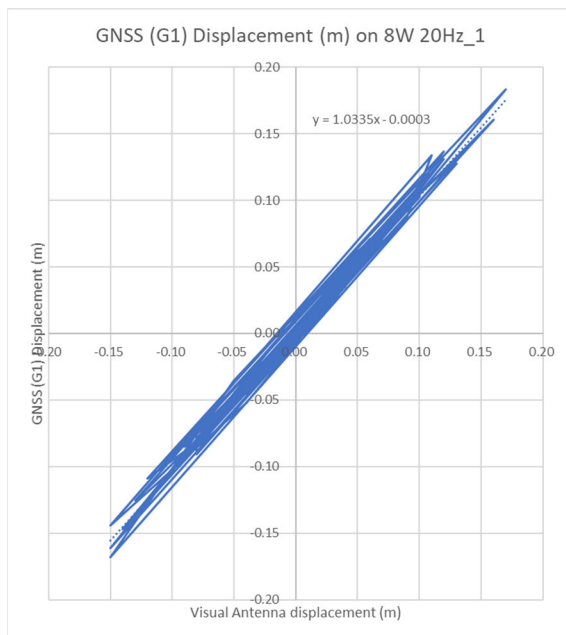
図 2-2-4-13. 実験 3 10W_20Hz_1 画像解析時マーカー設定



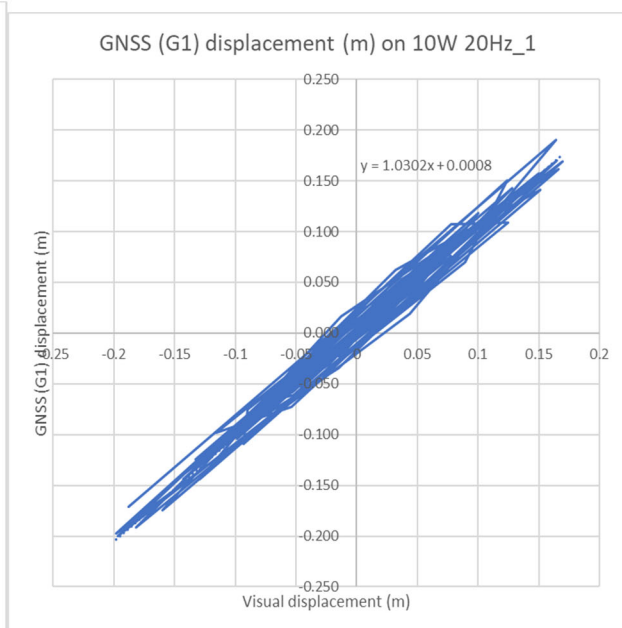
図 2-2-4-14. 実験 3 10W+_20Hz_1 画像解析時マーカー設定

GNSS アンテナ **G1** の画像解析結果による変位量と GNSS 測位結果による変位量の対比を次の図 2-2-4-15 に示す。固有周期の異なる 3 つの場合についてそれぞれを示す。

(a)



(b)



(c)

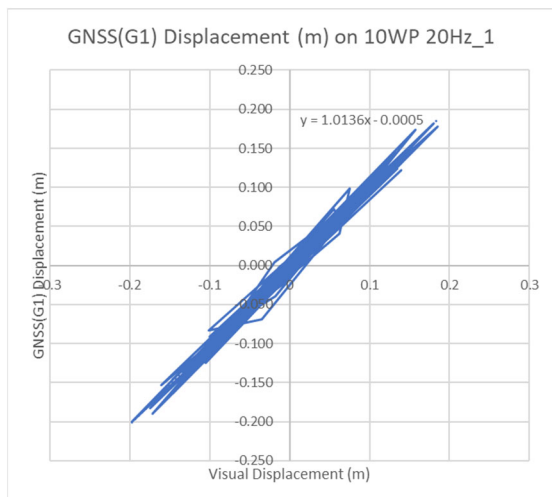
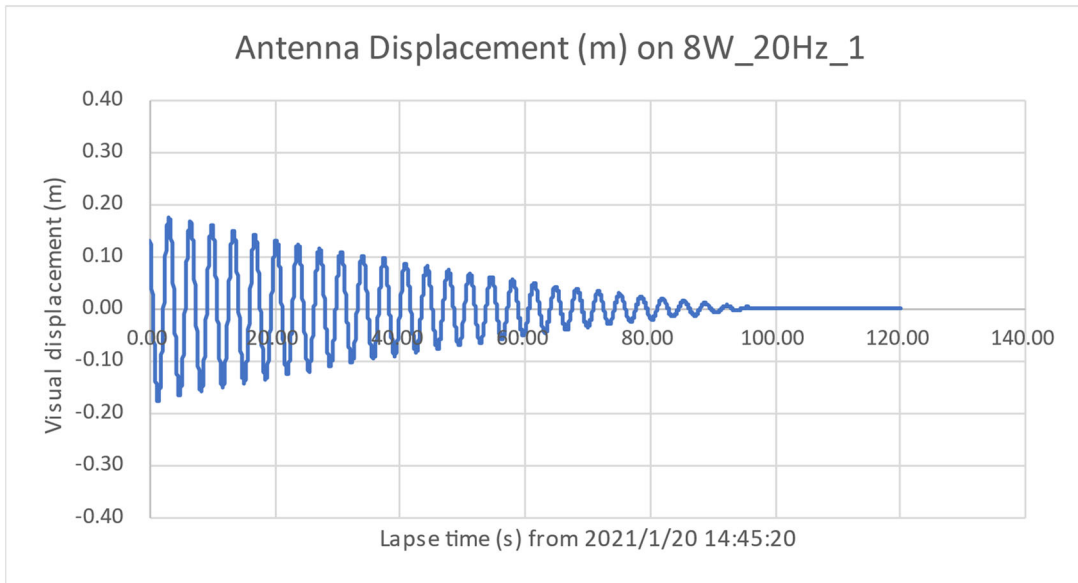


図 2-2-4-15. GNSS 測位による変位量と画像解析による変位量。(a)8W 20Hz_1、(b)10W 20Hz_1、(c)10WP 20Hz_1。

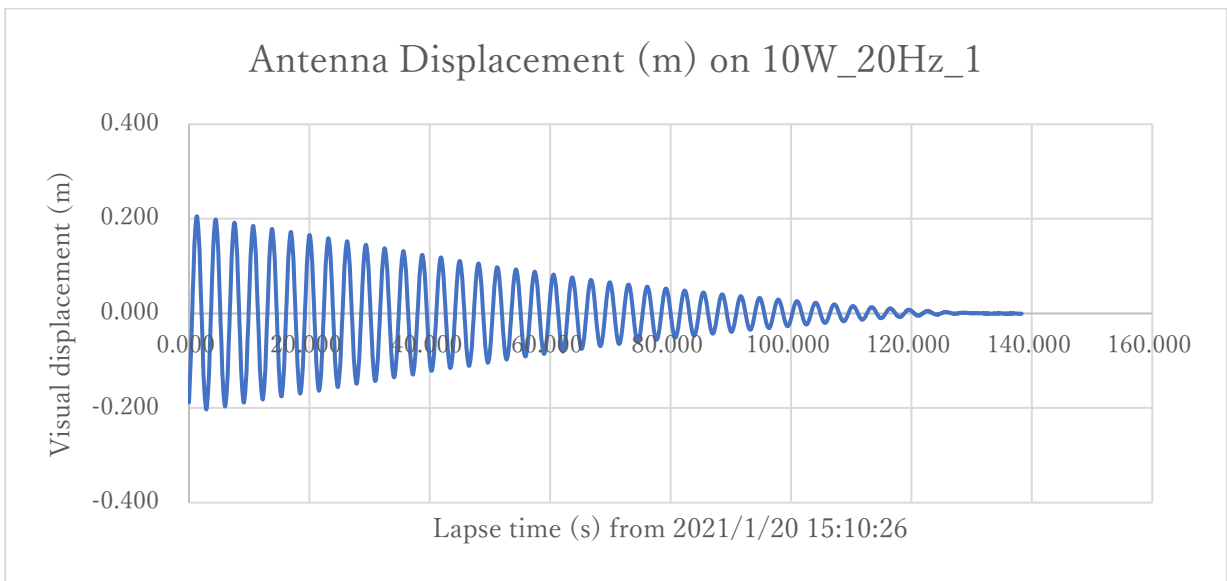
いずれの結果も画像解析による変位量と GNSS による変位量は 3%程度の差で対応することを示している。したがって、GNSS 測位結果による変位量は真の値として扱って差しつかえないことを示している。

つぎにアンテナ変位量の時系列について述べる。図 2-2-4-16(a)は 16kg(8W) 20Hz サンプリングの第一セット(8W-20Hz_1)の実験における、アンテナ **G1** の動きの画像解析結果を Visual displacement としてグラフに示す。ピラー**CE** の固有周期は 3.5 秒であった。図 2-2-4-16(b)はカウンターウェイト 20kg の場合を示す このときピラー**CE** の固有周期は 3.1 秒であった。図 2-2-4-16(c)は 30kg(10W+) のケースのアンテナ **G1** の変位の画像解析結果を示す。30kg(10W+) の場合のピラー**CE** の固有振動数は 2.6 秒であった。

(a)



(b)



(c)

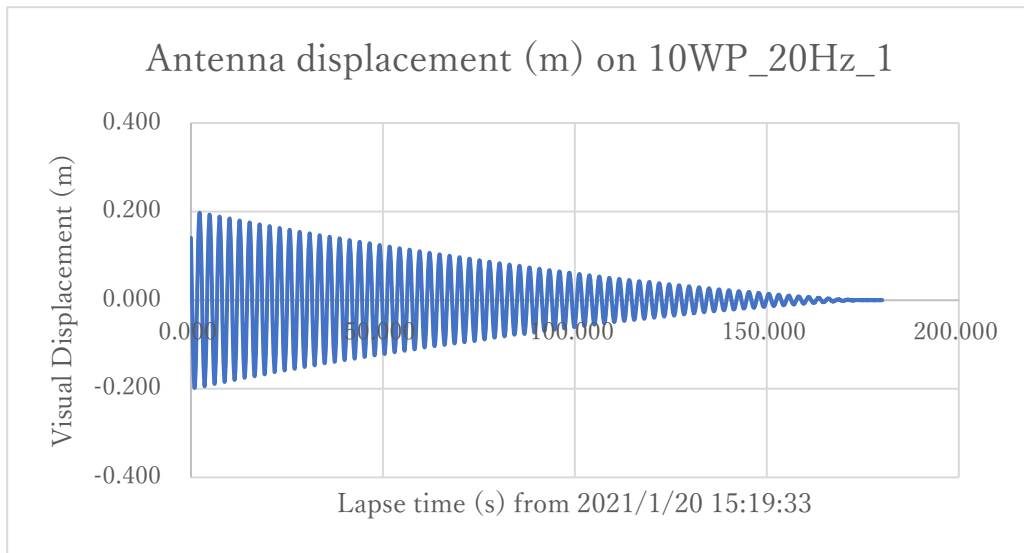
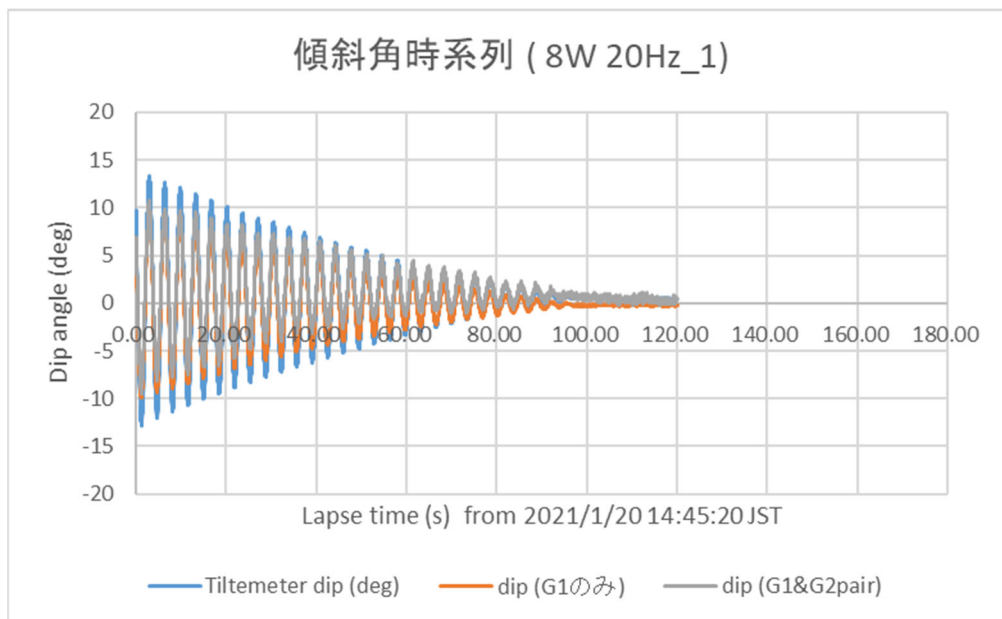


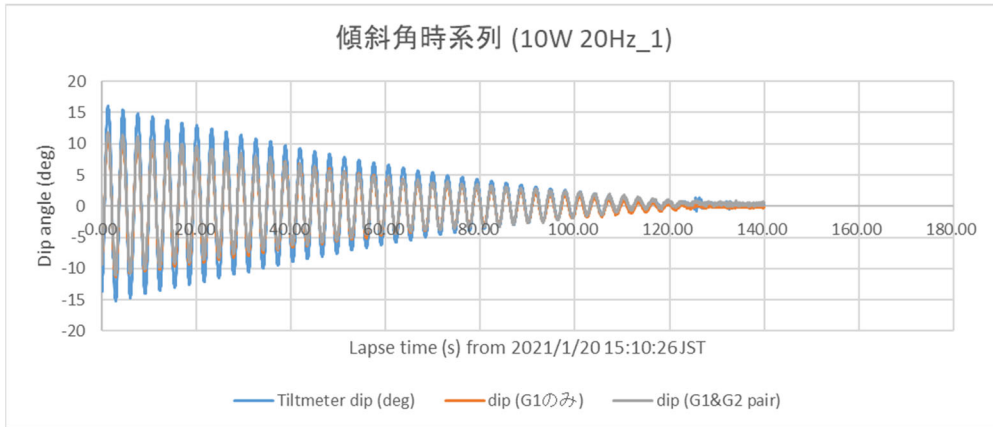
図 2-2-4-16. 画像解析による変位測定結果。(a)8W 20Hz_1、(b)10W 20Hz_1、(c)10WP 20Hz_1。

複数の計測方法から導かれた傾斜角の時系列の比較を次の図 2-2-4-17 にまとめて示す。

(a)



(b)



(c)

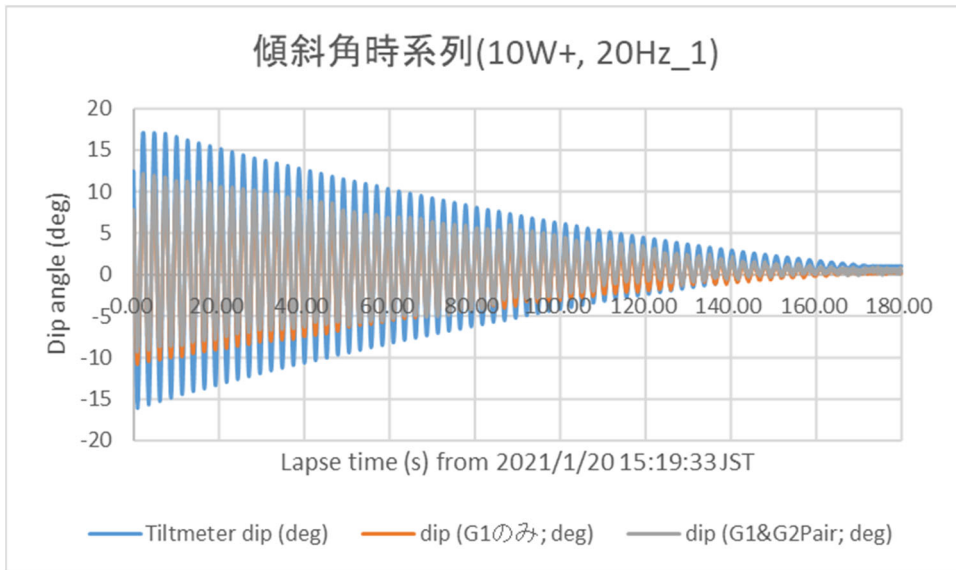
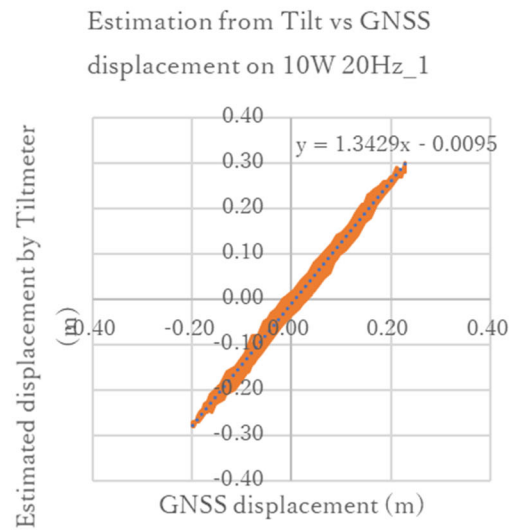
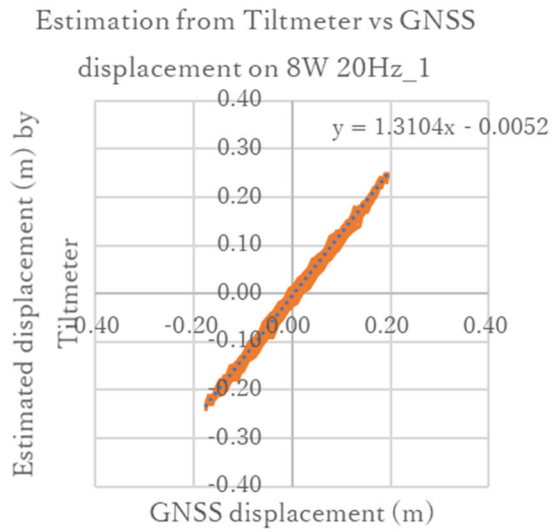


図 2-2-4-17. 傾斜角計測結果の比較。(a)8W 20Hz_1、(b)10W 20Hz_1、(c)10WP 20Hz_1。

以上の図からピラーCE を運動させた測定では、いずれも傾斜角計による傾斜角測定結果が過大であることが示された。

x 軸に GNSS 振幅、y 軸に傾斜計からの推定振幅をプロットしたリサージュ波形 (図 2-2-4-18(a)~(c)) から GNSS 振幅に対する p-p 比率を推定した。



振幅比の周期依存性

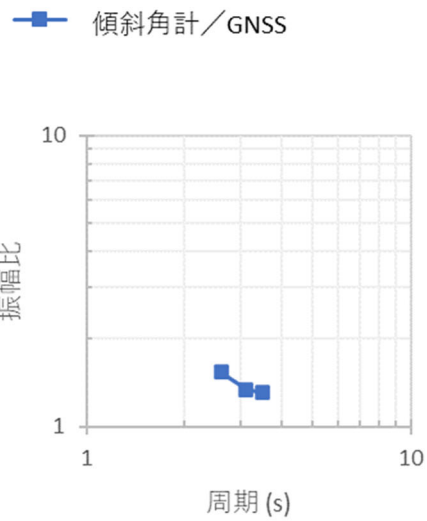
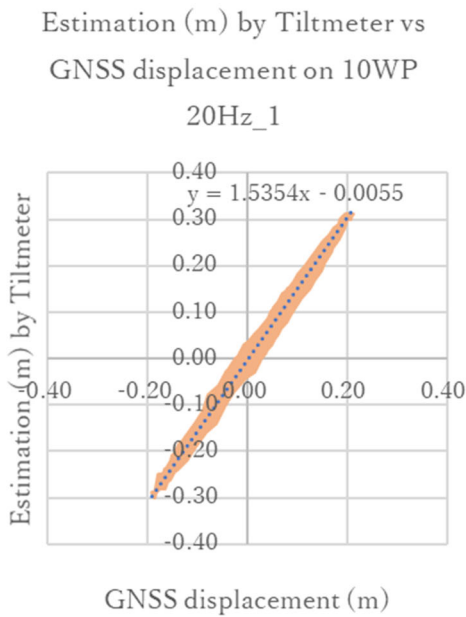


図 2-2-4-18. 傾斜角計推定値による変位量と GNSS による変位量。(a)8W 20Hz_1、(b)10W 20Hz_1、(c)10WP 20Hz_1、(d)振幅比の周期依存性。

下の表 2-2-4-6 には GNSS に対する傾斜角計測定結果の p-p 比率を示す。また表 2-2-4-6 の結果と固有周期の関係を図 2-2-4-18(d) に示す。

表 2-2-4-6. GNSS 対傾斜角計測定結果

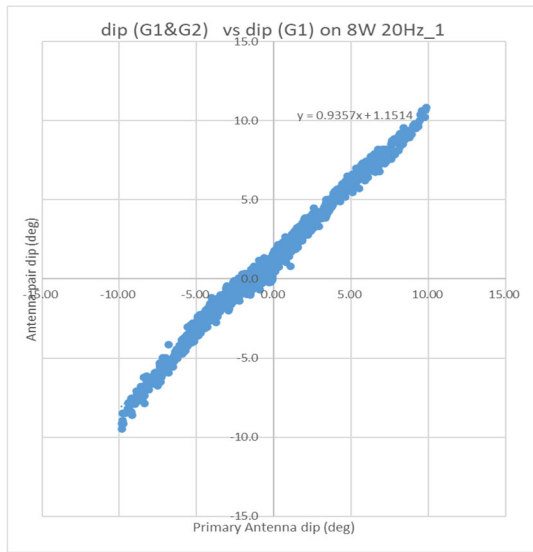
画像解析による固有周期 (s)	カウンターユニット質量 (kg)	GNSS 変位振幅に対する p-p 比率
3.5	16	1.31
3.1	20	1.34
2.5	30	1.54

このことから、振動周期が短いほど傾斜角計はより大きな変位量を結果として与えることが示された。振幅推定値の過大率はおおむね周期の比率の平方根に比例しているように見える。また振動周期が短いほどアンテナ **G1** の振動の接線方向の加速度が大きいことから、接線方向の加速度の影響と考えられる。このことは加速度運動する傾斜計は過大な傾斜角を与えることを示している。したがって、傾斜したアンテナ基部の座標を求めるための GNSS 測位結果に対する補正量の算出に傾斜角計による傾斜角計測結果を単独でそのまま用いると、補正量が過大になる可能性が指摘される。

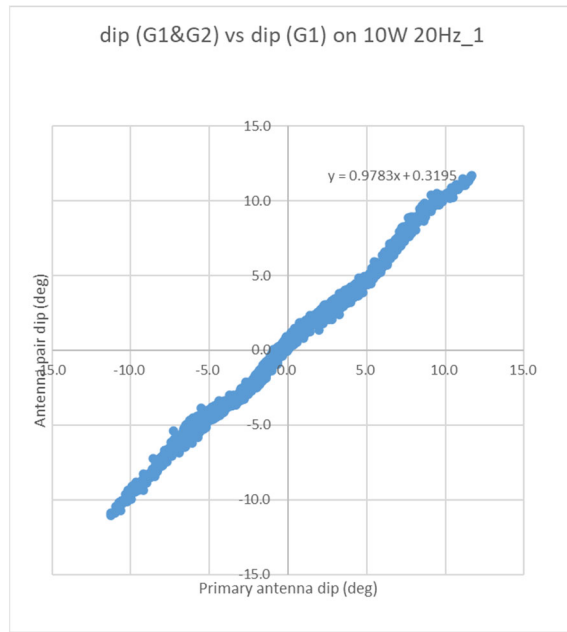
一方、先述のようにアンテナ **G1** の測定結果として得られる変位量は真の変位量とみなせるので、つぎに二つのアンテナによる GNSS 測位結果を傾斜角の推定に用いた場合の傾向を調べる。今回の実験ではピラー **CE** に直交して取り付けられているビーム **AB** の **A** 端にアンテナ **G2** が搭載されており、アンテナ **G1** 及び **G2** の測位結果から傾斜角 (Antenna pair dip) を求めることができる。アンテナ **G1** の測位結果と実験 1 で決定した測位点の位置関係から決められる傾斜角 (Primary antenna dip) θ_0 に対する Antenna pair dip の量を下図 2-2-4-19 に示す。

$$\theta_0 = \sin^{-1}((x_1 - x_0) / L) - \theta_d \quad (8)$$

(a)



(b)



(c)

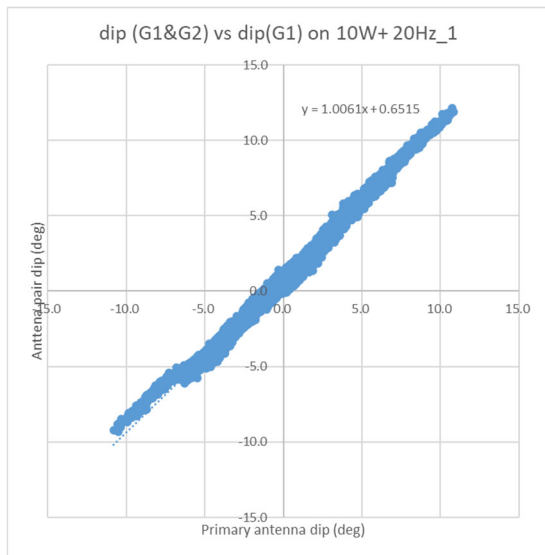


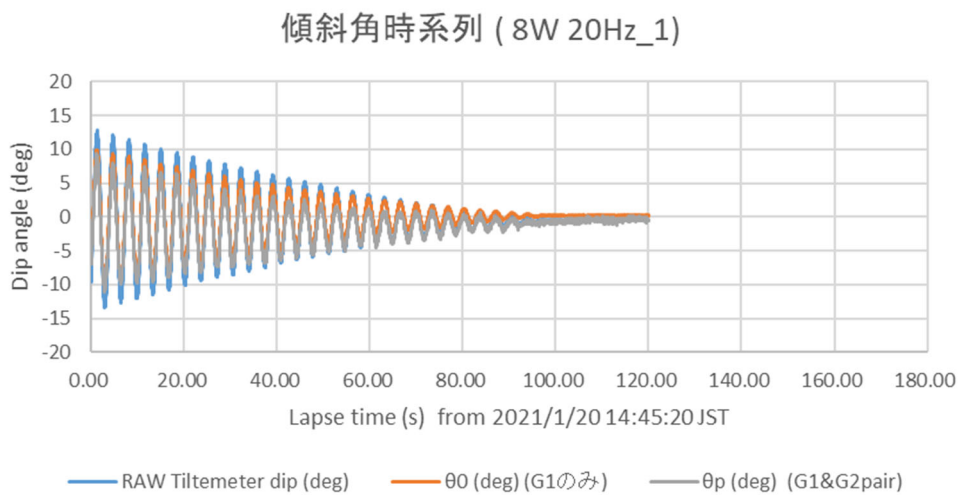
図 2-2-4-19. 単一アンテナ (G1) vs アンテナペア測定(G1G2)。 (a)8W 20Hz_1、 (b)10W 20Hz_1、 (c)10WP 20Hz_1。

いずれの場合も Primary antenna dip より Antenna pair dip のほうが小さく推定される傾向がある。両者のずれは周期が短くなるほど小さくなる傾向にあるように見受けられ、周期 3.6 秒時に 6%の過小評価であったものが、周期 2.5 秒の時は 4%の過小評価であった。

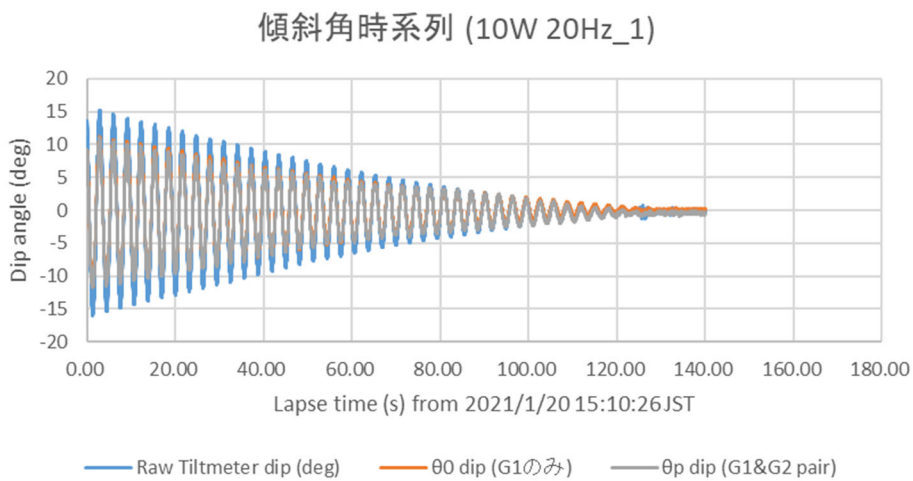
最後にそれぞれの傾斜角推定結果 θ を用いた測位点推定結果について述べる。

複数の計測方法から導かれた傾斜角の時系列の比較を次の図 2-2-4-20 にまとめて示す。

(a)



(b)



(c)

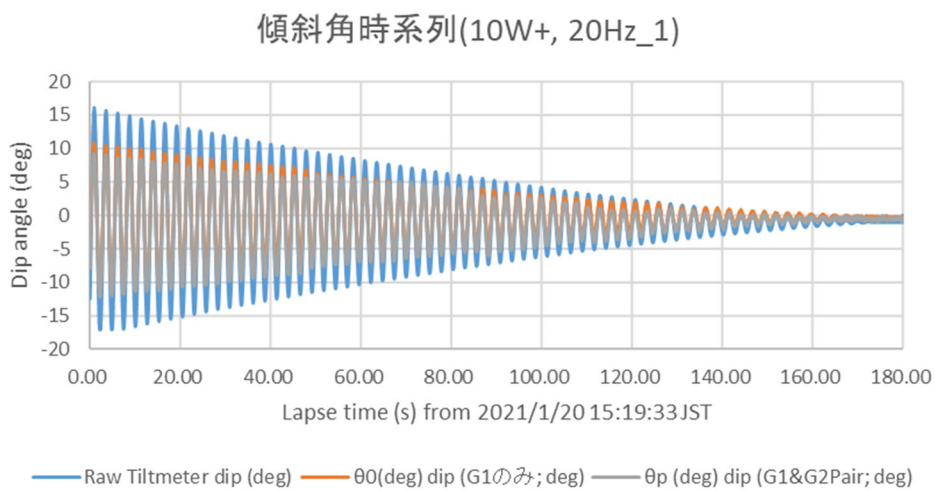


図 2-2-4-20. 傾斜角計による測定、単一アンテナ測定, アンテナペア測定 (G1G2) による傾斜角測定結果の差。(a) 8W 20Hz_1、(b) 10W 20Hz_1、(c) 10WP 20Hz_1。

先述のようにアンテナ **G1** の変位量は真の変位量とみなせるので、アンテナ **G1** の位置と測位点 **D0** の位置関係から決まる傾斜角 θ_0 を真の値として扱くと、次のようなことがあきらかである。

- ・傾斜角計による推定傾斜角 θ_T は 30~50%過大になる傾向を示し、アンテナの運動の周期が短いほどその量は大きくなる。
- ・アンテナペア (G1-G2) による推定傾斜角 θ_p は 4~6%過少になる傾向がある。アンテナの運動の周期が長いほど小さくなる傾向がうかがわれる。
- ・傾斜角計による推定よりもアンテナペアによる推定のほうが真の値に対する差が小さい。

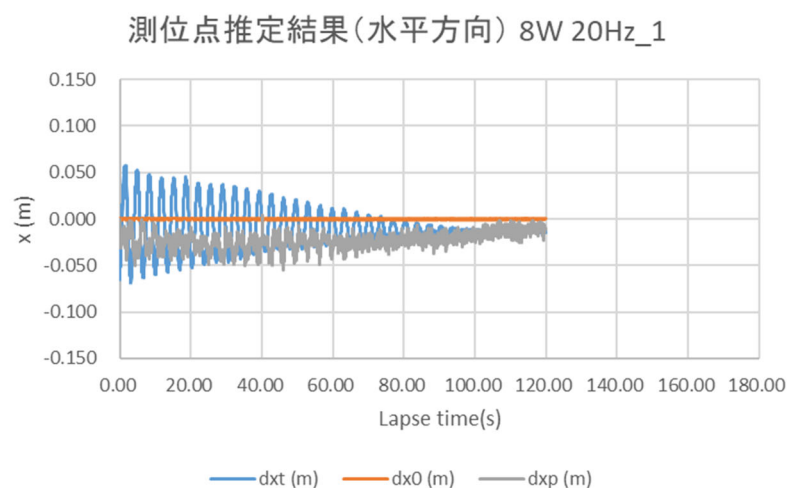
最後にそれぞれの傾斜角推定結果 θ を用いた測位点推定結果について述べる。

いま実験台座標系において GNSS アンテナ **G1** で求められた座標 (x_1, z_1) から測位点 **D0** 座標推定値 (dx_0, dz_0) を求めるとき、以下の式(9)を使用する。

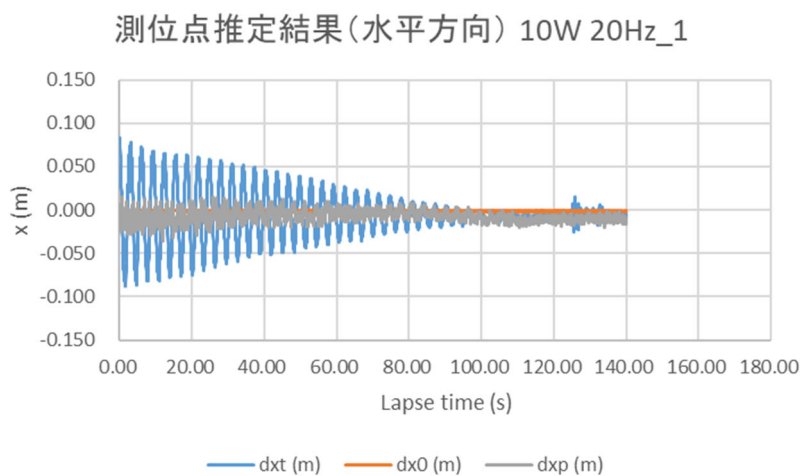
$$\begin{aligned} dx_j &= x_1 - L \cos(\theta_j + 90^\circ + \theta_d) \\ dz_j &= z_1 - L \cos \theta_j \end{aligned} \quad (9)$$

まず測位点位置水平方向の推定結果を図 2-2-4-21 に示す。 dx_p , dx_T の定義は先の実験 2 と同一であるが、 dx_0 は既知の測位点からの水平変位量から式(8)で算出した傾斜角 θ_0 を用いて計算した推定値である。

(a)



(b)



(c)

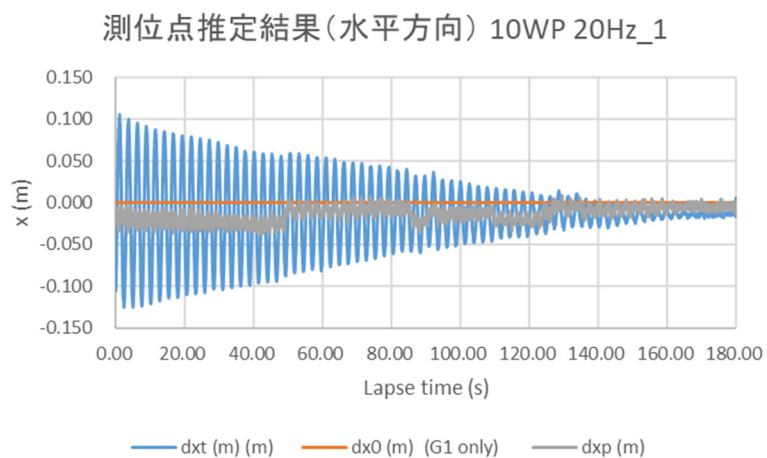


図 2-2-4-21. 異なる傾斜角測定法による測位点水平座標推定結果。傾斜角計、単一アンテナ、アンテナペア測定(G1G2)。(a)8W 20Hz_1、(b)10W 20Hz_1、(c)10WP 20Hz_1。

しかしいずれの結果も水平方向位置の時系列はアンテナの振動と同じ周期で振動しており、瞬間値で見るとアンテナペアによる推定よりも傾斜角計による推定のほうが大きな値を示している。下表 2-2-4-7 に整理した結果を示す。傾斜角計による推定では常に 10 センチメートルを超える振幅が示され、10WP_20Hz_1（固有振動数 2.5 Hz）では片側 10 センチメートルを超える振幅が示されている。一方、アンテナペアによる推定では常に振幅は 10 センチメートルを下回る残差を示している。

表 2-2-4-7. 振幅推定値

水平方向	傾斜角計推定振幅（最大—最小）(m)	アンテナペア推定振幅（最大—最小）(m)
8W 20Hz_1	0.125	0.094
10W 20Hz_1	0.170	0.052
10W+ 20Hz_1	0.231	0.046

さらに、測位点水平方向推定の平均値を下表 2-2-4-8 に示す。

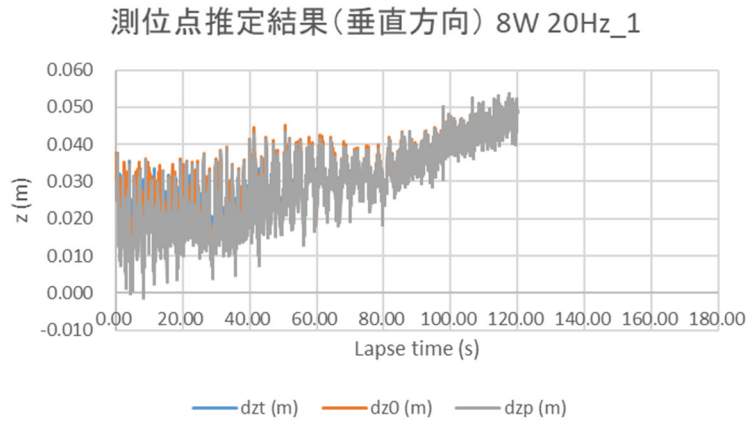
表 2-2-4-8. 測位点水平座標推定平均値

水平方向	傾斜角計平均位置 (m)	アンテナペア平均位置 (m)
8W 20Hz_1	-0.009	-0.023
10W 20Hz_1	-0.005	-0.007
10W+ 20Hz_1	-0.014	-0.014

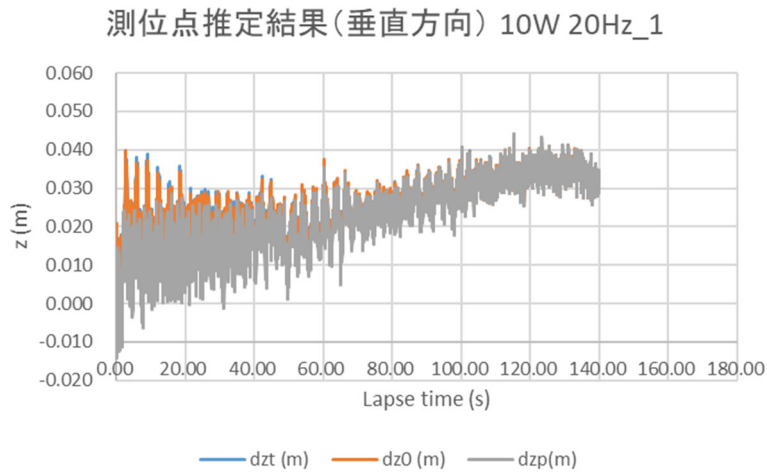
推定位置の平均値ではいずれの結果も GNSS のもつ推定誤差程度の量である。

つぎに垂直方向の推定結果の時系列を図 2-2-4-22 に示す。

(a)



(b)



(c)

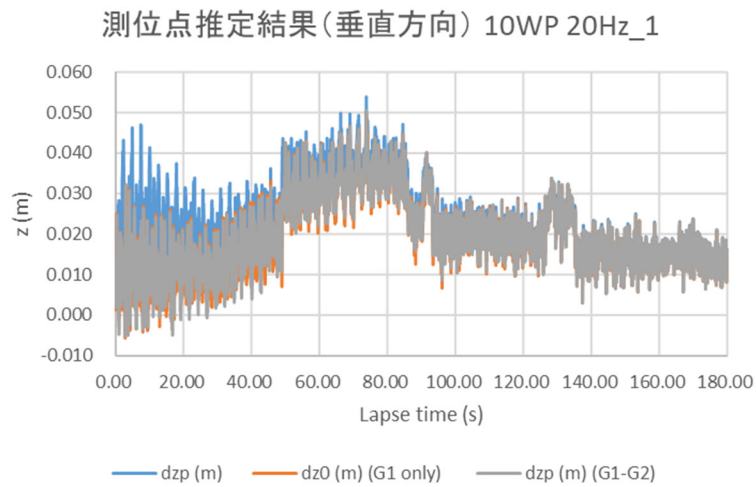


図 2-2-4-22. 異なる傾斜角測定法による測位点垂直座標推定結果。傾斜角計、単一アンテナ、アンテナペア測定(G1G2)。(a)8W 20Hz_1、(b)10W 20Hz_1、(c)10WP 20Hz_1。

これらの時系列をプロットした結果からは垂直方向の推定結果には測定方法による傾斜角推定の差異が顕著ではないことがうかがわれる。

垂直方向の振幅を下表 2-2-4-8 に示す。

表 2-2-4-8. 測位点垂直座標推定値振幅

垂直方向	傾斜角計垂直振幅（最大値－最小値）（m）	アンテナペア垂直振幅（最大値－最小値）（m）
8W 20Hz_1	0.047	0.055
10W 20Hz_1	0.055	0.058
10WP 20Hz_1	0.058	0.056

上表ではアンテナペアの垂直振幅のほうがわずかに大きめであることがうかがわれる。その差は用いた GNSS 受信機が本来持っている誤差以下である。

つぎに垂直方向の平均位置を下表 2-2-4-9 に示す。

表 2-2-4-9. 測位点垂直座標推定平均値。

垂直方向	傾斜角計平均垂直位置（m）	アンテナペア平均垂直位置（m）
8W 20Hz_1	0.031	0.029
10W 20Hz_1	0.025	0.023
10WP 20Hz_1	0.044	0.044

垂直方向の平均位置は両者とも同程度であり、目立った差異は認められない。

したがって、垂直方向の推定結果には傾斜角推定方法の差異はあまり効いてこないことが示された。

また水平方向と垂直方向ともに推定位置の時系列が同じトレンドを示していることも注目される。トレンドの傾向が両成分に共通であることから、このトレンドは GNSS 衛星の配置の時間変化などによる見掛け上のものであるか、あるいは処理法（PPK 法）の問題の可能性が考えられる。今回の実験では数分間の観測データであったが、今後より長期間の観測データを PPK 法によって解析した結果を検討することでこのトレンドの傾向を把握する必要がある。

(2)-2-4.3. まとめ

以上のことから、本実験で試した傾斜角計出力による測位点推定の瞬間値は水平方向成分に大きな残差を伴い、その残差は傾斜角計の運動周期が短いほど大きくなることが明らかになった。もう一つの方法であるアンテナペアによる傾斜角検出は比較的よい結果を与えた。垂直成分の推定に関して両者は顕著な差異を認めることはできなかった。また、両者とも平均値をとればすべての成分でほぼ同等な結果を与えることも示された。また、各成分における測位点推定結果のずれの量は時間とともにトレンドをもって変化する傾向が認められた。

このような傾斜角計の動特性は平社・石坂(2011)でも指摘されているほか、杉崎・他(2012)は具体的に横方向加速度が傾斜計測定結果に与える影響を記述している。本題の海底地盤変動観測装置の実機では回転軸からの距離が実験台の50倍になり、GNSSアンテナの運動の速度および加速度はさらに大きな値をとることから傾斜角計による傾斜角測定はさらに過大な結果をあたえらるゝと考えられる。

さらに実機では本実験の測位点にあたる位置座標が未知であることと、GNSSアンテナを設置する台の揺動が単純な調和振動のみでないことを考慮すると、運動するアンテナによるGNSS測位結果の補正を傾斜角計に頼ることは適切ではないと考えられる。類似の先行研究では傾斜角計に他の種類のセンサを組み合わせて運動体の傾斜角を推定している。平社・石坂(2011)は傾斜角計にジャイロを併用して傾斜角の推定を行い、杉崎・他(2012)は傾斜角計に加速度計を併用して傾斜角の推定を行っているが、両者は複数種類のセンサを用いているために傾斜角を推定する処理が複雑になる傾向がある。

海底地盤変動観測装置では利用できる電源容量と通信回線の容量の制約からセンサの種類を増やすことはなるべく避けたい。幸いなことに正副の複数のGNSSアンテナを用いた傾斜角測定では傾斜角計を用いた傾斜角測定より正確な結果を得られている。このことを考慮すると当初構想していた2つのGNSSアンテナと1つの2成分傾斜角計からなるシステムよりは、1つの主GNSSアンテナと2つ以上の副GNSSアンテナからなるシステムのほうが適切であると考えられ、令和2年度で実施した詳細設計にさらに改良変更を加える必要がある。主アンテナ1に加えて姿勢検出用アンテナ3の合計4アンテナ搭載として、海底地盤変動観測装置のGNSSアンテナ配置は次の図のようなものを提案する。また陸上に比べてアクセスに困難がともなう海上での運用であることを考慮すると、この改良はGNSS受信機システムの多重化にもつながりメリットがあるものと考えられる。

主副アンテナの組み合わせによるGNSS観測法においては、図2-2-4-22に示されるような測位結果の垂直方向成分のトレンドが顕著であることが示された。今後はさらに長期間のGNSS観測データをPPK法により解析した結果を検討することで、測位点推定位置のトレンドの原因と傾向を把握して対策を講じる必要がある。

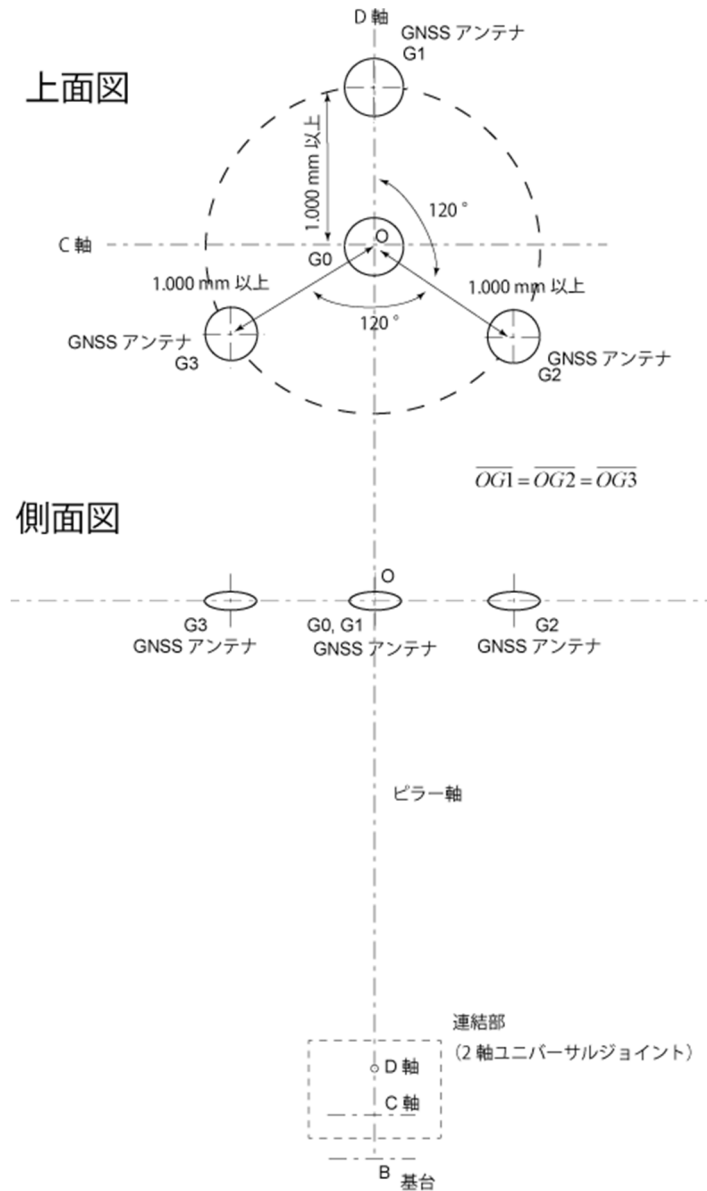


図 2-2-4-23. GNSS アンテナ配置の改良案。

参考文献

杉崎紘一・阿部正人・興水 聡 (2012) 構造ヘルスマニタリングのための管制センシングによる傾斜・振動計測法、土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), Vol. 68, No. 1, 216-225.

平社信人・石坂卓彌 (2011) ジャイロ計と傾斜計を複合させたリアルタイム姿勢角検出器、計測自動制御学会産業論文集、Vol. 10, No. 21, 175-181.

(2)-2-5 まとめ

令和 2 年度は海底地盤変動観測装置の設置地点の決定、同装置の詳細設計、同装置の構成を考慮した測位実験を行った。年度前半は関係機関との協議調整のうえ海底地盤変動観測

装置の設置場所を始良カルデラ南東部の新島北西沖に定めた。さらに海底地盤変動観測装置の基台設計を具体化することを目的として定めた設置予定地点の海底採泥調査を実施した。年度後半は関係機関との協議結果および設置場所の海底地盤状況を反映し、令和元年度の基礎設計をもとにした海底地盤変動観測装置の詳細設計を実施し、地盤変動観測に必要な上下方向変動検出精度を確保できるように摩耗量の小さい連結器を組み込み、観測装置頂上部のGNSSアンテナによる測定結果を傾斜角計の測定値で補正して観測装置基台の位置を決定する方式を前提とした構造とした。さらに海底地盤変動観測装置の設置方式についても複数の方法について検討を施し、起重機船2隻相吊りによる機器一体一括設置方式を採用する方針を定めた。

海底地盤変動観測装置を模した支点を軸として運動する実験台に搭載したGNSSアンテナによる測位結果と傾斜角計の測定結果から、運動軸位置を推定する手法の検証を目的とする測位実験を行った。測位実験の結果、実験台の静的な傾斜に対して傾斜角計は正しい傾斜測定値を与えるが、実験台が運動している場合には周期が短いほど傾斜角計が過大な傾斜角測定値を与えることがわかった。これに対してGNSS主アンテナと副アンテナによる傾斜角推定はよい結果を与えた。このことから海底地盤変動観測装置の傾斜角測定には副アンテナ群による方法を採用することが望ましいと考えられる。

後年度では傾斜角測定方式を変更した改良設計を実施することにより、高い観測精度の海底地盤変動観測装置の設計に改良する必要がある。また、GNSS測位結果解析方法についてもひきつづき検討と実験あるいは観測を通した実証が必要である。

(3) 活動的カルデラのシミュレーションモデルによる火山性地殻変動の検討

火山における地表面変位速度の時間変化が変動源の体積変化率の時間変化を反映していると考えられることができる。本研究は、弾性層の下に粘弾性層があるという力学的 2 層構造を持つ線形マックスウェル粘弾性モデルを、1914 年の大正噴火以降の地殻変動観測に適用して、始良カルデラ下でのマグマティックな変動源の体積変化の時間変化を制約した。その結果、水準や GNSS の観測量は、深さ～10km での変動源が、異なる期間において有意に異なる体積変化率を持つことを要請することがわかった: (I) $\sim 9.0-9.1 \times 10^{-3} \text{ km}^3/\text{yr}$ (1914-1934)、(II) $\sim 15.2-16.7 \times 10^{-3} \text{ km}^3/\text{yr}$ (1934-1960)、(III) $\sim 1.6-3.6 \times 10^{-3} \text{ km}^3/\text{yr}$ (1960-1968)、(IV) $\sim 8.8-11.5 \times 10^{-3} \text{ km}^3/\text{yr}$ (1968-1976)、(V) $\sim -1.0-2.0 \times 10^{-3} \text{ km}^3/\text{yr}$ (1976-1997)、(VI) $\sim 6.9-10.7 \times 10^{-3} \text{ km}^3/\text{yr}$ (1997-2007)。また、地殻の粘性率をユニークに決定することはできなかったが、 $\sim 5 \times 10^{18} \text{ Pa s}$ 以上であることはわかった。本研究で制約された各期間における変動源の体積変化率を、DRE 換算された実際の噴出率と比較することにより、大正噴火以降のマグマ蓄積量が $\sim 0.4 \text{ km}^3$ 以上のときにだけ有意な噴火を生じさせていたことがわかった。また、 $\sim 0.4 \text{ km}^3$ 以上の蓄積量があったとしても、噴火するかしないかは、短時間スケールにおける瞬間的なマグマ供給率に依存しており、蓄積体積の大小には依存しないこともわかった。このように、本研究により、変動源へのマグマ供給率と排出率との関係といった、噴火ダイナミクスを議論する機会が与えられた。

(3)-1 はじめに

火山噴火による災害規模の予測には、地下に蓄積されたマグマがあるか否かだけでなく、それがどの程度の体積で蓄積されているのかを知る必要がある。測地観測はこれまで、最後の噴火以降のマグマ蓄積量(e.g., Noonan and Chadwick, 2009; Yamasaki et al., 2020)あるいは噴火間の特定の期間におけるマグマ蓄積量(e.g., Newman et al., 2001; Hickey et al., 2016)を制約する機会を与えてきた。いずれの場合にしろ、より詳細な蓄積体積はその体積変化率の時間変化を積分することで得られる。本研究は、九州南部の始良カルデラ下のマグマティックな変動源の体積変化率の時間変化を、1914 年の大正噴火以降の地殻変動観測から制約することを試みた。

測地データの解析で想定される地殻レオロジーは、マグマ蓄積の推定に強く影響する。火山の測地データによく採用されてきた弾性モデル(例えば、Mogi, 1958; Fialko et al., 2001; Dzurisin, 2003; Masterlark, 2007)は、マグマティックな変動源とそれに対する地表面の応答を関係づけ、地表の隆起と沈下はそれぞれ、変動源の膨張と収縮を反映する：つまり、マグマ供給による表面の隆起、およびマグマの排出による地表面の沈下が一対一で関係付けられる。

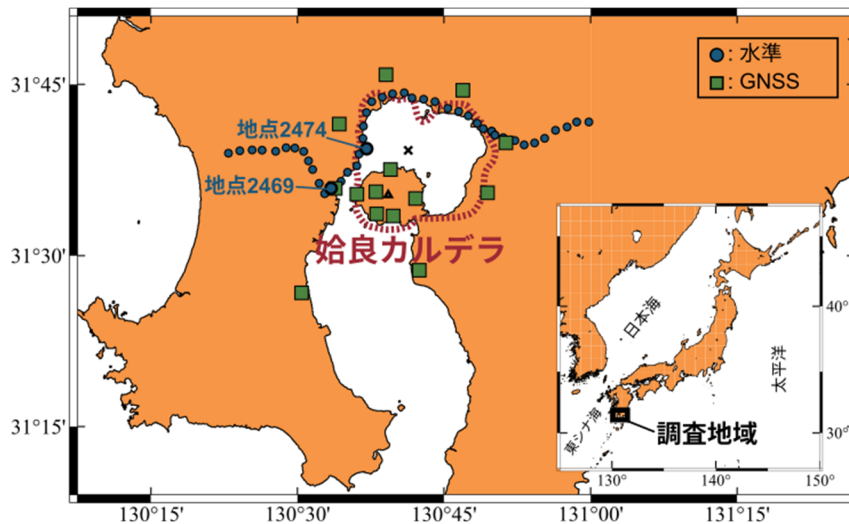


図 3-1 調査地域の位置図。三角形は桜島火山。十字は、Mogi (1958)が推定した 1914 年の桜島噴火による地表面沈降の中心位置を示す。赤い破線は始良カルデラの縁の輪郭を描いたもの(Uto et al., 1997)。青い円は、この調査で使用された水準データの場所を示す。緑の四角は、Iguchi et al. (2008)によって報告された GNSS データの場所を示す。

しかし、特に地温勾配が高い火山域においては、地殻の粘弾性が地殻変動に与える影響を考慮することが必要になる(e.g., Newman et al., 2001)。そして、その粘弾性モデルは、弾性モデルほど単純な振る舞いを示さない。一般的には、与えられた変動源の体積変化に対して、粘弾性緩和は弾性応答を減少させる方向に作用する。マグマ定置に対する弾性応答、すなわち地表面隆起は、粘弾性緩和が進むにつれて時間とともに減少する(e.g., Rundle, 1978; Pearse and Fialko, 2010; Yamasaki et al, 2018)。また、噴火によるマグマ排出に対する応答、すなわち地盤沈下は、マグマの再供給がなくても、粘弾性緩和によって回復することができる(e.g., Nooner and Chadwick, 2009; Segall, 2016; Yamasaki et al., 2020)。このような粘弾性地殻の振る舞いは、測地データから推測されるマグマの供給と蓄積に影響を及ぼすはずである。

Yamasaki et al. (2020)は、地殻の粘弾性レオロジーを採用して、桜島火山の 1914 年噴火後の始良カルデラ(図 3-1)の地表面回復を解析した。ここでは、変動源が一定のインフレーション率を持つとして、第一近似的な観測挙動を十分に説明した。しかし、1975 年から 1997 年の期間に観測された地盤沈下と、その後の地盤回復、そしてその地盤回復に関しては特にその水平 GNSS 変位成分を、一定のインフレーション率を仮定したモデルでは説明できないこと明らかにした。したがって、変動源のインフレーション率の時間変化を導入して、測地観測データとのより良い整合性を得るために、さらなる調査が求められていた。

本研究は、Yamasaki et al. (2020)の研究を拡張したものである。ここでは、1914 年の桜島大正火山噴火後の始良カルデラにおける粘弾性地殻の地表面回復をシミュレートし、測地観測データとのより高次のフィッティングを得ることを目指す。マグマの体積供給率に対する制約は、大正噴火後から現在までの 6 つの異なる期間において与えることにする。また、1946 年の昭和噴火によ

る地盤沈下とそれに対する粘弾性応答も導入する。粘弾性モデルが 1976–1997 年の地盤沈下のために質量欠損（マグマの排出による変動源の収縮）を必要とするのかどうか、そして 1997 年以降の回復のためにマグマ供給速度のどれだけの増加が必要なのかをこの研究で確認する。また、マグマ蓄積の予測量と観測された噴火活動とを関係づけて、始良カルデラの火山活動のダイナミクスな側面についても議論する。

(3)-2 モデル説明

本研究では、並列化された有限要素コード `oregano_ve` (e.g., Yamasaki and Houseman, 2012; Yamasaki et al., 2020) を使用して、マグマティックな変動源の膨張/収縮に対する線形マクスウェル粘弾性応答を計算した。粘弾性モデルの計算された振る舞いを測地観測データと比較して、変動源の体積変化の時間変化を制約した。本研究で使用したモデルを図 3-2 に模式的に示す。モデルの設定（サイズや境界条件）は、Yamasaki et al. (2020) で使用したものと基本的には同じである。ただし、この研究では、変動源の体積変化率の時間変化をモデルに導入している。

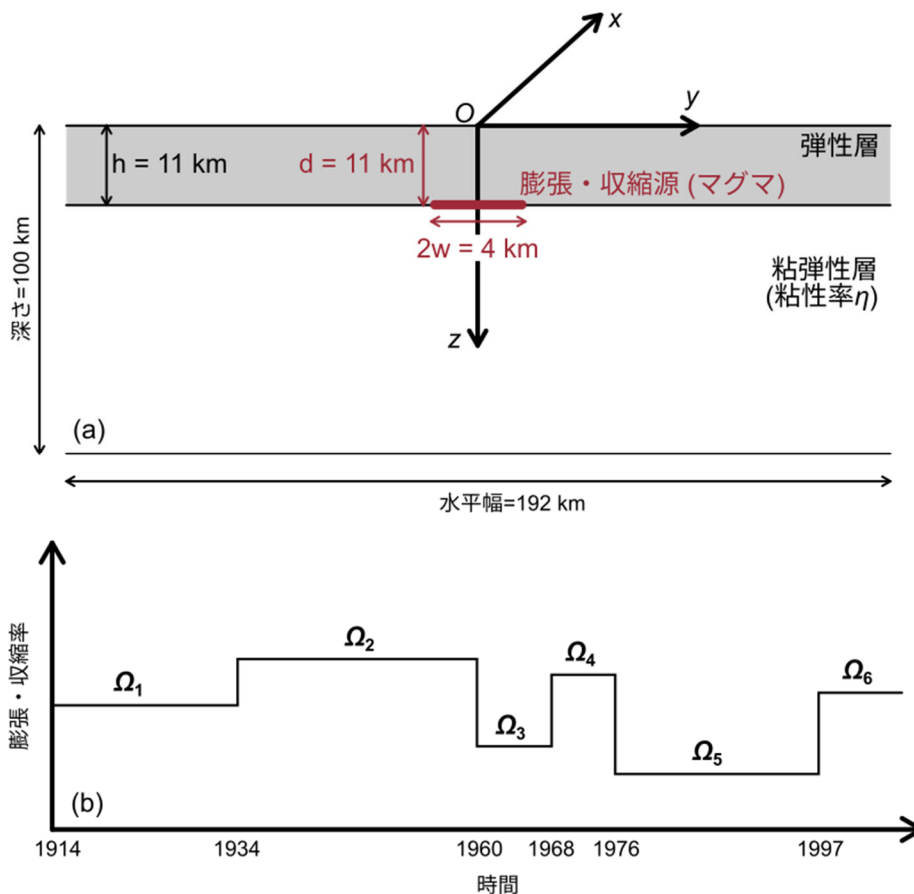


図 3-2 本研究で使用したモデルの概略図。(a) 3次元有限要素モデルの断面図。厚さ $h = 11$ の弾性層の下には、空間的に均一な粘性率 η_c の線形マクスウェル粘弾性層がある。赤道半径が $w = 2 \text{ km}$ の扁球体として近

似されたシル状のマグマティックな変動源は、深さ $d = 11\text{km}$ にある。より詳細なモデルの説明は、Yamasaki et al. (2020) でなされている。(b) 各期間におけるシル状のマグマティックな変動源のインフレーション率 Ω は、(i) 1914~1934、(ii) 1934~1960、(iii) 1960~1968、(iv) 1968~1976、(v) 1976~1997、(vi) 1997 - 、の 6 つの異なる期間で一定であると仮定し、測地データから制約される。

(3)-2.1. レオロジー構造とマグマティックな変動源

モデルは、厚さ $h = 11\text{ km}$ の弾性層と、その下の空間的に均一な粘性率 η_c をもつ粘弾性層で構成されている。深さ $d = 11\text{ km}$ にあるマグマティックな変動源は、赤道半径が $w = 2\text{ km}$ の扁平回転楕円体で近似する。変動源の水平位置は、1914 年噴火時の地表面沈降を使った Mogi(1958)の結果に従うが、その位置は、1996-2007 年の GNSS 変位を使った Iguchi et al. (2008)の見積もりとほぼ同じである。Yamasaki et al. (2020)は、大正噴火の 40 年後に地表面が回復し、噴火前の 1892 年のレベルになるという条件のもとで、 $d = h = 11\text{km}$ 、 $w = 2\text{ km}$ 、 $\eta_c = \sim 5 \times 10^{18}\text{ Pa s}$ と制約しているが、それにより測地観測(e.g., Omori, 1916; Eto et al., 1997)は、二乗平均平方根誤差が数 cm 以下の精度で、説明されている。本研究では、変動源の深さと赤道半径は、Yamasaki et al. (2020)によって制約されたものと同じであると仮定する。ただし、粘弾性地殻の粘性率 η_c は可変パラメータと見なし、 $10^{18} \sim 10^{20}\text{ Pa s}$ の範囲で値を変化させる。

粘弾性火山変動をモデル化するために、この研究とは異なるレオロジー構造がしばしば採用されているが、それは、変動源としてのマグマ溜りが弾性媒体内に埋め込まれ、その周囲を力学的弱領域としての粘弾性シェルが覆っている、というようなものである(e.g., Dragoni and Magnanensi, 1989; Newman et al., 2001; Del Negro et al., 2009; Gregg et al., 2013; Segall, 2016; 2019)。この種のレオロジー構造では、粘弾性シェルの厚さは、マグマ溜りの成熟度に依存する。有意な粘弾性シェルを形成させるには、熱伝導の特徴的な時間スケールと比較して、かなり長い期間が必要であり、さらに、マグマ溜りを高温に維持する必要もある。しかし、始良カルデラの下では、そのように成熟したマグマ溜りの存在は明らかにされていない(e.g., Miyamachi et al., 2019)。さらに、地震学的証拠は、始良カルデラの下における地震の発生が約 10 km より浅いところに制限されていることを示す(e.g., Hidayati et al., 2007)。これは、レオロジー構造が、主に深さとともに温度が上昇するということに支配されており、特定の深さの熱源によっては支配されていないことを示唆している。そのため、本研究においては、弾性層の下にある粘弾性層で応力緩和が発生するという力学的層構造モデルを採用している。

また本研究では、レオロジー構造の水平方向の不均一性は無視する。空間スケールが変動源（この研究では $2w = 4\text{ km}$ ）の数倍以上ある不均一性は、地表面の変形に大きな影響を与えない(e.g., Yamasaki and Kobayashi, 2018; Yamasaki et al, 2021)。モデル化された粘弾性層は、約 $30 \sim 40\text{ km}$ を超える深さでマンツルの粘性を持っている必要があるが(e.g., Alanis et al, 2012)、Yamasaki et al. (2018)は、変動源が地殻中部よりも浅く、水平方向のサイズが地殻中部までの深さに比べて小さい場合、マンツルの粘性率は大きな影響を与えないことを明らかにしている。

(3)-2.2 制約に用いる測地観測

水準と GNSS により得られた測地データは、始良カルデラとその周辺で得られている(e.g., Omori, 1916; Eto et al., 1997; Iguchi et al., 2008; Yamamoto et al., 2013)。水準データは、国土地理院に保管されている水準データベース（国土地理院テクニカルレポート、B3-No.1-52）を再解析して用いている。また、変動源の中心から 30km 未満の距離にある利用可能なすべてのデータを使用する。

水準データが示す大正噴火後の地表面変位の特性に応じて、データは次の 6 つの異なる期間に分割する：(I) 1914 - 1934, (II) 1934 - 1960, (III) 1960 - 1968, (IV) 1968 - 1976, (V) 1976 - 1997, (VI) 1997 - 2007。地表面は、I、II、IV、VI の期間では隆起を、III、V の期間では沈下する傾向にある。Iguchi et al. (2008)によって報告された GNSS 変位データは、GNSS が 1995 年から調査地域に設置されたため、1914 年の噴火後の始良カルデラの地表面回復のごく最近の変動のみを記述していることになる。期間 VI においては、GNSS 変位場と水準データの両方を用いて、最適モデルを制約する。

(3)-2.3 大正・昭和噴火に対する粘弾性応答

(3)-2.3.1 大正噴火に対する粘弾性応答

大正噴火後のマグマティックな変動源の時間に依存した膨張に対する粘弾性地表面変位を計算する。しかし、噴火後の地表面変位は、マグマの再供給に応じた変位だけではない。大正噴火に対する粘弾性応答による変位も含める必要がある。噴火による粘弾性変位は、実際には、噴火前の変動源の膨張に対してどの程度の粘弾性緩和が発生したかに依存する(e.g., Yamasaki et al., 2020)。しかし、大正噴火前の測地データが不十分であるため、噴火に対する粘弾性緩和を適切に制約することができない。したがって、本研究では次の 3 つのケースについて検討する。

ケース 1：このケースは、Yamasaki et al. (2020)の仮定にしたがったものである。大正噴火後の粘弾性変位は、噴火前において粘弾性モデルの振る舞いが弾性モデルの予測から逸脱した分だけ、現れるとする。噴火前と噴火後の両方で一定のインフレーション率を仮定し、1914 年の噴火により沈下した地表面は、1954 年の時点で、噴火前の 1892 年時点でのレベルに回復すると仮定している(Yamasaki et al, 2020)。この仮定は、1914 年の噴火による変位のみを評価することを目的としているだけで、もちろん、インフレーション率は噴火後の各期間で可変とし、測地データから制約する。

ケース 2：このケースでは、大正噴火に対する粘弾性変位が発生しないという、一つの極端な場合を検討する。これは、噴火前における変動源のインフレーション率が粘弾性緩和速度よりもはるかに速い場合などに相当する。

ケース 3：噴火直前には、マグマ供給によって蓄積された弾性応力が完全に緩和され、粘弾性地殻が応力平衡状態に達しているという、もう一つの極端な場合を、このケースで検討する。この場合、噴火後の粘弾性変位は、噴火時の変動源の収縮体積にのみ依存する。地表面で測定された大正噴火時の噴出量 $V_m(\text{DRE})$ は、約 1.54 km^3 である(e.g., Ishihara et al, 1981)。しかし、マグマ圧縮率 (β_m) と変動源圧縮率 (β_c) によっては、変動源の収縮体積 (ΔV_g) が V_m と一致する必要はない(e.g., Rivalta

and Segall, 2008; Amoruso and Crescentini, 2009; Anderson and Segall, 2011; Kozono et al., 2013)。 ΔV_g と V_m の比は、次のようにマグマ圧縮率や変動源圧縮率と関係付けられる： $\Gamma = V_m/\Delta V_g = 1 + \beta_m/\beta_c$ (e.g., Segall, 2010)。Yamasaki et al. (2020)は、変動源のインフレーション率が噴火前と噴火後で同じ一定値を持つと仮定して、 $\Gamma_{14} \sim 3.5$ を導き出している ($V_m = 1.54 \text{ km}^3$ と $\Delta V_g = 0.44 \text{ km}^3$ という小数点以下2桁までの値を考慮に入れてここでは Γ を算出)。このケース3では、大正噴火時の変動源の収縮体積を $\Delta V_g = V_m/\Gamma_{14}$ として、 $\Gamma_{14} = 1, 2, 3, 4, \text{ および } 5$ の5つの異なる値について検討する。

(3)-2.3.2 昭和噴火に対する粘弾性応答

1946年の昭和噴火に対する応答、つまり地盤沈下とそれに対する粘弾性応答も本研究で導入する。昭和噴火時の噴出量(DRE)は、 $V_m = 0.188 \text{ km}^3$ と試算されている(e.g., Ishihara et al., 1981)。その噴火時の Γ の値がわからないため、本研究では、変動源の収縮体積を $\Delta V_g = V_m/\Gamma_{46}$ として、 $\Gamma_{46} = 1, 2, 3, 4, \text{ および } 5$ の5つの異なる値の場合で検討する。実際には、昭和噴火直前に供給されそのまま噴出したマグマ量がどの程度あったのかは知りようもないので、 $\Delta V_g = V_m/\Gamma_{46}$ に対する粘弾性応答は過大評価している可能性があるが、本研究で対象としている期間におけるマグマ供給量の最大値と思われる 0.01 km^3 (Iguchi et al., 2019)が昭和噴火時供給されそのまま排出されたとしても、それによる影響は小さい。

(3)-2.4 変動源の体積変化率の時間変化

モデルに時間に依存したインフレーション率 (Ω) を導入する。Yamasaki et al. (2020)で制約された最適モデルからの逸脱を、測地データとのより良い適合により評価する。本研究の主な目的は、1976年以降の供給率を制限することである；昨年度研究により見出された課題として。ただし、観測された変位と一致する1976年の変位を得るために、1976年以前の Ω も制限する。

水準データが示す地表面上下変動の特徴から分割された6つの異なる各期間において、インフレーション率 Ω は一定であると仮定する。単純な1次元グリッド探索により、それぞれの期間における最適な Ω を制約する。測地データへのフィッティングは、二乗平均平方根誤差により評価する。この場合、各期間における誤差 ϵ は次のようになる：

$$\epsilon = [(1/n)\sum_{j=1,n}(u_o - u_p)^2]^{0.5} \quad (1)$$

ここで、 u_o と u_p はそれぞれ観測された変位と予測された変位であり、 n は u_o と u_p が比較される地表面点の数。最適なモデルは、6つの異なる期間の ϵ の平均値である ϵ_a が最小化されるように決定する。期間VIでは、水準とGNSS変位の両方へのフィッティングを考慮して誤差を評価する。したがって、鉛直変位に関しては、 n は水準点とGNSS観測点の両方の合計となる。また、GNSS変位の北向きと東向きの成分は別々に評価する。したがって、6つの期間の垂直成分と期間VIの2つの水平成分の ϵ の合計を8で除算して、 ϵ_a を導出する。

期間IIにおいて、その周囲の観測点に比べて極端に小さい隆起量を示す地点は誤差の評価から除外した。期間Vにおいても、負の変位の大きさが地点2474におけるそれよりも大きい場所は ϵ の評価から除外した。また、 Ω の最小値を、Iguchi et al. (2019)によって報告された6つの期間のそ

れぞれにおける最大の噴出量と設定した：(I) $\Omega > \sim 0.0 \times 10^{-3} \text{ km}^3/\text{yr}$ 、(II) $-3.81 \times 10^{-3} \text{ km}^3/\text{yr}$ 、(III) $-3.31 \times 10^{-3} \text{ km}^3/\text{yr}$ 、(IV) $-3.91 \times 10^{-3} \text{ km}^3/\text{yr}$ 、(V) $-11.76 \times 10^{-3} \text{ km}^3/\text{yr}$ 、および(VI) $-3.47 \times 10^{-3} \text{ km}^3/\text{yr}$ 。

(3)-3 解析結果

図 3-3 は、大正噴火に対する粘弾性変位の 3 つの異なるケースにおける平均誤差 ϵ_a を η_c の関数としてまとめたものである。いずれの場合も、 η_c が大きいモデルほど ϵ_a は小さくなり、 $\sim 2.2 \text{ cm}$ に収束していく。ケース 1 の場合、 $\eta_c \geq \sim 5 \times 10^{18} \text{ Pa s}$ のモデルで、 ϵ_a の差は $\sim 0.2 \text{ cm}$ 以下に限られてしまう。逆に、ケース 2 の場合、 ϵ_a の差を $\sim 0.2 \text{ cm}$ 以下に限定するためには、 η_c は $\sim 5 \times 10^{19} \text{ Pa s}$ より大きくする必要がある。一方、ケース 3 の場合、 ϵ_a は Γ_{14} にも依存し、 Γ_{14} が大きいほど小さくなる。 Γ_{14} が $\sim 4-5$ の場合、つまり、大正噴火時で $\Delta V_g = \sim 0.3-0.4 \text{ km}^3$ のとき、ケース 1 の場合と同等の平均誤差 ϵ_a が得られる。また、本研究においては、仮定した Γ_{46} の各ケースにおける平均誤差 ϵ_a は有意に変わらないことを確認している。以下では、ケース 1 におけるモデルの振る舞いを記述する。ケース 2 と 3 における振る舞いは付録 A と B で記述する。

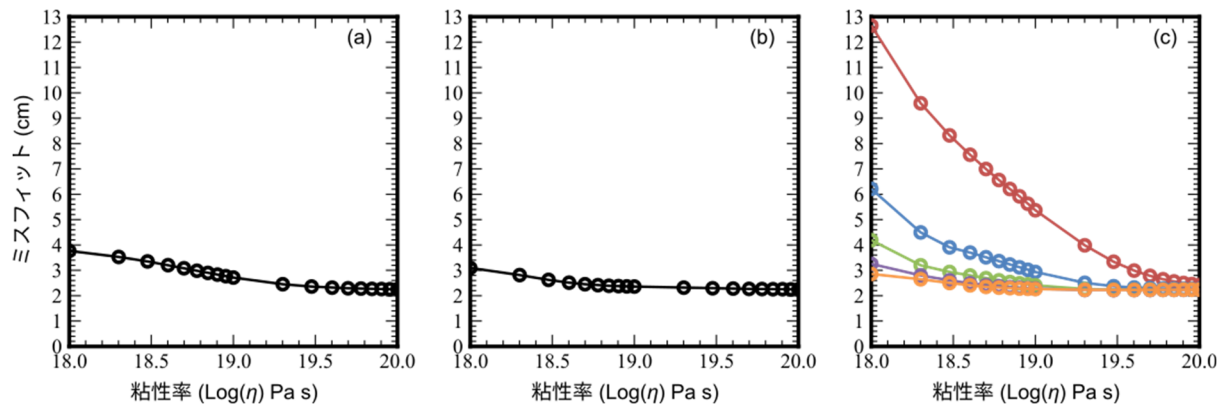


図 3-3 (a) ケース 1、(b) ケース 2、および (c) ケース 3 のそれぞれにおける平均誤差 ϵ_a を η_c の関数として表示。 $\Gamma_{46} = V_m/\Delta V_g = 1$ を 1946 年の噴火に適用している；ここで V_m は地表面で測定された噴出体積 (DRE) であり、 ΔV_g は変動源の収縮体積。ケース 3 の場合、1914 年の噴火時の変動源の収縮体積 $\Delta V_g = 1.54/\alpha \text{ km}^3$ が与えられる；ここで、 $\alpha =$ (赤) 1、(青) 2、(緑) 3、(紫) 4、および (オレンジ)。

表3: ケース1の各期間における誤差 ϵ

η_c (Pa s)	t_0 (Year)	ΔV_g at the 1914 eruption (km^3)	Period I	Period II	Period III	Period IV	Period V	Period VI
10^{18}	47.2	0.39	5.2	4.6	2.8	1.3	1.6	2.9
5×10^{18}	46.5	0.45	2.9	3.0	2.5	1.0	2.4	2.9
10^{19}	48.6	0.50	3.0	3.1	2.2	0.8	2.2	2.8
5×10^{19}	56.9	0.57	3.5	3.3	1.7	0.6	1.6	2.8
10^{20}	59.3	0.59	3.5	3.4	1.7	0.6	1.5	2.8

$\Gamma_{46} = 1$ を 1946 年の昭和噴火に適用。マグマ供給は 1914 年の大正噴火の t_e 年前にはじまり、大正噴火時には t_e 年の間に蓄積された全てのマグマが排出されるとしている。

図 3-4 は、ケース 1 の各期間で予測された鉛直変位のプロファイルを変動源からの距離の関数として示している。1946 年の昭和噴火時には、 $\Gamma_{46} = 1$ を適用している。 $\Gamma_{46} > 1$ のモデルは、これと非常によく似た振る舞いを見せることを確認している。 $\eta_c = 10^{18}$ Pa s のモデルの場合、予測された振る舞いは、I と II の最初の 2 つの期間における観測量から有意に逸脱している。 $\eta_c \geq 5 \times 10^{18}$ のモデルの場合、予測される変動パターン、その振幅および波長は、おおむね観測結果と一致している。

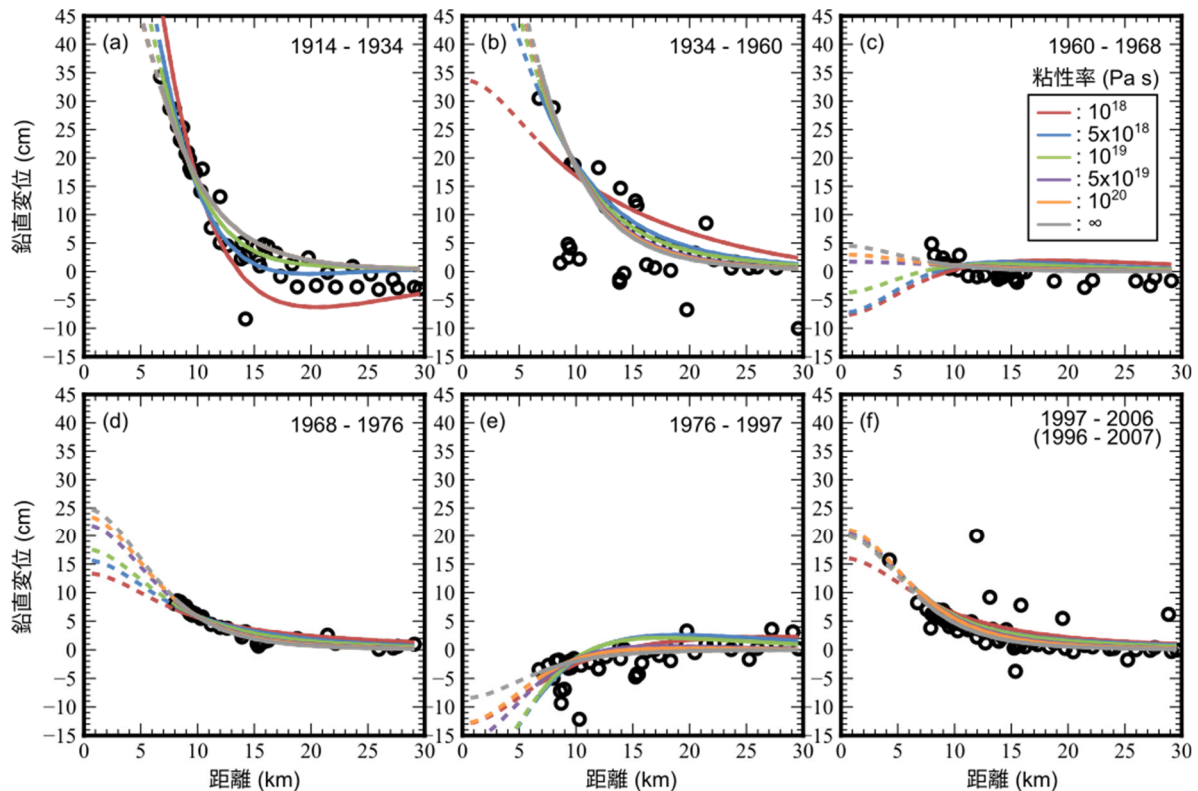


図 3-4 ケース 1 において予測された鉛直変位プロファイル; 変動源からの距離の関数としてプロットしている。(a) 1914-1934、(b) 1934-1960、(c) 1960-1968、(d) 1968-1976、(e) 1976-1997、および (f) 1997-2007。 $\Gamma_{46} = 1$ が昭和噴火には適用されている。 $\eta_c =$ (赤) 10^{18} Pa s、(青) 5×10^{18} Pa s、(緑) 10^{19} Pa s、(紫) 5×10^{19} Pa s、(オレンジ) 10^{20} Pa s、(灰色) ∞ 。水準データは、国土地理院に保管されているデータベース(国土地理院テクニカルレポート、B3-No.1-No.52)に基づいている。GNSS は、Iguchi et al. (2008)により報告されている。

より詳細には、各期間のフィッティングは η_c によって系統的に変化する(表 1)。 $\eta_c \geq \sim 5 \times 10^{18}$ Pa s の場合、I と II の最初の 2 つの期間においては、 η_c が高いほど ϵ_a は大きくなり、それ以降のそれぞれの期間(III-VI)においては、 η_c が高いほど ϵ_a は小さくなる。一方、 $\eta_c = 10^{18}$ Pa s の場合、 ϵ が $\eta_c = \sim 5 \times 10^{19} - 10^{20}$ Pa s で得られた最小値に匹敵する期間 V を除いて、平均誤差はどの期間におい

ても、他の η_c に比べて最も大きくなる。しかし、いずれの場合も、 $\eta_c \geq \sim 5 \times 10^{18} \text{ Pa s}$ では、誤差の差は 1cm に満たない程度でしかない。

モデルの振る舞い、特に近地の振る舞い（変動源上付近の動作）も、期間に応じて系統的に変化する。1960 年以前の期間では、 η_c が小さいほど近地での鉛直変位が大きくなる。しかし、その後の期間においては、 η_c が小さいほど鉛直変位は小さくなる。これらの振る舞いの違いは、粘弾性緩和を誘発させる要因の違いによって生じる。1914 年の噴火後の最も早い時期には、1914 年の噴火による変動源の収縮に粘弾性挙動が支配されるが、その後の期間においては、マグマの再供給に粘弾性挙動は支配される。

期間 III における予測量は、 η_c への依存性を示している。 $\eta_c \leq \sim 10^{19} \text{ Pa s}$ および $\geq \sim 5 \times 10^{19} \text{ Pa s}$ の場合の粘弾性モデルはそれぞれ、 ϵ を最小化するために地表面の沈降と隆起を要請する。観測量は、変位量が距離とともに減少することを示しており、 $\eta_c \geq 5 \times 10^{19} \text{ Pa s}$ のモデルとより調和的である。しかし、いずれにせよ、遠地でみせる地盤沈下は、どのモデルでも説明することはできない。

期間 V においては、 $\eta_c \leq \sim 10^{19} \text{ Pa s}$ のモデルは、遠地において隆起を予測し、約 7 km の距離での近地においては、観測よりも大きな沈降を予測する。このことが、 $\eta_c \geq \sim 5 \times 10^{19} \text{ Pa s}$ を持つモデルより大きな誤差を生み出す（表 1 参照）。しかし、粘性率の違いによる二乗平均平方根誤差の差は $\sim 0.9 \text{ cm}$ でしかない。

ここで、予測量と観測量との比較により、変位ベクトルの空間分布を確認しておく（図 3-5 を参照）。 $\eta_c = 5 \times 10^{19} \text{ Pa s}$ 、昭和噴火時の $\Gamma_{46} = V_m / \Delta V_g = 1$ を適用している。期間 I と II では、遠地における変位の特徴が東側と西側で異なっている。これを、軸対称変動源を適用した本研究の粘弾性モデルでは説明できない。このような詳細な偏差は認識できるが、全体的な振る舞いは、どの期間においても観測データと整合的であることを示している。またここに、観測量との整合性は、異なる粘弾性地殻粘性率 $\eta_c \geq \sim 5 \times 10^{18} \text{ Pa s}$ を持つモデルなら大幅に変化しないことを記しておく。

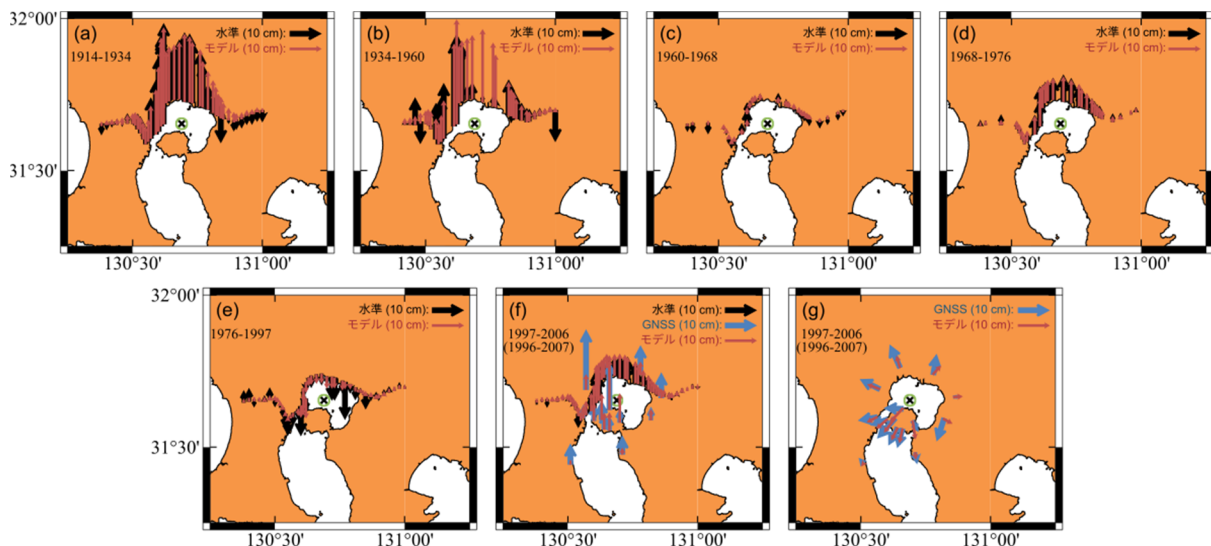


図 3-5 ケース 1 において予測された変位ベクトルの空間分布（黒：レベルリング、青：GNSS、赤：予測）。(a) 1914-1934、(b) 1934-1960、(c) 1960-

1968、(a) 1914-1934、(c) 1960-1968、(d) 1968-1976、(e) 1976-1997、
および (f, g) 1997-2007。 $\Gamma_{46}=1$ が昭和噴火には適用されている。変位成分は、(a, b, c, d, e、および f) 垂直、(g) 水平である。

図 3-6 は、地点 2469 に対する地点 2474 での時間に依存した鉛直変位を示している（それぞれの位置については図 3-1 を参照）。ここでは、予測量として、Omori (1914)、Eto et al. (1997)、Yamamoto et al. (2013) の公表データと比較している。この図は、観測データへの予測量の適合性をよく反映している。 $\Gamma_{46}=1$ であると仮定したときの、観測データとの比較を図 3-5 (a) に示している。 $\eta_c = 10^{18} \text{ Pa s}$ のモデルは、I と V の両方の期間で、悪いフィッティングを示している；その後の期間 VI でのフィッティングの悪さは、1997 年時点での相対隆起量が観測のそれよりも小さいためであり、期間内の相対隆起量の増分それ自体は観測量と同等である。

η_c は大正噴火後の最も早い段階、期間 I で $\sim 5 \times 10^{18} \text{ Pa s}$ を要請する。それ以上の η_c では、相対隆起量は観測よりも小さくなっていく。図 3-3 でも説明したが、粘性率が高く弾性モデルに近づくとつれ、変動プロファイルは観測からずれてくる。このように、弾性モデルに近いモデルで見られるフィッティングの悪さは、変位プロファイルの違いによるもので、それを、変動源の体積変化率の時間変化がより複雑なものにして解決することはできない；どのような時間変化であれ、1934 年の時点でマグマ供給によりどれだけの体積増加があったかに依存するのみである。

いっぽう、期間 V では $\sim 5 \cdot 10 \times 10^{19} \text{ Pa s}$ のときにより良いフィッティングが得られる。しかし、この場合、 $\eta_c = 5 \times 10^{18} - 10^{19} \text{ Pa s}$ という低い粘性率を持つモデルのフィッティングの悪さは、1976 年時点での相対隆起量が、観測よりも有意に小さくなっていることにも一因がある。また、フィッティングの悪さは、仮定したそれぞれの期間の長さを調整することで改善される。実際の観測量は、決められた期間における変位増分のみである。地表面隆起を見せる期間 IV がもう少し長く続いており、その後の沈降を見せる期間 V が現在の想定よりも短いとしても、観測量との齟齬は生じず、相対隆起量のフィッティングも改善される。

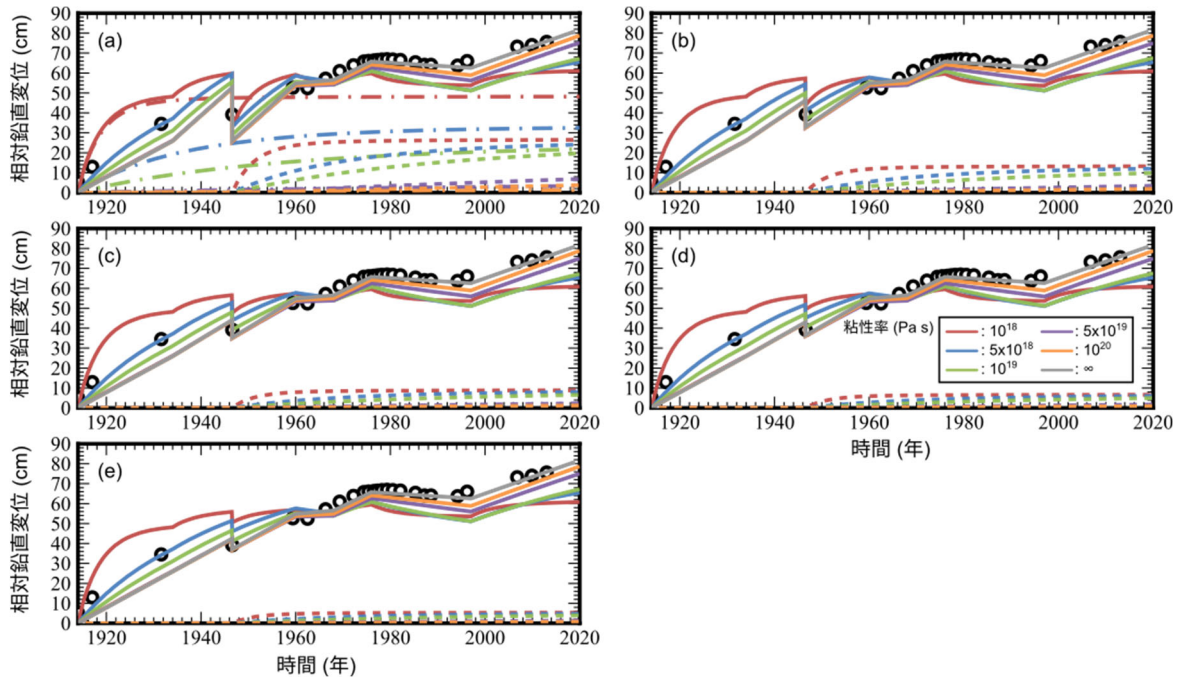


図 3-6 ケース 1 における地点 2469 に対する BM2474 での鉛直表面変位の時間変化：(黒丸) 観測 および (実線) 予測。観測量は公開された水準データ(e.g., Omori, 1916; Eto et al., 1997; Yamamoto et al., 2013)。点線は 1946 年の噴火に対する粘弾性応答による予測変位。点波線は 1914 年の噴火に対する粘弾性予測変位で、これには噴火後のマグマの再供給に対する応答は考慮されていない。 $\Gamma_{46} = V_m / \Delta V_g =$ (a) 1、(b) 2、(c) 3、(d) 4、および (e) 5。 $\eta_c =$ (赤) 10^{18} Pa s、(青) 5×10^{18} Pa s、(緑) 10^{19} Pa s、(紫) 5×10^{19} Pa s、(オレンジ) 10^{20} Pa s、(灰色) ∞ 。

図 3-6 は、また、 Γ_{46} への依存性も示しており、 $\Gamma_{46} = V_m / \Delta V_g = 2, 3, 4$ 、および 5 の他の 4 つの異なる値の時の結果を示している。与えられた V_m に対する ΔV_g は、 Γ_{46} が小さいほど大きくなる必要があるため、 Γ_{46} が小さいほど Ω が大きくなることを本研究では確認している。また、1946 年の昭和噴火での ΔV_g が大きいほど、噴火に対する粘弾性応答はより大きな地表面回復を引き起こす(破線を参照)。1946 年の噴火直後のデータへの適合性は、 η_c と Γ_{46} の組み合わせに依存する。 Γ_{46} は、 η_c が低い場合に、より小さくなる必要がある。たとえば、 $\eta_c = \sim 5 \times 10^{18}$ Pa s の場合は、 $\Gamma_{46} = \sim 1-2$ 、 $\eta_c \geq \sim 5 \times 10^{19}$ Pa s の場合は、 $\Gamma_{46} \geq \sim 2$ となる。

推定された変動源のインフレーション率 Ω を時間の関数として、そして、Iguchi et al. (2019) によって報告された噴出量 (DRE) と比較して、図 3-7 (a) に示している。本研究で使用した測地データは 2007 年までに限定されているため、2007 年以降の Ω は、1997-2007 までの Ω をそのまま外挿することにより得ている。また、 $\Gamma_{46} = 1$ を昭和噴火に適用している。実際に変動源に供給されるマグマ体積供給率は、正のインフレーション率を示す場合、測地的に必要なインフレーション率に Γ をかけたものと観測された噴出率の両方の合計と見なすことができる。いっぽう、負のインフレーション率を示す場合、観測された噴出率から負のインフレーション率に Γ をかけたもの

を差し引いたものが、供給率になる。1946年の昭和噴火には、1914年の噴火以降に蓄積されたマグマの一部を消費すると考えている。期間IIでの Ω の振る舞いは Γ_{46} に依存する。観測された変位増分を得るには、 Γ_{46} を大きくするごとに、より低い Ω が必要となる。ただし、それ以降の期間では、 $\Gamma_{46} \leq 5$ の範囲での Ω は、ここで詳細に説明する必要がないほどに、非常に類似した振る舞いを示す。

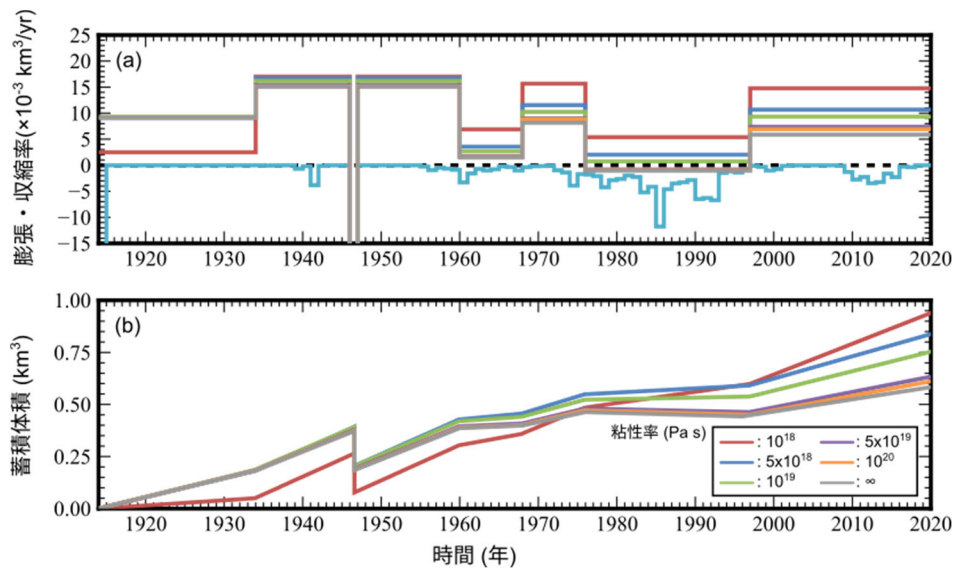


図 3-7 (a) 測地データから推定された各期間におけるシル状のマグマティック変動源のインフレーション率 Ω 。水色は、Iguchi et al. (2019) によって報告された噴出量 (DRE) の時間変化を示している。(b) 1914 年の大正噴火以降のマグマティック変動源の体積変化 ΔV 。 $\eta_c =$ (赤) 10^{18} Pa s、(青) 5×10^{18} Pa s、(緑) 10^{19} Pa s、(紫) 5×10^{19} Pa s、(オレンジ) 10^{20} Pa s、(灰色) ∞ 。1946 年の昭和噴火時には $\Gamma_{46} = 1$ が適用されている。

期間Iにおいて、 Ω は $\eta_c = 10^{18}$ Pa s の場合に最も低くなる。ただし、それ以降の期間では、 Ω は η_c が低いほど高くなる；これは、マグマの再供給に対する粘弾性応答が 1914 年の噴火に対する粘弾性応答を上回って地表面変動を支配しているためで、 η_c が低いほど粘弾性緩和による地表面の沈下が大きくなるためである。期間Vでは、観測された地盤沈下を説明するために Ω の低下が要請される。 η_c が $\sim 10^{18}$ Pa s と非常に低くない限り、変動源のインフレーションはほとんど必要とされない。しかし、より詳細には、 $\eta_c \geq \sim 5 \times 10^{19}$ Pa s の場合、変動源の収縮が必要となる。いっぽう、 $\eta_c \leq \sim 10^{19}$ Pa s の場合、それまでの変動源のインフレーションに対して緩和しうる弾性応力が十分に蓄積されているため、変動源がインフレーションを見せていても、そのインフレーション率が減じられることで、地盤沈下が予測されることになる。

推定された Ω は、Iguchi et al. (2019) による噴出量 V_e (DRE) と比較することができる。1960 年以前の V_e は比較的小さく、例外的なケースは 1946 年の噴火だけであり、それ以外は、非常に低

い噴火活動を見せる。噴火活動は、しかし、1960年頃から活発になり、1985年にピークを迎えた後に減少しはじめ、1997年から2009年にかけて非常に静かになり、2010年から2016年に一時的に再活発化している。測地データが要請する変動源のインフレーション率が最も低い期間に、噴出量が比較的大きくなっている。

推定された Ω は、図3-7(b)に示すように、1914年の噴火以降のマグマティックな変動源の累積体積変化(ΔV)を導き出す。ここでは、 $\Gamma_{46}=1$ が予測量に適用されている。 $\Gamma_{46}>1$ のモデルは、期間IIでのみ大幅に異なる動作を示す。しかし、より大きな Γ_{46} の場合でより小さな Ω が予測され、この期間における ΔV は大きく変わらない。また、他の期間においては、 Ω の振る舞いは非常に似ているため、 Γ_{46} の各ケースについてここで詳しく説明する必要はない。

1946年の噴火直前の ΔV は、 $\eta_c=10^{18}$ 、 $\geq 5 \times 10^{18}$ Pa sの場合で、それぞれ ~ 0.25 、 ~ 0.4 km³である。これは、1914年の噴火時の収縮体積 $\Delta V_g = \sim 0.39 - 0.59$ をわずかに下回っている(表3を参照)。 ΔV は1946年の噴火によって減少するが、その後、1958年頃に $\sim 0.25-0.4$ km³になり、その頃から噴火が再開し始める(図3-7aを参照)。

2020年の ΔV は、 η_c が高いモデルほど小さくなる。例えば、 $\eta_c = \sim 10^{18}$ Pa sの場合は、 $\Delta V = \sim 0.95$ km³で、 ΔV_g の約2.5倍。 $\eta_c \geq \sim 5 \times 10^{19}$ Pa sの場合は、 ΔV は ΔV_g に匹敵する。マグマの再供給に対する粘弾性緩和は、与えられた時間間隔では、 η_c が低いほど大きくなる。そのため、観測された変位増分を得るには、変動源をよりおおく膨張させる必要がある。

(3)-4 議論

この研究では、1914年の噴火後の始良カルデラ下のマグマティックな変動源のインフレーション率の時間変化を制約した。一定のインフレーション率を仮定したYamasaki et al. (2020)の最適モデルからの逸脱を、6つの異なる期間のそれぞれでインフレーション率が一定であると仮定して、測地データを最もよく説明するように制約した。一定のインフレーション率を持つ以前のモデルでは説明できなかった、期間Vでの地盤沈下とその後の期間VIでの回復を説明できた。本研究の結果はまた、マグマ蓄積量と関係づけて噴火活動を議論する機会を与える。以下では、その他いくつかの点についても議論する。

(3)-4.1 始良カルデラの下の有効地殻粘性率

本研究では、地殻の粘性率をユニークに制約することはできなかった。しかし、 $\eta_c=10^{18}$ Pa sのモデルを除外することはできた。Yamasaki et al. (2020)においては、噴火前後の Ω が一定であると仮定して、1914年の噴火後の全体的な地表面回復を説明するには、 $\eta_c = \sim 5 \times 10^{18}$ Pa sが要請されることが示された。しかし、 Ω が可変であるとした本研究においては、 $\eta_c = \sim 5 \times 10^{18}$ Pa sはあり得る地殻粘性率の最小値でしかないことを明らかにした。この最小値は、北海道東部の屈斜路カルデラの下で推定された値よりも少なくとも1桁ほど大きい(Yamasaki et al., 2018; Yamasaki and Kobayashi, 2018)。始良カルデラと屈斜路カルデラ下の有効地殻粘性率の違いは、地球物理学的にイメージされたマグマの存在と変動源との相対的位置関係を反映しているのかもしれない。屈斜路カルデラの下では、 $\sim 5 - 20$ kmの深さ範囲に、大きなマグマ蓄積を示す地球電磁気学的イメージが得られている。InSARによって検出された地表面変動(Fujiwara et al., 2017)は、変動源がその蓄

積マグマの直上、深さ～5-6 km にあることを要請している(Fujiwara et al., 2017; Yamasaki et al., 2018)。てその役割を果たしていると考えられる(Yamasaki and Kobayashi, 2018)。一方、始良カルデラの下では、変動源の深さが～10-11km であるのに比べて、Vs (S 波速度)の大幅な減少が見られる最も浅い深さは～15 km である (本報告書 1-1 章を参照)。変動源と弱領域としてのマグマが存在する深さの差はわずか～4-5km 程度だが、Yamasaki and Kobayashi (2019)は、それだけ距離で離れていれば地球物理学的にイメージされたマグマの存在が低粘性領域として働くのは難しいことを示している。また、Miyamachi et al. (2019)の地震学的イメージは、測地学的に制約された変動源の周りで、よりに高い速度を示している。

(3)-4.2 1976-1997 年に卓越する地表面沈降

1976 年から 1997 年の期間 v において、水準データは地表面の沈下が卓越していたことを示している。本研究は、 $\eta_c \leq 10^{19}$ Pa s の粘弾性モデルの場合、インフレーション率の低下が要請される；変動源のインフレーションは継続するが、その速度が低下することを要請する。このことは、地表面の沈下がマグマの排出だけでは説明できないことを意味する。ある程度のマグマを供給する必要があるが、供給されたマグマの一部のみを排出する必要がある。

いっぽう、 $\eta_c \geq \sim 5 \times 10^{19}$ Pa s のモデルの場合、変動源の収縮のみが地表面を押し下げることができる弾性モデルと同様に、変動源を収縮させる必要がある。しかし、この時期の噴出率は、測地学的に必要なデフレーションよりもはるかに高い(Iguchi et al., 2019)。変動源が実際の噴出体積と同じくらい収縮している場合、測地データは満たされない。測地学的に必要なデフレーション率は、1914 年の噴火以降に蓄積されたマグマの消費率を表している。したがって、噴出したマグマの大部分は新しく供給されたマグマで賄われている必要があり、噴出量は新しく供給されたマグマよりも大きくなければならない。これらのことは、 Γ が非常に大きくない限りそうである；例えば、1985 年の噴出率は～0.01 km³/yr である一方、要請される変動源のデフレーション率は～0.001 km³/yr である。したがって、すでに蓄積されたマグマの排出だけで地殻変動を説明するには、 Γ が 10 以上でなければならず、その値は大正噴火時のそれに比べて 3 倍ほど大きい。

(3)-4.3 1914・1946 年噴火時の収縮したボリュームと噴火ボリューム

1914 年の大正噴火に対する粘弾性変位に関するケース 1 の場合、1914 年の噴火での収縮体積 ΔV_g は、 η_c に依存し、 V_m と ΔV_g の比率 Γ_{14} は～2.5 - 3.5 の範囲にある。ケース 2 は、1914 年の噴火に対する粘弾性応答が現れないと想定されているため、 ΔV_g については言及できない。一方、ケース 3 の場合、 Γ_{14} はパラメータ α に相当する。平均誤差 ϵ_a は、 $\alpha = \sim 4-5$ の場合に、ケース 1 と同等の誤差となることを示している。 α がさらに大きい場合、 ϵ_a はケース 2 の誤差に近づいていくと予想される。 $\alpha = \Gamma_{14} = \sim 4-5$ の場合の変動源の収縮体積は、ケース 1 の場合の約 1.5 倍である。一方、1946 年の昭和噴火では、 Γ_{46} は、 η_c に応じて変化するが、～1-2 の範囲である可能性も、この研究で示された。その場合、 Γ_{14} は Γ_{46} よりも大きいことになる。

1914 年と 1946 年の噴火時の $\Gamma = V_m/\Delta V_g$ の比率の違いは、マグマの圧縮率の違いによって説明することができる。しかし、この比率はまた、マグマが排出される変動源の深さにも依存し、変動源が浅いほど、その比率は大きくなる傾向がある(e.g., Kilbride et al., 2016)。実際、Araya et al. (2019)

の岩石学的研究は、1914年に噴出したマグマの深さを $\sim 0.92 - 3.2$ kmと推定している。しかし、彼らの研究では、Mogi(1958)の研究にしたがい、変動源の深さはあくまでも ~ 10 kmであると、そこから上昇したマグマが、より浅いところにすでに存在していたマグマを地表に押し出したと説明している。より決定的な議論は、1946年に噴出したマグマがどの深さからやってきたのか、また、そのマグマの圧縮性の特徴に関する岩石的推論を必要とする。

(3)-4.4 マグマ蓄積量と噴出率

本研究の結果は、Iguchi et al. (2019)の噴出率と比較することにより、噴火のダイナミクスについても言及することができる。1914年の噴火後においては、マグマ変動源内でのマグマ蓄積体積 ΔV が ~ 0.4 km未満のとき、噴火活動は非常に低いことがわかった。1946年の噴火は、その臨界値あたりで発生している。その後、 ΔV が再び臨界値付近に達した1958年頃まで、噴火活動は非常に低い。

また、噴出率は ΔV と明確に相関していないこともわかった；つまり ΔV が大きいからといって噴出率も高くなるわけではない。噴火が起こるかどうかは、むしろより深いところからの短時間の瞬間的なマグマ供給率に依存しているようである。ただし、このことも、 ΔV が ~ 0.4 km³より大きい場合にのみ当てはまる。例えば、マグマの体積供給速度は1985年には $\sim (0.01 - 0.001\Gamma)$ km³と見なすことができるが、それを上回る供給速度($\sim 0.0 + 0.015\Gamma$ km³/yr)を要請する1950年には ΔV は ~ 0.4 km³より小さく、有意な噴火は生じていない。

地表面の沈下が卓越する期間には、新たに供給されたマグマのどれだけが放出されるのかは、 η_c に依存する。 $\eta_c \leq 10^{19}$ Pa s、 $\eta_c \geq 5 \times 10^{19}$ Pa sのそれぞれの場合、放出されるマグマの体積は、供給されるマグマの体積よりも小さく、そして大きくなる。しかし一方で、地表面膨張期には、噴出マグマ量は常に供給されたマグマ量よりも小さい。もし噴火のダイナミクスがそういうものであるなら、 η_c は $\sim 10^{19}$ Pa s未満になるように制約されるのかもしれない。

本研究は、噴火を生じさせるにはどれだけのマグマ供給速度が必要であるのかを明らかにしていない。実際、これは本研究の範囲を超えている。しかし、そのことを明らかにするためには、変動源の周囲の応力の状態など、地殻内のダイナミクスの側面に注意を払う必要がある。そして、そこにおいてはもちろん、粘弾性緩和が応力状態に及ぼす影響を定量的に評価することも重要となる。

(3)-5 まとめ

本研究では、弾性層の下に空間的に均一な粘性率を持つ粘弾性層があるという線形マクスウェル粘弾性層構造モデルを使って、始良カルデラの下でのマグマティックな変動源へのマグマ体積供給率の時間変化を、1914年の大正噴火後の測地観測から制約した。水準データは、その主な特性、つまり隆起または沈下に応じて、6つの異なる期間に分割し、各期間の変動源のインフレーション率は一定であると仮定した。また、Iguchi et al. (2008)によって報告されたGNSSデータは、垂直方向と水平方向の両方の変位成分を含むが、1996年以降の期間においてのみ使用した。この研究で得られた主な結論は次のとおりである：

- 1) 有効地殻粘性率は一意に制約することはできなかったが、その最小値は制約できた； $\sim 5 \times 10^{18} \sim 10^{20}$ Pa s 以上である必要がある。
- 2) 変動源の膨張/収縮率 Ω は、 η_c に依存するが、その範囲は $\sim 9.0\text{-}9.1 \times 10^{-3}$ km³/yr (1914-1934)、 $\sim 15.2\text{-}16.7 \times 10^{-3}$ km³/yr (1934-1960)、 $\sim 1.6\text{-}3.6 \times 10^{-3}$ km³/yr (1960-1967)、 $\sim 8.8\text{-}11.5 \times 10^{-3}$ km³/yr (1967-1976)、 $\sim 1.0\text{-}2.0 \times 10^{-3}$ km³/yr (1976-1997)、 $\sim 6.9\text{-}10.7 \times 10^{-3}$ km³/yr (1997-)である；ここで Ω は η_c が低いほど高くなる。
- 3) 1976 年から 1997 年の期間に観測された地表面沈降は、特に地殻の有効粘性率 η_c が $\sim 10^{19}$ Pa s 以下の場合、粘弾性緩和を必要とする；変動源は膨張するが、粘弾性緩和により地表面沈降を得る。それ以外の η_c の場合、つまり η_c が $\sim 5 \times 10^{19}$ Pa s より大きい場合は、変形源の収縮が必要となる。
- 4) V_m (地表で測定されたマグマの噴火 DRE 体積) と ΔV_g (変形源の地質学的に必要な収縮体積) の比率は、1946 年の噴火時よりも 1914 年の噴火時の方が大きい可能性がある。これは、変化するマグマの圧縮率の違い、あるいは噴出したマグマが放出されるマグマ溜りの深さの違いを反映しているかもしれない。
- 5) 始良カルデラでは、1914 年の大正噴火以降のマグマ蓄積量と噴出率との間に 1 対 1 の相関関係はない；つまり、蓄積量が多いほど、噴火率が高くなるという関係はない。噴火活動は、短時間の瞬間的なマグマ供給によって制御されているようであるが、それも、蓄積されたマグマ体積が ~ 0.4 km³ より大きい場合においてのみで、それ以下の蓄積量における噴火活動は非常に低い。

(付録 A.) 1914 年の噴火に対する粘弾性応答に関するケース 2 におけるモデルの振る舞い

ここでは、1914 年の噴火に対する粘弾性変位が現れないと仮定したケース 2 におけるモデルの振る舞いについて説明する。図 3-A1 (a) は、BM2469 に対する BM2474 での鉛直変位の時間変化を、Omori (1916)、Eto et al., (1997)、Yamamoto et al. (2013) 等による公開データと比較して示している。これにより、観測データへの予測量のフィッティングがよく反映される。1946 年の噴火には $\Gamma_{46} = 1$ が適用されている。大正噴火以降の変動初期のフィッティングは、特に $\eta_c \leq \sim 10^{19}$ Pa s の場合で、ケース 1 のフィッティングよりも悪い。これは、測地観測データが、1914 年の大正噴火に対する粘弾性変位を必要としていることを示す。大正噴火に対する粘弾性応答による地表面の隆起は、噴火後のマグマ再供給によって引き起こされたものとは異なるプロファイルを持ち、観測データとのより良い適合性を見せる。図 3-A1 (a) に示す結果は、1914 年の噴火による粘弾性変位がない場合、半波長が大きくなり、BM2474 と BM2469 の変位差が小さくなることを示している。このことは、1946 年の噴火後の相対変位が、観測量よりもはるかに小さいという結果に至り、観測データへの適合性を著しく低下させる。いっぽう、 $\eta_c \geq \sim 5 \times 10^{19}$ Pa s の場合の振る舞いは、ケース 1 の場合と大きく異なる。

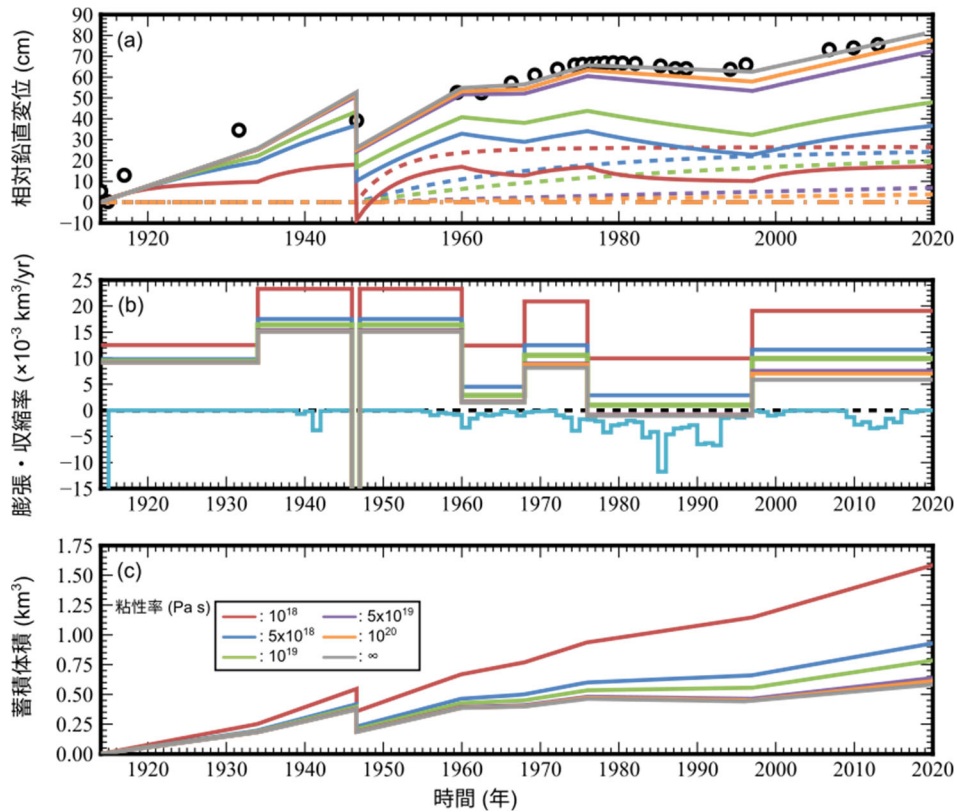


図 3-A1 ケース 2 における予測モデルの振る舞い。(a) 地点 2469 に対する地点 2474 での鉛直変位の時間変化：(黒丸) 観測および(実線) 予測。(b) 測地データから推定された各期間のシル状のマグマティック変動源のインフレーション率 Ω 。水色は、lguchi et al. (2019) によって報告された噴出量 (DRE) の時間変化。(c) 1914 年の噴火以降のマグマティック変動源の体積変化 ΔV 。 $\eta_c =$ (赤) 10^{18} Pa s、(青) 5×10^{18} Pa s、(緑) 10^{19} Pa s、(紫) 5×10^{19} Pa s、(オレンジ) 10^{20} Pa s、(灰色) ∞ 。昭和噴火時には、 $\Gamma_{46} = 1$ が適用されている。

図 3-A1 (b) は、予測された変動源のインフレーション率 Ω を時間の関数として示している。一般的な振る舞いは、 η_c が低いほどより高い Ω が必要になるという、ケース 1 の場合と同じである。ただし、大正噴火後の早い段階においては、 $\eta_c = 10^{18}$ Pa s のモデルでさえ、より高い η_c を持つモデルよりも高い Ω を必要とする。これは、1914 年の噴火に対する粘弾性緩和が地表面の隆起をいっさい促進しないためである。

図 3-A1 (c) は、1914 年の噴火以降のマグマティックな変動源の蓄積体積量 (ΔV) の時間変化を示している。 ΔV は、 $\eta_c \leq 10^{19}$ Pa s の場合、ケース 1 よりも大きくなる。これは、1914 年の噴火に対する粘弾性地表面隆起が生じないからである。しかし、 $\eta_c \geq 5 \times 10^{19}$ Pa s の場合、モデルの振る舞いに有意な差は認められない。

(付録 B) 1914 年の噴火に対する粘弾性応答に関するケース 3 のモデルの振る舞い

ここでは、ケース 3 における粘弾性モデルの振る舞いについて説明する。図 3-B1 は、 $\Gamma_{14} = 1$ の相対隆起量の時間変化を予測したものを示している；変動源の収縮体積 (ΔV_g) は、 1.54 km^3 の噴出マグマの DRE 体積 (V_m) と等しい。また、 $\Gamma_{46} = 1$ を昭和噴火に適用している。大正噴火後の相対変位は、特に粘性率が低い場合、ケース 1 よりも大きい (図 3-B1 (a))。これは、 $\Gamma_{14} = 1$ としたケース 3 の方が、 ΔV_g が大きく (表 3-3 参照)、また、期間 I においては有意な噴火活動が見られないため、 Ω の下限をゼロに設定しているためである。このことは、弾性モデルにより近い $\eta_c = 5 \times 10^{19}$ および 10^{20} Pa s の場合でも見られることである。 $\Delta V_g = 1.54 \text{ km}^3$ は非常に大きいため、1914 年の噴火に対する粘弾性変位が総変位に与える影響も十分な大きさになるからである (点波線を参照)。要請されるインフレーション率は、1914 年の噴火に対する大きな粘弾性変位によって、減少する (図 3-B1 (b) を参照)。したがって、 ΔV は、ケース 1 よりも小さく、2020 年の ΔV は $\sim 0.5 \text{ km}^3$ 以下となる (図 3-C1 (c) を参照)。しかし、粘弾性緩和によって引き起こされた地表面隆起の半波長は、マグマの再供給によるものよりも小さく、地点 2474 における地点 2469 に対する相対隆起を強める。このことは、それ以降の変動においても現れ、観測量との全体的な地表面変位へのフィッティングが悪化し、予測される相対的な地表面隆起は、一般的に、観測量よりも大きくなる。

図 3-B2 は、ケース 3 において $\Gamma_{14} = 5$ としたときの予測モデルの振る舞いを示している； $\Delta V_g = 1.54/5 = \sim 0.3 \text{ km}^3$ を 1914 年の噴火に適用している。また、 $\Gamma_{46} = 1$ を昭和噴火に適用している。モデルの振る舞いは、ケース 1 の振る舞いに似ている。しかし、ある程度の有意な偏差は依然として認識できる。 ΔV_g はケース 1 よりも小さい。しかし、それでも、 $\eta_c = 10^{18} \text{ Pa s}$ の場合を除いて、1914 年の噴火に対する粘弾性変位は、ケース 1 よりも大きいため、全期間を通じて要請される Ω はより小さい。ケース 1 の場合の 1914 年噴火に対する粘弾性緩和は、その噴火のために沈降した地表面を、噴火直前の高さにまでに戻すことはできない。地表面回復は、粘弾性モデルが 1914 年の噴火前において弾性応答から逸脱した分だけ期待される。一方、ケース 3 の場合、粘弾性緩和は地表面を元の高さにまで回復させる可能性を持つ (弾性層に配分された応力分は回復できないが)。1914 年の噴火に対する粘弾性変位の寄与が大きいほど、特に $\eta_c \geq 5 \times 10^{19} \text{ Pa s}$ の場合、相対変位のデータへの適合が改善される。また、2020 年の ΔV は、任意の η_c で $\sim 0.6 - 0.75 \text{ km}^3$ となり、 $\Gamma_{14} = 1$ の場合よりも大きくなることもここに記しておく。

いっぽう、 $\eta_c = 10^{18} \text{ Pa s}$ を持つモデルは異なる振る舞いを示し、1914 年の噴火に対する相対粘弾性変位はケース 1 の場合よりも小さくなる。ケース 1 の場合でも、 $\eta_c = 10^{18} \text{ Pa s}$ のモデルは、噴火前のマグマ供給に対する弾性モデルから大幅に逸脱するので、粘弾性緩和による噴火後の相対地表面回復は、 η_c が大きい場合よりも大きくなるはずである。それにもかかわらず、ケース 1 より小さな Ω が全期間を通して必要とされているのは、1914 年の噴火に対する粘弾性応答による地表面隆起のプロファイルがケース 1 と 3 の場合で異なるためと考えられる。

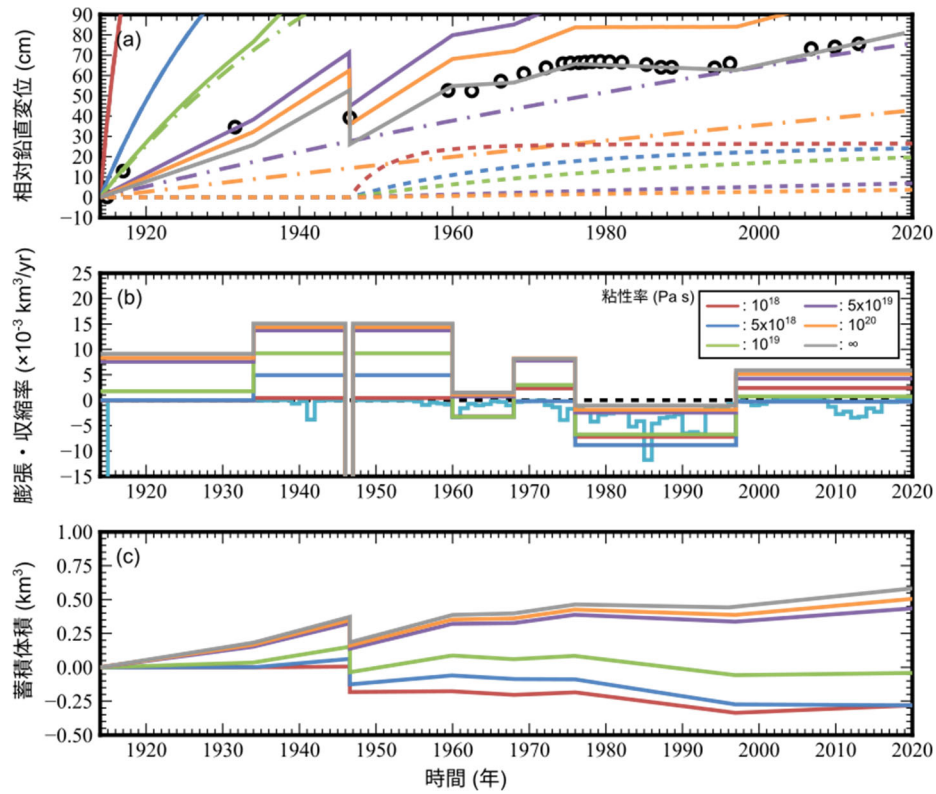


図 3-B1 図 3-A1 と同じ図、ただしケースの 3 の場合で、 $\Gamma_{14} = 1$ が適用されている。

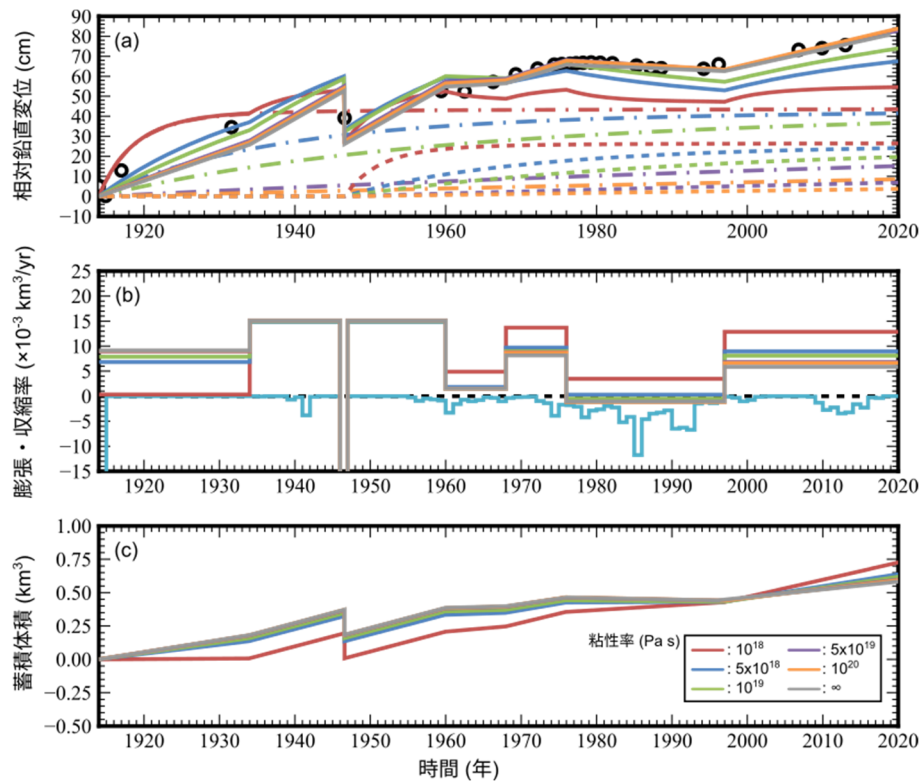


図 3-B2 図 3-B1 と同じ図、ただし $\Gamma_{14} = 5$ が適用されている。

引用文献

- Alanis, P.K., Miyamachi, H., Yakiwara, H., Goto, K., Kobayashi, R., Tameguri, T., Iguchi, M., 2012. Seismic velocity structure of the crust beneath the Aira caldera in southern Kyushu by tomography of travel times of local earthquake data. *Bull. Volcanol. Soc. Japan* 57, 227-234.
- Amoruso, A., Crescentini, L., 2009. Shape and volume change of pressurized ellipsoidal cavities from deformation and seismic data. *J. Geophys. Res.* 114, B02210, doi:10.1029/2008JB005946.
- Anderson, K., Segall, P., 2011. Physics-based models of ground deformation and extrusion rate at effusively erupting volcanoes. *J. Geophys. Res.*, 116, B07204, doi:10.1029/2010JB007939.
- Araya, N., Nakamura, M., Yasuda, A., Okumura, S., Sato, T., Iguchi, M., Miki, D., Geshi, N., 2019. Thermomechanical controls on magma supply and volcanic deformation: application to Aira caldera, Japan. *Sci. Rep.* 9, 1979, <https://doi.org/10.1038/s41598-019-38494-x>.
- Del Negro, C., Currenti, G., Scandura, D., 2009. Temperature-dependent viscoelastic modeling of ground deformation: Application to Etna volcano during the 1993–1997 inflation period. *Phys. Earth Planet. Inter.* 172, 299–309.
- Dragoni, M., Magnanensi, C., 1989. Displacement and stress produced by a pressurized, spherical magma chamber, surrounded by a viscoelastic shell. *Phys. Earth Planet. Inter.* 56, 316-328.
- Dzurisin, D., 2003. A comprehensive approach to monitoring volcano deformation as a window on the eruption cycle. *Rev. Geophys.*, 41, 1001.
- Eto, T., Takayama, T., Yamamoto, K., Hendrasto, M., Miki, D., Sonoda, T., Matshushima, K., Uchida, K., Yakiwara, H., Wan, Y., Kimata, F., Miyajima, R. and Kobayashi, K., 1997. Re-upheaval of the ground surface at the Aira caldera - December 1991~October 1996-. *Ann. Disast. Prev. Res. Inst., Kyoto Univ.* 40B-1, 49-60 (in Japanese with English abstract).
- Fialko, Y., Khazan, Y., Simons, M., 2001. Deformation due to a pressurized horizontal circular crack in an elastic half-space, with applications to volcano geodesy. *Geophys. J. Int.*, 146, 181–90.
- Fujiwara, S., Murakami, M., Nishimura, T. et al. , 2017. Volcanic deformation of Atosanupuri volcanic complex in the Kussharo caldera, Japan, from 1993 to 2016 revealed by JERS-1, ALOS, and ALOS-2 radar interferometry. *Earth Planets Space* 69, 78.
- Gregg, P.M., de Silva, S.L., Grosfils, E.B., 2013. Thermomechanics of shallow magma chamber pressurization: Implications for the assessment of ground deformation data at active volcanoes. *Earth Planet. Sci. Lett.* 384, 100-108.
- Hickey, J., Gottsmann, J., Nakamichi, H., Iguchi, M., 2016. Thermomechanical controls on magma supply and volcanic deformation: application to Aira caldera, Japan. *Sci. Rep.* 6, 32691, doi: 10.1038/srep32691.
- Hidayati, S., Ishihara, K., Iguchi, M., 2007. Volcano-tectonic earthquakes during the stage of magma accumulation at the Aira caldera, southern Kyushu, Japan. *Bull. Volcanol. Soc. Japan* 52, 289-309.

Iguchi, M., Takayama, T., Yamazaki, T., Tada, M., Suzuki, A., Ueki, S., Ohta, Y., Nakao, S., 2008. Movement of magma at Sakurajima Volcano revealed by GPS observation. *Ann. Disast. Prev. Res. Inst., Kyoto Univ.*, 51B, 241-246 (in Japanese with English abstract).

Iguchi, M., Tameguri, T., Hirabayashi, J., Nakamichi, H., 2019. Forecasting volcanic eruption of Sakurajima Volcano based on magma intrusion rate. *Bull. Volcanol. Soc. Japan* 64, 33-51 (in Japanese with English abstract).

Ishihara, K., Takayama, T., Tanaka, Y. and Hirabayashi, J., 1981. Lava flows at Sakurajima volcano (1) Volume of the historical lava flows. *Ann. Disast. Prev. Res. Inst. Kyoto Univ.* 24, 1-10 (in Japanese with English abstract).

Kilbride, B.M., Edmonds, M., Biggs, J., 2016. Observing eruptions of gas-rich compressible magmas from space. *Nat. Commun.* 7, 13744 doi: 10.1038/ncomms13744.

Kozono, T., Ueda, H., Ozawa, T., Koyaguchi, T., Fujita, E., Tomiya, A., Suzuki, Y.J., 2013. Magma discharge variations during the 2011 eruptions of Shinmoe-dake volcano, Japan, revealed by geodetic and satellite observations. *Bull. Volcanol.* 75:695, doi: 10.1007/s00445-013-0695-4.

Masterlark, T., 2007. Magma intrusion and deformation predictions: Sensitivities to the Mogi assumptions. *J. Geophys. Res.* 112, B06419.

Miyamachi, H., Kobayashi, R., Yakiwara, H., Hirano, S., Kubo, T., et al., 2019. The velocity structure beneath the Aira caldera, deduced from the seismic exploration (4). Abstract of the 2019 Fall Annual Meeting of the Volcanological Society of Japan, B2-14 (in Japanese).

Mogi, K., 1958. Relations between eruptions of various volcanoes and the deformations of the ground surfaces around them. Bull. Earthq. Res. Inst. 26, 99-134.

Newman, A.V., Dixon, T.H., Ofoegbu, G.I., Dixon, J.E., 2001. Geodetic and seismic constraints on recent activity at Long Valley Caldera, California: evidence for viscoelastic rheology. J. Volcanol. Geotherm. Res. 105, 183-206.

Nooner, S.L., Chadwick, W.W.Jr., 2009. Volcanic inflation measured in the caldera of Axial Seamount: Implications for magma supply and future eruptions. Geochem. Geophys. Geosyst. 10, Q02002, doi:10.1029/2008GC002315.

Omori, F., 1916. Level change and horizontal displacement of the ground caused by the Sakura-jima eruption of 1914. *Bull. Imp. Earthq. Invest. Comm.* 8, Part II, 152-179.

Pearse, J., Fialko, Y., 2010. Mechanics of active magmatic intraplate in the Rio Grande Rift near Socorro, New Mexico. *J. Geophys. Res.* 115, B07413, doi:10.1029/2009JB006592.

Rivalta, E., Segall, P., 2008. Magma compressibility and the missing source for some dike intrusions. *Geophys. Res. Lett.* 35, L04306, doi:10.1029/2007GL032521.

Rundle, J.B., 1978. Viscoelastic crustal deformation by finite quasi-static sources. *J. Geophys. Res.* 83, 5937-5945.

Segall, P., 2010. *Earthquake and Volcano deformation.* Princeton University Press, pp.432.

Segall, P., 2016. Repressurization following eruption from a magma chamber with a viscoelastic aureole. J. Geophys. Res. Solid Earth 121, doi:10.1002/2016JB013597.

Segall, P., 2019. *Magma chambers: what we can, and cannot, learn from volcano geodesy*. *Phil. Trans. R. Soc. A* 377, 20180158.

Uto, K., Sakaguchi, K., Teraoka, Y., Okumura, K., Komazawa, M., 1997. *Geological map of Japan 1:200,000, Kagoshima*. Geological Survey of Japan.

Yamamoto, K., Sonoda, T., Takayama, T., Ichikawa, N., Ohkura, T., Yoshikawa, S., Inoue, H., Matsushima, T., Uchida, K., Nakamoto, M., 2013. Vertical ground deformation associated with the volcanic activity of Sakurajima Volcano, Japan during 1996-2010 as revealed by repeated precise leveling surveys. *Bull. Volcanol. Soc. Japan* 58, 137-151.

Yamasaki, T., Houseman, G.A., 2012. The signature of depth-dependent viscosity structure in post-seismic deformation. *Geophys. J. Int.* 190, 769-784.

Yamasaki, T., Kobayashi, T., 2018. Imaging a low viscosity zone beneath the Kutcharo caldera, eastern Hokkaido, Japan, using geodetic data. *Earth Planet. Sci. Lett.* 504, 1-12.

Yamasaki, T., Kobayashi, T., Wright, T.J., Fukahata, Y., 2018. *Viscoelastic crustal deformation by magmatic intrusion: A case study in the Kutcharo caldera, eastern Hokkaido, Japan*. *J. Volcanol. Geotherm. Res.* 349, 128-145.

Yamasaki, T., Sigmundsson, F., Iguchi, M., 2020. *Viscoelastic crustal response to magma supply and discharge in the upper crust: Implications for the uplift of the Aira caldera before and after the 1914 eruption of the Sakurajima volcano*. *Earth Planet. Sci. Lett.* 531, 115981.

Yamasaki, T., Takahashi, H., Ohzono, M., Wright, T.J., Kobayashi, T., 2020. *The influence of elastic thickness non-uniformity on viscoelastic crustal response to magma emplacement: Application to the Kutcharo caldera, eastern Hokkaido, Japan*. *Geophys. J. Int.*, 224, 701–718.

(4) 委員会等の開催

令和2年度は外部評価委員会を2回開催した。開催日時と会場を以下に示す。

第一回外部評価委員会

令和2年7月2日(月) 14時～16時

場所：オンライン

第二回外部評価委員会

令和3年1月7日(水) 10時30分～12時30分

場所：オンライン

また、令和2年度外部評価委員は以下の4氏に委嘱した。

東京大学地震研究所・教授	森田裕一
九州大学大学院理学研究院・教授	清水 洋
東北大学大学院理学研究科・教授	三浦 哲
防災科学技術研究所・総括主任研究員	藤田英輔

a. 第一回外部評価委員会の内容の要点

第一回外部評価委員会では令和2年度の研究計画の全般の内容と個別の研究計画について紹介があった。委員からは本研究に関連するこれまでの個々の研究成果に対する質問と今後の展望に関する質問がなされた。

地震観測による地殻構造調査・地震観測計画の紹介に対してトモグラフィのグリッドサイズと深さ15km付近のS波低速度体のサイズに関する質問があった。これに対して今後グリッドサイズを3kmにしてより分解能を高めてゆく取り組みをするとともに、深さ15km付近のS波低速度体のサイズは4km×4kmよりも大きいとの説明が担当者からなされた。

地震観測による地殻構造調査・地殻構造研究計画ではレシーバ関数のインバージョン解析を実施する計画が提案された。この提案に対して前年度までの内容との違いと先項の内容との違いについて質問がなされた。担当者からはこれまでは標準的速度構造を仮定してPs変換波の共通変換点でレシーバ関数の振幅を重合していたが、令和2年度に試みる方法では、観測点ごとに到来方向別に行ったレシーバ関数の波形インバージョンから1次元S波速度構造を求め、そのS波速度をそれぞれの波線に沿って、3次元的にマッピングする計画であることが回答された。また、レシーバ関数解析で沈み込み形状などを反映させるための大まかなS波速度構造解析。地震波速度インバージョン解析は特に浅部から深部に向けて高解像度の速度構造を得るための解析であるとの説明があった。

長期連続反射法の有効性の検討では、振源として用いるエアガンの作動回数に関する質問、孔中地震計の深度に関する質問、通常的人工地震探査との違いについて質問があった。これに対して、基礎実験における発振計画の説明、孔中地震計設置予定点における一般的な地質状況の説明、

ターゲットとなる反射面（深さ約 15km）の説明、時間方向の分解能に重点を置くことなどが説明された。また委員からは速度構造、RF、反射法の 3 つの解析でターゲットが決まれば監視に有効であり、カルデラの火山活動モニタリングとなると長期（10 年、100 年）監視となるであろうとのコメントが出された。

火山性地殻変動データの蓄積では令和 2 年度新設 GNSS 観測点について提案が行われるとともに、観測データの解析について進捗状況と展望が紹介された。委員からは観測値時系列に現れたギャップについての質問、新島観測点の改良の意義と解析手法に対する質問があった。これに対してギャップ発生が電源トラブルに起因する欠測であること、新島観測点はアンテナ環境の悪化による改良であること、1 年周期の見かけの変動を取り除くための処理をしているとの回答がなされた。今後、水準測量および降灰量を考慮して解析を行うことも回答された。

始良カルデラにおける海底地盤変動観測の検討では令和 2 年度に海底地盤変動観測装置の詳細設計に取りかかることと、海底地盤変動観測装置に関連した測位実験について計画の提案があった。委員からは本項目のコンセプト、目標とする測位精度、測位実験に使用する装置の構造に関する質問がなされた。これに対して、海底地盤変動観測装置は本プロジェクトのなかでは技術的な検討に重きを置くために、まず始良カルデラの中央ではなく桜島に近い場所への設置を計画していること、測位精度の目標は年 1 cm の変動量の検出にあることが説明された。また、実験装置の構造に関して鋼材で構成することや実験メニュー、実験台の保持および運動機構について回答が行われた。

シミュレーションモデルによる火山性地殻変動の検討の計画では、1934 年以降のマグマだまりの体積の時間変化を制約し、始良カルデラ下のマグマ供給系を明らかにすることが提案された。委員からは粘弾性効果によって地下で収縮しなくても沈降変動が出現することに対するコメント、既往の溶岩流を伴った 2 回の噴火活動に対する Compressibility 値の違いに関する質問、観測データ取り扱いに関する質問などがなされた。これに対して 2 回の噴火活動ごとの compressibility の違いは複数の異なるマグマだまりが活動した可能性を示唆していること、各期間ごとに水準測量データの解析をおこなったこと、との回答があった。担当者からはさらに今後は 2 変動源での解析を行なう必要があるとの回答を行った。

研究担当者は質疑に対応することを通して、今後の研究の方向性を確認した。

b. 第二回外部評価委員会の内容の要点

第二回外部評価委員会では各研究項目の進捗状況について報告がなされ、専門性および品質保証の立場から質疑が行われた。

始良カルデラにおける地震観測による地殻構造調査の一環として地震観測によるインバージョンの成果について、地震観測の維持状況、始良カルデラ北部・西部への広帯域地震計観測点の新設、始良カルデラの地震波速度構造の高精度化の取り組みについて報告があり、始良カルデラの速度構造解析についてはデータの蓄積による地震波線の追加により、深さ 15 km 付近にグリッドサイズより大きい顕著な S 波低速度領域が存在し、深さ 10km 付近には顕著な速度異常は認められなかった、ということが報告された。これに対して委員からは低速度体位置と地盤変動圧力源位置が異なることへの解釈に関する質問、浅い場所の P 波低速度体の解釈に対する質問などがなさ

れた。これに対して深さ10kmの高速度域の存在は確実に力源として十分作用しうること、また地盤変動圧力源位置推定に用いた前提を考慮すべきであるとの回答が得られた。また、浅部でP波速度が選択的に低下することに対するコメントも委員から出された。

もう一つの地殻構造調査としてレシーバ関数による構造調査では、観測点ごと到来方向ごとにレシーバ関数を波形インバージョンして求められた1次元S波速度構造を、それぞれの波線に沿って、3次元的にマッピングし、始良カルデラ南縁の桜島を中心とするS波地震波速度構造を得た。始良カルデラの内側と外側とでは上部地殻のS波地震波速度構造が著しく異なる。上部地殻は標準的な値に比べて低速度であるのに下部地殻は高速度。始良カルデラ内側では中部地殻に速度の逆転が存在して標準より低速度であることが報告された。委員からは、推定された速度構造図の見方に関する質問、中部地殻の速度値および不連続面深度に関するコメントなどが出された。速度構造図の見方に関する追加説明も行われた。

長期連続反射法の有効性の検討では、令和2年12月に始良市住吉池でエアガン発振実験を行った。また、エアガン実験観測のための孔中地震計アレイの構築を始良カルデラ南縁の桜島地区行った。エアガン実験では利用可能なエアガンを組み合わせて最大2550cuiのエアガンセットを利用したが、その結果、4500cuiを用いなくとも1050cuiで桜島まで届く人工地震波を発生することが可能。1050cuiのほうが2550cuiより深部反射の検出に有利である点が報告された。

この報告に対して委員から小さいエアガンのほうが良いのは、複数のエアガンを組み合わせることによるバブルの影響のキャンセル効果が大きいと指摘があった。

火山性地殻変動データの蓄積の報告では、GNSS観測の維持継続、始良カルデラ西部に大崎ヶ鼻観測点の新設、既設点2点の機器更新、キャンペーン観測の実施、始良カルデラへのマグマ供給量の推定について報告があった。これに対して委員から弁天島観測点のデータに関する質問のほか、GNSSで求めた鉛直変位と水準測量による鉛直変位の整合性、地盤変動圧力源モデルのアップデートの必要性などの指摘があった。弁天島観測点に関しては観測データの一貫性が確認できたことと、観測データはドリフトではなく地盤変動の反映の可能性があることが回答された。また、GNSS観測結果と水準測量とは矛盾がないことの説明があった。複数の変動成分を組み合わせれば圧力源形状の議論ができるとのコメントも出された。さらに委員からは火山灰噴出量の推移と水平距離変化の推移の間の時間ずれに対する指摘、図の凡例の誤記の指摘があった。

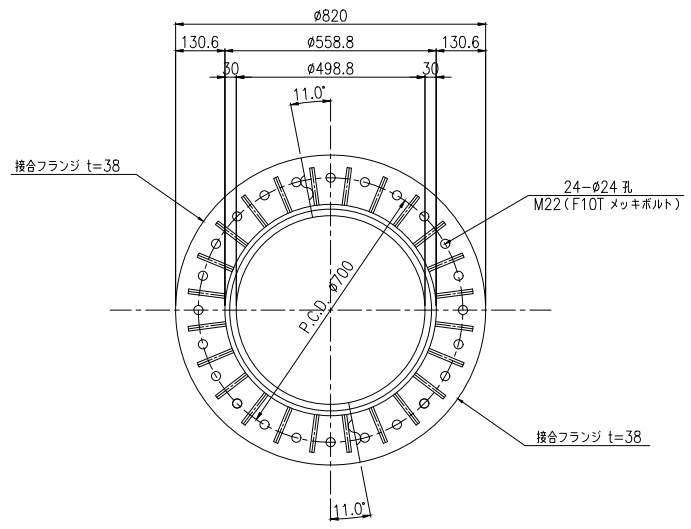
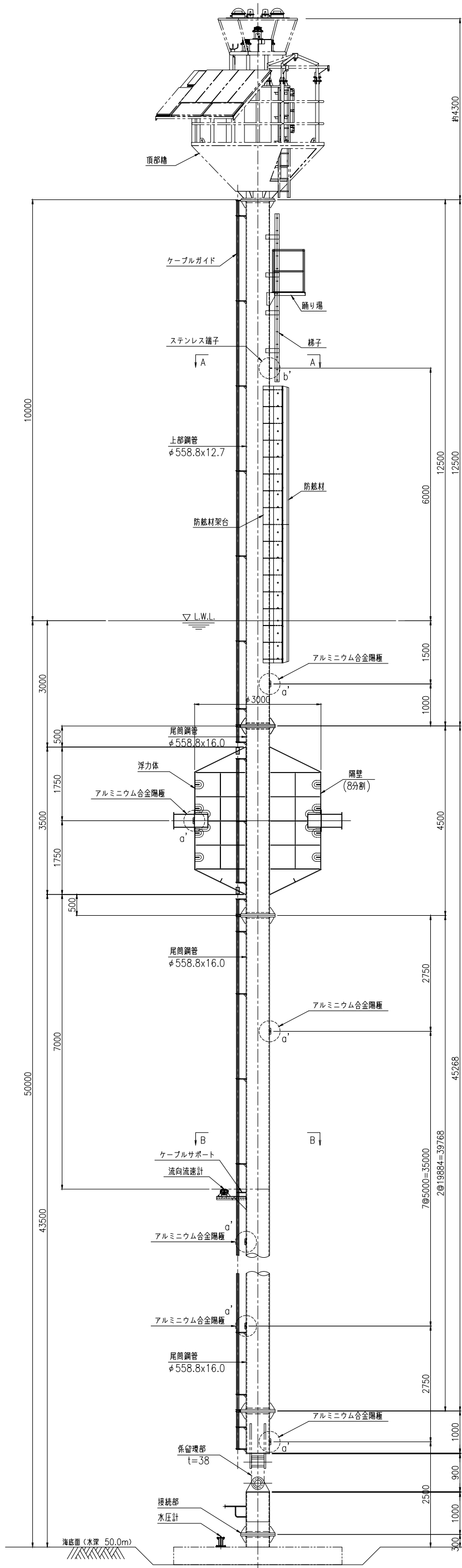
海底地盤変動観測の検討の項目に関して、海底地盤変動装置の設置場所決定、海底地盤変動装置の詳細設計実施、海底地盤変動観測装置の測位実験について報告があった。関係機関との協議の結果、海底地盤変動観測装置の設置場所は新島の北西に決まった。また、現在、設置予定地点の採泥調査を実施し、基台設計に反映させている。詳細設計は1月末には報告がなされる予定であることが報告された。また、測位実験は1月下旬を予定しており、実験台搭載機器（傾斜角計、GNSS受信機）の試運転済みであることが報告された。委員からは装置搭載予定の傾斜角計の温度係数や計測目的、必要とされる精度について質問があり、担当者が傾斜角計の搭載目的がGNSS測位結果の補正に必要であること、その分解能は0.02度が必要であることを説明した。

シミュレーションモデルによる火山性地殻変動の検討は以下の内容の報告があった。1914年以降のマグマ溜まりの体積の時間変化を制約し、始良カルデラ下のマグマ供給系をより明らかにするために、噴火イベントに対する3種類の基本粘弾性応答の重ね合わせで地盤変動パターンを説

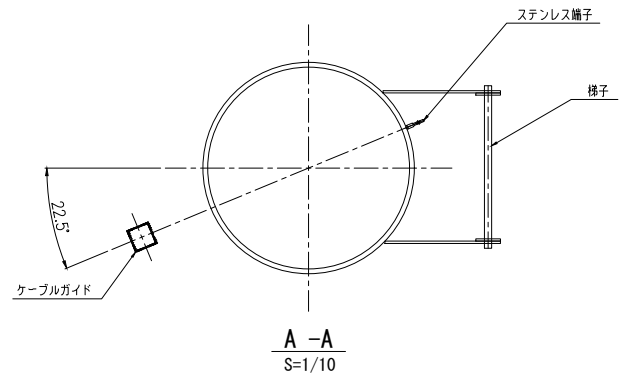
明し、1914年以降の力源体積変化速度と地殻の粘性率とを求めた。その結果、粘性率は時期によって異なることが明らかにされた。力源体積変化速度の推定は粘性率に依存し、高粘性率ほど増加速度は小さい。1975-1997の地表収縮は粘弾性緩和の効果が含まれている可能性がある。力源における体積収縮量対地表への噴出量比が時期によって異なり、かつ今回求められた粘性率も時期によって異なることから、1914年噴火の場合とそれ以降の活動における力源またはマグマ排出源が活動している可能性が指摘された。これに対して委員からは媒質構造の確認、噴出物の上載効果の検討の有無について質問がなされた。これに対して粘弾性層の上に弾性層が乗る構造であること、上載加重による効果の検討はまだなされていないとの回答があった。

添付資料 a

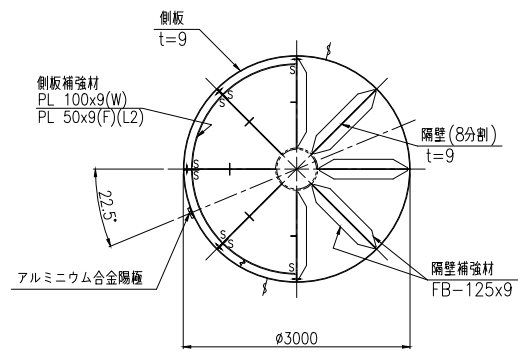
一般図



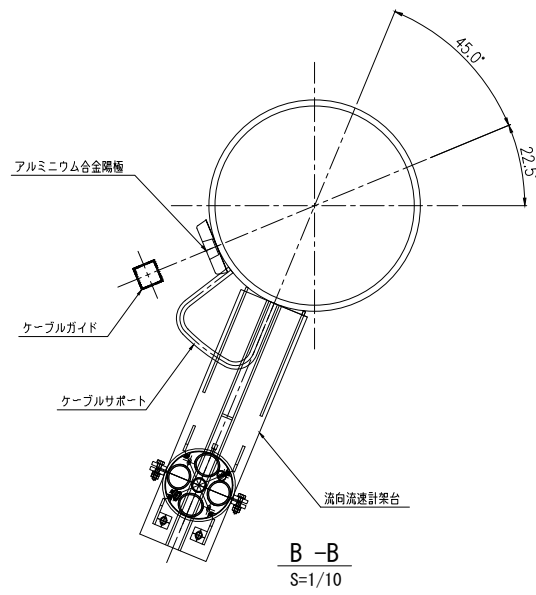
鋼管接合フランジ平面 S=1/10



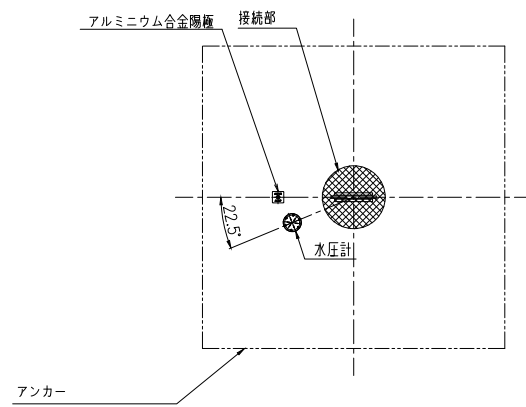
A-A S=1/10



浮力体平面



B-B S=1/10



アンカー平面

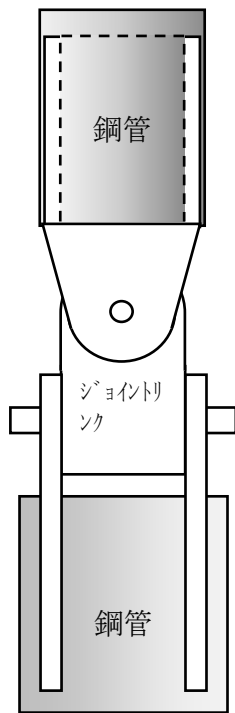
- 注)
1. 特記なき材質は全てSS400とする。
 2. 特記なきスカーラップは全てR25とする。
その他コーナーカットは10Cとし溶接にて埋戻しとする。
 3. 鋼材のコーナー部には安全性を考慮し2Cを施工しておくこと。

年度	2020年度	図面番号	-
工事名			
図面名称	全体組立図		
縮尺	1:50	単位	mm
設計年月日		組数	全**枚

添付資料 b

ジョイント設計

ユニバーサルジョイント



外力

$F_{max} = 62.0$ kN
 $F_v = 35.1$ kN
 $F_h = 50.9$ kN
 $F_{min} = 26.3$ kN

軸

軸径 $d = 150$
 軸長 $l = 376$

軸受け

軸受幅 $b = 300$
 軸受径 $D = 170$

ジョイントリンク

リンク長 $L = 500 > 400$
 リンク幅 $b = 300$

アイプレート

板厚 $t = 38$
 高さ $h = 200 > 150$
 幅 $B = 300$
 溶接長 $L_w = 700$
 開先サイズ $S = 10$

許容応力	せん断	引張	破断	疲労限
SS400	120	210	400	
SNCM630	327	566	1079	410

	照査値		許容値	判定
曲げ	9.8	<	566	OK
せん断	9.6	<	327	OK
ねじり疲労	5.2	<	15	OK
回転曲げ疲労	10.1	<	22	OK

PV値	0.0	<	1	OK
面圧P	1.4	<	100	OK
摺動速度V	0.0	<	0	OK

浮体側	引張	4.8	<	210	OK
	はし抜け	1.6	<	120	OK
アンカー側	主せん断	22.3	<	120	OK
	はし抜け	10.9	<	120	OK

軸付近	引張	53.9	<	210	OK
	はし抜け	9.0	<	120	OK
鋼管付近	引張+曲げ	10.5	<	210	OK
	せん断	4.5	<	120	OK
溶接線	軸直角	2.3	<	120	OK
	軸方向	6.9	<	120	OK

1. 外力の算定

$$\begin{aligned}F_v &= 35 \text{ kN} \\F_h &= 50.9 \text{ kN} \\F_{\max} &= 62 \text{ kN} \\F_{\min} &= 26.3 \text{ kN}\end{aligned}$$

2. 軸の照査

$$\begin{aligned}\text{軸径 } d &= 150 \text{ mm} \\ \text{軸受幅 } b &= 300 \text{ mm} \\ \text{軸長 } l &= 376 \text{ mm} \\ F &= 62 \text{ kN}\end{aligned}$$

1) 軸受け要求仕様

$$pv = 0.0072 < 1.2 \text{ N/mm}^2 \cdot \text{m/s}$$

OK

軸受け最大面圧

$$p = F/db = 1.4 < 100 \text{ N/mm}^2$$

OK

摺動速度

$$v = \omega A = 0.0052 < 0.15 \text{ m/s}$$

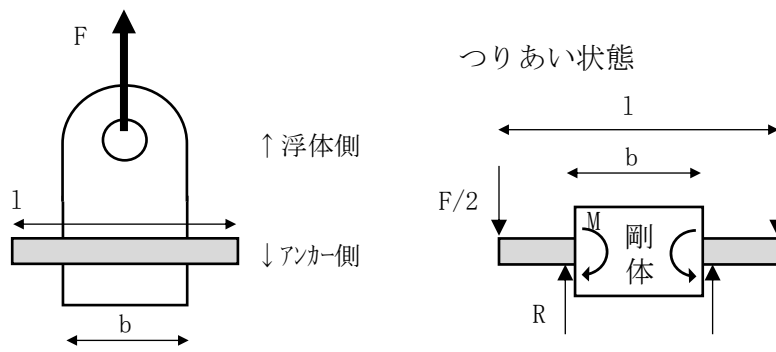
OK

$$\omega = 1.28 \text{ [rad/s]}$$

$$A = \gamma \times d/2 = 0.00408 \text{ [m]}$$

(ω : 角振動数, γ : 変位角, A: 摺動面の振幅)

2) 鉛直方向に最大張力が加わった場合



軸径 $d = 150$ mm
 軸受幅 $b = 300$ mm
 軸長 $l = 376$ mm
 $F = 62$ kN

せん断

$$\tau = F/A = 3.5 < 327.05 \text{ N/mm}^2$$

OK

曲げ

$$\sigma = M/Z = 3.6 < 566.48 \text{ N/mm}^2$$

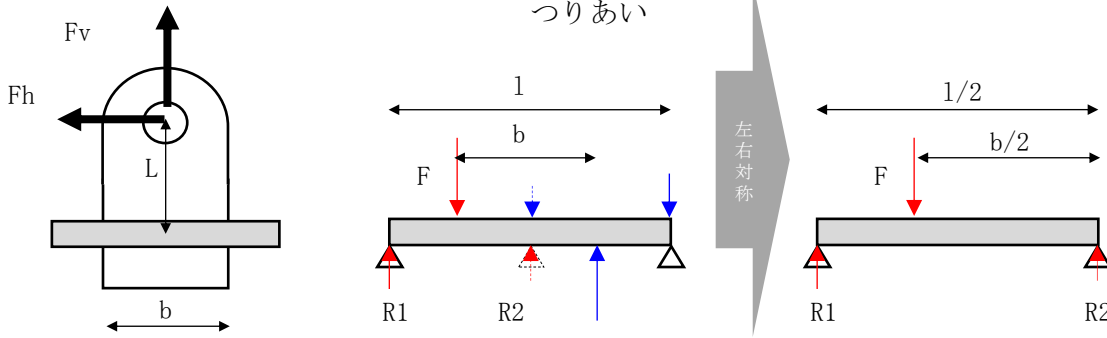
OK

$$R = F/2 = 31.0 \text{ kN}$$

$$M = R(1-b)/2 = 1178 \text{ kNmm}$$

$$Z = (1/32) \pi d^3 = 331340 \text{ mm}^3$$

3) 水平方向の外力が最大となる場合



- 軸径d= 150 mm
- 軸受幅b= 300 mm
- 軸長l= 376 mm
- リンク長L= 500 mm
- Fv= 35 kN
- Fh= 50.9 kN

曲げ

$$\sigma = \sigma_1 + \sigma_2 = 9.8 < 566.48 \text{ N/mm}^2$$

OK

F_hによる応力

モーメントはFの作用位置で最大となる

$$\sigma_1 = M_{\max}/Z = 7.8 \text{ N/mm}^2$$

$$M_{\max} = F(1-b)b/2l = 2572.1 \text{ kNmm}$$

$$Z = (1/32)\pi d^3 = 331340 \text{ mm}^3$$

外力(軸受けから受ける力)

$$F = M/b = 84.833 \text{ kN}$$

$$M = F_h \times L = 25450 \text{ kNmm}$$

支持反力R1 (R2作用点まわりのモーメントつりあい)

$$R1 = Fb/l = M/l$$

ただし安全側をとって作用半径l→bとし

$$R1 = M/b = 84.8 \text{ kN}$$

Fvによる応力

せん断

$$\tau = (R+Fv)/A = 9.6 < 327.05 \text{ N/mm}^2$$

(偏心を考慮し、2A→Aとした)

$$R = \max(R1, R2) = 84.8 \text{ kN}$$

OK

曲げ

$$\sigma_2 = M/Z = 2.0 \text{ N/mm}^2$$

$$R = Fv/2 = 17.6 \text{ kN}$$

$$M = R(1-b)/2 = 667 \text{ kNmm}$$

4) 疲労照査

i) ねじり疲労照査

$$\tau = 16T_{0eq} / \pi d^3 = 5.25 \text{ N/mm}^2 < \tau_{al}$$

疲労許容

$$\tau_{al} = \tau_m / S_m + \tau_a / S_a = 14.9 \text{ N/mm}^2$$

疲労限界 安全率

$$\tau_m = 13.2 \text{ N/mm}^2 \quad S_m = 2$$

$$\tau_a = 16.6 \text{ N/mm}^2 \quad S_a = 2$$

OK

ii) 回転曲げ疲労照査

$$\sigma = 32M_{0eq} / \pi d^3 = 10.13 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{al}$$

疲労許容

$$\sigma_{al} = \sigma_m / S_m + \sigma_a / S_a = 22.1 \text{ N/mm}^2$$

疲労限界 安全率

$$\sigma_m = 20.2 \text{ N/mm}^2 \quad S_m = 2$$

$$\sigma_a = 23.9 \text{ N/mm}^2 \quad S_a = 2$$

OK

複合荷重による相当モーメント

相当ねじり

$$T_{0eq} = T_{meq} + T_{aeq} = 3476$$

相当曲げ

$$M_{0eq} = M_{meq} + M_{aeq} = 3357.7$$

公式

$$T_{eq} = (A^2 + T^2)^{1/2}$$

$$M_{eq} = (1/2) (A + (A^2 + T^2)^{1/2})$$

(ただし $A = M + |P|d/8$)

P: 軸方向荷重

M: 曲げモーメント

T: ねじりモーメント

平均相当

$$T_{meq} = 1536 \text{ kNmm}$$

$$M_{meq} = 1536 \text{ kNmm}$$

平均荷重

$$T_m = \boxed{0} \text{ kNmm} \quad (\text{完全両振り})$$

$$M_m = 1536 \text{ kNmm}$$

$$P_m = \boxed{0} \text{ kNmm}$$

片振幅相当

$$T_{aeq} = 1940$$

$$M_{aeq} = 1821.8$$

片振幅 (= 最大値 - 平均値)

$$T_a = \mu F_{max} \times d/2 - T_m = 930 \text{ kNmm} \quad (\text{最大摩擦})$$

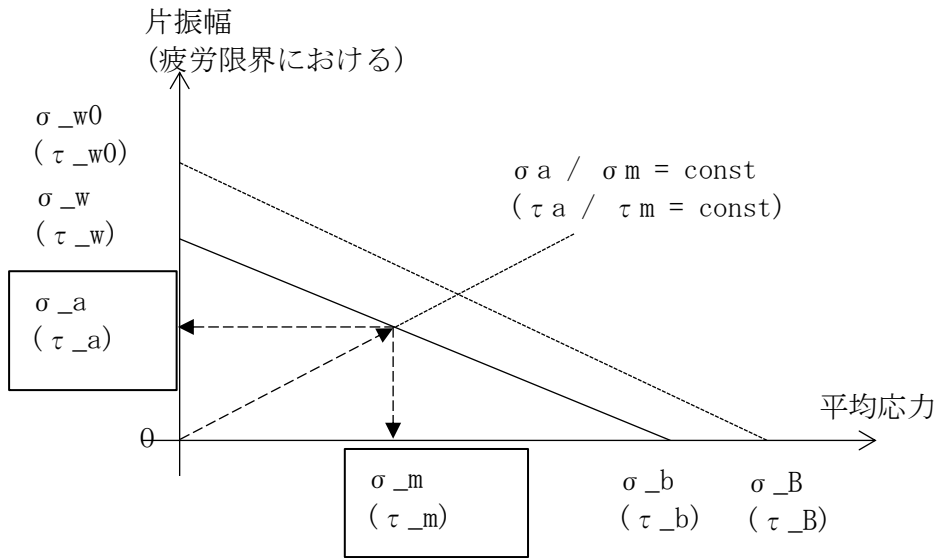
$\mu = 0.2$ (摩擦係数: カタログより 0.1~0.2 程度)

$$M_a = 1703 \text{ kNmm} \quad ([\text{case1, case2のうちの最大}] - M_m)$$

$$P_a = \boxed{0} \text{ kNmm}$$

疲労許容の求め方

下図のように、交点(σ_a, σ_m)から、
 疲労限界における片振幅 σ_a , 平均応力 σ_m を求め、
 疲労許容 σ_{al} を求める。($\sigma \rightarrow \tau$ についても同様)



疲労限度線図

$$\tau_a / \tau_m = T_{aeq} / T_{meq} = 1.26$$

$$\sigma_a / \sigma_m = M_{aeq} / M_{meq} = 1.19$$

上図より交点

$$\tau_m = \tau_w / (\tau_a / \tau_m + \tau_w / \tau_b) = 13.2 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_a = \tau_m (\tau_a / \tau_m) = 16.6 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_m = \sigma_w / (\sigma_a / \sigma_m + \sigma_w / \sigma_b) = 20.2 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_a = \sigma_m (\sigma_a / \sigma_m) = 23.9 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_b = \xi_2 \tau_B = 377.7$$

$$\tau_B = \sigma_B / 2 = 539.5$$

$$\xi_2 = 0.7 \text{ 表面効果}$$

$$\tau_W = \xi_1 \xi_2 / \beta_t \times \tau_{W0} = 17.2$$

$$\xi_1 = 0.3 \text{ 寸法効果}$$

$$\beta_t = 2.5 \text{ 切欠係数(ねじり)}$$

$$\tau_{W0} = \sigma_{W0} / 2 = 205.0$$

両振り疲労限界(片振幅値)

$$\sigma_b = \xi_2 \sigma_B = 755.3 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_B = 1079$$

$$\xi_2 = 0.7 \text{ 表面効果}$$

$$\sigma_W = \xi_1 \xi_2 / \beta_b \times \sigma_{W0} = 24.6$$

$$\xi_1 = 0.3 \text{ 寸法効果}$$

$$\beta_b = 3.5 \text{ 切欠係数(回転曲げ)}$$

$$\sigma_{W0} = 410.0$$

両振り疲労限界(片振幅値)

3. ジョイントリンクの照査

リンク部材に軸受け用のハウジング穴を設けるものとする。

リンク部材の断面積が最小となるハウジング穴周辺の照査を行う。

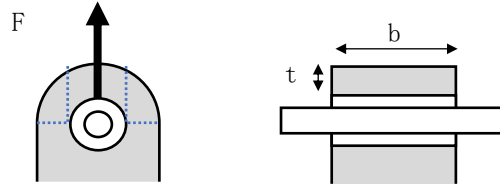
軸受径D= 170 mm

軸受幅b= 300 mm

1) 鉛直方向に最大張力が加わった場合

t= 65 mm

F= 62 kN



引張

$$\sigma = a \times F / 2bt = 4.8 < 210 \text{ N/mm}^2$$

a= 3 (応力集中係数)

OK

はし抜け

$$\tau = F / 2bt = 1.6 < 120 \text{ N/mm}^2$$

OK

2) 水平方向の外力が最大となる場合

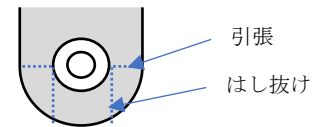
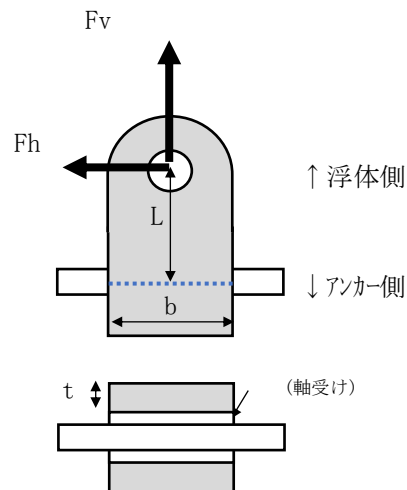
軸受幅 $b = 300$ mm

$t = 65$ mm

リンク長 $L = 500$ mm

$F_v = 35$ kN

$F_h = 50.9$ kN



i) 断面1

$$\tau = \sqrt{((\sigma_1 + \sigma_2)/2)^2 + \tau_2^2} = 22.3 < 120 \text{ N/mm}^2$$

OK

引張

$$\sigma_1 = aF_v/2bt = 2.7 \text{ N/mm}^2$$

せん断

$$\tau = aF_h/bt = 7.8 \text{ N/mm}^2$$

曲げ

$$\sigma_2 = aM/Z = 39.2 \text{ N/mm}^2$$

$$M = F_h * L = 25450 \text{ kNmm}$$

$$Z = 2(1/6)tb^2 = 2.0E+06 \text{ mm}^3$$

ii) 断面2

$$\tau = \tau_1 + \tau_2 = 10.9 < 120 \text{ N/mm}^2$$

OK

はし抜け

$$\tau_1 = F_v/2bt = 0.9 \text{ N/mm}^2$$

ねじり

$$\tau_2 = (1/2) \times aM/3bt^2 = 10.0 \text{ N/mm}^2$$

4. 浮体側/アンカー側構造の照査

板厚 $t=$ 38 mm
 $B=$ 300 mm
 軸径 $d=$ 150 mm
 $F=$ 62 kN

1) 鉛直方向に最大張力が加わった場合

引張

$$\sigma = a(F/2)/A = 16.3 < 210 \text{ N/mm}^2$$

OK

$a=$ 3 (応力集中係数)

はし抜け

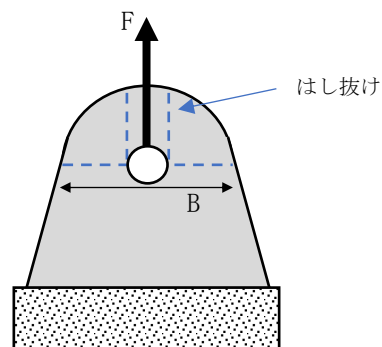
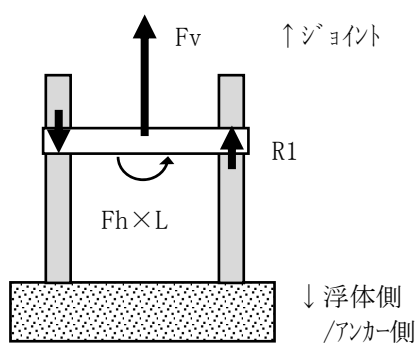
$$\tau = (F/2)/2A = 2.7 < 120 \text{ N/mm}^2$$

OK

2) 水平方向の外力が最大となる場合

i) 軸付近

$$\begin{aligned} F &= R1 + Fv/2 \\ &= 102 \text{ kN} \\ R1 &= 84.8 \text{ kN} \\ Fv &= 35 \text{ kN} \end{aligned}$$



引張

$$\sigma = aF/A = 53.9 < 210 \text{ N/mm}^2$$

OK

$a=$ 3 (応力集中係数)

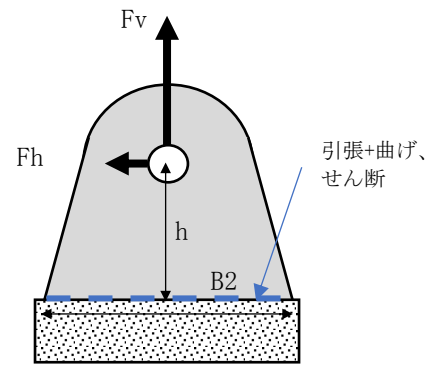
はし抜け

$$\tau = F/2A = 9.0 < 120 \text{ N/mm}^2$$

OK

ii) 鋼管付近

$t = 38 \text{ mm}$
 $B2 = 300 \text{ mm}$ (=B:安全側)
 $h = 200 \text{ mm}$
 $F_v = 35 \text{ kN}$
 $F_h = 50.9 \text{ kN}$



引張+曲げ

$$\sigma = \sigma_1 + \sigma_2 = 10.5 < 210 \text{ N/mm}^2$$

引張

$$\sigma_1 = F_v / 2A = 1.5$$

曲げ

$$\sigma_2 = F_h \times h / 2Z = 8.9$$

$$Z = (1/6) t B^2 = 570000$$

せん断

$$\tau = F_h / A = 4.5 < 120 \text{ N/mm}^2$$

OK

OK

4. 浮体側/アンカ側構造の溶接線長の照査

1) 水平外力が軸と直角に作用する場合

荷重作用位置 $h=$ 200 mm
 $B3=$ 376 mm
 $F_v=$ 35 kN
 $F_h=$ 50.9 kN
 溶接線長 $L_w=$ 700 mm
 隅肉サイズ $S=$ 10 mm

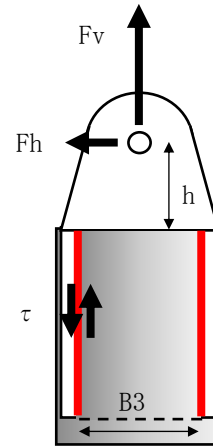
せん断

$$\tau = (F_m + F_v / 2) / 4A = 2.3 < 120 \text{ N/mm}^2$$

$$A = L_w \times S / \sqrt{2} = 4949.7 \text{ mm}^2$$

$$F_m = M / B3 = 27.1 \text{ [kN]}$$

$$M = F_h h = 10180 \text{ [kNmm]}$$



OK

2) 水平外力が軸方向に作用する場合

荷重作用位置 $L=$ 700 mm
 $B2=$ 300 mm

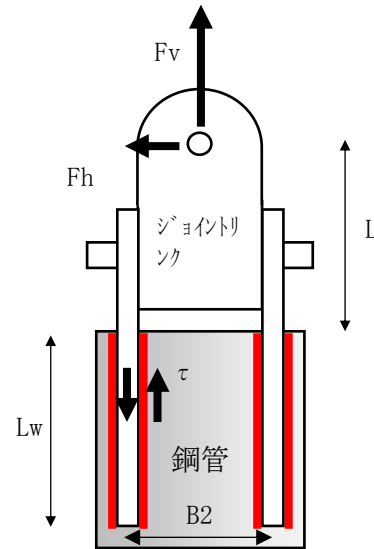
せん断

$$\tau = (F_m + F_v / 2) / 4A = 6.9 < 120 \text{ N/mm}^2$$

$$A = L_w \times S / \sqrt{2} = 4949.7 \text{ mm}^2$$

$$F_m = M / B2 = 118.8 \text{ [kN]}$$

$$M = F_h L = 35630 \text{ [kNmm]}$$



OK

添付資料 c

設計計算書（最低潮位）

もくじ

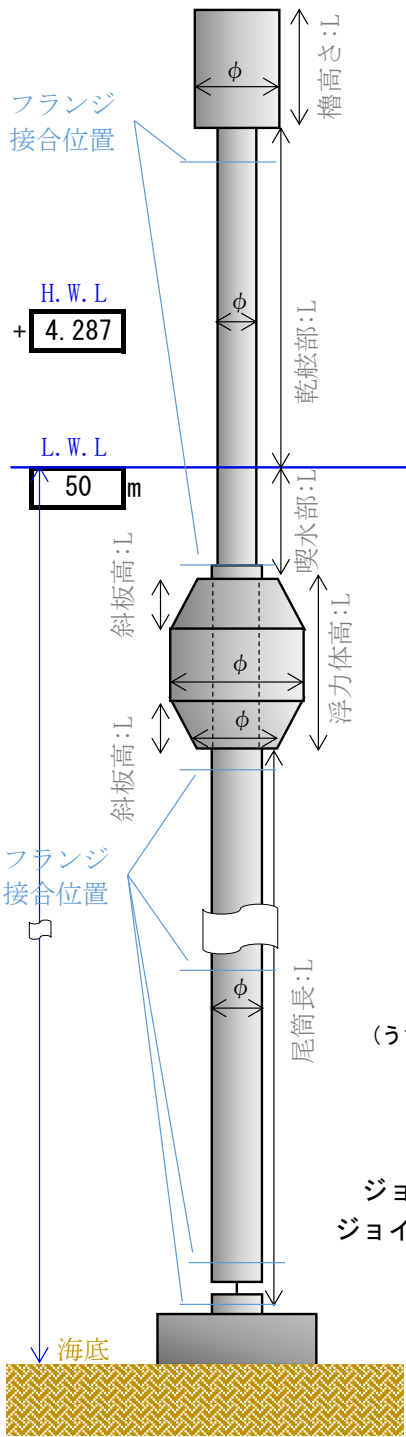
設計結果の概略	…	3
1. 設計条件	…	7
2. 施設諸元	…	8
3. 係留設計	…	9
1) 浮体の傾き		
2) ジョイント部の荷重		
3) アンカー必要重量の算定		
4) 余剰浮力の照査		
4. 構造照査	…	13
1) 外力等条件の整理(水平方向)		
2) 施設のsurge方向およびpitch方向運動による断面力		
3) 施設のheave方向運動による断面力		
4) 強度照査		
5. 安定性の確認	…	22
6. 水圧照査	…	23
1) 浮力体-上面板		
2) 浮力体-底板		
3) 浮力体-側板		
4) 浮力体-隔壁		
5) 上部鋼管		
6) 尾筒		

参照図書

- ① MF21 浮魚礁設計・施工技術基準 (社)マリノフォーラム21(平成4年3月)
- ② 漁港・漁場の施設の設計参考図書 2015年版 (社)全国漁港漁場協会
- ③ 道路橋示方書・同解説 I 共通編・II 鋼橋編 (社)日本道路協会(平成14年3月)

入力

施設概略図



機器重量	200	[kg]
槽 & 航路標識	3700	[kg]
槽φ	3.1	[m]
t	6	[mm]
L	4.31	[m]

上部鋼管φ	φ558.8x12.7	[m]
t	12.7	[mm]
乾舷部L	10	[m]
喫水部L	3	[m]

浮力体φ	3	[m]
浮力体全高L	3.5	[m]
(斜板高L)	0.6	[m]
斜板φ	0.5588	[m]

尾筒φ	φ558.8x16	[m]
t	16	[mm]
L	41.5	[m]
(うち、バラスト区間)	20.75	[m]
バラスト密度	0	[t/m ³]

ジョイントリンク	300	[mm角]
ジョイント上端位置	2.0	[m]

アンカー	32.2	[ton]
l:	3	[m]
w:	3	[m]
h:	1.557	[m]
密度	2.3	[t/m ³]

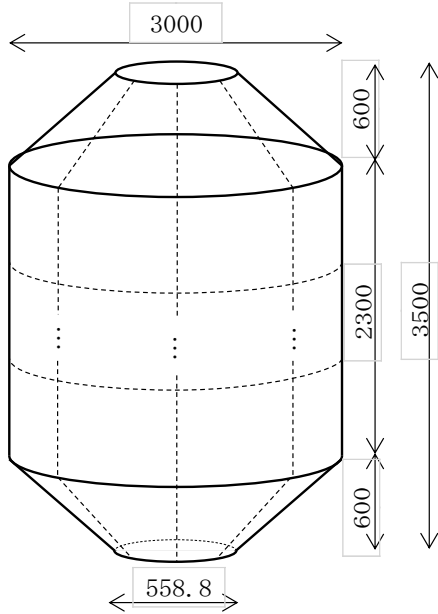
	上部鋼管	照査値	許容値	判定
構造	曲げ	50.1	< 210	OK
	せん断	1.07	< 120	OK
	座屈	3.02	< 45.0	OK
水圧	薄肉円筒	1.67	< 210	OK
	高さ方向	0.83	< 210	OK
	シェル圧壊	75.7	< 2.E+10	OK
合力	圧縮	50.9	< 210	OK
	引張	47.1	< 210	OK
	二軸応力状態	0.06	< 1.2	OK

	照査値	許容値	判定
余剰浮力	35.67	> 10.66	OK

	尾筒	照査値	許容値	判定
構造	曲げ	46.2	< 210	OK
	せん断	0.27	< 120	OK
	座屈	-	< -	OK
水圧	薄肉円筒	9.22	< 210	OK
	高さ方向	4.61	< 210	OK
	シェル圧壊	528	< 3.E+10	OK
合力	圧縮	48.0	< 210	OK
	引張	46.2	< 210	OK
	二軸応力状態	0.06	< 1.2	OK

入力

浮力体フレーム構造

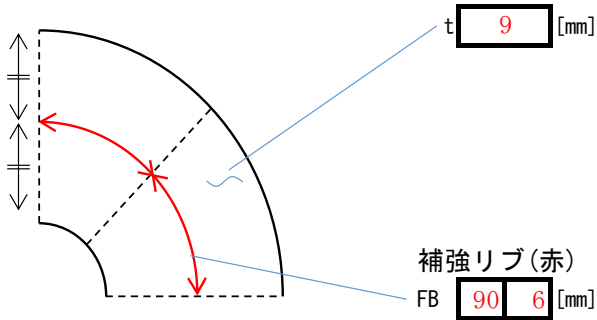


高
 浮体 3500 [mm]
 円柱 2300 [mm]
 斜板 600 [mm]

径
 浮体径 3000 [mm]
 底板 558.8 [mm]
 中央鋼管 558.8 [mm]

水密区画数
 n 個

上面鋼板



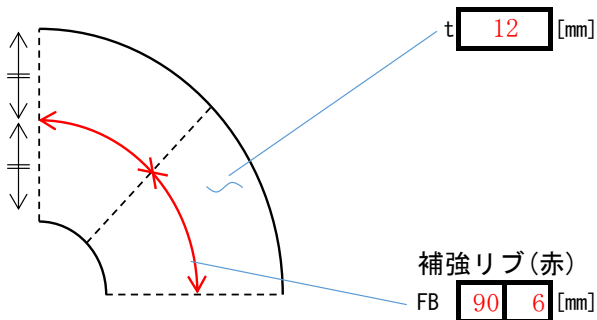
OK ←

四辺固定板	照査値	許容値	判定
0x曲げ	98.9	< 210	OK
0y曲げ	45.9	< 210	OK
A曲げ	201	< 210	OK
B曲げ	144	< 210	OK
せん断	1.76	< 120	OK

OK ←

はり	照査値	許容値	判定
曲げ(外側圧縮)	34.2	< 210	OK
曲げ(内側引張)	134	< 210	OK
せん断	32.4	< 120	OK
二軸応力	1.18	< 1.2	OK

底板



OK ←

四辺固定板	照査値	許容値	判定
0x曲げ	82.3	< 210	OK
0y曲げ	38.2	< 210	OK
A曲げ	168	< 210	OK
B曲げ	120	< 210	OK
せん断	2.0	< 120	OK

OK ←

はり	照査値	許容値	判定
曲げ(外側圧縮)	43.5	< 210	OK
曲げ(内側引張)	174	< 210	OK
せん断	48.0	< 120	OK
二軸応力	1.01	< 1.2	OK

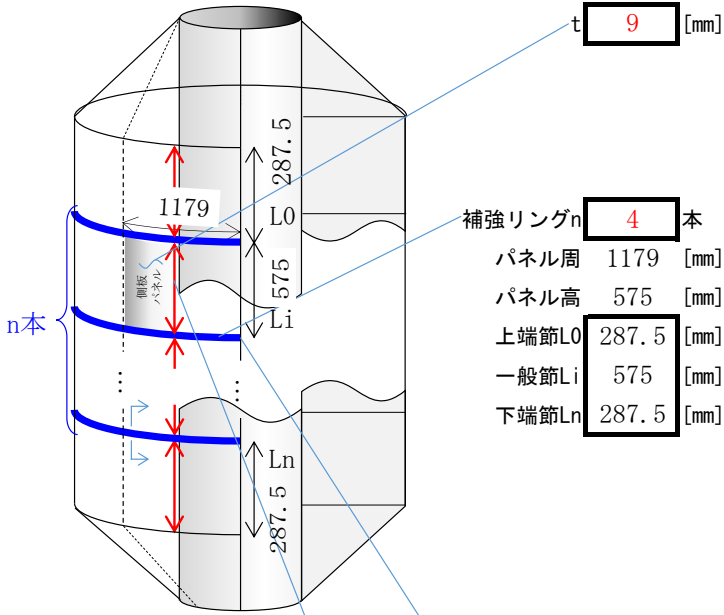
円錐 9 [mm]

OK ←

円錐シェル	照査値	許容値	判定
周方向	41.2	< 210	OK
径方向	19.9	< 210	OK
二軸応力	0.03	< 1.2	OK
圧壊	0.11	< 1.20	OK

入力

側板



OK ←

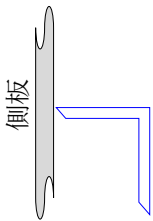
円筒シェル	照査値	許容値	判定
シェル円周	16.4	< 210	OK
シェル長手	8.20	< 210	OK
圧壊	98.4	< 3423	OK

OK ←

四辺固定板	照査値	許容値	判定
Ox曲げ	55.6	< 210	OK
Oy曲げ	55.6	< 210	OK
A曲げ	124	< 210	OK
B曲げ	124	< 210	OK

補強リング

[a]案



[a] L $100 \ 50 \ 9$

OK ←

シェル構造	照査値	許容値	判定
梁曲げ(側板)	42.7	< 210	OK
梁曲げ(補強材)	152	< 210	OK
梁せん断	40.8	< 120	OK
シェル円周	33.4	< 210	OK
円周座屈	33.4	< 103	OK
合力(円周)	76.1	< 210	OK
合力(長手)	115	< 210	OK
二軸応力	0.81	< 1.2	OK

補強リブ(赤)

FB $75 \ 6$ [mm]

OK ←

はり	照査値	許容値	判定
梁曲げ(側板)	40.1	< 210	OK
梁曲げ(補強材)	148	< 210	OK
梁せん断	37.1	< 120	OK
合力(円周)	107	< 210	OK
合力(長手)	48.3	< 210	OK
二軸応力	0.63	< 1.2	OK

入力

水密隔壁

t **9** [mm]
 上辺 1212 [mm]
 下辺 0 [mm]

$n+2$

補強リブ(隔壁の両面)
 $n= 3$ 本
 FB **125 9**

補強リブ(隔壁の両面)
 FB **75 6**
 L 575 [mm]

※赤リブは中央に配置

四辺固定板	照査値	許容値	判定
パネルA0曲げ	108	< 210	OK
〃 A _n 曲げ	129	< 210	OK
パネルB(斜底板)	148	< 210	OK
せん断	4.57	< 120	OK

はり	照査値	許容値	判定
梁曲げ(隔壁)	103	< 210	OK
梁曲げ(補強材)	175	< 210	OK
梁せん断	31.9	< 120	OK
二軸応力	1.16	< 1.2	OK

はり	照査値	許容値	判定
梁曲げ(隔壁)	109	< 210	OK
梁曲げ(補強材)	170	< 210	OK
梁せん断	41.6	< 120	OK
二軸応力	1.06	< 1.2	OK

1.設計条件

1. 設計条件

1)施設的位置

鹿児島県錦江湾

2)気象・海象条件

- ① 水深 $h = 50 + 4.287 \text{ m}$
- ② 設計波浪
最大波高 $H_{\max} = 5 \text{ m}$
有義波高 $H_{1/3} = 2.5 \text{ m}$ 有義波周期 $T_{1/3} = 4.9 \text{ sec}$
波長 $L = 37 \text{ m}$
- ③ 設計風速 $U_{10} = 30 \text{ m/sec}$, $U_{\max} = 39 \text{ m/sec}$
 $U_{60} = 28.5 \text{ m/sec}$
- ④ 海水流速 (潮流速) $0.5 \text{ Knot [} 0.26 \text{ m/sec]}$
- ⑤ 吹送流速 $1.7 \text{ Knot [} 0.86 \text{ m/sec]}$
- ⑥ 海水密度 1.03 t/m^3
- ⑦ 空気密度 1.25 kg/m^3

2.諸元|3.係留設計

2. 施設諸元

	部位	外径	区間長	水深(上端)	排水容積	表面積	自重
		D[m]	L[m]	Z[m]	V[m ³]	A[m ²]	[t]
乾舷	檣	3.1	4.31	-14.31	32.5	42.0	4.29
	上部鋼管	0.5588	10.0	-10.0	2.45	17.6	2.08
喫水	上部鋼管	0.5588	3.0	0.0	0.74	5.27	0.76
	浮力体	3.0	3.5	3.0	19.7	33.0	7.04
	尾筒(空所)	0.5588	20.75	6.5	5.09	36.4	5.28
	尾筒(バラスト)	0.5588	20.75	27.25	5.09	36.4	5.28
	ジョイント	0.300	2.0	48.0	0.54	3.81	2.02
	アンカー	-	-	50.0	-	-	-

鋼材密度 $\rho_s = 7.85$ [t/m³] = 77.0 [kN/m³]

上部鋼管厚 $t = 12.7$ [mm]

尾筒管厚 $t = 16$ [mm]

側板厚 $t = 9$ [mm]

隔壁厚 $t = 9$ [mm]

抗力係数、設計流速など

		生物付着後				風速	潮流速	吹送流速	波の流速
部位	外径	排水容積	投影面積	質量係数	抗力係数				
	D' [m]	V' [m ³]	A' [m ²]	C_M	C_D	U_{10} [m/s]	v_T [m/s]	v_B [m/s]	v_w [m/s]
乾舷	檣	-	-	13.36	-	2	39.0	-	-
	上部鋼管	-	-	5.59	-	2	39.0	-	-
喫水	上部鋼管	0.70	1.15	2.10	2	1	-	0.26	0.86
	浮力体	3.14	27.10	10.99	2	1	-	0.25	0.80
	尾筒(空所)	0.70	7.96	14.50	2	1	-	0.25	0.75
	尾筒(バラスト)	0.70	7.96	14.50	2	1	-	0.23	0.39
	ジョイント	0.44	0.86	1.62	2	2	-	0.16	0.03

その他定数等

重力加速度 $g = 9.81$ [m/s²]

海水密度 $\rho_0 = 1.03$ [t/m³] = 10.1 [kN/m³]

空気密度 $\rho = 1.25$ [kg/m³] = 12.3 [N/m³]

生物付着量 80 [N/m²] (水中)

生物付着厚 70 [mm]

バラスト密度 $\rho_b = 0$ [t/m³] = 0.0 [kN/m³]

3. 係留設計

1) 浮体の傾き

波、風(および吹送流)による変動外力が作用していないとき
係留索の傾きφは、5. 安定性より

$$\phi = 1.35 \text{ [deg]} = 0.0236 \text{ [rad]}$$

・潮流による水平力

$$F_0 = (1/2) \rho_0 \Sigma (C_D A') v_T^2 = 1.36 \text{ [kN]}$$

・余剰浮力

$$N = F_N - W_S - W_L = 43.1 \text{ [kN]}$$

ただし F_N :浮力(付着生物の体積を含まない)、

W_S :構造物自重(質量)、 W_L :付着生物重量(水中重量)

		水平	鉛直			
部位		潮流力 F_0 [kN]	浮力 F_N [kN]	生物重量 W_L [kN]	自重 W_S [kN]	余剰浮力 N [kN]
乾舷	檣	-	-	-	42.1	-42.1
	上部鋼管	-	-	-	20.4	-20.4
喫水	上部鋼管	0.07	7.4	0.42	7.5	-0.5
	浮力体	0.37	199.1	2.64	69.1	127.4★
	尾筒(空所)	0.48	51.4	2.91	51.8	-3.3
	尾筒(バラスト)	0.40	51.4	2.91	51.8	-3.3
	ジョイント	0.04	5.4	0.30	19.8	-14.7
合計		1.36	(全余剰浮力)=			43.1
			(全余剰浮力-上部鋼管浮力)=			35.7

上表「★」より、浮力体が余剰浮力の大部分を占める。この浮力体は常に水中にあることから、当該構造物は中層浮魚礁に類似するものとし、以下の検討は、中層浮魚礁の設計手順を参考とする。

2) ジョイント部の荷重

施設に潮流が作用してφ傾いた状態でつりあっているとき、施設に風、吹送流、波による外力が一時的に作用することを考える。

外力作用中、φは1)からほとんど変化しないものとし、最も不利な状況として、波外力は1)と同方向に作用するものとする。施設のピッチ回転については、角速度は十分に小さいものとし、向心すなわち施設長手方向としては無視できるものとする。

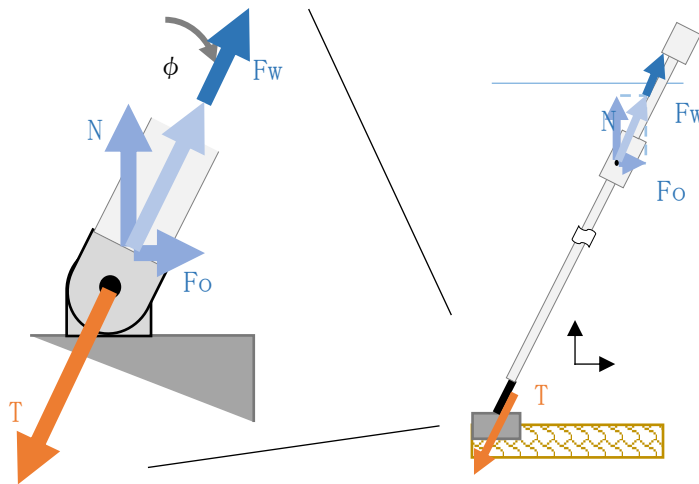
施設に作用する、長手方向の流体力は

$$F_w = \pm F_D = \pm 10.7 \text{ [kN]}$$

$$F_D = (1/2) \rho_0 \Sigma (C_D A') v_w^2 = 10.7 \text{ [kN]}$$

表. 波の粒子速度による抗力

		長手方向
部位		波抗力 F _D [kN]
乾舷	檣	-
	上部鋼管	-
喫水	上部鋼管	2.77
	浮力体	5.32
	尾筒(空所)	2.57
	尾筒(バラスト)	0.00
	ジョイント	0.00
合計		10.7



以上より、ジョイント部の最大荷重は

$$T_{max} = N / \cos \phi + F_{wmax} = 54 \text{ [kN]}$$

(N/cos φ : 余剰浮力と潮流力の合力)

2.諸元|3.係留設計

3) アンカー必要重量の算定

係留基礎に、重力式アンカーを用いる。必要最低質量は、下記[a][b]より

$$W_{\max} = 32.2 \text{ [ton]}$$

[a] 静止摩擦力が最小となる場合

上記2)のφ方向にジョイント部最大荷重が、
水平方向に風、吹送流が作用する場合

$$W \geq [T_{\max} (f \sin \phi + \mu \cos \phi) + fF] / \mu (1 - \rho_0 / \rho_s)$$

$$= 302 \text{ [kN]} = 30.8 \text{ [ton]}$$

$$\text{滑動安全率} f = 1.2$$

$$\text{摩擦係数 } \mu = 0.5 \text{ (安全側を採用)}$$

$$\text{アンカー密度 } \rho_s = 2.3 \text{ t/m}^3$$

$$\text{水平外力} F = 45.9 \text{ [kN]}$$

表3.3.2 摩擦係数(μ)

材 質	摩擦係数 (μ)
コンクリートと 捨石	0.6
コンクリートと 砂	0.6
コンクリートと ロックと岩盤	0.5

参照図書①MF21 pp48

[b] 滑動方向の外力が最大となる場合

すなわち、鉛直方向に余剰浮力が、
水平方向に風、吹送流、潮流、波による外力が作用する場合

$$W \geq (fF' + \mu N) / \mu (1 - \rho_0 / \rho_s)$$

$$= 316 \text{ [kN]} = 32.2 \text{ [ton]}$$

$$\text{水平外力} F' = 57.9 \text{ [kN]}$$

$$\text{鉛直力} N = 35.7 \text{ [kN]}$$

		外力F'				外力F	
		鉛直方向	任意方向	水平方向	風荷重	吹送流	
部位		余剰浮力 N[kN]	波抗力 [kN]	潮流力 [kN]	風荷重 [kN]	吹送流 [kN]	
乾 舷	櫓	-42.1	-	-	25.4	-	
	上部鋼管	-20.4	-	-	10.6	-	
喫 水	上部鋼管	-0.47	2.77	0.07	-	0.79	
	浮力体	127.4	5.32	0.37	-	3.66	
	尾筒(空所)	-3.33	2.57	0.48	-	4.23	
	尾筒(バラスト)	-3.33	0.00	0.40	-	1.16	
	ジョイント	-14.7	0.00	0.04	-	0.00	
合計		35.7	10.7	1.36	45.9		
		57.9					

4) 余剰浮力の照査

緊張係留方式では、係留索に大きな衝撃力が加わらないよう、余剰浮力を十分に確保し、係留索に緊張状態を維持させる必要がある。係留張力が最も小さくなる時、係留索方向の力のつり合い式から

$$T_{\min} = N \cos \phi + (F_w)_{\min} > 0.0$$

$$\Leftrightarrow N > (F_w)_{\max} / \cos \phi$$

$$\therefore N = 35.7 > 10.7 \text{ [kN]}$$

... OK

※ただし、ここで施設が有する余剰浮力は、波の影響を考慮し、上部鋼管の排水容積(浮力)を加味しないものとする。

4.構造照査

4. 構造照査

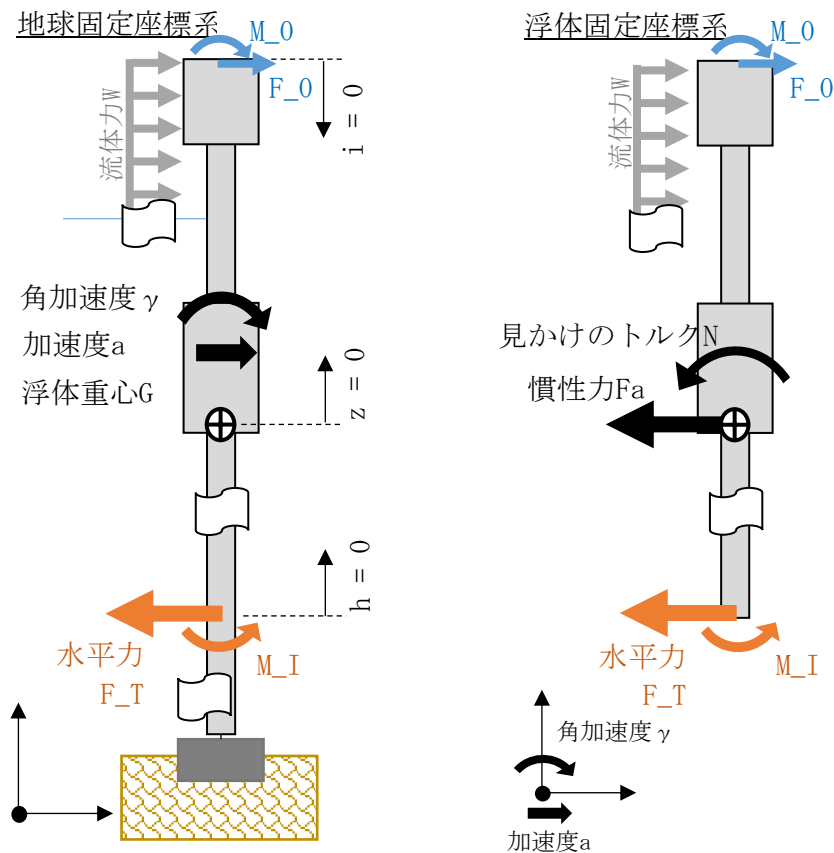
施設が潮流を受け、傾斜 ϕ でつりあい状態にあるとき、風と波が一時的に作用し、施設に加速度が生じることを考える。簡単のために以下のような前提を設ける。

- ① 質量 m の施設が、水平方向に流体力 W を受け、加速度 a で運動する。
このとき、 W と a の方向は同じとする。すなわち、座標系を施設構造に固定したとき、施設構造に作用する慣性力 ma と W の方向は、互いに反対となる(下図右)。
(慣性モーメント I 、角加速度 γ 、見かけのトルク N の関係も同様に考える)
- ② 施設固定座標系において、見かけのトルク N は、構造に対して曲げモーメントとして現れるから、角加速度 γ は考慮するものとする。
- ③ 施設の傾斜方向の動揺振幅(変位)は十分に小さいものとする。かつ、外力周期が大きいことから、傾斜運動の角速度はごく小さい。
そのため、角速度に相関する遠心力とコリオリ力は無視できるものとする。
- ④ 施設長手方向の変位および加速度はごく小さく、無視できるものとする。
- ⑤ 施設の初期傾斜 ϕ および、浮体と水粒子の相対速度の影響は十分に小さいものとし、考慮しない。

4.構造照査

1)外力等条件の整理(水平方向)

各物理量は、図の矢印の向きを正とする。



地球固定座標系において

水平方向の運動方程式

$$m \cdot a = W - F_T + F_0 \quad \dots [1]$$

回転方向の運動方程式(重心まわり)

$$I \cdot \gamma = \int (w \cdot z) dz + F_T \cdot h_g + M_0 - M_I \quad \dots [2]$$

(z : 重心原点、 h : 係留環原点)

浮体固定座標系において

水平方向のつりあい式

$$W = F_a + F_T + F_0 \quad \dots [3]$$

回転方向のつりあい式(重心まわり)

$$N = \int (w \cdot z) dz + F_T \cdot h_g + M_0 - M_I \quad \dots [4]$$

各式を比較して

$$F_a = m \cdot a \quad \dots [5]$$

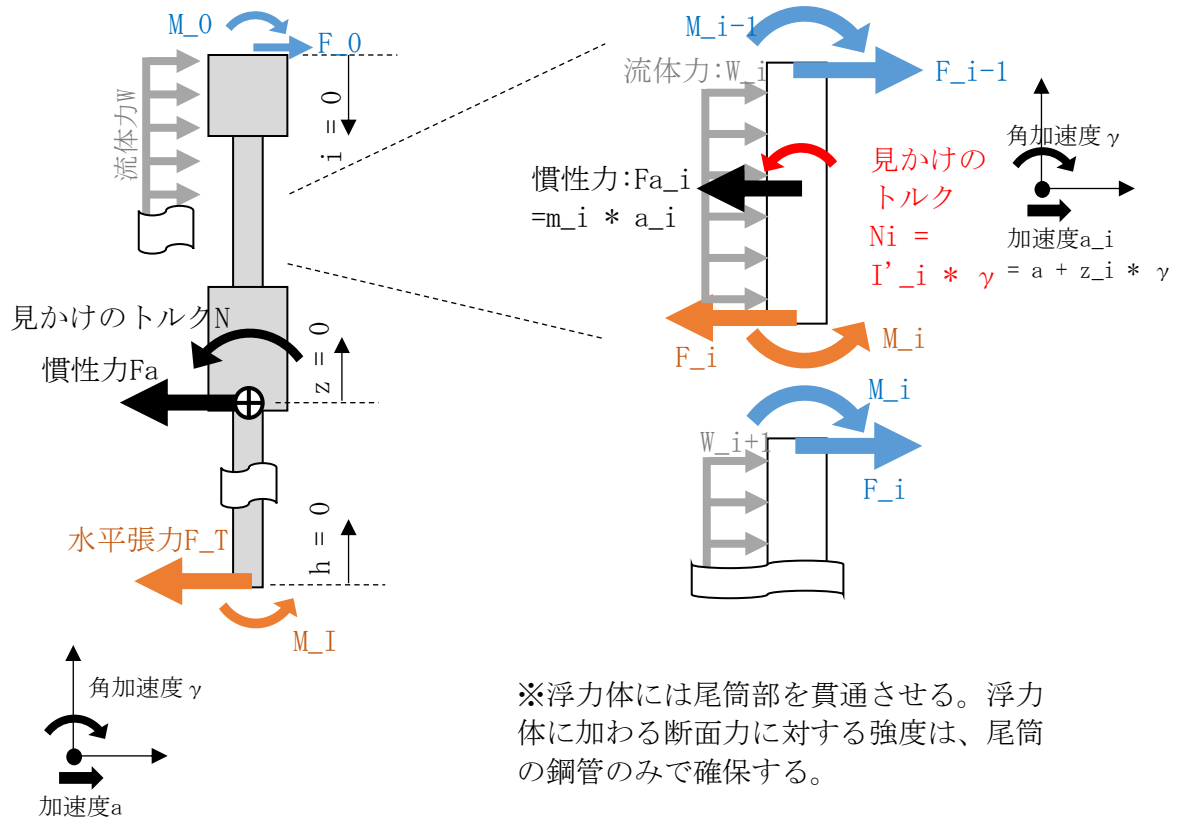
$$N = I \cdot \gamma \quad \dots [6]$$

4.構造照査

2) 施設のsurge方向およびpitch方向運動による断面力

浮体を櫓側から順に分割し、断面*i-1*~*i*を「区間*i*」とする。

区間*i*中央に固定した座標系において、同区間を下图右のような自由物体として考え、断面*i*における断面力を求める。



区間*i*は、区間*i*固定座標系において静止している。

せん断力*F_i*、モーメント*M_i*はそれぞれ以下の通り。

区間*i*の水平方向のつりあいから

$$F_i + F_{ai} = F_{i-1} + W_i$$

$$\Leftrightarrow F_i = F_{i-1} + W_i - m_i (a + z_i \gamma) \quad \dots [7]$$

ここで、区間*i*に作用する慣性力は

$$F_{ai} = m_i a_i = m_i (a + z_i \gamma) \quad \dots [8]$$

(*z_i* : 区間*i*重心の位置(浮体高さ方向、浮体重心原点、上向き正))

区間*i*重心まわりのモーメントのつりあいから

$$M_i + N_i = M_{i-1} + (F_{i-1} + F_i) L_i / 2$$

$$\Leftrightarrow M_i = M_{i-1} + (F_{i-1} + F_i) L_i / 2 - I'_i \gamma \quad \dots [9]$$

ここで、区間*i*に作用する見かけのトルクは

$$N_i = I'_i \gamma \quad \dots [10]$$

(*I'_i* : 区間*i*の慣性モーメント(区間*i*の重心まわり))

(*L_i* : 区間*i*の長さ)

4.構造照査

また、境界条件として

櫓の天井面 (i=0) において

天井面に作用する外力

$$F_0 = 0 \text{ [kN]} \quad \dots \text{ [11]}$$

天井面に作用するトルク

$$M_0 = 0 \text{ [kN} \cdot \text{m]} \quad \dots \text{ [12]}$$

係留環 (i=I) において

係留環に作用する水平力

$$F_I = F_T \quad \dots \text{ [13]}$$

係留環に作用するトルク

$$M_I = 0 \text{ [kN} \cdot \text{m]} \quad \dots \text{ [14]}$$

(いずれも施設端面における流体粒子の影響は無視する)

	部位	i	風荷重 [kN]	波抗力 [kN]	潮流力 [kN]	吹送流力 [kN]	質量 m_i [t]	慣性モーメント [t · m ²]		
								I'_i	$m_i z_i^2$	I_i
乾舷	櫓	1	25.4	-	-	-	4.29	9.22	2841	2850
	上部鋼管	2	10.6	-	-	-	2.08	17.4	718	735
喫水	上部鋼管	3	-	2.77	0.07	0.79	0.81	0.620	117	118
	浮力体	4	-	5.32	0.37	3.66	7.31	11.6	570	581
	尾筒(空所)	5	-	2.57	0.48	4.23	5.58	200	60.7	261
	尾筒(バラスト)	6	-	0.00	0.40	1.16	5.58	200	3228	3428
	ジョイント	7	-	0.00	0.02	0.00	2.05	0.683	2572	2573
水平張力@ジョイント					1.33		28			10546

4.構造照査

i) 風と波が、潮流と同方向であるとき

水平張力を $F_I = 1.33$ [kN] (潮流力のみ)と仮定する。

式[1]より、慣性力 $m \cdot a$ を未知量として

$$m \cdot a = W - F_I + F_0 = 56.5 \text{ [kN]}$$

$$(a = 2.04 \text{ [m/s}^2\text{]} (= 0.21 \text{ G}))$$

$$W = 57.8 \text{ [kN]}$$

重心まわりに作用するトルクは

式[2]より

$$I \cdot \gamma = \sum W_i z_i + F_I L_g - M_I = 965 \text{ [kN} \cdot \text{m]}$$

$$\gamma = N/I = 0.0915 \text{ [rad/s}^2\text{]}$$

ここで、

$$F_I L_g = 48.6 \text{ [kN} \cdot \text{m]} \quad (L_g: \text{係留環-重心距離})$$

$$\sum W_i z_i = 916 \text{ [kN} \cdot \text{m]}$$

		断面力(区間下端)						
部位	i	水平外力 W_i [kN]	慣性力 [kN]			見かけトルク N_i [kN・m]	せん断 F_i [kN]	モーメント M_i [kN・m]
			$m_i a$	$m_i (z_i \gamma)$	F_{ai}			
(檣天井面)	0	-	-	-	-	-	0	0
乾舷	檣	25.4	8.75	10.1	18.8	0.843	6.56	13.3
	上部鋼管	10.6	4.24	3.53	7.77	1.59	9.41	91.5
喫水	上部鋼管	3.63	1.64	0.890	2.53	0.0567	10.5	121.3
	浮力体	9.34	14.9	5.90	20.8	1.06	-0.963	137
	尾筒(空所)	7.27	11.4	-1.68	9.70	18.3	-3.39	73.4
	尾筒(バラスト)	1.55	11.4	-12.3	-0.894	18.3	-0.947	10.1
	ジョイント	0.0229	4.18	-6.64	-2.46	0.0625	1.54	10.6
		57.8	56.3			40.3		

4.構造照査

ii) 風と波が、潮流と逆方向であるとき(潮流:右向き、風と波:左向き)

水平張力を $F_I = 1.33$ [kN] (潮流力のみ)と仮定する。

式[1]より、慣性力 $m \cdot a$ を未知量として

$$m \cdot a = W - F_I + F_0 = -56.5 \text{ [kN]}$$

$$(a = -2.04 \text{ [m/s}^2\text{]} (= -0.21 \text{ G}))$$

$$W = -55.2 \text{ [kN]}$$

重心まわりに作用するトルクは

式[2]より

$$I \cdot \gamma = \sum W_i z_i + F_I L_g - M_I = -881 \text{ [kN} \cdot \text{m]}$$

$$\gamma = N/I = -0.0836 \text{ [rad/s}^2\text{]}$$

ここで、

$$F_I L_g = 48.6 \text{ [kN} \cdot \text{m]} \quad (L_g: \text{係留環-重心距離})$$

$$\sum W_i z_i = -930 \text{ [kN} \cdot \text{m]}$$

								断面力(区間下端)	
	部位	i	水平外力 W_i [kN]	慣性力 [kN]			見かけトルク N_i [kN·m]	せん断 F_i [kN]	モーメント M_i [kN·m]
				$m_i a$	$m_i (z_i \gamma)$	F_{ai}			
	(檣天井面)	0	-	-	-	-	-	0	0
乾舷	檣	1	-25.4	-8.76	-9.23	-18.0	-0.77	-7.42	-15.2
	上部鋼管	2	-10.6	-4.24	-3.23	-7.47	-1.45	-10.6	-104
喫水	上部鋼管	3	-3.49	-1.64	-0.81	-2.46	-0.05	-11.6	-137
	浮力体	4	-8.61	-14.9	-5.39	-20.3	-0.97	0.104	-156
	尾筒(空所)	5	-6.32	-11.4	1.54	-9.85	-16.7	3.64	-100
	尾筒(バラスト)	6	-0.76	-11.4	11.2	-0.17	-16.7	3.05	-14.3
	ジョイント	7	0.02	-4.18	6.07	1.88	-0.06	1.19	-10.0
			-55.2			-56.4			-36.8

iii) 各部断面力

以上、i) ii) の各表より、浮体が水平およびピッチ方向に運動する時、浮体構造に作用する、せん断荷重および曲げモーメントの最大値はそれぞれ

$$\text{上部鋼管 } |S|_{\max} = 11.6 \text{ [kN]} \quad |M|_{\max} = 137 \text{ [kN} \cdot \text{m]}$$

$$\text{尾筒 } |S|_{\max} = 3.64 \text{ [kN]} \quad |M|_{\max} = 156 \text{ [kN} \cdot \text{m]}$$

4.構造照査

3) 施設のheave方向運動による断面力

浮体は係留索方向(≒浮体長手方向)にはほとんど静止しているものとし、地球固定座標系において、つりあい状態であるとする。

区間*i*の高さ方向のつりあいは

$$T_i = \sum (F_{Nj} - m_j g) \cos \phi \pm F_{Wi}$$

ここで

\sum … $j=1 \sim i$ の総和

T_i … 区間*i*下端面上における引張力(下向き正)

i) 生物付着前

	部位	i	浮力 F_{Ni}	重力 $m_i g$	波抗力 F_{Di}	断面力(区間下端)	
			[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	
乾舷	櫓	1	-	42.1	-	-42.1	-42.1
	上部鋼管	2	-	20.4	-	-62.5	-62.5
喫水	上部鋼管	3	7.4	7.5	2.2	-60.3	-64.7
	浮力体	4	199.1	69.1	5.1	74.8	60.2
	尾筒(空所)	5	51.4	51.8	2.1	76.5	57.8
	尾筒(バラスト)	6	51.4	51.8	0.0	76.0	57.3
	ジョイント	7	5.41	19.8	-	61.7	42.9

ii) 生物付着後

	部位	i	浮力 F_{Ni}	重力 $m_i g$	波抗力 F_{Di}	断面力(区間下端)	
			[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	
乾舷	櫓	1	-	42.1	-	-42.1	-42.1
	上部鋼管	2	-	20.4	-	-62.5	-62.5
喫水	上部鋼管	3	7.4	7.9	2.8	-60.2	-65.7
	浮力体	4	199.1	71.7	5.3	72.6	56.4
	尾筒(空所)	5	51.4	54.7	2.6	71.8	50.5
	尾筒(バラスト)	6	51.4	54.7	0.0	68.5	47.1
	ジョイント	7	5.41	20.1	0.0	53.8	32.4

上表より、浮体が上下方向(浮体長手方向)に運動する時、浮体構造に作用する引張方向の力は

上部鋼管 $T_{max} = -42.1$ [kN] $T_{min} = -65.7$ [kN]

尾筒 $T_{max} = 76.5$ [kN] $T_{min} = 47.1$ [kN]

4.構造照査

4)強度照査

以上2)3)より、設計荷重等を下表にまとめる

	せん断 S _{max} [kN]	曲げ M _{max} [kN・m]	引張 T _{max} [kN]	圧縮 P _{max} [kN]	鋼管外径 φ [mm]	板厚 t [mm]	断面積 A [cm ²]	断面定数 W [cm ³]
i) 上部鋼管	11.6	137	-	65.7	558.8	12.7	218	2909
ii) 尾筒	4	156	76	-	558.8	16	273	3600

i) 上部鋼管

[a] 発生応力度

$$\begin{aligned} \sigma &= |P|_{\max}/A + |M|_{\max}/W \\ &= 3.02 + 47.1 = 50.1 < 210 \text{ N/mm}^2 \quad \dots \text{OK} \\ \tau &= |S|_{\max} / 0.5A = 1.07 < 120 \text{ N/mm}^2 \quad \dots \text{OK} \end{aligned}$$

[b] 座屈照査

荷重表より、**座屈照査する**

$$\sigma_1 = |P_{\max}|/A = 3.02 < 45.0 \text{ N/mm}^2 \text{ (座屈応力)} \quad \dots \text{OK}$$

座屈応力

$$\sigma_a = 1E+06 / (6700 + (\beta L/k)^2)$$

$$= 45.0 \text{ [N/mm}^2]$$

β: 端末条件 2.1

細長比

L: 長さ 13.0 [m]

$$\beta L/k = 141 > 92.0$$

k: 断面2次半径 193.1 [mm]

圧縮力

$$P_{\max} = 65.7 \text{ [kN]}$$

表-3.2.2(a) 局部座屈を考慮しない許容軸方向圧縮応力度
(溶接箱形断面以外の場合)

(N/mm²)

鋼種	SS400 SM400 SMA400W	SM490	SM490Y SM520 SMA490W	SM570 SMA570W
板厚 (mm)				
40 以下	$140: \frac{l}{r} \leq 18$ $140 - 0.82 \left(\frac{l}{r} - 18 \right):$ $18 < \frac{l}{r} \leq 92$ $\frac{1,200,000}{6,700 + \left(\frac{l}{r} \right)^2} :$ $92 < \frac{l}{r}$	$185: \frac{l}{r} \leq 16$ $185 - 1.2 \left(\frac{l}{r} - 16 \right):$ $16 < \frac{l}{r} \leq 79$ $\frac{1,200,000}{5,000 + \left(\frac{l}{r} \right)^2} :$ $79 < \frac{l}{r}$	$210: \frac{l}{r} \leq 15$ $210 - 1.5 \left(\frac{l}{r} - 15 \right):$ $15 < \frac{l}{r} \leq 75$ $\frac{1,200,000}{4,400 + \left(\frac{l}{r} \right)^2} :$ $75 < \frac{l}{r}$	$255: \frac{l}{r} \leq 18$ $255 - 2.1 \left(\frac{l}{r} - 18 \right):$ $18 < \frac{l}{r} \leq 67$ $\frac{1,200,000}{3,500 + \left(\frac{l}{r} \right)^2} :$ $67 < \frac{l}{r}$

4.構造照査

ii)尾筒

[a]発生応力度

$$\begin{aligned}\sigma &= |T|_{\max}/A + |M|_{\max}/W \\ &= 2.80 + 43.4 = 46.2 < 210 \text{ N/mm}^2 && \dots \text{ OK} \\ \tau &= |S|_{\max} / 0.5A = 0.27 < 120 \text{ N/mm}^2 && \dots \text{ OK}\end{aligned}$$

[b]座屈照査

荷重表より、座屈照査しない

5.安定性

5. 安定性の確認

傾斜がごく小さい時の静的安定性について検討する。

O:原点(任意)、B:浮心、G:重心、K:キール(浮力体底面)

施設が海底に係留されている時、

浮力体は常に水面下に位置し、浮力及び浮心位置は常に一定である。

復元モーメントと転倒モーメントの合成が、復元方向であればよい。

以下、点R(尾筒下端)まわりのモーメントについて、

	部位	浮力 [kN]	自重※ [kN]	潮流力 [kN]	区間中心 位置[m]
乾舷	檣	-	42.1	-	62.2
	上部鋼管	-	20.4	-	55.0
喫水	上部鋼管	7.4	7.5	0.07	48.5
	浮力体	199.1	69.1	0.37	45.3
	尾筒(上)	51.4	51.8	0.48	33.1
	尾筒(下)	51.4	51.8	0.40	12.4
	ジョイント	5.409	19.8	0.0	1.0

	力[kN]	中心[m]
浮力	307	36.9
自重	-262	36.6
潮流力	-1.3	31.1

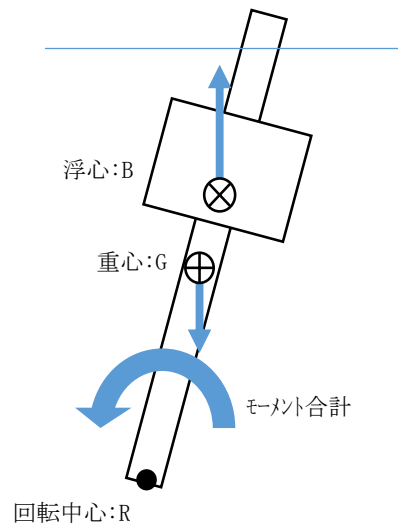
波などによる喫水の変動を考慮し、ここでは上部鋼管の浮力を加味しない。

潮流力のみ作用するとき、浮体の傾き ϕ は

$$\phi = 1.35 \text{ [deg]}$$

で平衡(つりあい)状態となる。

	浮体の傾き ϕ [deg]				
	0	1.35	5	10	20
	モーメント(復元方向正) [kN・m]				
浮力	0	267	989	1971	3883
自重	0	-226	-837	-1667	-3284
潮流力	-41	-41	-41	-41	-41
復元モーメント	-41	0	112	263	558



[補足]

重心および浮心の位置は常に一定であるため、合計モーメントの方向は常に上記の ϕ に復元する方向にはたらき、施設は転覆しない。

6.水圧照査(その1)

6. 水圧に対する強度照査

1)浮力体-上面板

浮力体上面が、基本水準面から 7.3 m の水深に位置しているとする。

このとき、鋼板が受ける流体力は、 静水圧:P1= 73.6 kN/m²

i) 四辺固定板の照査

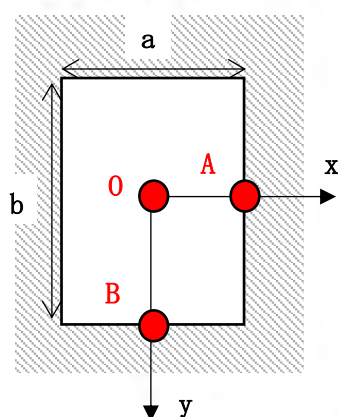
中央の鋼管および隔壁で区切られたパネルを長方形とみなし、

四辺固定板モデルとして強度照査する。

四辺固定板(短辺:a[mm],長辺:b[mm])に等分布荷重qが作用した場合の

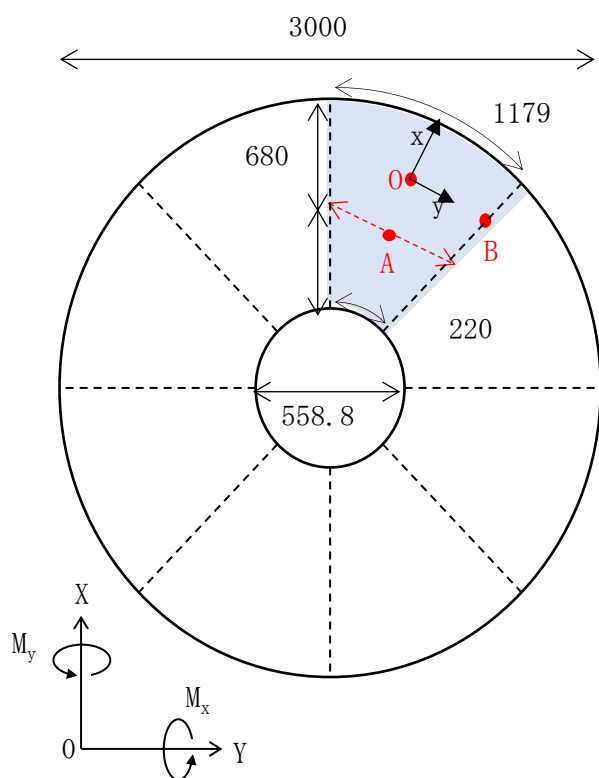
曲げモーメントは、次式から求められる。

(1) 等分布荷重を受ける周辺固定板の 曲げモーメント ($\nu=0.3$)



b/a	x=a/2, y=0	x=0, y=b/2	x=0, y=0	x=0, y=0
	$M_x = \beta \cdot p_0 \cdot a^2$ β	$M_y = \beta \cdot p_0 \cdot a^2$ β	$M_x = \beta \cdot p_0 \cdot a^2$ β	$M_y = \beta \cdot p_0 \cdot a^2$ β
1.0	-0.0513	-0.0513	0.0231	0.0231
1.1	-0.0581	-0.0538	0.0264	0.0231
1.2	-0.0639	-0.0554	0.0299	0.0228
1.3	-0.0687	-0.0563	0.0327	0.0222
1.4	-0.0726	-0.0568	0.0349	0.0212
1.5	-0.0757	-0.0570	0.0368	0.0203
1.6	-0.0780	-0.0571	0.0381	0.0193
1.7	-0.0799	-0.0571	0.0392	0.0182
1.8	-0.0812	-0.0571	0.0401	0.0174
1.9	-0.0822	-0.0571	0.0407	0.0165
2.0	-0.0829	-0.0571	0.0412	0.0158
∞	-0.0833	-0.0571	0.0417	0.0125

6.水圧照査(その1)



作用圧力 (kN/m ²)		73.6	
パネル形状	a	(mm)	680
	b		1179
縦横比	b / a		1.7
パネル板厚	t	(mm)	9
モーメント係数 β	O点	M_x	0.0392
		M_y	0.0182
	A点	M_x	-0.0799
曲げモーメントM (kN.m/m)	O点	M_x	1.335
		M_y	0.620
	A点	M_x	-2.72
発生応力度 σ (N/mm ²)	O点	σ_x	98.9 OK
		σ_y	45.9 OK
	A点	σ_x	201 OK
許容応力度	B点	σ_y	144 OK
		σ_a (N/mm ²)	210
	発生せん断応力度 τ (N/mm ²)	τ (N/mm ²)	1.8 OK
許容応力度	τ_a (N/mm ²)	120	

6.水圧照査(その1)

ii)補強材(赤)の照査

単純支持はりモデルとして

はりにかかる均等荷重

$$q = 73.6 \times 0.680 = 50.1 \text{ kN/m}$$

最大モーメント

$$M = 50.1 \times 0.700^2 / 8 = 3.1 \text{ kN.m}$$

最大せん断力

$$S = 50.1 \times 0.700 / 2 = 17.5 \text{ kN}$$

リブサイズ

$$\text{FB } 90 \times 6 \quad [\text{SS400}]$$

フランジの有効幅

$$2b = 680 \text{ mm}$$

$$b/1 = 0.486 \rightarrow \lambda = 105 \text{ mm}$$

断面定数

				A (mm ²)	y (mm)	Ay (mm ³)	Ay ² (mm ⁴)	I (mm ⁴)
1	- Shl. PL	210	× 9	1889	49.5	93500	4628250	12750
2	- Web. PL	90	× 6	540	0	0	0	364500
				2429		93500	4628250	377250
								-3600221
								1405279

$$e = 38.5 \text{ mm}$$

$$W_1 = 90663 \text{ mm}^3$$

$$W_2 = 23228 \text{ mm}^3$$

発生応力度(点A:はり中央)

$$\sigma_1 = M/W_1 = 34.2 < 210 \text{ N/mm}^2 \text{ (圧縮)} \quad \dots \text{ OK}$$

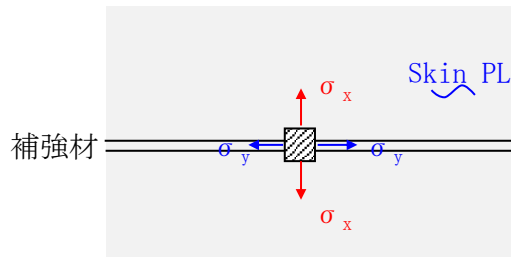
$$\sigma_2 = M/W_2 = 134 < 210 \text{ N/mm}^2 \text{ (引張)} \quad \dots \text{ OK}$$

$$\tau = S/A_S = 32.4 < 120 \text{ N/mm}^2 \quad \dots \text{ OK}$$

6.水圧照査(その1)

iii) 二軸応力状態の照査

点Aにおける二軸応力



$$\left(\frac{\sigma_x}{\sigma_a} \right)^2 - \left(\frac{\sigma_x}{\sigma_a} \right) \left(\frac{\sigma_y}{\sigma_a} \right) + \left(\frac{\sigma_y}{\sigma_a} \right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_a} \right)^2 = 1.18 \leq 1.2 \quad \dots \text{OK}$$

$\sigma_x = 201.5 \text{ N/mm}^2$: 周方向応力度 ※引張方向正
$\sigma_y = -34.2 \text{ N/mm}^2$: 径方向応力度 ※引張方向正
$\sigma_a = 210 \text{ N/mm}^2$: 許容応力度
$\tau = 32.4 \text{ N/mm}^2$: せん断応力度
$\tau_a = 120 \text{ N/mm}^2$: 許容応力度

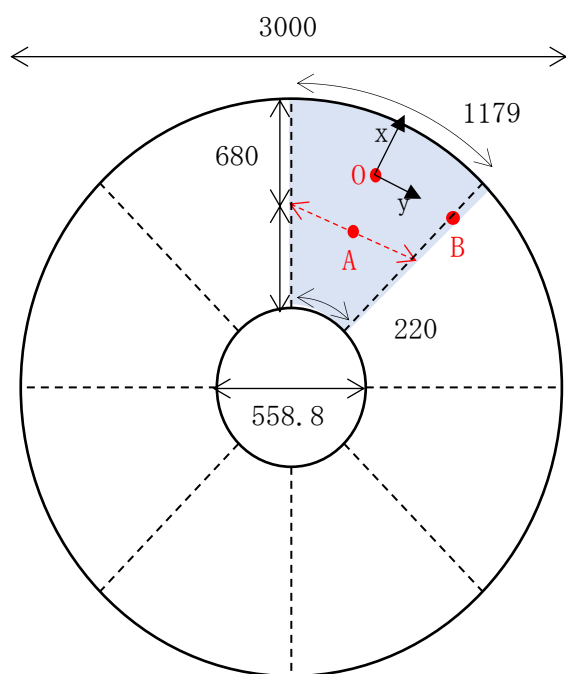
6.水圧照査(その1)

2) 浮力体-底板

浮力体底面が、基本水準面から 10.8 m の水深に位置しているとする。

このとき、鋼板が受ける流体力は、 静水圧: $P_1 = 109 \text{ kN/m}^2$

i) 四辺固定板の照査



作用圧力 (kN/m ²)			109
パネル形状	a	(mm)	680
	b		1179
縦横比	b / a		1.7
パネル板厚	t	(mm)	12
モーメント係数 β	O点	M_x	0.0392
		M_y	0.0182
	A点	M_x	-0.0799
曲げモーメントM (kN.m/m)	O点	M_x	1.975
		M_y	0.917
	B点	M_y	-2.88
発生応力度 σ (N/mm ²)	O点	σ_x	82.3 OK
		σ_y	38.2 OK
	A点	σ_x	168 OK
		σ_y	120 OK
許容応力度	σ_a (N/mm ²)	210	
発生せん断応力度	τ (N/mm ²)	1.96 OK	
許容応力度	τ_a (N/mm ²)	120	

6.水圧照査(その1)

ii)補強材(赤)の照査

単純支持はりモデルとして

はりにかかる均等荷重

$$q = 109.0 \times 0.680 = 74.1 \text{ kN/m}$$

最大モーメント

$$M = 74.1 \times 0.700^2 / 8 = 4.5 \text{ kN.m}$$

最大せん断力

$$S = 74.1 \times 0.700 / 2 = 25.9 \text{ kN}$$

リブサイズ

$$\text{FB } 90 \times 6 \quad [\text{SS400}]$$

フランジの有効幅

$$2b = 680 \text{ mm}$$

$$b/1 = 0.486 \rightarrow \lambda = 105 \text{ mm}$$

断面定数

				A (mm ²)	y (mm)	Ay (mm ³)	Ay ² (mm ⁴)	I (mm ⁴)
1	- Shl. PL	210	× 12	2519	51.0	128444	6550667	30222
2	- Stf. PL	90	× 6	540	0	0	0	364500
				3059		128444	6550667	394722
								-5395227
								1550162

$$e = 42.0 \text{ mm}$$

$$W_1 = 103344 \text{ mm}^3$$

$$W_2 = 25836 \text{ mm}^3$$

発生応力度(はり中央)

$$\sigma_1 = M/W_1 = 43.5 < 210 \text{ N/mm}^2 \text{ (圧縮)} \quad \dots \text{ OK}$$

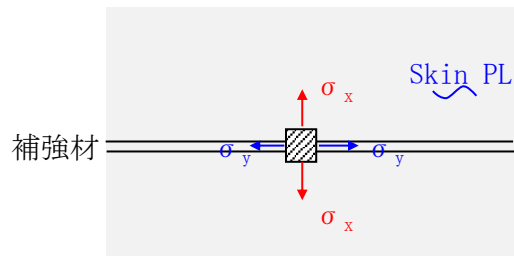
$$\sigma_2 = M/W_2 = 174 < 210 \text{ N/mm}^2 \text{ (引張)} \quad \dots \text{ OK}$$

$$\tau = S/A_S = 48.0 < 120 \text{ N/mm}^2 \quad \dots \text{ OK}$$

6.水圧照査(その1)

iii) 二軸応力状態の照査

点Aにおける二軸応力



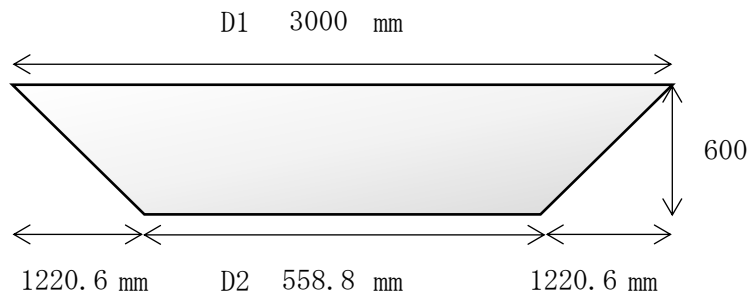
$$\left(\frac{\sigma_x}{\sigma_a} \right)^2 - \left(\frac{\sigma_x}{\sigma_a} \right) \left(\frac{\sigma_y}{\sigma_a} \right) + \left(\frac{\sigma_y}{\sigma_a} \right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_a} \right)^2 = 1.01 \leq 1.2 \quad \dots \text{OK}$$

$\sigma_x = 168 \text{ N/mm}^2$: 周方向応力度	※引張方向正
$\sigma_y = -43.5 \text{ N/mm}^2$: 径方向応力度	※引張方向正
$\sigma_a = 210 \text{ N/mm}^2$: 許容応力度	
$\tau = 48.0 \text{ N/mm}^2$: せん断応力度	
$\tau_a = 120 \text{ N/mm}^2$: 許容応力度	

6.水圧照査(その1)

iv) 斜板としての照査

斜板の外観図は、以下の通りである。



①円錐シェルとしての照査

$$N_{\theta} = \frac{q \cdot x \cdot \cos \phi_0}{\sin^2 \phi_0} = 69.0 \text{ N/mm} \quad \text{at } x = 137 \text{ mm}$$

$$= 370 \text{ N/mm} \quad \text{at } x = 737 \text{ mm}$$

$$\rightarrow \sigma_{\theta} = \frac{N_{\theta}}{t} = 7.67 < 210 \text{ N/mm}^2 \quad \text{at } x = 137 \text{ mm} \dots \text{OK}$$

$$= 41.2 < 210 \text{ N/mm}^2 \quad \text{at } x = 737 \text{ mm} \dots \text{OK}$$

$$N_s = \frac{q \cdot x}{2} \frac{\cos \phi_0}{\sin^2 \phi_0} \left(1 - \frac{h_0^2}{x^2} \right) = 179 \text{ N/mm} \quad \text{at } x = 737 \text{ mm}$$

$$\rightarrow \sigma_s = \frac{N_s}{t} = 19.9 < 210 \text{ N/mm}^2 \quad \text{at } x = 737 \text{ mm} \dots \text{OK}$$

ここで、 q : 静水圧 (= 0.109 N/mm^2)

$$\cos \phi_0 = 0.897$$

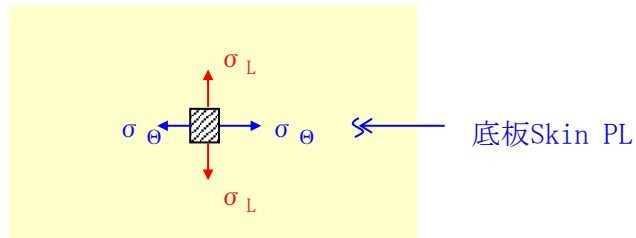
$$\sin \phi_0 = 0.441$$

h_0 : 円錐切欠き高さ (= 137 mm)

t : シェル厚 (= 9 mm)

6.水圧照査(その1)

②二軸応力状態の照査



$$\left(\frac{\sigma_{\theta}}{\sigma_a} \right)^2 - \left(\frac{\sigma_{\theta}}{\sigma_a} \right) \left(\frac{\sigma_L}{\sigma_a} \right) + \left(\frac{\sigma_L}{\sigma_a} \right)^2 = 0.029 \leq 1.2 \quad \dots \text{OK}$$

$\sigma_{\theta} = -41.2 \text{ N/mm}^2$: 周方向膜応力度 ※引張方向正
$\sigma_L = -19.9 \text{ N/mm}^2$: 長さ方向膜応力度 ※引張方向正
$\sigma_a = 210 \text{ N/mm}^2$	

③座屈照査

$$P_k = 2.4 \cdot E \cdot \left(\frac{r_1}{L'} \right) \cdot \left(\frac{t}{r_1} \right)^{2.5} = 1.20 \text{ N/mm}^2 > q \quad \dots \text{OK}$$

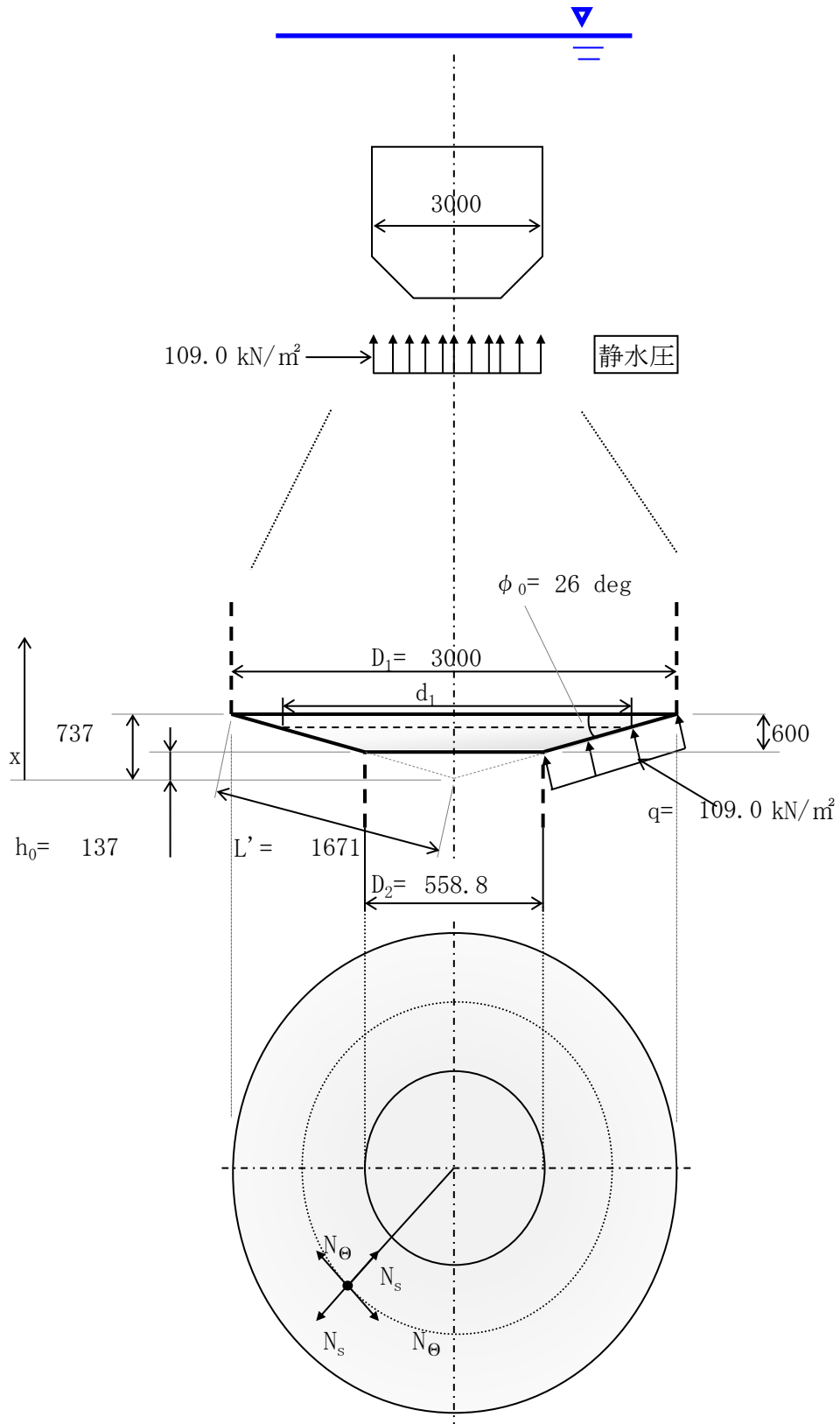
ここで、E : 弾性係数(= 200000 N/mm²)

r₁ : 外周半径(= 1500 mm)

r₂ : 内周半径(= 279.4 mm)

L' : 円錐辺長(= 1671 mm)

6.水圧照査(その1)



6.水圧照査(その1)

3) 浮力体-側板

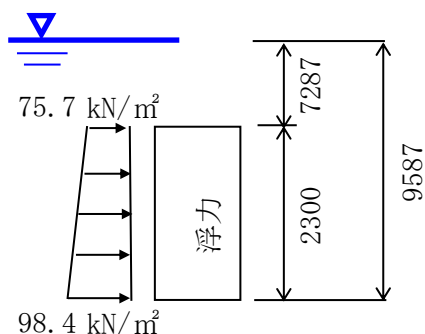
側板の強度は静水圧, 潮流力, 波力の合成作用力に対して確保するものとする。

i) 作用荷重

右図より、大きい方

作用圧力:P= 98.4 kN/m²

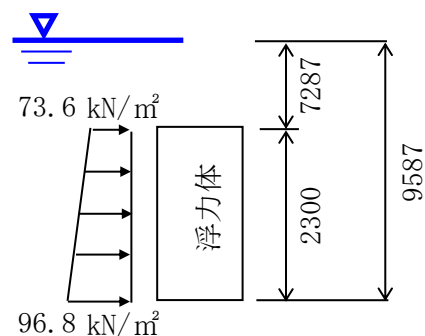
内訳は、以下の通り。



[a] 静水圧

$$\begin{aligned} f_w &= \rho_0 \cdot g \cdot z \\ &= 73.6 \text{ kN/m}^2 \quad \text{at } z = 7.3 \text{ m} \\ &= 96.8 \text{ kN/m}^2 \quad \text{at } z = 9.587 \text{ m} \end{aligned}$$

$\rho_0 = 1.03 \text{ t/m}^3$: 海水の密度
$g = 9.81 \text{ m/s}^2$: 重力加速度
$z = 9.587 \text{ m}$: 水深

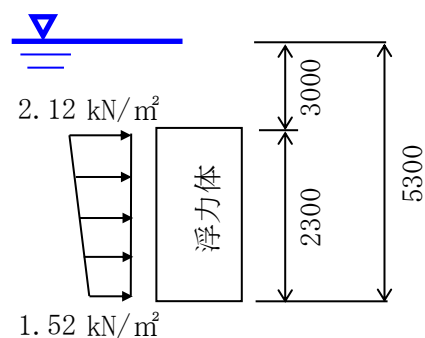


[b] 流体力

定常流中に置かれた浮体に作用する流体力 f_D

$$\begin{aligned} f_D &= \frac{1}{2} C_D \rho_0 V^2 \\ &= 2.12 \text{ kN/m}^2 \quad \text{at } z = 3.0 \text{ m} \\ &= 1.52 \text{ kN/m}^2 \quad \text{at } z = 5.300 \text{ m} \end{aligned}$$

$C_D = 1.0$: 抗力係数
$\rho_0 = 1.03 \text{ t/m}^3$: 海水の密度
$1/a = 1.167$	



$$\begin{aligned} \text{流速総和 } V &= V_w + V_T + V_B & 2.03 \text{ m/sec} \\ & & 1.72 \text{ m/sec} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{波粒子速度 } V_w & & 0.969 \text{ m/sec} \quad \text{at } z = 3.0 \text{ m} \\ & & 0.693 \text{ m/sec} \quad \text{at } z = 5.3 \text{ m} \end{aligned}$$

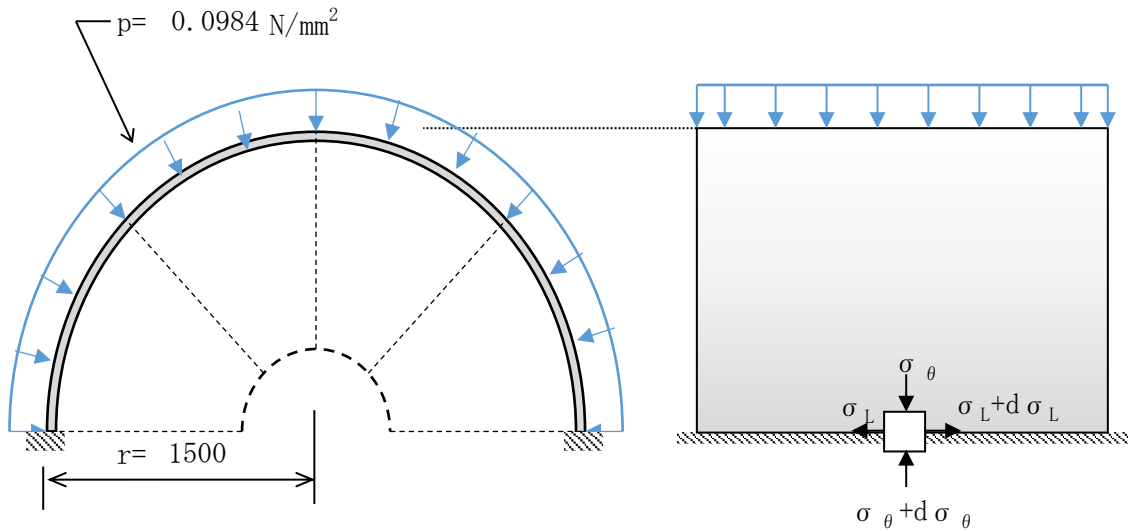
$$\begin{aligned} \text{潮流速度 } V_T & & 0.255 \text{ m/sec} \quad \text{at } z = 3.0 \text{ m} \\ & & 0.253 \text{ m/sec} \quad \text{at } z = 5.3 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{吹送流速 } V_B & & 0.804 \text{ m/sec} \quad \text{at } z = 3.0 \text{ m} \\ & & 0.770 \text{ m/sec} \quad \text{at } z = 5.3 \text{ m} \end{aligned}$$

6.水圧照査(その1)

ii)円筒シェルとしての照査

①外圧が作用する薄肉円筒構造の照査



円周方向

$$\sigma_{\theta} = \frac{p \cdot r}{t} = 16.4 < 210 \text{ N/mm}^2 \quad \dots \text{OK}$$

高さ方向

$$\sigma_L = \frac{p \cdot r}{2 \cdot t} = 8.20 < 210 \text{ N/mm}^2 \quad \dots \text{OK}$$

ここで、p: 作用圧(= 0.0984 N/mm²)

r: シェル半径(= 1500 mm)

t: シェル厚(= 9 mm)

(発生応力度が小さいため2軸応力の照査は省略する.)

6.水圧照査(その1)

②アーチの圧壊照査

荷重はi)より

$P = 98.4 \text{ kN/m}^2$

圧壊強度は

$$Pr = \frac{E \cdot I}{L \cdot r^3} [(\pi/\alpha)^2 - 1] = 3.42 \text{ N/mm}^2$$

$$\rightarrow 3423 \text{ kN/m}^2 > P$$

... OK

- ここで、E: 弾性係数 (= 200000 N/mm²)
- I: 断面二次モーメント (= 2E+06 mm⁴) (iii)②にて後述)
- r: アーチ半径 (= 1500 mm)
- α: 隔壁配置角 (= π / 4 = 45 deg)
- L: 補強材配置間隔 (= 575 mm) (iii)①にて後述)

図 1-7-2 均等外圧をうける周輪および弧状アーチの圧壊圧力算定法
第 8-16 表

屈半波数	4	2	
圧壊圧力	$p_k = \frac{3EI}{r^3}$	$p_k = \frac{EI}{r^3} \left[\left(\frac{\pi}{\alpha} \right)^2 - 1 \right]$	$p_k = \frac{EI}{r^3} (k^2 - 1)$

ただし、k は次式または次表によって定まる。 $k \cdot \tan \alpha \cdot \cot k\alpha = 1$

α	30°	60°	90°	120°	150°	180°
k	8.621	4.375	3	2.364	2.066	2

船舶工学便覧 (日本造船学会編) 8. 1. 7. 2 p. 449

6.水圧照査(その1)

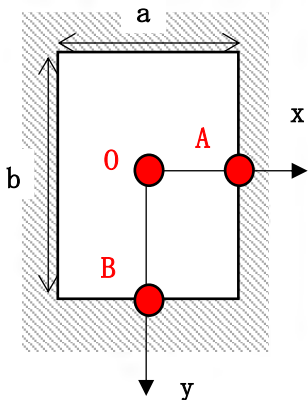
iii) 変形後の強度照査

漂流物の衝突等、想定外の荷重によって側板の円筒形状が巨視的に崩れた場合(上記ii)の各式が適用できなくなった場合)について、検討する。

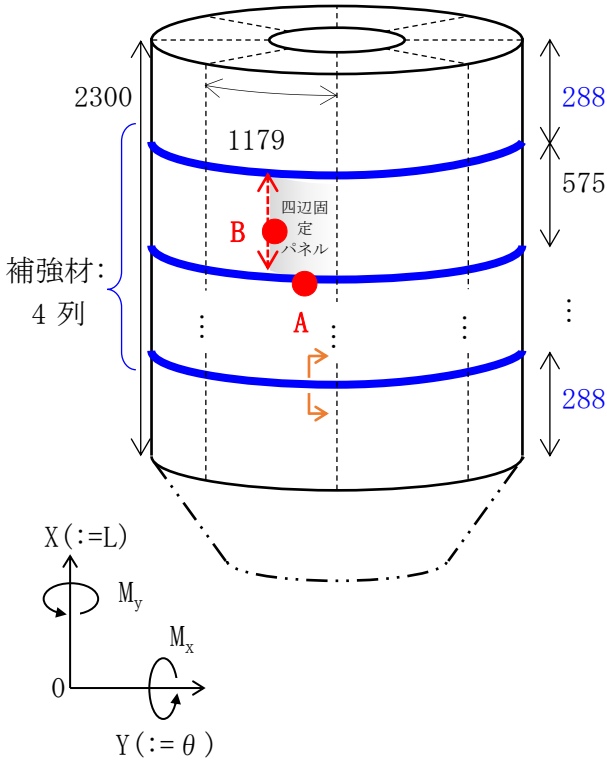
①側板パネルの照査

アーチ形状が崩れた箇所の側板を平板と見做し、
隔壁と補強材で支持された四辺固定板モデルとして照査する。
補強材は高さ方向に 4 列配置する。

(1) 等分布荷重を受ける周辺固定板の 曲げモーメント ($\nu=0.3$)



b/a	x=a/2, y=0	x=0, y=b/2	x=0, y=0	x=0, y=0
	$M_x = \beta \cdot p_0 \cdot a^2$ β	$M_y = \beta \cdot p_0 \cdot a^2$ β	$M_x = \beta \cdot p_0 \cdot a^2$ β	$M_y = \beta \cdot p_0 \cdot a^2$ β
1.0	-0.0513	-0.0513	0.0231	0.0231
1.1	-0.0581	-0.0538	0.0264	0.0231
1.2	-0.0639	-0.0554	0.0299	0.0228
1.3	-0.0687	-0.0563	0.0327	0.0222
1.4	-0.0726	-0.0568	0.0349	0.0212
1.5	-0.0757	-0.0570	0.0368	0.0203
1.6	-0.0780	-0.0571	0.0381	0.0193
1.7	-0.0799	-0.0571	0.0392	0.0182
1.8	-0.0812	-0.0571	0.0401	0.0174
1.9	-0.0822	-0.0571	0.0407	0.0166
2.0	-0.0829	-0.0571	0.0412	0.0158
∞	-0.0833	-0.0571	0.0417	0.0125



作用圧力 (kN/m ²)		98.4	
パネル形状	a (mm)	575	
	b (mm)	590	
縦横比	b/a	1	
パネル板厚	t (mm)	9	
モーメント 係数 β	○点	M_L	0.0231
		M_θ	0.0231
	A点	M_L	-0.0513
		M_θ	-0.0513
曲げモーメントM (kN.m/m)	○点	M_L	0.75
		M_θ	0.75
	A点	M_L	-1.67
		M_θ	-1.67
発生応力度 σ (N/mm ²)	○点	σ_L	55.6 OK
		σ_θ	55.6 OK
	A点	σ_L	124 OK
		σ_θ	124 OK
許容応力度	σ_a (N/mm ²)	210	
発生せん断応力度	τ (N/mm ²)	2.15 OK	
許容応力度	τ_a (N/mm ²)	120	

6.水圧照査(その1)

②補強材(青)の照査

側板が受ける水圧 p に対し、補強材と側板(有効幅 λ)が成すフレームによって、浮力体が変形後の形状を維持できることを確認する。

補強材のアーチ形状が崩れている状態を想定する。

◆フレームについて、単純支持はりモデルとして

はりにかかる均等荷重

$$q = 98.4 \times 0.575 = 56.6 \text{ kN/m}$$

最大モーメント

$$M = 56.6 \times 1.179^2 / 8 = 9.8 \text{ kN.m}$$

最大せん断力

$$S = 56.6 \times 1.179 / 2 = 33.4 \text{ kN}$$

リブサイズ

$$L - 100 \times 50 \times 9 \quad [\text{SS400}]$$

フランジの有効幅

$$2b = 576 \text{ mm}$$

$$b/l = 0.244 \rightarrow \lambda = 176 \text{ mm}$$

断面定数

					A (mm ²)	y (mm)	Ay (mm ³)	Ay ² (mm ⁴)	I (mm ⁴)
1	-	Shl. PL	353	× 9	3173	50.0	158630	7931520	21415
2	-	Web. PL	91	× 9	819	0	0	0	565178
3	-	Stf. PL	50	× 9	450	-50.0	-22500	1125000	3038
					4442		136130	9056520	589631
									-4158944
									5487207

$$e = 30.6 \text{ mm}$$

$$W_1 = 229590 \text{ mm}^3$$

$$W_3 = 64480 \text{ mm}^3$$

発生応力度(はり中央)

$$\sigma_1 = M/W_1 = 42.7 < 210 \text{ N/mm}^2 \text{ (圧縮)} \quad \dots \text{ OK}$$

$$\sigma_3 = M/W_3 = 152 < 210 \text{ N/mm}^2 \text{ (引張)} \quad \dots \text{ OK}$$

$$\tau = S/A_s = 40.8 < 120 \text{ N/mm}^2 \quad \dots \text{ OK}$$

6.水圧照査(その1)

◆シェル構造としてのフルムの照査

円周方向

$$\sigma_{\theta} = \frac{p \cdot \pi r L}{n \cdot 2A} = 33.4 < 210 \text{ N/mm}^2 \quad \dots \text{OK}$$

ここで

$\pi r L$: 半径 r 高さ L の円柱が変形した時の投影面積の最大値

n : 補強材の本数

◆シェル応力に対する座屈照査

補強材方向

$$\sigma_{\theta} = 33.4 < 102.9 \text{ [N/mm}^2] \quad \dots \text{OK}$$

座屈応力

$$\sigma_a = 1.2E+06 / (6700 + (\beta L/k)^2)$$

$$= 102.9 \text{ [N/mm}^2]$$

β : 端末条件 2.1

L : 長さ 1.179 [m]

細長比

$$\beta L/k = 70.4 < 92$$

k : 断面2次半径 35.1 [mm]

表-3.2.2(a) 局部座屈を考慮しない許容軸方向圧縮応力度
(溶接箱形断面以外の場合)

(N/mm²)

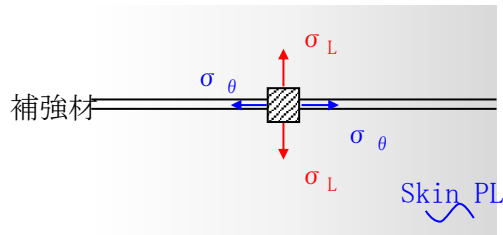
鋼種	SS400 SM400 SMA400W	SM490	SM490Y SM520 SMA490W	SM570 SMA570W
板厚 (mm)				
40 以下	$140: \frac{l}{r} \leq 18$ $140 - 0.82 \left(\frac{l}{r} - 18 \right):$ $18 < \frac{l}{r} \leq 92$ $\frac{1,200,000}{6,700 + \left(\frac{l}{r} \right)^2}:$ $92 < \frac{l}{r}$	$185: \frac{l}{r} \leq 16$ $185 - 1.2 \left(\frac{l}{r} - 16 \right):$ $16 < \frac{l}{r} \leq 79$ $\frac{1,200,000}{5,000 + \left(\frac{l}{r} \right)^2}:$ $79 < \frac{l}{r}$	$210: \frac{l}{r} \leq 15$ $210 - 1.5 \left(\frac{l}{r} - 15 \right):$ $15 < \frac{l}{r} \leq 75$ $\frac{1,200,000}{4,400 + \left(\frac{l}{r} \right)^2}:$ $75 < \frac{l}{r}$	$255: \frac{l}{r} \leq 18$ $255 - 2.1 \left(\frac{l}{r} - 18 \right):$ $18 < \frac{l}{r} \leq 67$ $\frac{1,200,000}{3,500 + \left(\frac{l}{r} \right)^2}:$ $67 < \frac{l}{r}$

6.水圧照査(その1)

◆パネル応力、はり応力、シェル応力の合成

$$\begin{aligned} \sigma_{\theta} &= 42.7 + 33.4 = 76.1 < 210 \text{ N/mm}^2 \text{ (圧縮)} && \dots \text{ OK} \\ \sigma_L &= 124 - 8.20 = 115 < 210 \text{ N/mm}^2 \text{ (引張)} && \dots \text{ OK} \end{aligned}$$

◆A点(はりの中央)における二軸応力状態



$$\left(\frac{\sigma_{\uparrow}}{\sigma_a} \right)^2 - \left(\frac{\sigma_{\uparrow}}{\sigma_a} \right) \left(\frac{\sigma_L}{\sigma_a} \right) + \left(\frac{\sigma_L}{\sigma_a} \right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_a} \right)^2 = 0.81 \leq 1.2 \dots \text{ OK}$$

$\sigma_{\theta} = -76.1 \text{ N/mm}^2$: 周方向応力度 ※引張方向正
$\sigma_L = 124 \text{ N/mm}^2$: 長さ方向応力度 ※引張方向正
$\sigma_a = 210 \text{ N/mm}^2$: 許容応力度
$\tau = 40.8 \text{ N/mm}^2$: せん断応力度
$\tau_a = 120 \text{ N/mm}^2$: 許容応力度

6.水圧照査(その1)

③補強材(赤)の照査

◆単純支持はりモデルとして

はりにかかる均等荷重

$$q = 98.4 \times 0.590 = 58.0 \text{ kN/m}$$

最大モーメント

$$M = 58.0 \times 0.575^2 / 8 = 2.40 \text{ kN.m}$$

最大せん断力

$$S = 58.0 \times 0.575 / 2 = 16.7 \text{ kN}$$

リブサイズ

$$\text{FB } 75 \times 6 \quad [\text{SS400}]$$

フランジの有効幅

$$2b = 590 \text{ mm}$$

$$b/1 = 0.513 \rightarrow \lambda = 86 \text{ mm}$$

断面定数

				A (mm ²)	y (mm)	Ay (mm ³)	Ay ² (mm ⁴)	I (mm ⁴)
1	- Shl. PL	173	× 9	1553	42.0	65211	2738842	10480
2	- Stf. PL	75	× 6	450	0	0	0	210938
				2003		65211	2738842	221418
								-2128317
								831943

$$e = 32.6 \text{ mm}$$

$$W_1 = 59852 \text{ mm}^3$$

$$W_2 = 16186 \text{ mm}^3$$

発生応力度(はり中央)

$$\sigma_1 = M/W_U = 40.1 < 210 \text{ N/mm}^2 \text{ (圧縮)} \quad \dots \text{ OK}$$

$$\sigma_2 = M/W_L = 148 < 210 \text{ N/mm}^2 \text{ (引張)} \quad \dots \text{ OK}$$

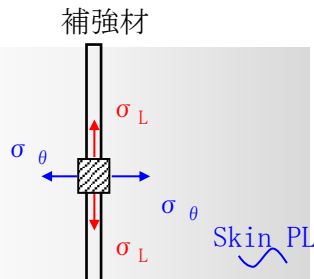
$$\tau = S/A_S = 37.1 < 120 \text{ N/mm}^2 \quad \dots \text{ OK}$$

6.水圧照査(その1)

◆パネル応力、はり応力、シェル応力の合成

$$\begin{aligned}\sigma_{\theta} &= 124 - 16.4 = 107 < 210 \text{ N/mm}^2 \text{ (引張)} && \dots \text{ OK} \\ \sigma_L &= 40.1 + 8.20 = 48.3 < 210 \text{ N/mm}^2 \text{ (圧縮)} && \dots \text{ OK}\end{aligned}$$

◆B点(はりの中央)における二軸応力状態



$$\left(\frac{\sigma_{\uparrow}}{\sigma_a} \right)^2 - \left(\frac{\sigma_{\uparrow}}{\sigma_a} \right) \left(\frac{\sigma_L}{\sigma_a} \right) + \left(\frac{\sigma_L}{\sigma_a} \right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_a} \right)^2 = 0.63 \leq 1.2 \dots \text{ OK}$$

$\sigma_{\theta} =$	124 N/mm ²	: 周方向応力度	※引張方向正
$\sigma_L =$	-48 N/mm ²	: 長さ方向応力度	※引張方向正
$\sigma_a =$	210 N/mm ²	: 許容応力度	
$\tau =$	37.1 N/mm ²	: せん断応力度	
$\tau_a =$	120 N/mm ²	: 許容応力度	

6.水圧照査(その1)

4) 浮力体-隔壁

外板の亀裂から浮力体内に浸水した状態を想定する。

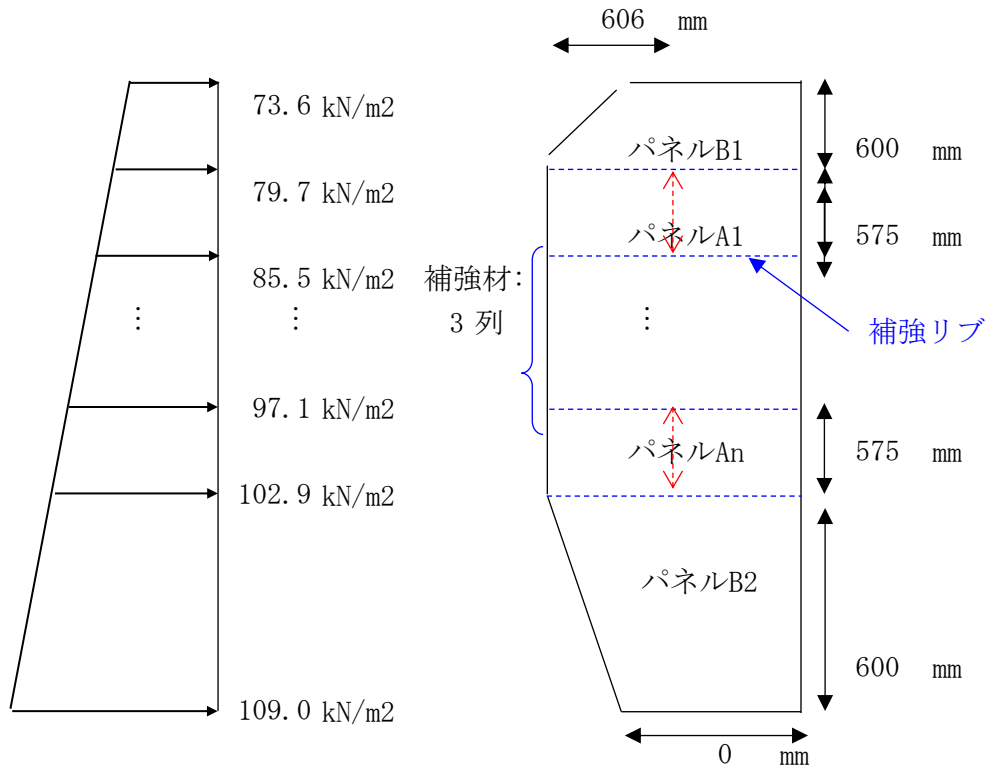
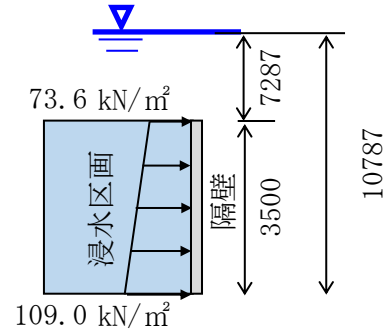
浸水時においては、静水圧 109.0 kN/m² が内部隔壁に作用するものとする。

浮力体は常に水面下にあることから、浸水区画は満水であるとして検討する。

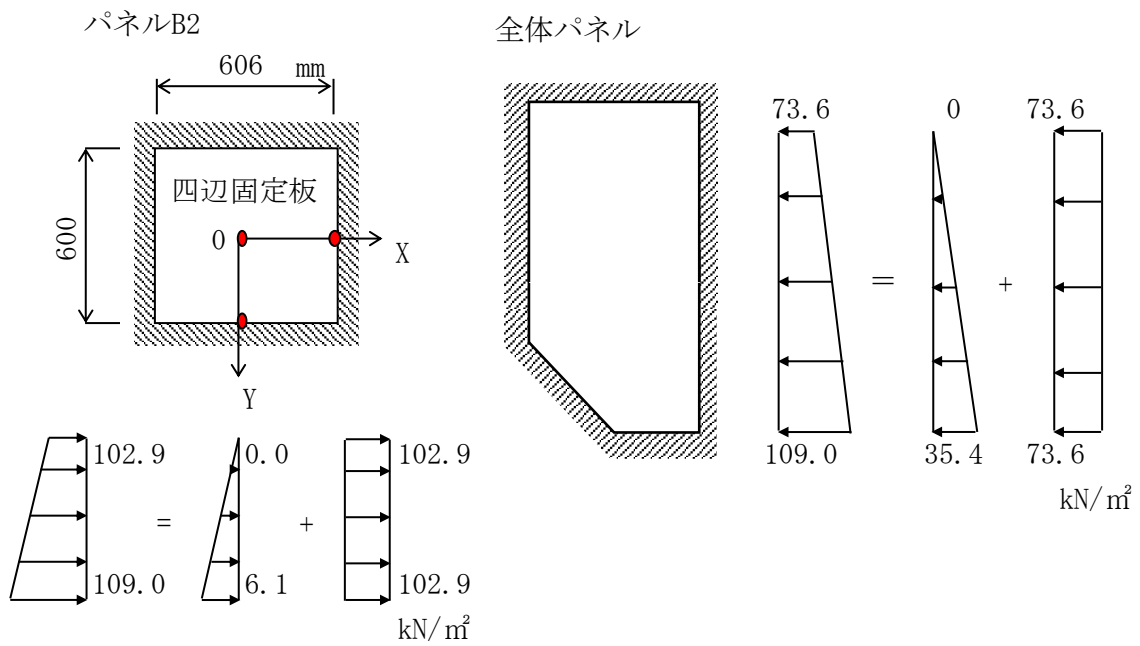
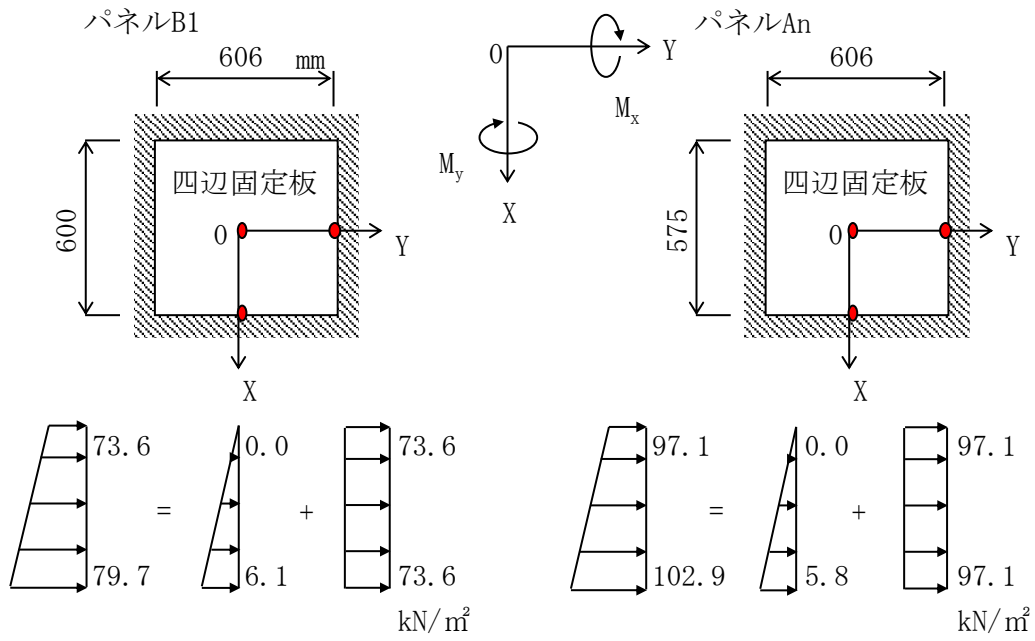
i) 水圧分布

$$\begin{aligned}
 f_w &= \rho_0 \cdot g \cdot z \\
 &= 73.6 \text{ kN/m}^2 \quad \text{at } z = 7.29 \text{ m} \\
 &= 109.0 \text{ kN/m}^2 \quad \text{at } z = 10.79 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$\rho_0 = 1.03 \text{ t/m}^3$: 海水の密度
$g = 9.81 \text{ m/s}^2$: 重力加速度



6.水圧照査(その1)



6.水圧照査(その1)

ii) パネル照査

[a] 全体パネル

全体パネル外縁線に加わるせん断荷重は

$$S = (p_1 + p_2) / 2 \times A$$

$$= 387.2 \text{ [kN]}$$

せん断応力

$$\tau = S / (L \times t) = 4.57 < 120 \text{ [N/mm}^2\text{]} \quad \dots \text{ OK}$$

ここで

外縁の線長 $L = 9424$

隔壁の板厚 $t = 9$

(簡単のため、パネルは長方形と見做した)

[b] パネルA1~An

水密隔壁を四辺固定板にモデル化して強度照査する。

四辺固定板に水圧分布 q が作用した場合の曲げモーメントは

$$M = \beta \cdot q \cdot a^2$$

ここで、 β は以下の通り。

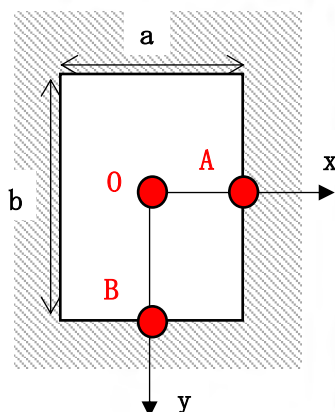
表 7.5 (i) 等変分布荷重を受ける周辺固定板のたわみおよびモーメント ($\nu=0.3$)¹⁾

※下表では、変分布荷重方向をx軸とする

$\frac{b}{a}$	$x=0, y=0$			$x=a/2, y=0$	$x=-a/2, y=0$	$x=0, y=\pm b/2$
	$w = \alpha(p_0 a^4 / D)$	$M_x = \beta_1 p_0 a^2$	$M_y = \beta_2 p_0 a^2$	$M_x = \gamma_1 p_0 a^2$	$M_x = \gamma_2 p_0 a^2$	$M_y = \delta p_0 a^2$
0.5	0.000080	0.00198	0.00515	-0.0115	-0.0028	-0.0104
2/3	0.000217	0.00451	0.00817	-0.0187	-0.0066	-0.0168
1.0	0.00063	0.0115	0.0115	-0.0334	-0.0179	-0.0257
1.5	0.00110	0.0184	0.0102	-0.0462	-0.0295	-0.0285
∞	0.00130	0.0208	0.0063	-0.0500	-0.0333	-

(1) 等分布荷重を受ける周辺固定板の曲げモーメント ($\nu=0.3$)

※下表では、短辺方向をx軸とする



b/a	$x=a/2, y=0$	$x=0, y=b/2$	$x=0, y=0$	$x=0, y=0$
	$M_x = \beta \cdot p_0 \cdot a^2$	$M_y = \beta \cdot p_0 \cdot a^2$	$M_x = \beta \cdot p_0 \cdot a^2$	$M_y = \beta \cdot p_0 \cdot a^2$
	β	β	β	β
1.0	-0.0513	-0.0513	0.0231	0.0231
1.1	-0.0581	-0.0538	0.0264	0.0231
1.2	-0.0639	-0.0554	0.0299	0.0228
1.3	-0.0687	-0.0563	0.0327	0.0222
1.4	-0.0726	-0.0568	0.0349	0.0212
1.5	-0.0757	-0.0570	0.0368	0.0203
1.6	-0.0780	-0.0571	0.0381	0.0193
1.7	-0.0799	-0.0571	0.0392	0.0182
1.8	-0.0812	-0.0571	0.0401	0.0174
1.9	-0.0822	-0.0571	0.0407	0.0165
2.0	-0.0829	-0.0571	0.0412	0.0158
∞	-0.0833	-0.0571	0.0417	0.0125

6.水圧照査(その1)

◆パネルB1

※下表では、変分布荷重方向をx軸とする

等変分布荷重	[kN/mm ²]		0~ 6.1
パネル形状	a	(mm)	600
	b		606
縦横比	b / a		1.0
パネル板厚	t	(mm)	9
モーメント係数β	O点	M _x	0.0184
		M _y	0.0115
	A点	M _x	-0.0462
		M _y	0
曲げモーメントM (kN. m/m)	O点	M _x	0.040
		M _y	0.025
	A点	M _x	-0.101
		M _y	0
発生垂直応力度 σ (N/mm ²)	O点	σ _x	3.0
		σ _y	1.9
	A点	σ _x	7.5
		σ _y	5

※下表では、短辺方向をx軸とする

等分布荷重	[kN/mm ²]		73.6
パネル形状	a	(mm)	600
	b		606
縦横比	b / a		1.0
パネル板厚	t	(mm)	9
モーメント係数β	O点	M _x	0.0231
		M _y	0.0231
	A点	M _x	-0.0513
		M _y	-0.0513
曲げモーメントM (kN. m/m)	O点	M _x	0.612
		M _y	0.612
	A点	M _x	-1.359
		M _y	-1.359
発生垂直応力度 σ (N/mm ²)	O点	σ _x	45.3
		σ _y	45.3
	A点	σ _x	100.7
		σ _y	100.7

※下表では、変分布荷重方向をx軸とする

合成荷重				
合成垂直応力度 σ (N/mm ²)	O点	σ	48	... OK
		σ	47	... OK
	A点	σ	108	... OK
		σ	105	... OK
許容応力度	σ _a (N/mm ²)		210	
発生せん断応力度 τ (N/mm ²)			1.3	... OK
許容応力度	τ _a (N/mm ²)		120	

6.水圧照査(その1)

◆パネルAn

※下表では、変分布荷重方向をx軸とする

等変分布荷重	[kN/mm ²]		0~ 5.8
パネル形状	a	(mm)	575
	b		606
縦横比	b / a		1.1
パネル板厚	t	(mm)	9
モーメント係数β	O点	M _x	0.0184
		M _y	0.01150
	A点	M _x	-0.0462
		M _y	0
曲げモーメントM (kN. m/m)	O点	M _x	0.035
		M _y	0.022
	A点	M _x	-0.089
		M _y	0
発生垂直応力度 σ (N/mm ²)	O点	σ _x	2.6
		σ _y	1.6
	A点	σ _x	6.6
		σ _y	4

※下表では、短辺方向をx軸とする

等分布荷重	[kN/mm ²]		97.1
パネル形状	a	(mm)	575
	b		606
縦横比	b / a		1.1
パネル板厚	t	(mm)	9
モーメント係数β	O点	M _x	0.0231
		M _y	0.0231
	A点	M _x	-0.0513
		M _y	-0.0513
曲げモーメントM (kN. m/m)	O点	M _x	0.742
		M _y	0.742
	A点	M _x	-1.647
		M _y	-1.647
発生垂直応力度 σ (N/mm ²)	O点	σ _x	54.9
		σ _y	54.9
	A点	σ _x	122.0
		σ _y	122.0

※下表では、変分布荷重方向をx軸とする

合成荷重				
合成垂直応力度 σ (N/mm ²)	O点	σ	58	... OK
		σ	57	... OK
	A点	σ	129	... OK
		σ	126	... OK
許容応力度	σ _a (N/mm ²)		210	
発生せん断応力度 τ (N/mm ²)			1.6	... OK
許容応力度	τ _a (N/mm ²)		120	

6.水圧照査(その1)

◆パネルB2

※下表では、変分布荷重方向をx軸とする

等変分布荷重	[kN/mm ²]		0~ 6.1
パネル形状	a	(mm)	600
	b		606
縦横比	b / a		1.0
パネル板厚	t	(mm)	9
モーメント係数β	O点	M _x	0.0184
		M _y	0.01150
	A点	M _x	-0.0462
		M _y	0
曲げモーメントM (kN. m/m)	O点	M _x	0.040
		M _y	0.025
	A点	M _x	-0.101
		M _y	0
発生垂直応力度 σ (N/mm ²)	O点	σ _x	3.0
		σ _y	1.9
	A点	σ _x	7.5
		σ _y	5

※下表では、短辺方向をx軸とする

等分布荷重	[kN/mm ²]		102.9
パネル形状	a	(mm)	600
	b		606
縦横比	b / a		1.0
パネル板厚	t	(mm)	9
モーメント係数β	O点	M _x	0.0231
		M _y	0.0231
	A点	M _x	-0.0513
		M _y	-0.0513
曲げモーメントM (kN. m/m)	O点	M _x	0.856
		M _y	0.856
	A点	M _x	-1.900
		M _y	-1.900
発生垂直応力度 σ (N/mm ²)	O点	σ _x	63.4
		σ _y	63.4
	A点	σ _x	140.8
		σ _y	140.8

※下表では、変分布荷重方向をx軸とする

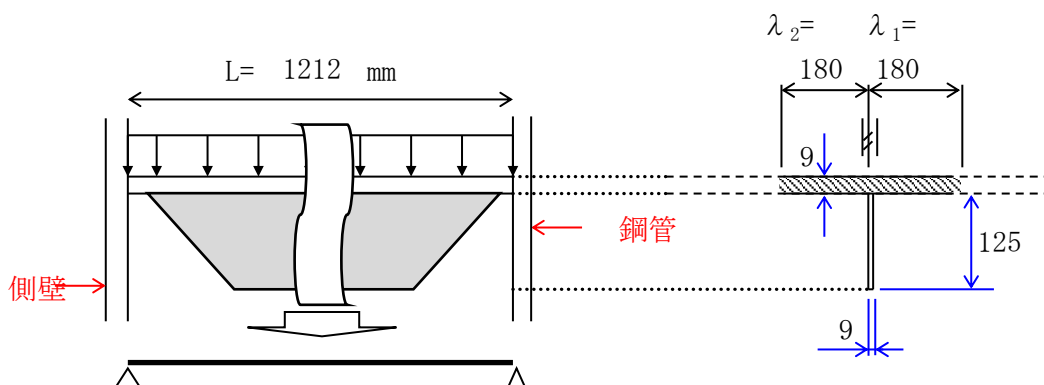
合成荷重				
合成垂直応力度 σ (N/mm ²)	O点	σ	66	... OK
		σ	65	... OK
	A点	σ	148	... OK
		σ	145	... OK
許容応力度	σ _a (N/mm ²)		210	
発生せん断応力度 τ (N/mm ²)			1.8	... OK
許容応力度	τ _a (N/mm ²)		120	

6.水圧照査(その1)

iii) 補強リブ強度(青)

単純支持梁として照査する。

なお補強リブは隔壁の両面に取り付けるが、曲げの引張(浸水区画の外)側のリブのみ有効であるとして照査する。



$$\begin{aligned} \text{作用荷重 } q_1 &= 102.9 \times 0.575 = 59.2 \text{ kN/m} \\ \text{設計断面力 } M &= 59.2 \times 1.212^2 / 8 = 10.86 \text{ kN.m} \\ S &= 59.2 \times 1.212 / 2 = 35.9 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

リブサイズ FB 125 x 9 [SS400]

フランジの片側有効幅

$$\begin{aligned} 2b_1 &= 575 \text{ mm} \\ b_1/l &= 0.24 \rightarrow \lambda_1 = 180 \text{ mm} \\ 2b_2 &= 575 \text{ mm} \\ b_2/l &= 0.24 \rightarrow \lambda_2 = 180 \text{ mm} \end{aligned}$$

断面定数

				A (mm ²)	y (mm)	Ay (mm ³)	Ay ² (mm ⁴)	I (mm ⁴)
1	- Shl. PL	360 × 9		3237	67.0	216903	14532526	21852
2	- Stf. FB	125 × 9		1125	0	0	0	1464844
								4362
								216903
								14532526
								1486696
								-10784767
								5234456

$$e = 50 \text{ mm}$$

$$W_1 = 105275 \text{ mm}^3$$

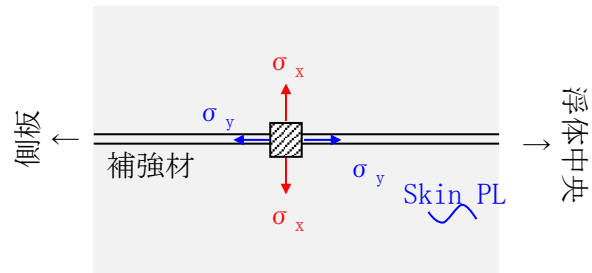
$$W_2 = 62109 \text{ mm}^3$$

発生応力度	$\sigma_1 = M/W_U =$	103	<	210	N/mm ²	(圧縮)	… OK
	$\sigma_2 = M/W_L =$	175	<	210	N/mm ²	(引張)	… OK
	$\tau = S/A_S =$	31.9	<	120	N/mm ²		… OK

6.水圧照査(その1)

iv) 二軸応力度の照査

はりの中央において



$$\left(\frac{\sigma_x}{\sigma_a} \right)^2 - \left(\frac{\sigma_x}{\sigma_a} \right) \left(\frac{\sigma_y}{\sigma_a} \right) + \left(\frac{\sigma_y}{\sigma_a} \right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_a} \right)^2 = 1.16 \leq 1.2 \quad \dots \text{OK}$$

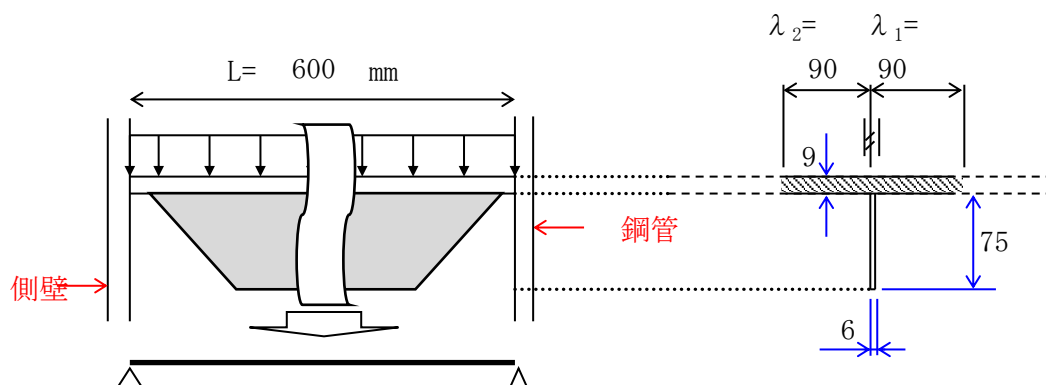
$\sigma_x = 148.2 \text{ N/mm}^2$: パネル応力度	※引張正
$\sigma_y = -103.2 \text{ N/mm}^2$: 補強リブ応力度	※引張正
$\sigma_a = 210 \text{ N/mm}^2$		
$\tau = 31.9 \text{ N/mm}^2$: デッキせん断応力度	
$\tau_a = 120 \text{ N/mm}^2$		

6.水圧照査(その1)

iv) 補強リブ強度 (赤)

① 単純支持梁として

なお補強リブは隔壁の両面に取り付けるが、曲げの引張(浸水区画の外)側のリブのみ有効であるとして照査する。



$$\begin{aligned} \text{作用荷重 } q_1 &= 102.9 \times 0.606 = 62.4 \text{ kN/m} \\ \text{設計断面力 } M &= 62.4 \times 0.600^2 / 8 = 2.81 \text{ kN.m} \\ S &= 62.4 \times 0.600 / 2 = 18.7 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

リブサイズ FB 75 x 6 [SS400]

フランジの片側有効幅

$$\begin{aligned} 2b_1 &= 606 \text{ mm} \\ b_1/l &= 0.51 \rightarrow \lambda_1 = 90 \text{ mm} \\ 2b_2 &= 606 \text{ mm} \\ b_2/l &= 0.51 \rightarrow \lambda_2 = 90 \text{ mm} \end{aligned}$$

断面定数

				A (mm ²)	y (mm)	Ay (mm ³)	Ay ² (mm ⁴)	I (mm ⁴)
1	- Shl. PL	180 × 9		1620	42.0	68040	2857680	10935
2	- Stf. FB	75 × 6		450	0	0	0	210938
								-2236445
								843107

$$e = 33 \text{ mm}$$

$$W_1 = 25650 \text{ mm}^3$$

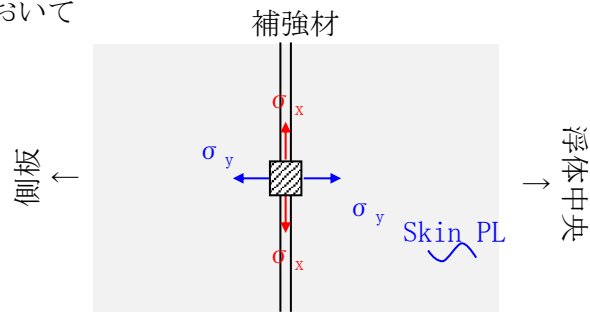
$$W_2 = 16489 \text{ mm}^3$$

発生応力度	$\sigma_1 = M/W_U =$	109	<	210	N/mm ²	(圧縮)	… OK
	$\sigma_2 = M/W_L =$	170	<	210	N/mm ²	(引張)	… OK
	$\tau = S/A_S =$	41.6	<	120	N/mm ²		… OK

6.水圧照査(その1)

②二軸応力度の照査

はりの中央において



$$\left(\frac{\sigma_x}{\sigma_a} \right)^2 - \left(\frac{\sigma_x}{\sigma_a} \right) \left(\frac{\sigma_y}{\sigma_a} \right) + \left(\frac{\sigma_y}{\sigma_a} \right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_a} \right)^2 = 1.06 \leq 1.2 \quad \dots \text{OK}$$

$\sigma_x = -109.4 \text{ N/mm}^2$: 補強リブ応力度	※引張正
$\sigma_y = 126.0 \text{ N/mm}^2$: パネル応力度	※引張正
$\sigma_a = 210 \text{ N/mm}^2$		
$\tau = 41.6 \text{ N/mm}^2$		
$\tau_a = 120 \text{ N/mm}^2$		

6.水圧照査(その2)

5) 上部鋼管

上部鋼管は、円筒シェルとしてモデル化する。

i) 鋼管緒元

$$\phi D = 558.8 \text{ [mm]}$$

$$t = 12.7 \text{ [mm]}$$

$$I = 8E+08 \text{ [mm}^4\text{]} \quad \text{断面二次モーメント}$$

ii) 作用荷重

右図より、大きい方

$$\text{作用圧力: } P = 75.7 \text{ kN/m}^2$$

内訳は、以下[a][b]の通り。

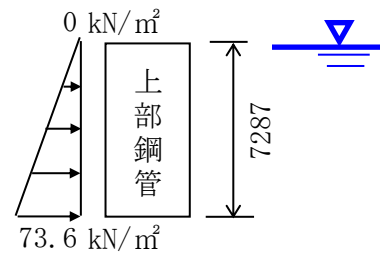
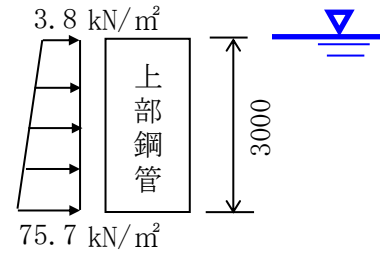
[a] 静水圧

$$f_w = \rho_0 \cdot g \cdot z$$

$$= 0 \text{ kN/m}^2 \quad \text{at } z = 0 \text{ m}$$

$$= 73.6 \text{ kN/m}^2 \quad \text{at } z = 7.287 \text{ m}$$

$\rho_0 = 1.03 \text{ t/m}^3$: 海水の密度
$g = 9.81 \text{ m/s}^2$: 重力加速度
$z = 7.287 \text{ m}$: 水深



6.水圧照査(その2)

[b] 流体力

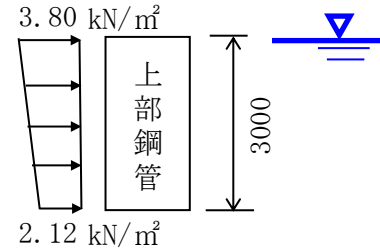
定常流中に置かれた浮体に作用する流体力 f_D

$$f_D = \frac{1}{2} C_D \rho_0 V^2$$

$$= 3.80 \text{ kN/m}^2 \quad \text{at } z = 0 \text{ m}$$

$$= 2.12 \text{ kN/m}^2 \quad \text{at } z = 3 \text{ m}$$

$C_D = 1.0$: 抗力係数
$\rho_0 = 1.03 \text{ t/m}^3$: 海水の密度
$1/a = 5.37$	



流速総和 $V=V_W+V_T+V_B$ 2.72 m/sec at $z = 0$ m
 2.03 m/sec at $z = 3$ m

波粒子速度 V_W 1.603 m/sec at $z = 0$ m
 0.969 m/sec at $z = 3$ m

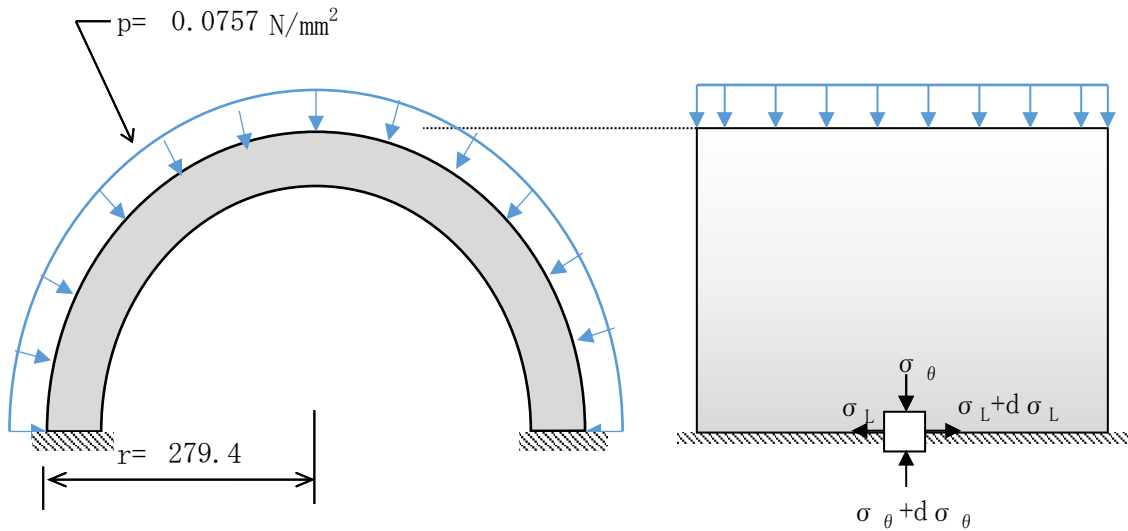
潮流速度 V_T 0.257 m/sec at $z = 0$ m
 0.255 m/sec at $z = 3$ m

吹送流速 V_B 0.855 m/sec at $z = 0$ m
 0.804 m/sec at $z = 3$ m

6.水圧照査(その2)

iii)円筒シェルとしての照査

①外圧が作用する薄肉円筒構造の照査



円周方向

$$\sigma_\theta = \frac{p \cdot r}{t} = 1.67 < 210 \text{ N/mm}^2 \quad \dots \text{OK}$$

高さ方向

$$\sigma_L = \frac{p \cdot r}{2 \cdot t} = 0.833 < 210 \text{ N/mm}^2 \quad \dots \text{OK}$$

ここで、 p : 作用圧(= 0.0757 N/mm²)

r : シェル半径(= 279.4 mm)

t : シェル厚(= 12.7 mm)

(発生応力度が小さいため2軸応力の照査は省略する.)

6.水圧照査(その2)

②アチの圧壊照査

荷重はi)より

$$P = 75.7 \text{ kN/m}^2$$

圧壊強度は

$$Pr = \frac{3EI}{r^3} = 2E+07 \text{ N/mm}^2$$

$$r^3 \rightarrow 2E+10 \text{ kN/m}^2 > P$$

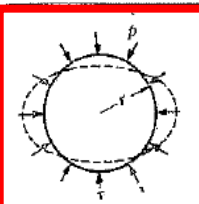
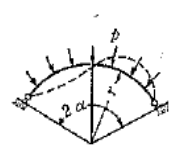
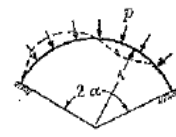
... OK

ここで、E: 弾性係数 (= 200000 N/mm²)

I: 断面二次モーメント (= 8E+08 mm⁴)

r: アチ半径 (= 279 mm)

8.1.7.2 均等外圧をうける周輪および弧状アチの圧壊圧力算定法
第 8-16 表

		
4	2	
$p_k = \frac{3EI}{r^3}$	$p_k = \frac{EI}{r^3} \left[\left(\frac{\pi}{\alpha} \right)^2 - 1 \right]$	$p_k = \frac{EI}{r^3} (k^2 - 1)$

ただし、k は次式または次表によつて定まる。 $k \cdot \tan \alpha \cdot \cot k\alpha = 1$

α	30°	60°	90°	120°	150°	180°
k	8.621	4.375	3	2.364	2.066	2

船舶工学便覧 (日本造船学会編) 8.1.7.2 p.449

6.水圧照査(その2)

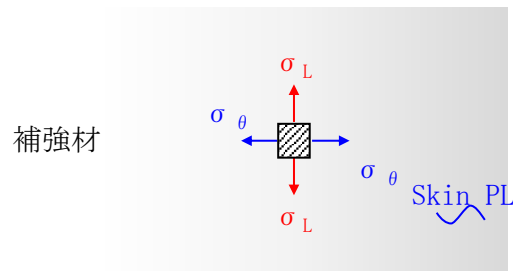
iv) 二軸応力状態

①合成荷重

ii)-①および2. 構造照査より

$$\begin{aligned} \sigma_{\theta} &= 1.67 \text{ [N/mm}^2\text{]} \quad (\text{圧縮}) \\ \sigma_L &= 50.1 + 0.833 = 50.9 < 210 \text{ [N/mm}^2\text{]} \quad (\text{圧縮}) \quad \dots \text{ OK} \\ &= 47.1 + 0.000 = 47.1 < 210 \text{ [N/mm}^2\text{]} \quad (\text{引張}) \quad \dots \text{ OK} \\ \tau &= 1.07 \text{ [N/mm}^2\text{]} \end{aligned}$$

②二軸応力状態の照査



$$\left(\frac{\sigma_x}{\sigma_a} \right)^2 - \left(\frac{\sigma_x}{\sigma_a} \right) \left(\frac{\sigma_y}{\sigma_a} \right) + \left(\frac{\sigma_y}{\sigma_a} \right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_a} \right)^2 = 0.06 \leq 1.2 \quad \dots \text{ OK}$$

$\sigma_L = -50.9 \text{ N/mm}^2$: パネル応力度	※引張正
$\sigma_{\theta} = -1.67 \text{ N/mm}^2$: 補強リブ応力度	※引張正
$\sigma_a = 210 \text{ N/mm}^2$		
$\tau = 1.07 \text{ N/mm}^2$: デッキせん断応力度	
$\tau_a = 120 \text{ N/mm}^2$		

6.水圧照査(その2)

6) 尾筒

尾筒は、円筒シェルとしてモデル化する。

i) 鋼管緒元

$$\phi D = 558.8 \text{ [mm]}$$

$$t = 16 \text{ [mm]}$$

$$I = 1E+09 \text{ [mm}^4\text{]} \quad \text{断面二次モーメント}$$

ii) 作用荷重

右図より、大きい方

$$\text{作用圧力: } P = 528 \text{ kN/m}^2$$

内訳は、以下[a][b]の通り。

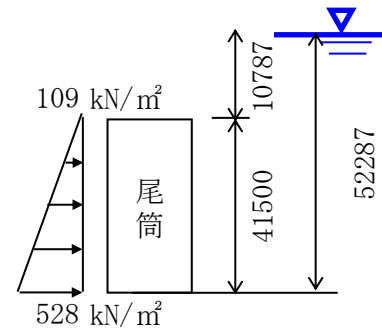
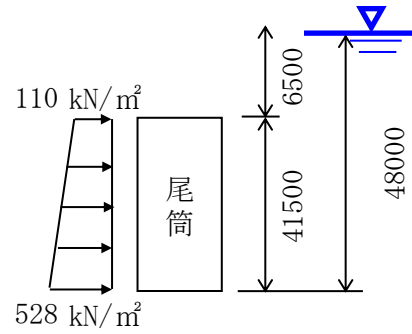
[a] 静水圧

$$f_w = \rho_0 \cdot g \cdot z$$

$$= 109 \text{ kN/m}^2 \quad \text{at } z = 10.787 \text{ m}$$

$$= 528 \text{ kN/m}^2 \quad \text{at } z = 52.287 \text{ m}$$

$\rho_0 = 1.03 \text{ t/m}^3$: 海水の密度
$g = 9.81 \text{ m/s}^2$: 重力加速度
$z = 52.287 \text{ m}$: 水深



6.水圧照査(その2)

[b] 流体力

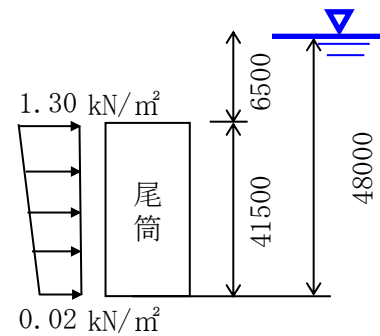
定常流中に置かれた浮体に作用する流体力 f_D

$$f_D = \frac{1}{2} C_D \rho_0 V^2$$

$$= 1.30 \text{ kN/m}^2 \quad \text{at } z = 6.5 \text{ m}$$

$$= 0.02 \text{ kN/m}^2 \quad \text{at } z = 48 \text{ m}$$

$C_D = 1.0$: 抗力係数
$\rho_0 = 1.03 \text{ t/m}^3$: 海水の密度
$1/a = 74.3$	



流速総和 $V = V_W + V_T + V_B$

1.59 m/sec at $z = 6.5 \text{ m}$
 0.20 m/sec at $z = 48 \text{ m}$

波粒子速度 V_W

0.586 m/sec at $z = 6.5 \text{ m}$
 0.001 m/sec at $z = 48 \text{ m}$

潮流速度 V_T

0.253 m/sec at $z = 6.5 \text{ m}$
 0.162 m/sec at $z = 48 \text{ m}$

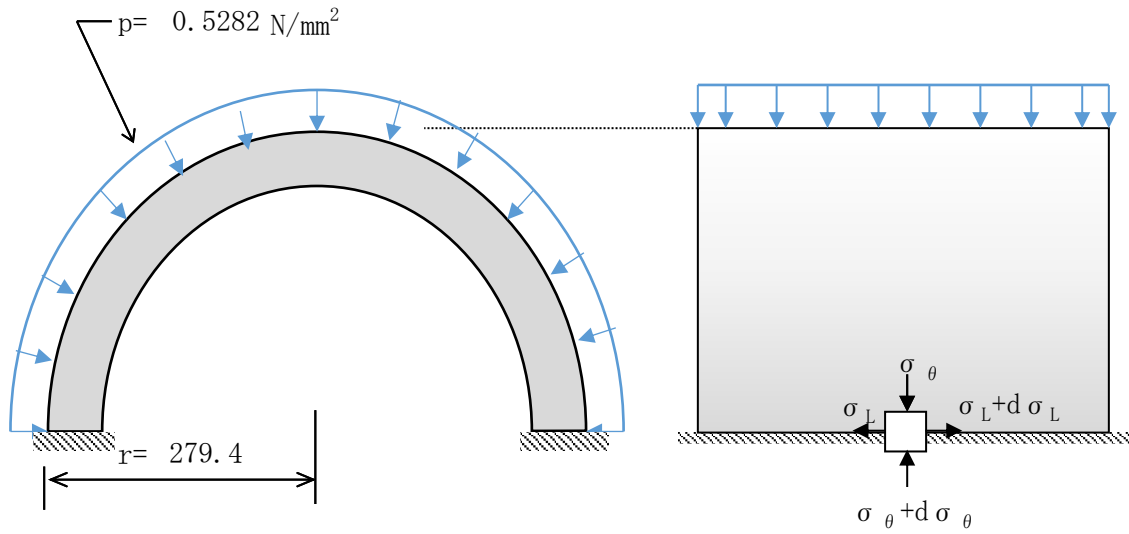
吹送流速 V_B

0.752 m/sec at $z = 6.5 \text{ m}$
 0.034 m/sec at $z = 48 \text{ m}$

6.水圧照査(その2)

iii)円筒シェルとしての照査

①外圧が作用する薄肉円筒構造の照査



円周方向

$$\sigma_{\theta} = \frac{p \cdot r}{t} = 9.22 < 210 \text{ N/mm}^2 \quad \dots \text{OK}$$

高さ方向

$$\sigma_L = \frac{p \cdot r}{2 \cdot t} = 4.61 < 210 \text{ N/mm}^2 \quad \dots \text{OK}$$

ここで、p: 作用圧(= 0.5282 N/mm²)

r: シェル半径(= 279.4 mm)

t: シェル厚(= 16 mm)

(発生応力度が小さいため2軸応力の照査は省略する.)

6.水圧照査(その2)

②7-7の圧壊照査

荷重はi)より

$P = 528 \text{ kN/m}^2$

圧壊強度は

$$Pr = \frac{3EI}{r^3} = 3E+07 \text{ N/mm}^2$$

$$r^3 \rightarrow 3E+10 \text{ kN/m}^2 > P$$

... OK

ここで、E: 弾性係数 (= 200000 N/mm²)

I: 断面二次モーメント (1E+09 mm⁴)

r: アーチ半径 (= 279 mm)

8.1.7.2 均等外圧をうける周輪および弧状アーチの圧壊圧力算定法
第 8-16 表

4	2	
$p_k = \frac{3EI}{r^3}$	$p_k = \frac{EI}{r^3} \left[\left(\frac{\pi}{\alpha} \right)^2 - 1 \right]$	$p_k = \frac{EI}{r^3} (k^2 - 1)$

ただし、k は次式または次表によって定まる。 $k \cdot \tan \alpha \cdot \cot k\alpha = 1$

α	30°	60°	90°	120°	150°	180°
k	8.621	4.375	3	2.364	2.066	2

船舶工学便覧 (日本造船学会編) 8. 1. 7. 2 p. 449

6.水圧照査(その2)

iv) 二軸応力状態

①合成荷重

ii)-①および2. 構造照査より

$$\sigma_{\theta} = 9.22 \text{ [N/mm}^2\text{]} \quad (\text{圧縮})$$

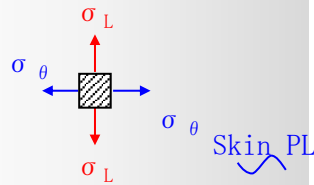
$$\sigma_L = 43.4 + 4.61 = 48.0 < 210 \text{ [N/mm}^2\text{]} \quad (\text{圧縮}) \quad \dots \text{ OK}$$

$$= 46.2 < 210 \text{ [N/mm}^2\text{]} \quad (\text{引張}) \quad \dots \text{ OK}$$

$$\tau = 0.27 \text{ [N/mm}^2\text{]}$$

②二軸応力状態の照査

補強材



$$\left(\frac{\sigma_x}{\sigma_a} \right)^2 - \left(\frac{\sigma_x}{\sigma_a} \right) \left(\frac{\sigma_y}{\sigma_a} \right) + \left(\frac{\sigma_y}{\sigma_a} \right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_a} \right)^2 = 0.06 \leq 1.2 \quad \dots \text{ OK}$$

$\sigma_L = 46 \text{ N/mm}^2$: パネル応力度	※引張正
$\sigma_{\theta} = -9.22 \text{ N/mm}^2$: 補強リブ応力度	※引張正
$\sigma_a = 210 \text{ N/mm}^2$		
$\tau = 0.3 \text{ N/mm}^2$: デッキせん断応力度	
$\tau_a = 120 \text{ N/mm}^2$		

添付資料 d

設計計算書（最高潮位）

もくじ

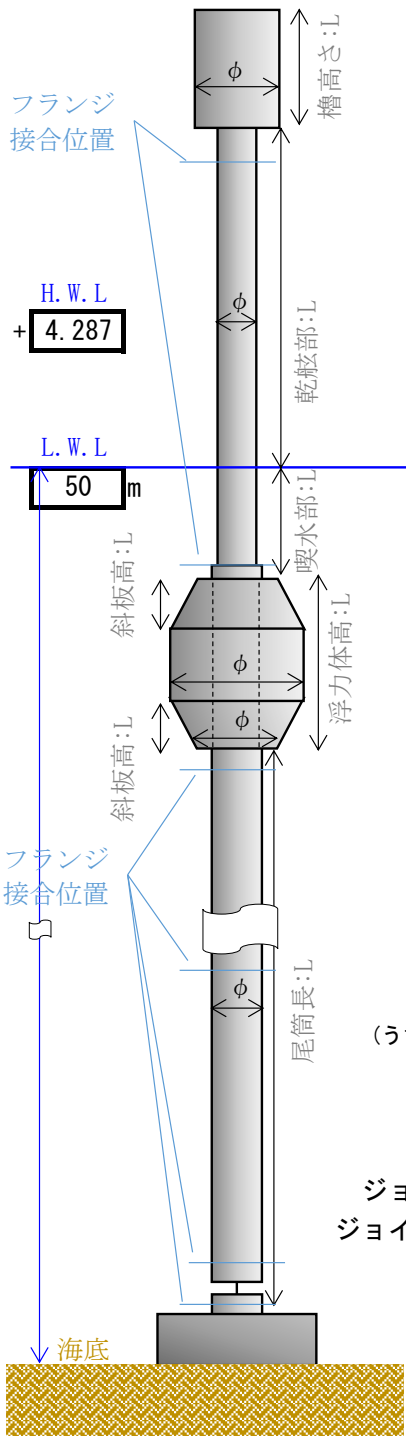
設計結果の概略	…	3
1. 設計条件	…	7
2. 施設諸元	…	8
3. 係留設計	…	9
1) 浮体の傾き		
2) ジョイント部の荷重		
3) アンカー必要重量の算定		
4) 余剰浮力の照査		
4. 構造照査	…	13
1) 外力等条件の整理(水平方向)		
2) 施設のsurge方向およびpitch方向運動による断面力		
3) 施設のheave方向運動による断面力		
4) 強度照査		
5. 安定性の確認	…	22
6. 水圧照査	…	23
1) 浮力体-上面板		
2) 浮力体-底板		
3) 浮力体-側板		
4) 浮力体-隔壁		
5) 上部鋼管		
6) 尾筒		

参照図書

- ① MF21 浮魚礁設計・施工技術基準 (社)マリノフォーラム21(平成4年3月)
- ② 漁港・漁場の施設の設計参考図書 2015年版 (社)全国漁港漁場協会
- ③ 道路橋示方書・同解説 I 共通編・II 鋼橋編 (社)日本道路協会(平成14年3月)

入力

施設概略図



機器重量	200	[kg]
槽 & 航路標識	3700	[kg]
槽φ	3.1	[m]
t	6	[mm]
L	4.31	[m]

上部鋼管φ	φ558.8x12.7	[m]
t	12.7	[mm]
乾舷部L	10	[m]
喫水部L	3	[m]

浮力体φ	3	[m]
浮力体全高L	3.5	[m]
(斜板高L)	0.6	[m]
斜板φ	0.5588	[m]

尾筒φ	φ558.8x16	[m]
t	16	[mm]
L	41.5	[m]
(うち、バラスト区間)	20.75	[m]
バラスト密度	0	[t/m3]

ジョイントリンク	300	[mm角]
ジョイント上端位置	2.0	[m]

アンカー	30.2	[ton]
l:	3	[m]
w:	3	[m]
h:	1.459	[m]
密度	2.3	[t/m3]

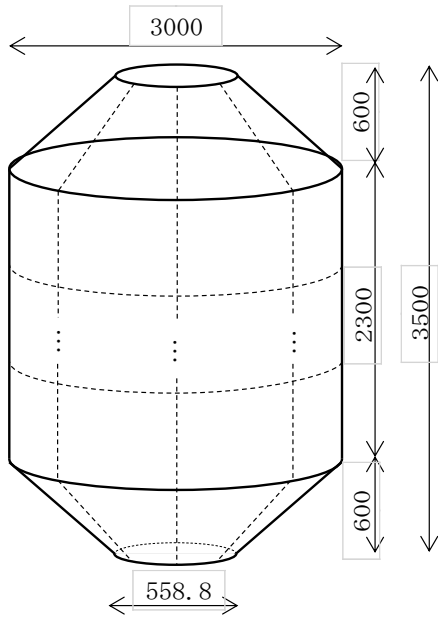
	上部鋼管	照査値	許容値	判定
構造	曲げ	58.3	< 210	OK
	せん断	1.29	< 120	OK
	座屈	2.74	< 45.0	OK
水圧	薄肉円筒	1.67	< 210	OK
	高さ方向	0.83	< 210	OK
	シェル圧壊	75.7	< 2.E+10	OK
合力	圧縮	59.2	< 210	OK
	引張	55.6	< 210	OK
	二軸応力状態	0.08	< 1.2	OK

	照査値	許容値	判定
余剰浮力	35.07	> 8.80	OK

	尾筒	照査値	許容値	判定
構造	曲げ	54.5	< 210	OK
	せん断	0.36	< 120	OK
	座屈	-	< -	OK
水圧	薄肉円筒	9.22	< 210	OK
	高さ方向	4.61	< 210	OK
	シェル圧壊	528	< 3.E+10	OK
合力	圧縮	56.0	< 210	OK
	引張	54.5	< 210	OK
	二軸応力状態	0.08	< 1.2	OK

入力

浮力体フレーム構造

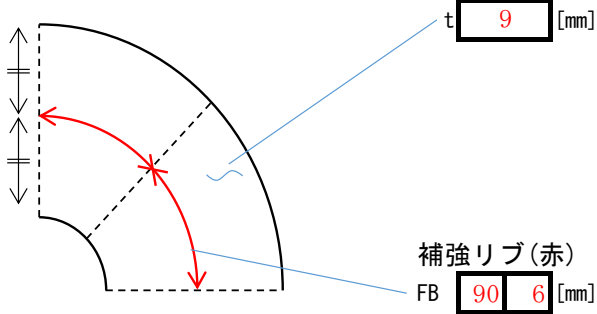


高
 浮体 3500 [mm]
 円柱 2300 [mm]
 斜板 600 [mm]

径
 浮体径 3000 [mm]
 底板 558.8 [mm]
 中央鋼管 558.8 [mm]

水密区画数
 n 個

上面鋼板



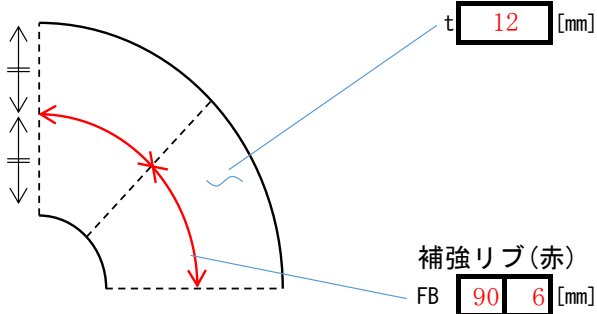
OK ←

四辺固定板	照査値	許容値	判定
0x曲げ	98.9	< 210	OK
0y曲げ	45.9	< 210	OK
A曲げ	201	< 210	OK
B曲げ	144	< 210	OK
せん断	1.76	< 120	OK

OK ←

はり	照査値	許容値	判定
曲げ(外側圧縮)	34.2	< 210	OK
曲げ(内側引張)	134	< 210	OK
せん断	32.4	< 120	OK
二軸応力	1.18	< 1.2	OK

底板



OK ←

四辺固定板	照査値	許容値	判定
0x曲げ	82.3	< 210	OK
0y曲げ	38.2	< 210	OK
A曲げ	168	< 210	OK
B曲げ	120	< 210	OK
せん断	2.0	< 120	OK

OK ←

はり	照査値	許容値	判定
曲げ(外側圧縮)	43.5	< 210	OK
曲げ(内側引張)	174	< 210	OK
せん断	48.0	< 120	OK
二軸応力	1.01	< 1.2	OK

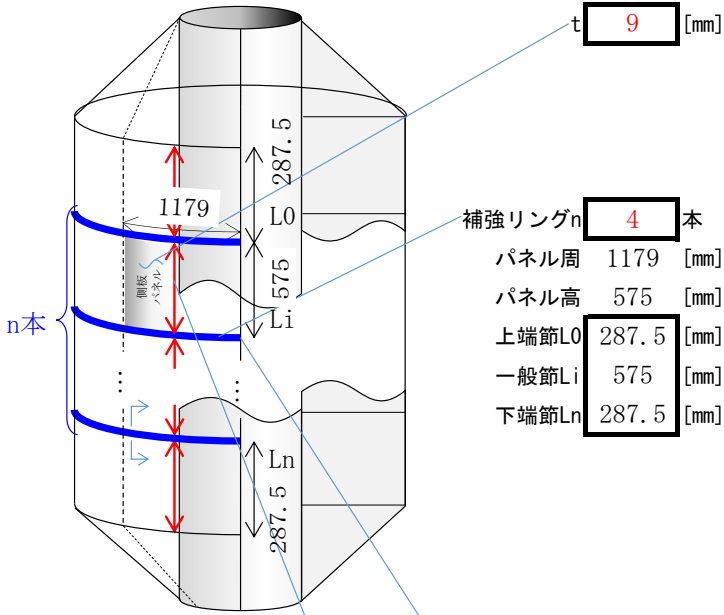
円錐 9 [mm]

OK ←

円錐シェル	照査値	許容値	判定
周方向	41.2	< 210	OK
径方向	19.9	< 210	OK
二軸応力	0.03	< 1.2	OK
圧壊	0.11	< 1.20	OK

入力

側板



OK ←

円筒シェル	照査値	許容値	判定
シェル円周	16.4	< 210	OK
シェル長手	8.20	< 210	OK
圧壊	98.4	< 3423	OK

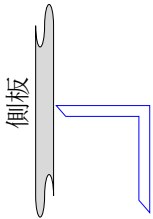
補強リングn **4** 本
 パネル周 1179 [mm]
 パネル高 575 [mm]
 上端節L0 287.5 [mm]
 一般節Li 575 [mm]
 下端節Ln 287.5 [mm]

OK ←

四辺固定板	照査値	許容値	判定
Ox曲げ	55.6	< 210	OK
Oy曲げ	55.6	< 210	OK
A曲げ	124	< 210	OK
B曲げ	124	< 210	OK

補強リング

[a]案



[a] L **100 50 9**

OK ←

シェル構造	照査値	許容値	判定
梁曲げ(側板)	42.7	< 210	OK
梁曲げ(補強材)	152	< 210	OK
梁せん断	40.8	< 120	OK
シェル円周	33.4	< 210	OK
円周座屈	33.4	< 103	OK
合力(円周)	76.1	< 210	OK
合力(長手)	115	< 210	OK
二軸応力	0.81	< 1.2	OK

補強リブ(赤)

FB **75 6** [mm]

OK ←

はり	照査値	許容値	判定
梁曲げ(側板)	40.1	< 210	OK
梁曲げ(補強材)	148	< 210	OK
梁せん断	37.1	< 120	OK
合力(円周)	107	< 210	OK
合力(長手)	48.3	< 210	OK
二軸応力	0.63	< 1.2	OK

入力

水密隔壁

t **9** [mm]
 上辺 1212 [mm]
 下辺 0 [mm]

$n+2$

補強リブ(隔壁の両面)
 $n=$ 3 本
 FB **125 9**

補強リブ(隔壁の両面)
 FB **75 6**
 L 575 [mm]

※赤リブは中央に配置

四辺固定板	照査値	許容値	判定
パネルA0曲げ	108	< 210	OK
〃 A _n 曲げ	129	< 210	OK
パネルB(斜底板)	148	< 210	OK
せん断	4.57	< 120	OK

はり	照査値	許容値	判定
梁曲げ(隔壁)	103	< 210	OK
梁曲げ(補強材)	175	< 210	OK
梁せん断	31.9	< 120	OK
二軸応力	1.16	< 1.2	OK

はり	照査値	許容値	判定
梁曲げ(隔壁)	109.40	< 210	OK
梁曲げ(補強材)	170.17	< 210	OK
梁せん断	41.57	< 120	OK
二軸応力	1.06	< 1.2	OK

1.設計条件

1. 設計条件

1) 施設の位置

鹿児島県錦江湾

2) 気象・海象条件

- ① 水深 $h = 50 + 4.287 \text{ m}$
- ② 設計波浪
最大波高 $H_{\max} = 5 \text{ m}$
有義波高 $H_{1/3} = 2.5 \text{ m}$ 有義波周期 $T_{1/3} = 4.9 \text{ sec}$
波長 $L = 37 \text{ m}$
- ③ 設計風速 $U_{10} = 30 \text{ m/sec}$, $U_{\max} = 39 \text{ m/sec}$
 $U_{60} = 28.5 \text{ m/sec}$
- ④ 海水流速 (潮流速) $0.5 \text{ Knot [} 0.26 \text{ m/sec]}$
- ⑤ 吹送流速 $1.7 \text{ Knot [} 0.86 \text{ m/sec]}$
- ⑥ 海水密度 1.03 t/m^3
- ⑦ 空気密度 1.25 kg/m^3

2.諸元|3.係留設計

2. 施設諸元

	部位	外径	区間長	水深(上端)	排水容積	表面積	自重
		D[m]	L[m]	Z[m]	V[m ³]	A[m ²]	[t]
乾舷	檣	3.1	4.31	-10.02	32.5	42.0	4.29
	上部鋼管	0.5588	5.7	-5.7	1.40	10.0	1.27
喫水	上部鋼管	0.5588	7.3	0.0	1.79	12.79	1.57
	浮力体	3.0	3.5	7.3	19.7	33.0	7.04
	尾筒(空所)	0.5588	20.75	10.787	5.09	36.4	5.28
	尾筒(バラスト)	0.5588	20.75	31.537	5.09	36.4	5.28
	ジョイント	0.300	2.0	52.3	0.54	3.81	2.02
	アンカー	-	-	50.0	-	-	-

鋼材密度 $\rho_s = 7.85$ [t/m³] = 77.0 [kN/m³]

上部鋼管厚 $t = 12.7$ [mm]

尾筒管厚 $t = 16$ [mm]

側板厚 $t = 9$ [mm]

隔壁厚 $t = 9$ [mm]

抗力係数、設計流速など

		生物付着後					風速	潮流速	吹送流速	波の流速
部位	外径	排水容積	投影面積	質量係数	抗力係数	U ₁₀ [m/s]				
	D' [m]	V' [m ³]	A' [m ²]	C _M	C _D					
乾舷	檣	-	-	13.36	-	2	39.0	-	-	-
	上部鋼管	-	-	3.19	-	2	39.0	-	-	-
喫水	上部鋼管	0.70	2.79	5.09	2	1	-	0.26	0.86	1.60
	浮力体	3.14	27.10	10.99	2	1	-	0.25	0.74	0.50
	尾筒(空所)	0.70	7.96	14.50	2	1	-	0.25	0.68	0.30
	尾筒(バラスト)	0.70	7.96	14.50	2	1	-	0.22	0.32	0.01
	ジョイント	0.44	0.86	1.62	2	2	-	-0.16	-0.03	0.00

その他定数等

重力加速度 $g = 9.81$ [m/s²]

海水密度 $\rho_0 = 1.03$ [t/m³] = 10.1 [kN/m³]

空気密度 $\rho = 1.25$ [kg/m³] = 12.3 [N/m³]

生物付着量 80 [N/m²] (水中)

生物付着厚 70 [mm]

バラスト密度 $\rho_b = 0$ [t/m³] = 0.0 [kN/m³]

3. 係留設計

1) 浮体の傾き

波、風(および吹送流)による変動外力が作用していないとき
係留索の傾きφは、**5. 安定性**より

$$\phi = 1.47 \text{ [deg]} = 0.0257 \text{ [rad]}$$

・潮流による水平力

$$F_0 = (1/2) \rho_0 \Sigma (C_D A') v_T^2 = 1.41 \text{ [kN]}$$

・余剰浮力

$$N = F_N - W_S - W_L = 53.1 \text{ [kN]}$$

ただし F_N :浮力(付着生物の体積を含まない)、

W_S :構造物自重(質量)、 W_L :付着生物重量(水中重量)

		水平	鉛直			
部位		潮流力 F_0 [kN]	浮力 F_N [kN]	生物重量 W_L [kN]	自重 W_S [kN]	余剰浮力 N [kN]
乾舷	檣	-	-	-	42.1	-42.1
	上部鋼管	-	-	-	12.5	-12.5
喫水	上部鋼管	0.17	18.1	1.02	15.4	1.6
	浮力体	0.36	199.1	2.64	69.1	127.4★
	尾筒(空所)	0.46	51.4	2.91	51.8	-3.3
	尾筒(バラスト)	0.37	51.4	2.91	51.8	-3.3
	ジョイント	0.04	5.4	0.30	19.8	-14.7
合計		1.41	(全余剰浮力)=			53.1
			(全余剰浮力-上部鋼管浮力)=			35.1

上表「★」より、浮力体が余剰浮力の大部分を占める。この浮力体は常に水中にあることから、当該構造物は中層浮魚礁に類似するものとし、以下の検討は、中層浮魚礁の設計手順を参考とする。

2) ジョイント部の荷重

施設に潮流が作用してφ傾いた状態でつりあっているとき、施設に風、吹送流、波による外力が一時的に作用することを考える。

外力作用中、φは1)からほとんど変化しないものとし、最も不利な状況として、波外力は1)と同方向に作用するものとする。施設のピッチ回転については、角速度は十分に小さいものとし、向心すなわち施設長手方向としては無視できるものとする。

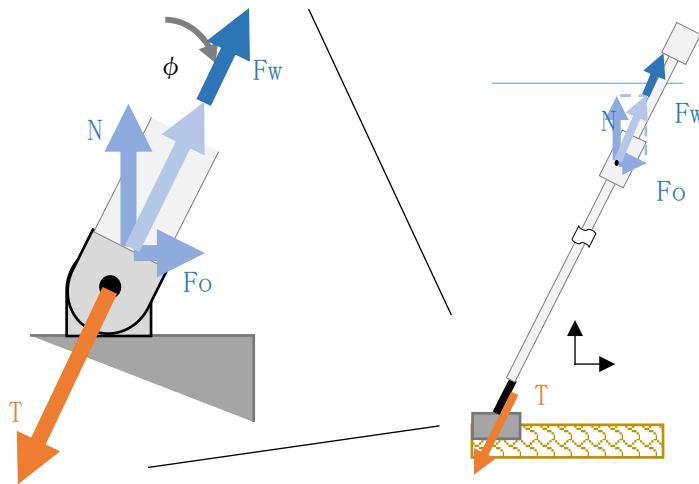
施設に作用する、長手方向の流体力は

$$F_w = \pm F_D = \pm 8.8 \text{ [kN]}$$

$$F_D = (1/2) \rho_0 \Sigma (C_D A') v_w^2 = 8.8 \text{ [kN]}$$

表. 波の粒子速度による抗力

		長手方向
部位		波抗力 F _D [kN]
乾舷	檣	-
	上部鋼管	-
喫水	上部鋼管	6.74
	浮力体	1.39
	尾筒(空所)	0.67
	尾筒(バラスト)	0.00
	ジョイント	0.00
合計		8.8



以上より、ジョイント部の最大荷重は

$$T_{max} = N / \cos \phi + F_{wmax} = 62 \text{ [kN]}$$

(N/cos φ : 余剰浮力と潮流力の合力)

2.諸元|3.係留設計

3) アンカー必要重量の算定

係留基礎に、重力式アンカーを用いる。必要最低質量は、下記[a][b]より

$$W_{\max} = 30.2 \text{ [ton]}$$

[a] 静止摩擦力が最小となる場合

上記2)のφ方向にジョイント部最大荷重が、
水平方向に風、吹送流が作用する場合

$$W \geq [T_{\max}(f \sin \phi + \mu \cos \phi) + fF] / \mu (1 - \rho_0 / \rho_s)$$

$$= 296 \text{ [kN]} = 30.2 \text{ [ton]}$$

$$\text{滑動安全率 } f = 1.2$$

$$\text{摩擦係数 } \mu = 0.5 \text{ (安全側を採用)}$$

$$\text{アンカー密度 } \rho_s = 2.3 \text{ t/m}^3$$

$$\text{水平外力 } F = 40.7 \text{ [kN]}$$

表3.3.2 摩擦係数(μ)

材 質	摩擦係数 (μ)
コンクリートと 捨石	0.6
コンクリートと 砂	0.6
コンクリートと ロックと岩盤	0.5

参照図書①MF21 pp48

[b] 滑動方向の外力が最大となる場合

すなわち、鉛直方向に余剰浮力が、
水平方向に風、吹送流、潮流、波による外力が作用する場合

$$W \geq (fF' + \mu N) / \mu (1 - \rho_0 / \rho_s)$$

$$= 285 \text{ [kN]} = 29.1 \text{ [ton]}$$

$$\text{水平外力 } F' = 50.9 \text{ [kN]}$$

$$\text{鉛直力 } N = 35.1 \text{ [kN]}$$

		外力F'				外力F	
		鉛直方向	任意方向	水平方向	風荷重	吹送流	
部位		余剰浮力 N[kN]	波抗力 [kN]	潮流力 [kN]	[kN]	[kN]	
乾 舷	櫓	-42.1	-	-	25.4	-	
	上部鋼管	-12.5	-	-	6.1	-	
喫 水	上部鋼管	1.64	6.74	0.17	-	1.92	
	浮力体	127.4	1.39	0.36	-	3.06	
	尾筒(空所)	-3.33	0.67	0.46	-	3.49	
	尾筒(バラスト)	-3.33	0.00	0.37	-	0.79	
	ジョイント	-14.7	0.00	0.04	-	0.00	
合計		35.1	8.8	1.41	40.7		
		50.9					

4) 余剰浮力の照査

緊張係留方式では、係留索に大きな衝撃力が加わらないよう、余剰浮力を十分に確保し、係留索に緊張状態を維持させる必要がある。係留張力が最も小さくなる時、係留索方向の力のつり合い式から

$$T_{\min} = N \cos \phi + (F_w)_{\min} > 0.0$$

$$\Leftrightarrow N > (F_w)_{\max} / \cos \phi$$

$$\therefore N = 35.1 > 8.8 \text{ [kN]}$$

... OK

※ただし、ここで施設が有する余剰浮力は、波の影響を考慮し、上部鋼管の排水容積(浮力)を加味しないものとする。

4.構造照査

4. 構造照査

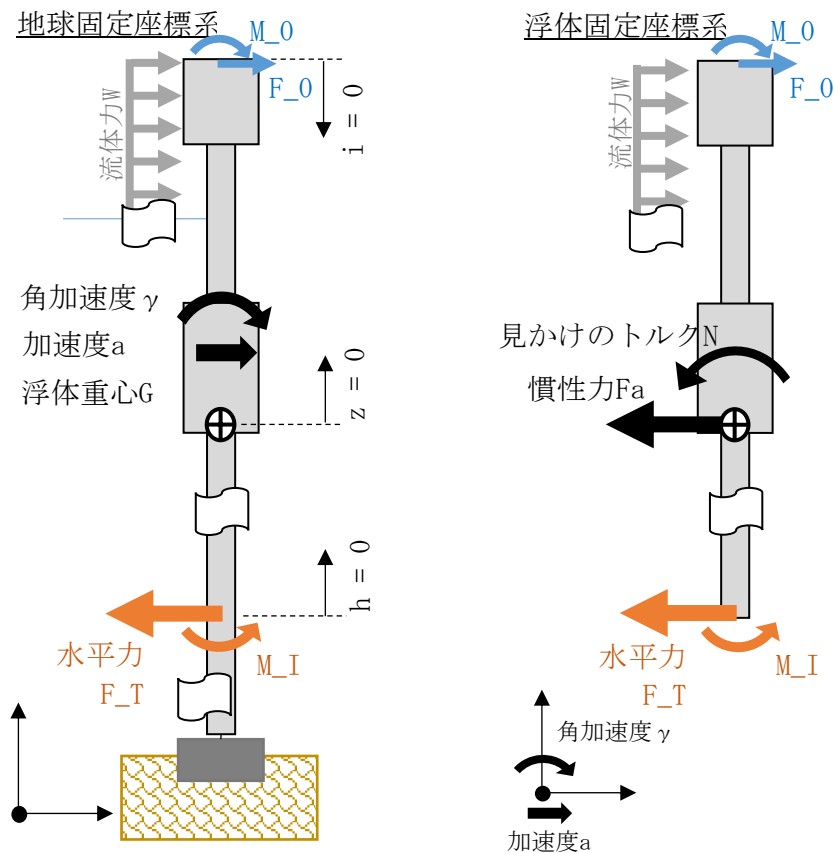
施設が潮流を受け、傾斜 ϕ でつりあい状態にあるとき、風と波が一時的に作用し、施設に加速度が生じることを考える。簡単のために以下のような前提を設ける。

- ① 質量 m の施設が、水平方向に流体力 W を受け、加速度 a で運動する。
このとき、 W と a の方向は同じとする。すなわち、座標系を施設構造に固定したとき、施設構造に作用する慣性力 ma と W の方向は、互いに反対となる(下図右)。
(慣性モーメント I 、角加速度 γ 、見かけのトルク N の関係も同様に考える)
- ② 施設固定座標系において、見かけのトルク N は、構造に対して曲げモーメントとして現れるから、角加速度 γ は考慮するものとする。
- ③ 施設の傾斜方向の動揺振幅(変位)は十分に小さいものとする。かつ、外力周期が大きいことから、傾斜運動の角速度はごく小さい。
そのため、角速度に相関する遠心力とコリオリ力は無視できるものとする。
- ④ 施設長手方向の変位および加速度はごく小さく、無視できるものとする。
- ⑤ 施設の初期傾斜 ϕ および、浮体と水粒子の相対速度の影響は十分に小さいものとし、考慮しない。

4.構造照査

1)外力等条件の整理(水平方向)

各物理量は、図の矢印の向きを正とする。



地球固定座標系において

水平方向の運動方程式

$$m \cdot a = W - F_T + F_0 \quad \dots [1]$$

回転方向の運動方程式(重心まわり)

$$I \cdot \gamma = \int (w \cdot z) dz + F_T \cdot h_g + M_0 - M_I \quad \dots [2]$$

(z : 重心原点、 h : 係留環原点)

浮体固定座標系において

水平方向のつりあい式

$$W = F_a + F_T + F_0 \quad \dots [3]$$

回転方向のつりあい式(重心まわり)

$$N = \int (w \cdot z) dz + F_T \cdot h_g + M_0 - M_I \quad \dots [4]$$

各式を比較して

$$F_a = m \cdot a \quad \dots [5]$$

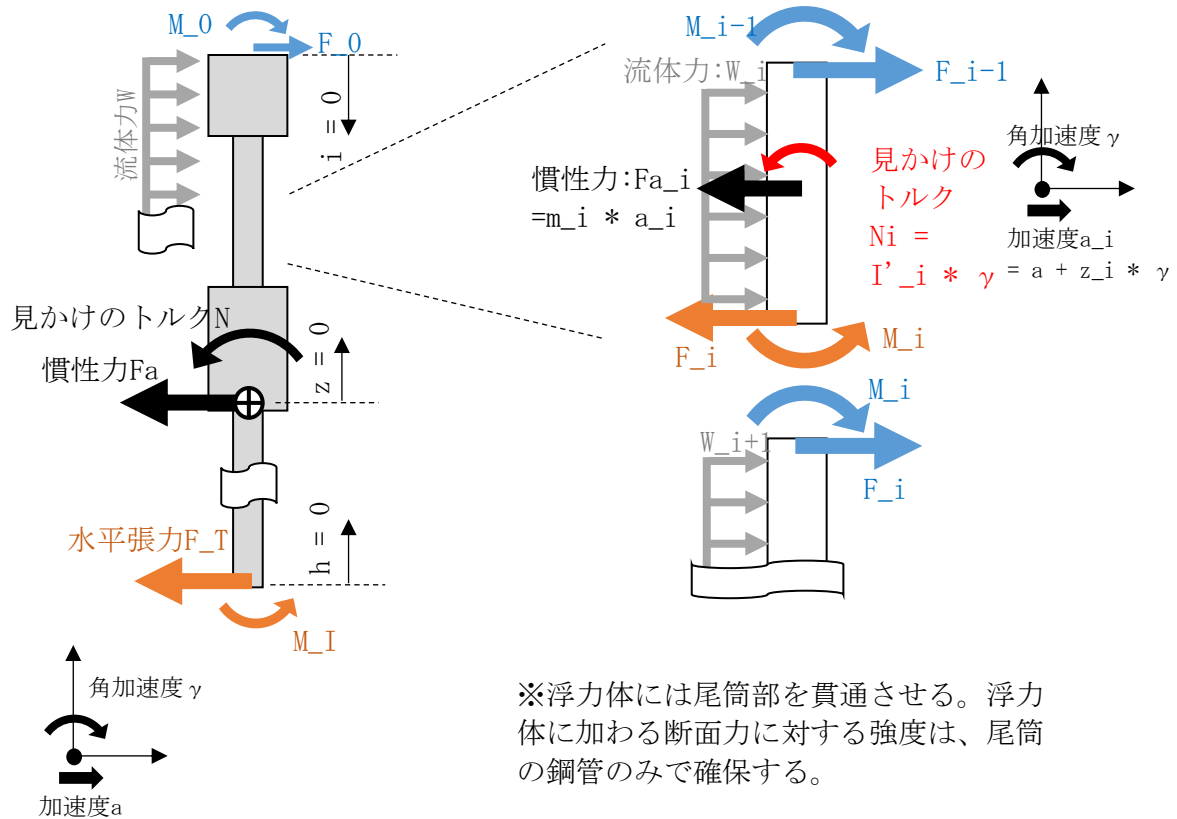
$$N = I \cdot \gamma \quad \dots [6]$$

4.構造照査

2) 施設のsurge方向およびpitch方向運動による断面力

浮体を櫓側から順に分割し、断面*i-1*~*i*を「区間*i*」とする。

区間*i*中央に固定した座標系において、同区間を下图右のような自由物体として考え、断面*i*における断面力を求める。



区間*i*は、区間*i*固定座標系において静止している。

せん断力*F_i*、モーメント*M_i*はそれぞれ以下の通り。

区間*i*の水平方向のつりあいから

$$F_i + F_{ai} = F_{i-1} + W_i$$

$$\Leftrightarrow F_i = F_{i-1} + W_i - m_i (a + z_i \gamma) \quad \dots [7]$$

ここで、区間*i*に作用する慣性力は

$$F_{ai} = m_i a_i = m_i (a + z_i \gamma) \quad \dots [8]$$

(*z_i* : 区間*i*重心の位置(浮体高さ方向、浮体重心原点、上向き正))

区間*i*重心まわりのモーメントのつりあいから

$$M_i + N_i = M_{i-1} + (F_{i-1} + F_i) L_i / 2$$

$$\Leftrightarrow M_i = M_{i-1} + (F_{i-1} + F_i) L_i / 2 - I'_i \gamma \quad \dots [9]$$

ここで、区間*i*に作用する見かけのトルクは

$$N_i = I'_i \gamma \quad \dots [10]$$

(*I'_i* : 区間*i*の慣性モーメント(区間*i*の重心まわり))

(*L_i* : 区間*i*の長さ)

4.構造照査

また、境界条件として

櫓の天井面 (i=0) において

天井面に作用する外力

$$F_0 = 0 \text{ [kN]} \quad \dots \text{ [11]}$$

天井面に作用するトルク

$$M_0 = 0 \text{ [kN} \cdot \text{m]} \quad \dots \text{ [12]}$$

係留環 (i=I) において

係留環に作用する水平力

$$F_I = F_T \quad \dots \text{ [13]}$$

係留環に作用するトルク

$$M_I = 0 \text{ [kN} \cdot \text{m]} \quad \dots \text{ [14]}$$

(いずれも施設端面における流体粒子の影響は無視する)

	部位	i	風荷重 [kN]	波抗力 [kN]	潮流力 [kN]	吹送流力 [kN]	質量 m_i [t]	慣性モーメント [t · m ²]		
								I'_i	$m_i z_i^2$	I_i
乾舷	櫓	1	25.4	-	-	-	4.29	9.22	2826	2835
	上部鋼管	2	6.1	-	-	-	1.27	3.5	543	546
喫水	上部鋼管	3	-	6.74	0.17	1.92	1.67	7.437	335	343
	浮力体	4	-	1.39	0.36	3.06	7.31	11.6	561	573
	尾筒(空所)	5	-	0.67	0.46	3.49	5.58	200	63.1	264
	尾筒(バラスト)	6	-	0.00	0.37	0.79	5.58	200	3245	3446
	ジョイント	7	-	0.00	0.02	0.00	2.05	0.683	2581	2582
水平張力@ジョイント					1.39		28			10589

4.構造照査

i) 風と波が、潮流と同方向であるとき

水平張力を $F_I = 1.39$ [kN] (潮流力のみ)と仮定する。

式[1]より、慣性力 $m \cdot a$ を未知量として

$$m \cdot a = W - F_I + F_0 = 49.5 \text{ [kN]}$$

$$(a = 1.78 \text{ [m/s}^2\text{]} (= 0.18 \text{ G}))$$

$$W = 50.9 \text{ [kN]}$$

重心まわりに作用するトルクは

式[2]より

$$I \cdot \gamma = \sum W_i z_i + F_I L_g - M_I = 952 \text{ [kN} \cdot \text{m]}$$

$$\gamma = N/I = 0.0899 \text{ [rad/s}^2\text{]}$$

ここで、

$$F_I L_g = 50.8 \text{ [kN} \cdot \text{m]} \quad (L_g: \text{係留環-重心距離})$$

$$\sum W_i z_i = 901 \text{ [kN} \cdot \text{m]}$$

		断面力(区間下端)						
部位	i	水平外力 W_i [kN]	慣性力 [kN]			見かけトルク N_i [kN・m]	せん断 F_i [kN]	モーメント M_i [kN・m]
			$m_i a$	$m_i (z_i \gamma)$	F_{ai}			
(檣天井面)	0	-	-	-	-	-	0	0
乾舷	檣	25.4	7.65	9.9	17.5	0.828	7.86	16.1
	上部鋼管	6.1	2.27	2.36	4.63	0.31	9.29	64.8
喫水	上部鋼管	8.83	2.98	2.129	5.11	0.6684	13.0	145.4
	浮力体	4.81	13.0	5.76	18.8	1.04	-0.978	165
	尾筒(空所)	4.63	10.0	-1.69	8.27	18.0	-4.62	89.3
	尾筒(バラスト)	1.16	10.0	-12.1	-2.141	18.0	-1.312	9.8
	ジョイント	0.0229	3.66	-6.54	-2.88	0.0614	1.59	10.0
		50.9	49.3			38.9		

4.構造照査

ii) 風と波が、潮流と逆方向であるとき(潮流:右向き、風と波:左向き)

水平張力を $F_I = 1.39$ [kN] (潮流力のみ)と仮定する。

式[1]より、慣性力 $m \cdot a$ を未知量として

$$m \cdot a = W - F_I + F_0 = -49.6 \text{ [kN]}$$

$$(a = -1.79 \text{ [m/s}^2\text{]} (= -0.18 \text{ G}))$$

$$W = -48.2 \text{ [kN]}$$

重心まわりに作用するトルクは

式[2]より

$$I \cdot \gamma = \sum W_i z_i + F_I L_g - M_I = -860 \text{ [kN} \cdot \text{m]}$$

$$\gamma = N/I = -0.0812 \text{ [rad/s}^2\text{]}$$

ここで、

$$F_I L_g = 50.8 \text{ [kN} \cdot \text{m]} \quad (L_g: \text{係留環-重心距離})$$

$$\sum W_i z_i = -911 \text{ [kN} \cdot \text{m]}$$

		断面力(区間下端)						
部位	i	水平外力 W_i [kN]	慣性力 [kN]			見かけトルク N_i [kN・m]	せん断 F_i [kN]	モーメント M_i [kN・m]
			$m_i a$	$m_i (z_i \gamma)$	F_{ai}			
(檣天井面)	0	-	-	-	-	-	0	0
乾舷	檣	-25.4	-7.66	-8.94	-16.6	-0.75	-8.80	-18.2
	上部鋼管	-6.1	-2.27	-2.14	-4.41	-0.28	-10.5	-73
喫水	上部鋼管	-8.48	-2.99	-1.92	-4.91	-0.60	-14.0	-162
	浮力体	-4.09	-13.1	-5.20	-18.3	-0.94	0.126	-185
	尾筒(空所)	-3.70	-10.0	1.52	-8.44	-16.3	4.86	-117
	尾筒(バラスト)	-0.41	-10.0	10.9	0.97	-16.3	3.48	-14.1
	ジョイント	0.02	-3.66	5.91	2.25	-0.06	1.25	-9.3
		-48.1			-49.4	-35.2		

iii) 各部断面力

以上、i) ii) の各表より、浮体が水平およびピッチ方向に運動する時、浮体構造に作用する、せん断荷重および曲げモーメントの最大値はそれぞれ

$$\text{上部鋼管 } |S|_{\max} = 14.0 \text{ [kN]} \quad |M|_{\max} = 162 \text{ [kN} \cdot \text{m]}$$

$$\text{尾筒 } |S|_{\max} = 4.86 \text{ [kN]} \quad |M|_{\max} = 185 \text{ [kN} \cdot \text{m]}$$

4.構造照査

3) 施設のheave方向運動による断面力

浮体は係留索方向(≒浮体長手方向)にはほとんど静止しているものとし、地球固定座標系において、つりあい状態であるとする。

区間*i*の高さ方向のつりあいは

$$T_i = \Sigma (F_{Nj} - m_j g) \cos \phi \pm F_{Wi}$$

ここで

Σ … $j=1\sim i$ の総和

T_i … 区間*i*下端面における引張力(下向き正)

i) 生物付着前

	部位	i	浮力 F_{Ni}	重力 $m_i g$	波抗力 F_{Di}	断面力(区間下端)	
			[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	
乾舷	櫓	1	-	42.1	-	-42.1	-42.1
	上部鋼管	2	-	12.5	-	-54.6	-54.6
喫水	上部鋼管	3	18.1	15.4	5.4	-46.5	-57.3
	浮力体	4	199.1	69.1	1.3	84.9	71.4
	尾筒(空所)	5	51.4	51.8	0.5	85.0	70.5
	尾筒(バラスト)	6	51.4	51.8	0.0	84.6	70.1
	ジョイント	7	5.41	19.8	-	70.2	55.7

ii) 生物付着後

	部位	i	浮力 F_{Ni}	重力 $m_i g$	波抗力 F_{Di}	断面力(区間下端)	
			[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	
乾舷	櫓	1	-	42.1	-	-42.1	-42.1
	上部鋼管	2	-	12.5	-	-54.6	-54.6
喫水	上部鋼管	3	18.1	16.4	6.7	-46.2	-59.6
	浮力体	4	199.1	71.7	1.4	82.6	66.4
	尾筒(空所)	5	51.4	54.7	0.7	79.9	62.4
	尾筒(バラスト)	6	51.4	54.7	0.0	76.6	59.0
	ジョイント	7	5.41	20.1	0.0	61.9	44.3

上表より、浮体が上下方向(浮体長手方向)に運動する時、浮体構造に作用する引張方向の力は

上部鋼管	$T_{max} = -42.1$ [kN]	$T_{min} = -59.65$ [kN]
尾筒	$T_{max} = 85.0$ [kN]	$T_{min} = 59.0$ [kN]

4.構造照査

4)強度照査

以上2)3)より、設計荷重等を下表にまとめる

	せん断 S _{max} [kN]	曲げ M _{max} [kN・m]	引張 T _{max} [kN]	圧縮 P _{max} [kN]	鋼管外径 φ [mm]	板厚 t [mm]	断面積 A [cm ²]	断面定数 W [cm ³]
i) 上部鋼管	14.0	162	-	59.6	558.8	12.7	218	2909
ii) 尾筒	5	185	85	-	558.8	16	273	3600

i) 上部鋼管

[a] 発生応力度

$$\begin{aligned}\sigma &= |P|_{\max}/A + |M|_{\max}/W \\ &= 2.74 + 55.6 = 58.3 < 210 \text{ N/mm}^2 \quad \dots \text{OK} \\ \tau &= |S|_{\max} / 0.5A = 1.29 < 120 \text{ N/mm}^2 \quad \dots \text{OK}\end{aligned}$$

[b] 座屈照査

荷重表より、 **座屈照査する**

$$\sigma_1 = |P_{\max}|/A = 2.74 < 45.0 \text{ N/mm}^2 \text{ (座屈応力)} \quad \dots \text{OK}$$

座屈応力

$$\sigma_a = 1E+06 / (6700 + (\beta L/k)^2)$$

$$= 45.0 \text{ [N/mm}^2]$$

β: 端末条件 2.1

細長比

L: 長さ 13.0 [m]

$$\beta L/k = 141 > 92.0$$

k: 断面2次半径 193.1 [mm]

圧縮力

$$P_{\max} = 59.6 \text{ [kN]}$$

表-3.2.2(a) 局部座屈を考慮しない許容軸方向圧縮応力度
(溶接箱形断面以外の場合)

(N/mm²)

鋼種 板厚 (mm)	SS400 SM400 SMA400W	SM490	SM490Y SM520 SMA490W	SM570 SMA570W
40 以下	$140: \frac{l}{r} \leq 18$ $140 - 0.82 \left(\frac{l}{r} - 18 \right):$ $18 < \frac{l}{r} \leq 92$ $\frac{1,200,000}{6,700 + \left(\frac{l}{r} \right)^2} :$ $92 < \frac{l}{r}$	$185: \frac{l}{r} \leq 16$ $185 - 1.2 \left(\frac{l}{r} - 16 \right):$ $16 < \frac{l}{r} \leq 79$ $\frac{1,200,000}{5,000 + \left(\frac{l}{r} \right)^2} :$ $79 < \frac{l}{r}$	$210: \frac{l}{r} \leq 15$ $210 - 1.5 \left(\frac{l}{r} - 15 \right):$ $15 < \frac{l}{r} \leq 75$ $\frac{1,200,000}{4,400 + \left(\frac{l}{r} \right)^2} :$ $75 < \frac{l}{r}$	$255: \frac{l}{r} \leq 18$ $255 - 2.1 \left(\frac{l}{r} - 18 \right):$ $18 < \frac{l}{r} \leq 67$ $\frac{1,200,000}{3,500 + \left(\frac{l}{r} \right)^2} :$ $67 < \frac{l}{r}$

4.構造照査

ii)尾筒

[a]発生応力度

$$\begin{aligned}\sigma &= |T|_{\max}/A + |M|_{\max}/W \\ &= 3.11 + 51.4 = 54.5 < 210 \text{ N/mm}^2 \quad \dots \text{ OK} \\ \tau &= |S|_{\max} / 0.5A = 0.36 < 120 \text{ N/mm}^2 \quad \dots \text{ OK}\end{aligned}$$

[b]座屈照査

荷重表より、座屈照査しない

5.安定性

5. 安定性の確認

傾斜がごく小さい時の静的安定性について検討する。

O:原点(任意)、B:浮心、G:重心、K:キール(浮力体底面)

施設が海底に係留されている時、

浮力体は常に水面下に位置し、浮力及び浮心位置は常に一定である。

復元モーメントと転倒モーメントの合成が、復元方向であればよい。

以下、点R(尾筒下端)まわりのモーメントについて、

	部位	浮力 [kN]	自重※ [kN]	潮流力 [kN]	区間中心 位置[m]
乾舷	檣	-	42.1	-	62.2
	上部鋼管	-	12.5	-	57.1
喫水	上部鋼管	18.1	15.4	0.17	50.6
	浮力体	199.1	69.1	0.36	45.3
	尾筒(上)	51.4	51.8	0.46	33.1
	尾筒(下)	51.4	51.8	0.37	12.4
	ジョイント	5.409	19.8	0.0	1.0

	力[kN]	中心[m]
浮力	307	36.9
自重	-262	36.6
潮流力	-1.4	32.8

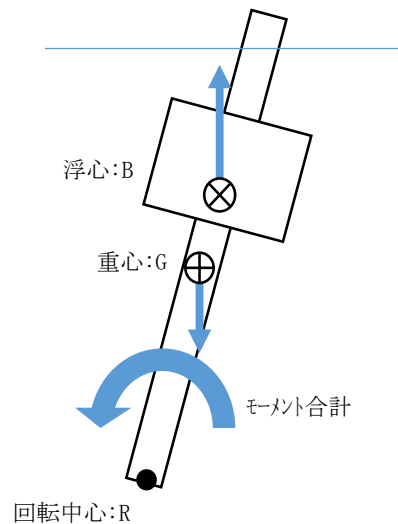
波などによる喫水の変動を考慮し、ここでは上部鋼管の浮力を加味しない。

潮流力のみ作用するとき、浮体の傾き ϕ は

$$\phi = 1.47 \text{ [deg]}$$

で平衡(つりあい)状態となる。

	浮体の傾き ϕ [deg]				
	0	1.47	5	10	20
	モーメント(復元方向正) [kN・m]				
浮力	0	291	989	1971	3883
自重	0	-247	-838	-1669	-3287
潮流力	-45	-45	-45	-45	-45
復元モーメント	-45	0	107	258	551



[補足]

重心および浮心の位置は常に一定であるため、合計モーメントの方向は常に上記の ϕ に復元する方向にはたらく、施設は転覆しない。

6.水圧照査(その1)

6. 水圧に対する強度照査

1)浮力体-上面板

浮力体上面が、基本水準面から 7.3 m の水深に位置しているとする。

このとき、鋼板が受ける流体力は、 静水圧:P1= 73.6 kN/m²

i) 四辺固定板の照査

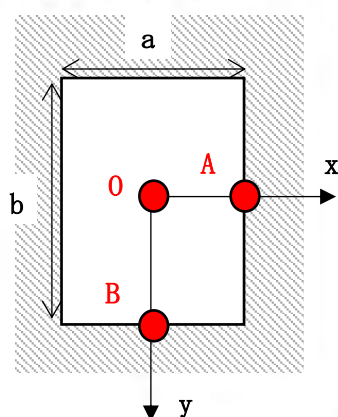
中央の鋼管および隔壁で区切られたパネルを長方形とみなし、

四辺固定板モデルとして強度照査する。

四辺固定板(短辺:a[mm],長辺:b[mm])に等分布荷重qが作用した場合の

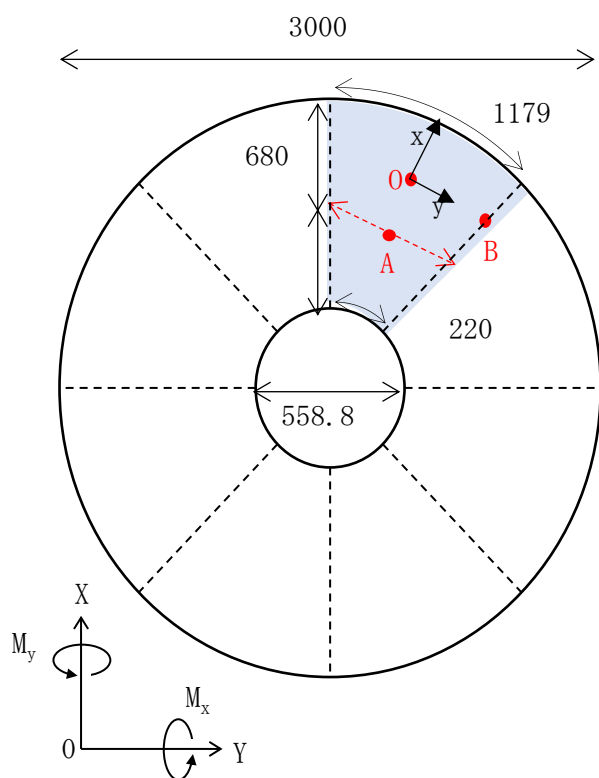
曲げモーメントは、次式から求められる。

(1) 等分布荷重を受ける周辺固定板の 曲げモーメント ($\nu=0.3$)



b/a	x=a/2, y=0	x=0, y=b/2	x=0, y=0	x=0, y=0
	$M_x = \beta \cdot p_0 \cdot a^2$ β	$M_y = \beta \cdot p_0 \cdot a^2$ β	$M_x = \beta \cdot p_0 \cdot a^2$ β	$M_y = \beta \cdot p_0 \cdot a^2$ β
1.0	-0.0513	-0.0513	0.0231	0.0231
1.1	-0.0581	-0.0538	0.0264	0.0231
1.2	-0.0639	-0.0554	0.0299	0.0228
1.3	-0.0687	-0.0563	0.0327	0.0222
1.4	-0.0726	-0.0568	0.0349	0.0212
1.5	-0.0757	-0.0570	0.0368	0.0203
1.6	-0.0780	-0.0571	0.0381	0.0193
1.7	-0.0799	-0.0571	0.0392	0.0182
1.8	-0.0812	-0.0571	0.0401	0.0174
1.9	-0.0822	-0.0571	0.0407	0.0165
2.0	-0.0829	-0.0571	0.0412	0.0158
∞	-0.0833	-0.0571	0.0417	0.0125

6.水圧照査(その1)



作用圧力 (kN/m ²)		73.6	
パネル形状	a	(mm)	680
	b		1179
縦横比	b / a		1.7
パネル板厚	t	(mm)	9
モーメント係数 β	O点	M_x	0.0392
		M_y	0.0182
	A点	M_x	-0.0799
曲げモーメントM (kN.m/m)	O点	M_x	1.335
		M_y	0.620
	B点	M_y	-1.94
発生応力度 σ (N/mm ²)	O点	σ_x	98.9 OK
		σ_y	45.9 OK
	A点	σ_x	201 OK
		σ_y	144 OK
許容応力度	σ_a (N/mm ²)	210	
発生せん断応力度	τ (N/mm ²)	1.8 OK	
許容応力度	τ_a (N/mm ²)	120	

6.水圧照査(その1)

ii)補強材(赤)の照査

単純支持はりモデルとして

はりにかかる均等荷重

$$q = 73.6 \times 0.680 = 50.1 \text{ kN/m}$$

最大モーメント

$$M = 50.1 \times 0.700^2 / 8 = 3.1 \text{ kN.m}$$

最大せん断力

$$S = 50.1 \times 0.700 / 2 = 17.5 \text{ kN}$$

リブサイズ

$$\text{FB } 90 \times 6 \quad [\text{SS400}]$$

フランジの有効幅

$$2b = 680 \text{ mm}$$

$$b/1 = 0.486 \rightarrow \lambda = 105 \text{ mm}$$

断面定数

				A (mm ²)	y (mm)	Ay (mm ³)	Ay ² (mm ⁴)	I (mm ⁴)
1	- Shl. PL	210	× 9	1889	49.5	93500	4628250	12750
2	- Web. PL	90	× 6	540	0	0	0	364500
				2429		93500	4628250	377250
								-3600221
								1405279

$$e = 38.5 \text{ mm}$$

$$W_1 = 90663 \text{ mm}^3$$

$$W_2 = 23228 \text{ mm}^3$$

発生応力度(点A:はり中央)

$$\sigma_1 = M/W_1 = 34.2 < 210 \text{ N/mm}^2 \text{ (圧縮)} \quad \dots \text{ OK}$$

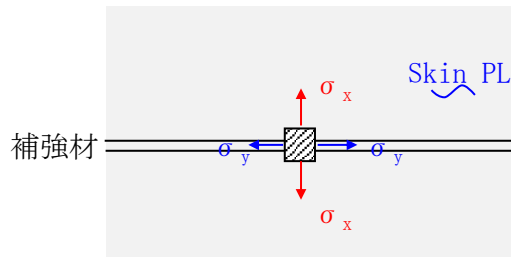
$$\sigma_2 = M/W_2 = 134 < 210 \text{ N/mm}^2 \text{ (引張)} \quad \dots \text{ OK}$$

$$\tau = S/A_S = 32.4 < 120 \text{ N/mm}^2 \quad \dots \text{ OK}$$

6.水圧照査(その1)

iii) 二軸応力状態の照査

点Aにおける二軸応力



$$\left(\frac{\sigma_x}{\sigma_a} \right)^2 - \left(\frac{\sigma_x}{\sigma_a} \right) \left(\frac{\sigma_y}{\sigma_a} \right) + \left(\frac{\sigma_y}{\sigma_a} \right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_a} \right)^2 = 1.18 \leq 1.2 \quad \dots \text{OK}$$

$\sigma_x = 201.5 \text{ N/mm}^2$: 周方向応力度 ※引張方向正
$\sigma_y = -34.2 \text{ N/mm}^2$: 径方向応力度 ※引張方向正
$\sigma_a = 210 \text{ N/mm}^2$: 許容応力度
$\tau = 32.4 \text{ N/mm}^2$: せん断応力度
$\tau_a = 120 \text{ N/mm}^2$: 許容応力度

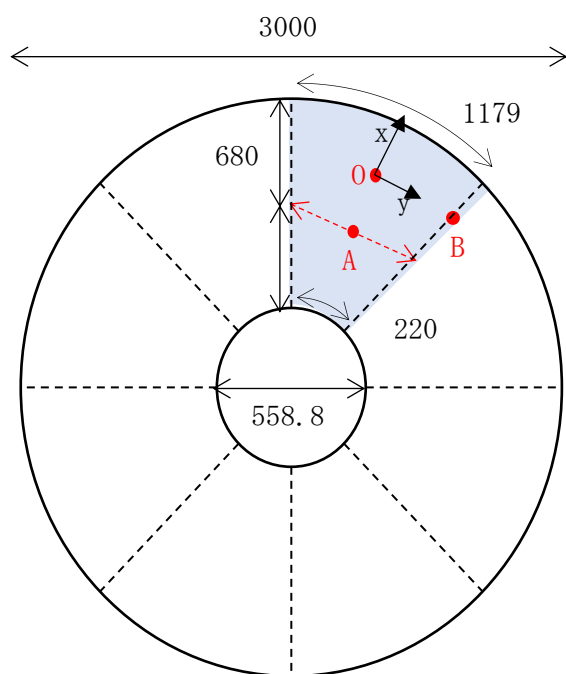
6.水圧照査(その1)

2) 浮力体-底板

浮力体底面が、基本水準面から 10.8 m の水深に位置しているとする。

このとき、鋼板が受ける流体力は、 静水圧: $P_1 = 109 \text{ kN/m}^2$

i) 四辺固定板の照査



作用圧力 (kN/m ²)		109	
パネル形状	a	(mm)	
	b	680	
		1179	
縦横比	b / a		1.7
パネル板厚	t	(mm)	
		12	
モーメント係数 β	O点	M_x	0.0392
		M_y	0.0182
	A点	M_x	-0.0799
	B点	M_y	-0.0571
曲げモーメントM (kN.m/m)	O点	M_x	1.975
		M_y	0.917
	A点	M_x	-4.03
	B点	M_y	-2.88
発生応力度 σ (N/mm ²)	O点	σ_x	82.3 OK
		σ_y	38.2 OK
	A点	σ_x	168 OK
		σ_y	120 OK
許容応力度	σ_a (N/mm ²)	210	
発生せん断応力度	τ (N/mm ²)	1.96 OK	
許容応力度	τ_a (N/mm ²)	120	

6.水圧照査(その1)

ii)補強材(赤)の照査

単純支持はりモデルとして

はりにかかる均等荷重

$$q = 109.0 \times 0.680 = 74.1 \text{ kN/m}$$

最大モーメント

$$M = 74.1 \times 0.700^2 / 8 = 4.5 \text{ kN.m}$$

最大せん断力

$$S = 74.1 \times 0.700 / 2 = 25.9 \text{ kN}$$

リブサイズ

$$\text{FB } 90 \times 6 \quad [\text{SS400}]$$

フランジの有効幅

$$2b = 680 \text{ mm}$$

$$b/1 = 0.486 \rightarrow \lambda = 105 \text{ mm}$$

断面定数

				A (mm ²)	y (mm)	Ay (mm ³)	Ay ² (mm ⁴)	I (mm ⁴)
1	- Shl. PL	210	× 12	2519	51.0	128444	6550667	30222
2	- Stf. PL	90	× 6	540	0	0	0	364500
				3059		128444	6550667	394722
								-5395227
								1550162

$$e = 42.0 \text{ mm}$$

$$W_1 = 103344 \text{ mm}^3$$

$$W_2 = 25836 \text{ mm}^3$$

発生応力度(はり中央)

$$\sigma_1 = M/W_1 = 43.5 < 210 \text{ N/mm}^2 \text{ (圧縮)} \quad \dots \text{ OK}$$

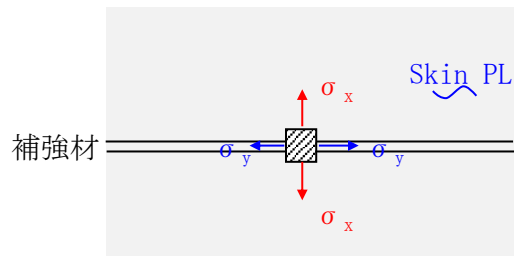
$$\sigma_2 = M/W_2 = 174 < 210 \text{ N/mm}^2 \text{ (引張)} \quad \dots \text{ OK}$$

$$\tau = S/A_S = 48.0 < 120 \text{ N/mm}^2 \quad \dots \text{ OK}$$

6.水圧照査(その1)

iii) 二軸応力状態の照査

点Aにおける二軸応力



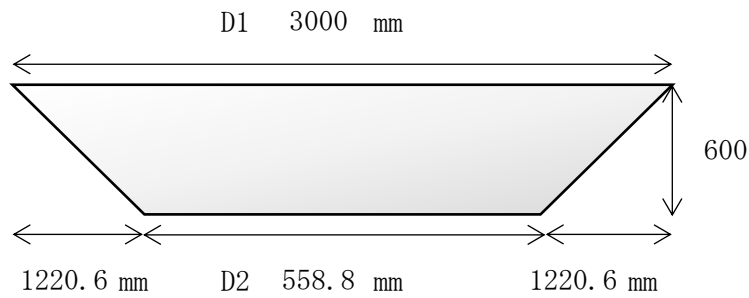
$$\left(\frac{\sigma_x}{\sigma_a} \right)^2 - \left(\frac{\sigma_x}{\sigma_a} \right) \left(\frac{\sigma_y}{\sigma_a} \right) + \left(\frac{\sigma_y}{\sigma_a} \right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_a} \right)^2 = 1.01 \leq 1.2 \quad \dots \text{OK}$$

$\sigma_x =$	168 N/mm ²	: 周方向応力度	※引張方向正
$\sigma_y =$	-43.5 N/mm ²	: 径方向応力度	※引張方向正
$\sigma_a =$	210 N/mm ²	: 許容応力度	
$\tau =$	48.0 N/mm ²	: せん断応力度	
$\tau_a =$	120 N/mm ²	: 許容応力度	

6.水圧照査(その1)

iv) 斜板としての照査

斜板の外観図は、以下の通りである。



①円錐シェルとしての照査

$$N_{\theta} = \frac{q \cdot x \cdot \cos \phi_0}{\sin^2 \phi_0} = 69.0 \text{ N/mm} \quad \text{at } x = 137 \text{ mm}$$

$$= 370 \text{ N/mm} \quad \text{at } x = 737 \text{ mm}$$

$$\rightarrow \sigma_{\theta} = \frac{N_{\theta}}{t} = 7.67 < 210 \text{ N/mm}^2 \quad \text{at } x = 137 \text{ mm} \dots \text{OK}$$

$$= 41.2 < 210 \text{ N/mm}^2 \quad \text{at } x = 737 \text{ mm} \dots \text{OK}$$

$$N_s = \frac{q \cdot x}{2} \frac{\cos \phi_0}{\sin^2 \phi_0} \left(1 - \frac{h_0^2}{x^2} \right) = 179 \text{ N/mm} \quad \text{at } x = 737 \text{ mm}$$

$$\rightarrow \sigma_s = \frac{N_s}{t} = 19.9 < 210 \text{ N/mm}^2 \quad \text{at } x = 737 \text{ mm} \dots \text{OK}$$

ここで、 q : 静水圧 (= 0.109 N/mm^2)

$$\cos \phi_0 = 0.897$$

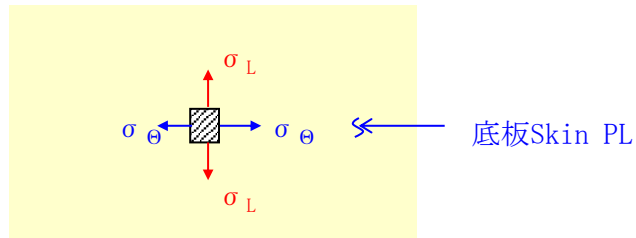
$$\sin \phi_0 = 0.441$$

h_0 : 円錐切欠き高さ (= 137 mm)

t : シェル厚 (= 9 mm)

6.水圧照査(その1)

②二軸応力状態の照査



$$\left(\frac{\sigma_{\theta}}{\sigma_a} \right)^2 - \left(\frac{\sigma_{\theta}}{\sigma_a} \right) \left(\frac{\sigma_L}{\sigma_a} \right) + \left(\frac{\sigma_L}{\sigma_a} \right)^2 = 0.029 \leq 1.2 \quad \dots \text{OK}$$

$\sigma_{\theta} = -41.2 \text{ N/mm}^2$: 周方向膜応力度 ※引張方向正
$\sigma_L = -19.9 \text{ N/mm}^2$: 長さ方向膜応力度 ※引張方向正
$\sigma_a = 210 \text{ N/mm}^2$	

③座屈照査

$$P_k = 2.4 \cdot E \cdot \left(\frac{r_1}{L'} \right) \cdot \left(\frac{t}{r_1} \right)^{2.5} = 1.20 \text{ N/mm}^2 > q \quad \dots \text{OK}$$

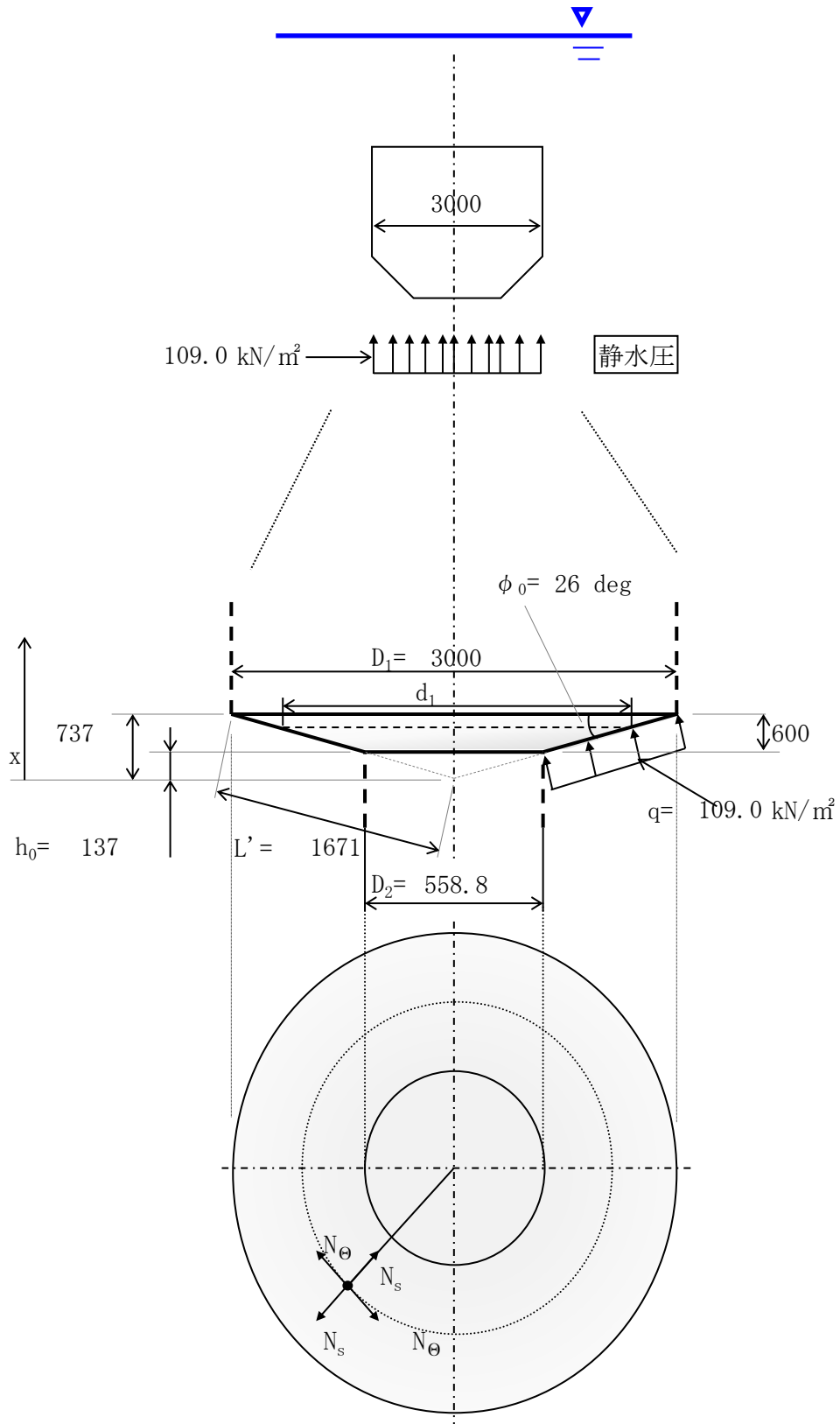
ここで、E : 弾性係数(= 200000 N/mm²)

r₁ : 外周半径(= 1500 mm)

r₂ : 内周半径(= 279.4 mm)

L' : 円錐辺長(= 1671 mm)

6.水圧照査(その1)



6.水圧照査(その1)

3) 浮力体-側板

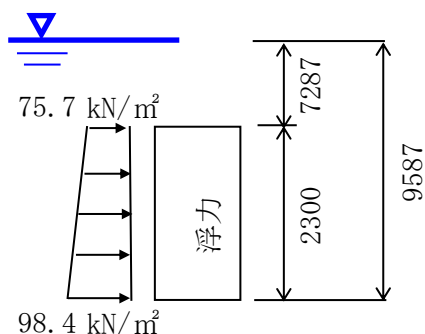
側板の強度は静水圧, 潮流力, 波力の合成作用力に対して確保するものとする。

i) 作用荷重

右図より、大きい方

作用圧力:P= 98.4 kN/m²

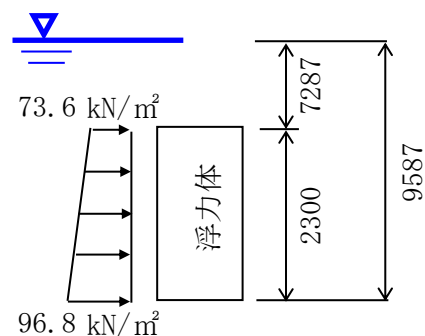
内訳は、以下の通り。



[a] 静水圧

$$\begin{aligned} f_w &= \rho_0 \cdot g \cdot z \\ &= 73.6 \text{ kN/m}^2 \quad \text{at } z = 7.3 \text{ m} \\ &= 96.8 \text{ kN/m}^2 \quad \text{at } z = 9.587 \text{ m} \end{aligned}$$

$\rho_0 = 1.03 \text{ t/m}^3$: 海水の密度
$g = 9.81 \text{ m/s}^2$: 重力加速度
$z = 9.587 \text{ m}$: 水深

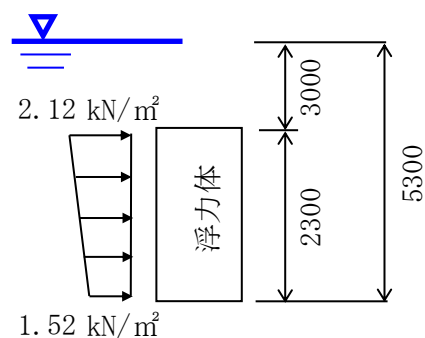


[b] 流体力

定常流中に置かれた浮体に作用する流体力 f_D

$$\begin{aligned} f_D &= \frac{1}{2} C_D \rho_0 V^2 \\ &= 2.12 \text{ kN/m}^2 \quad \text{at } z = 3.0 \text{ m} \\ &= 1.52 \text{ kN/m}^2 \quad \text{at } z = 5.300 \text{ m} \end{aligned}$$

$C_D = 1.0$: 抗力係数
$\rho_0 = 1.03 \text{ t/m}^3$: 海水の密度
$1/a = 1.167$	



$$\begin{aligned} \text{流速総和 } V &= V_w + V_T + V_B & 2.03 \text{ m/sec} \\ & & 1.72 \text{ m/sec} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{波粒子速度 } V_w & & 0.969 \text{ m/sec} \quad \text{at } z = 3.0 \text{ m} \\ & & 0.693 \text{ m/sec} \quad \text{at } z = 5.3 \text{ m} \end{aligned}$$

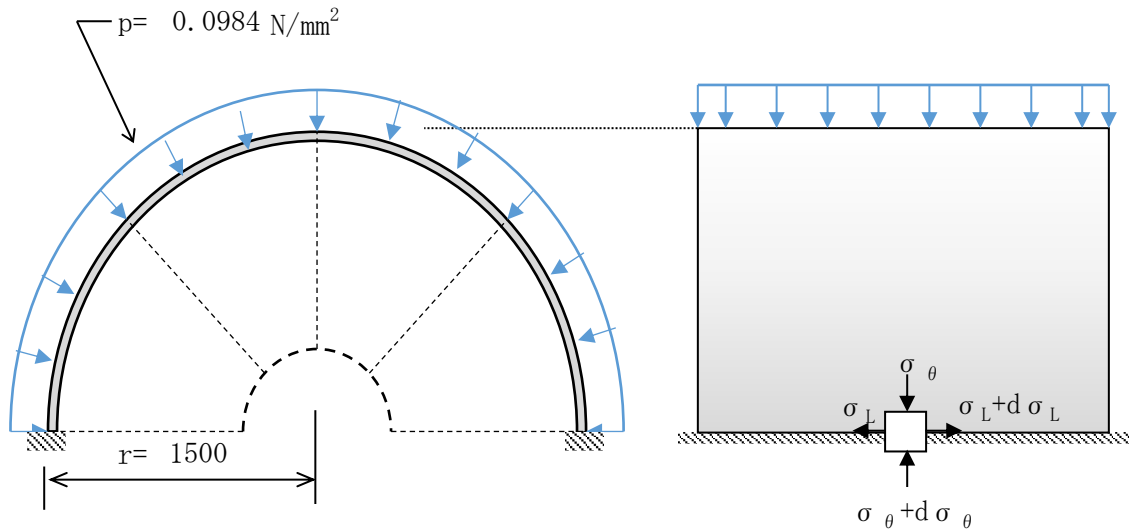
$$\begin{aligned} \text{潮流速度 } V_T & & 0.255 \text{ m/sec} \quad \text{at } z = 3.0 \text{ m} \\ & & 0.253 \text{ m/sec} \quad \text{at } z = 5.3 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{吹送流速 } V_B & & 0.804 \text{ m/sec} \quad \text{at } z = 3.0 \text{ m} \\ & & 0.770 \text{ m/sec} \quad \text{at } z = 5.3 \text{ m} \end{aligned}$$

6.水圧照査(その1)

ii)円筒シェルとしての照査

①外圧が作用する薄肉円筒構造の照査



円周方向

$$\sigma_{\theta} = \frac{p \cdot r}{t} = 16.4 < 210 \text{ N/mm}^2 \quad \dots \text{OK}$$

高さ方向

$$\sigma_L = \frac{p \cdot r}{2 \cdot t} = 8.20 < 210 \text{ N/mm}^2 \quad \dots \text{OK}$$

ここで、p: 作用圧(= 0.0984 N/mm²)

r: シェル半径(= 1500 mm)

t: シェル厚(= 9 mm)

(発生応力度が小さいため2軸応力の照査は省略する.)

6.水圧照査(その1)

②7-7の圧壊照査

荷重はi)より

$P = 98.4 \text{ kN/m}^2$

圧壊強度は

$$Pr = \frac{E \cdot I}{L \cdot r^3} [(\pi/\alpha)^2 - 1] = 3.42 \text{ N/mm}^2$$

$$\rightarrow 3423 \text{ kN/m}^2 > P$$

... OK

ここで、E: 弾性係数 (= 200000 N/mm²)

I: 断面二次モーメント (= 2E+06 mm⁴) (iii)②にて後述)

r: アーチ半径 (= 1500 mm)

α : 隔壁配置角 (= $\pi / 4 = 45 \text{ deg}$)

L: 補強材配置間隔 (= 575 mm) (iii)①にて後述)

図 1-7-2 均等外圧をうける周輪および弧状アーチの圧壊圧力算定法
第 8-16 表

屈半波数	4	2	
圧壊力	$p_k = \frac{3EI}{r^3}$	$p_k = \frac{EI}{r^3} \left[\left(\frac{\pi}{\alpha} \right)^2 - 1 \right]$	$p_k = \frac{EI}{r^3} (k^2 - 1)$

ただし、 k は次式または次表によって定まる。 $k \cdot \tan \alpha \cdot \cot k\alpha = 1$

α	30°	60°	90°	120°	150°	180°
k	8.621	4.375	3	2.364	2.066	2

船舶工学便覧 (日本造船学会編) 8. 1. 7. 2 p. 449

6.水圧照査(その1)

iii) 変形後の強度照査

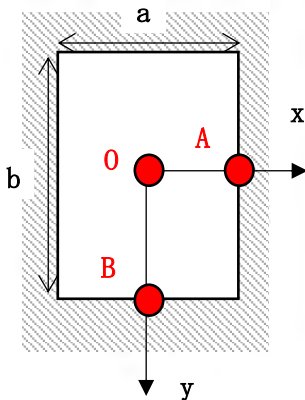
漂流物の衝突等、想定外の荷重によって側板の円筒形状が巨視的に崩れた場合(上記ii)の各式が適用できなくなった場合)について、検討する。

①側板パネルの照査

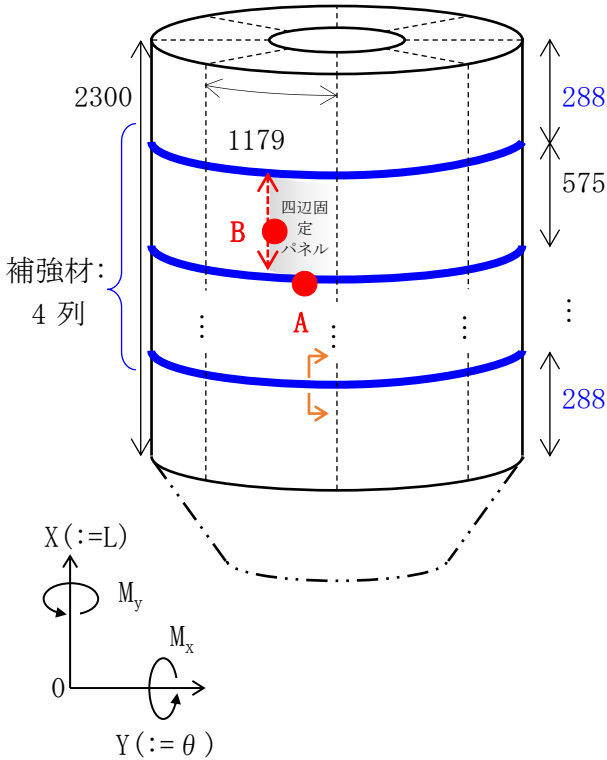
アーチ形状が崩れた箇所の側板を平板と見做し、
隔壁と補強材で支持された四辺固定板モデルとして照査する。
補強材は高さ方向に 4 列配置する。

(1) 等分布荷重を受ける周辺固定板の

曲げモーメント ($\nu=0.3$)



b/a	x=a/2, y=0	x=0, y=b/2	x=0, y=0	x=0, y=0
	$M_x = \beta \cdot p_0 \cdot a^2$ β	$M_y = \beta \cdot p_0 \cdot a^2$ β	$M_x = \beta \cdot p_0 \cdot a^2$ β	$M_y = \beta \cdot p_0 \cdot a^2$ β
1.0	-0.0513	-0.0513	0.0231	0.0231
1.1	-0.0581	-0.0538	0.0264	0.0231
1.2	-0.0639	-0.0554	0.0299	0.0228
1.3	-0.0687	-0.0563	0.0327	0.0222
1.4	-0.0726	-0.0568	0.0349	0.0212
1.5	-0.0757	-0.0570	0.0368	0.0203
1.6	-0.0780	-0.0571	0.0381	0.0193
1.7	-0.0799	-0.0571	0.0392	0.0182
1.8	-0.0812	-0.0571	0.0401	0.0174
1.9	-0.0822	-0.0571	0.0407	0.0166
2.0	-0.0829	-0.0571	0.0412	0.0158
∞	-0.0833	-0.0571	0.0417	0.0125



作用圧力 (kN/m ²)		98.4	
パネル形状	a	575	
	b	590	
縦横比	b/a	1	
パネル板厚	t	9	
モーメント 係数 β	○点	M_L	0.0231
		M_θ	0.0231
	A点	M_L	-0.0513
		M_θ	-0.0513
曲げモーメントM (kN.m/m)	○点	M_L	0.75
		M_θ	0.75
	A点	M_L	-1.67
		M_θ	-1.67
発生応力度 σ (N/mm ²)	○点	σ_L	55.6 OK
		σ_θ	55.6 OK
	A点	σ_L	124 OK
		σ_θ	124 OK
許容応力度	σ_a (N/mm ²)	210	
発生せん断応力度	τ (N/mm ²)	2.15 OK	
許容応力度	τ_a (N/mm ²)	120	

6.水圧照査(その1)

②補強材(青)の照査

側板が受ける水圧 p に対し、補強材と側板(有効幅 λ)が成すフレームによって、浮力体が変形後の形状を維持できることを確認する。

補強材のアーチ形状が崩れている状態を想定する。

◆フレームについて、単純支持はりモデルとして

はりにかかる均等荷重

$$q = 98.4 \times 0.575 = 56.6 \text{ kN/m}$$

最大モーメント

$$M = 56.6 \times 1.179^2 / 8 = 9.8 \text{ kN.m}$$

最大せん断力

$$S = 56.6 \times 1.179 / 2 = 33.4 \text{ kN}$$

リブサイズ

$$L - 100 \times 50 \times 9 \quad [\text{SS400}]$$

フランジの有効幅

$$2b = 576 \text{ mm}$$

$$b/l = 0.244 \rightarrow \lambda = 176 \text{ mm}$$

断面定数

					A (mm ²)	y (mm)	Ay (mm ³)	Ay ² (mm ⁴)	I (mm ⁴)
1	-	Shl. PL	353	× 9	3173	50.0	158630	7931520	21415
2	-	Web. PL	91	× 9	819	0	0	0	565178
3	-	Stf. PL	50	× 9	450	-50.0	-22500	1125000	3038
					4442		136130	9056520	589631
									-4158944
									5487207

$$e = 30.6 \text{ mm}$$

$$W_1 = 229590 \text{ mm}^3$$

$$W_3 = 64480 \text{ mm}^3$$

発生応力度(はり中央)

$\sigma_1 = M/W_1 =$	42.7	<	210	N/mm ²	(圧縮)	… OK
$\sigma_3 = M/W_3 =$	152	<	210	N/mm ²	(引張)	… OK
$\tau = S/A_s =$	40.8	<	120	N/mm ²		… OK

6.水圧照査(その1)

◆シェル構造としてのフルムの照査

円周方向

$$\sigma_{\theta} = \frac{p \cdot \pi r L}{n \cdot 2A} = 33.4 < 210 \text{ N/mm}^2 \quad \dots \text{OK}$$

ここで

$\pi r L$: 半径 r 高さ L の円柱が変形した時の投影面積の最大値

n : 補強材の本数

◆シェル応力に対する座屈照査

補強材方向

$$\sigma_{\theta} = 33.4 < 102.9 \text{ [N/mm}^2] \quad \dots \text{OK}$$

座屈応力

$$\sigma_a = 1.2E+06 / (6700 + (\beta L/k)^2)$$

$$= 102.9 \text{ [N/mm}^2]$$

β : 端末条件 2.1

L : 長さ 1.179 [m]

細長比

$$\beta L/k = 70.4 < 92$$

k : 断面2次半径 35.1 [mm]

表-3.2.2(a) 局部座屈を考慮しない許容軸方向圧縮応力度
(溶接箱形断面以外の場合)

(N/mm²)

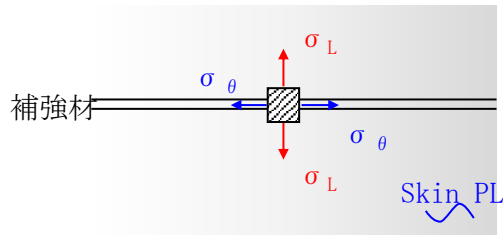
鋼種	SS400 SM400 SMA400W	SM490	SM490Y SM520 SMA490W	SM570 SMA570W
板厚 (mm)				
40 以下	$140: \frac{l}{r} \leq 18$ $140 - 0.82 \left(\frac{l}{r} - 18 \right):$ $18 < \frac{l}{r} \leq 92$ $\frac{1,200,000}{6,700 + \left(\frac{l}{r} \right)^2} :$ $92 < \frac{l}{r}$	$185: \frac{l}{r} \leq 16$ $185 - 1.2 \left(\frac{l}{r} - 16 \right):$ $16 < \frac{l}{r} \leq 79$ $\frac{1,200,000}{5,000 + \left(\frac{l}{r} \right)^2} :$ $79 < \frac{l}{r}$	$210: \frac{l}{r} \leq 15$ $210 - 1.5 \left(\frac{l}{r} - 15 \right):$ $15 < \frac{l}{r} \leq 75$ $\frac{1,200,000}{4,400 + \left(\frac{l}{r} \right)^2} :$ $75 < \frac{l}{r}$	$255: \frac{l}{r} \leq 18$ $255 - 2.1 \left(\frac{l}{r} - 18 \right):$ $18 < \frac{l}{r} \leq 67$ $\frac{1,200,000}{3,500 + \left(\frac{l}{r} \right)^2} :$ $67 < \frac{l}{r}$

6.水圧照査(その1)

◆パネル応力、はり応力、シール応力の合成

$$\begin{aligned} \sigma_{\theta} &= 42.7 + 33.4 = 76.1 < 210 \text{ N/mm}^2 \text{ (圧縮)} && \dots \text{ OK} \\ \sigma_L &= 124 - 8.20 = 115 < 210 \text{ N/mm}^2 \text{ (引張)} && \dots \text{ OK} \end{aligned}$$

◆A点(はりの中央)における二軸応力状態



$$\left(\frac{\sigma_{\uparrow}}{\sigma_a} \right)^2 - \left(\frac{\sigma_{\uparrow}}{\sigma_a} \right) \left(\frac{\sigma_L}{\sigma_a} \right) + \left(\frac{\sigma_L}{\sigma_a} \right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_a} \right)^2 = 0.81 \leq 1.2 \dots \text{ OK}$$

$\sigma_{\theta} = -76.1 \text{ N/mm}^2$: 周方向応力度 ※引張方向正
$\sigma_L = 124 \text{ N/mm}^2$: 長さ方向応力度 ※引張方向正
$\sigma_a = 210 \text{ N/mm}^2$: 許容応力度
$\tau = 40.8 \text{ N/mm}^2$: せん断応力度
$\tau_a = 120 \text{ N/mm}^2$: 許容応力度

6.水圧照査(その1)

③補強材(赤)の照査

◆単純支持はりモデルとして

はりにかかる均等荷重

$$q = 98.4 \times 0.590 = 58.0 \text{ kN/m}$$

最大モーメント

$$M = 58.0 \times 0.575^2 / 8 = 2.40 \text{ kN.m}$$

最大せん断力

$$S = 58.0 \times 0.575 / 2 = 16.7 \text{ kN}$$

リブサイズ

$$\text{FB } 75 \times 6 \quad [\text{SS400}]$$

フランジの有効幅

$$2b = 590 \text{ mm}$$

$$b/1 = 0.513 \rightarrow \lambda = 86 \text{ mm}$$

断面定数

				A (mm ²)	y (mm)	Ay (mm ³)	Ay ² (mm ⁴)	I (mm ⁴)
1	- Shl. PL	173	× 9	1553	42.0	65211	2738842	10480
2	- Stf. PL	75	× 6	450	0	0	0	210938
				2003		65211	2738842	221418
								-2128317
								831943

$$e = 32.6 \text{ mm}$$

$$W_1 = 59852 \text{ mm}^3$$

$$W_2 = 16186 \text{ mm}^3$$

発生応力度(はり中央)

$$\sigma_1 = M/W_U = 40.1 < 210 \text{ N/mm}^2 \text{ (圧縮)} \quad \dots \text{ OK}$$

$$\sigma_2 = M/W_L = 148 < 210 \text{ N/mm}^2 \text{ (引張)} \quad \dots \text{ OK}$$

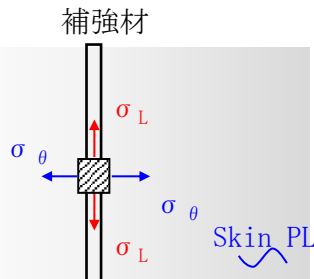
$$\tau = S/A_S = 37.1 < 120 \text{ N/mm}^2 \quad \dots \text{ OK}$$

6.水圧照査(その1)

◆パネル応力、はり応力、シェル応力の合成

$$\begin{aligned}\sigma_{\theta} &= 124 - 16.4 = 107 < 210 \text{ N/mm}^2 \text{ (引張)} && \dots \text{ OK} \\ \sigma_L &= 40.1 + 8.20 = 48.3 < 210 \text{ N/mm}^2 \text{ (圧縮)} && \dots \text{ OK}\end{aligned}$$

◆B点(はりの中央)における二軸応力状態



$$\left(\frac{\sigma_{\uparrow}}{\sigma_a} \right)^2 - \left(\frac{\sigma_{\uparrow}}{\sigma_a} \right) \left(\frac{\sigma_L}{\sigma_a} \right) + \left(\frac{\sigma_L}{\sigma_a} \right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_a} \right)^2 = 0.63 \leq 1.2 \dots \text{ OK}$$

$\sigma_{\theta} =$	124 N/mm ²	: 周方向応力度	※引張方向正
$\sigma_L =$	-48 N/mm ²	: 長さ方向応力度	※引張方向正
$\sigma_a =$	210 N/mm ²	: 許容応力度	
$\tau =$	37.1 N/mm ²	: せん断応力度	
$\tau_a =$	120 N/mm ²	: 許容応力度	

6.水圧照査(その1)

4) 浮力体-隔壁

外板の亀裂から浮力体内に浸水した状態を想定する。

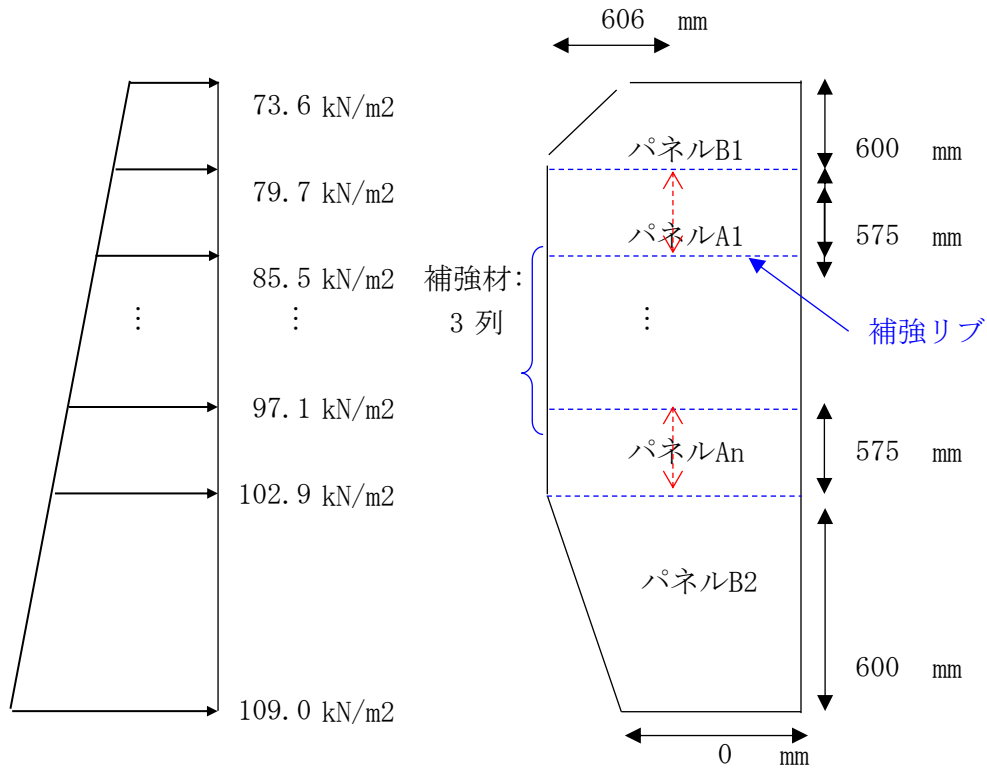
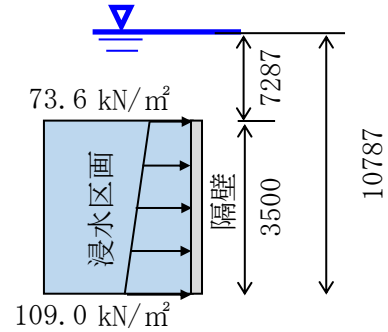
浸水時においては、静水圧 109.0 kN/m² が内部隔壁に作用するものとする。

浮力体は常に水面下にあることから、浸水区画は満水であるとして検討する。

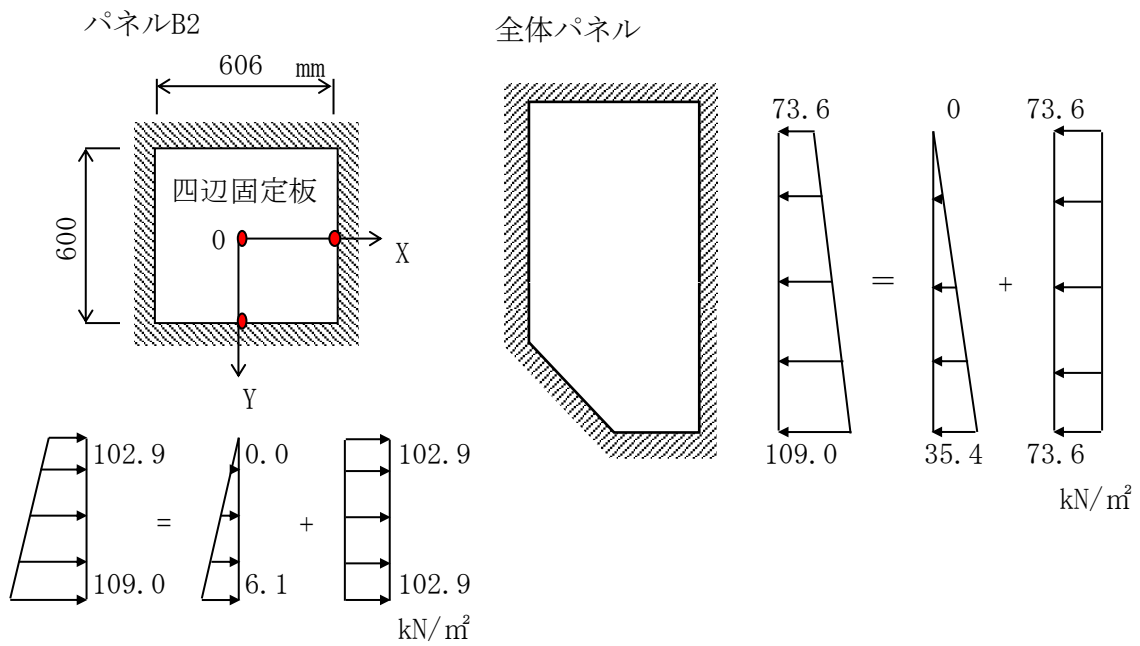
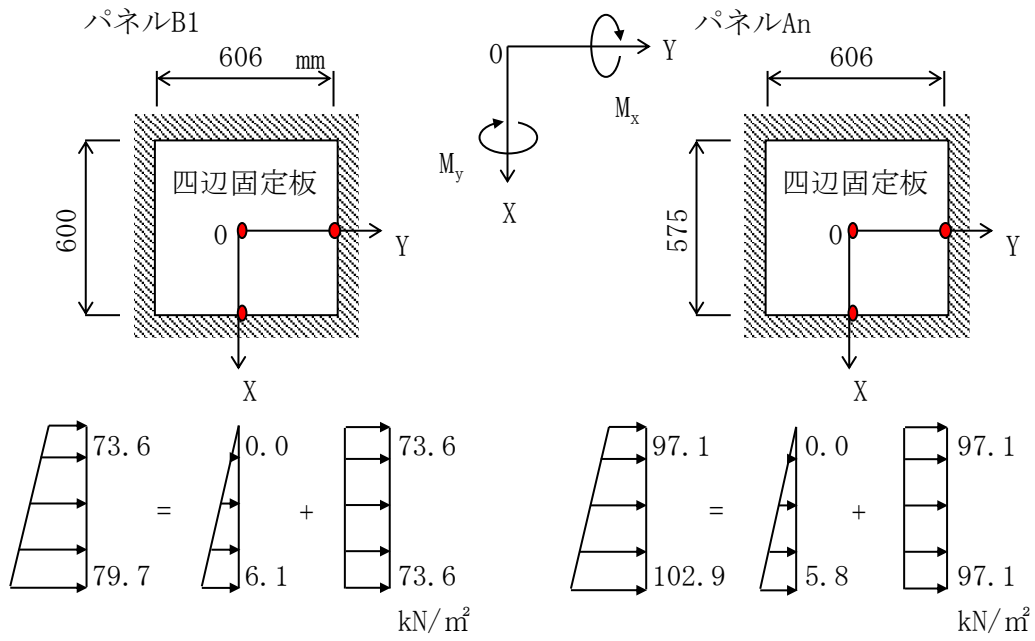
i) 水圧分布

$$\begin{aligned}
 f_w &= \rho_0 \cdot g \cdot z \\
 &= 73.6 \text{ kN/m}^2 \quad \text{at } z = 7.29 \text{ m} \\
 &= 109.0 \text{ kN/m}^2 \quad \text{at } z = 10.79 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$\rho_0 = 1.03 \text{ t/m}^3$: 海水の密度
$g = 9.81 \text{ m/s}^2$: 重力加速度



6.水圧照査(その1)



6.水圧照査(その1)

ii) パネル照査

[a] 全体パネル

全体パネル外縁線に加わるせん断荷重は

$$S = (p_1 + p_2) / 2 \times A \\ = 387.2 \text{ [kN]}$$

せん断応力

$$\tau = S / (L \times t) = 4.57 < 120 \text{ [N/mm}^2\text{]} \quad \dots \text{ OK}$$

ここで

外縁の線長 $L = 9424$

隔壁の板厚 $t = 9$

(簡単のため、パネルは長方形と見做した)

[b] パネルA1~An

水密隔壁を四辺固定板にモデル化して強度照査する。

四辺固定板に水圧分布 q が作用した場合の曲げモーメントは

$$M = \beta \cdot q \cdot a^2$$

ここで、 β は以下の通り。

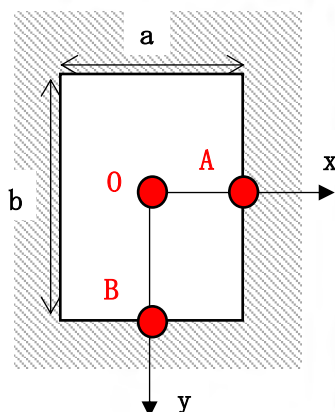
表 7.5 (i) 等変分布荷重を受ける周辺固定板のたわみおよびモーメント ($\nu=0.3$)¹⁾

※下表では、変分布荷重方向をx軸とする

$\frac{b}{a}$	$x=0, y=0$			$x=a/2, y=0$	$x=-a/2, y=0$	$x=0, y=\pm b/2$
	$w = \alpha(p_0 a^4 / D)$	$M_x = \beta_1 p_0 a^2$	$M_y = \beta_2 p_0 a^2$	$M_x = \gamma_1 p_0 a^2$	$M_x = \gamma_2 p_0 a^2$	$M_y = \delta p_0 a^2$
0.5	0.000080	0.00198	0.00515	-0.0115	-0.0028	-0.0104
2/3	0.000217	0.00451	0.00817	-0.0187	-0.0066	-0.0168
1.0	0.00063	0.0115	0.0115	-0.0334	-0.0179	-0.0257
1.5	0.00110	0.0184	0.0102	-0.0462	-0.0295	-0.0285
∞	0.00130	0.0208	0.0063	-0.0500	-0.0333	—

(1) 等分布荷重を受ける周辺固定板の曲げモーメント ($\nu=0.3$)

※下表では、短辺方向をx軸とする



b/a	$x=a/2, y=0$	$x=0, y=b/2$	$x=0, y=0$	$x=0, y=0$
	$M_x = \beta \cdot p_0 \cdot a^2$	$M_y = \beta \cdot p_0 \cdot a^2$	$M_x = \beta \cdot p_0 \cdot a^2$	$M_y = \beta \cdot p_0 \cdot a^2$
	β	β	β	β
1.0	-0.0513	-0.0513	0.0231	0.0231
1.1	-0.0581	-0.0538	0.0264	0.0231
1.2	-0.0639	-0.0554	0.0299	0.0228
1.3	-0.0687	-0.0563	0.0327	0.0222
1.4	-0.0726	-0.0568	0.0349	0.0212
1.5	-0.0757	-0.0570	0.0368	0.0203
1.6	-0.0780	-0.0571	0.0381	0.0193
1.7	-0.0799	-0.0571	0.0392	0.0182
1.8	-0.0812	-0.0571	0.0401	0.0174
1.9	-0.0822	-0.0571	0.0407	0.0165
2.0	-0.0829	-0.0571	0.0412	0.0158
∞	-0.0833	-0.0571	0.0417	0.0125

6.水圧照査(その1)

◆パネルB1

※下表では、変分布荷重方向をx軸とする

等変分布荷重	[kN/mm ²]	0~ 6.1	
パネル形状	a	(mm)	600
	b		606
縦横比	b / a	1.0	
パネル板厚	t (mm)	9	
モーメント係数β	O点	M _x	0.0184
		M _y	0.0115
	A点	M _x	-0.0462
		M _y	0
曲げモーメントM (kN. m/m)	O点	M _x	0.040
		M _y	0.025
	A点	M _x	-0.101
		M _y	0
発生垂直応力度 σ (N/mm ²)	O点	σ _x	3.0
		σ _y	1.9
	A点	σ _x	7.5
		σ _y	5

※下表では、短辺方向をx軸とする

等分布荷重	[kN/mm ²]	73.6	
パネル形状	a	(mm)	600
	b		606
縦横比	b / a	1.0	
パネル板厚	t (mm)	9	
モーメント係数β	O点	M _x	0.0231
		M _y	0.0231
	A点	M _x	-0.0513
		M _y	-0.0513
曲げモーメントM (kN. m/m)	O点	M _x	0.612
		M _y	0.612
	A点	M _x	-1.359
		M _y	-1.359
発生垂直応力度 σ (N/mm ²)	O点	σ _x	45.3
		σ _y	45.3
	A点	σ _x	100.7
		σ _y	100.7

※下表では、変分布荷重方向をx軸とする

合成荷重				
合成垂直応力度 σ (N/mm ²)	O点	σ	48	... OK
		σ	47	... OK
	A点	σ	108	... OK
		σ	105	... OK
許容応力度	σ _a (N/mm ²)	210		
発生せん断応力度 τ (N/mm ²)		1.3	... OK	
許容応力度	τ _a (N/mm ²)	120		

6.水圧照査(その1)

◆パネルAn

※下表では、変分布荷重方向をx軸とする

等変分布荷重	[kN/mm ²]		0~ 5.8
パネル形状	a	(mm)	575
	b		606
縦横比	b / a		1.1
パネル板厚	t	(mm)	9
モーメント係数β	O点	M _x	0.0184
		M _y	0.01150
	A点	M _x	-0.0462
		M _y	0
曲げモーメントM (kN. m/m)	O点	M _x	0.035
		M _y	0.022
	A点	M _x	-0.089
		M _y	0
発生垂直応力度 σ (N/mm ²)	O点	σ _x	2.6
		σ _y	1.6
	A点	σ _x	6.6
		σ _y	4

※下表では、短辺方向をx軸とする

等分布荷重	[kN/mm ²]		97.1
パネル形状	a	(mm)	575
	b		606
縦横比	b / a		1.1
パネル板厚	t	(mm)	9
モーメント係数β	O点	M _x	0.0231
		M _y	0.0231
	A点	M _x	-0.0513
		M _y	-0.0513
曲げモーメントM (kN. m/m)	O点	M _x	0.742
		M _y	0.742
	A点	M _x	-1.647
		M _y	-1.647
発生垂直応力度 σ (N/mm ²)	O点	σ _x	54.9
		σ _y	54.9
	A点	σ _x	122.0
		σ _y	122.0

※下表では、変分布荷重方向をx軸とする

合成荷重				
合成垂直応力度 σ (N/mm ²)	O点	σ	58	... OK
		σ	57	... OK
	A点	σ	129	... OK
		σ	126	... OK
許容応力度	σ _a (N/mm ²)		210	
発生せん断応力度 τ (N/mm ²)			1.6	... OK
許容応力度	τ _a (N/mm ²)		120	

6.水圧照査(その1)

◆パネルB2

※下表では、変分布荷重方向をx軸とする

等変分布荷重	[kN/mm ²]		0~ 6.1
パネル形状	a	(mm)	600
	b		606
縦横比	b / a		1.0
パネル板厚	t	(mm)	9
モーメント係数β	O点	M _x	0.0184
		M _y	0.01150
	A点	M _x	-0.0462
		M _y	0
曲げモーメントM (kN. m/m)	O点	M _x	0.040
		M _y	0.025
	A点	M _x	-0.101
		M _y	0
発生垂直応力度 σ (N/mm ²)	O点	σ _x	3.0
		σ _y	1.9
	A点	σ _x	7.5
		σ _y	5

※下表では、短辺方向をx軸とする

等分布荷重	[kN/mm ²]		102.9
パネル形状	a	(mm)	600
	b		606
縦横比	b / a		1.0
パネル板厚	t	(mm)	9
モーメント係数β	O点	M _x	0.0231
		M _y	0.0231
	A点	M _x	-0.0513
		M _y	-0.0513
曲げモーメントM (kN. m/m)	O点	M _x	0.856
		M _y	0.856
	A点	M _x	-1.900
		M _y	-1.900
発生垂直応力度 σ (N/mm ²)	O点	σ _x	63.4
		σ _y	63.4
	A点	σ _x	140.8
		σ _y	140.8

※下表では、変分布荷重方向をx軸とする

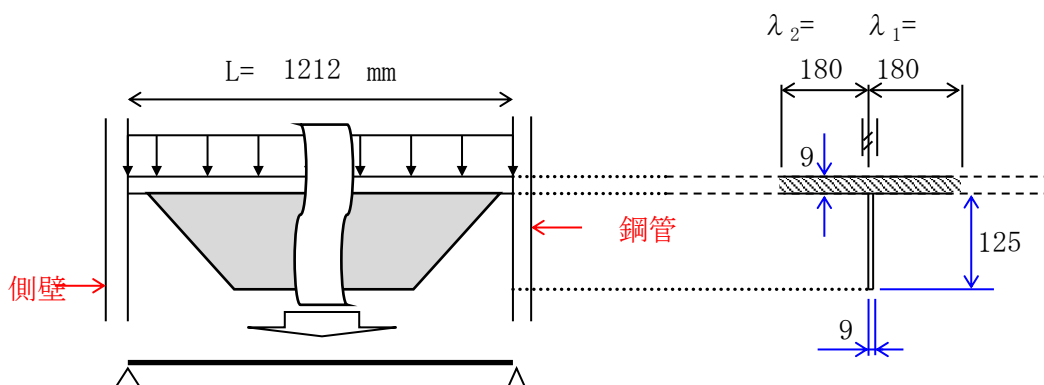
合成荷重				
合成垂直応力度 σ (N/mm ²)	O点	σ	66	... OK
		σ	65	... OK
	A点	σ	148	... OK
		σ	145	... OK
許容応力度	σ _a (N/mm ²)		210	
発生せん断応力度 τ (N/mm ²)			1.8	... OK
許容応力度	τ _a (N/mm ²)		120	

6.水圧照査(その1)

iii) 補強リブ強度(青)

単純支持梁として照査する。

なお補強リブは隔壁の両面に取り付けるが、曲げの引張(浸水区画の外)側のリブのみ有効であるとして照査する。



$$\begin{aligned} \text{作用荷重 } q_1 &= 102.9 \times 0.575 = 59.2 \text{ kN/m} \\ \text{設計断面力 } M &= 59.2 \times 1.212^2 / 8 = 10.86 \text{ kN.m} \\ S &= 59.2 \times 1.212 / 2 = 35.9 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

リブサイズ FB 125 x 9 [SS400]

フランジの片側有効幅

$$\begin{aligned} 2b_1 &= 575 \text{ mm} \\ b_1/l &= 0.24 \rightarrow \lambda_1 = 180 \text{ mm} \\ 2b_2 &= 575 \text{ mm} \\ b_2/l &= 0.24 \rightarrow \lambda_2 = 180 \text{ mm} \end{aligned}$$

断面定数

				A (mm ²)	y (mm)	Ay (mm ³)	Ay ² (mm ⁴)	I (mm ⁴)
1	-	Shl. PL	360 × 9	3237	67.0	216903	14532526	21852
2	-	Stf. FB	125 × 9	1125	0	0	0	1464844
								4362
								216903
								14532526
								1486696
								-10784767
								5234456

$$e = 50 \text{ mm}$$

$$W_1 = 105275 \text{ mm}^3$$

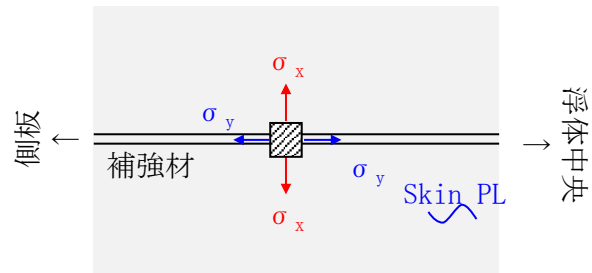
$$W_2 = 62109 \text{ mm}^3$$

発生応力度	$\sigma_1 = M/W_U =$	103	<	210	N/mm ²	(圧縮)	… OK
	$\sigma_2 = M/W_L =$	175	<	210	N/mm ²	(引張)	… OK
	$\tau = S/A_S =$	31.9	<	120	N/mm ²		… OK

6.水圧照査(その1)

iv) 二軸応力度の照査

はりの中央において



$$\left(\frac{\sigma_x}{\sigma_a} \right)^2 - \left(\frac{\sigma_x}{\sigma_a} \right) \left(\frac{\sigma_y}{\sigma_a} \right) + \left(\frac{\sigma_y}{\sigma_a} \right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_a} \right)^2 = 1.16 \leq 1.2 \quad \dots \text{OK}$$

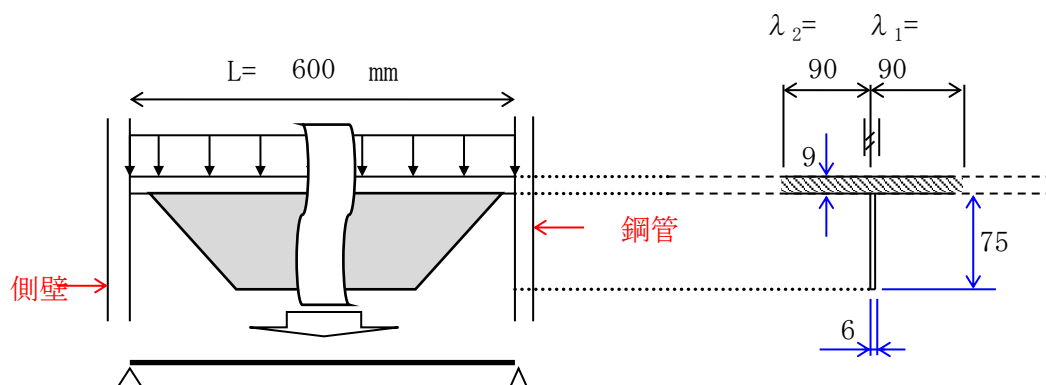
$\sigma_x = 148.2 \text{ N/mm}^2$: パネル応力度	※引張正
$\sigma_y = -103.2 \text{ N/mm}^2$: 補強リブ応力度	※引張正
$\sigma_a = 210 \text{ N/mm}^2$		
$\tau = 31.9 \text{ N/mm}^2$: デッキせん断応力度	
$\tau_a = 120 \text{ N/mm}^2$		

6.水圧照査(その1)

iv) 補強リブ強度 (赤)

① 単純支持梁として

なお補強リブは隔壁の両面に取り付けるが、曲げの引張(浸水区画の外)側のリブのみ有効であるとして照査する。



$$\begin{aligned} \text{作用荷重 } q_1 &= 102.9 \times 0.606 = 62.4 \text{ kN/m} \\ \text{設計断面力 } M &= 62.4 \times 0.600^2 / 8 = 2.81 \text{ kN.m} \\ S &= 62.4 \times 0.600 / 2 = 18.7 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

リブサイズ FB 75 x 6 [SS400]

フランジの片側有効幅

$$\begin{aligned} 2b_1 &= 606 \text{ mm} \\ b_1/l &= 0.51 \rightarrow \lambda_1 = 90 \text{ mm} \\ 2b_2 &= 606 \text{ mm} \\ b_2/l &= 0.51 \rightarrow \lambda_2 = 90 \text{ mm} \end{aligned}$$

断面定数

				A (mm ²)	y (mm)	Ay (mm ³)	Ay ² (mm ⁴)	I (mm ⁴)
1	- Shl. PL	180 × 9		1620	42.0	68040	2857680	10935
2	- Stf. FB	75 × 6		450	0	0	0	210938
								221873
								-2236445
								843107

$$e = 33 \text{ mm}$$

$$W_1 = 25650 \text{ mm}^3$$

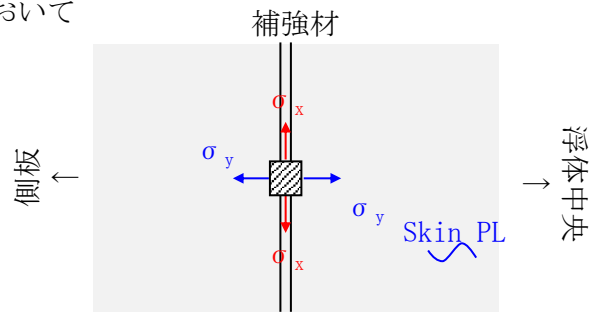
$$W_2 = 16489 \text{ mm}^3$$

発生応力度	$\sigma_1 = M/W_U =$	109	<	210	N/mm ²	(圧縮)	… OK
	$\sigma_2 = M/W_L =$	170	<	210	N/mm ²	(引張)	… OK
	$\tau = S/A_S =$	41.6	<	120	N/mm ²		… OK

6.水圧照査(その1)

②二軸応力度の照査

はりの中央において



$$\left(\frac{\sigma_x}{\sigma_a} \right)^2 - \left(\frac{\sigma_x}{\sigma_a} \right) \left(\frac{\sigma_y}{\sigma_a} \right) + \left(\frac{\sigma_y}{\sigma_a} \right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_a} \right)^2 = 1.06 \leq 1.2 \quad \dots \text{OK}$$

$\sigma_x = -109.4 \text{ N/mm}^2$: 補強リブ応力度	※引張正
$\sigma_y = 126.0 \text{ N/mm}^2$: パネル応力度	※引張正
$\sigma_a = 210 \text{ N/mm}^2$		
$\tau = 41.6 \text{ N/mm}^2$		
$\tau_a = 120 \text{ N/mm}^2$		

6.水圧照査(その2)

5) 上部鋼管

上部鋼管は、円筒シェルとしてモデル化する。

i) 鋼管緒元

$$\phi D = 558.8 \text{ [mm]}$$

$$t = 12.7 \text{ [mm]}$$

$$I = 8E+08 \text{ [mm}^4\text{]} \quad \text{断面二次モーメント}$$

ii) 作用荷重

右図より、大きい方

$$\text{作用圧力: } P = 75.7 \text{ kN/m}^2$$

内訳は、以下[a][b]の通り。

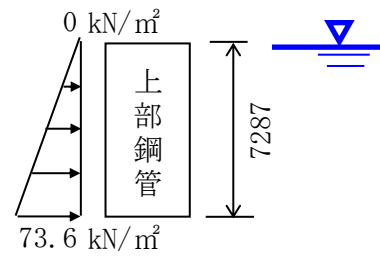
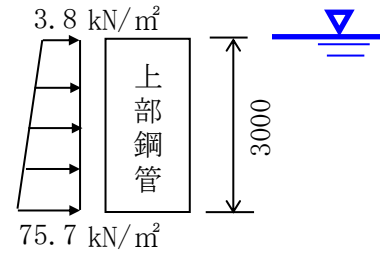
[a] 静水圧

$$f_w = \rho_0 \cdot g \cdot z$$

$$= 0 \text{ kN/m}^2 \quad \text{at } z = 0 \text{ m}$$

$$= 73.6 \text{ kN/m}^2 \quad \text{at } z = 7.287 \text{ m}$$

$\rho_0 = 1.03 \text{ t/m}^3$: 海水の密度
$g = 9.81 \text{ m/s}^2$: 重力加速度
$z = 7.287 \text{ m}$: 水深



6.水圧照査(その2)

[b] 流体力

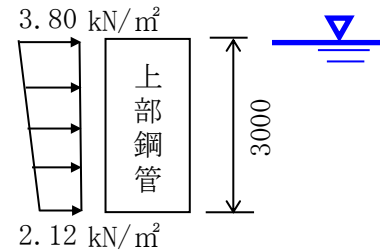
定常流中に置かれた浮体に作用する流体力 f_D

$$f_D = \frac{1}{2} C_D \rho_0 V^2$$

$$= 3.80 \text{ kN/m}^2 \quad \text{at } z = 0 \text{ m}$$

$$= 2.12 \text{ kN/m}^2 \quad \text{at } z = 3 \text{ m}$$

$C_D = 1.0$: 抗力係数
$\rho_0 = 1.03 \text{ t/m}^3$: 海水の密度
$1/a = 5.37$	



流速総和 $V=V_W+V_T+V_B$ 2.72 m/sec at $z = 0$ m
 2.03 m/sec at $z = 3$ m

波粒子速度 V_W 1.603 m/sec at $z = 0$ m
 0.969 m/sec at $z = 3$ m

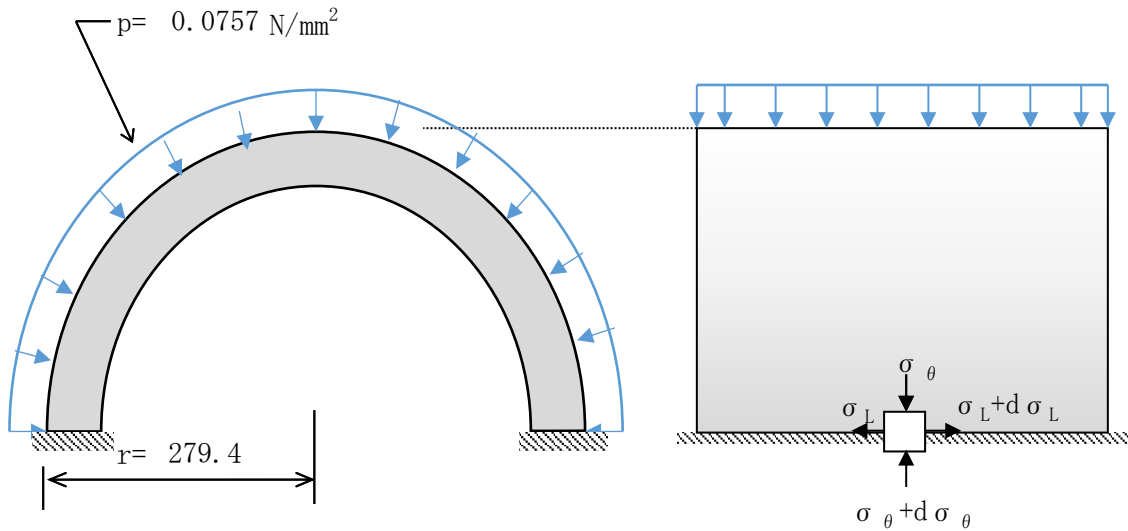
潮流速度 V_T 0.257 m/sec at $z = 0$ m
 0.255 m/sec at $z = 3$ m

吹送流速 V_B 0.855 m/sec at $z = 0$ m
 0.804 m/sec at $z = 3$ m

6.水圧照査(その2)

iii)円筒シェルとしての照査

①外圧が作用する薄肉円筒構造の照査



円周方向

$$\sigma_\theta = \frac{p \cdot r}{t} = 1.67 < 210 \text{ N/mm}^2 \quad \dots \text{OK}$$

高さ方向

$$\sigma_L = \frac{p \cdot r}{2 \cdot t} = 0.833 < 210 \text{ N/mm}^2 \quad \dots \text{OK}$$

ここで、 p : 作用圧(= 0.0757 N/mm²)

r : シェル半径(= 279.4 mm)

t : シェル厚(= 12.7 mm)

(発生応力度が小さいため2軸応力の照査は省略する.)

6.水圧照査(その2)

②アチの圧壊照査

荷重はi)より

$$P = 75.7 \text{ kN/m}^2$$

圧壊強度は

$$Pr = \frac{3EI}{r^3} = 2E+07 \text{ N/mm}^2$$

$$r^3 \rightarrow 2E+10 \text{ kN/m}^2 > P$$

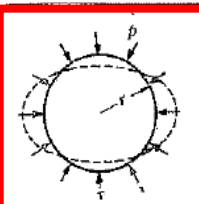
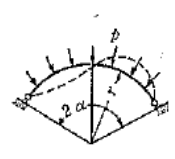
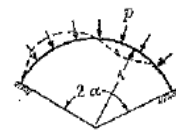
... OK

ここで、E: 弾性係数 (= 200000 N/mm²)

I: 断面二次モーメント (= 8E+08 mm⁴)

r: アチ半径 (= 279 mm)

8.1.7.2 均等外圧をうける周輪および弧状アチの圧壊圧力算定法
第 8-16 表

		
4	2	
$p_k = \frac{3EI}{r^3}$	$p_k = \frac{EI}{r^3} \left[\left(\frac{\pi}{\alpha} \right)^2 - 1 \right]$	$p_k = \frac{EI}{r^3} (k^2 - 1)$

ただし、k は次式または次表によつて定まる。 $k \cdot \tan \alpha \cdot \cot k\alpha = 1$

α	30°	60°	90°	120°	150°	180°
k	8.621	4.375	3	2.364	2.066	2

船舶工学便覧 (日本造船学会編) 8. 1. 7. 2 p. 449

6.水圧照査(その2)

iv) 二軸応力状態

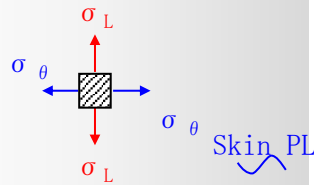
①合成荷重

ii)-①および2. 構造照査より

$$\begin{aligned} \sigma_{\theta} &= 1.67 \text{ [N/mm}^2\text{]} \quad (\text{圧縮}) \\ \sigma_L &= 58.3 + 0.833 = 59.2 < 210 \text{ [N/mm}^2\text{]} \quad (\text{圧縮}) \quad \dots \text{ OK} \\ &= 55.6 + 0.000 = 55.6 < 210 \text{ [N/mm}^2\text{]} \quad (\text{引張}) \quad \dots \text{ OK} \\ \tau &= 1.29 \text{ [N/mm}^2\text{]} \end{aligned}$$

②二軸応力状態の照査

補強材



$$\left(\frac{\sigma_x}{\sigma_a} \right)^2 - \left(\frac{\sigma_x}{\sigma_a} \right) \left(\frac{\sigma_y}{\sigma_a} \right) + \left(\frac{\sigma_y}{\sigma_a} \right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_a} \right)^2 = 0.08 \leq 1.2 \quad \dots \text{ OK}$$

$\sigma_L = -59.2 \text{ N/mm}^2$: パネル応力度	※引張正
$\sigma_{\theta} = -1.67 \text{ N/mm}^2$: 補強リブ応力度	※引張正
$\sigma_a = 210 \text{ N/mm}^2$		
$\tau = 1.29 \text{ N/mm}^2$: デッキせん断応力度	
$\tau_a = 120 \text{ N/mm}^2$		

6.水圧照査(その2)

6) 尾筒

尾筒は、円筒シェルとしてモデル化する。

i) 鋼管緒元

$$\phi D = 558.8 \text{ [mm]}$$

$$t = 16 \text{ [mm]}$$

$$I = 1E+09 \text{ [mm}^4\text{]} \quad \text{断面二次モーメント}$$

ii) 作用荷重

右図より、大きい方

$$\text{作用圧力: } P = 528 \text{ kN/m}^2$$

内訳は、以下[a][b]の通り。

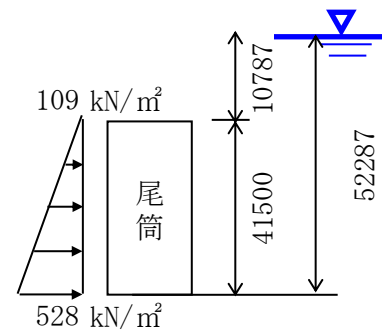
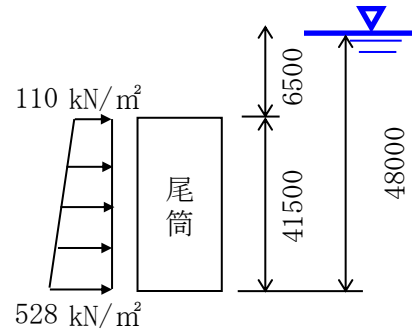
[a] 静水圧

$$f_w = \rho_0 \cdot g \cdot z$$

$$= 109 \text{ kN/m}^2 \quad \text{at } z = 10.787 \text{ m}$$

$$= 528 \text{ kN/m}^2 \quad \text{at } z = 52.287 \text{ m}$$

$\rho_0 = 1.03 \text{ t/m}^3$: 海水の密度
$g = 9.81 \text{ m/s}^2$: 重力加速度
$z = 52.287 \text{ m}$: 水深



6.水圧照査(その2)

[b] 流体力

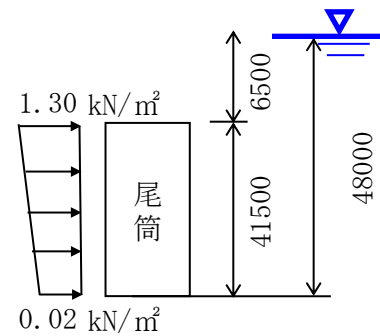
定常流中に置かれた浮体に作用する流体力 f_D

$$f_D = \frac{1}{2} C_D \rho_0 V^2$$

$$= 1.30 \text{ kN/m}^2 \quad \text{at } z = 6.5 \text{ m}$$

$$= 0.02 \text{ kN/m}^2 \quad \text{at } z = 48 \text{ m}$$

$C_D = 1.0$: 抗力係数
$\rho_0 = 1.03 \text{ t/m}^3$: 海水の密度
$1/a = 74.3$	



流速総和 $V=V_W+V_T+V_B$

1.59 m/sec at $z = 6.5 \text{ m}$
 0.20 m/sec at $z = 48 \text{ m}$

波粒子速度 V_W

0.586 m/sec at $z = 6.5 \text{ m}$
 0.001 m/sec at $z = 48 \text{ m}$

潮流速度 V_T

0.253 m/sec at $z = 6.5 \text{ m}$
 0.162 m/sec at $z = 48 \text{ m}$

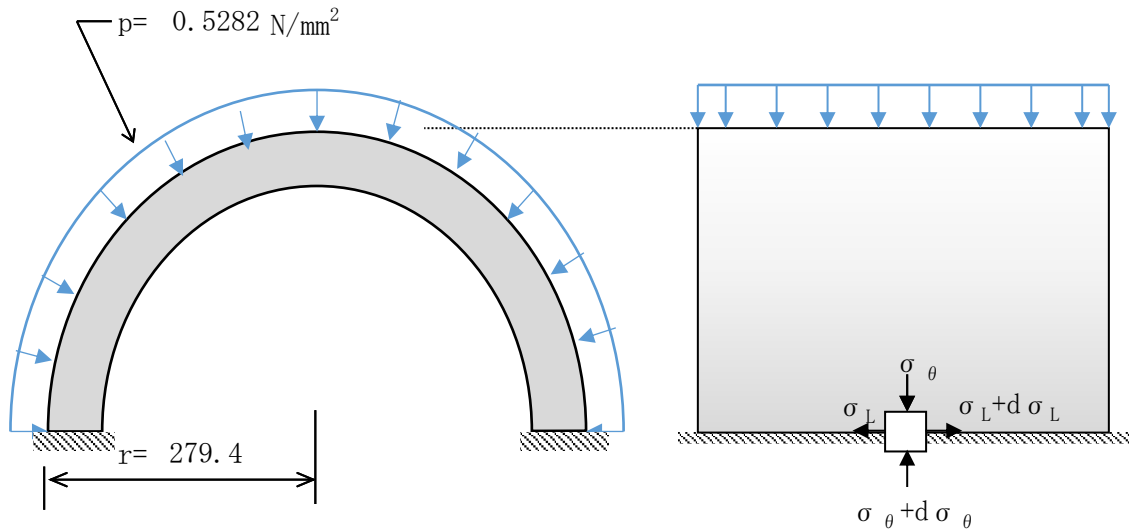
吹送流速 V_B

0.752 m/sec at $z = 6.5 \text{ m}$
 0.034 m/sec at $z = 48 \text{ m}$

6.水圧照査(その2)

iii)円筒シェルとしての照査

①外圧が作用する薄肉円筒構造の照査



円周方向

$$\sigma_{\theta} = \frac{p \cdot r}{t} = 9.22 < 210 \text{ N/mm}^2 \quad \dots \text{OK}$$

高さ方向

$$\sigma_L = \frac{p \cdot r}{2 \cdot t} = 4.61 < 210 \text{ N/mm}^2 \quad \dots \text{OK}$$

ここで、p: 作用圧(= 0.5282 N/mm²)

r: シェル半径(= 279.4 mm)

t: シェル厚(= 16 mm)

(発生応力度が小さいため2軸応力の照査は省略する.)

6.水圧照査(その2)

②7-7の圧壊照査

荷重はi)より

$P = 528 \text{ kN/m}^2$

圧壊強度は

$$Pr = \frac{3EI}{r^3} = 3E+07 \text{ N/mm}^2$$

$$r^3 \rightarrow 3E+10 \text{ kN/m}^2 > P$$

... OK

ここで、E: 弾性係数 (= 200000 N/mm²)

I: 断面二次モーメント (1E+09 mm⁴)

r: アーチ半径 (= 279 mm)

8.1.7.2 均等外圧をうける周輪および弧状アーチの圧壊圧力算定法
第 8-16 表

4	2	
$p_k = \frac{3EI}{r^3}$	$p_k = \frac{EI}{r^3} \left[\left(\frac{\pi}{\alpha} \right)^2 - 1 \right]$	$p_k = \frac{EI}{r^3} (k^2 - 1)$

ただし、k は次式または次表によって定まる。 $k \cdot \tan \alpha \cdot \cot k\alpha = 1$

α	30°	60°	90°	120°	150°	180°
k	8.621	4.375	3	2.364	2.066	2

船舶工学便覧 (日本造船学会編) 8. 1. 7. 2 p. 449

6.水圧照査(その2)

iv) 二軸応力状態

①合成荷重

ii)-①および2. 構造照査より

$$\sigma_{\theta} = 9.22 \text{ [N/mm}^2\text{]} \quad (\text{圧縮})$$

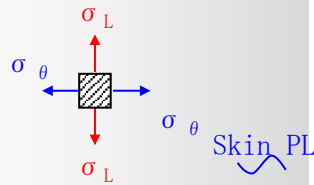
$$\sigma_L = 51.4 + 4.61 = 56.0 < 210 \text{ [N/mm}^2\text{]} \quad (\text{圧縮}) \quad \dots \text{ OK}$$

$$= 54.5 < 210 \text{ [N/mm}^2\text{]} \quad (\text{引張}) \quad \dots \text{ OK}$$

$$\tau = 0.36 \text{ [N/mm}^2\text{]}$$

②二軸応力状態の照査

補強材



$$\left(\frac{\sigma_x}{\sigma_a} \right)^2 - \left(\frac{\sigma_x}{\sigma_a} \right) \left(\frac{\sigma_y}{\sigma_a} \right) + \left(\frac{\sigma_y}{\sigma_a} \right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_a} \right)^2 = 0.08 \leq 1.2 \quad \dots \text{ OK}$$

$\sigma_L = 55 \text{ N/mm}^2$: パネル応力度	※引張正
$\sigma_{\theta} = -9.22 \text{ N/mm}^2$: 補強リブ応力度	※引張正
$\sigma_a = 210 \text{ N/mm}^2$		
$\tau = 0.4 \text{ N/mm}^2$: デッキせん断応力度	
$\tau_a = 120 \text{ N/mm}^2$		

添付資料 e

解析報告書（鋼製）

1. はじめに

“始良カルデラにおける海底地盤変動観測装置詳細設計業務”の一環で、1) 観測装置の固有周期と水平方向の外力に対するたわみ量の算定、2) CFD 解析による観測装置の振動周期の算定と浮体形状の変更による外力の低減化の検証、3) 観測装置の最頂部の潮流応答と波浪応答の評価、を実施したので、これらについて本報で報告する。ただし、1) と 3) の解析を行うにあたり、櫓の材質を鋼製としていることに留意されたい。

2. たわみの評価と固有周期の算定

2.1. 解析目的

観測装置に作用する力として、主に波力、風圧力、潮流力の3つが挙げられ、これらの力を受けて観測装置は振動すると思われる。作用する波の周期と観測装置の固有周期が一致すると、共振するため、観測装置は究極的には破損、破壊する恐れが高い。このため、設計上、これを回避する必要がある。よって、本章では、まず観測装置を弾性体とみなし、固有値解析を行うことで、固有周期の算定を行い、設計波周期から乖離していることを確認する。それに加えて、設計条件から算定される波力、風圧力、潮流力を横方向に作用させた際のたわみ量も併せて報告する。

2.2. 解析条件

解析には有限要素解析ソフトウェア“ABAQUS6.14-3”を使用する。Fig. 1 に示すように、観測装置のピラー、浮体、ユニバーサルジョイントを解析モデルにおいて表現しており、浮体内部に関しては仕切り板や鋼管も併せてモデル化している。櫓は、厳密に形状をモデル化することが困難であるため、ここでは集中質点要素として表現しており、櫓の重量を与えている。

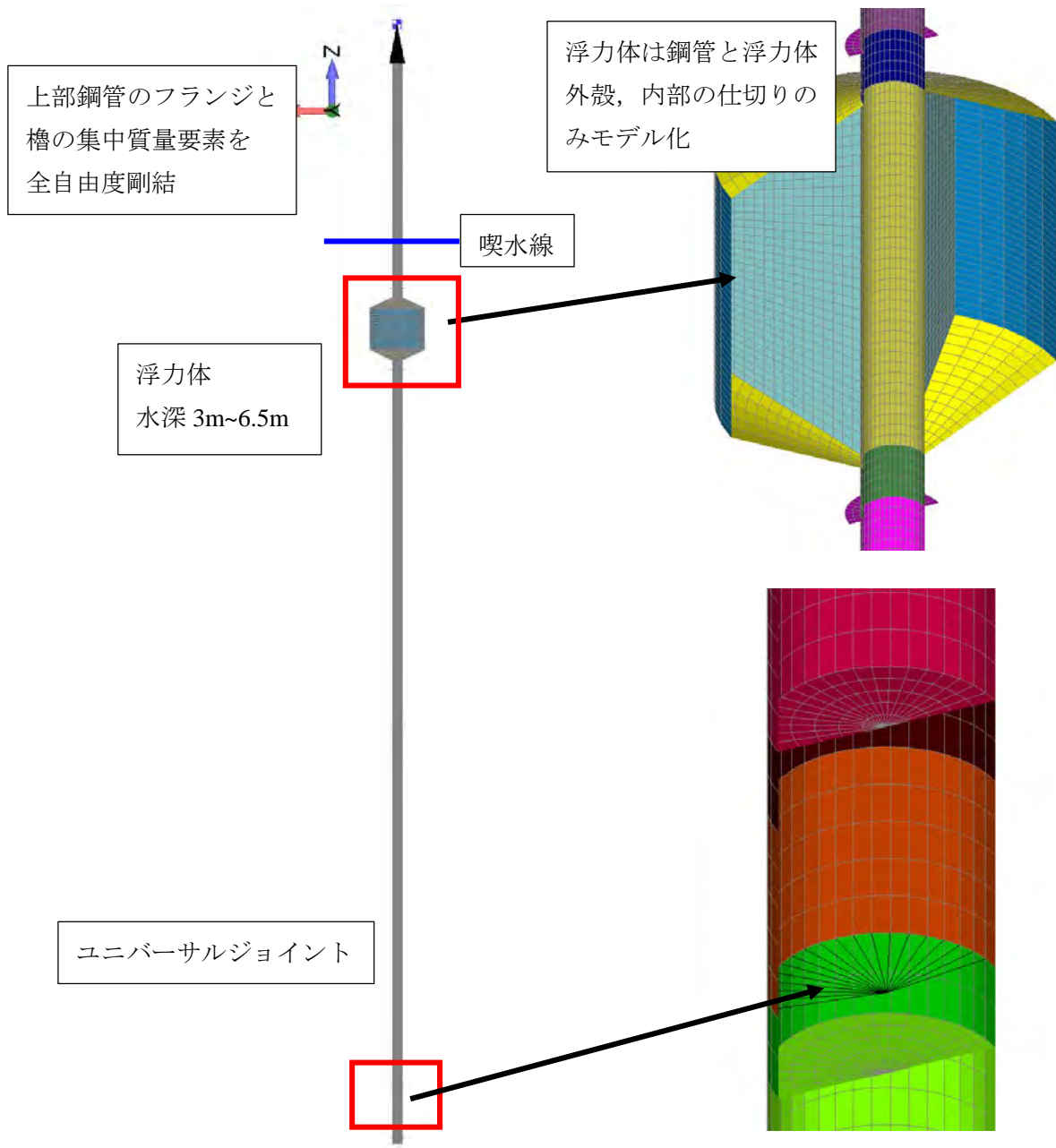


Fig. 1 解析モデル.

Table 1 に材料物性を示す。ヤング率は鋼材の値を用いており，軸方向とそれに直交する方向のひずみの比を表すポアソン比として 0.3 を用いている。先述の通り，櫓は質点要素により表現しており，その他のパーツはシェル要素を用いて表現している。なお，固有値解析においては，水中部のパーツに付加質量を考慮している。

Table 1 材料物性.

パーツ	要素種類	ヤング率 [MPa]	ポアソン比	設備質量 [ton]	付加質量 [ton]	
櫓	質量要素			3.939		
上部鋼管 (喫水上)	シェル要素 (t 12.7)	206 000	0.3	1.909		
上部鋼管 (水中)	シェル要素 (t 12.7)	206 000	0.3	0.700	0.757 8	
浮力体	外殻	シェル要素 (t 9, t 12)	206 000	0.3	6.512	20.30
	仕切り	シェル要素 (t 9)	206 000	0.3		
	鋼管	シェル要素 (t 9)	206 000	0.3		
下部鋼管	シェル要素 (t 16)	206 000	0.3	11.557	10.99	
フランジ	シェル要素 (t 38)	206 000	0.3			
合計				24.617	32.050	

Fig. 2 に固有値解析の境界条件，Fig. 3 に変位解析の境界条件をそれぞれ示す。いずれの解析においても，観測装置の自重とそれに作用する静水圧を考慮しており，アンカーとの接続点は完全固定としているが，その直上はユニバーサルジョイントによる接続を模擬している。また変位解析においては，Fig. 3 の X 軸方向に設計条件から算定される波力，風圧力，潮流力を作用させる。

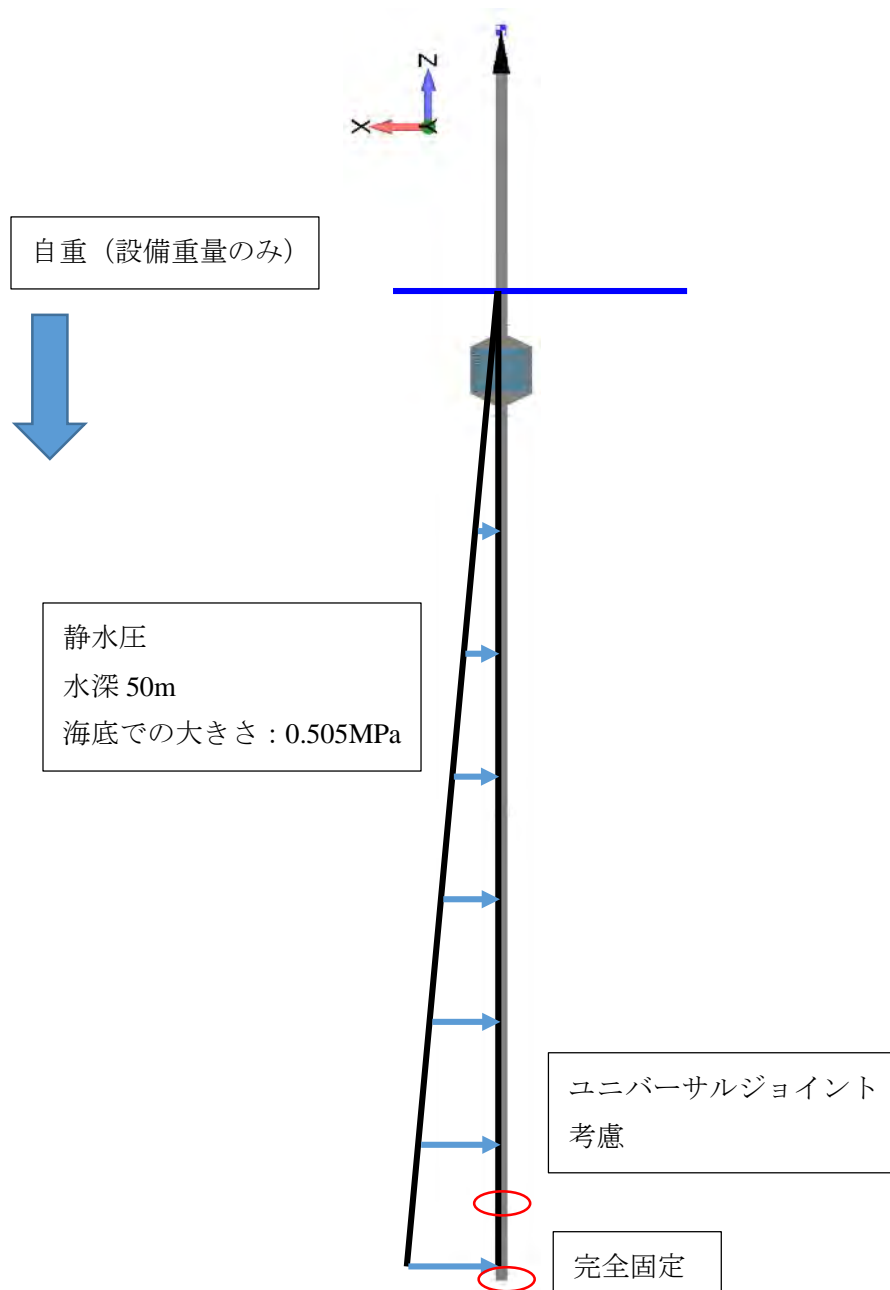


Fig. 2 固有値解析の境界条件.

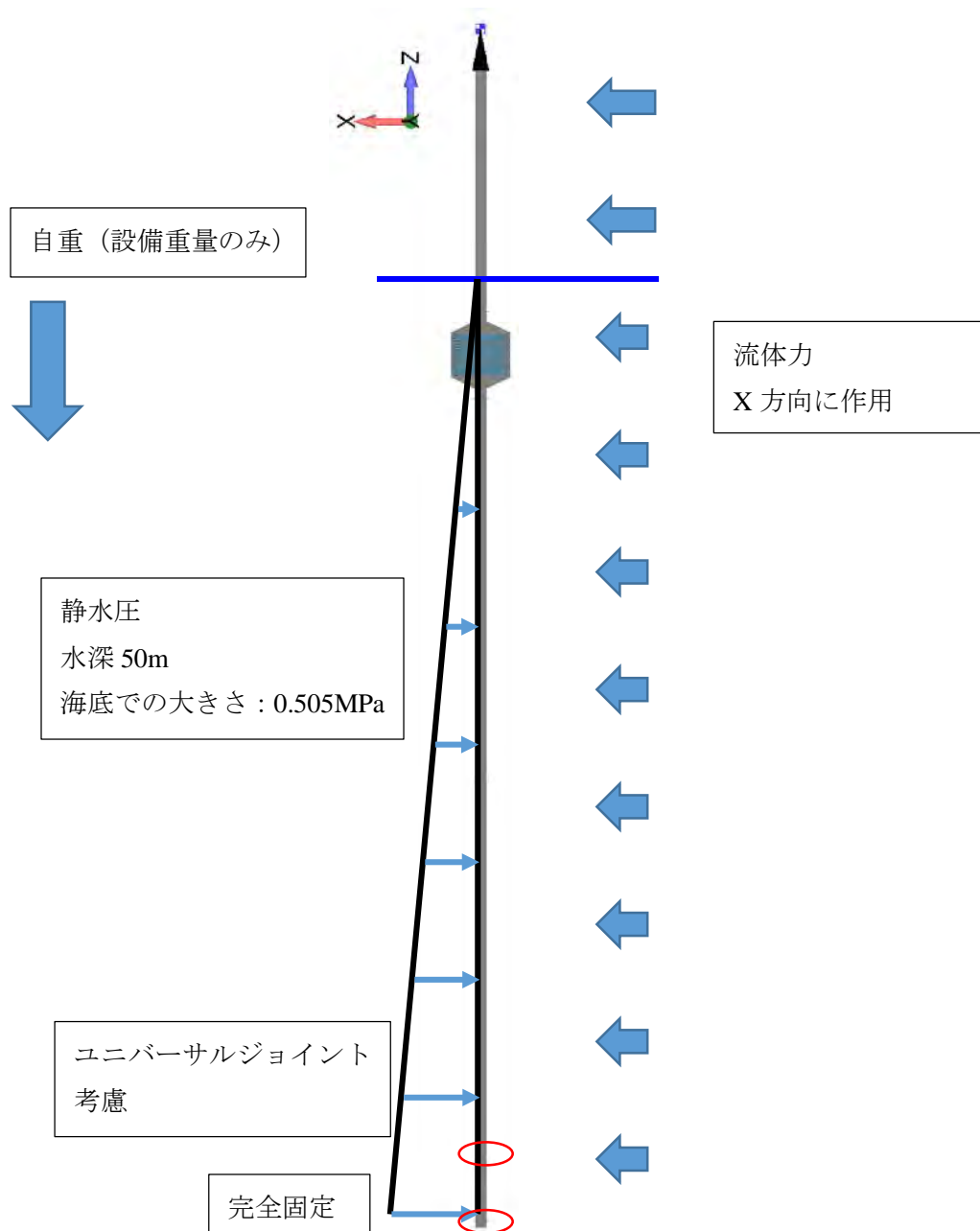


Fig. 3 変位解析の境界条件.

2.3. 解析結果

Table 2 と Fig. 4 に固有値解析において求められた、固有振動数(固有周期)と固有振動モードを示す。Table 2 より、いずれの振動モードにおいても、設計波周期 4.9 sec から乖離していることが分かり、共振は発生しないと考えられる。

Table 2 固有振動数.

振動モード	1次	2次	3次	4次
固有振動数[Hz]	0.0656	0.4465	1.0096	2.4840
固有周期[sec]	15.244	2.240	0.990	0.403

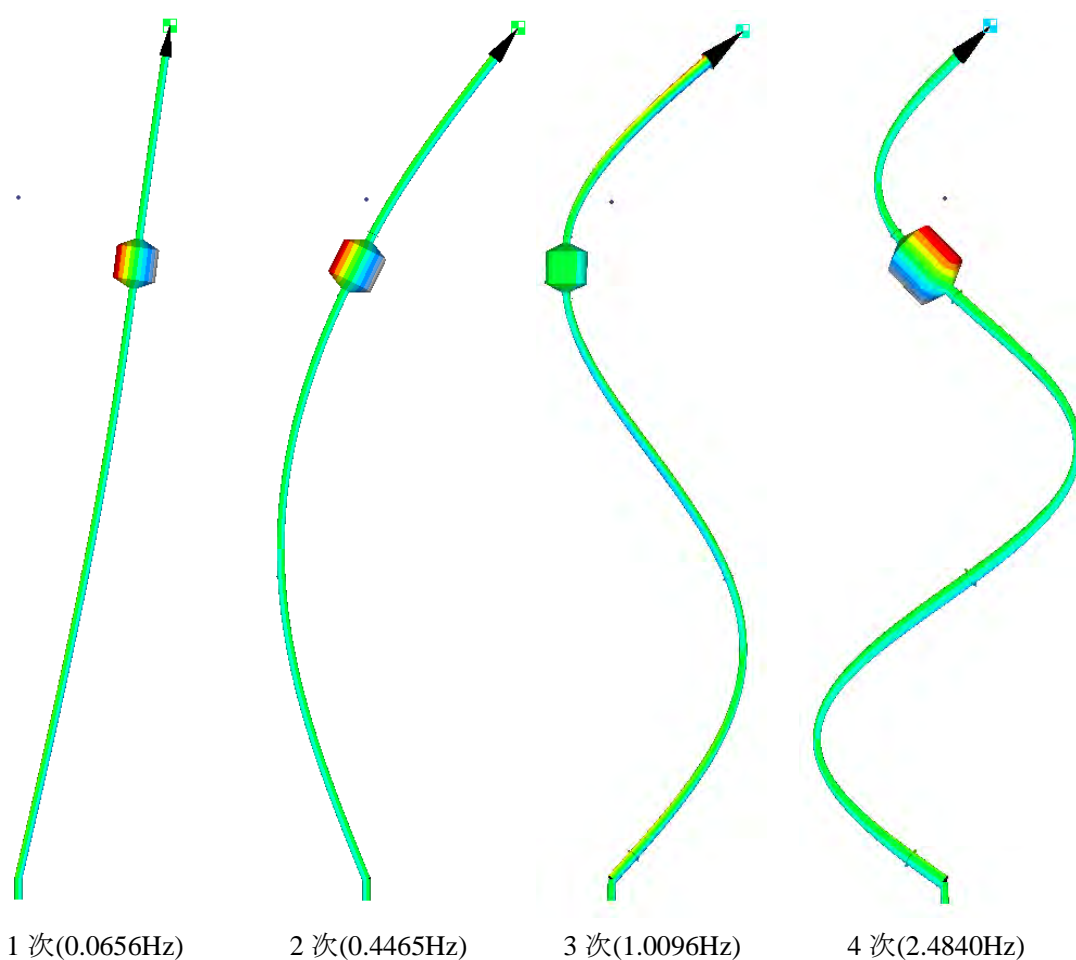


Fig. 4 固有振動モード.

Fig. 5 に変位解析により得られた観測装置の変位分布図を示す。X方向変位は観測装置の頂部で最大 17,638 mm (17.638 m) であり、このときの観測装置の傾斜角は約 19.4° となった。このとき鉛直下向きへの変位は 3015 mm (3.015 m) であるため、設計条件の波振幅 1.25 m を考慮すると、Fig. 6 より櫓底部から水面までの最短距離は 5.735 m である。このことから、櫓は海水中に水没しないと考えられる。

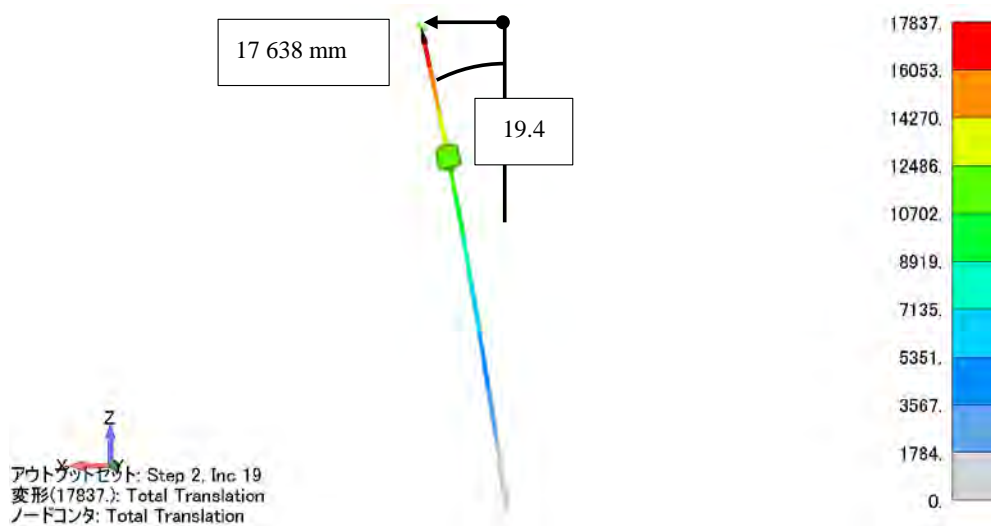


Fig. 5 変位分布.

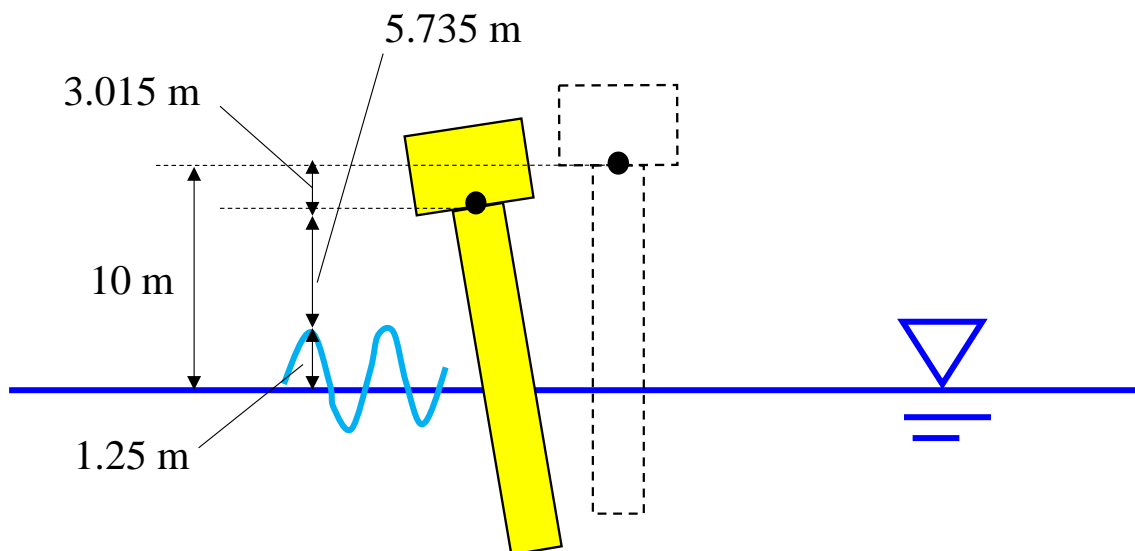


Fig. 6 水面から櫓底部までの距離.

3. 観測装置の振動周期の算定と浮体形状の変更による外力の低減化の検証

3.1. 解析目的

観測装置に定常流を作用させた際、浮体から生じる渦の発生周期を CFD 解析により把握し、当該周期と観測装置の固有周期が一致しないことを確認する。また、浮体形状の変更による外力の低減化の検証も併せて行う。

3.2. 解析条件

解析では、熱流体汎用解析ソフト”Ansys Fluent”(アンシス・ジャパン(株)製)を用い、3次元ナビエ・ストークス方程式と連続の式を解く。Table 3 に解析条件を示す。時間刻み幅を 0.2 sec とし、300 sec に達するまで解析を行う。流速には、潮流速と吹送流速の和を用いる。Fig. 7～Fig. 9 には、それぞれ解析領域と解析用メッシュ、観測装置に作用する力の定義、観測装置の解析モデルを示す。x 軸方向に 60 m, y 軸方向に 40 m, z 軸方向に 11.5 m の解析領域を作成し、解析領域に観測装置を固定させ、x 軸の正の方向に流れを与える。観測装置に作用する力として、x 軸方向と y 軸方向に対し、 F_x と F_y (以下、それぞれの力を抗力と揚力と呼称)を定義し、これらの合力を F とする。また Fig. 9 に示すように、観測装置の解析モデルとして、Type A と Type B と称したものをを用いる。Type A は基本設計時の浮体の形状を再現しており、Type B は外力の低減化を目的に、Type A の浮体の上面と下面にテーパを付けた形状となっている。

Table 3 解析条件.

項目	単位	数値
時間刻み幅	sec	0.2
解析時間	sec	300
流速	m/sec	1.12

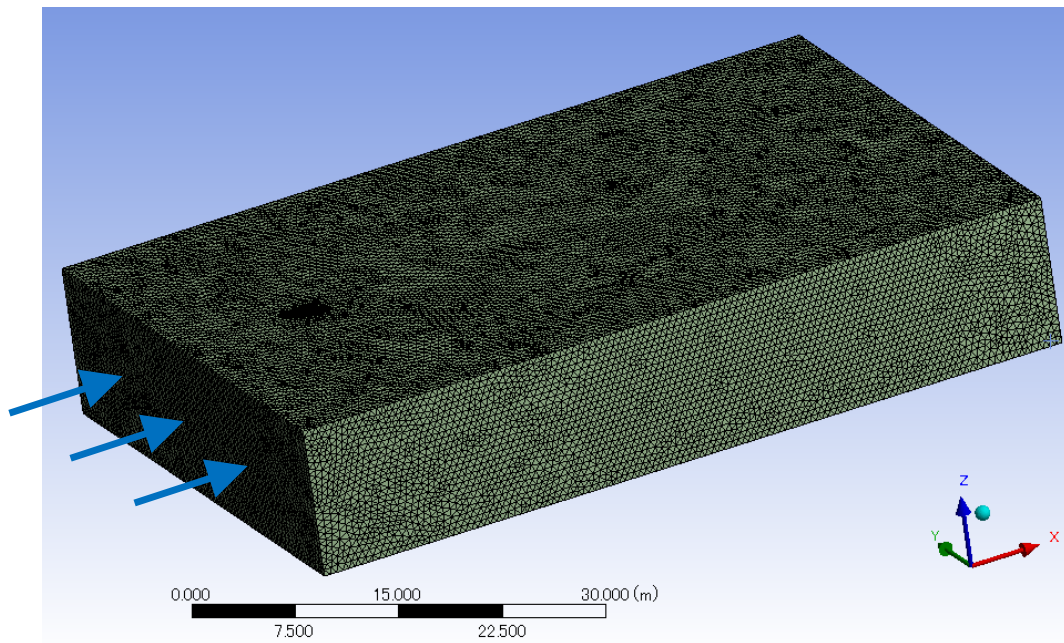
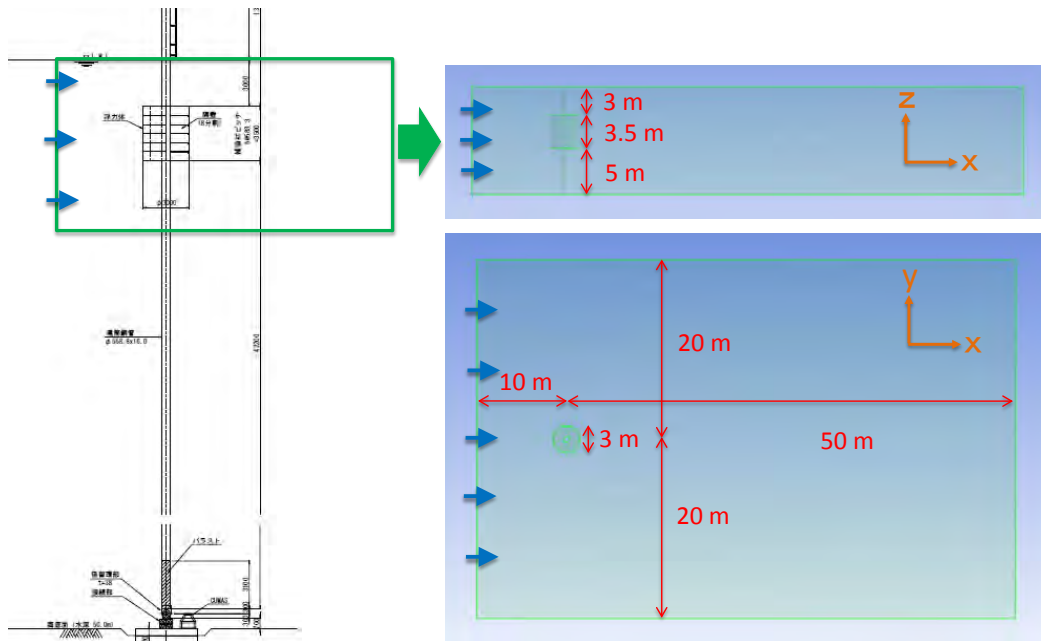


Fig. 7 解析領域と解析用メッシュ.

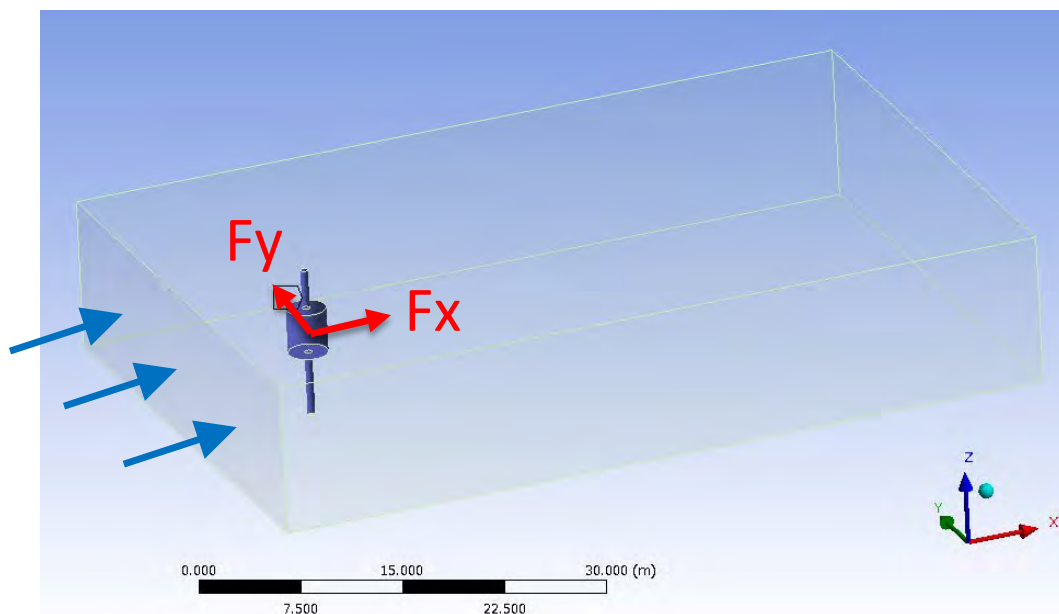


Fig. 8 観測装置に作用する力の定義



(a) Type A



(b) Type B

Fig. 9 観測装置の解析モデル

3.3. 解析結果

Fig. 10 に流れを与えたときの Type A に作用する力の時系列を示す。図より、抗力の変動が少なく、約 5000 N 付近を推移している。一方で、揚力は、図中に示すように、6.07 秒の周期で変動していることが分かる。

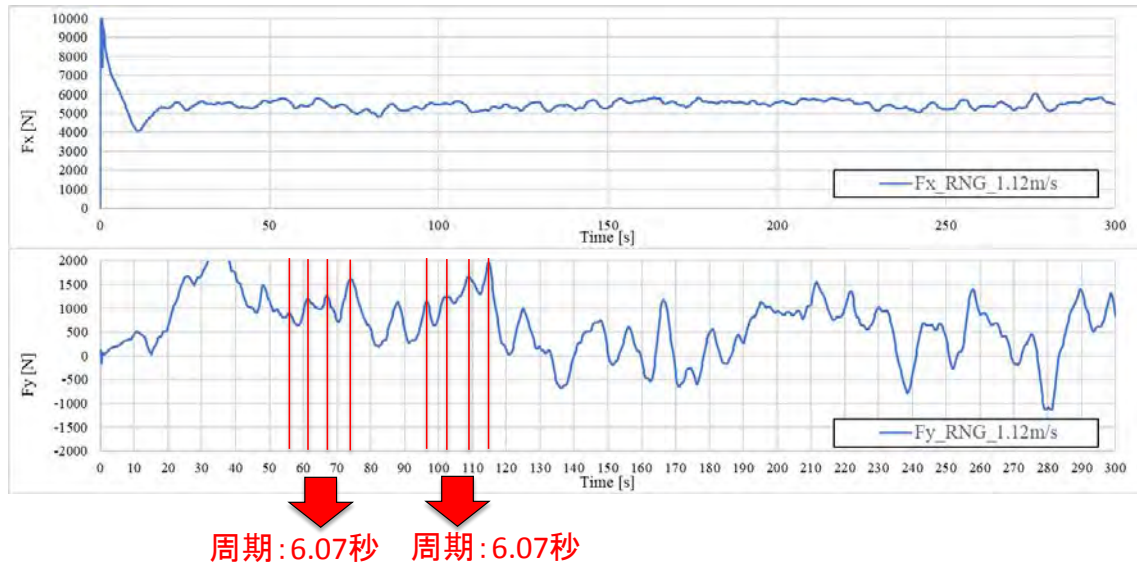
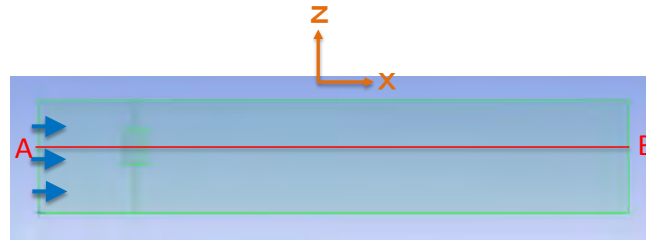


Fig. 10 TypeA に作用する力の時系列.

Type A 周辺の詳細な流場を観察するため、Fig. 11 と Fig. 12 に、それぞれ A-B 断面における速度コンター図と速度ベクトル図、 xz 断面における速度ベクトル図を示す。Fig. 11 から観測装置の後方に渦の発生は確認できないが、コンター図より速度が周期的に変化していることが分かる。また Fig. 12 より、観測装置の後方の隅角部付近において、剥離した流れが小さく巻き上がっているようであり、これらの 2 つの現象が揚力の周期的な変化の原因と考えられる。しかしながら、2 章より 1 次～4 次の振動モードに対する観測装置の固有周期は、それぞれ 15.244 sec, 2.240 sec, 0.990 sec, 0.403 sec であり、振動周期と一致しないため、共振現象は発生しないと言える。



速度コンター(1.0~1.2 m/s)

速度ベクトル(0~1.7 m/s)

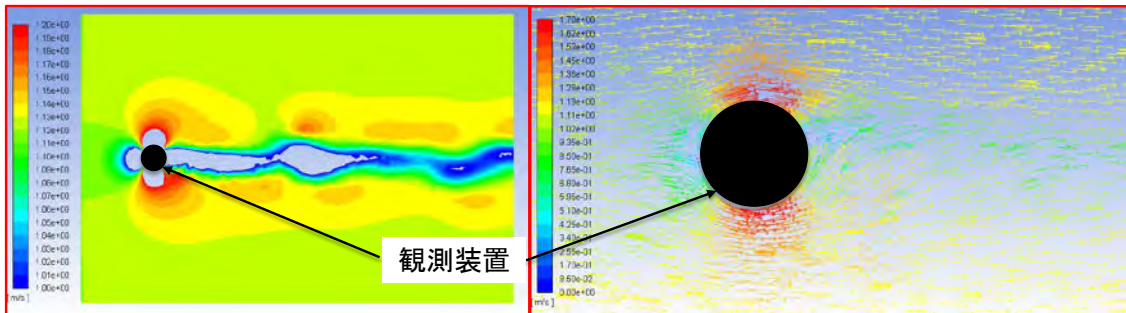


Fig. 11 A-B 断面における速度コンター図と速度ベクトル図.

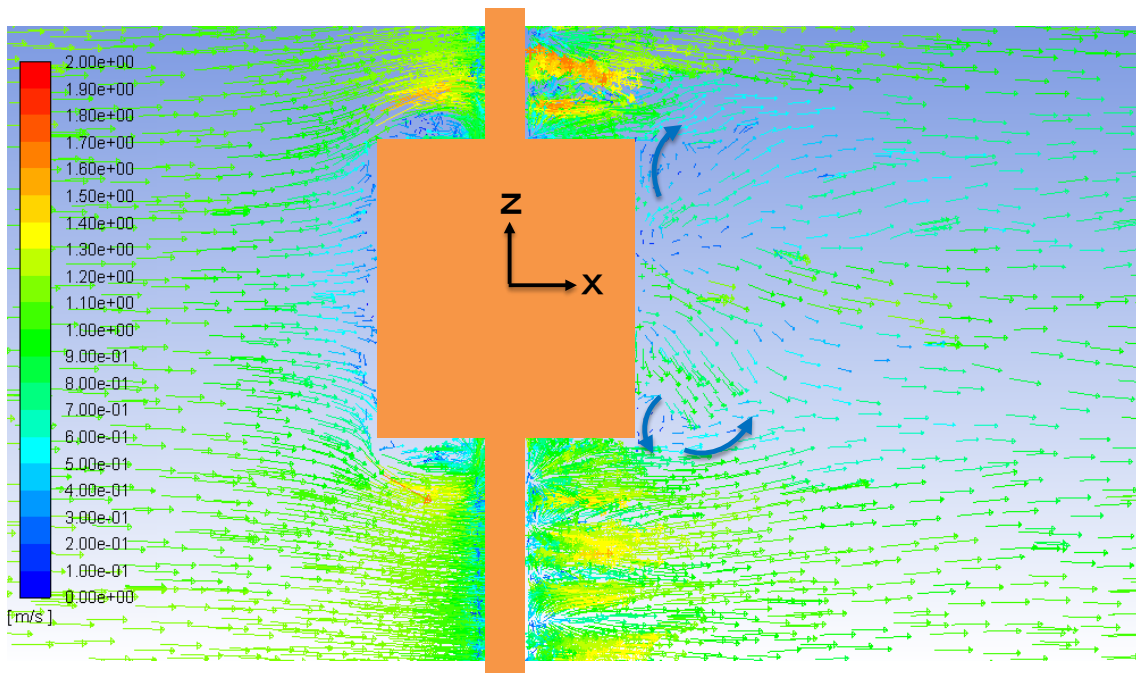


Fig. 12 Type A の xz 断面における速度ベクトル図.

Fig. 13 に Type A と Type B に作用する合力の時系列の比較図を示す. Type A では合力が約 5500 N を推移しているのに対して, Type B では約 4000 N を推移しているため, 実海域での供用時においても Type B に作用する外力は, Type A よりも小さくなると推測される. 更に, Type B の周辺の詳細な流場を観察するため, Fig. 14 に xz 断面における速度ベクトル図を示す. Fig. 12 で示した Type A の速度ベクトルの巻き上がりは確認されず, 浮体のテーパーに沿った流れを呈していることが分かる.

以上より, 浮体の上面と下面にテーパーを付けることで, Type A で確認されたような流れの巻き上がりが解消され, 外力の低減化を図ることができると考えられるため, 今回の詳細設計においては, Type B の形状を採用する.

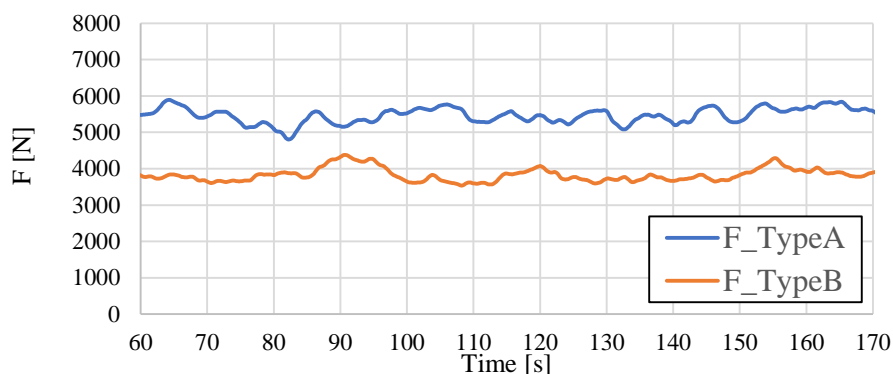


Fig. 13 Type A と Type B に作用する合力の時系列.

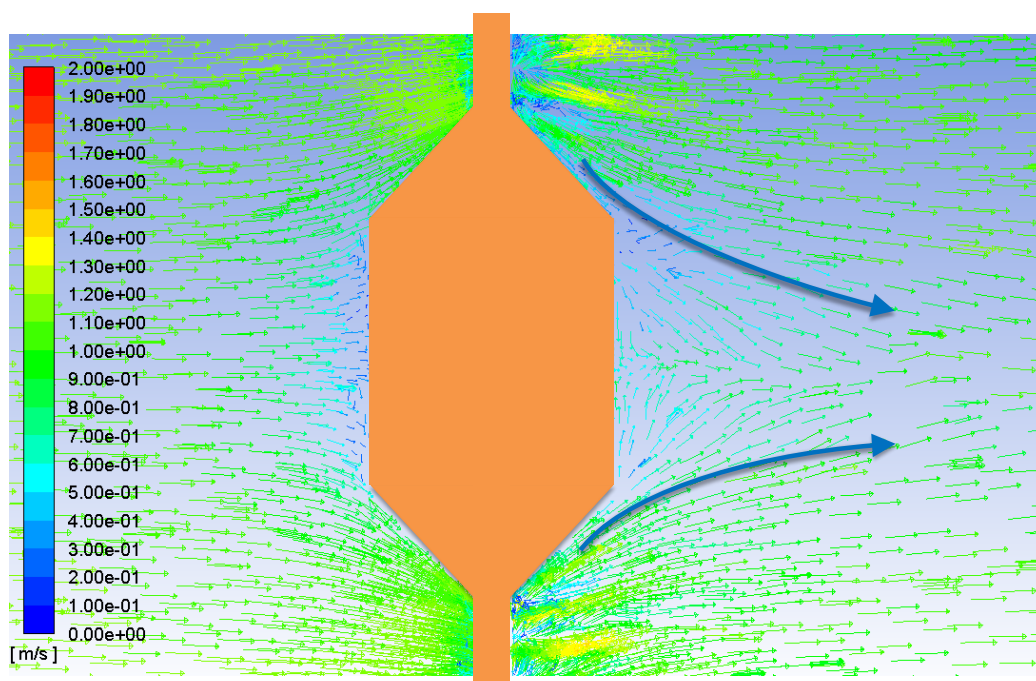


Fig. 14 Type B の xz 断面における速度ベクトル図.

4. 上部構造最頂部の波浪応答特性と潮流応答特性の把握

4.1 解析目的

海底地殻変動観測装置は、波浪や潮流の影響を常時受けるが、観測精度の観点から GPS アンテナ設置位置(観測装置の最頂部)の動揺を抑えることが求められる。動揺を抑える係留方式として、緊張係留方式が挙げられる。これは、観測装置の浮体を完全に没水させることで余剰浮力を生じさせる係留方式であり、観測装置の動揺を大幅に抑制することが可能となる。ただし、どの程度の動揺抑制効果を有するかを事前に数値解析を通じて検証する必要がある。本章では、観測装置の波浪応答特性と潮流応答特性を把握することを目的に、浮体運動解析ソフト”Orcaflex”による解析を実施したため、これらの解析結果について報告する。

4.2 解析条件

解析を行うにあたり、Fig. 15 に示すように、静水時における観測装置の水線面の中心に原点 o をとる。Table 4 には水深、観測装置の重心位置、潮流速度を示す。 x 軸の正の方向に潮流応答解析では潮流を、波浪応答解析では規則波を与える。

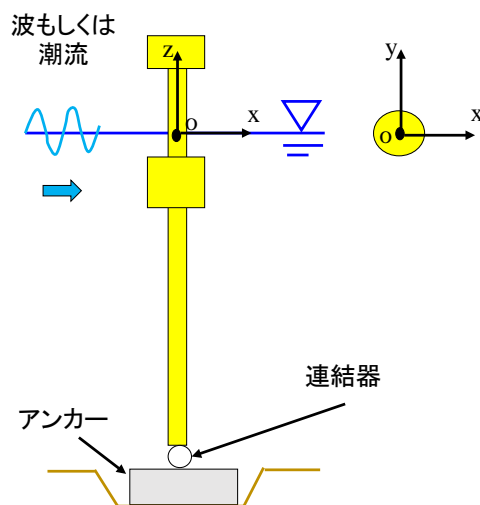


Fig. 15 座標系.

Table 4 水深, 重心位置, 潮流速度

項目	単位	数値
水深	m	50.0
重心 (x, y, z)	m	$(0, 0, -13.4)$
潮流速度	m/sec	0.26

Table 5 にブイの波浪応答解析にて発生させる入射波の波周期 T_s 及び限界波高 H_s を，式(1)に限界波高 H_s とゼロアップクロス周期 T_z の関係式を，式(2)にゼロアップクロス周期 T_z と波周期 T_s の関係式を示す^{2), 3)}．ただし，式(1)から算定される限界波高 H_s が，仕様書⁴⁾に記載されている有義波高よりも大きい場合は，有義波高を限界波高としていることに留意されたい．

Table 5 入射波条件.

Case	波周期 T_s [sec]	波高 H_s [m]
1	2.0	0.53
2	3.0	1.19
3	4.0	2.11
4	4.9	2.50
5	6.0	2.50
6	7.0	2.50
7	8.0	2.50
8	9.0	2.50
9	10.0	2.50
10	12.0	2.50
11	15.0	2.50

$$H_s = \begin{cases} 0.156T_z^2 & (\text{for } T_z \leq 6 \text{ s}) \\ 0.206T_z^2 - 0.0086T_z^3 & (\text{for } 6 \text{ s} < T_z < 12 \text{ s}) \\ 0.104T_z^2 & (\text{for } T_z \geq 12 \text{ s}) \end{cases} \quad (1)$$

$$T_z = T_s / 1.087 \quad (2)$$

4.3 解析結果 – 潮流応答解析結果 –

4.1 節で述べたように、観測施設は緊張係留方式で位置保持されており、連結器(ユニバーサルジョイント)を回転中心とした振り子運動を呈する。Fig. 16 に潮流応答解析により得られた潮流速度と観測装置の最頂部の振り子運動変位に関する時系列を示す。後者の時系列については、それぞれ水平方向と鉛直方向の変位(以下、 X 、 Z と呼称)、回転角度(以下、 θ と呼称)の時系列を整理している。なお、水平方向と鉛直方向の正の向きは、それぞれ Fig. 15 の x 軸と z 軸の正の向きに従うものとし、回転角度は時計回りを正としている。時間的に変化しない潮流を与えているため、計算開始から計算終了に至るまで、潮流速度と観測装置の運動変位は一定値を示している。これらの運動変位の時系列に対する平均値を Table 6 に示す。Table 6 より、潮流の作用下においても、変位が小さいことが分かる。

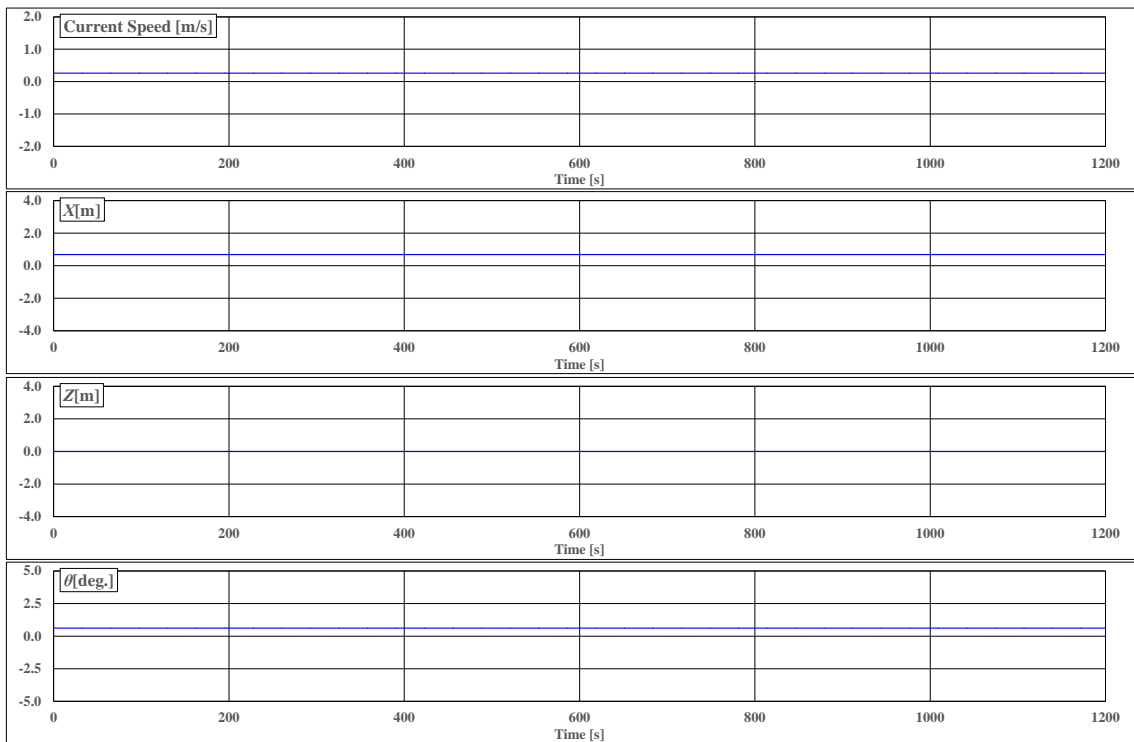


Fig. 16 潮流速度と観測装置の最頂部の振り子運動変位に関する系列.

Table 6 観測装置の最頂部の振り子運動変位に対する平均値

	X [m]	Z [m]	θ [deg.]
平均値	0.68	0.00	0.62

4.4 解析結果 – 波浪応答解析結果 –

Table 5 に示した Case のうち, Fig. 17 に Case 4 の入射波と観測装置の最頂部の振り子運動変位に関する時系列を示す. 4.3 節と同様に, 後者の時系列については, それぞれ X , Z , θ の時系列を整理している. 各 Case から得られた, 時系列から振り子運動の水平・鉛直・回転方向の運動両振幅を算出し, それぞれ X_{damp} , Z_{damp} , θ_{damp} , とする. 次に, 水平・鉛直方向については波高 H_s で, 回転方向については波傾斜 kH_s (k は波数) で無次元化を施す. そして横軸に波周期, 縦軸に無次元化した運動両振幅をとり, このグラフを周波数応答関数として Fig. 18 に, これらの数値データを Table 7 に示す. Fig. 18 と Table 7 より, X_{damp}/H_s と θ_{damp}/kH_s は, 波周期が長くなるにつれて, 応答が大きくなっているが, 一方で Z_{damp}/H_s は波周期に依らず, 応答が小さいことが分かる. 例えば, 設計波条件に相当する Case 4 の無次元運動両振幅, すなわち X_{damp}/H_s , Z_{damp}/H_s , θ_{damp}/kH_s に有次元化を施すと, それぞれ 1.64 m, 0.01 m, 1.50° となり, これらの値からも応答が小さく, 運動変位が抑制されていることが確認できる.

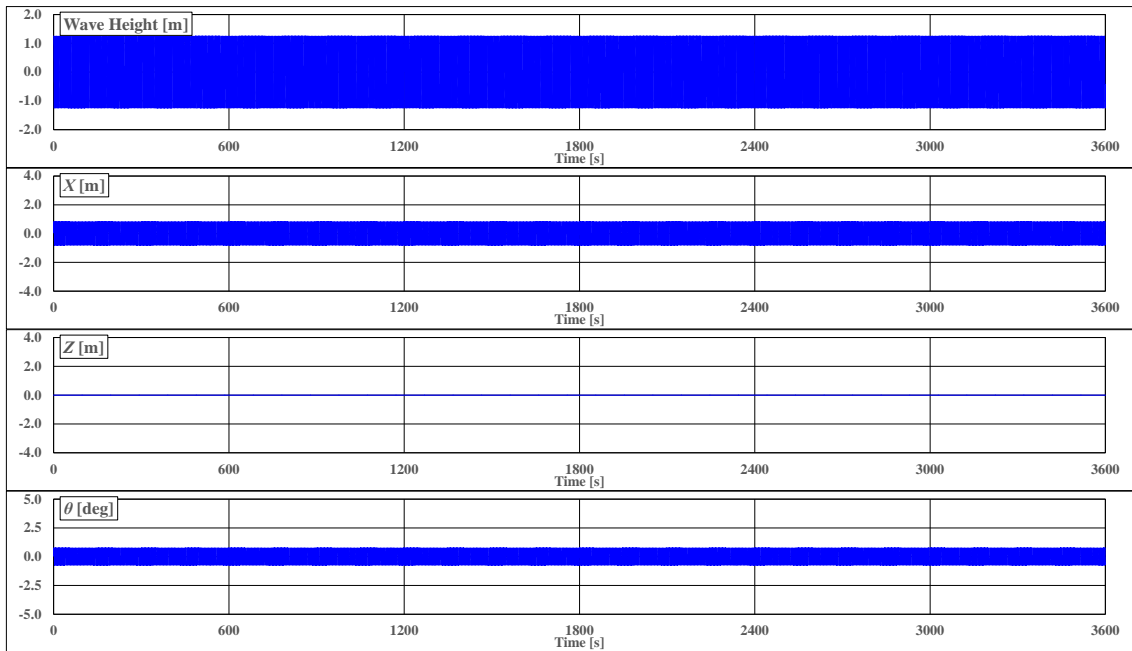


Fig. 17 入射波と観測装置の最頂部の運動変位に関する時系列(Case 4).

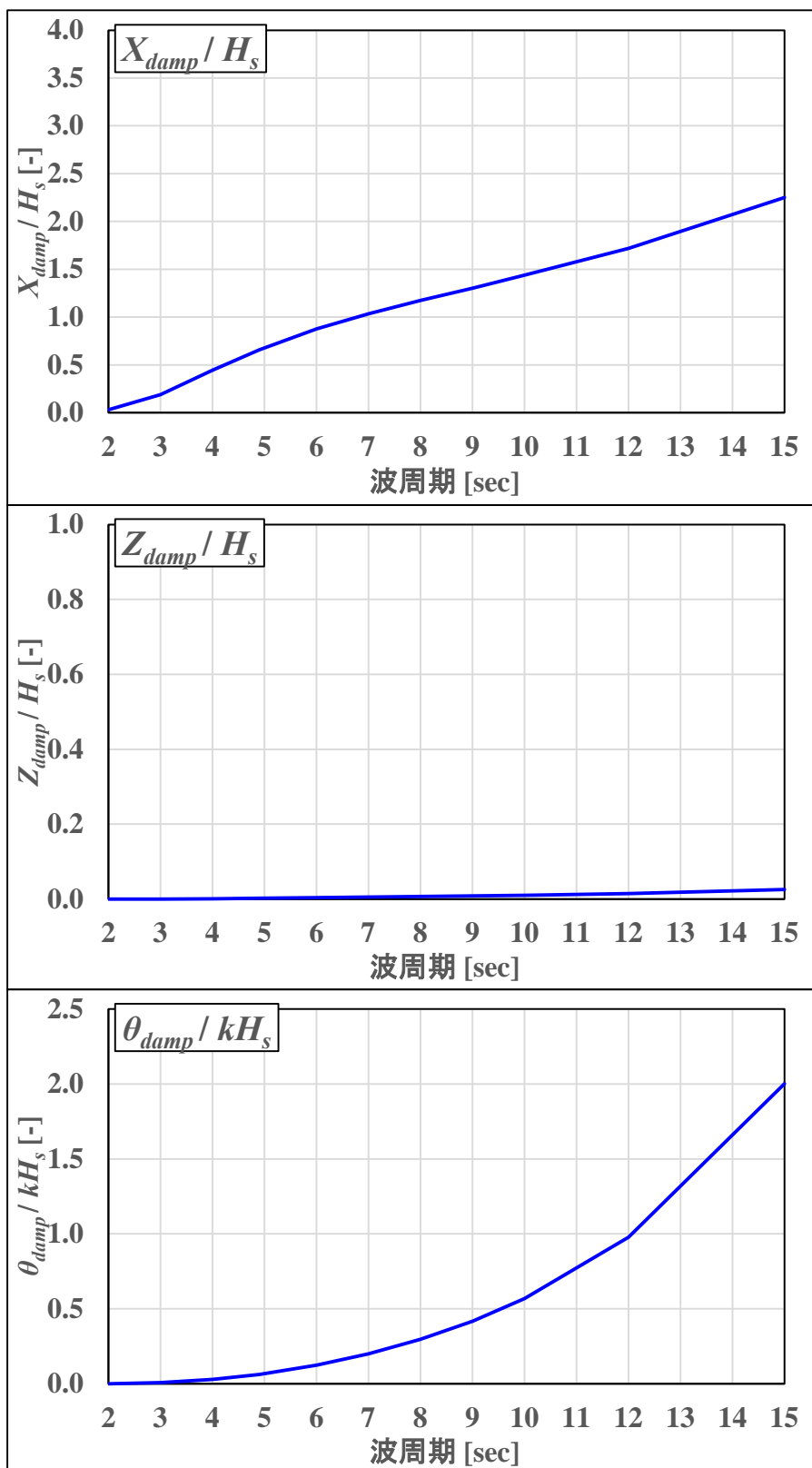


Fig. 18 観測装置の波浪中の周波数応答関数.

Table 7 周波数応答関数の数値データ.

	H_s [m]	T_s [sec]	X_{damp} / H_s [-]	Z_{damp} / H_s [-]	θ_{damp} / kH_s [-]
Case1	0.53	2.00	0.03	0.00	0.00
Case2	1.19	3.00	0.19	0.00	0.01
Case3	2.11	4.00	0.44	0.00	0.03
Case4	2.50	4.90	0.66	0.00	0.06
Case5	2.50	6.00	0.88	0.00	0.12
Case6	2.50	7.00	1.03	0.01	0.20
Case7	2.50	8.00	1.17	0.01	0.30
Case8	2.50	9.00	1.30	0.01	0.42
Case9	2.50	10.00	1.44	0.01	0.57
Case10	2.50	12.00	1.72	0.01	0.98
Case11	2.50	15.00	2.25	0.03	2.00

5. おわりに

“始良カルデラにおける海底地盤変動観測装置詳細設計業務”の一環で、1) 観測装置の固有周期と水平方向の外力に対するたわみ量の算定、2) CFD 解析による観測装置の振動周期の算定と浮体形状の変更による外力の低減化の検証、3) 観測装置の最頂部の潮流応答と波浪応答の評価、を実施した。以下に得られた結果を整理する。

- 観測装置を対象に、固有値解析を実施した結果、観測装置の固有周期は設計波周期 4.9 sec から乖離しているため、共振は発生しないと思われる。また観測装置に水平方向の外力を作用させたとき、観測装置の水平方向と鉛直方向のたわみ量と傾斜角度は、それぞれ 17.638 m, 3.015 m, 約 19.4° であった。このとき、櫓底部から水面までの最短距離は 5.735 m であることから、櫓は海水中に水没しないことが判明した。
- 潮流速度と吹送流の和に相当する定常流を観測装置に作用させた結果、浮体の上面と下面に対してテーパーを付けることにより、観測装置に作用する外力が低下することが判明した。
- 観測装置の最頂部における潮流応答特性と波浪応答特性を数値解析により評価した結果、いずれの解析結果においても運動変位は小さく、特に上下方向の変位についてはほとんど変位しないことが判明した。

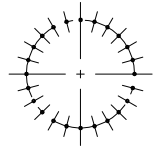
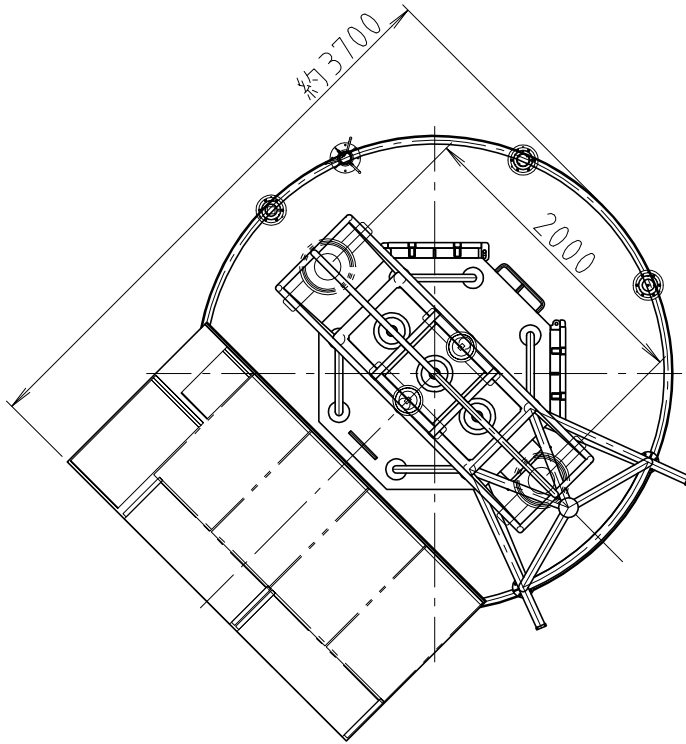
参考資料

- 1) 工藤君明, 他 3 名 : 浮体式海洋構造物の緊張係留に関する研究, 日本造船学会論文集, 第 157 号, pp.201-210, 1985.
- 2) DET NORSKE VERITAS : Recommended Practice DNV-RP-C103, pp.1-30, February, 2005.
- 3) DNV-GL : CLASS GUIDELINE DNVGL-CG-0130, pp.1-84, January, 2018.
- 4) 国立大学法人京都大学 防災研究所 : 始良カルデラにおける海底地盤変動観測装置詳細設計業務 仕様書, 2020.

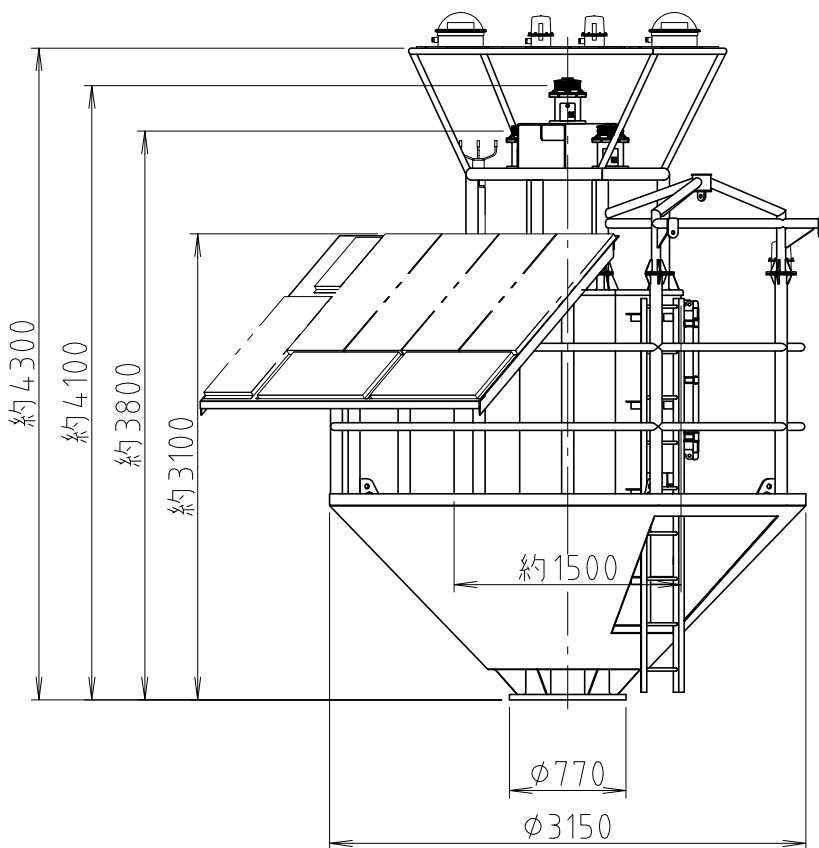
以上

添付資料 f

作業台・GNSS アンテナ台

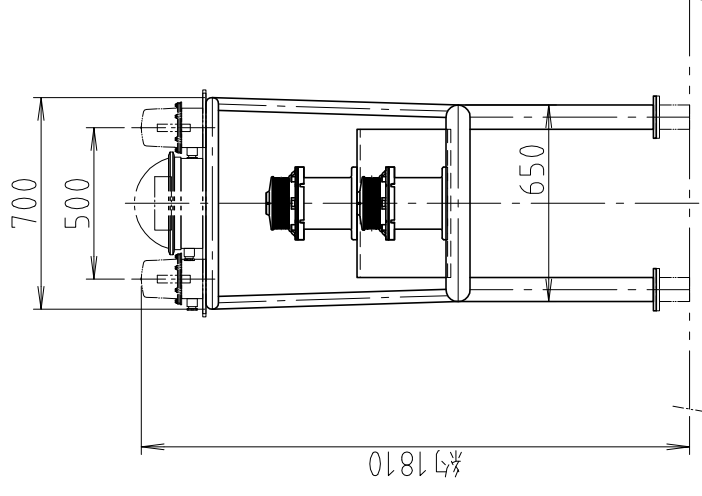
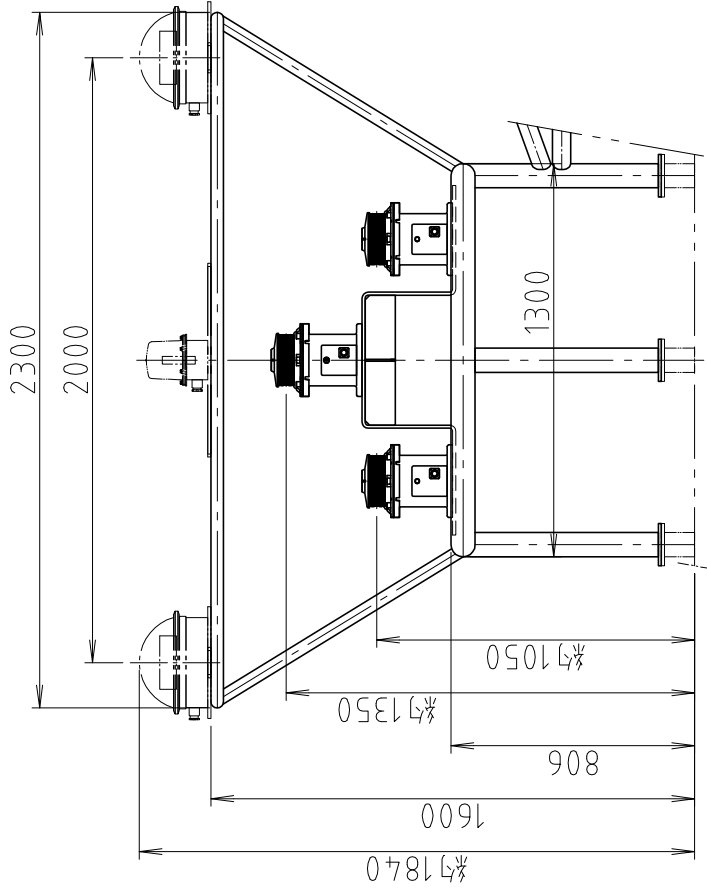
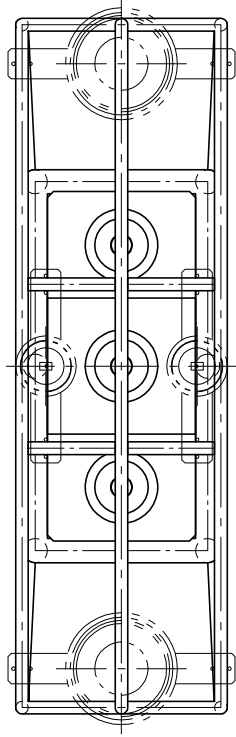


取付用ボルト位置図



全備質量：約3.7 ton
 主要材質：一般構造用圧延鋼材

設計	製図	検図	検図	承認	型式		
					名称	作業台	
年月日	縮尺	単位			図番	3820151-2-4000	改訂
	1:50	mm					①



設計	製図	検図	検図	承認	型式
年月日	縮尺	単位	名称		GNSSアンテナ取付部
	1:25	mm	図番		3820151-1-10
					改訂
					0