

7-6 既設棧橋の利用性検討 構造計算

§1 検討の考え方

今回計画の水産物荷役施設は水深確保のため係船部分45m、連絡橋部40mの総延長約85mでの沖合展開を計画している。

また、当該地区には約20年前（1990年）に築造された荷役施設（直杭式棧橋構造）が現存している。このため、今回計画の荷役施設の築造に当っては、新規に施設を築造する案と既存の施設のリニューアルによる再利用の案の2案が考えられる。

そこで本項では本設計に先立って既存の施設の再利用が可能であるかどうかの可否の検討を行う。

(1) 既存棧橋の構造

現況の施設は、次ページ以下（図-1、図-2）に示すように進入路を含め延長82mで沖側に展開しており、海上域の構造は係船部及び連絡橋部共に直杭式横棧橋構造である。

(2) 規模の比較

今回計画の施設と既存施設の構造諸元の比較をしたのが下表である。

	既設棧橋		計画棧橋	
	係船部	連絡橋部	係船部	連絡橋部
天端高 (m)	+1.35*	+1.35*	+2.10	+2.10
幅員 (m)	6.00	3.00	9.00	4.30
延長 (m)	17.00	54.00	45.00	23.00
梁下端高 (m)	-0.15	+0.25	+0.60	+0.90
使用鋼管杭	φ500×12 (SKK400)	φ400×12 (SKK400)	—	—

(注) 米印は床版部増設後の値(設計時は+1.10m)
標高はM.S.L表示

(3) 再利用案

既存の棧橋部をリニューアル再利用する場合に下記の理由により既設上部工は再利用の対象とはならない。

- ① 棧橋幅員及び占有平面積の不足

② 天端高の不足（既設天端高M.S.L.+1.35m、計画天端高M.S.L.+2.10m）

③ 新計画での荷役車両の進入に対する床版の耐力不足の懸念

よって、再利用は既設鋼管杭のみとして、既存上部コンクリート部は撤去することを条件として検討することにした。

既設栈橋は図-1及び図-2に示すように係船部がf500×12、連絡橋部がf400×12の鋼管杭を使用している。

突堤先端に位置する係船部は幅員が6.00mで断面方向を2本の鋼管杭で支持しており、延長方向の杭ピッチは5.00m程度である。この係船部のf500×12の鋼管杭を再利用し、さらに増杭を打設することにより、今回計画の幅員9.00m、延長45.00mの係船栈橋を構築した場合を検討する。

既設連絡橋部は幅員が3.00mで断面方向を2本の鋼管杭で支持しており、延長方向杭ピッチは6.00mである。

この連絡橋部は既存杭f400×12をそのまま利用し（図-3既設栈橋改良案参照）、今回計画の幅員4.30mの上部工部を築造した場合の断面を検討する。

(4) 検討方法

既存栈橋と今回計画の新設栈橋では対象船舶及び荷役設備等の規模が異なるため、平面形状、天端高にも差異が生じており新設栈橋の方が規模が大きい。既設栈橋の上部コンクリート部は、先に述べたように再利用は不可能との結論であるのでここでの検討は、既設鋼管杭が再利用可能かどうかを判断する数値的資料を提供することが主目的である。

よって鋼管杭断面の決定に支配的となる外力を与える地震時及び波圧作用時の2ケースについて検討し、鋼管杭の断面応力度及び支持力の照査を行い再利用の判断の資料とする。

(5) 検討断面の設定

検討断面を図-4及び図-5に示す。

図-1 既設棧橋全体図

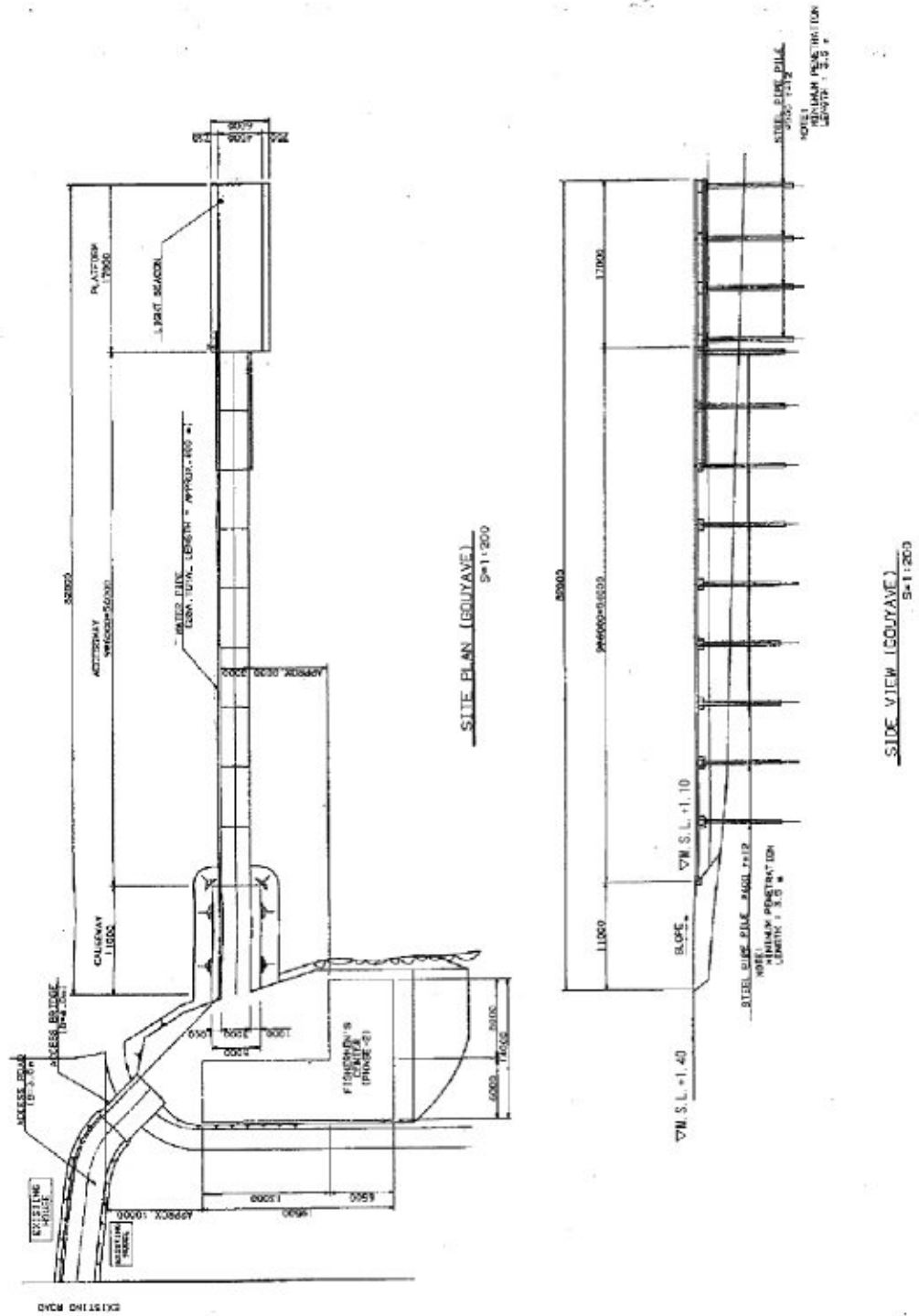


図-2 既設棧橋標準断面図

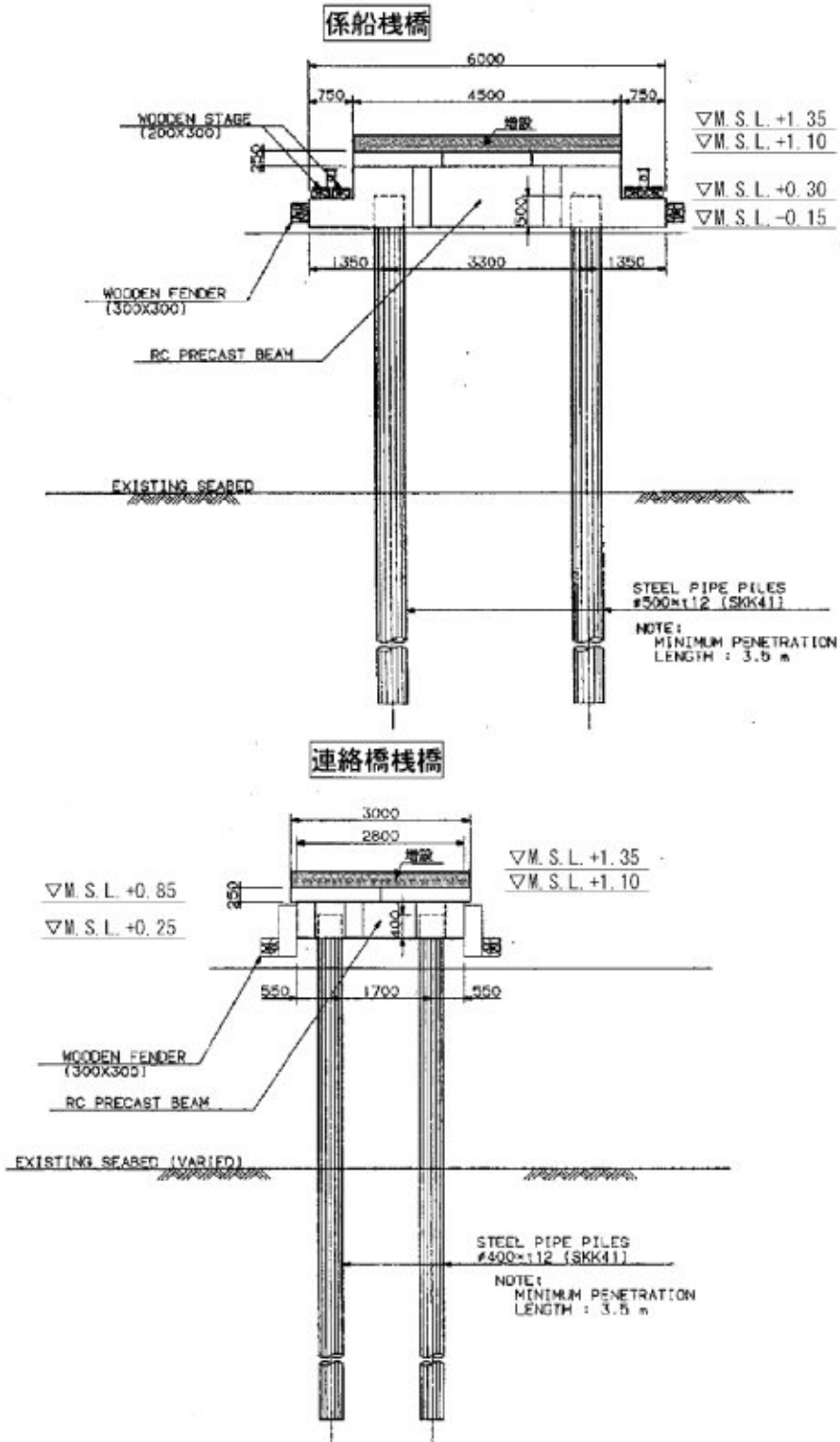
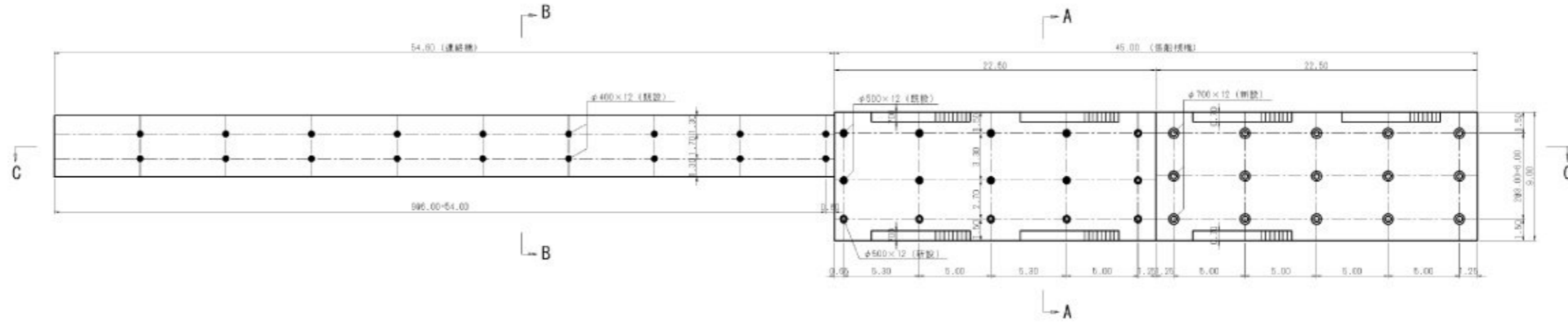


図-3 既設棧橋改良案

既設棧橋改良案 u:m S=1/300

平面図



正面図
(Sect. C-C)

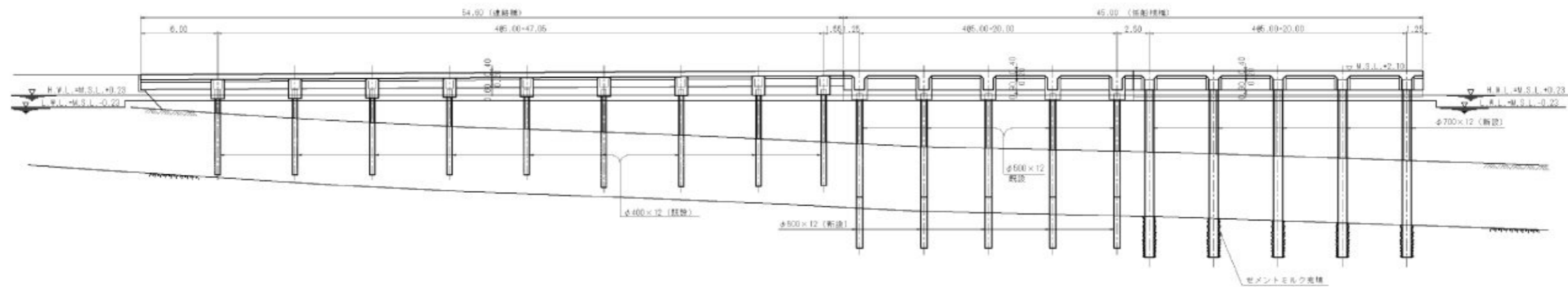


図-4 係船棧橋部検討断面
(Sect A-A)

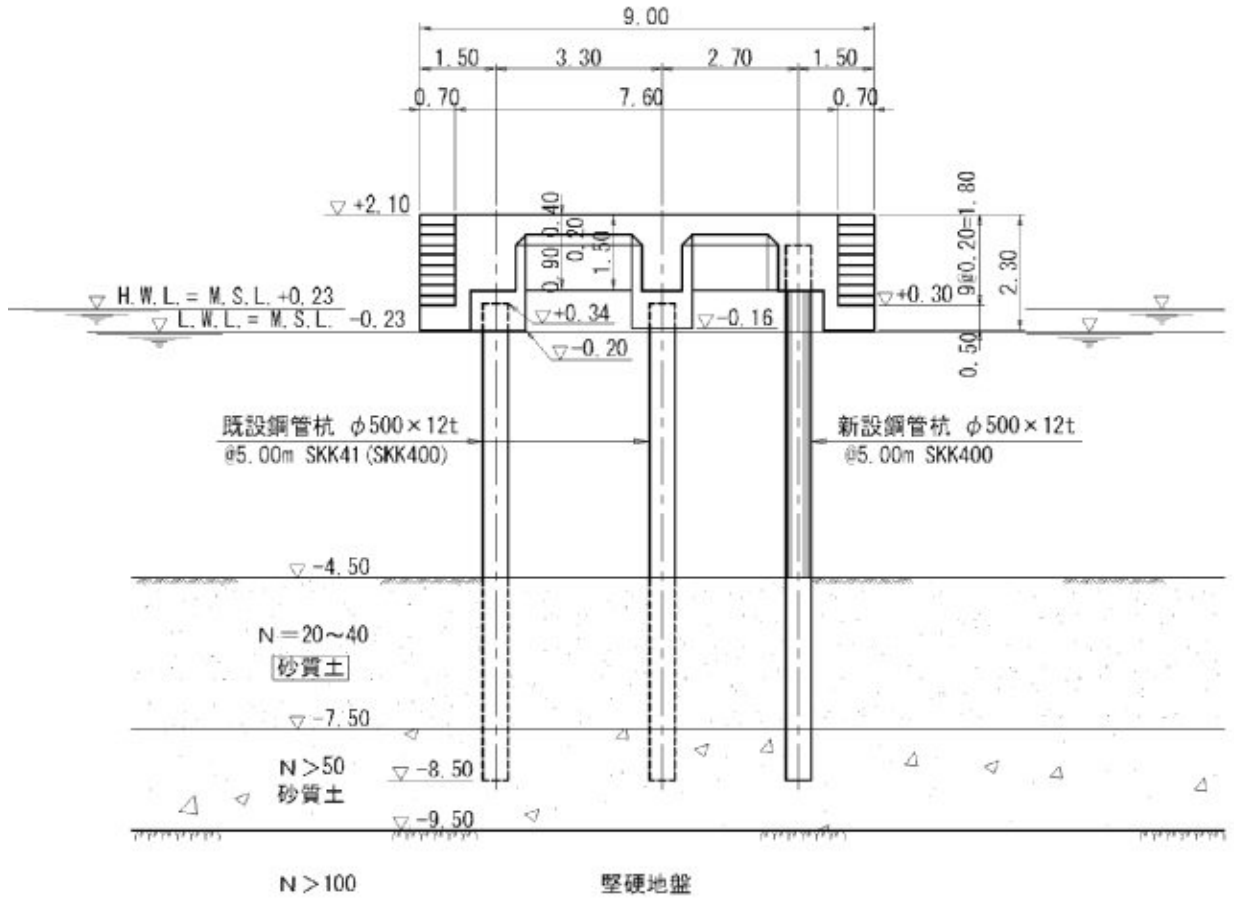


図-5 連絡橋部検討断面

(Sect B-B)

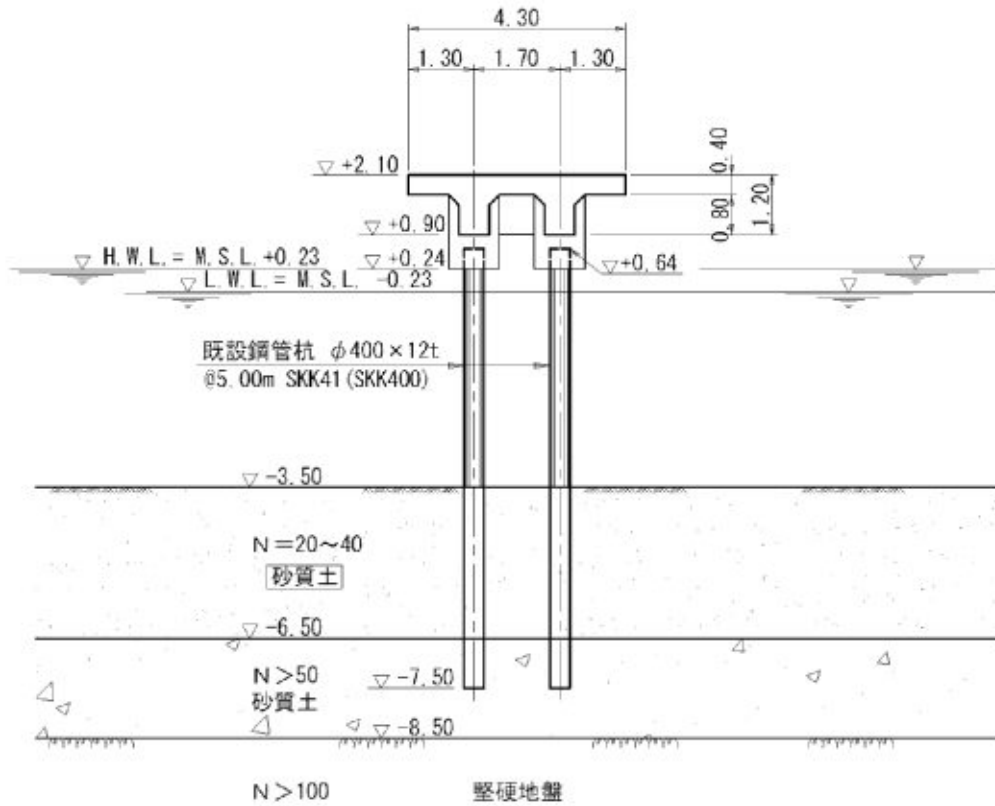
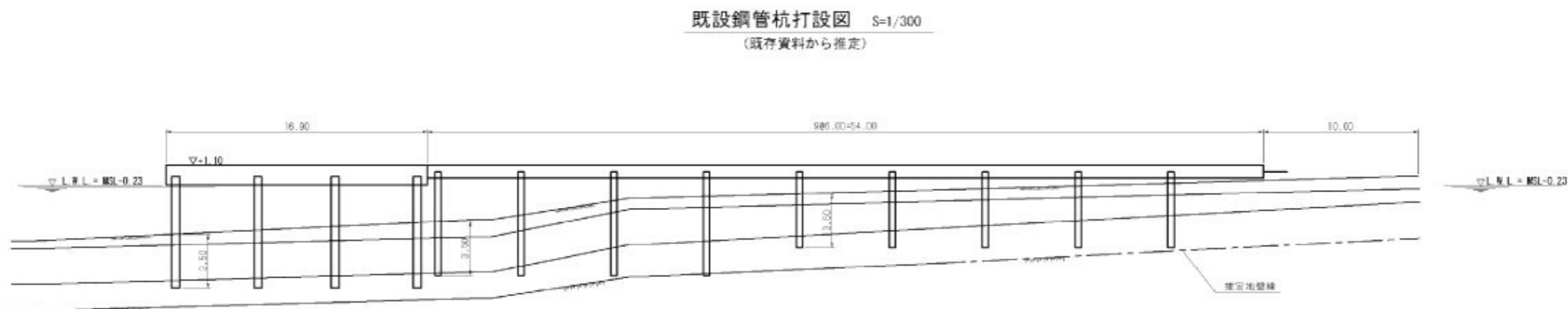
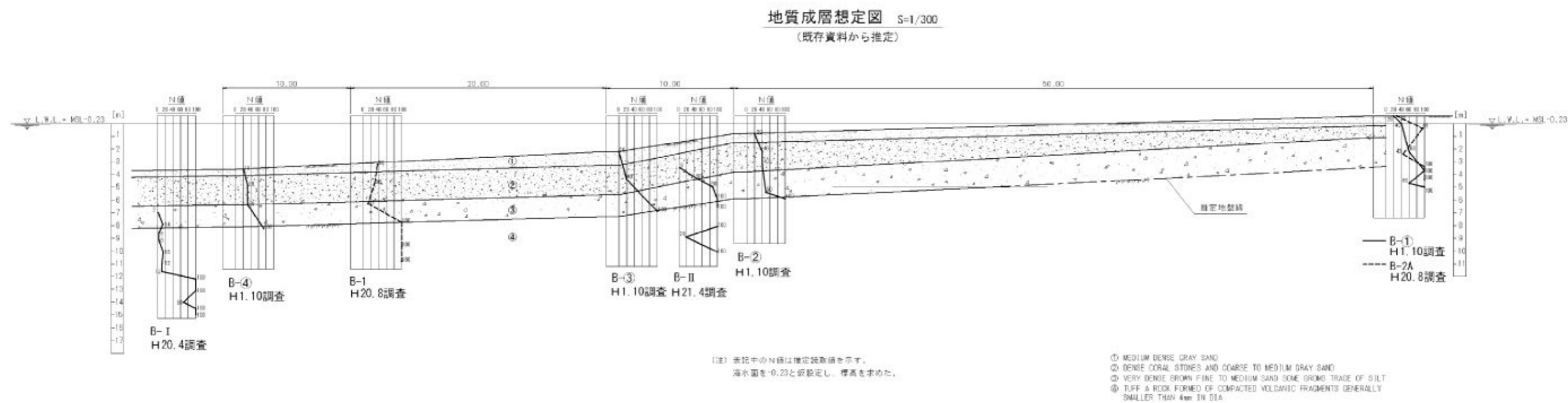


図-6 地質成層想定図及び既設鋼管杭打設図

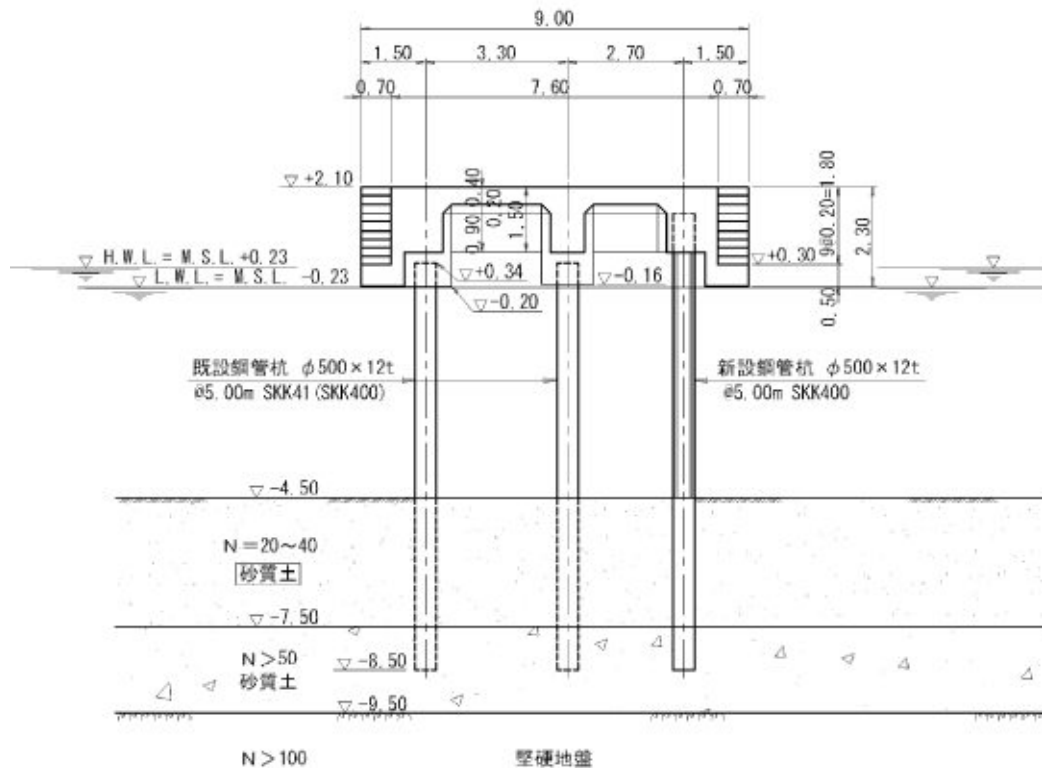


§2 断面検討

2.1 係船棧橋部の検討

(1) 検討断面

下図の断面について地震時及び波圧作用時の検討を行う。



- 上載荷重（等分布荷重）

常時（作業時） 10 kN/m²， 地震時 5 kN/m²， 波浪時 0 kN/m²

- 設計震度

水平震度 k=0.18

- 設計波（別途資料より転写）

水深 h=5.53 m (H.W.L.時、潮位+水位上昇0.173m含む)

有義波高 H_{1/3}=4.6 m

周期 T=12 sec

海底勾配 i=1/30

入射角 β=64.4° (±15°補正済)

(2) 上部工重量

(i) コンクリート体積

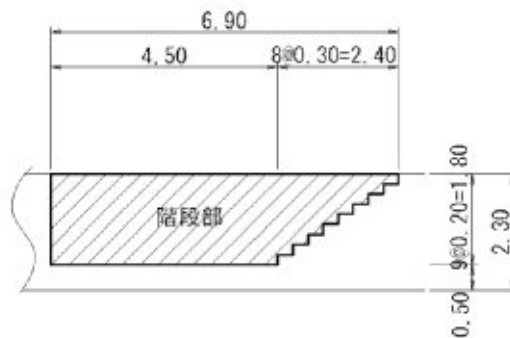
栈橋延長10m当りのコンクリート体積は下表のとおり。

(10m当り)

	名 称	計 算 式	数量 (m ³)	
①	床版	$0.40 \times 9.00 \times 10.0$	36.00	
②	杭頭部	端部	$1.90 \times 1.10 \times 1.20 \times 2$	5.02
			$1.10 \times 1.10 \times 1.20 \times 2$	2.90
		中央部	$1.86 \times 1.20 \times 1.20 \times 2$	5.36
③	前垂れ	$1.90 \times 1.00 \times 10.0 \times 2$	38.00	
④	法平方向梁	端部	$1.10 \times 0.90 \times 3.80 \times 4$	15.05
		中央部	$1.10 \times 0.80 \times 3.80 \times 2$	6.69
⑤	法直方向梁		$1.10 \times 0.80 \times 2.10 \times 2$	3.70
			$1.10 \times 0.80 \times 1.50 \times 2$	2.64
⑥	ハンチ	法平	$1/2 \times 0.20^2 \times 3.80 \times 8$	0.61
		法直	$1/2 \times 0.20^2 \times 2.10 \times 4$	0.17
			$1/2 \times 0.20^2 \times 1.50 \times 4$	0.12
⑦	階段部 (空間部分)	10.26 (図面より) $\times 0.7 \times 2$	14.36	
計			101.90	

$$\begin{aligned}
 \text{コンクリート量 } V_0 &= (\text{①} \sim \text{⑥の合計}) - (\text{⑦}) \\
 &= 116.26 - 14.36 \\
 &= 101.90 \quad (\text{m}^3/10\text{m})
 \end{aligned}$$

※階段部



- ・ 栈橋上部工1m²当りのコンクリート体積

$$V_c = \frac{V_o}{B \cdot L} = \frac{101.90}{9.00 \times 10.00} = 1.13 \text{ m}^3/\text{m}^2$$

- ・ 栈橋上部工1m²当りの慣性重量

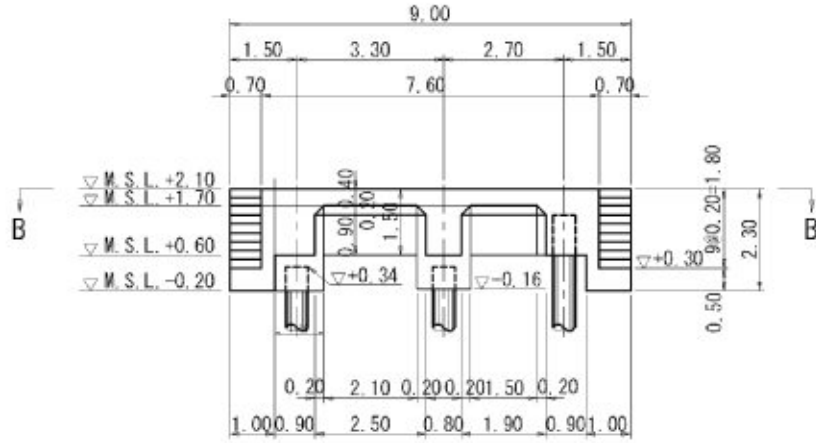
$$W_{co} = V_c \cdot \gamma_c = 1.13 \times 24.0 = 27.12 \text{ kN/m}^2$$

以上より本検討の上部工慣性重量は下記の値を用いる。

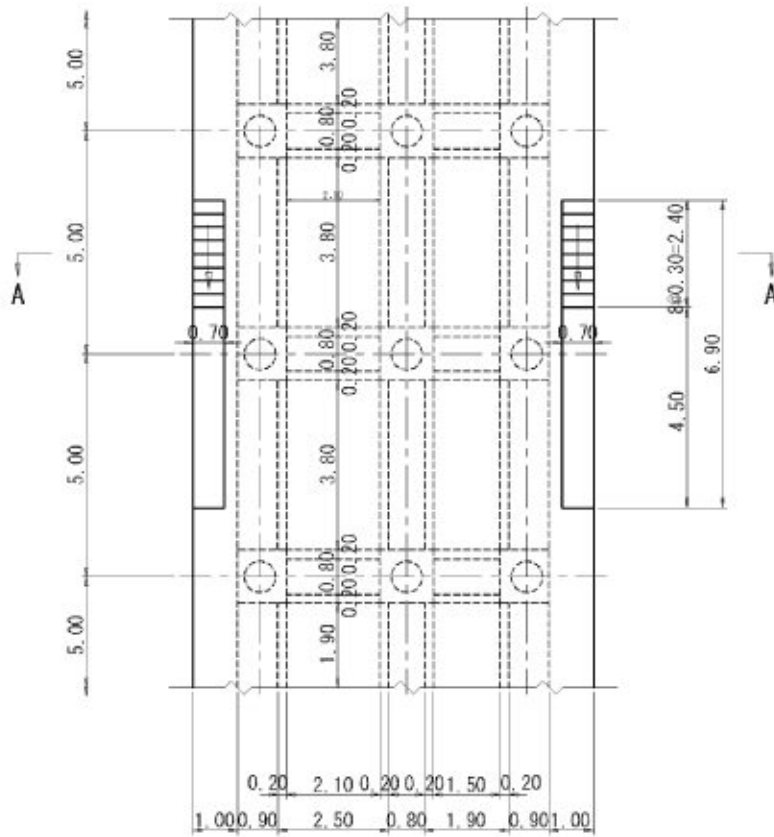
$$W_{co} = 27.1 \text{ kN/m}^2$$

上部工形状寸法図 u:m
 (既設棧橋鋼管杭再利用案)

SECTION A-A



SECTION B-B



(3) 設計外力

設計外力は栈橋延長方向5.00m（1ラーメン）当りについて求める。

(i) 地震時

(A) 鉛直荷重

上部コンクリート

$$W_{co} = 27.1 \text{ kN/m}^2$$

$$V_c = W_{co} \times B \times L = 27.1 \times 9.00 \times 5.00 = 1219.50 \text{ kN/ラーメン}$$

上載荷重

$$W_q = 5 \text{ kN/m}^2$$

$$V_q = W_q \times B \times L = 5 \times 9.00 \times 5.00 = 225.00 \text{ kN/ラーメン}$$

以上より鉛直荷重は次のとおり。

$$V = V_c + V_q = 1219.50 + 225.00 = 1444.50 \text{ kN/ラーメン}$$

(B) 水平荷重

水平荷重は地震慣性力を考慮する。

設計震度 $k = 0.18$ （水平方向）

慣性重量 $V = 1444.50 \text{ kN/ラーメン}$ （上部コンクリート＋上載荷重）

よって地震慣性力は次のとおり。

$$H = k \times V = 0.18 \times 1444.50 = 260.01 \text{ kN/ラーメン}$$

(ii) 波圧作用時

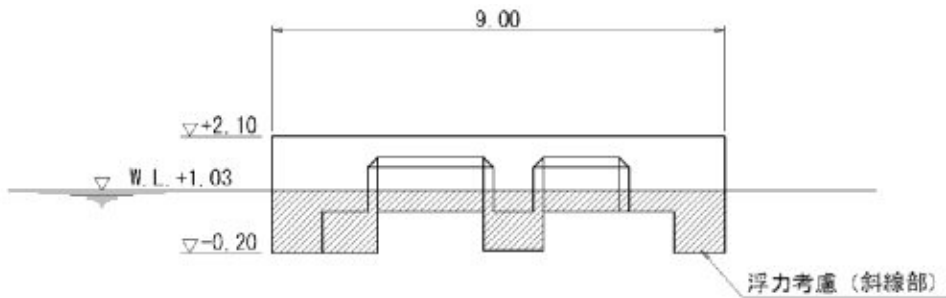
(A) 鉛直荷重

① 上部コンクリート

$$V_c = 1219.50 \text{ kN/ラーメン}$$

② 浮力

浮力はW.L.+1.03m以下の上部工に考慮するが今回は概略検討であるので、詳細な計算は行わず、次図の上部工と潮位の関係より上部コンクリートの50%程度が水中にあると考えこの部分に浮力を考慮することとした。



・1ラーメン当りのコンクリート体積 (P.2-3参照)

$$V_c = 1.13 \text{ m}^3/\text{m}^2 \times 9.00\text{m} \times 5.00\text{m} = 52.85 \text{ m}^3/\text{ラーメン}$$

浮力 ($\gamma_w = 10.1 \text{ kN/m}^3$) は次のとおり。

$$V_w = V_c \times \gamma_w \times a = 52.85 \times 10.1 \times 0.5 = 256.79 \text{ kN/ラーメン}$$

③ 揚圧力

栈橋下面に作用する揚圧力強度を正確に把握することは困難であるが当該栈橋は突堤形状で沖側に突出しているため、反射波の影響は少ないと考えてデタッチドピアに働く揚圧力強度の提案値である下式の値を考慮することとした。

$$p = 2\rho_w \cdot g \cdot H = 2w_w \cdot H$$

p : 揚圧力強度 (kN/m^2)

$\rho_w \cdot g$: 海水の単位体積重量 (kN/m^3) 10.1 kN/m^3

H : 進行波の波高 (m) $H_{1/3} = 4.6 \text{ m}$

$$\therefore p = 2 \times 10.1 \times 4.6 = 92.92 \text{ kN/m}^2$$

よって1ラーメン当りの揚圧力合力は次のとおり。

$$V_p = p \times B \times L = 92.92 \times 9.00 \times 5.00 = 4181.40 \text{ kN/ラーメン}$$

以上より波圧作用時の鉛直荷重は次のとおり。

$$\begin{aligned} V &= V_c - V_w - V_p \\ &= 1219.50 - 256.79 - 4181.40 = -3218.69 \text{ kN/ラーメン} \end{aligned}$$

(B) 水平荷重

進行波の入射角は栈橋側面に対し入射角 $\beta=64.4^\circ$ ($\pm 15^\circ$ 補正済)であり、栈橋には沿い波 ($\beta > 45^\circ$) として作用することになる。

ここではこの沿い波による波力を栈橋側面に考慮するがその大きさは便宜的に直立壁に作用する沿い波である下式で求めることにした。

$$p_H = 0.75 w H_{1/3} \quad (\beta > 45^\circ \text{の場合})$$

p_H : 水平波圧強度 (kN/m²)

w : 海水の単位体積重量 (kN/m³) 10.1 kN/m³

$H_{1/3}$: 設計波高 (m) $H_{1/3} = 4.6$ m

$$\therefore p_H = 0.75 \times 10.1 \times 4.6 = 34.85 \text{ kN/m}^2$$

受圧高は $h = 2.30$ m (+2.10m ~ -0.20m間) とする。

よって1ラーメン当りの波圧合力は次のとおり。

$$H_p = p_H \times h \times L = 34.85 \times 2.30 \times 5.00 = 400.78 \text{ kN/ラーメン}$$

以上計算結果をまとめれば下表のとおり。

単位:kN/ラーメン

	鉛直合力V	水平合力H
地震時	1444.50	260.01
波圧作用時	-3218.69	400.78

(4) 杭の根入れ部地盤の横方向地盤反力係数 k_h の推定

横方向地盤反力係数 k_h は実測値がないため、N値を用いて次式より推定する。
(港湾基準P.1112)

$$k_h = 1.5 N$$

ここに、 k_h : 横方向地盤反力係数 (N/cm³)

N : 地盤の平均N値

杭の挙動に支配的となる $1/\beta$ の範囲のN値として表層砂質土層のN値で代表させる。N=20~30の範囲であるので $\bar{N} = 25$ として取扱う。

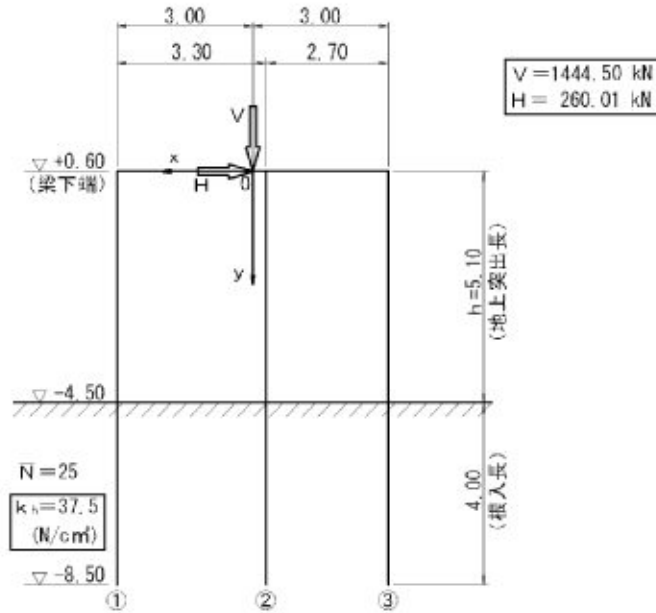
$$\therefore k_h = 1.5 \times 25 = 37.5 \text{ kN/m}^3$$

(5) 構造解析

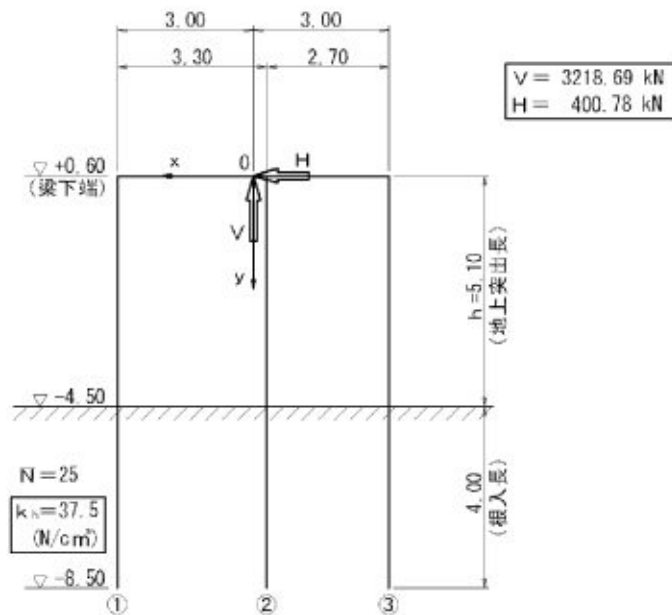
栈橋の杭の構造解析は、栈橋上部工を剛体とみなして、鋼管杭で支持された2次元杭基礎としてRadosavljevic法の解析ソフトを用いて行う。作用荷重及び外力は座標軸原点を設定し、その原点を中心とした集中荷重として作用させる。

(i) 入力構造諸元

(A) CASE1 (地震時)



(B) CASE2 (波圧作用時)



(ii) 計算結果

解析ソフトにより行った計算結果を下表に示す。

	杭番号	最大軸力(kN)	モーメント(kN・m)	最大変位(cm)
CASE1(地震時)	①	364.26	315.41	2.65
	②	485.54	315.41	
	③	594.69	315.41	
CASE2(波浪時)	①	(-)927.25	486.79	4.07
	②	(-)1077.92	486.79	
	③	(-)1213.52	486.79	

※軸力の値のうち(-)は引抜力を示す

• CASE1 (地震時)

* PILE -DESIGN DATA- *

** CASE1 栈橋地震時(4.50m 検討)

* PILE CONDITION *

KIND OF GROUND SANDY SOIL

KIND OF PILE FRICTION PILE

CONNECTION OF PILE HEAD FIXED

ALLOWABLE TENSILE STRESS 210.0(N/mm2)

ALLOWABLE BENDING STRESS 210.0(N/mm2)

NO.	D (mm)	T (mm)	X (m)	Y (m)	Z (m)	THETA (deg)	PHAY (deg)	DL (m)	SDL (m)	KH (kN/m3)
1	500.00	12.00	2.70	0.00	0.00	0.00	0.00	15.10	5.10	37500.0
2	500.00	12.00	-0.30	0.00	0.00	0.00	0.00	15.10	5.10	37500.0
3	500.00	12.00	-3.00	0.00	0.00	0.00	0.00	15.10	5.10	37500.0

FX = -260.0 (kN) MX = 0.0 (kN-m)

FY = 1444.5 (kN) MY = 0.0 (kN-m)

FZ = 0.0 (kN) MZ = 0.0 (kN-m)

* PILE -NOTATION- *

** CASE1 栈橋地震時(4.50m 検討)

D : DIAMETER OF PILE

T : THICKNESS OF PILE

X,Y,Z : X,Y,Z COORDINATE OF PILE HEAD

THETA : VERTICAL ANGLE OF PILE

PHAY : HORIZONTAL ANGLE OF PILE

DL : TOTAL LENGTH OF PILE
SDL : PROJECTING LENGTH OF PILE
KH : COEFFICIENT OF SUBGRADE REACTION
FX,FY,FZ : CONCENTRATED LOAD
MX,MY,MZ : MOMENT LOAD

A : SECTION AREA
I : GEOMETIC MOMENT OF INERTIA
Z : SECTION MODULUS
R : RADIUS OF GYRATION OF AREA
BETA : BETA VALUE
RAMDA : $SDL+(1/BETA)$
AP,BP,CP : COEFFICIENT OF SPRING
OMEGA : COEFFICIENT OF AXIAL SPRING

DEFL : DISPLACEMENT (X, Y,Z COORDINATE)
DISP : DISPLACEMENT (X', Y',Z' COORDINATE)
NI : FORCE OF PILE HEAD
MI : MOMENT OF PILE HEAD
MEQ : EQUIVALENT MOMENT
SIGN : STRESS DUE TO AXIAL FORCE
SIGM : STRESS DUE TO MOMENT
SIGA : ALLOWABLE COMPRESSIVE STRESS

CHECK1 : IN COMPRESSION --- $(SIGN/SIGA)+(SIGM/SBA)$
: IN TENSION --- $(SIGN+SIGM)/STA$

CHECK2 : IN COMPRESSION --- $(SIGM-SIGN)/STA$
: IN TENSION --- $(SIGM-SIGN)/SBA$

SBA : ALLOWABLE BENDING STRESS

STA : ALLOWABLE TENSILE STRESS

* PILE -CHECK LIST (1)- *

** CASE1 栈橋地震時(4.50m 檢討)

NO.	A (cm ²)	I (cm ⁴)	Z (cm ³)	R (cm)	BETA (m ⁻¹)	RAMDA (m)	AP (kN/m)	BP (kN/rad)	CP (kNm/rad)	OMEGA (kN/m)
1	183.972	54797.8	2191.9	17.259	0.44925	7.326	3325.607	12181.57	60328.6	308858.9
2	183.972	54797.8	2191.9	17.259	0.44925	7.326	3325.607	12181.57	60328.6	308858.9
3	183.972	54797.8	2191.9	17.259	0.44925	7.326	3325.607	12181.57	60328.6	308858.9

1

* PILE -CHECK LIST (2)- *

** CASE1 栈橋地震時(4.50m 檢討)

9976.8 U+	0.0 V+	0.0 W+	0.0 ALPHA+	0.0 BETA+	-36544.7 GAMMA=	-260.01 (kN)
0.0 U+	926576.7 V+	0.0 W+	0.0 ALPHA+	0.0 BETA+	-185315.3 GAMMA=	1444.50 (kN)
0.0 U+	0.0 V+	9976.8 W+	36544.7 ALPHA+	1995.4 BETA+	0.0 GAMMA=	0.00 (kN)
0.0 U+	0.0 V+	36544.7 W+	180985.8 ALPHA+	7308.9 BETA+	0.0 GAMMA=	0.00 (kN-m)
0.0 U+	0.0 V+	1995.4 W+	7308.9 ALPHA+	90722.6 BETA+	0.0 GAMMA=	0.00 (kN-m)
-36544.7 U+	-185315.3 V+	0.0 W+	0.0 ALPHA+	0.0 BETA+	5240094.5 GAMMA=	0.00 (kN-m)

U = -2.654 (cm)

V = 0.153 (cm)

W = 0.000 (cm)

ALPHA = 0.00E+00 (rad)

BETA = 0.00E+00 (rad)

GAMMA = -0.13E-03 (rad)

* PILE -CHECK LIST (3)- *

** CASE1 栈橋地震時(4.50m 檢討)

* COMPONENT FORCE OF PILE HEAD *

NO.	FX'	FY'	FZ'	MX'	MY'	MZ'
	(kN)	(kN)	(kN)	(kN-m)	(kN-m)	(kN-m)
1	-86.67	364.26	0.00	0.00	0.00	315.41
2	-86.67	485.54	0.00	0.00	0.00	315.41
3	-86.67	594.69	0.00	0.00	0.00	315.41
TOTAL	-260.01	1444.50	0.00	0.00	0.00	0.00

* PILE -RESULT- *

** CASE1 栈橋地震時(4.50m 検討)

NO.	DEFL	DISP	NI	MI	MEQ	SIGN	SIGM	SIGA	CHECK1	CHECK2
	(cm)	(cm)	(kN)	(kN-m)	(kN-m)	(N/mm2)	(N/mm2)	(N/mm2)		
X	-2.654	-2.654	-86.67	0.00						
1 Y	0.118	0.118	364.26	0.00	315.41	19.8	143.9	179.9	0.795	0.591
Z	0.000	0.000	0.00	315.41						
X	-2.654	-2.654	-86.67	0.00						
2 Y	0.157	0.157	485.54	0.00	315.41	26.4	143.9	179.9	0.832	0.560
Z	0.000	0.000	0.00	315.41						
X	-2.654	-2.654	-86.67	0.00						
3 Y	0.193	0.193	594.69	0.00	315.41	32.3	143.9	179.9	0.865	0.531
Z	0.000	0.000	0.00	315.41						

(X)=-2.654 (cm)

(X)=0.000E+00 (rad)

DEFLECTION (Y)= 0.153 (cm)

ROTATION (Y)=0.000E+00 (rad)

(Z)= 0.000 (cm)

(Z)=-0.131E-03 (rad)

• CASE2 (波圧作用時)

* PILE -DESIGN DATA- *

** CASE2 栈橋波浪時 (-4.50m 検討)

* PILE CONDITION *

KIND OF GROUND SANDY SOIL
 KIND OF PILE FRICTION PILE
 CONNECTION OF PILE HEAD FIXED

ALLOWABLE TENSILE STRESS 140.0 (N/mm²)
 ALLOWABLE BENDING STRESS 140.0 (N/mm²)

NO.	D (mm)	T (mm)	X (m)	Y (m)	Z (m)	THETA (deg)	PHAY (deg)	DL (m)	SDL (m)	KH (kN/m ³)
1	500.00	12.00	2.70	0.00	0.00	0.00	0.00	15.10	5.10	37500.0
2	500.00	12.00	-0.30	0.00	0.00	0.00	0.00	15.10	5.10	37500.0
3	500.00	12.00	-3.00	0.00	0.00	0.00	0.00	15.10	5.10	37500.0

FX = 400.8 (kN) MX = 0.0 (kN-m)
 FY = -3218.7 (kN) MY = 0.0 (kN-m)
 FZ = 0.0 (kN) MZ = 0.0 (kN-m)

1

* PILE -NOTATION- *

** CASE2 栈橋波浪時 (-4.50m 検討)

D : DIAMETER OF PILE
 T : THICKNESS OF PILE
 X,Y,Z : X,Y,Z COORDINATE OF PILE HEAD
 THETA : VERTICAL ANGLE OF PILE

PHAY : HORIZONTAL ANGLE OF PILE
 DL : TOTAL LENGTH OF PILE
 SDL : PROJECTING LENGTH OF PILE
 KH : COEFFICIENT OF SUBGRADE REACTION
 FX,FY,FZ : CONCENTRATED LOAD
 MX,MY,MZ : MOMENT LOAD

A : SECTION AREA
 I : GEOMETIC MOMENT OF INERTIA
 Z : SECTION MODULUS
 R : RADIUS OF GYRATION OF AREA
 BETA : BETA VALUE
 RAMDA : $SDL+(1/BETA)$
 AP,BP,CP : COEFFICIENT OF SPRING
 OMEGA : COEFFICIENT OF AXIAL SPRING

DEFL : DISPLACEMENT (X, Y,Z COORDINATE)
 DISP : DISPLACEMENT (X', Y',Z' COORDINATE)
 NI : FORCE OF PILE HEAD
 MI : MOMENT OF PILE HEAD
 MEQ : EQUIVALENT MOMENT
 SIGN : STRESS DUE TO AXIAL FORCE
 SIGM : STRESS DUE TO MOMENT
 SIGA : ALLOWABLE COMPRESSIVE STRESS

CHECK1 : IN COMPRESSION --- $(SIGN/SIGA)+(SIGM/SBA)$
 : IN TENSION --- $(SIGN+SIGM)/STA$

CHECK2 : IN COMPRESSION --- $(SIGM-SIGN)/STA$
 : IN TENSION --- $(SIGM-SIGN)/SBA$
 SBA : ALLOWABLE BENDING STRESS
 STA : ALLOWABLE TENSILE STRESS

* PILE -CHECK LIST(1)- *

** CASE2 棧橋波浪時 (-4.50m 検討)

NO.	A	I	Z	R	BETA	RAMDA	AP	BP	CP	OMEGA
	(cm ²)	(cm ⁴)	(cm ³)	(cm)	(m ⁻¹)	(m)	(kN/m)	(kN/rad)	(kNm/rad)	(kN/m)
1	183.972	54797.8	2191.9	17.259	0.44925	7.326	3325.607	12181.57	60328.6	308858.9
2	183.972	54797.8	2191.9	17.259	0.44925	7.326	3325.607	12181.57	60328.6	308858.9
3	183.972	54797.8	2191.9	17.259	0.44925	7.326	3325.607	12181.57	60328.6	308858.9

* PILE -CHECK LIST(2)- *

** CASE2 棧橋波浪時 (-4.50m 検討)

9976.8 U+	0.0 V+	0.0 W+	0.0 ALPHA+	0.0 BETA+	-36544.7	GAMMA=	400.78 (kN)
0.0 U+	926576.7 V+	0.0 W+	0.0 ALPHA+	0.0 BETA+	-185315.3	GAMMA=	-3218.69 (kN)
0.0 U+	0.0 V+	9976.8 W+	36544.7 ALPHA+	1995.4 BETA+	0.0	GAMMA=	0.00 (kN)
0.0 U+	0.0 V+	36544.7 W+	180985.8 ALPHA+	7308.9 BETA+	0.0	GAMMA=	0.00 (kN-m)
0.0 U+	0.0 V+	1995.4 W+	7308.9 ALPHA+	90722.6 BETA+	0.0	GAMMA=	0.00 (kN-m)
-36544.7 U+	-185315.3 V+	0.0 W+	0.0 ALPHA+	0.0 BETA+	5240094.5	GAMMA=	0.00 (kN-m)

U = 4.077 (cm)

V = -0.344 (cm)

W = 0.000 (cm)

ALPHA = 0.00E+00 (rad)

BETA = 0.00E+00 (rad)

GAMMA = 0.16E-03 (rad)

* PILE -CHECK LIST(3)- *

** CASE2 棧橋波浪時 (-4.50m 検討)

* COMPONENT FORCE OF PILE HEAD *

NO.	FX' (kN)	FY' (kN)	FZ' (kN)	MX' (kN-m)	MY' (kN-m)	MZ' (kN-m)
1	133.59	-927.25	0.00	0.00	0.00	-486.79
2	133.59	-1077.92	0.00	0.00	0.00	-486.79
3	133.59	-1213.52	0.00	0.00	0.00	-486.79
TOTAL	400.78	-3218.69	0.00	0.00	0.00	0.00

* PILE -RESULT- *

** CASE2 栈橋波浪時 (-4.50m 検討)

NO.	DEFL (cm)	DISP (cm)	NI (kN)	MI (kN-m)	MEQ (kN-m)	SIGN (N/mm2)	SIGM (N/mm2)	SIGA (N/mm2)	CHECK1	CHECK2
1	X 4.077	4.077	133.59	0.00						
	Y -0.300	-0.300	-927.25	0.00	486.79	50.4	222.1	120.0	1.946	1.226
	Z 0.000	0.000	0.00	-486.79						
2	X 4.077	4.077	133.59	0.00						
	Y -0.349	-0.349	-1077.92	0.00	486.79	58.6	222.1	120.0	2.005	1.168
	Z 0.000	0.000	0.00	-486.79						
3	X 4.077	4.077	133.59	0.00						
	Y -0.393	-0.393	-1213.52	0.00	486.79	66.0	222.1	120.0	2.057	1.115
	Z 0.000	0.000	0.00	-486.79						

(X) = 4.077 (cm)

(X) = 0.000E+00 (rad)

DEFLECTION (Y) = -0.344 (cm)

ROTATION (Y) = 0.000E+00 (rad)

(Z) = 0.000 (cm)

(Z) = 0.163E-03 (rad)

(6) 杭の応力度照査

(i) 使用鋼管杭の断面性能

照査位置が杭頭部であるため腐食は考慮しないものとする。

使用鋼管杭をφ500×12とし、断面性能は以下のとおり。

断面積	$A = 184.0\text{cm}^2$
断面係数	$Z = 219 \times 10\text{cm}^3$
断面二次モーメント	$I = 548 \times 10^2\text{cm}^4$
断面二次半径	$r = 17.26\text{cm}$

(ii) 杭の許容応力度

使用材質 SKK41(SKK400)

- 許容曲げ圧縮応力度

$$\sigma_{ba} = 140\text{N/mm}^2$$

- 許容軸方向引張応力度

$$\sigma_{ta} = 140\text{N/mm}^2$$

- 許容軸方向圧縮応力度

軸方向圧縮力を伴う場合の許容応力度は部材(杭)の座屈の影響を考慮し、次式以下による。

$$\frac{L}{r} < 18 \text{ の場合} \quad \sigma_{ca} = 140\text{N/mm}^2$$

$$18 < \frac{L}{r} \leq 92 \text{ の場合} \quad \sigma_{ca} = 140 - 0.82 \cdot \left(\frac{L}{r} - 18 \right)$$

$$\frac{L}{r} > 92 \text{ の場合} \quad \sigma_{ca} = \frac{1200000}{6700 + \left(\frac{L}{r} \right)^2}$$

ここで、部材の有効座屈長(1)は、固定点を海底面下1/βに仮想し次式で計算する。

$$L = h + \frac{1}{\beta}$$

h : 地上突出長 (m) h = 5.10m (+0.60m ~ -4.50m)

β : 特性値 (m⁻¹)

$$k_h = 37.5\text{N/cm}^3 \quad I = 548 \times 10^2\text{cm}^4 \quad E = 2.0 \times 10^7\text{N/cm}^2$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_h \cdot B}{4EI}} = \sqrt[4]{\frac{37.5 \times 50}{4 \times 2.0 \times 10^7 \times 548 \times 10^2}} \times 10^2$$
$$= 0.455\text{m}^{-1}$$

$$\therefore L = 5.10 + \frac{1}{0.455} = 7.30\text{m} = 7300\text{mm}$$

$$L/r = 7300/172.6 = 42.29$$

$$r : \text{部材総断面の断面二次半径} \quad r = 17.26\text{cm} = 172.6\text{mm}$$

許容軸方向圧縮応力度(σ_{ca})は以下のとおり。

$$18 < \frac{L}{r} \leq 92 \text{ の場合より}$$

$$\sigma_{ca} = 140 - 0.82 \times (42.29 - 18) = 120.0\text{N/mm}^2$$

なお、上記の許容応力度に対し異常時(地震時)は5割増しとする。

(iii) 杭の応力度

次式により応力度照査を行う。

$$\sigma_c, \sigma_t = \frac{N}{A}, \quad \sigma_{bc}, \sigma_{bt} = \frac{M}{Z}$$

・軸方向力が引張の場合

$$\sigma_t + \sigma_{bt} \leq \sigma_{ta} \quad \text{かつ} \quad -\sigma_t + \sigma_{bc} \leq \sigma_{ba}$$

・軸方向力が圧縮の場合

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_{ca}} + \frac{\sigma_{bc}}{\sigma_{ba}} \leq 1.0$$

σ_t : 作用軸力による軸方向引張応力度 (N/mm²)

σ_c : 作用軸力による軸方向圧縮応力度 (N/mm²)

σ_{bt} : 作用曲げモーメントによる最大引張応力度 (N/mm²)

σ_{bc} : 作用曲げモーメントによる最大圧縮応力度 (N/mm²)

σ_{ta} : 許容引張応力度 (N/mm²)

σ_{ca} : 許容軸方向圧縮応力度 (N/mm²)

σ_{ba} : 許容曲げ圧縮応力度 (N/mm²)

一連の検討過程を③杭について示せば以下のとおりである。

・ CASE1 地震時

③杭について計算を行なう。

$$N = 594.69\text{kN}, \text{Meq} = 315.41\text{kN}\cdot\text{m/m}$$

$$\sigma_c = \frac{N}{A} = \frac{594.69 \times 10^3}{184.0 \times 10^2} = 32\text{N/mm}^2$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M}{Z} = \frac{315.41 \times 10^6}{219 \times 10^4} = 144\text{ N/mm}^2$$

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_{ca}} + \frac{\sigma_{bc}}{\sigma_{ba}} \leq 1.0 \text{ より}$$

$$\frac{32}{120 \times 1.5} + \frac{144}{140 \times 1.5} = 0.86 < 1.0 \quad \therefore \text{O.K.}$$

・ CASE2 波浪時

③杭について計算を行なう。

$$N = -1213.52\text{kN}, \text{Meq} = 486.79\text{kN}\cdot\text{m/m}$$

$$\sigma_t = \frac{N}{A} = \frac{1213.52 \times 10^3}{184.0 \times 10^2} = 66\text{N/mm}^2$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M}{Z} = \frac{486.79 \times 10^6}{219 \times 10^4} = 222\text{ N/mm}^2$$

$$\frac{\sigma_t}{\sigma_{ta}} + \frac{\sigma_{bc}}{\sigma_{ba}} \leq 1.0 \text{ より}$$

$$\frac{66}{140} + \frac{222}{140} = 2.06 > 1.0 \quad \therefore \text{N.G.}$$

同様に、各ケース毎に全ての杭について行なった応力度照査の結果を次ページに示す。

使用杭サイズ φ500 × 12 (SS400)										許容応力度の割増し係数			
照査位置	杭番号	軸力 (kN)	曲げモーメント (kN・m)			断面積 (cm ²)	断面係数 (cm ³)	発生曲げ応力度 (N/mm ²)	許容曲げ応力度 (N/mm ²)	発生軸応力度 (N/mm ²)	許容軸応力度 (N/mm ²)	応力度比	判定
			My	Mz	Meq								
CASE1 (棧橋 地震時)	①	364.26	0.00	315.41	315.41	184.0	2190	144	210	20	180	0.80	OK
	②	485.54	0.00	315.41	315.41	184.0	2190	144	210	26	180	0.83	
	③	594.69	0.00	315.41	315.41	184.0	2190	144	210	32	180	0.86	

使用杭サイズ φ500 × 12 (SS400)										許容応力度の割増し係数			
照査位置	杭番号	軸力 (kN)	曲げモーメント (kN・m)			断面積 (cm ²)	断面係数 (cm ³)	発生曲げ応力度 (N/mm ²)	許容曲げ応力度 (N/mm ²)	発生軸応力度 (N/mm ²)	許容軸応力度 (N/mm ²)	応力度比	判定
			My	Mz	Meq								
CASE2 (棧橋 波浪時)	①	-927.25	0.00	486.79	486.79	184.0	2190	222	140	50	140	1.94	NG
	②	-1077.92	0.00	486.79	486.79	184.0	2190	222	140	59	140	2.01	
	③	-1213.52	0.00	486.79	486.79	184.0	2190	222	140	66	140	2.06	

(7) 支持力の照査

(i) 鋼管杭に作用する軸力

構造解析の結果より、地震時（CASE1）には押込力、波浪時（CASE2）には引抜力が発生し、その最大値は次のとおりである。

地震時 $N = 594.69 \text{ kN}$ （押込力）

波浪時 $N = 1213.52 \text{ kN}$ （引抜力）

(A) 押込力に対する照査

- ・杭の軸方向支持力の算定

杭の軸方向支持力は以下の式により求める。

（「漁港・漁場の施設の設計の手引」 2003年版 P.207）

$$R_u = 300 N A_P + 2 \bar{N} A_S \quad (\ast)$$

ここに、

R_u : 杭の軸方向の極限支持力 (kN)

N : 杭の先端における地盤のN値

A_P : 杭の先端面積 (m^2)

\bar{N} : 杭の周面摩擦抵抗を考慮できる根入長に対する平均N値

A_S : 杭の周面摩擦抵抗を考慮できる根入れ部分の杭周表面積 (m^2)

※ 基礎地盤は $N > 50$ の地盤であるので、先端支持力だけでも安全率を確保できることから、極限支持力を下記のように算定した。

$$\begin{aligned} R_u &= 300 N A_P \\ &= 300 \times 50 \times \frac{\pi \times 0.50^2}{4} = 2945.24 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

- ・安全率（地震時の押込力（支持杭）に対して）

$$F = \frac{R_u}{N} = \frac{2945.24}{594.69} = 4.95 > 1.5 \quad \therefore \text{OK}$$

(B) 引抜力に対する照査

- ・杭の周面摩擦抵抗の算定

杭の周面摩擦抵抗は以下の式により求める。

(「漁港・漁場の施設の設計の手引」 2003年版 P.211)

$$R_u = 2\bar{N} A_s$$

ここに、

R_u : 杭の極限引抜力 (kN)

\bar{N} : 杭の周面摩擦抵抗を考慮できる根入長に対する平均N値

A_s : 杭の周面摩擦抵抗を考慮できる根入れ部分の杭周表面積 (m²)

$$\begin{aligned} \therefore R_{u1} &= 2 \times 30 \times 0.50p \times 3.00 \\ &= 282.74 \text{ (kN)} \quad (-4.50\text{m} \sim -7.50\text{m}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R_{u2} &= 2 \times 50 \times 0.50p \times 1.00 \\ &= 157.08 \text{ (kN)} \quad (-7.50\text{m} \sim -8.50\text{m}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R_u &= R_{u1} + R_{u2} \\ &= 282.74 + 157.08 = 439.82 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

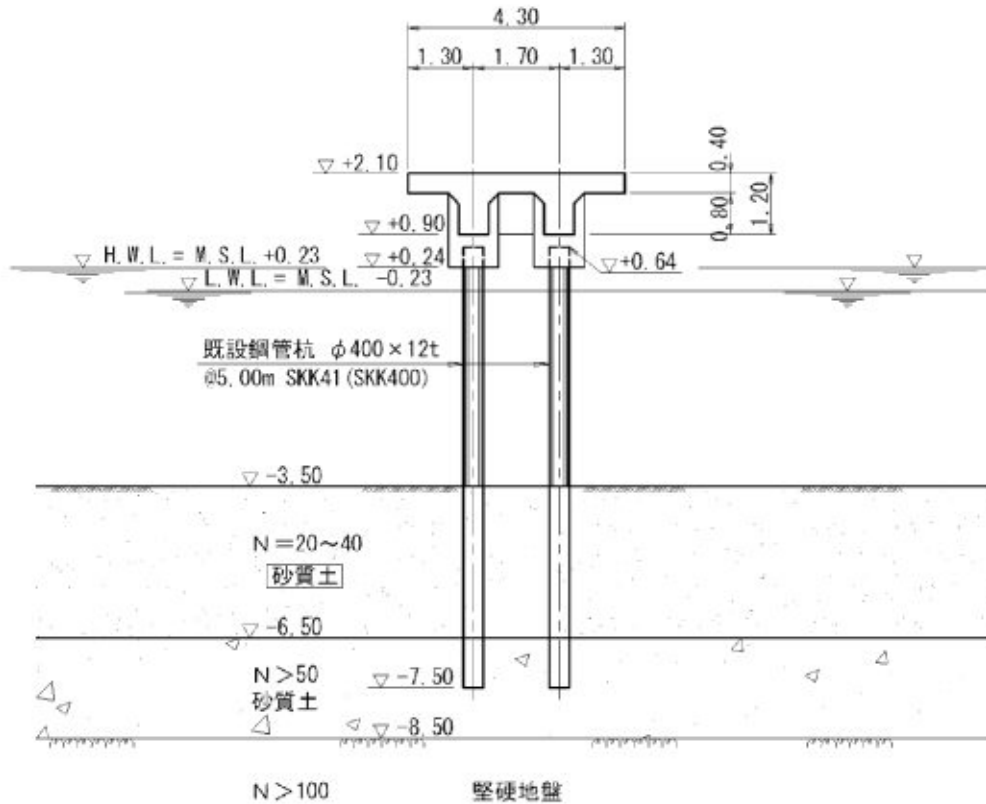
- ・安全率 (波浪時 (常時) の引抜力 (支持杭) に対して)

$$F = \frac{R_u}{N} = \frac{439.82}{1213.52} = 0.36 \leq 3.0 \quad \therefore \text{NG}$$

2.2 連絡橋棧橋部の検討

(1) 検討断面

下図の断面について地震時及び波圧作用時の検討を行う。



- ・上載荷重（等分布荷重）

常時（作業時） 10 kN/m^2 ，地震時 5 kN/m^2 ，波浪時 0 kN/m^2

- ・設計震度

水平震度 $k=0.18$

- ・設計波（別途資料より転写）

水深 $h=4.53 \text{ m}$ （H.W.L.時、潮位+水位上昇 0.259m 含む）

有義波高 $H_{1/3}=3.8 \text{ m}$

周期 $T=12 \text{ sec}$

海底勾配 $i=1/30$

入射角 $\beta=64.4^\circ$ （ $\pm 15^\circ$ 補正済）

(2) 上部工重量

(i) コンクリート体積

連絡橋延長12m当りのコンクリート体積は下表のとおり。

(12m当り)

	名 称	計 算 式	数量(m ³)	
①	床版	$0.40 \times 4.30 \times 12.00$	20.64	
②	杭頭部	$1.46 \times 1.00 \times 1.00 \times 4$	5.84	
③	法平方向梁	$0.80 \times 0.60 \times 5.00 \times 4$	9.60	
④	法直方向梁	$0.80 \times 0.60 \times 0.70 \times 2$	0.67	
⑤	ハンチ	法平	$1/2 \times 0.20^2 \times 5.0 \times 8$	0.80
		法直	$1/2 \times 0.20^2 \times 0.7 \times 4$	0.06
計			37.61	

$$\begin{aligned} \text{コンクリート量 } V_0 &= (\text{①} \sim \text{⑤の合計}) \\ &= 37.61 \quad (\text{m}^3/12\text{m}) \end{aligned}$$

・連絡橋上部工1m²当りのコンクリート体積

$$V_c = \frac{V_0}{B \cdot L} = \frac{37.61}{4.30 \times 12.00} = 0.73 \text{ m}^3/\text{m}^2$$

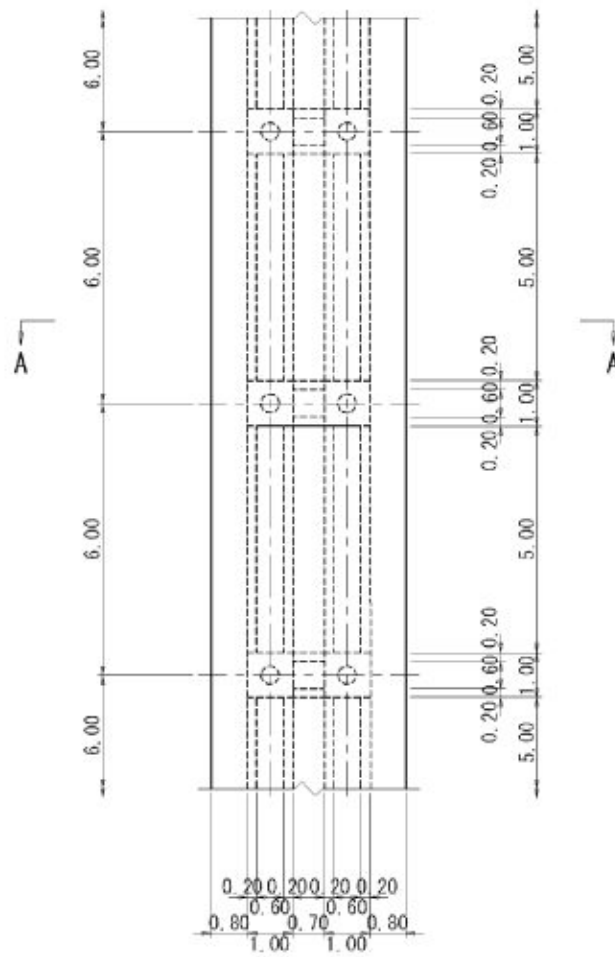
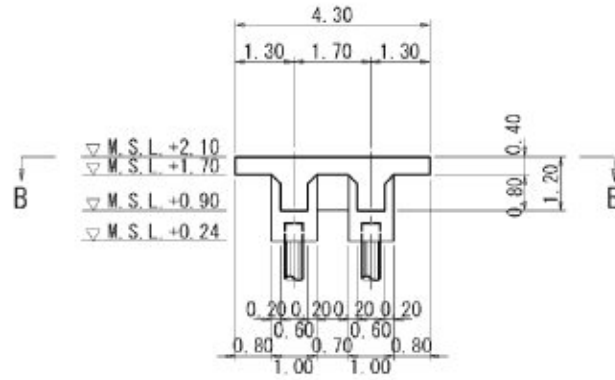
・連絡橋上部工1m²当りの慣性重量

$$W_{\infty} = V_c \cdot \gamma_c = 0.73 \times 24.0 = 17.52 \text{ kN/m}^2$$

以上より本検討の上部工慣性重量は下記の値を用いる。

$$W_{\infty} = 17.5 \text{ kN/m}^2$$

上部工形状寸法図 u:m
 (既設連絡橋鋼管杭再利用案)



(3) 設計外力

設計外力は連絡橋延長方向6.00m（1ラーメン）当りについて求める。

(i) 地震時

(A) 鉛直荷重

上部コンクリート

$$W_{co} = 17.5 \text{ kN/m}^2$$

$$V_c = W_{co} \times B \times L = 17.5 \times 4.30 \times 6.00 = 451.50 \text{ kN/ラーメン}$$

上載荷重

$$W_q = 5 \text{ kN/m}^2$$

$$V_q = W_q \times B \times L = 5 \times 4.30 \times 6.00 = 129.00 \text{ kN/ラーメン}$$

以上より鉛直荷重は次のとおり。

$$V = V_c + V_q = 451.50 + 129.00 = 580.50 \text{ kN/ラーメン}$$

(B) 水平荷重

水平荷重は地震慣性力を考慮する。

設計震度 $k=0.18$ （水平方向）

慣性重量 $V = 580.50 \text{ kN/ラーメン}$ （上部コンクリート＋上載荷重）

よって地震慣性力は次のとおり。

$$H = k \times V = 0.18 \times 580.50 = 104.49 \text{ kN/ラーメン}$$

(ii) 波圧作用時

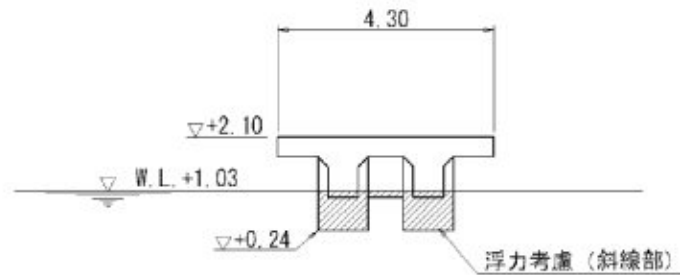
(A) 鉛直荷重

① 上部コンクリート

$$V_c = 451.50 \text{ kN/ラーメン}$$

② 浮力

浮力はW.L.+1.03m以下の上部工に考慮するが今回は概略検討であるので、詳細な計算は行わず、次図の上部工と潮位の関係より上部コンクリートの50%程度が水中にあると考えこの部分に浮力を考慮することとした。



・1ラーメン当りのコンクリート体積 (P.2-27参照)

$$V_c = 0.73 \text{ m}^3/\text{m}^2 \times 4.30\text{m} \times 6.00\text{m} = 18.83 \text{ m}^3/\text{ラーメン}$$

浮力 ($\gamma_w = 10.1 \text{ kN/m}^3$) は次のとおり。

$$V_w = V_c \times \gamma_w \times a = 18.83 \times 10.1 \times 0.5 = 95.09 \text{ kN}/\text{ラーメン}$$

③ 揚圧力

連絡橋下面に作用する揚圧力強度を正確に把握することは困難であるが当該連絡橋は突堤形状で沖側に突出しているため、反射波の影響は少ないと考えてデタッチドピアに働く揚圧力強度の提案値である下式の値を考慮することとした。

$$p = 2\rho_w g H = 2w_w H$$

p : 揚圧力強度 (kN/m^2)

$\rho_w g$: 海水の単位体積重量 (kN/m^3) 10.1 kN/m^3

H : 進行波の波高 (m) $H_{1/3} = 3.8 \text{ m}$

$$\therefore p = 2 \times 10.1 \times 3.8 = 76.76 \text{ kN/m}^2$$

よって1ラーメン当りの揚圧力合力は次のとおり。

$$V_p = p \times B \times L = 76.76 \times 4.30 \times 6.00 = 1980.41 \text{ kN}/\text{ラーメン}$$

以上より波圧作用時の鉛直荷重は次のとおり。

$$\begin{aligned} V &= V_c - V_w - V_p \\ &= 451.50 - 95.09 - 1980.41 = -1624.00 \text{ kN}/\text{ラーメン} \end{aligned}$$

(B) 水平荷重

進行波の入射角は連絡橋側面に対し入射角 $\beta=64.4^\circ$ ($\pm 15^\circ$ 補正済)であり、連絡橋には沿い波($\beta > 45^\circ$)として作用することになる。

ここではこの沿い波による波力を連絡橋側面に考慮するがその大きさは便宜的に直立壁に作用する沿い波である下式で求めることにした。

$$p_H = 0.75 w H_{1/3} \quad (\beta > 45^\circ \text{の場合})$$

p_H : 水平波圧強度 (kN/m²)

w : 海水の単位体積重量 (kN/m³) 10.1 kN/m³

$H_{1/3}$: 設計波高 (m) $H_{1/3} = 3.8$ m

$$\therefore p_H = 0.75 \times 10.1 \times 3.8 = 28.79 \text{ kN/m}^2$$

受圧高は $h = 1.86$ m (+2.10m ~ +0.24m間) とする。

よって1ラーメン当りの波圧合力は次のとおり。

$$H_p = p_H \times h \times L = 28.79 \times 1.86 \times 6.00 = 321.30 \text{ kN/ラーメン}$$

以上計算結果をまとめれば下表のとおり。

単位:kN/ラーメン

	鉛直合力V	水平合力H
地震時	580.50	104.49
波圧作用時	-1624.00	321.30

(4) 杭の根入れ部地盤の横方向地盤反力係数 k_h の推定

横方向地盤反力係数 k_h は実測値がないため、N値を用いて次式より推定する。
(港湾基準P.1112)

$$k_h = 1.5 N$$

ここに、 k_h : 横方向地盤反力係数 (N/cm³)

N : 地盤の平均N値

杭の挙動に支配的となる $1/\beta$ の範囲のN値として表層砂質土層のN値で代表させる。N=20~30の範囲であるので $\bar{N} = 25$ として取扱う。

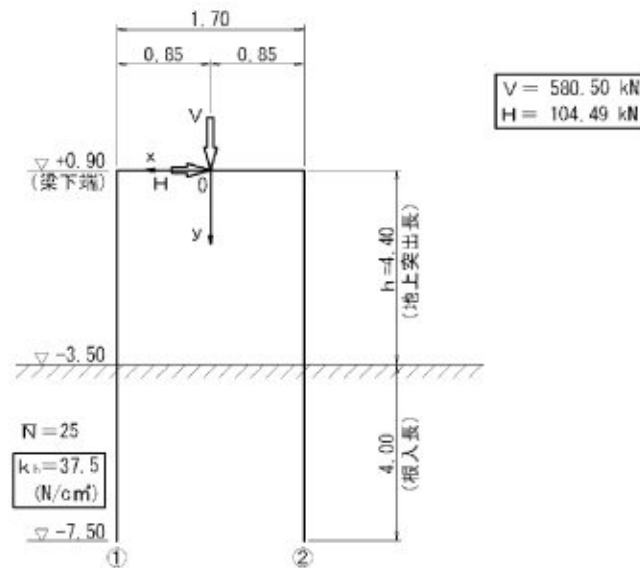
$$\therefore k_h = 1.5 \times 25 = 37.5 \text{ kN/m}^3$$

(5) 構造解析

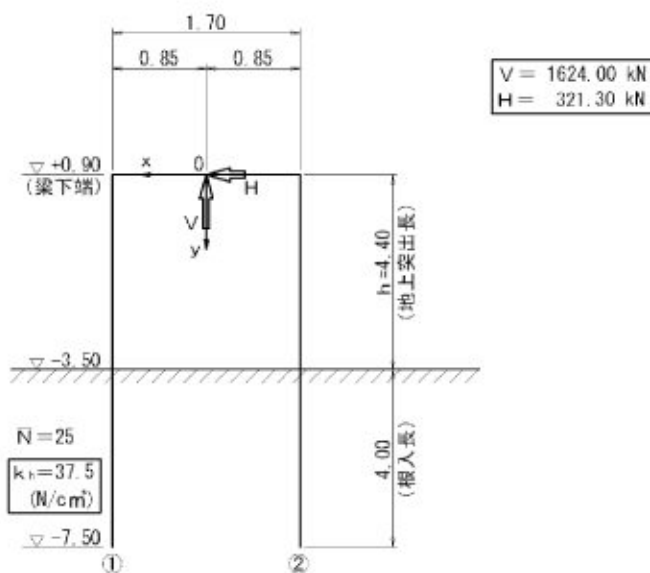
連絡橋の杭の構造解析は、連絡橋栈橋上部工を剛体とみなして、鋼管杭で支持された2次元杭基礎としてRadosavljevic法の解析ソフトを用いて行う。作用荷重及び外力は座標軸原点を設定し、その原点を中心とした集中荷重として作用させる。

(i) 入力構造諸元

(A) CASE1 (地震時)



(B) CASE2 (波圧作用時)



(C) CASE3及びCASE4

CASE1及びCASE2について、連絡橋延長方向6.00m（1ラーメン）の中間（3.00m）に増杭をしたものについても検討を行い、それぞれCASE3（地震時）及びCASE4（波圧作用時）とする。

(ii) 計算結果

解析ソフトにより行った計算結果を下表に示す。

	杭番号	最大軸力(kN)	モーメント(kN・m)	最大変位(cm)
CASE1(地震時)	①	103.09	159.09	2.34
	②	477.41	159.09	
CASE2(波浪時)	①	(-)236.48	489.19	7.20
	②	(-)1387.52	489.19	
CASE3(地震時) <増杭案>	①	51.53	79.55	1.17
	②	238.72	79.55	
CASE4(波浪時) <増杭案>	①	(-)118.24	244.60	3.60
	②	(-)693.76	244.60	

※軸力の値のうち(-)は引抜力を示す

• CASE1 (地震時)

* PILE -DESIGN DATA- *

** CASE1 連絡橋地震時(MSL-3.50m)

* PILE CONDITION *

KIND OF GROUND SANDY SOIL
 KIND OF PILE FRICTION PILE
 CONNECTION OF PILE HEAD FIXED
 ALLOWABLE TENSILE STRESS 210.0 (N/mm²)
 ALLOWABLE BENDING STRESS 210.0 (N/mm²)

NO.	D (mm)	T (mm)	X (m)	Y (m)	Z (m)	THETA (deg)	PHAY (deg)	DL (m)	SDL (m)	KH (kN/m ³)
1	400.00	12.00	0.85	0.00	0.00	0.00	0.00	14.40	4.40	37500.0
2	400.00	12.00	-0.85	0.00	0.00	0.00	0.00	14.40	4.40	37500.0

FX = -104.5 (kN) MX = 0.0 (kN-m)
 FY = 580.5 (kN) MY = 0.0 (kN-m)
 FZ = 0.0 (kN) MZ = 0.0 (kN-m)

* PILE -NOTATION- *

** CASE1 連絡橋地震時(MSL-3.50m)

D : DIAMETER OF PILE
 T : THICKNESS OF PILE
 X,Y,Z : X,Y,Z COORDINATE OF PILE HEAD
 THETA : VERTICAL ANGLE OF PILE
 PHAY : HORIZONTAL ANGLE OF PILE
 DL : TOTAL LENGTH OF PILE
 SDL : PROJECTING LENGTH OF PILE
 KH : COEFFICIENT OF SUBGRADE REACTION
 FX,FY,FZ : CONCENTRATED LOAD

MX,MY,MZ : MOMENT LOAD

A : SECTION AREA

I : GEOMETIC MOMENT OF INERTIA

Z : SECTION MODULUS

R : RADIUS OF GYRATION OF AREA

BETA : BETA VALUE

RAMDA : $SDL+(1/BETA)$

AP,BP,CP : COEFFICIENT OF SPRING

OMEGA : COEFFICIENT OF AXIAL SPRING

DEFL : DISPLACEMENT (X, Y, Z COORDINATE)

DISP : DISPLACEMENT (X', Y', Z' COORDINATE)

NI : FORCE OF PILE HEAD

MI : MOMENT OF PILE HEAD

MEQ : EQUIVALENT MOMENT

SIGN : STRESS DUE TO AXIAL FORCE

SIGM : STRESS DUE TO MOMENT

SIGA : ALLOWABLE COMPRESSIVE STRESS

CHECK1 : IN COMPRESSION --- $(SIGN/SIGA)+(SIGM/SBA)$

: IN TENSION --- $(SIGN+SIGM)/STA$

CHECK2 : IN COMPRESSION --- $(SIGM-SIGN)/STA$

: IN TENSION --- $(SIGM-SIGN)/SBA$

SBA : ALLOWABLE BENDING STRESS

STA : ALLOWABLE TENSILE STRESS

* PILE-CHECK LIST (1) *

** CASE1 連絡橋地震時(MSL-3.50m)

NO.	A (cm ²)	I (cm ⁴)	Z (cm ³)	R (cm)	BETA (m-1)	RAMDA (m)	AP (kN/m)	BP (kN/rad)	CP (kNm/rad)	OMEGA (kN/m)
1	146.273	27551.9	1377.6	13.724	0.50456	6.382	2520.194	8041.83	34727.2	261929.2
2	146.273	27551.9	1377.6	13.724	0.50456	6.382	2520.194	8041.83	34727.2	261929.2

* PILE -CHECK LIST (2)- *

** CASE1 連絡橋地震時(MSL-3.50m)

5040.4 U+	0.0 V+	0.0 W+	0.0 ALPHA+	0.0 BETA+	16083.7 GAMMA	=	-104.49 (kN)
0.0 U+	523858.4 V+	0.0 W+	0.0 ALPHA+	0.0 BETA+	0.0 GAMMA	=	580.50 (kN)
0.0 U+	0.0 V+	5040.4 W+	16083.7 ALPHA+	0.0 BETA+	0.0 GAMMA	=	0.00 (kN)
0.0 U+	0.0 V+	16083.7 W+	69454.5 ALPHA+	0.0 BETA+	0.0 GAMMA	=	0.00 (kN-m)
0.0 U+	0.0 V+	0.0 W+	0.0 ALPHA+	17589.5 BETA+	0.0 GAMMA	=	0.00 (kN-m)
-16083.7 U+	0.0 V+	0.0 W+	0.0 ALPHA+	0.0 BETA+	447942.2 GAMMA	=	0.00 (kN-m)

U = -2.341 (cm)

V = 0.111 (cm)

W = 0.000 (cm)

ALPHA = 0.00E+00 (rad)

BETA = 0.00E+00 (rad)

GAMMA = -0.84E-03 (rad)

* PILE -CHECK LIST (3)- *

** CASE1 連絡橋地震時(MSL-3.50m)

* COMPONENT FORCE OF PILE HEAD *

NO.	FX' (kN)	FY' (kN)	FZ' (kN)	MX' (kN-m)	MY' (kN-m)	MZ' (kN-m)
1	-52.24	103.09	0.00	0.00	0.00	159.09
2	-52.24	477.41	0.00	0.00	0.00	159.09

TOTAL -104.49 580.50 0.00 0.00 0.00 0.00

* PILE-RESULT *

** CASE1 連絡橋地震時(MSL-3.50m)

NO.	DEFL (cm)	DISP (cm)	NI (kN)	MI (kN-m)	MEQ (kN-m)	SIGN (N/mm2)	SIGM (N/mm2)	SIGA (N/mm2)	CHECK1	CHECK2
X	-2.341	-2.341	-52.24	0.00						
1 Y	0.039	0.039	103.09	0.00	159.09	7.0	115.5	174.9	0.590	0.516
Z	0.000	0.000	0.00	159.09						
X	-2.341	-2.341	-52.24	0.00						
2 Y	0.182	0.182	477.41	0.00	159.09	32.6	115.5	174.9	0.736	0.395
Z	0.000	0.000	0.00	159.09						

DEFLECTION (X)= -2.341 (cm) ROTATION (X)= 0.000E+00 (rad)
 (Y)= 0.111 (cm) (Y)= 0.000E+00 (rad)
 (Z)= 0.000 (cm) (Z)= -0.841E-03 (rad)

• CASE2 (波浪時)

* PILE -DESIGN DATA- *

** CASE2 連絡橋波浪時(MSL-4.50m)

* PILE CONDITION *

KIND OF GROUND SANDY SOIL

KIND OF PILE FRICTION PILE

CONNECTION OF PILE HEAD FIXED

ALLOWABLE TENSILE STRESS 140.0 (N/mm²)

ALLOWABLE BENDING STRESS 140.0 (N/mm²)

NO.	D	T	X	Y	Z	THETA	PHAY	DL	SDL	KH
	(mm)	(mm)	(m)	(m)	(m)	(deg)	(deg)	(m)	(m)	(kN/m ³)
1	400.00	12.00	0.85	0.00	0.00	0.00	0.00	14.40	4.40	37500.0
2	400.00	12.00	-0.85	0.00	0.00	0.00	0.00	14.40	4.40	37500.0

FX = 321.3 (kN) MX = 0.0 (kN-m)

FY = -1624.0 (kN) MY = 0.0 (kN-m)

FZ = 0.0 (kN) MZ = 0.0 (kN-m)

* PILE -NOTATION- *

** CASE2 連絡橋波浪時(MSL-4.50m)

D : DIAMETER OF PILE

T : THICKNESS OF PILE

X,Y,Z : X,Y,Z COORDINATE OF PILE HEAD

THETA : VERTICAL ANGLE OF PILE

PHAY : HORIZONTAL ANGLE OF PILE

DL : TOTAL LENGTH OF PILE
 SDL : PROJECTING LENGTH OF PILE
 KH : COEFFICIENT OF SUBGRADE REACTION
 FX,FY,FZ : CONCENTRATED LOAD
 MX,MY,MZ : MOMENT LOAD

A : SECTION AREA
 I : GEOMETIC MOMENT OF INERTIA
 Z : SECTION MODULUS
 R : RADIUS OF GYRATION OF AREA
 BETA : BETA VALUE
 RAMDA : $SDL+(1/BETA)$
 AP,BP,CP : COEFFICIENT OF SPRING
 OMEGA : COEFFICIENT OF AXIAL SPRING

DEFL : DISPLACEMENT (X, Y,Z COORDINATE)
 DISP : DISPLACEMENT (X', Y',Z' COORDINATE)
 NI : FORCE OF PILE HEAD
 MI : MOMENT OF PILE HEAD
 MEQ : EQUIVALENT MOMENT
 SIGN : STRESS DUE TO AXIAL FORCE
 SIGM : STRESS DUE TO MOMENT
 SIGA : ALLOWABLE COMPRESSIVE STRESS

CHECK1 : IN COMPRESSION --- $(SIGN/SIGA)+(SIGM/SBA)$
 : IN TENSION --- $(SIGN+SIGM)/STA$

CHECK2 : IN COMPRESSION --- $(SIGM-SIGN)/STA$
 : IN TENSION --- $(SIGM-SIGN)/SBA$

SBA : ALLOWABLE BENDING STRESS

STA : ALLOWABLE TENSILE STRESS

* PILE -CHECK LIST (1)- *

** CASE2 連絡橋波浪時(MSL-4.50m)

NO.	A (cm ²)	I (cm ⁴)	Z (cm ³)	R (cm)	BETA (m-1)	RAMDA (m)	AP (kN/m)	BP (kN/rad)	CP (kNm/rad)	OMEGA (kN/m)
1	146.273	27551.9	1377.6	13.724	0.50456	6.382	2520.194	8041.83	34727.2	261929.2
2	146.273	27551.9	1377.6	13.724	0.50456	6.382	2520.194	8041.83	34727.2	261929.2

* PILE -CHECK LIST (2)- *

** CASE2 連絡橋波浪時(MSL-4.50m)

5040.4 U+	0.0 V+	0.0 W+	0.0 ALPHA+	0.0 BETA+	-16083.7 GAMMA =	321.30 (kN)
0.0 U+	523858.4 V+	0.0 W+	0.0 ALPHA+	0.0 BETA+	0.0 GAMMA =	-1624.00 (kN)
0.0 U+	0.0 V+	5040.4 W+	16083.7 ALPHA+	0.0 BETA+	0.0 GAMMA =	0.00 (kN)
0.0 U+	0.0 V+	16083.7 W+	69454.5 ALPHA+	0.0 BETA+	0.0 GAMMA =	0.00 (kN-m)
0.0 U+	0.0 V+	0.0 W+	0.0 ALPHA+	17589.5 BETA+	0.0 GAMMA =	0.00 (kN-m)
-16083.7 U+	0.0 V+	0.0 W+	0.0 ALPHA+	0.0 BETA+	447942.2 GAMMA =	0.00 (kN-m)

$$U = 7.199 \text{ (cm)}$$

$$V = -0.310 \text{ (cm)}$$

$$W = 0.000 \text{ (cm)}$$

$$\text{ALPHA} = 0.00\text{E}+00 \text{ (rad)}$$

$$\text{BETA} = 0.00\text{E}+00 \text{ (rad)}$$

$$\text{GAMMA} = 0.26\text{E}-02 \text{ (rad)}$$

* PILE -CHECK LIST (3)- *

** CASE2 連絡橋波浪時(MSL-4.50m)

* COMPONENT FORCE OF PILE HEAD *

NO.	FX'	FY'	FZ'	MX'	MY'	MZ'
	(kN)	(kN)	(kN)	(kN-m)	(kN-m)	(kN-m)
1	160.65	-236.48	0.00	0.00	0.00	-489.19
2	160.65	-1387.52	0.00	0.00	0.00	-489.19
TOTAL	321.30	-1624.00	0.00	0.00	0.00	0.00

* PILE -RESULT- *

** CASE2 連絡橋波浪時(MSL-4.50m)

NO.	DEFL	DISP	NI	MI	MEQ	SIGN	SIGM	SIGA	CHECK1	CHECK2
	(cm)	(cm)	(kN)	(kN-m)	(kN-m)	(N/mm2)	(N/mm2)	(N/mm2)		
X	7.199	7.199	160.65	0.00						
1 Y	-0.090	-0.090	-236.48	0.00	489.19	16.2	355.1	116.6	2.652	2.421
Z	0.000	0.000	0.00	-489.19						
X	7.199	7.199	160.65	0.00						
2 Y	-0.530	-0.530	-1387.52	0.00	489.19	94.9	355.1	116.6	3.214	1.859
Z	0.000	0.000	0.00	-489.19						

(X) = 7.199 (cm) (X) = 0.000E+00 (rad)
 DEFLECTION (Y) = -0.310 (cm) ROTATION (Y) = 0.000E+00 (rad)
 (Z) = 0.000 (cm) (Z) = 0.258E-02 (rad)

• CASE3 (地震時) 増杭案

* PILE -DESIGN DATA- *

** CASE3 連絡橋地震時(増杭)(MSL-3.50m)

* PILE CONDITION *

KIND OF GROUND SANDY SOIL

KIND OF PILE FRICTION PILE

CONNECTION OF PILE HEAD FIXED

ALLOWABLE TENSILE STRESS 210.0 (N/mm²)

ALLOWABLE BENDING STRESS 210.0 (N/mm²)

NO.	D (mm)	T (mm)	X (m)	Y (m)	Z (m)	THETA (deg)	PHAY (deg)	DL (m)	SDL (m)	KH (kN/m ³)
1	400.00	12.00	0.85	0.00	0.00	0.00	0.00	14.40	4.40	37500.0
2	400.00	12.00	-0.85	0.00	0.00	0.00	0.00	14.40	4.40	37500.0

FX = -52.3 (kN) MX = 0.0 (kN-m)

FY = 290.3 (kN) MY = 0.0 (kN-m)

FZ = 0.0 (kN) MZ = 0.0 (kN-m)

* PILE -NOTATION- *

** CASE3 連絡橋地震時(増杭)(MSL-3.50m)

D : DIAMETER OF PILE

T : THICKNESS OF PILE

X,Y,Z : X,Y,Z COORDINATE OF PILE HEAD

THETA : VERTICAL ANGLE OF PILE

PHAY : HORIZONTAL ANGLE OF PILE

DL : TOTAL LENGTH OF PILE
SDL : PROJECTING LENGTH OF PILE
KH : COEFFICIENT OF SUBGRADE REACTION
FX,FY,FZ : CONCENTRATED LOAD
MX,MY,MZ : MOMENT LOAD

A : SECTION AREA
I : GEOMETIC MOMENT OF INERTIA
Z : SECTION MODULUS
R : RADIUS OF GYRATION OF AREA
BETA : BETA VALUE
RAMDA : $SDL+(1/BETA)$
AP,BP,CP : COEFFICIENT OF SPRING
OMEGA : COEFFICIENT OF AXIAL SPRING

DEFL : DISPLACEMENT (X, Y,Z COORDINATE)
DISP : DISPLACEMENT (X', Y',Z' COORDINATE)
NI : FORCE OF PILE HEAD
MI : MOMENT OF PILE HEAD
MEQ : EQUIVALENT MOMENT
SIGN : STRESS DUE TO AXIAL FORCE
SIGM : STRESS DUE TO MOMENT
SIGA : ALLOWABLE COMPRESSIVE STRESS

CHECK1 : IN COMPRESSION --- $(SIGN/SIGA)+(SIGM/SBA)$
: IN TENSION --- $(SIGN+SIGM)/STA$

CHECK2 : IN COMPRESSION --- $(SIGM-SIGN)/STA$
: IN TENSION --- $(SIGM-SIGN)/SBA$

SBA : ALLOWABLE BENDING STRESS

STA : ALLOWABLE TENSILE STRESS

* PILE -CHECK LIST (1)- *

** CASE3 連絡橋地震時(増杭)(MSL-3.50m)

NO.	A (cm ²)	I (cm ⁴)	Z (cm ³)	R (cm)	BETA (m-1)	RAMDA (m)	AP (kN/m)	BP (kN/rad)	CP (kNm/rad)	OMEGA (kN/m)
1	146.273	27551.9	1377.6	13.724	0.50456	6.382	2520.194	8041.83	34727.2	261929.2
2	146.273	27551.9	1377.6	13.724	0.50456	6.382	2520.194	8041.83	34727.2	261929.2

* PILE -CHECK LIST (2)- *

** CASE3 連絡橋地震時(増杭)(MSL-3.50m)

5040.4U+	0.0V+	0.0W+	0.0ALPHA+	0.0BETA+	-16083.7GAMMA=	-52.25(kN)
0.0U+	523858.4V+	0.0W+	0.0ALPHA+	0.0BETA+	0.0GAMMA=	290.25(kN)
0.0U+	0.0V+	5040.4W+	16083.7ALPHA+	0.0BETA+	0.0GAMMA=	0.00(kN)
0.0U+	0.0V+	16083.7W+	69454.5ALPHA+	0.0BETA+	0.0GAMMA=	0.00(kN-m)
0.0U+	0.0V+	0.0W+	0.0ALPHA+	17589.5BETA+	0.0GAMMA=	0.00(kN-m)
-16083.7U+	0.0V+	0.0W+	0.0ALPHA+	0.0BETA+	447942.2GAMMA=	0.00(kN-m)

$$U = -1.171 \text{ (cm)}$$

$$V = 0.055 \text{ (cm)}$$

$$W = 0.000 \text{ (cm)}$$

$$\text{ALPHA} = 0.00\text{E}+00 \text{ (rad)}$$

$$\text{BETA} = 0.00\text{E}+00 \text{ (rad)}$$

$$\text{GAMMA} = -0.42\text{E}-03 \text{ (rad)}$$

* PILE -CHECK LIST (3)- *

** CASE3 連絡橋地震時(増杭)(MSL-3.50m)

* COMPONENT FORCE OF PILE HEAD *

NO.	FX'	FY'	FZ'	MX'	MY'	MZ'
	(kN)	(kN)	(kN)	(kN-m)	(kN-m)	(kN-m)
1	-26.13	51.53	0.00	0.00	0.00	79.55
2	-26.13	238.72	0.00	0.00	0.00	79.55
TOTAL	-52.25	290.25	0.00	0.00	0.00	0.00

* PILE -RESULT- *

** CASE3 連絡橋地震時(増杭)(MSL-3.50m)

NO.	DEFL	DISP	NI	MI	MEQ	SIGN	SIGM	SIGA	CHECK1	CHECK2
	(cm)	(cm)	(kN)	(kN-m)	(kN-m)	(N/mm2)	(N/mm2)	(N/mm2)		
X	-1.171	-1.171	-26.13	0.00						
1 Y	0.020	0.020	51.53	0.00	79.55	3.5	57.7	174.9	0.295	0.258
Z	0.000	0.000	0.00	79.55						
X	-1.171	-1.171	-26.13	0.00						
2 Y	0.091	0.091	238.72	0.00	79.55	16.3	57.7	174.9	0.368	0.197
Z	0.000	0.000	0.00	79.55						

(X) = -1.171 (cm) (X) = 0.000E+00 (rad)

DEFLECTION (Y) = 0.055 (cm) ROTATION (Y) = 0.000E+00 (rad)

(Z) = 0.000 (cm) (Z) = -0.420E-03 (rad)

• CASE4 (波浪時) 増杭案

* PILE -DESIGN DATA- *

** CASE4 連絡橋波浪時(増杭)(MSL-3.50m)

* PILE CONDITION *

KIND OF GROUND SANDY SOIL

KIND OF PILE FRICTION PILE

CONNECTION OF PILE HEAD FIXED
ALLOWABLE TENSILE STRESS 140.0 (N/mm²)
ALLOWABLE BENDING STRESS 140.0 (N/mm²)

NO.	D (mm)	T (mm)	X (m)	Y (m)	Z (m)	THETA (deg)	PHAY (deg)	DL (m)	SDL (m)	KH (kN/m ³)
1	400.00	12.00	0.85	0.00	0.00	0.00	0.00	14.40	4.40	37500.0
2	400.00	12.00	-0.85	0.00	0.00	0.00	0.00	14.40	4.40	37500.0

FX = 160.7 (kN) MX = 0.0 (kN-m)
FY = -812.0 (kN) MY = 0.0 (kN-m)
FZ = 0.0 (kN) MZ = 0.0 (kN-m)

* PILE-NOTATION- *

** CASE4 連絡橋波浪時(増抗)(MSL-3.50m)

D : DIAMETER OF PILE
T : THICKNESS OF PILE
X,Y,Z : X,Y,Z COORDINATE OF PILE HEAD
THETA : VERTICAL ANGLE OF PILE
PHAY : HORIZONTAL ANGLE OF PILE
DL : TOTAL LENGTH OF PILE
SDL : PROJECTING LENGTH OF PILE
KH : COEFFICIENT OF SUBGRADE REACTION
FX,FY,FZ : CONCENTRATED LOAD
MX,MY,MZ : MOMENT LOAD
A : SECTION AREA
I : GEOMETIC MOMENT OF INERTIA
Z : SECTION MODULUS
R : RADIUS OF GYRATION OF AREA
BETA : BETA VALUE
RAMDA : $SDL+(1/BETA)$
AP,BP,CP : COEFFICIENT OF SPRING

OMEGA : COEFFICIENT OF AXIAL SPRING
 DEFL : DISPLACEMENT (X, Y, Z COORDINATE)
 DISP : DISPLACEMENT (X', Y', Z' COORDINATE)
 NI : FORCE OF PILE HEAD
 MI : MOMENT OF PILE HEAD
 MEQ : EQUIVALENT MOMENT
 SIGN : STRESS DUE TO AXIAL FORCE
 SIGM : STRESS DUE TO MOMENT
 SIGA : ALLOWABLE COMPRESSIVE STRESS
 CHECK1 : IN COMPRESSION --- (SIGN/SIGA)+(SIGM/SBA)
 : IN TENSION -- (SIGN+SIGM)/STA

 CHECK2 : IN COMPRESSION --- (SIGM-SIGN)/STA
 : IN TENSION -- (SIGM-SIGN)/SBA

SBA : ALLOWABLE BENDING STRESS
 STA : ALLOWABLE TENSILE STRESS

* PILE -CHECK LIST (1)- *

** CASE4 連絡橋波浪時(増杭)(MSL-3.50m)

NO.	A	I	Z	R	BETA	RAMDA	AP	BP	CP	OMEGA
	(cm ²)	(cm ⁴)	(cm ³)	(cm)	(m ⁻¹)	(m)	(kN/m)	(kN/rad)	(kNm/rad)	(kN/m)
1	146.273	27551.9	1377.6	13.724	0.50456	6.382	2520.194	8041.83	34727.2	261929.2
2	146.273	27551.9	1377.6	13.724	0.50456	6.382	2520.194	8041.83	34727.2	261929.2

* PILE -CHECK LIST (2)- *

** CASE4 連絡橋波浪時(増杭)(MSL-3.50m)

5040.4 U+ 0.0 V+ 0.0 W+ 0.0 ALPHA+ 0.0 BETA+ -16083.7 GAMMA= 160.65 (kN)
 0.0 U+ 523858.4 V+ 0.0 W+ 0.0 ALPHA+ 0.0 BETA+ 0.0 GAMMA= -812.00 (kN)
 0.0 U+ 0.0 V+ 5040.4 W+ 16083.7 ALPHA+ 0.0 BETA+ 0.0 GAMMA= 0.00 (kN)
 0.0 U+ 0.0 V+ 16083.7 W+ 69454.5 ALPHA+ 0.0 BETA+ 0.0 GAMMA= 0.00 (kN-m)
 0.0 U+ 0.0 V+ 0.0 W+ 0.0 ALPHA+ 17589.5 BETA+ 0.0 GAMMA= 0.00 (kN-m)
 -16083.7 U+ 0.0 V+ 0.0 W+ 0.0 ALPHA+ 0.0 BETA+ 447942.2 GAMMA= 0.00 (kN-m)

U= 3.600 (cm)
 V= -0.155 (cm)
 W= 0.000 (cm)
 ALPHA= 0.00E+00 (rad)
 BETA= 0.00E+00 (rad)
 GAMMA= 0.13E-02 (rad)

* PILE -CHECK LIST (3)- *

** CASE4 連絡橋波浪時(増杭)(MSL-3.50m)

* COMPONENT FORCE OF PILE HEAD *

NO.	FX'	FY'	FZ'	MX'	MY'	MZ'
	(kN)	(kN)	(kN)	(kN-m)	(kN-m)	(kN-m)
1	80.33	-118.24	0.00	0.00	0.00	-244.60
2	80.33	-693.76	0.00	0.00	0.00	-244.60
TOTAL	160.65	-812.00	0.00	0.00	0.00	0.00

* PILE -RESULT- *

** CASE4 連絡橋波浪時(増杭)(MSL-3.50m)

NO.	DEFL (cm)	DISP (cm)	NI (kN)	MI (kN-m)	MEQ (kN-m)	SIGN (N/mm2)	SIGM (N/mm2)	SIGA (N/mm2)	CHECK1	CHECK2
X	3.600	3.600	80.33	0.00						
1 Y	-0.045	-0.045	-118.24	0.00	244.60	8.1	177.6	116.6	1.326	1.210
Z	0.000	0.000	0.00	-244.60						
X	3.600	3.600	80.33	0.00						
2 Y	-0.265	-0.265	-693.76	0.00	244.60	47.4	177.6	116.6	1.607	0.929
Z	0.000	0.000	0.00	-244.60						

(X) = 3.600 (cm) (X) = 0.000E+00 (rad)
 DEFLECTION (Y) = -0.155 (cm) ROTATION (Y) = 0.000E+00 (rad)
 (Z) = 0.000 (cm) (Z) = 0.129E-02 (rad)

(6) 杭の応力度計算

(i) 杭の許容応力度

使用材質 SKK41(SKK400)

- ・許容軸方向引張応力度

$$\sigma_{ta} = 140 \text{ N/mm}^2$$

- ・許容軸方向圧縮応力度

軸方向圧縮力を伴う場合の許容応力度は部材(杭)の座屈の影響を考慮し、次式以下による。

$$\frac{l}{r} < 18 \text{ の場合} \quad \sigma_{ca} = 140 \text{ N/mm}^2$$

$$18 < \frac{l}{r} \leq 92 \text{ の場合} \quad \sigma_{ca} = 140 - 0.82 \cdot \left(\frac{l}{r} - 18 \right)$$

$$\frac{l}{r} > 92 \text{ の場合} \quad \sigma_{ca} = \frac{1200000}{6700 + \left(\frac{l}{r} \right)^2}$$

ここで部材の有効座屈長 l は、固定点を海底面下 $1/\beta$ に仮想し次式で計算する。

$$l = h + \frac{1}{\beta}$$

h : 地上突出長 (cm)

β : 特性値 (cm^{-1})

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_h \cdot B}{4E I}}$$

l : 有効座屈長 (cm)

r : 部材総断面の断面二次半径 (cm)

- ・座屈長

杭サイズ	I (cm^4)	h (m)	k_h (N/cm^3)	β (m^{-1})	L (m)
$\phi 400 \times 12$	276×10^2	4.4	37.5	0.511	6.36

- ・許容軸方向圧縮応力度

杭サイズ	L (mm)	r (mm)	L/r	σ_{sa} (N/mm^2)
$\phi 400 \times 12$	6360	137.4	46.29	176

(ii) 杭の応力度

次式により応力度照査を行う。

$$\sigma_c, \sigma_t = \frac{N}{A} \quad , \quad \sigma_{bc}, \sigma_{bt} = \frac{M}{Z}$$

- ・ 軸方向力が引張の場合

$$\sigma_t + \sigma_{bt} \leq \sigma_{ta} \quad \text{かつ} \quad -\sigma_t + \sigma_{bc} \leq \sigma_{ba}$$

- ・ 軸方向力が圧縮の場合

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_{ca}} + \frac{\sigma_{bc}}{\sigma_{ba}} \leq 1.0$$

σ_t : 作用軸力による軸方向引張応力度 (N/mm²)

σ_c : 作用軸力による軸方向圧縮応力度 (N/mm²)

σ_{bt} : 作用曲げモーメントによる最大引張応力度 (N/mm²)

σ_{bc} : 作用曲げモーメントによる最大圧縮応力度 (N/mm²)

σ_{ta} : 許容引張応力度 (N/mm²)

σ_{ca} : 許容軸方向圧縮応力度 (N/mm²)

σ_{ba} : 許容曲げ圧縮応力度 (N/mm²)

次ページに応力度照査の計算結果を示す。

使用杭サイズ φ400×12 (SS400)										許容応力度の割増し係数			
照査位置	杭番号	軸力 (kN)	曲げモーメント (kN・m)			断面積 (cm ²)	断面係数 (cm ³)	発生曲げ応力度 (N/mm ²)	許容曲げ応力度 (N/mm ²)	発生軸応力度 (N/mm ²)	許容軸応力度 (N/mm ²)	応力度比	判定
			My	Mz	Meq								
CASE1 (連絡橋 地震時)	①	103.09	0.00	159.09	159.09	146.3	1380	115	210	7	176	0.59	OK
	②	477.41	0.00	159.09	159.09	146.3	1380	115	210	33	176	0.74	OK

使用杭サイズ φ400×12 (SS400)										許容応力度の割増し係数			
照査位置	杭番号	軸力 (kN)	曲げモーメント (kN・m)			断面積 (cm ²)	断面係数 (cm ³)	発生曲げ応力度 (N/mm ²)	許容曲げ応力度 (N/mm ²)	発生軸応力度 (N/mm ²)	許容軸応力度 (N/mm ²)	応力度比	判定
			My	Mz	Meq								
CASE2 (連絡橋 波浪時)	①	-236.48	0.00	489.19	489.19	146.3	1380	354	140	16	140	2.64	NG
	②	-1387.52	0.00	489.19	489.19	146.3	1380	354	140	95	140	3.21	NG

照査位置	杭番号	軸力 (kN)	曲げモーメント (kN・m)			断面積 (cm ²)	断面係数 (cm ³)	発生曲げ 応力度 (N/mm ²)	許容曲げ 応力度 (N/mm ²)	発生軸 応力度 (N/mm ²)	許容応力度の 割増し係数		判定
			My	Mz	Meq						許容軸 応力度 (N/mm ²)	応力 度比	
CASE3-増杭案 (連絡橋 地震時)	①	51.53	0.00	79.55	79.55	146.3	1380	58	210	4	176	0.30	OK
	②	238.72	0.00	79.55	79.55	146.3	1380	58	210	16	176	0.37	OK

照査位置	杭番号	軸力 (kN)	曲げモーメント (kN・m)			断面積 (cm ²)	断面係数 (cm ³)	発生曲げ 応力度 (N/mm ²)	許容曲げ 応力度 (N/mm ²)	発生軸 応力度 (N/mm ²)	許容応力度の 割増し係数		判定
			My	Mz	Meq						許容軸 応力度 (N/mm ²)	応力 度比	
CASE4-増杭案 (連絡橋 波浪時)	①	-118.24	0.00	244.60	244.60	146.3	1380	177	140	8	140	1.32	NG
	②	-693.76	0.00	244.60	244.60	146.3	1380	177	140	47	140	1.60	NG

(7) 支持力の照査

(i) 鋼管杭に作用する軸力

構造解析の結果より、地震時(CASE1, CASE3)には押込力、波浪時(CASE2, CASE4)には引抜力が発生し、その最大値は次のとおりである。

地震時	N = 477.41 kN (押込力)
波浪時	N = 1387.52 kN (引抜力)

(A) 押込力に対する照査

- ・杭の先端の極限支持力の算定

杭の先端極限支持力は以下の式により求める。

(「漁港・漁場の施設の設計の手引」 2003年版 P.207)

$$R_u = 300 N A_P + 2 \bar{N} A_S \quad (\ast)$$

ここに、

R_u : 杭の軸方向の極限支持力 (kN)

N : 杭の先端における地盤のN値

A_P : 杭の先端面積 (m^2)

\bar{N} : 杭の周面摩擦抵抗を考慮できる根入長に対する平均N値

A_S : 杭の周面摩擦抵抗を考慮できる根入れ部分の杭周表面積 (m^2)

※ 基礎地盤は $N > 50$ の砂質地盤に着底しているため、先端支持力だけでも安全率を確保できることから、先端極限支持力を下記のように算定した。

$$\begin{aligned} R_u &= 300 N A_P \\ &= 300 \times 50 \times \frac{\pi \times 0.40^2}{4} = 1884.96 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

- ・安全率 (地震時の押込力 (支持杭) に対して)

$$F = \frac{R_u}{N} = \frac{1884.96}{477.41} = 3.95 > 1.5 \quad \therefore \text{OK}$$

(B) 引抜力に対する照査

・杭の周面摩擦抵抗の算定

杭の周面摩擦抵抗は以下の式により求める。

(「漁港・漁場の施設の設計の手引」 2003年版 P.211)

$$R_u = 2\bar{N} A_s$$

ここに、

R_u : 杭の極限引抜力 (kN)

\bar{N} : 杭の周面摩擦抵抗を考慮できる根入長に対する平均N値

A_s : 杭の周面摩擦抵抗を考慮できる根入れ部分の杭周表面積 (m²)

$$\begin{aligned} \therefore R_{u1} &= 2 \times 30 \times 0.40p \times 3.00 \\ &= 226.19 \text{ (kN)} \quad (-3.50\text{m} \sim -6.50\text{m}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R_{u2} &= 2 \times 50 \times 0.40p \times 1.00 \\ &= 125.66 \text{ (kN)} \quad (-6.50\text{m} \sim -7.50\text{m}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R_u &= R_{u1} + R_{u2} \\ &= 226.19 + 125.66 = 351.85 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

・安全率 (波浪時 (常時) の引抜力に対して)

$$F = \frac{R_u}{N} = \frac{351.85}{1387.52} = 0.25 \leq 3.0 \quad \therefore \text{NG}$$

§3 検討結果

3.1 検討結果

(1)杭の応力度比について

		杭番号	最大軸力 (kN)	モーメント (kN・m)	最大変位 (cm)	応力度比	結果
栈橋	CASE1 (地震時)	①	364.26	315.41	2.65	0.80	OK
		②	485.54	315.41		0.83	OK
		③	594.69	315.41		0.86	OK
	CASE2 (波浪時)	①	(-) 927.25	486.79	4.07	1.94	NG
		②	(-) 1077.92	486.79		2.01	NG
		③	(-) 1213.52	486.79		2.06	NG
連絡橋 (既存杭のみ)	CASE1 (地震時)	①	103.09	159.09	2.34	0.59	OK
		②	477.41	159.19		0.74	OK
	CASE2 (波浪時)	①	(-) 236.48	489.19	7.20	2.64	NG
		②	(-) 1387.52	489.19		3.21	NG
連絡橋 (増杭案)	CASE3 (地震時)	①	51.53	79.55	1.17	0.30	OK
		②	238.72	79.55		0.37	OK
	CASE4 (波浪時)	①	(-) 118.24	244.60	3.60	1.32	NG
		②	(-) 693.76	244.60		1.60	NG

(2) 杭の根入長について

		押込/引抜 最大値 (kN)	極限支持力/ 周面摩擦抵抗 (kN)	安全率 F	許容安全 率 F _s	結果
栈橋	押込	594.69	2945.24	4.95	1.5以上	OK
	引抜	1213.52	439.82	0.36	3.0以上	NG
連絡橋	押込	477.41	1884.96	3.95	1.5以上	OK
	引抜	1387.52	351.85	0.25	3.0以上	NG

3.2 考察

(1) 既設鋼管杭の応力度及び支持力について

前ページまでの検討で、既設鋼管杭は係船部 (f 500×12) 連絡橋部 (f 400×12) 共に波圧作用時において応力度も根入長も許容値を満足しない結果となった。

さらに、補強のための増杭を施工して断面を成立させるためには大がかりな杭の増杭が必要となり不経済である。

(2) 既設鋼管杭の平面打設位置について

既設鋼管杭を新規施設の一部として再利用する場合、既設鋼管杭の位置に新設の鋼管杭の位置が左右され構造の自由度に少なからず支障をきたすことになる。このため、新旧の鋼管杭の断面が異なったり、配置が非対称となるので構造体としてのバランスが悪く耐荷機能の均一性が欠ける構造となる恐れがある。

(3) 施工性について

上部工形状は既設鋼管杭の位置に左右され、対称な梁がかりとはならず、断面及び平面形状は非対称である。

既設鋼管杭の杭頭天端は低く、今回計画の上部工天端との差が大きいため鋼管杭と上部工の結合のための杭頭処理が新設杭に較べて複雑である。施工性は新設案に較べて著しく劣ると考えられる。

以上のことから既設栈橋の支持鋼管杭の再利用による今回計画の係船栈橋の築造は、耐荷力、経済性、施工性のいずれの面からも適用度が低く、不適と判断した。

7-7 新設棧橋の構造計算

§1 設計条件

1.1 利用条件

(1) 対象船舶

対象船舶は概ね以下の通りとする。

- ・ Pirogue with Cabin
- ・ Launch
- ・ Pirogue 等

(2) 船舶諸元

漁船タイプ別の漁船仕様

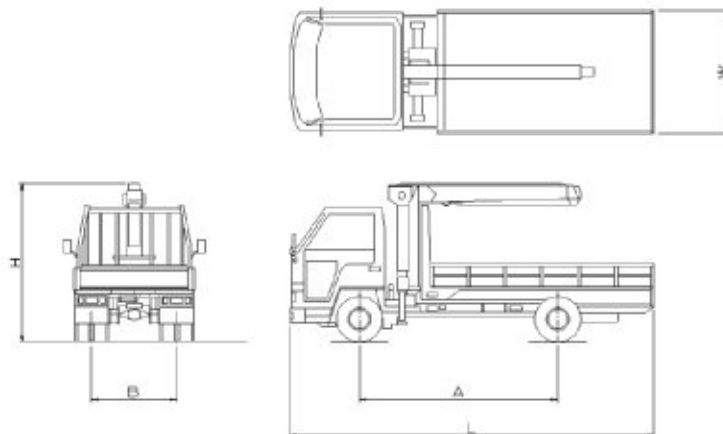
	LOA (ft)	BEAM (ft)	DRAFT (ft)	Blue work line
Launch	34ft(10.2m)	12ft(3.6m)	5ft(1.5m)	5.5ft(1.65m)
Pirogue with cabin	32ft(9.6m)	8ft(2.4m)	5ft(1.5m)	5.0ft(1.5m)
Pirogue	32ft(9.6m)	6ft(1.8m)	5ft(1.5m)	2.5ft(0.75m)

(3) 船舶の接岸条件

$V=0.50$ m/s (漁船総トン数 20 トン未満、漁港基準 P.150 準拠)

(4) 上載荷重

当該棧橋の漁獲物その他の陸揚げ作業は、クレーン付 2 トン型トラックで行う。



カタログ値を参考に下記のように設定した。

全長 $L=6.00$ m

全幅 $W=2.00$ m

車両重量 空荷時 36.3 kN (3.70tf)

満載時 55.9 kN (5.70tf)

1.2 自然条件

(1) 潮位

潮 位 状 況		標 高
略最高高潮位	N.H.H.W.L.(H.W.L.)	M.S.L.+0.23m (C.D.L.+0.840m)
平均水面	M.S.L.	M.S.L.±0.00m (C.D.L.+0.610m)
略最低低潮位	N.L.L.W.L.(L.W.L.)	M.S.L.-0.23m (C.D.L.+0.380m)

(2) 波浪

設計波の諸元は下記のとおり

(i) 棧橋

有義波波高 $H_{1/3}=4.6$ m(水深-4.50 m 地点)

$H_{1/3}=4.2$ m(水深-4.00 m 地点)

周 期 $T=12$ s

(ii) 連絡橋

有義波波高 $H_{1/3}=3.5$ m(水深-3.00 m 地点)

$H_{1/3}=3.1$ m(水深-2.50 m 地点)

周 期 $T=12$ s

(3) 海底地盤

詳細は「§2. 土質」の項参照

(4) 地震震度

水平震度 $K_h=0.18$

鉛直震度 $K_v=0$

1.3 その他

(1) 荷重扱い

状 態	荷 重 扱 い	備 考
常 時	長 期	
地 震 時	短 期	
波 浪 時	長 期	

(2) 腐食

鋼材腐食速度は下表を基準とし検討する。(漁港基準 P.166 参照)

表 3-2-8 鋼材の平均腐食速度 (片面)

腐食環境		腐食速度 (mm/年)
海側	H.W.L.以上	0.3
	H.W.L.~L.W.L.-1.0m	0.1~0.3
	L.W.L.-1.0m~水深20m	0.1~0.2
	水深20~50m	0.06
	水深50m以深	0.045
	海底泥層中	0.03
	陸側	陸上大気中
	土中 (残留水位上)	0.03
	土中 (残留水位下)	0.02

(注) 防食期間は、30年を標準とする。

(3) 使用材料及び許容応力度

(i) コンクリート

鉄筋コンクリート $\gamma_{C1}=24.0\text{kN/m}^3$, $\sigma_{CK}=24\text{N/mm}^2$

無筋コンクリート $\gamma_{C2}=22.6\text{kN/m}^3$, $\sigma_{CK}=18\text{N/mm}^2$

(ii) 鉄筋

SD345, $\sigma_{sa}=196\text{N/mm}^2$

(iii) 鋼管杭

SKK400, $\gamma_s=77\text{kN/m}^3$, $\sigma_{sa}=140\text{N/mm}^2$

(iv) 許容応力度の割増

異常時(短期荷重極い状態)は記述した許容応力度の5割増しとする。

(4) 参考図書

・水産庁監修 漁港・漁場の施設の設計の手引

----社団法人 全国漁港漁場協会(2003年)

・港湾の施設の技術上の基準・同解説-----日本港湾協会

(平成11年及び平成19年)

・2007年制定 コンクリート標準示方書-----土木学会

以下、「漁港基準」、「港湾基準」及び「示方書」と表記する。

§2 土質

2.1 地質調査資料

下記のボーリング調査資料による。

- ・平成元年ボーリング調査(平成元年10月)・・・既存ボーリング(既設栈橋部)
- ・平成20年ボーリング調査(平成20年8月)・・・前回ボーリング(既設栈橋部)
- ・平成21年ボーリング調査(平成21年4月)・・・今回ボーリング(計画栈橋部)

ボーリング調査位置図を図2-1、地質成層想定図を図2-2、N値と深度の相関図を図2-3に示す。

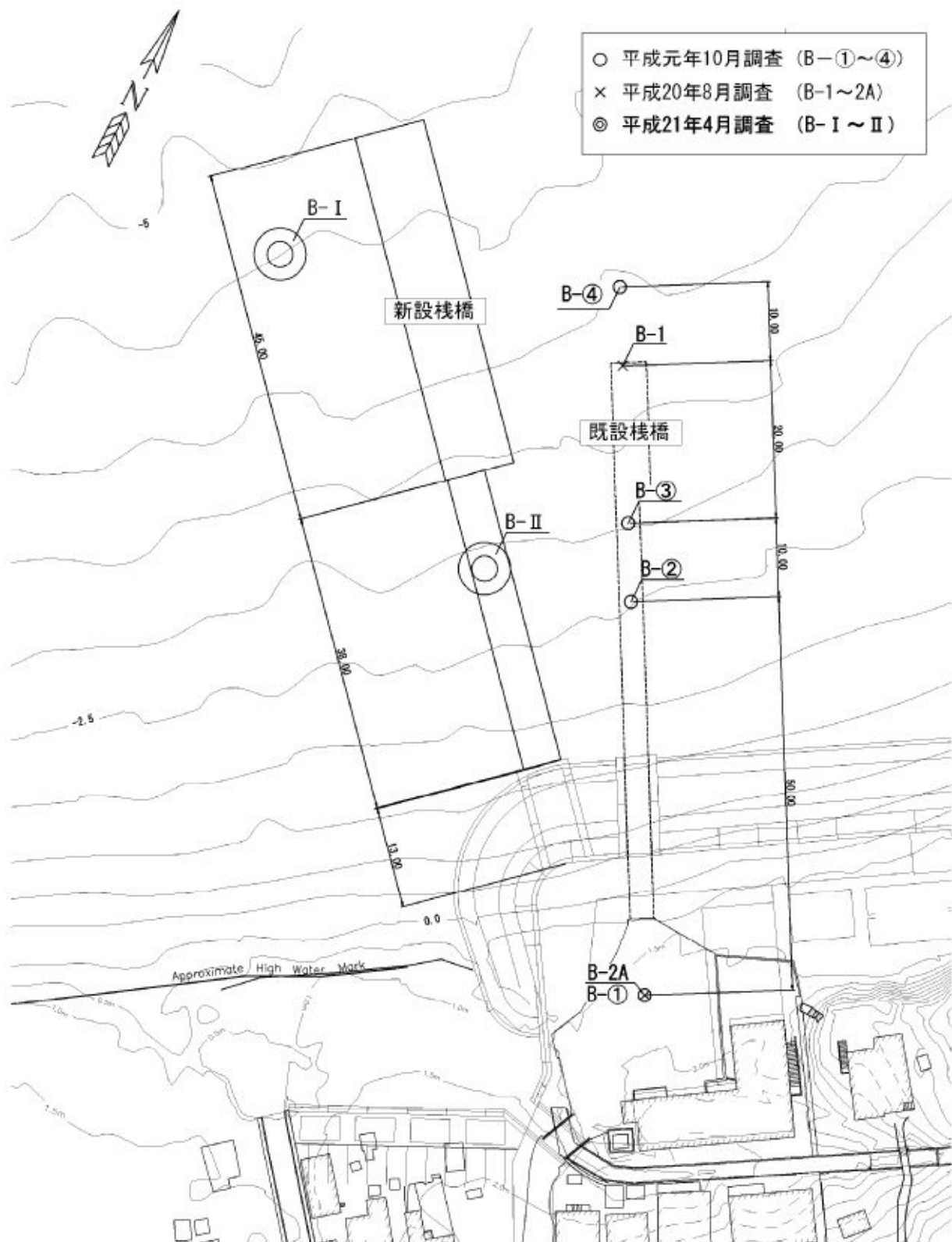
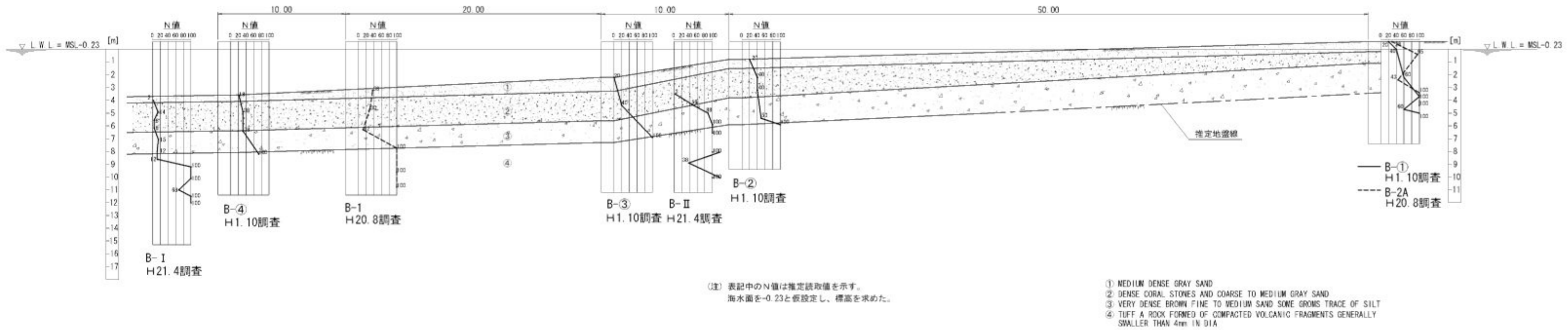


図2-1 ボーリング調査位置

地質成層想定図 S=1/300
(既存資料から推定)



既設鋼管杭打設図 S=1/300
(既存資料から推定)

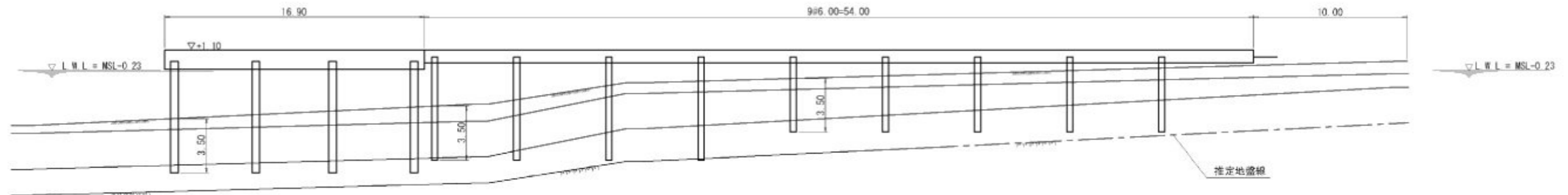


図 2-2 地質成層想定図

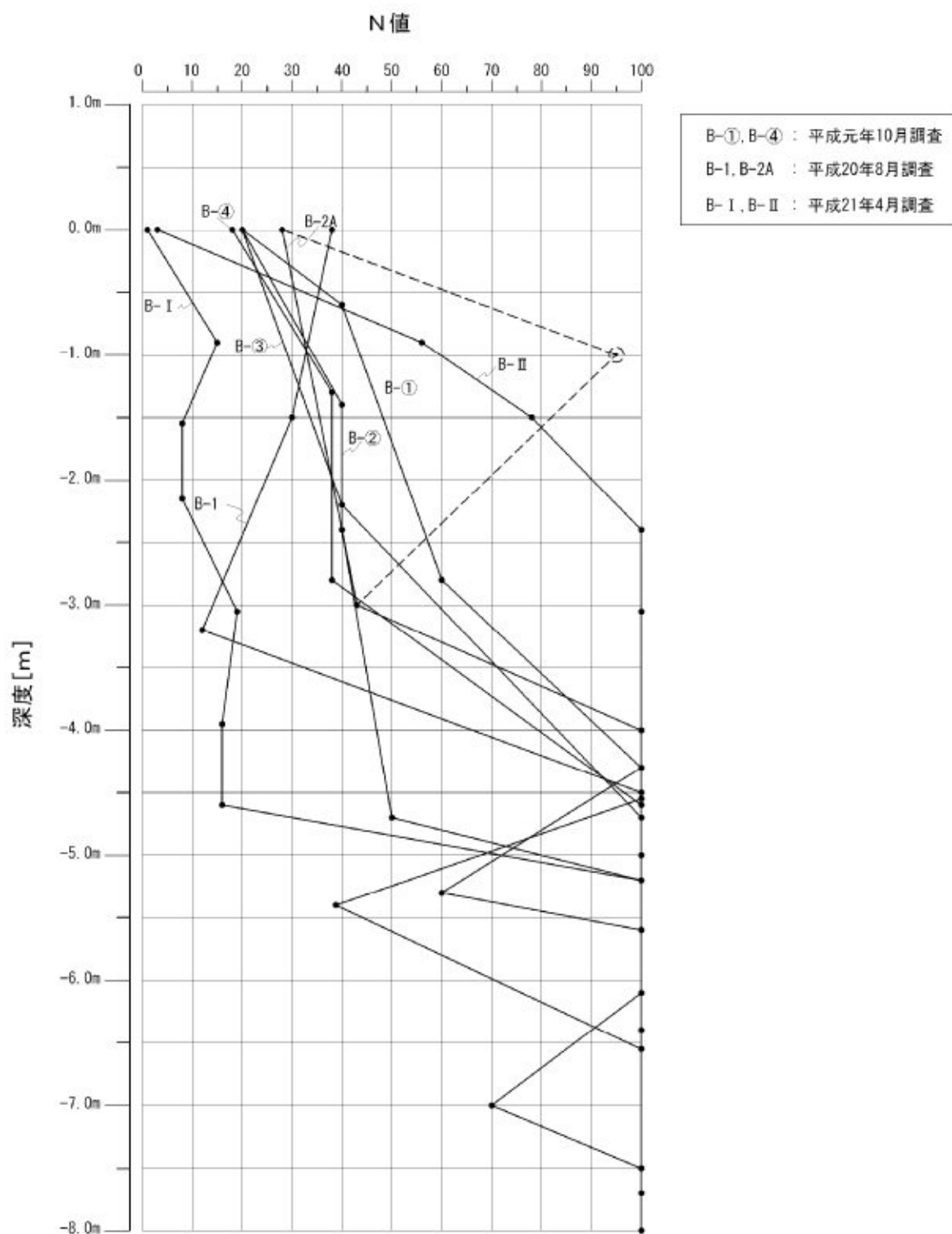


図 2-3 N 値と深度の相関図

2.2 地質成層状況と設計断面の設定

既設調査(4 か所)、前回調査(2 ヶ所)今回調査(2 ヶ所)の土質調査で合計 8 本のボーリング調査が実施されている。

各調査で作成されたボーリング柱状図より判断すれば当該地区の海底地盤には以下に記述するような特徴がある。

- ・ N 値は全体的に 20 回～100 回以上の範囲に分布している砂質土系の良好地盤である。
- ・ ボーリングの調査位置によらず海底面から 5m 程度の深度で N 値が 100 回以上の堅硬な岩盤層が出現する。
- ・ 岩盤層上側に位置する砂質土層の N 値は、一部を除き 20 回～60 回の範囲で分布しているが、ボーリングの調査位置によりばらつきがある。また、大部分で礫混じりの砂質土地盤となっている。

ここで今回計画の揚陸施設は鋼管杭を用いた直杭式の栈橋構造であるので作用水平外力(波力、地震力、係留力等)に対しては岩盤上側の約 5m 厚の砂質土地盤の横抵抗力に期待することになる。また、波浪時には栈橋下面に大きな揚圧力が作用することが想定され、支持鋼管杭には大きな引抜力が発生することになる。

この引抜力に対し、上側 5m 間の砂質土地盤の杭周面摩擦力だけでは到底所要の安全率を確保することが出来ないのは明らかである。よって後述の「ウォータージェット工法」等により岩盤層に鋼管杭を岩着させることを考える。

上記のことから、本地区の設計断面としては位置によらず海底面下 5m 間を砂質土層としその下側を岩盤層とする。また 5m 厚の砂質土層は N 値が 20 回～60 回の範囲にあり、ばらつきがあるのでこれを 2 層に分け上部砂質土層の平均 N 値を $\bar{N} = 25$ 、下部砂質土層の平均 N 値を $\bar{N} = 50$ とし、層厚は 3m、2m として全区間共通の土質条件で検討することとした。

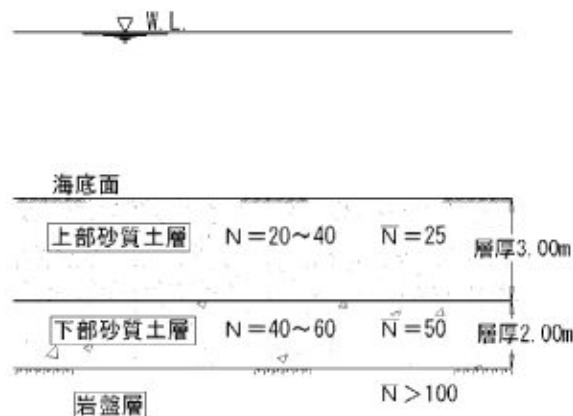


図 2-4 土質条件

§3 構造形式

3.1 係船岸

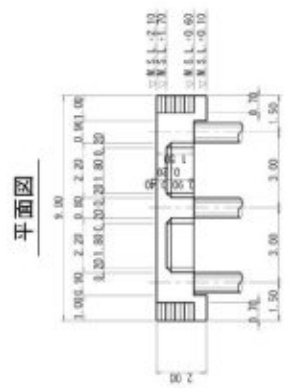
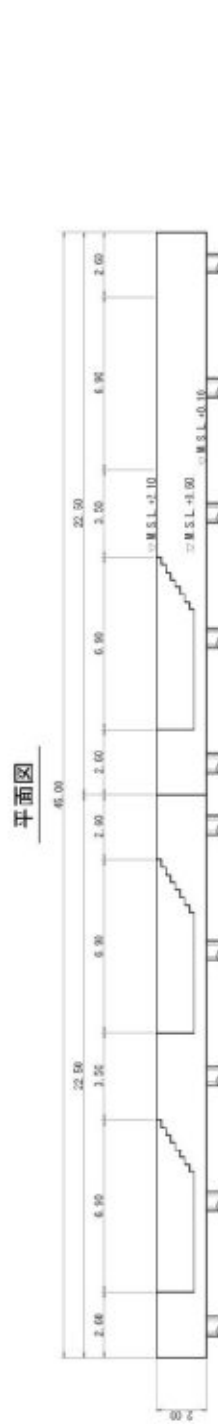
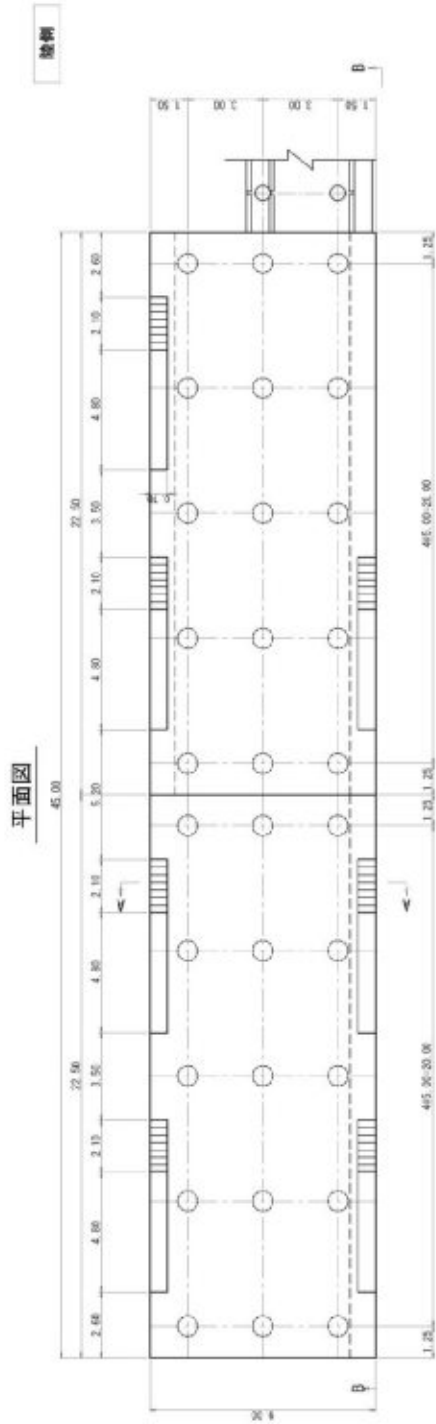
今回の計画では、沖合い海上域に延長 45m、エプロン幅 9m の係船施設の築造が予定されている。通常の係船岸の構造形式は、重力式、矢板式、杭式等が考えられるが、当該施設は沖合海上域への設置であるため、遮蔽面積が小さく進行波の影響が少ない杭式構造が有利である。したがって、本設計では栈橋構造を採用する。

栈橋のブロック割は、通常 1 ブロック当りの延長が 20m 程度であるため、2 ブロック構成(22.5m/スパン)、及び 3 ブロック構成(15.0m/スパン)が考えられる。また、今回の係船施設の天端高と平均水面の高低差は 2m 程度あることから、乗下船用の階段をエプロン両端に設置するが、海側杭(梁)の配置と階段の設置位置は互いに影響されることとなる。以下に、それぞれの構造案の比較表、及び全体図を示す。

表 3-1 2 ブロック構成と 3 ブロック構成の比較

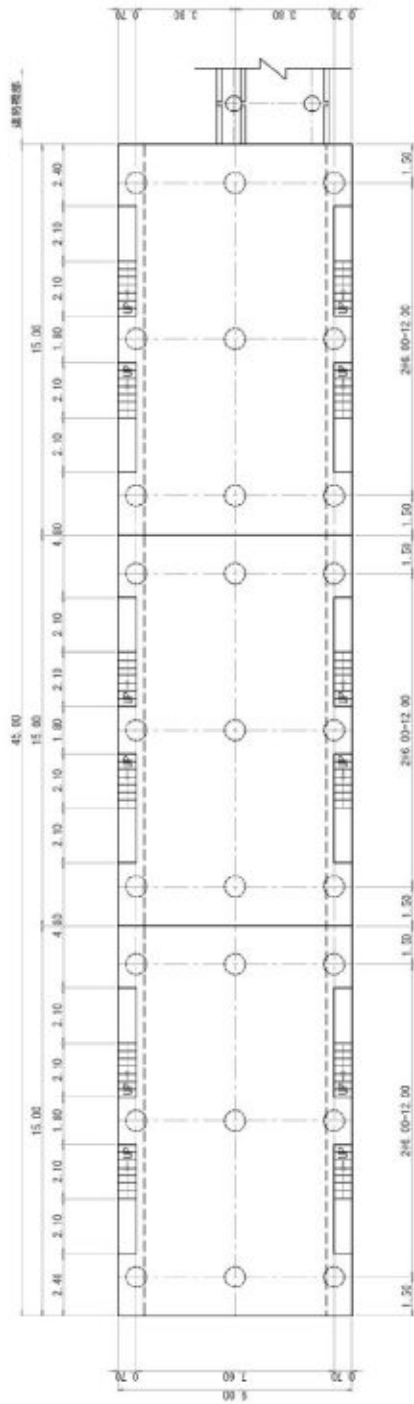
	2 ブロック	3 ブロック
1 ブロック形状	22.50m×9.0m	15.00m×9.0m
ブロック数	2	3
利用性(階段形状)	◎	△
経済性	○	○
安定性(構造)	○	○
評価	○	△

栈橋部2ブロック構成案

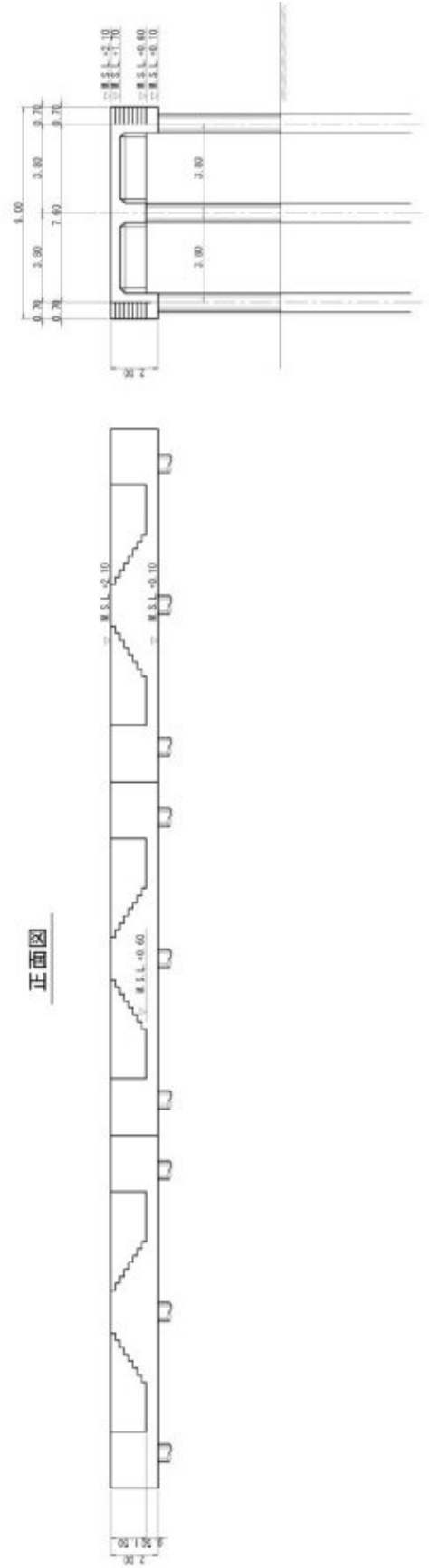


栈橋部3ブロック構成案

平面図



側面図



前図、前表より第一に、階段工の形状及び配置などの利用性について、2ブロック構成では海側杭列の外側に階段工が設置されるため、4.5m程度の作業スペースを確保した階段工を配置することができる。また、2ブロック構成の階段工の配置は杭ピッチに影響されない。一方、3ブロック構成では杭列間に階段工が設置されるため階段工の形状に制約があり、設置位置(数)も自由度が低い。したがって、階段工の形状及び配置といった利用性に関して、2ブロック構成が有利である。

経済性については、杭本数が2ブロック構成で30本、3ブロック構成で27本であり、杭本数による経済性の差は見られない。

次に構造的な点について、2ブロック構成では法直方向の杭間隔が3.0m程度であるのに対し、3ブロック構成では3.8m程度であり、3ブロック構成の方が構造的に優れている。しかしながら、§1で示された波浪条件より周期Tは12sと大きく、構造解析には水平荷重よりも鉛直荷重(特に揚圧力)が大きく影響する。よって、杭間隔が広いことによる構造的優位性は小さい。

以上の点から、本設計においては下記のブロック構成を採用する。

1ブロック平面形状	22.50m×9.00m
バース構成	2@22.50m=45.00m

3.2 連絡橋

今回計画されている係船施設は、約 20 年前に築造された荷役施設(直杭式横棧橋)の更新であるため、既存の荷役施設の岸壁水深を確保することが求められる。既存棧橋では最も浅い地点で M.S.L.-3.5m 程度であり、今回計画されている係船施設も同程度の水深を確保するためには、護岸より延長 38m 程度の連絡橋で陸側と接続することが必要である。

構造形式については、「3. 1 係船岸」の項より杭式構造が有利であることが明白であるため、通常の RC 棧橋構造形式を採用し、スパン長 19m の 2 ブロック構成とする。

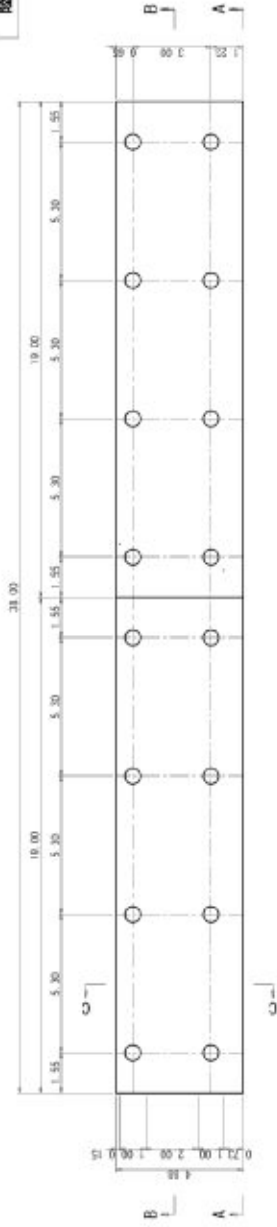
1 ブロック延長	19.00m
バース構成	2@19.00m=38.00m

連絡橋部上部構造案

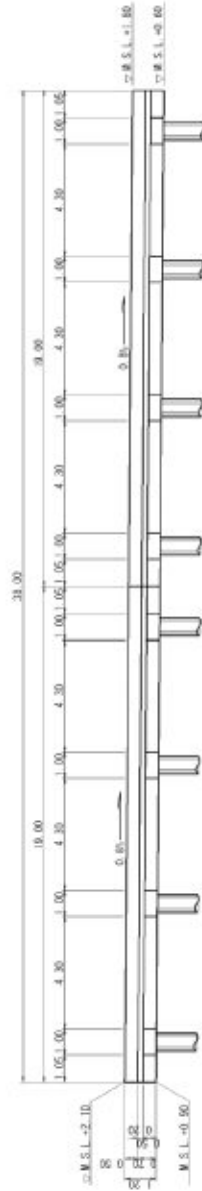
柱橋脚

陸側

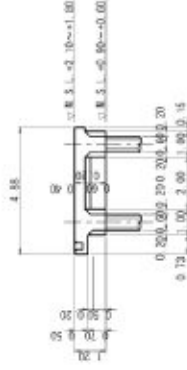
平面図



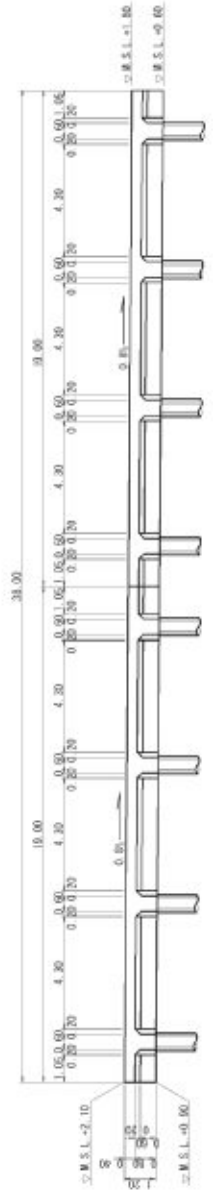
Sect. A-A



Sect. C-C



Sect. B-B



§4 岩盤層の支持力

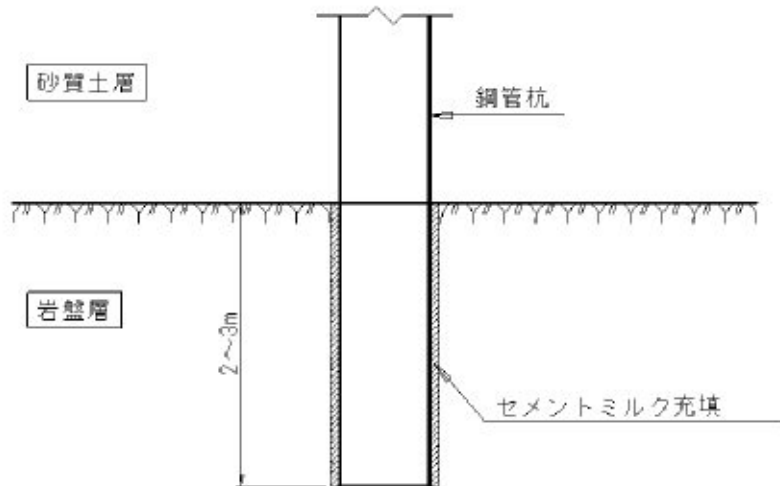
当該地区の海底地盤の成層状況は $N > 100$ の岩盤層の上側に N 値が 20～60 の砂質土地盤が堆積している成層状況である。

砂質土層の層厚は各ボーリングデータで異なり、今回計画の栈橋位置ではどの程度の層厚であるかを正確に把握することは難しいが、約 5m 程度であると想定される。(§2-2 項参照)

今回計画の栈橋は鋼管杭を用いた直杭式栈橋構造を採用するが、波浪時には床版下面に大きな揚圧力が作用することが想定され、このため支持鋼管杭には大きな引抜力(栈橋部で最大 1200kN 程度)が発生することになる。

この大きな引抜力を杭周面の摩擦抵抗($R_f = 2NA_s$)で抵抗させ、安全率 3 を確保させるためには硬質な岩盤層に 10m 以上の根入れが必要となり杭打ち作業が非常に困難であり、作業日数の増加と工費高が懸念され、得策ではないと考えられる。

そこで、ウォータージェット工法等により岩盤層に 2～3m 程度鋼管杭を貫入させ、岩盤と鋼管外周部間に間詰セメントミルクを充填させ、岩盤の粘着力そのものを杭周面抵抗力として期待することを考える。



そこでここでは本地区の岩盤層の粘着力を設定することとした。

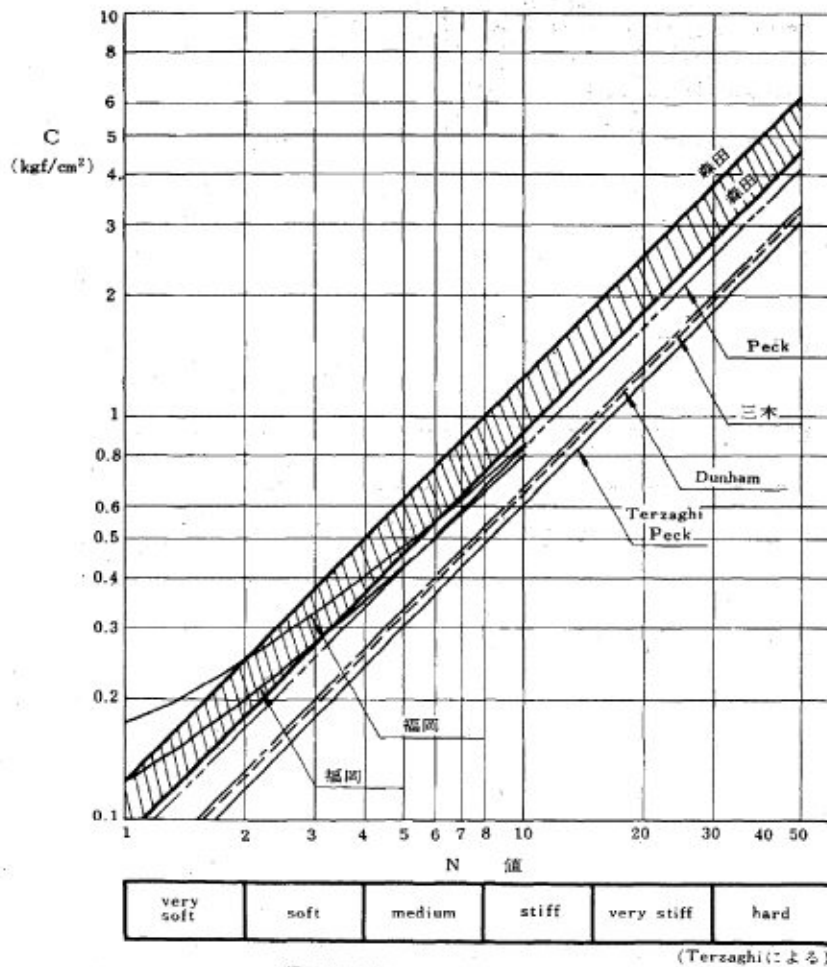
岩盤層の一軸圧縮強度は測定されていないため、標準貫入試験結果の N 値を用いて一軸圧縮強度を求め、さらに粘着力を算定する。

N 値と一軸圧縮強度 q_u との関係は多くの人によって求められているが、代表的なものを示せば下表のとおりである。

(単位: kg/cm²)

提案者	関係式	備考
Terzaghi, Peck ¹⁾	$q_u = N/8.2$	
Peck	$q_u = N/6$	シカゴ粘土(L.L.=40, P.I.=15)による
Dunham	$q_u = N/7.7$	$2c = q_u$ とおく
三木 五三郎	$q_u = N/7.5$	$2c = q_u$ とおく, c はVane Testによる
森田 紀元	$q_u = N/4 - N/5.5$	鋭敏比のごく高い粘土を除く
福岡 保	$c = 0.05 + 0.075N$	シルト質粘土 (N<10)
	$c = 0.1 + 0.075N$	粘土 (N<10)

これらの関係を図示したのが下図である。



N値と粘性土の粘着力Cとの関係

前記の表において Terzaghi、Peck、Dunham、三木の提案式の分母の係数の算術平均は約 7.5 である。そこで便宜的に下記のような関係として粘着力 C を求めた。

$$q_u = \frac{N}{7.5}, \quad C = \frac{q_u}{2} \quad (q_u, C : \text{kgf/cm}^2)$$

本地区の岩盤層の N 値は 100 以上の値であるが安全側となるように N=100 として計算することとした。

$$q_u = \frac{100}{7.5} = 13.33 \text{ kgf/cm}^2 \rightarrow q_u = 133.3 \text{ tf/m}^2$$

$$\therefore C = \frac{133.3}{2} = 66.65 \text{ tf/m}^2 \rightarrow C = 653.8 \text{ kN/m}^2$$

よって本岩盤層の粘着力は $C \approx 650 \text{ kN/m}^2$ と推定する。ここで間詰めコンクリートと鋼管杭の付着応力度の許容値は設計基準強度 $\sigma_{ck} = 18 \sim 24 \text{ N/mm}^2$ のコンクリートで $\tau_{oa} = 6 \sim 7 \text{ N/mm}^2 = 600 \sim 700 \text{ kN/m}^2$ の範囲にあり、ほぼ岩盤層の粘着力と同程度の値となる。

しかし、場所打コンクリート工法となるので多少の強度の低減を考慮することとし、間詰めコンクリートと鋼管杭の付着力は下記の値とし、これが岩盤層に本工法で根入れした鋼管杭の付着抵抗強度と考えることとした。

$$\tau'_{oa} = \alpha \tau_{oa} = 0.8 \times 650 = 520 \text{ kN/m}^2$$

§5 ゴム防舷材の設計

5.1 対象船舶

ゴープ地域の登録漁船(151 隻)の漁船タイプ別の船型仕様を示したのが下表である。

漁船タイプ別の漁船仕様

	LOA (ft)	BEAM (ft)	DRAFT (ft)	Blue work line
Launch	34ft(10.2m)	12ft(3.6m)	5ft(1.5m)	5.5ft(1.65m)
Pirogue with cabin	32ft(9.6m)	8ft(2.4m)	5ft(1.5m)	5.0ft(1.5m)
Pirogue	32ft(9.6m)	6ft(1.8m)	5ft(1.5m)	2.5ft(0.75m)

上表より、最大船舶となる 34ft 級 Launch をカバーする船型として「漁港基準のプレジャーボートの諸元」のうち船長 12.0m のクルーザーモーターボートの船舶諸元を用いて防舷材の設計を行うことにした。

	船長 L (m)	船幅 B (m)	吃水 d (m)	質量(重量) t (kN)
クルーザーモーターボート	12.0	4.1	1.1	11.6(114)

(注)漁港基準P.149準拠

5.2 船舶の接岸速度 V

$$V=0.50 \text{ m/s} \quad (\text{漁船総トン数 20 トン未満、漁港基準 P.150 準拠})$$

5.3 船舶の仮想重量 W

次式による。

$$W=W_0+W'$$

ここに、 W : 仮想重量 (tf, kN)

W_0 : 排水トン数 (tf, kN)

W' : 付加重量 (tf, kN)

$$W' = \frac{\pi}{4} D^2 L \gamma_w$$

ここに、 D : 吃水 (m)

L : 横づけ接岸の場合は船の長さ (m)、

縦づけ接岸の場合は船の幅 (m)

γ_w : 海水の単位体積重量 (1.03tf/m³, 10.1kN/m³)

・排水トン数

$$W_0=3GT=3 \times 114=342 \text{ kN} \quad (\text{総トン数の約 3 倍と仮定})$$

・付加重量

$$W' = \frac{\pi}{4} \times 1.1^2 \times 12.0 \times 10.1 = 115 \text{ kN}$$

$$\therefore W=W_0+W'=342+115=457 \text{ kN}$$

(1) 船舶の有効接岸エネルギー

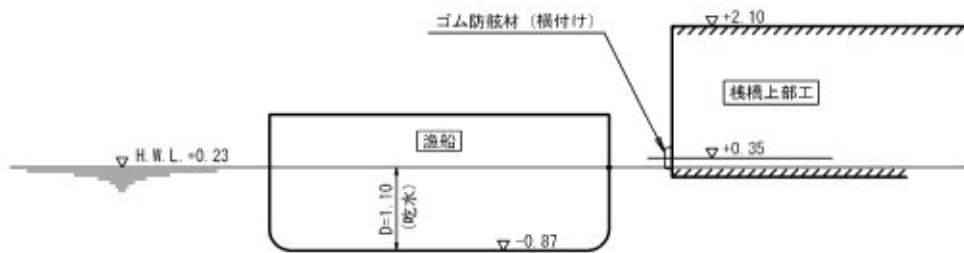
漁船の場合は横づけ接岸と縦づけ接岸の2通りが考えられるが、ここでは最大船舶を対象としていることと、バースの形状を考慮して、横づけ接岸(1/4点接岸)の場合を考える。よって有効接岸エネルギーEは次式により求める。

$$E = \frac{WV^2}{4g} = \frac{457 \times 0.50^2}{4 \times 9.8} = 2.91 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

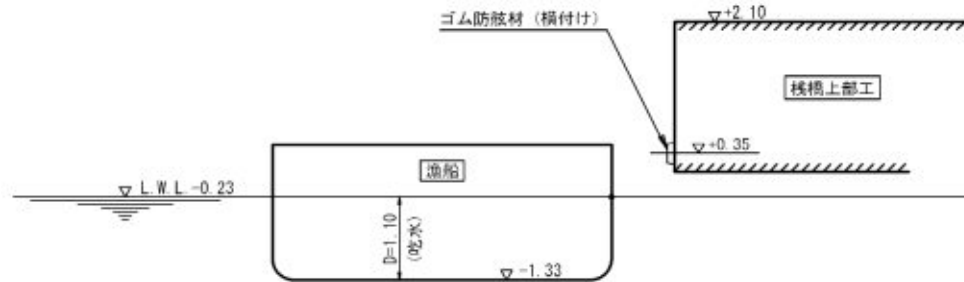
(2) 使用ゴム防舷材

今回対象漁船の最大船舶の着船状況は下図のとおりである。

着船状況図(H.W.L.時)



着船状況図(L.W.L.時)



図の着船状況より本ゴム防舷材は横づけ配置により使用することとする。

仕様ゴム防舷材の所要吸収エネルギーは性能公差(±10%)を考慮して下記の値以上の防舷材を用いる。

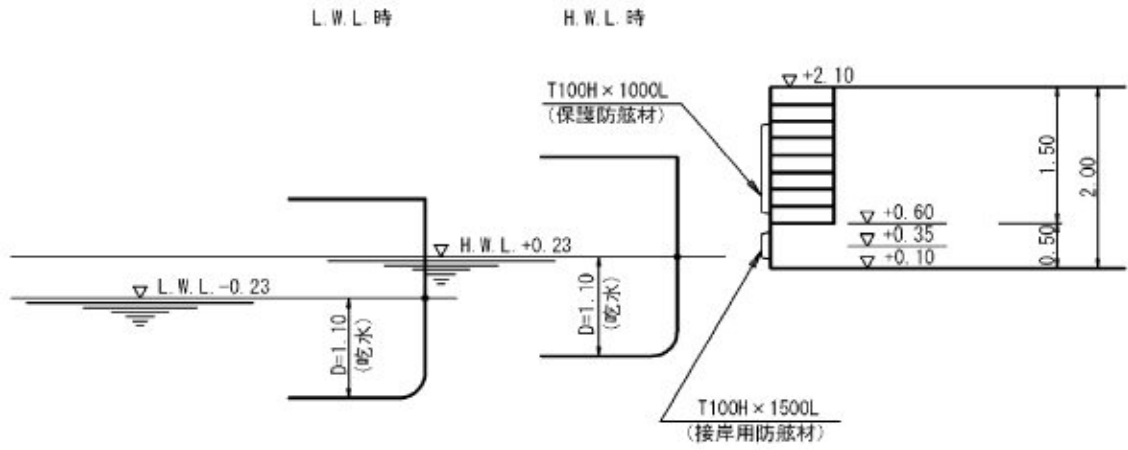
$$E = \frac{E}{\alpha} \quad (\because \alpha = 0.9 : \text{性能公差})$$

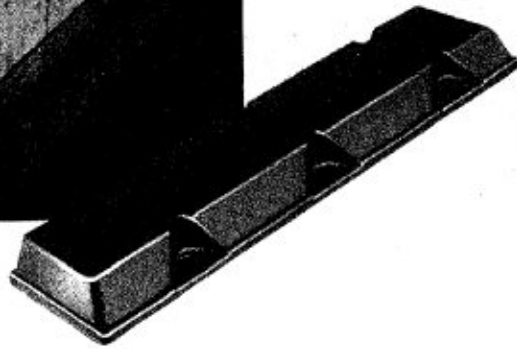
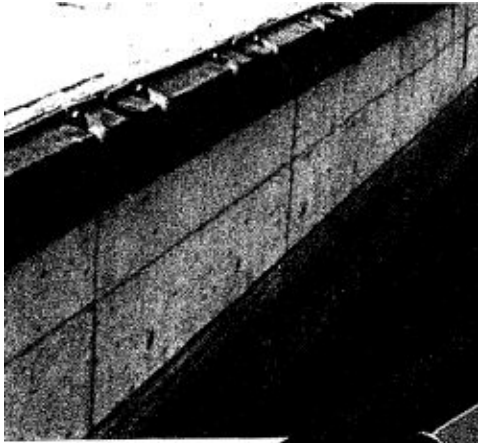
$$= \frac{2.91}{0.9} = 3.23 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

上記より、メーカーカタログ値で $E_0 = 3.23 \text{ kN} \cdot \text{m}$ を満足する防舷材を用いることとし、参考に次ページのB社製カタログ(漁港用防舷材)に示された下記の防舷材を仮定した。

T 100H × 1500L
 $E = 2.70 \times 1.50 = 4.05 \text{ kN} \cdot \text{m} > E_0 = 3.23 \text{ kN} \cdot \text{m}$

また、係留時の上部工と船舶の接触防止用のゴム防舷材を接岸用ゴム防舷材の上部に配置することとした。

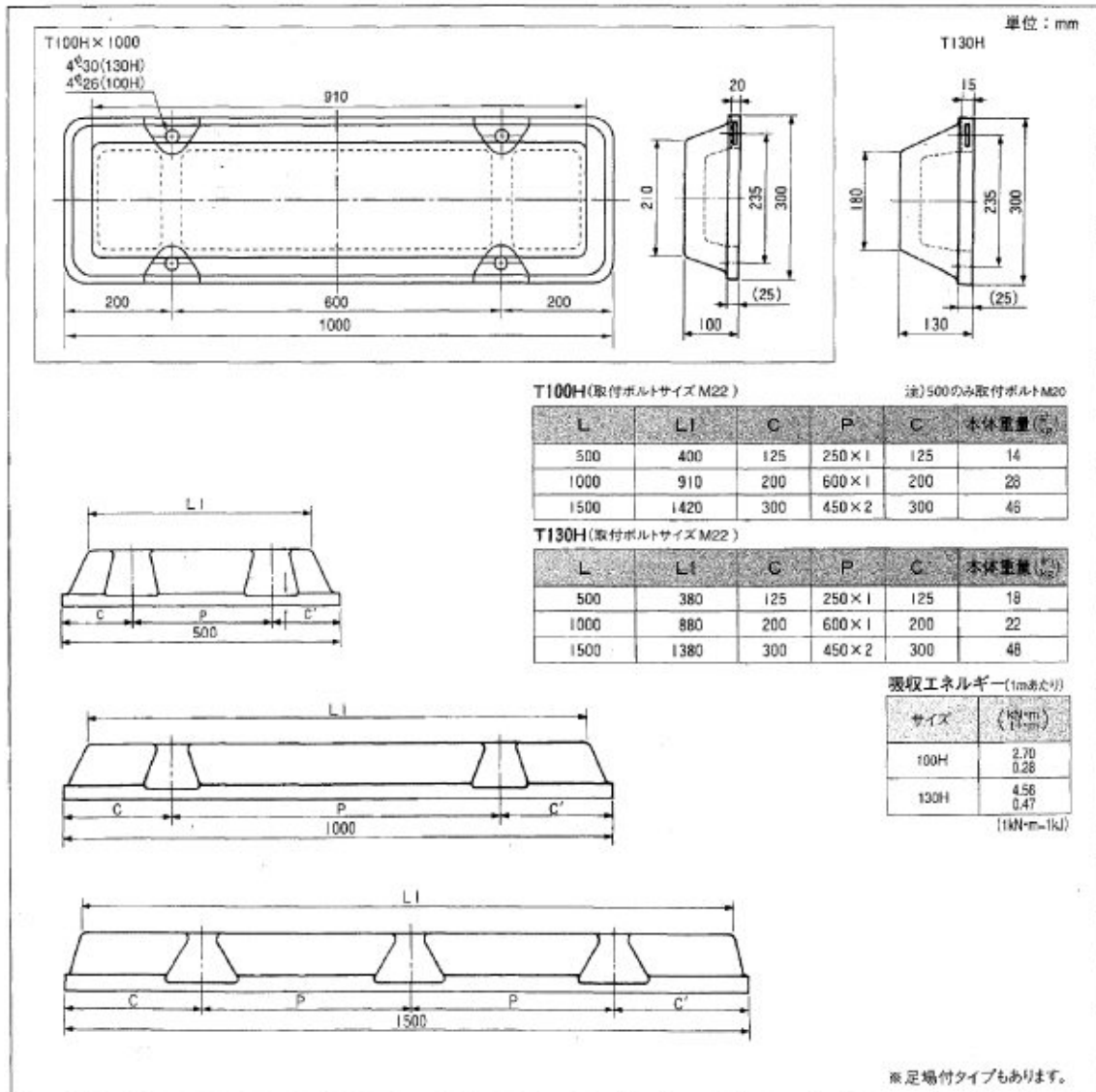




タートル型防舷材

特長

高い耐久性を持つ防舷材です。
取付部長さが500mm単位であり、浮体式
係船岸にも活用できます。

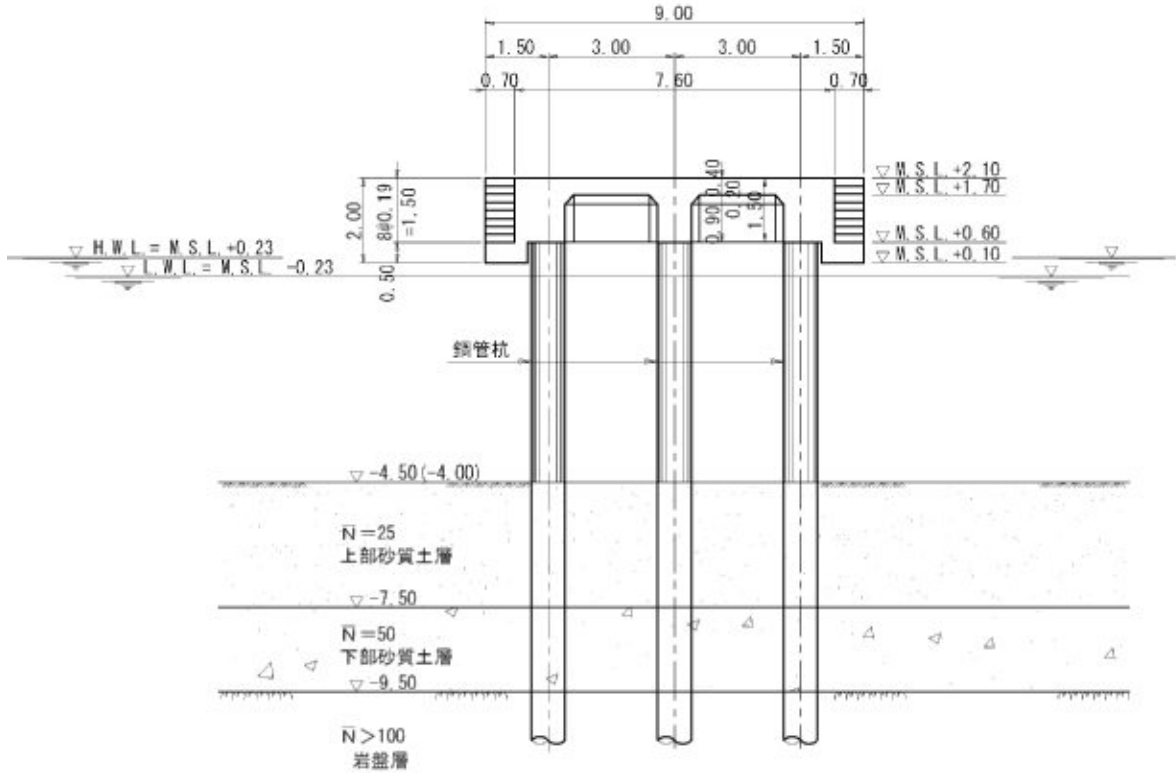


§6 栈橋部の設計

下図の断面について地震時及び波圧作用時の検討を行う。設計水深は、-4.50m に設定するが、波圧作用時には、水深-4.00m についても検討する。

(1) 検討断面

下図の断面について地震時及び波圧作用時の検討を行う。



- 上載荷重(等分布荷重)
 - 常時(作業時) 10 kN/m^2 , 地震時 5 kN/m^2 , 波浪時 0 kN/m^2
- 設計震度
 - 水平震度 $k=0.18$
- 設計波(別途資料より転写)
 - 水 深 $h=4.50 \text{ m}(4.00 \text{ m})$
 - 有義波高 $H_{1/3}=4.6 \text{ m}(4.2 \text{ m})$
 - 周 期 $T=12 \text{ sec}$
 - 海底勾配 $i=1/30$
 - 入 射 角 $\beta=77^\circ(+15^\circ\text{補正})$ 、 $\beta=107^\circ(-15^\circ\text{補正})$

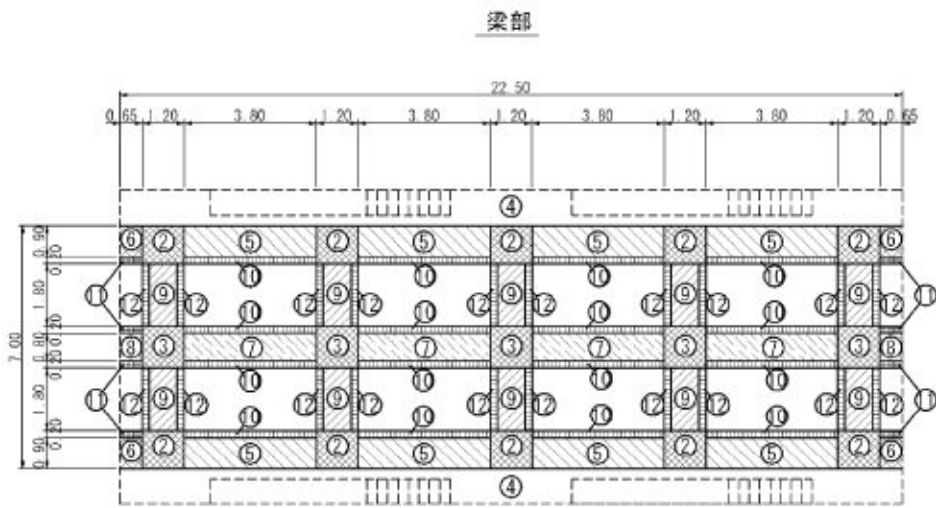
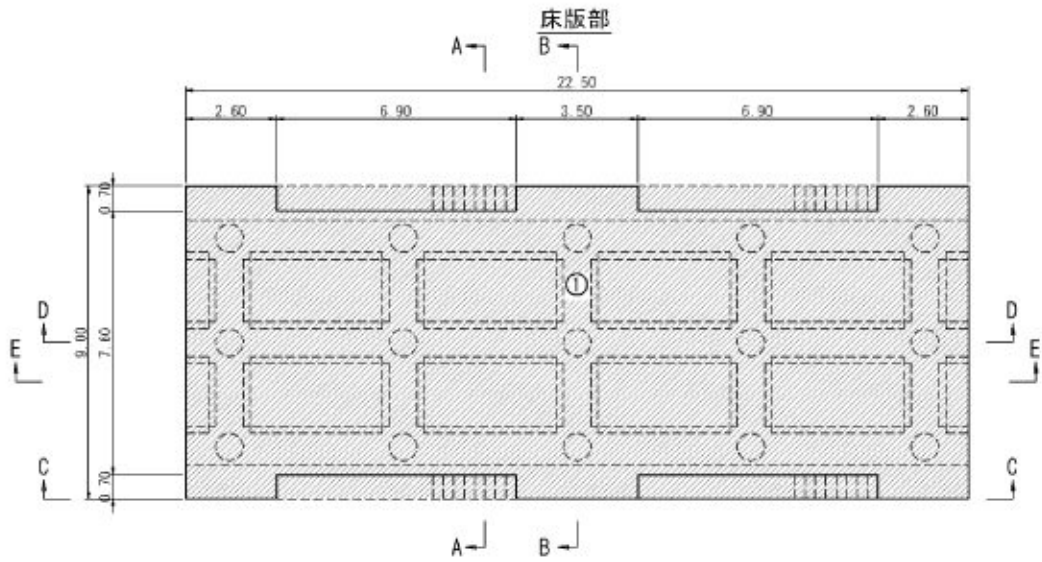
(2) 上部工重量

栈橋のコンクリート体積は以下のとおり。

(22.5m)

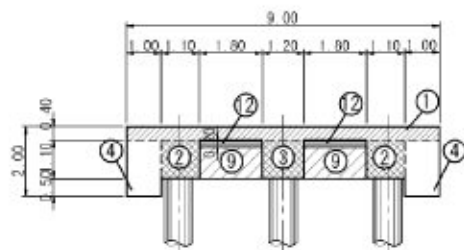
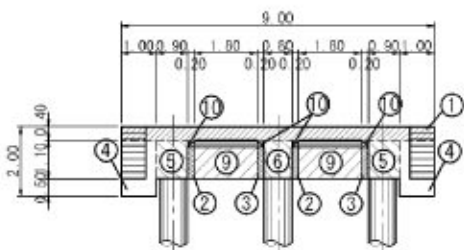
名 称		計 算 式	数量(m ³)
①	床版	$9.00 \times 22.50 \times 0.40$	81.00
②	杭頭部	側部 $1.10 \times 1.20 \times 1.10 \times 10$	14.52
③		中央部 $1.20 \times 1.20 \times 1.10 \times 5$	7.92
④	前垂れ	$1.00 \times 22.50 \times 1.60 \times 2$	72.00
⑤	法平方向梁	端部 $0.90 \times 3.80 \times 1.10 \times 8$	30.10
⑥		$0.90 \times 0.65 \times 1.10 \times 4$	2.57
⑦		中央部 $0.80 \times 3.80 \times 1.10 \times 4$	13.38
⑧			$0.80 \times 0.65 \times 1.10 \times 2$
⑨	法直方向梁	$1.80 \times 0.80 \times 1.10 \times 10$	15.84
⑩	ハンチ	法平方向 $1/2 \times 0.20^2 \times 3.80 \times 16$	1.22
⑪		$1/2 \times 0.20^2 \times 0.65 \times 8$	0.10
⑫		法直方向 $1/2 \times 0.20^2 \times 1.80 \times 20$	0.72
⑬	階段部(空間部分)	8.76 (図面より) $\times 0.7 \times 4$	24.53
計			215.98

$$\begin{aligned}
 \text{コンクリート量 } V_0 &= (\text{①} \sim \text{⑫の合計}) - (\text{⑬}) \\
 &= 240.51 - 24.53 \\
 &= 215.98 \quad (\text{m}^3)
 \end{aligned}$$

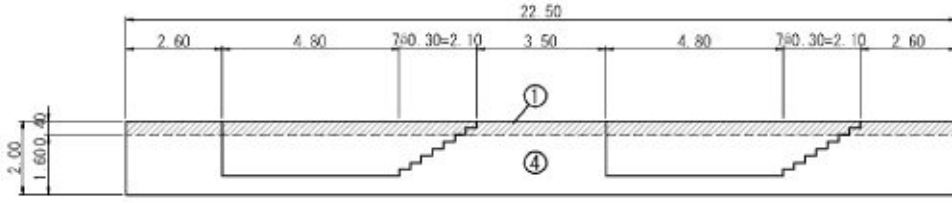


Sect. A-A

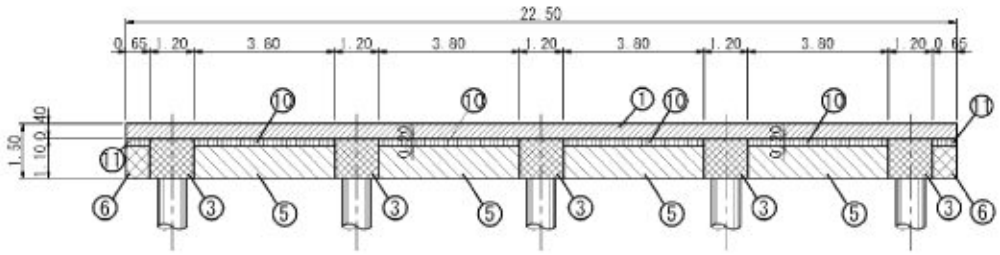
Sect. B-B



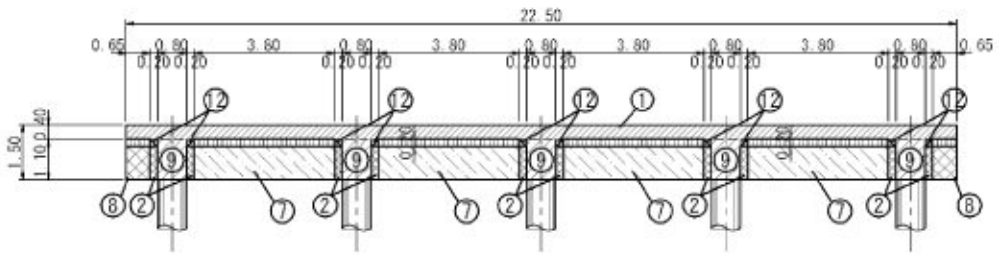
Sect C-C



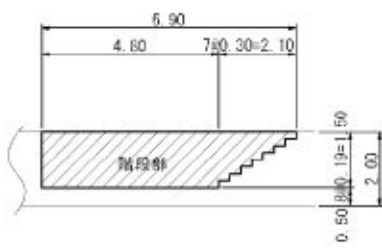
Sect D-D



Sect E-E



⑬階段部



- ・ 棧橋上部工 1m² 当りのコンクリート体積

$$V_c = \frac{V_o}{B \cdot L} = \frac{215.98}{9.00 \times 22.5} = 1.07 \text{ m}^3/\text{m}^2$$

- ・ 棧橋上部工 1m² 当りの慣性重量

$$W_{co} = V_c \cdot \gamma_c = 1.07 \times 24.0 = 25.68 \text{ kN/m}^2$$

以上より棧橋の上部工慣性重量は下記の値を用いる。

$$W_{co} = 25.7 \text{ kN/m}^2$$

(3) 検討ケース

(i) 検討ケース

本設計では、地震時と波圧作用時について検討を行うこととする。便宜上、地震時を「CASE1」、波圧作用時を「CASE2」として検討を行う。

また設計外力は法直方向杭列に等分に作用することとするため、1 ラーメン当り、すなわち法線平行方向 4.50m(22.5m/5 列)当りに関する設計外力を求める。

(ii) 上載荷重

「§1 設計条件」の項より、下記の値を上載荷重として用いる。

- ・ 常時

$$10 \text{ kN/m}^2$$

- ・ 地震時

$$5 \text{ kN/m}^2$$

- ・ 波浪時

$$0 \text{ kN/m}^2$$

(4) 設計外力

(i) CASE1(地震時)

(a) 鉛直荷重

上部コンクリート

$$W_{co} = 25.7 \text{ kN/m}^2$$

$$V_c = W_{co} \times B \times L = 25.7 \times 9.00 \times 4.50 = 1040.85 \text{ kN/ラーメン}$$

上載荷重

$$W_q = 5 \text{ kN/m}^2$$

$$V_q = W_q \times B \times L = 5 \times 9.00 \times 4.50 = 202.50 \text{ kN/ラーメン}$$

以上より鉛直荷重は次の通り。

$$V = V_c + V_q = 1040.85 + 202.50 = 1243.35 \text{ kN/ラーメン}$$

(b) 水平荷重

水平荷重は地震慣性力を考慮する。

設計震度 $k=0.18$ (水平方向)

慣性重量 $V=1243.35 \text{ kN/ラーメン}$ (上部コンクリート+上載荷重)

よって、地震慣性力は次のとおり。

$$H = k \times V = 0.18 \times 1243.35 = 223.80 \text{ kN/ラーメン}$$

(ii) CASE2(波圧作用時)

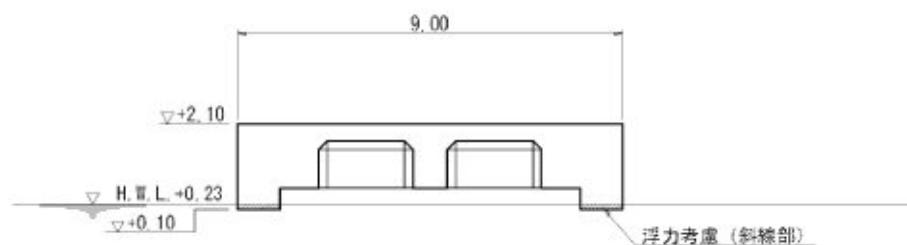
(a) 鉛直荷重

①上部コンクリート

$$V_c = 1040.85 \text{ kN/ラーメン}$$

②浮力

浮力は H.W.L. + 0.23m 以下の上部工に考慮するが今回は、次図の上部工と潮位の関係より上部コンクリートの 20%程度が水中にあると考えこの部分に浮力を考慮することとした。



・1 ラーメン当りのコンクリート体積(P.6-5 参照)

$$V_c = 1.07 \text{ m}^3/\text{m}^2 \times 9.00\text{m} \times 4.50\text{m} = 43.34 \text{ m}^3/\text{ラーメン}$$

浮力($\gamma_w = 10.1 \text{ kN/m}^3$)は次のとおり。

$$V_w = V_c \times \gamma_w \times a = 43.34 \times 10.1 \times 0.2 = 87.55 \text{ kN/ラーメン}$$

③揚圧力

栈橋下面に作用する揚圧力強度を正確に把握することは困難であるが当該栈橋は突堤形状で沖側に突出しているため、反射波の影響は少ないと考えてデタッチドピアに働く揚圧力強度の提案値である下式の値を考慮することとした。

$$p = 2\rho_0 g H = 2w_0 H$$

p : 揚圧力強度 (kN/m²)

$\rho_0 g$: 海水の単位体積重量 (kN/m³) 10.1 kN/m³

H : 進行波の波高 (m) $H_{1/3} = 4.6 \text{ m} (4.2 \text{ m})$

$$\therefore p_1 = 2 \times 10.1 \times 4.6 = 92.92 \text{ kN/m}^2 (\text{水深 } -4.5 \text{ m})$$

$$\therefore p_2 = 2 \times 10.1 \times 4.2 = 84.84 \text{ kN/m}^2 (\text{水深 } -4.0 \text{ m})$$

よって1 ラーメン当りの揚圧力合力は次のとおり。

$$V_{p1} = p \times B \times L = 92.92 \times 9.00 \times 4.50 = 3763.26 \text{ kN/ラーメン}$$

(水深 -4.5 m)

$$V_{p2} = p \times B \times L = 84.84 \times 9.00 \times 4.50 = 3436.02 \text{ kN/ラーメン}$$

(水深 -4.0 m)

以上より波圧作用時の鉛直荷重は次のとおり。

$$V = V_c - V_w - V_p$$

$$\therefore V_1 = 1040.85 - 87.55 - 3763.26 = -2809.96 \text{ kN/ラーメン} (\text{水深 } -4.5 \text{ m})$$

$$\therefore V_2 = 1040.85 - 87.55 - 3436.02 = -2482.72 \text{ kN/ラーメン} (\text{水深 } -4.0 \text{ m})$$

(b) 水平荷重

進行波の入射角は栈橋側面に対し入射角 $\beta = 77^\circ (+15^\circ \text{補正})$ 、 $\beta = 107^\circ (-15^\circ \text{補正})$ であり、栈橋には沿い波 ($45^\circ < \beta < 135^\circ$) として作用することになる。

ここではこの沿い波による波力を栈橋側面に考慮するがその大きさは便宜的に直立壁に作用する沿い波である下式で求めることにした。

$$p_H = 0.75 w H_{1/3} \quad (45^\circ < \beta < 135^\circ \text{の場合})$$

p_H : 水平波圧強度 (kN/m²)

w : 海水の単位体積重量 (kN/m³) 10.1 kN/m³

$H_{1/3}$: 設計波高 (m) $H_{1/3} = 4.6 \text{ m} (4.2 \text{ m})$

$$\therefore p_{H1} = 0.75 \times 10.1 \times 4.6 = 34.85 \text{ kN/m}^2 (\text{水深 } -4.5 \text{ m})$$

$$\therefore p_{H2} = 0.75 \times 10.1 \times 4.2 = 31.82 \text{ kN/m}^2 (\text{水深 } -4.0 \text{ m})$$

受圧高は $h = 2.00 \text{ m} (+2.10 \text{ m} \sim +0.10 \text{ m 間})$ とする。

よって1 ラーメン当りの波圧合力は次のとおり。

$$H_{p1} = p_H \times h \times L = 34.85 \times 2.00 \times 4.50 = 313.65 \text{ kN/ラーメン}$$

(水深 -4.5 m)

$$H_{p2} = p_H \cdot h \cdot L = 31.82 \times 2.00 \times 4.50 = 286.38 \text{ kN/ラメン}$$

(水深 -4.0 m)

以上計算結果をまとめれば下表のとおり。

単位 : kN/ラメン

	水深	鉛直合力V	水平合力H
CASE1 (地震時)	-4.5m	1243.35	223.80
CASE2 (波圧作用時)	-4.5m	-2809.96	313.65
CASE2 (波圧作用時)	-4.0m	-2482.72	286.38

(5) 杭の根入れ部地盤の横方向地盤反力係数 k_h の推定

横方向地盤反力係数 k_b は実測値がないため、N 値を用いて次式より推定する。(港湾基準 P.1112)

$$k_h = 1.5N$$

ここに、 k_h : 横方向地盤反力係数 (N/cm³)

N : 地盤の平均N値

杭の挙動に支配的となる 1β の範囲の N 値として上部砂質土層の N 値で代表させる。N=20~40 の範囲であるので $\bar{N}=25$ として取扱う。

$$\therefore k_b = 1.5 \times 25 = 37.5 \text{ kN/m}^3$$

(6) 構造解析

栈橋の杭の構造解析は、栈橋上部工を剛体とみなして鋼管杭で支持された 2 次元杭基礎として Radosavljevic 法の解析ソフトを用いて行う。作用荷重及び外力は座標軸原点を設定し、その原点を中心とした集中荷重として作用させる。

(i) 鋼管杭の断面諸元

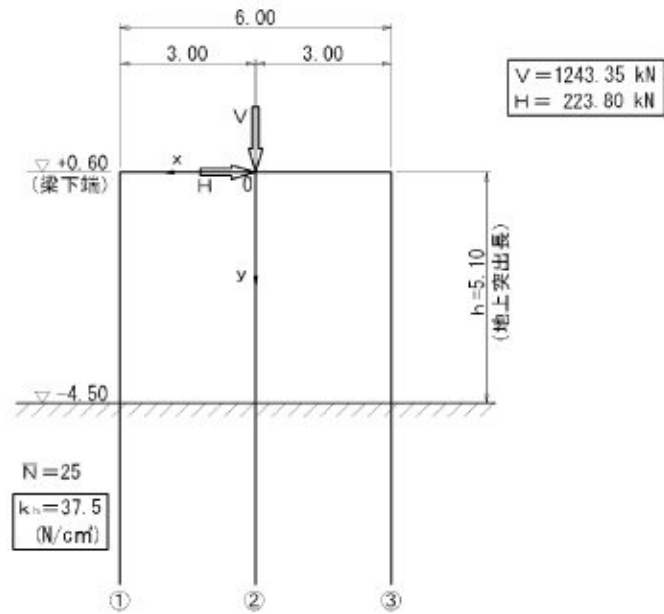
照査位置が杭頭部であるため腐食は考慮しないものとする。

検討を行った杭の断面性能は以下のとおり。

杭サイズ	単位重量 W (kg/m)	断面積 A (cm ²)	断面係数 Z (cm ³)	断面二次モーメント I (cm ⁴)	断面二次半径 r (cm)
φ700×9	153	195.4	333×10	116×10 ³	24.4
φ600×12	174	221.7	319×10	958×10 ²	20.8
φ800×9	176	223.6	437×10	174×10 ³	28.0
φ700×12	204	259.4	439×10	154×10 ³	24.3

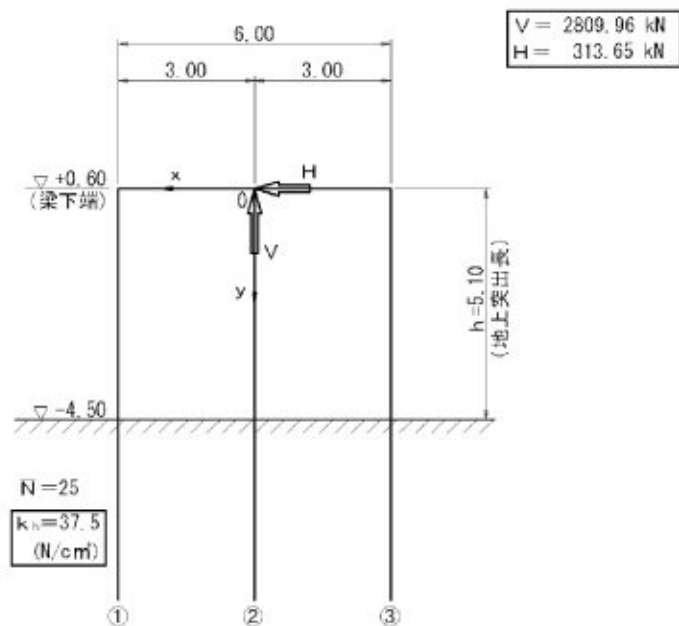
(ii) 入力構造諸元

(a) CASE1(地震時)

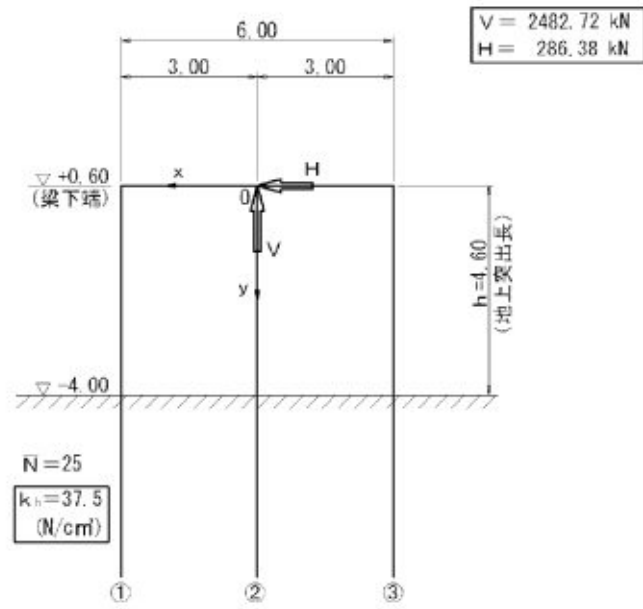


(b) CASE2(波压作用時)

水深-4.5 m



水深-4.0 m



(iii) 計算結果

解析ソフトにより行った計算結果を下表に示す。

杭サイズ	外力	水深(m)	杭番号	最大軸力 (kN)	モーメント (kN・m)	最大変位cm)
φ700×9	CASE1 (地震時)	-4.50	①	275.54	277.83	1.23
			②	414.45	277.83	
			③	553.36	277.83	
	CASE2 (波浪時)	-4.50	①	(-) 741.97	389.37	1.72
			②	(-) 936.65	389.37	
			③	(-) 1131.34	389.37	
		-4.00	①	(-) 661.63	331.89	1.30
			②	(-) 827.57	331.89	
			③	(-) 993.52	331.89	
φ600×12	CASE1 (地震時)	-4.50	①	275.39	278.11	1.47
			②	414.45	278.11	
			③	553.51	278.11	
	CASE2 (波浪時)	-4.50	①	(-) 741.77	389.77	2.05
			②	(-) 936.65	389.77	
			③	(-) 1131.54	389.77	
		-4.00	①	(-) 661.48	332.19	1.55
			②	(-) 827.57	332.19	
			③	(-) 993.67	332.19	
φ800×9	CASE1 (地震時)	-4.50	①	273.01	282.89	0.90
			②	414.45	282.89	
			③	555.89	282.89	
	CASE2 (波浪時)	-4.50	①	(-) 738.42	396.46	1.26
			②	(-) 936.65	396.46	
			③	(-) 1134.88	396.46	
		-4.00	①	(-) 658.36	338.43	0.96
			②	(-) 827.57	338.43	
			③	(-) 996.79	338.43	
φ700×12	CASE1 (地震時)	-4.50	①	272.25	284.40	1.01
			②	414.45	284.40	
			③	556.65	284.40	
	CASE2 (波浪時)	-4.50	①	(-) 737.36	398.58	1.42
			②	(-) 936.65	398.58	
			③	(-) 1135.94	398.58	
		-4.00	①	(-) 657.43	340.29	1.08
			②	(-) 827.57	340.29	
			③	(-) 997.72	340.29	

※軸力の値のうち（-）は引抜力を示す

(7) 杭の応力度照査

(i) 杭の許容応力

使用材質 SKK400

- ・許容曲げ圧縮応力度

$$\sigma_{ba} = 140 \text{ N/mm}^2$$

- ・許容軸方向引張応力度

$$\sigma_{ta} = 140 \text{ N/mm}^2$$

- ・許容軸方向圧縮応力度

軸方向圧縮力を伴う場合の許容応力度は部材(杭)の座屈の影響を考慮し、次式以下による。

$$\frac{L}{r} < 18 \text{ の場合} \quad \sigma_{ca} = 140 \text{ N/mm}^2$$

$$18 < \frac{L}{r} \leq 92 \text{ の場合} \quad \sigma_{ca} = 140 - 0.82 \cdot \left(\frac{L}{r} - 18 \right)$$

$$\frac{L}{r} > 92 \text{ の場合} \quad \sigma_{ca} = \frac{1200000}{6700 + \left(\frac{L}{r} \right)^2}$$

なお、上記の許容応力度に対し異常時(地震時)は5割増しとする。

ここで、部材の有効座屈長(L)は、固定点を海底面下 $1/\beta$ に仮想し次式で計算する。

$$L = h + \frac{1}{\beta}$$

h : 地上突出長 (cm)

β : 特性値 (m^{-1})

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_h \cdot B}{4 E I}}$$

L : 有効座屈長 (cm)

r : 部材総断面の断面二次半径 (cm)

座屈長と許容軸方向圧縮応力度を次表に表す。

杭サイズ	I (cm ⁴)	r (cm)	h (m)	k_h (N/cm ³)	β (m^{-1})	L (m)
$\phi 700 \times 9$	116×10^3	24.47	5.10	37.5	0.409	7.54
$\phi 600 \times 12$	958×10^2	20.79	5.10	37.5	0.414	7.52
$\phi 800 \times 9$	174×10^3	27.98	5.10	37.5	0.383	7.71
$\phi 700 \times 12$	154×10^3	24.37	5.10	37.5	0.382	7.72

杭サイズ	L	r	L/r	σ_{sa} (N/mm ²)	
	(mm)	(mm)		常時	異常時
$\phi 700 \times 9$	7540	244.7	30.81	129	194
$\phi 600 \times 12$	7520	207.9	36.17	125	188
$\phi 800 \times 9$	7710	279.8	27.56	132	198
$\phi 700 \times 12$	7720	243.7	31.68	129	194

(ii) 杭の応力

次式により応力度照査を行う。

$$\sigma_c, \sigma_t = \frac{N}{A} \quad , \quad \sigma_{bc}, \sigma_{bt} = \frac{M}{Z}$$

- ・軸方向力が引張の場合

$$\sigma_t + \sigma_{bt} \leq \sigma_{ta} \quad \text{かつ} \quad -\sigma_t + \sigma_{bc} \leq \sigma_{ba}$$

- ・軸方向力が圧縮の場合

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_{ca}} + \frac{\sigma_{bc}}{\sigma_{ba}} \leq 1.0$$

σ_t : 作用軸力による軸方向引張応力度 (N/mm²)

σ_c : 作用軸力による軸方向圧縮応力度 (N/mm²)

σ_{bt} : 作用曲げモーメントによる最大引張応力度 (N/mm²)

σ_{bc} : 作用曲げモーメントによる最大圧縮応力度 (N/mm²)

σ_{ta} : 許容引張応力度 (N/mm²)

σ_{ca} : 許容軸方向圧縮応力度 (N/mm²)

σ_{ba} : 許容曲げ圧縮応力度 (N/mm²)

応力度照査の結果を次ページの表にまとめる。

結果より、使用鋼管杭は f700×12 に決定される。

杭サイズ	照査ケース	水深 (m)	杭番号	軸力 (kN)	曲げモーメント (kN・m)			断面積 (cm ²)	断面係数 (cm ³)	発生曲げ応力度 (N/mm ²)	許容曲げ応力度 (N/mm ²)	発生軸応力度 (N/mm ²)	許容軸応力度 (N/mm ²)	応力度比	判定
					My	Mz	Meq								
φ700×9	CASE1 (地震時)	-4.50	①	275.54	0.00	277.83	277.83	195.4	3330	83	210	14	194	0.47	OK
			②	414.45	0.00	277.83	277.83	195.4	3330	83	210	21	194	0.50	OK
			③	553.36	0.00	277.83	277.83	195.4	3330	83	210	28	194	0.54	OK
	CASE2 (波浪時)	-4.50	①	-741.97	0.00	389.37	389.37	195.4	3330	117	140	38	140	1.11	NG
			②	-936.65	0.00	389.37	389.37	195.4	3330	117	140	48	140	1.18	NG
			③	-1131.34	0.00	389.37	389.37	195.4	3330	117	140	58	140	1.25	NG
		-4.00	①	-661.63	0.00	331.89	331.89	195.4	3330	100	140	34	140	0.96	OK
			②	-827.57	0.00	331.89	331.89	195.4	3330	100	140	42	140	1.01	NG
			③	-993.52	0.00	331.89	331.89	195.4	3330	100	140	51	140	1.08	NG
φ600×12	CASE1 (地震時)	-4.50	①	275.39	0.00	278.11	278.11	221.7	3190	87	210	12	188	0.48	OK
			②	414.45	0.00	278.11	278.11	221.7	3190	87	210	19	188	0.52	OK
			③	553.51	0.00	278.11	278.11	221.7	3190	87	210	25	188	0.55	OK
	CASE2 (波浪時)	-4.50	①	-741.77	0.00	389.77	389.77	221.7	3190	122	140	33	140	1.11	NG
			②	-936.65	0.00	389.77	389.77	221.7	3190	122	140	42	140	1.17	NG
			③	-1131.54	0.00	389.77	389.77	221.7	3190	122	140	51	140	1.24	NG
		-4.00	①	-661.48	0.00	332.19	332.19	221.7	3190	104	140	30	140	0.96	OK
			②	-827.57	0.00	332.19	332.19	221.7	3190	104	140	37	140	1.01	NG
			③	-993.67	0.00	332.19	332.19	221.7	3190	104	140	45	140	1.06	NG
φ800×9	CASE1 (地震時)	-4.50	①	273.01	0.00	282.89	282.89	223.6	4370	65	210	12	198	0.37	OK
			②	414.45	0.00	282.89	282.89	223.6	4370	65	210	19	198	0.41	OK
			③	555.89	0.00	282.89	282.89	223.6	4370	65	210	25	198	0.44	OK
	CASE2 (波浪時)	-4.50	①	-738.42	0.00	396.46	396.46	223.6	4370	91	140	33	140	0.89	OK
			②	-936.65	0.00	396.46	396.46	223.6	4370	91	140	42	140	0.95	OK
			③	-1134.88	0.00	396.46	396.46	223.6	4370	91	140	51	140	1.01	NG
		-4.00	①	-658.36	0.00	338.43	338.43	223.6	4370	77	140	29	140	0.76	OK
			②	-827.57	0.00	338.43	338.43	223.6	4370	77	140	37	140	0.81	OK
			③	-996.79	0.00	338.43	338.43	223.6	4370	77	140	45	140	0.87	OK
φ700×12	CASE1 (地震時)	-4.50	①	272.25	0.00	284.40	284.40	259.4	4390	65	210	10	194	0.36	OK
			②	414.45	0.00	284.40	284.40	259.4	4390	65	210	16	194	0.39	OK
			③	556.65	0.00	284.40	284.40	259.4	4390	65	210	21	194	0.42	OK
	CASE2 (波浪時)	-4.50	①	-737.36	0.00	398.58	398.58	259.4	4390	91	140	28	140	0.85	OK
			②	-936.65	0.00	398.58	398.58	259.4	4390	91	140	36	140	0.91	OK
			③	-1135.94	0.00	398.58	398.58	259.4	4390	91	140	44	140	0.96	OK
		-4.00	①	-657.43	0.00	340.29	340.29	259.4	4390	78	140	25	140	0.74	OK
			②	-827.57	0.00	340.29	340.29	259.4	4390	78	140	32	140	0.79	OK
			③	-997.72	0.00	340.29	340.29	259.4	4390	78	140	38	140	0.83	OK

上記の結果より、φ700×12の杭を採用する。

(8) 電気防食工の検討

栈橋に用いる鋼管杭の断面は杭頭部の断面力によってそのサイズが決定される。ここで杭頭部付近は防食ライニングが施工されているので鋼管杭は腐食を考慮しない断面性能で応力度照査を行っている。

しかし、防食ライニング以下の鋼管杭は電気防食を施工しない場合、それぞれの位置の腐食環境に応じて腐食し減厚することになる。

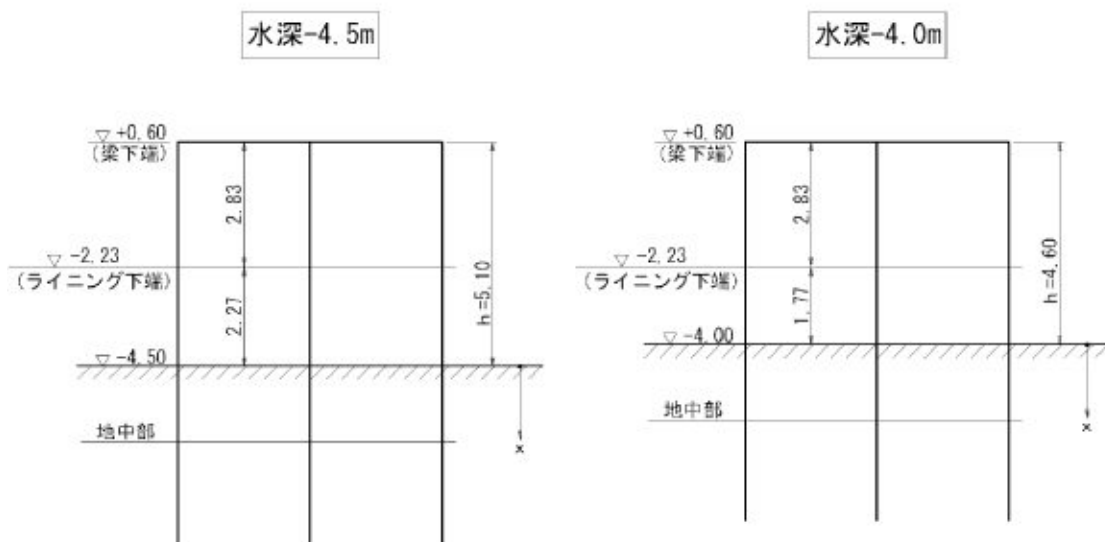
よって、ここでは各照査位置の断面力を算定し、各位置での腐食量を考慮した鋼管杭の断面性能を用いて応力度照査を行い、電気防食施工の有無の判定を行うこととした。

「(7)杭の応力度照査」の項より、鋼管杭はf700×12に決定した。このうち、本項での検討は断面力が最大となる波圧作用時について行う。

(i) 照査位置と鋼管杭の断面性能

・照査位置

照査位置は下図に示す3位置(ライニング下端、海底面、地中部)とする。



- ・ライニング下端位置(-2.23 m)
- ・海底面(-4.50 m, -4.00 m)
- ・地中部

・腐食量

鋼管杭の腐食速度は下表を参考に決めた。(漁港基準 P.166 参照)

表 3-2-8 鋼材の平均腐食速度 (片面)

腐食環境		腐食速度 (mm/年)
海側	H.W.L.以上	0.3
	H.W.L.~L.W.L.-1.0m	0.1~0.3
	L.W.L.-1.0m~水深20m	0.1~0.2
	水深20~50m	0.06
	水深50m以深	0.045
	海底泥層中	0.03
陸側	陸上大気中	0.1
	土中 (残留水位上)	0.03
	土中 (残留水位下)	0.02

(注) 防食期間は、30年を標準とする。

上表より、各位置での平均腐食速度は下記のとおり。

- ・ライニング下端位置 0.20 mm/年(※)
 - ・海底面 0.10 mm/年
 - ・地中部 0.03 mm/年
- ※既設栈橋の現況より、最大値を採った。

耐用年数を 30 年間とした場合の腐食量は下記のとおり。

- ・ライニング下端位置
 $t_c = 0.20\text{mm/年} \times 30\text{年} = 6.0\text{ mm}$ (表面)
- ・海底面
 $t_c = 0.10\text{mm/年} \times 30\text{年} = 3.0\text{ mm}$ (表面)
- ・地中部
 $t_c = 0.03\text{mm/年} \times 30\text{年} = 0.9\text{ mm}$ (表面)

・鋼管杭の断面性能

使用鋼管杭 f700×12 (SKK400)

腐食量 t_c (mm)	肉厚 t (mm)	外径 D (mm)	内径 d (mm)	断面積 A (cm^2)	断面係数 Z (cm^3)	断面二次モーメント I (cm^4)
0.0	12.0	700.0	676.0	259.4	439×10	154×10^3
0.9	11.1	698.2	676.0	239.6	405×10	141×10^3
3.0	9.0	694.0	676.0	193.7	327×10	114×10^3
6.0	6.0	688.0	676.0	128.6	217×10	747×10^2

(ii) 各位置での曲げモーメント

(a) 防食ライニング下 endpoint(-2.23m 位置)

$$M_i = \frac{1}{2} H_i \left\{ \left(\frac{1}{\beta} - h \right) + 2x \right\}$$

$$\frac{1}{\beta} = \frac{1}{0.382} = 2.62 \text{ m}$$

$$H_i = \frac{H_o}{n} \quad \text{: 分担水平力}$$

h : 地上突出長

x : ライニング下端～地盤高さ

(b) 海底面(-4.5m 位置, -4.0m 位置)

$$M_s = -\frac{1}{2} H_i \left(h - \frac{1}{\beta} \right)$$

(c) 地中部最大曲げモーメント

$$M_m = -H_i \cdot h \cdot \psi_m(\beta h)$$

$$\psi_m(\beta h) = \frac{\sqrt{1 + (\beta h)^2}}{2\beta h} \exp\left[-\tan^{-1} \frac{1}{\beta h}\right]$$

$$l_m = \frac{1}{\beta} \tan^{-1} \frac{1}{\beta h} \quad \text{(地中部最大曲げモーメントの生ずる深さ)}$$

(d) 計算結果

	φ 700×12	
	-4.5m	-4.0m
β (m ⁻¹)	0.382	0.382
1/β (m)	2.62	2.62
H _i (kN)	104.55	95.46
h (m)	5.10	4.60
x (m)	2.27	1.77
β h	1.948	1.757
ψ _m (β h)	0.350	0.343
M _i (kN·m)	107.69	74.46
M _s (kN·m)	129.64	94.51
M _m (kN·m)	186.62	150.62
l _m (m)	1.24	1.36

(iii) 各位置での断面力

照査位置	標高 (m)	水深 (m)	杭 No.	N (kN)	M (kN・m)
杭頭部	+0.60	-4.5	①	-737.36	398.58
			②	-936.65	398.58
			③	-1135.94	398.58
		-4.0	①	-657.43	340.29
			②	-827.57	340.29
			③	-997.72	340.29
ライニング下端	-2.23	-4.5	①	-737.36	107.69
			②	-936.65	107.69
			③	-1135.94	107.69
		-4.0	①	-657.43	74.46
			②	-827.57	74.46
			③	-997.72	74.46
海底面	-4.50	-4.5	①	-737.36	129.64
			②	-936.65	129.64
			③	-1135.94	129.64
	-4.00	-4.0	①	-657.43	94.51
			②	-827.57	94.51
			③	-997.72	94.51
地中部	-5.74	-4.5	①	-737.36	186.62
			②	-936.65	186.62
			③	-1135.94	186.62
	-5.36	-4.0	①	-657.43	150.62
			②	-827.57	150.62
			③	-997.72	150.62

(iv) 各位置での応力度の照査

水深-4.5m

杭種別	照査位置	杭番号	軸力 (kN)	曲げモーメント (kN・m)			断面積 (cm ²)	断面係数 (cm ³)	発生曲げ 応力度 (N/mm ²)	許容曲げ 応力度 (N/mm ²)	発生軸 応力度 (N/mm ²)	許容応力度の 割増し係数		判定
				My	Mz	Meq						許容軸 応力度 (N/mm ²)	応力 度比	
φ700×12	杭頭	①	-737.36	0.00	398.58	398.58	259.4	4390	91	140	28	140	0.85	OK
		②	-936.65	0.00	398.58	398.58	259.4	4390	91	140	36	140	0.91	OK
		③	-1135.94	0.00	398.58	398.58	259.4	4390	91	140	44	140	0.96	OK
	ライニング下端	①	-737.36	0.00	107.69	107.69	128.6	2170	50	140	57	140	0.76	OK
		②	-936.65	0.00	107.69	107.69	128.6	2170	50	140	73	140	0.88	OK
		③	-1135.94	0.00	107.69	107.69	128.6	2170	50	140	88	140	0.99	OK
	海底地盤	①	-737.36	0.00	129.64	129.64	193.7	3270	40	140	38	140	0.56	OK
		②	-936.65	0.00	129.64	129.64	193.7	3270	40	140	48	140	0.63	OK
		③	-1135.94	0.00	129.64	129.64	193.7	3270	40	140	59	140	0.71	OK
	地中部	①	-737.36	0.00	186.62	186.62	239.6	4050	46	140	31	140	0.55	OK
		②	-936.65	0.00	186.62	186.62	239.6	4050	46	140	39	140	0.61	OK
		③	-1135.94	0.00	186.62	186.62	239.6	4050	46	140	47	140	0.66	OK

水深-4.0m

杭種別	照査位置	杭番号	軸力 (kN)	曲げモーメント (kN・m)			断面積 (cm ²)	断面係数 (cm ³)	発生曲げ 応力度 (N/mm ²)	許容曲げ 応力度 (N/mm ²)	発生軸 応力度 (N/mm ²)	許容応力度の 割増し係数		判定
				My	Mz	Meq						許容軸 応力度 (N/mm ²)	応力 度比	
φ700×12	杭頭	①	-657.43	0.00	340.29	340.29	259.4	4390	78	140	25	140	0.74	OK
		②	-827.57	0.00	340.29	340.29	259.4	4390	78	140	32	140	0.79	OK
		③	-997.72	0.00	340.29	340.29	259.4	4390	78	140	38	140	0.83	OK
	ライニング下端	①	-657.43	0.00	74.46	74.46	171.9	2910	26	140	38	140	0.46	OK
		②	-827.57	0.00	74.46	74.46	171.9	2910	26	140	48	140	0.53	OK
		③	-997.72	0.00	74.46	74.46	171.9	2910	26	140	58	140	0.60	OK
	海底地盤	①	-657.43	0.00	94.51	94.51	193.7	3270	29	140	34	140	0.45	OK
		②	-827.57	0.00	94.51	94.51	193.7	3270	29	140	43	140	0.51	OK
		③	-997.72	0.00	94.51	94.51	193.7	3270	29	140	52	140	0.58	OK
	地中部	①	-657.43	0.00	150.62	150.62	239.6	4050	37	140	27	140	0.46	OK
		②	-827.57	0.00	150.62	150.62	239.6	4050	37	140	35	140	0.51	OK
		③	-997.72	0.00	150.62	150.62	239.6	4050	37	140	42	140	0.56	OK

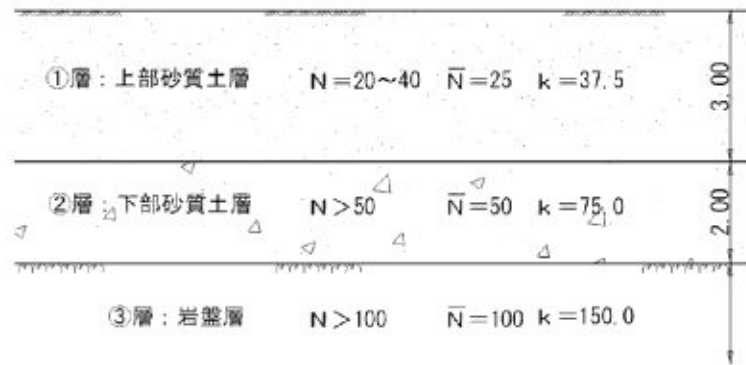
上記の結果より、各照査位置の腐食後の断面において応力度は許容値を満足し、電気防食の施工は必要としない。

(1) 支持力の照査

これまでの項において、波圧作用時には二通りの設計水深(-4.50m, -4.00m)を設定して検討してきたが、本項においては波高の大きい水深-4.50m を検討する。

(i) 鋼管杭に作用する軸力

成層状況は、概ね下図のとおりである。



また、構造解析の結果より、地震時(CASE1)には押込力、波浪時(CASE2)には引抜力が発生し、その最大値は次のとおりである。

地震時 N=556.65 kN(押込力)
 波圧作用時 N=1135.94 kN(引抜力)

(ii) 横抵抗に対する根入長

杭の横抵抗に対する根入長は次式を満足するものとする。

$$L \geq \frac{2.5}{\beta} \quad f 700 \times 12 (I = 154 \times 10^3 \text{ cm}^4)$$

複合地盤として、 $\sum \beta_i L_i \geq 2.5$ を満足する深さを確保する。

(a) 各層の特性値 β

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_h \cdot B}{4 E I}} \quad \text{m}^{-1}$$

$$\beta_1 = \sqrt[4]{\frac{37.5 \times 70}{4 \times 2.0 \times 10^7 \times 154 \times 10^3}} \times 10^2 = 0.382 \text{ m}^{-1}$$

$$\beta_2 = \sqrt[4]{\frac{75.0 \times 70}{4 \times 2.0 \times 10^7 \times 154 \times 10^3}} \times 10^2 = 0.454 \text{ m}^{-1}$$

$$\beta_3 = \sqrt[4]{\frac{150.0 \times 70}{4.0 \times 2.0 \times 10^7 \times 154 \times 10^3}} \times 10^2 = 0.540 \text{ m}^{-1}$$

(b) 根入長 L

$$l_1 = 3.00 \text{ m} , \quad l_2 = 2.00 \text{ m}$$

上記のとおり①層、②層への根入長より、③層への根入長を算出する。

$$\begin{aligned}
 l_3 &= \frac{2.5 - (\beta_1 l_1 + \beta_2 l_2)}{\beta_3} \\
 &= \frac{2.5 - (0.382 \times 3.0 + 0.454 \times 2.0)}{0.540} \\
 &= 0.83 \text{ m}
 \end{aligned}$$

よって、根入長は以下のとおりである。

$$\begin{aligned}
 L &= l_1 + l_2 + l_3 \\
 &= 3.00 + 2.00 + 0.83 = 5.83 \text{ m}
 \end{aligned}$$

(iii) 支持力に対する根入長

(a) 押込力に対する照査

押込力の最大値は地震時に発生する。

$$N = 556.65 \text{ kN(地震時)}$$

杭の軸方向支持力は以下の式により求める。(「漁港・漁場の施設の設計の手引」
2003年版 P.207)

$$R_u = 300NA_p + 2\bar{N}A_s(\ast)$$

ここに、

R_u : 杭の軸方向の極限支持力(kN)

N : 杭の先端における地盤の N 値

A_p : 杭の先端面積(m^2)

\bar{N} : 杭の周面摩擦抵抗を考慮できる根入長に対する平均 N 値

A_s : 杭の周面摩擦抵抗を考慮できる根入れ部分の杭周表面積(m^2)

※基礎地盤の第一層を $N=25$ とすると、先端支持力だけでも安全率を確保できることから、極限支持力を下記のように算定した。

$$\begin{aligned}
 R_u &= 300NA_p \\
 &= 300 \times 25 \times \frac{\pi \times 0.70^2}{4} = 2886.34 \text{ (kN)}
 \end{aligned}$$

・安全率(地震時の押込力(支持杭)に対して)

$$F = \frac{R_u}{N} = \frac{2886.34}{556.65} = 5.19 > 1.5 \quad \therefore \text{OK}$$

(b) 引抜力に対する照査

引抜力の最大値は波圧作用時に発生する。

$$N = 1135.94 \text{ kN (波圧作用時)}$$

この引抜力に対し、③層に 2.50 m 根入れした場合の許容引抜力を算出する。鋼管杭自重及び鋼管杭内土重は引抜抵抗力として期待できるので、引抜力から下記の値を差し引くこととする。

・鋼管杭自重

$$W_1 = 204 \times 9.81 \times 13.40 \times \frac{77.20 - 10.10}{77.20} = 23.31 \text{ kN}$$

・鋼管杭内土重

$$W_2 = 10.00 \times \frac{\pi}{4} \times 0.676^2 \times 13.40 = 48.09 \text{ kN}$$

$$\therefore W = W_1 + W_2 = 23.31 + 48.09 = 71.40 \text{ kN}$$

$$\therefore N_0 = N - W = 1135.94 - 71.40 = 1064.54 \text{ kN}$$

また、最大引抜力及び許容引抜力は次のとおり。

$$R_{u2} = R_{u21} + R_{u21} + R_{u21} + \dots + R_{u2n}$$

$$\begin{aligned} R_{u21} &= 2 \times 25 \times 0.7p \times 3.0 \\ &= 329.87 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R_{u22} &= 2 \times 50 \times 0.7p \times 2.0 \\ &= 439.82 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R_{u23} &= 520 \times 0.7p \times 2.5 \\ &= 2858.85 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\therefore R_{u2} = 329.87 + 439.82 + 2858.85 = 3628.54$$

・安全率(常時の引抜力に対して)

$$F = \frac{R_u}{N} = \frac{3628.54}{1064.54} = 3.41 > 3.0 \quad \therefore \text{OK}$$

(iv) 支持力の照査結果

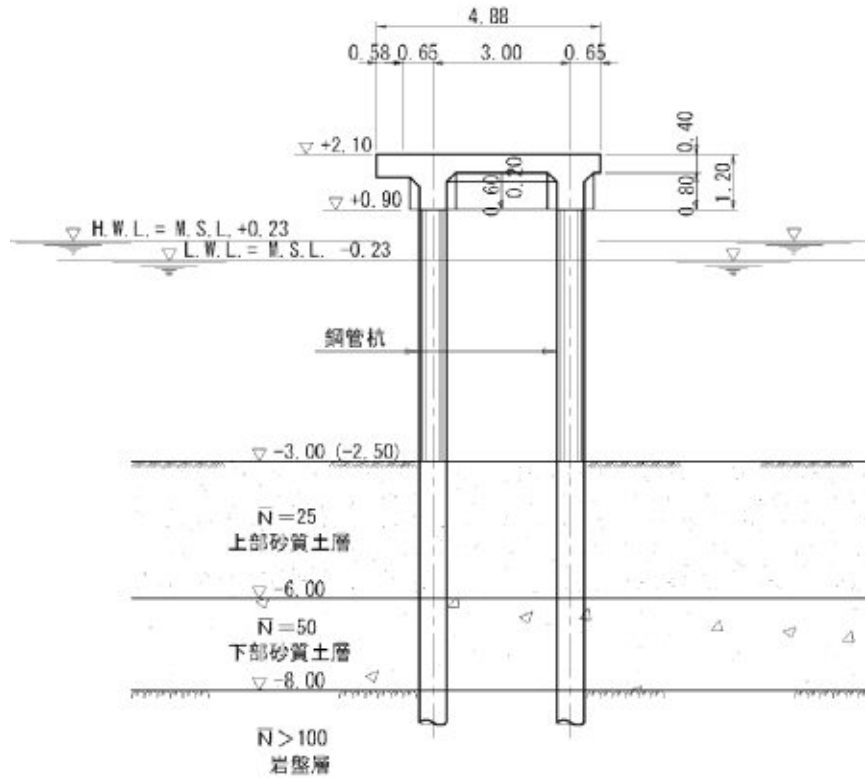
「(ii)横抵抗に対する根入れ長」, 「(iii)支持力に対する根入れ長」より求められた③層への根入れ長は以下のとおりである。

③層に 2.50m

§7 連絡橋部の基本設計

(1) 検討断面

下図の断面について地震時及び波圧作用時の検討を行う。設計水深は、-3.00m に設定するが、波圧作用時には水深-2.50m についても検討する。



- 上載荷重(等分布荷重)
 - 常時(作業時) 10 kN/m², 地震時 5 kN/m², 波浪時 0 kN/m²
- 設計震度
 - 水平震度 k=0.18
- 設計波(別途資料より転写)
 - 水深 h=3.00 m (2.50 m)
 - 有義波高 $H_{1/3}=3.5$ m (3.1 m)
 - 周期 T=12 sec
 - 海底勾配 i=1/30
 - 入射角 $\beta=77^\circ(+15^\circ$ 補正), $\beta=107^\circ(-15^\circ$ 補正)

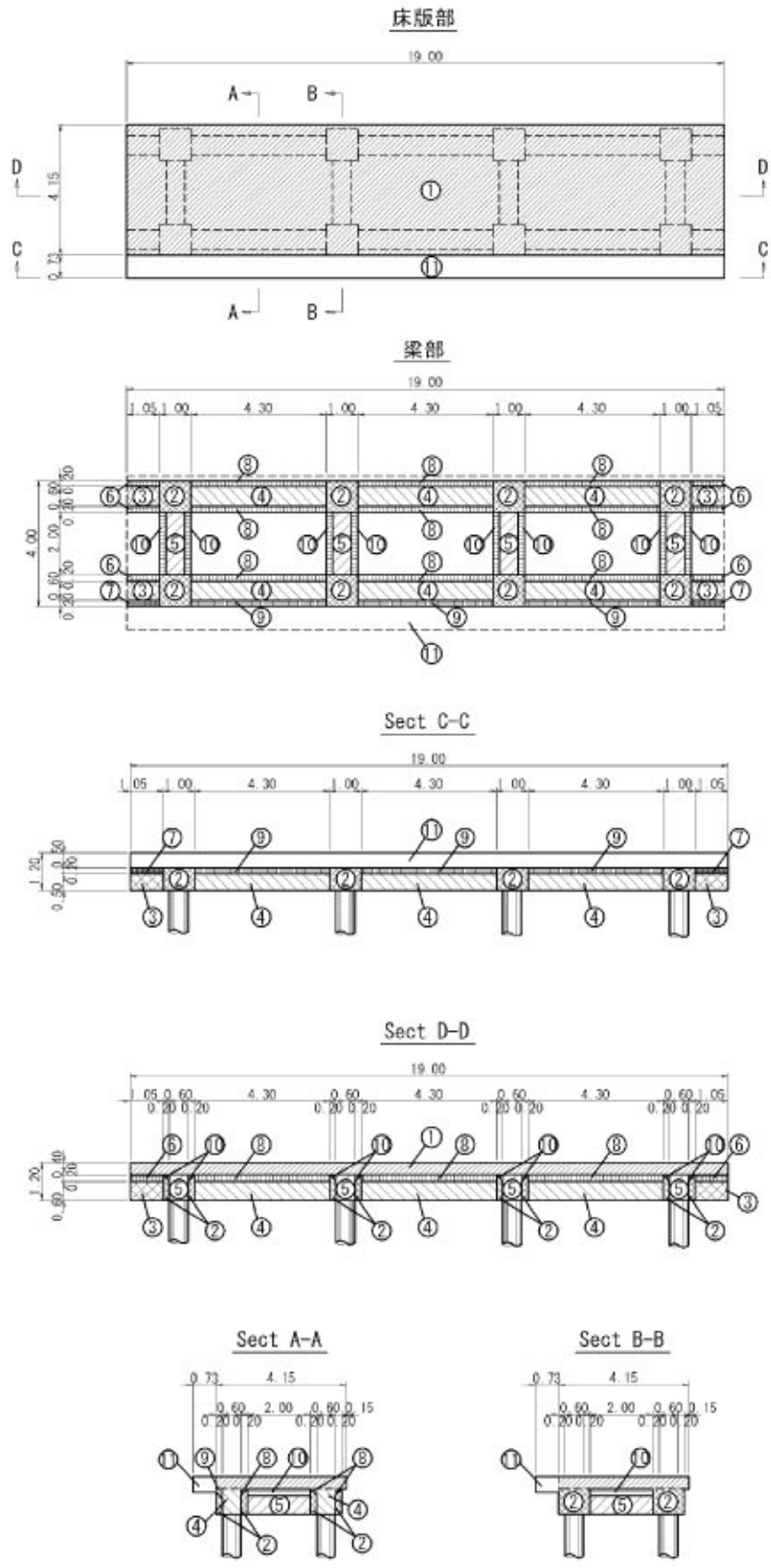
(2) 上部工重量

連絡橋(1 スパン)のコンクリート体積は下表のとおり。

(19m当り)

名 称		計 算 式	数量 (m ³)
①	床版	$4.15 \times 19.00 \times 0.40$	31.54
②	杭頭部	$1.00 \times 1.00 \times 0.80 \times 8$	6.40
③	法平方向梁	端部 $0.60 \times 1.05 \times 0.80 \times 4$	2.02
④		中央部 $0.60 \times 4.30 \times 0.80 \times 6$	12.38
⑤	法直方向梁	$0.60 \times 2.00 \times 0.80 \times 4$	3.84
⑥	法平ハンチ	端部 $1/2 \times 0.20^2 \times 1.05 \times 6$	0.13
⑦		$1/2 \times (0.10+0.30) \times 0.20 \times 1.05 \times 2$	0.08
⑧		中央部 $1/2 \times 0.20^2 \times 4.30 \times 9$	0.77
⑨			$1/2 \times (0.10+0.30) \times 0.20 \times 4.30 \times 3$
⑩	法直ハンチ	$1/2 \times 0.20^2 \times 2.00 \times 8$	0.32
⑪	共同溝張出部	$0.73 \times 19.00 \times 0.50$	6.94
計			64.94

コンクリート量V。 = 64.94 (m³)



・連絡橋上部工 1m² 当りのコンクリート体積

$$V_c = \frac{V_o}{B \cdot L} = \frac{64.94}{4.88 \times 19.00} = 0.70 \text{ m}^3/\text{m}^2$$

・連絡橋上部工 1m² 当りの慣性重量

$$W_{co} = V_c \cdot \gamma_c = 0.70 \times 24.0 = 16.80 \text{ kN/m}^2$$

以上より連絡橋の上部工慣性重量は下記の値を用いる。

$$W_{co} = 16.8 \text{ kN/m}^2$$

(3) 検討ケース

(i) 検討ケース

本設計では、地震時と波圧作用時について検討を行うこととする。便宜上、地震時を「CASE1」、波圧作用時を「CASE2」として検討を行う。

また、設計外力は法直方向杭列に等分に作用することとするため、1 ラーメン当り、すなわち法線平行方向 4.75m(19.0m/4 列)当りに関しての設計外力を求める。

(ii) 上載荷重

「§1 設計条件」の項より、下記の値を上載荷重として用いる。

・常時

$$10 \text{ kN/m}^2$$

・地震時

$$5 \text{ kN/m}^2$$

・常時

$$0 \text{ kN/m}^2$$

(4) 設計外力

(i) CASE1(地震時)

(a) 鉛直荷重

上部コンクリート

$$W_{co} = 16.8 \text{ kN/m}^2$$

$$V_c = W_{co} \times B \times L = 16.8 \times 4.88 \times 4.75 = 389.42 \text{ kN/ラーメン}$$

上載荷重

$$W_q = 5 \text{ kN/m}^2$$

$$V_q = W_q \times B \times L = 5 \times 4.88 \times 4.75 = 115.90 \text{ kN/ラーメン}$$

以上より鉛直荷重は次のとおり。

$$V = V_c + V_q = 389.42 + 115.90 = 505.32 \text{ kN/ラーメン}$$

(b) 水平荷重

水平荷重は地震慣性力を考慮する。

$$\text{設計震度 } k = 0.18 \quad (\text{水平方向})$$

$$\text{慣性重量 } V = 505.32 \text{ kN/ラーメン} \quad (\text{上部コンクリート+上載荷重})$$

よって地震慣性力は次のとおり。

$$H = k \times V = 0.18 \times 505.32 = 90.96 \text{ kN/ラーメン}$$

(ii) CASE2(波圧作用時)

(a) 鉛直荷重

①上部コンクリート

$$V_c = 389.42 \text{ kN/ラーメン}$$

②揚圧力

連絡橋下面に作用する揚圧力強度を正確に把握することは困難であるが当該連絡橋は突堤形状で沖側に突出しているため、反射波の影響は少ないと考えてデタッチドピアに働く揚圧力強度の提案値である下式の値を考慮することとした。

$$p = 2\rho_0 g H = 2w_0 H$$

$$p : \text{揚圧力強度 (kN/m}^2\text{)}$$

$$\rho_0 g : \text{海水の単位体積重量 (kN/m}^3\text{)} \quad 10.1 \text{ kN/m}^3$$

$$H : \text{進行波の波高 (m)} \quad H_{1/3} = 3.5 \text{ m (3.1 m)}$$

$$p_1 = 2 \times 10.1 \times 3.5 = 70.70 \text{ kN/m}^2 \text{ (水深-3.0m)}$$

$$p_2 = 2 \times 10.1 \times 3.1 = 62.62 \text{ kN/m}^2 \text{ (水深-2.5m)}$$

よって1 ラーメン当りの揚圧力合力は次のとおり。

$$V_{p1} = p \times B \times L = 70.70 \times 4.88 \times 4.75 = 1638.83 \text{ kN/ラーメン (水深-3.0m)}$$

$$V_{p2} = p \times B \times L = 62.62 \times 4.88 \times 4.75 = 1451.53 \text{ kN/ラーメン (水深-2.5m)}$$

以上より波圧作用時の鉛直荷重は次のとおり。

$$V_1 = V_c - V_{p1} = 389.42 - 1638.83 = -1249.41 \text{ kN/ラーメン (水深-3.0m)}$$

$$V_2 = V_c - V_{p2} = 389.42 - 1451.53 = -1062.11 \text{ kN/ラーメン (水深-2.5m)}$$

(b) 水平荷重

進行波の入射角は連絡橋側面に対し入射角 $\beta=77^\circ(+15^\circ$ 補正)、 $\beta=107^\circ(-15^\circ$ 補正)であり、栈橋には沿い波($45^\circ<\beta<135^\circ$)として作用することになる。

ここではこの沿い波による波力を栈橋側面に考慮するがその大きさは便宜的に直立壁に作用する沿い波である下式で求めることにした。

$$p_H = 0.75wH_{1/3} \quad (45^\circ < \beta < 135^\circ \text{ の場合})$$

p_H : 水平波圧強度 (kN/m²)

w : 海水の単位体積重量 (kN/m³) 10.1 kN/m³

$H_{1/3}$: 設計波高 (m) $H_{1/3} = 3.5$ m(3.1 m)

$$\therefore p_{H1} = 0.75 \times 10.1 \times 3.5 = 26.51 \text{ kN/m}^2 \text{ (水深} -3.0\text{m)}$$

$$\therefore p_{H2} = 0.75 \times 10.1 \times 3.1 = 23.48 \text{ kN/m}^2 \text{ (水深} -2.5\text{m)}$$

受圧高は $h = 1.20$ m(+2.10m~+0.90m 間)とする。1 ラーメン当りの波圧合力は次のとおり。

$$H_{p1} = p_{H1} \times h \times L = 26.51 \times 1.20 \times 4.75 = 151.11 \text{ kN/ラーメン}$$

(水深-3.0m)

$$H_{p2} = p_{H2} \times h \times L = 23.48 \times 1.20 \times 4.75 = 133.84 \text{ kN/ラーメン}$$

(水深-2.5m)

結果をまとめれば下表のとおり。

	水深	鉛直合力V	水平合力H
CASE1 (地震時)	-3.0m	505.32	90.96
CASE2 (波圧作用時)	-3.0m	-1249.41	151.11
CASE2 (波圧作用時)	-2.5m	-1062.11	133.84

(5) 杭の根入れ部地盤の横方向地盤反力係数 k_h の推定

横方向地盤反力係数 k_h は実測値がないため、 N 値を用いて次式より推定する。(港湾基準 P.1112)

$$k_h = 1.5N$$

ここに、 k_h : 横方向地盤反力係数 (N/cm³)

N : 地盤の平均 N 値

杭の挙動に支配的となる $1/\beta$ の範囲の N 値として上部砂質土層の N 値で代表させる。 $N=20\sim40$ の範囲であるので $\bar{N}=25$ として取扱う。

$$\therefore k_h = 1.5 \times 25 = 37.5 \text{ kN/m}^3$$

(6) 構造解析

栈橋の杭の構造解析は、栈橋上部工を剛体とみなして鋼管杭で支持された 2 次元杭基礎として Radosavljevic 法の解析ソフトを用いて行う。作用荷重及び外力は座標軸原点を設定し、その原点を中心とした集中荷重として作用させる。

(i) 鋼管杭の断面諸元

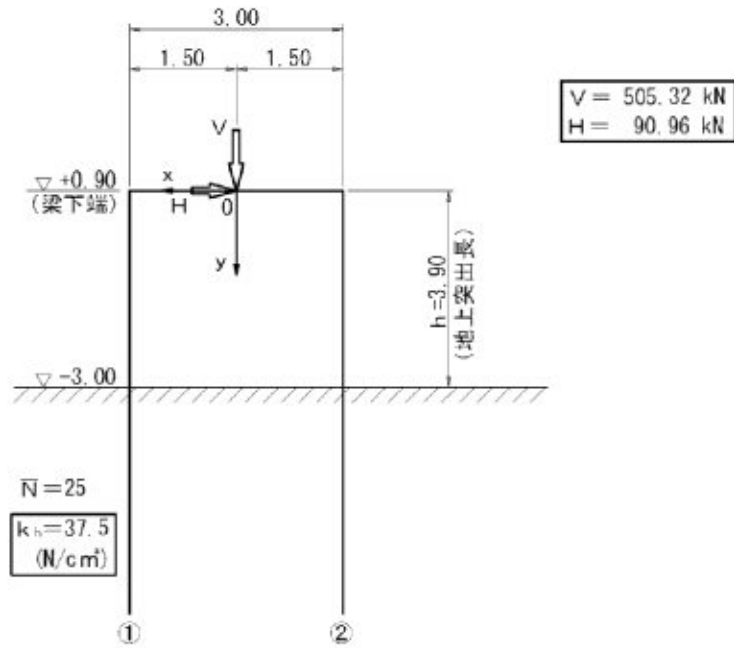
照査位置が杭頭部であるため腐食は考慮しないものとする。

検討を行った杭の断面性能は以下のとおり。

杭サイズ	単位重量 W (kg/m)	断面積 A (cm ²)	断面係数 Z (cm ³)	断面二次モーメント I (cm ⁴)	断面二次半径 r (cm)
φ500×9	109	138.8	167×10	418×10 ²	17.4
φ600×9	131	167.1	243×10	728×10 ²	20.9
φ500×12	144	184	219×10	548×10 ²	17.3
φ700×9	153	195.4	333×10	116×10 ³	24.4

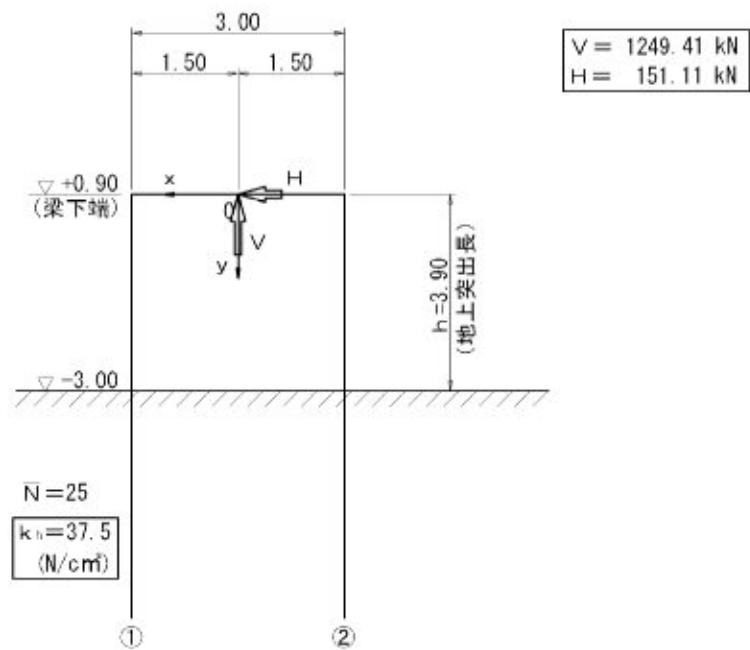
(ii) 入力構造諸元

(a) CASE1(地震時)

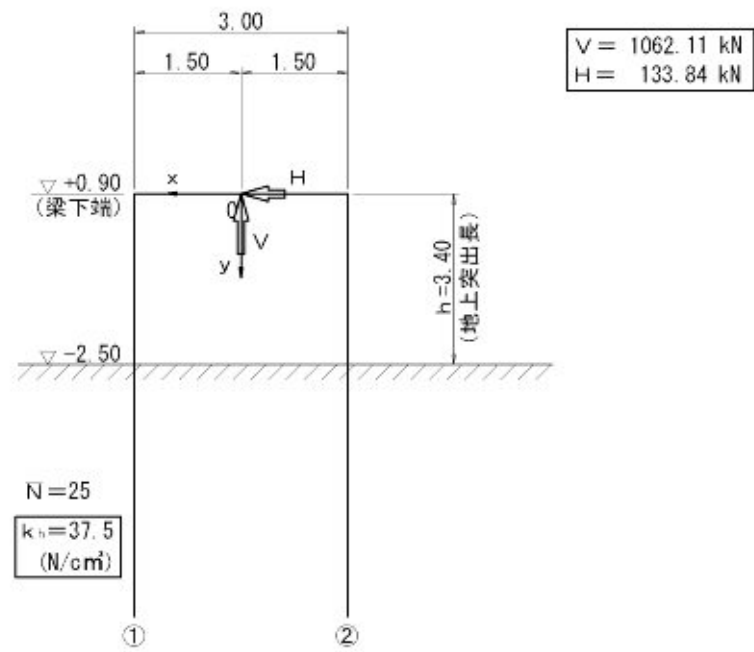


(b) CASE2(波压作用時)

水深-3.00m



水深-2.50m



(iii) 計算結果

解析ソフトにより行った計算結果を下表に示す。

杭サイズ	外力	水深 (m)	杭番号	最大軸力 (kN)	モーメント (kN・m)	最大変位 (cm)
φ 500 × 9	CASE1 (地震時)	-3.00	①	164.22	132.66	1.07
			②	341.10	132.66	
	CASE2 (波浪時)	-3.00	①	(-) 477.78	220.38	1.78
			②	(-) 771.63	220.38	
		-2.50	①	(-) 411.93	178.69	1.24
			②	(-) 650.18	178.69	
φ 600 × 9	CASE1 (地震時)	-3.00	①	162.12	135.81	0.70
			②	343.20	135.81	
	CASE2 (波浪時)	-3.00	①	(-) 474.29	225.62	1.17
			②	(-) 775.12	225.62	
		-2.50	①	(-) 408.77	183.43	0.83
			②	(-) 653.34	183.43	
φ 500 × 12	CASE1 (地震時)	-3.00	①	162.01	135.98	0.88
			②	343.31	135.98	
	CASE2 (波浪時)	-3.00	①	(-) 474.10	225.90	1.47
			②	(-) 775.31	225.90	
		-2.50	①	(-) 408.67	183.57	1.03
			②	(-) 653.44	183.57	
φ 700 × 9	CASE1 (地震時)	-3.00	①	160.44	138.33	0.50
			②	344.88	138.33	
	CASE2 (波浪時)	-3.00	①	(-) 471.50	229.81	0.83
			②	(-) 777.91	229.81	
		-2.50	①	(-) 406.22	187.25	0.60
			②	(-) 655.89	187.25	

※軸力の値のうち (-) は引抜力を示す

(7) 杭の応力度照査

(i) 杭の許容応力

使用材質 SKK400

- ・許容曲げ圧縮応力度

$$\sigma_{ba} = 140 \text{ N/mm}^2$$

- ・許容軸方向引張応力度

$$\sigma_{ta} = 140 \text{ N/mm}^2$$

- ・許容軸方向圧縮応力度

軸方向圧縮力を伴う場合の許容応力度は部材(杭)の座屈の影響を考慮し、次式以下による。

$$\frac{L}{r} < 18 \text{ の場合} \quad \sigma_{ca} = 140 \text{ N/mm}^2$$

$$18 < \frac{L}{r} \leq 92 \text{ の場合} \quad \sigma_{ca} = 140 - 0.82 \cdot \left(\frac{L}{r} - 18 \right)$$

$$\frac{L}{r} > 92 \text{ の場合} \quad \sigma_{ca} = \frac{1200000}{6700 + \left(\frac{L}{r} \right)^2}$$

なお、上記の許容応力度に対し異常時(地震時)は5割増しとする。

ここで、部材の有効座屈長(L)は、固定点を海底面下 $1/\beta$ に仮想し次式で計算する。

$$L = h + \frac{1}{\beta}$$

h : 地上突出長 (cm)

β : 特性値 (m^{-1})

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_n \cdot B}{4 E I}}$$

L : 有効座屈長 (cm)

r : 部材総断面の断面二次半径 (cm)

座屈長と許容軸方向圧縮応力度を次表に表す。

杭サイズ	I (cm ⁴)	r (cm)	h (m)	k _h (N/cm ³)	β (m ⁻¹)	L (m)
φ500×9	418×10 ²	17.35	3.90	37.5	0.487	5.95
φ600×9	728×10 ²	20.90	3.90	37.5	0.443	6.16
φ500×12	548×10 ²	17.26	3.90	37.5	0.455	6.10
φ700×9	116×10 ³	24.47	3.90	37.5	0.409	6.34

杭サイズ	L (mm)	r (mm)	L/r	σ _{sa} (N/mm ²)	
				常時	異常時
φ500×9	5950	173.5	34.29	127	191
φ600×9	6160	209	29.47	131	197
φ500×12	6100	172.6	35.34	126	189
φ700×9	6340	244.7	25.91	134	201

(ii) 杭の応力

次式により応力度照査を行う。

$$\sigma_c, \sigma_t = \frac{N}{A}, \quad \sigma_{bc}, \sigma_{bt} = \frac{M}{Z}$$

- ・軸方向力が引張の場合

$$\sigma_t + \sigma_{bt} \leq \sigma_{ta} \quad \text{かつ} \quad -\sigma_t + \sigma_{bc} \leq \sigma_{ba}$$

- ・軸方向力が圧縮の場合

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_{ca}} + \frac{\sigma_{bc}}{\sigma_{ba}} \leq 1.0$$

σ_t : 作用軸力による軸方向引張応力度 (N/mm²)

σ_c : 作用軸力による軸方向圧縮応力度 (N/mm²)

σ_{bt} : 作用曲げモーメントによる最大引張応力度 (N/mm²)

σ_{bc} : 作用曲げモーメントによる最大圧縮応力度 (N/mm²)

σ_{ta} : 許容引張応力度 (N/mm²)

σ_{ca} : 許容軸方向圧縮応力度 (N/mm²)

σ_{ba} : 許容曲げ圧縮応力度 (N/mm²)

応力度照査の結果を次表にまとめる

杭サイズ	照査ケース	水深 (m)	杭 番号	軸力 (kN)	曲げモーメント (kN・m)			断面積 (cm ²)	断面係数 (cm ³)	発生曲げ 応力度 (N/mm ²)	許容曲げ 応力度 (N/mm ²)	発生軸 応力度 (N/mm ²)	許容軸 応力度 (N/mm ²)	応力 度比	判定
					My	Mz	Meq								
φ500×9	CASE1 (地震時)	-3.00	①	164.22	0.00	132.66	132.66	138.8	1670	79	210	12	191	0.44	OK
			②	341.10	0.00	132.66	132.66	138.8	1670	79	210	25	191	0.51	OK
	CASE2 (波浪時)	-3.00	①	-477.78	0.00	220.38	220.38	138.8	1670	132	140	34	140	1.19	NG
			②	-771.63	0.00	220.38	220.38	138.8	1670	132	140	56	140	1.34	NG
		-2.50	①	-411.93	0.00	178.69	178.69	138.8	1670	107	140	30	140	0.98	OK
			②	-650.18	0.00	178.69	178.69	138.8	1670	107	140	47	140	1.10	NG
φ600×9	CASE1 (地震時)	-3.00	①	162.12	0.00	135.81	135.81	167.1	2430	56	210	10	197	0.32	OK
			②	343.20	0.00	135.81	135.81	167.1	2430	56	210	21	197	0.37	OK
	CASE2 (波浪時)	-3.00	①	-474.29	0.00	225.62	225.62	167.1	2430	93	140	28	140	0.86	OK
			②	-775.12	0.00	225.62	225.62	167.1	2430	93	140	46	140	0.99	OK
		-2.50	①	-408.77	0.00	183.43	183.43	167.1	2430	75	140	24	140	0.71	OK
			②	-653.34	0.00	183.43	183.43	167.1	2430	75	140	39	140	0.81	OK
φ500×12	CASE1 (地震時)	-3.00	①	162.01	0.00	135.98	135.98	184.0	2190	62	210	9	189	0.34	OK
			②	343.31	0.00	135.98	135.98	184.0	2190	62	210	19	189	0.40	OK
	CASE2 (波浪時)	-3.00	①	-474.10	0.00	225.90	225.90	184.0	2190	103	140	26	140	0.92	OK
			②	-775.31	0.00	225.90	225.90	184.0	2190	103	140	42	140	1.04	NG
		-2.50	①	-408.67	0.00	183.57	183.57	184.0	2190	84	140	22	140	0.76	OK
			②	-653.44	0.00	183.57	183.57	184.0	2190	84	140	36	140	0.86	OK
φ700×9	CASE1 (地震時)	-3.00	①	160.44	0.00	138.33	138.33	195.4	3330	42	210	8	201	0.24	OK
			②	344.88	0.00	138.33	138.33	195.4	3330	42	210	18	201	0.29	OK
	CASE2 (波浪時)	-3.00	①	-471.50	0.00	229.81	229.81	195.4	3330	69	140	24	140	0.66	OK
			②	-777.91	0.00	229.81	229.81	195.4	3330	69	140	40	140	0.78	OK
		-2.50	①	-406.22	0.00	187.25	187.25	195.4	3330	56	140	21	140	0.55	OK
			②	-655.89	0.00	187.25	187.25	195.4	3330	56	140	34	140	0.64	OK

(iii) 計算結果

前項の応力度照査の結果より、f 600×9 及び f 700×9 が選択可能である。しかしながら、腐食を考慮していない断面の検討であるため、次項において、防食工の必要性に関する検討を行い、断面の決定を行う。

(8) 電気防食工の検討

連絡橋に用いる鋼管杭の断面は杭頭部の断面力によってそのサイズが決定される。ここで杭頭部付近は防食ライニングが施工されているので鋼管杭は腐食を考慮しない断面性能で応力度照査を行っている。

しかし、防食ライニング以下の鋼管杭は電気防食を施工しない場合、それぞれの位置の腐食環境に応じて腐食し減厚することになる。

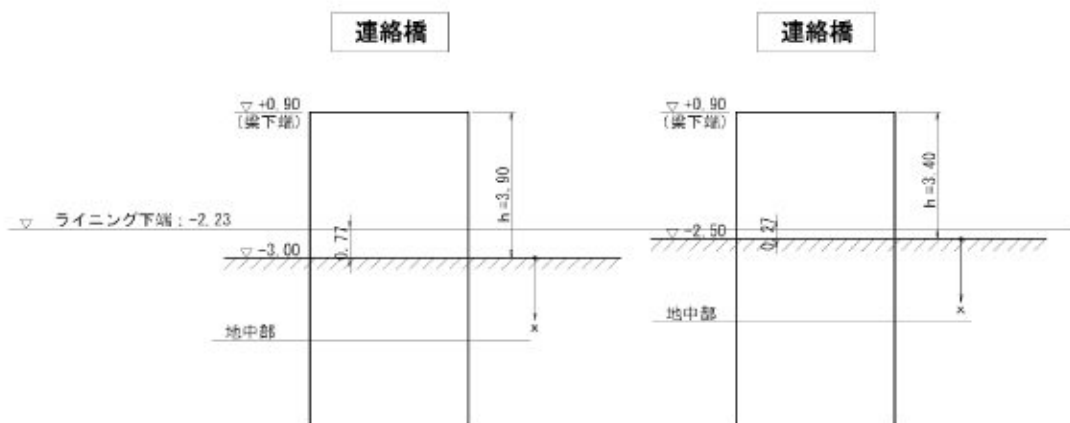
連絡橋の設計においても、栈橋の設計同様に各照査位置の断面力を算定し、各位置での腐食量を考慮した鋼管杭の断面性能を用いて応力度照査を行い、電気防食施工の有無の判定を行うこととした。

「(7)杭の応力度照査」の項より、鋼管杭は腐食を考慮しない状態で、f 700×9 及び f 600×9 の鋼管杭が許容応力度を満足する。本項においては、断面力が最大となる波圧作用時の、腐食後の断面について検討を行い、最適な鋼管杭を決定する。

(i) 照査位置と鋼管杭の断面性能

・照査位置

照査位置は下図に示す3位置(ライニング下端、海底面、地中部)とする。



・ライニング下端位置(-1.23 m)

・海底面(-3.00 m, -2.50m)

・地中部

・腐食量

鋼管杭の腐食速度は下表を参考に決めた。(漁港基準 P.166 参照)

表 3-2-8 鋼材の平均腐食速度 (片面)

腐食環境		腐食速度 (mm/年)
海側	H.W.L.以上	0.3
	H.W.L.~L.W.L.-1.0m	0.1~0.3
	L.W.L.-1.0m~水深20m	0.1~0.2
	水深20~50m	0.06
	水深50m以深	0.045
	海底泥層中	0.03
陸側	陸上大気中	0.1
	土中 (残留水位上)	0.03
	土中 (残留水位下)	0.02

(注) 防食期間は、30年を標準とする。

上表より、各位置での平均腐食速度は下記のとおり。

- ・ライニング下端位置 0.20 mm/年(※)
- ・海底面 0.10mm/年
- ・地中部 0.03mm/年

※既設栈橋の現況より、最大値を採る。

耐用年数を 30 年間とした場合の腐食量は下記のとおり。

- ・ライニング下端位置
 $t_c = 0.20\text{mm/年} \times 30\text{年} = 6.0\text{ mm}$ (表面)
- ・海底面
 $t_c = 0.10\text{mm/年} \times 30\text{年} = 3.0\text{ mm}$ (表面)
- ・地中部
 $t_c = 0.03\text{mm/年} \times 30\text{年} = 0.9\text{ mm}$ (表面)

・鋼管杭の断面性能

使用鋼管杭 f600×9 (SKK400)

f700×9 (SKK400)

杭サイズ	腐食量 t_c (mm)	肉厚 t (mm)	外径 D (mm)	内径 d (mm)	断面積 A (cm ²)	断面係数 Z (cm ³)	断面二次モーメント I (cm ⁴)
φ600×9	0.0	9.0	600.0	582.0	167.1	243×10	730×10 ²
	0.9	8.1	598.2	582.0	150.2	219×10	654×10 ²
	3.0	6.0	594.0	582.0	110.8	161×10	479×10 ²
	6.0	3.0	588.0	582.0	55.1	55×10	236×10 ²
φ700×9	0.0	9.0	700.0	682.0	195.4	333×10	117×10 ³
	0.9	8.1	698.2	682.0	175.6	296×10	105×10 ³
	3.0	6.0	694.0	682.0	129.7	221×10	767×10 ²
	6.0	3.0	688.0	682.0	64.6	80×10	236×10 ²

(ii) 各位置での曲げモーメント

(a) 防食ライニング下端点(-2.23m 位置)

$$M_i = \frac{1}{2} H_i \left\{ \left(\frac{1}{\beta} - h \right) + 2x \right\}$$

$$\frac{1}{\beta} = \frac{1}{0.409} = 2.44 \text{ m (}\phi 700 \times 9\text{)}, \quad \frac{1}{\beta} = \frac{1}{0.443} = 2.26 \text{ m (}\phi 600 \times 9\text{)}$$

$$H_i = \frac{H_o}{n} : \text{分担水平力}$$

h : 地上突出長

x : ライニング下端～地盤高さ

(b) 海底面(-3.0m 位置、-2.5m 位置)

$$M_s = -\frac{1}{2} H_i \left(h - \frac{1}{\beta} \right)$$

(c) 地中部最大曲げモーメント

$$M_m = -H_i \cdot h \cdot \psi_m(\beta h)$$

$$\psi_m(\beta h) = \frac{\sqrt{1 + (\beta h)^2}}{2\beta h} \exp\left[-\tan^{-1} \frac{1}{\beta h}\right]$$

$$l_{mi} = \frac{1}{\beta} \tan^{-1} \frac{1}{\beta h} \quad (\text{地中部最大曲げモーメントの生ずる深さ})$$

(d) 計算結果

	-3.0m		-2.5m	
	$\phi 700 \times 9$	$\phi 600 \times 9$	$\phi 700 \times 9$	$\phi 600 \times 9$
β (m^{-1})	0.409	0.443	0.409	0.443
$1/\beta$ (m)	2.44	2.26	2.44	2.26
H_i (kN)	75.56	75.56	66.92	66.92
h (m)	3.90		3.40	
x (m)	0.77		0.27	
βh	1.595	1.728	1.391	1.506
$\psi_m(\beta h)$	0.337	0.342	0.330	0.334
M_i (kN·m)	3.02	-3.78	-14.05	-20.08
M_s (kN·m)	55.16	61.96	32.12	38.14
M_m (kN·m)	99.31	100.78	75.08	75.99
l_m (m)	1.37	1.19	1.52	1.32

(iii) 各位置での断面力

水深(m)	種類	照査位置	標高(m)	杭 No.	N (kN)	M (kN・m)
-3.00	φ600×9	杭頭部	+0.90	①	-474.29	225.62
				②	-775.12	225.62
		ライニング下端	-2.23	①	-474.29	-3.78
				②	-775.12	-3.78
		海底面	-3.00	①	-474.29	61.96
				②	-775.12	61.96
	地中部	-4.19	①	-474.29	100.78	
			②	-775.12	100.78	
	φ700×9	杭頭部	+0.90	①	-471.50	229.81
				②	-777.91	229.81
		ライニング下端	-2.23	①	-471.50	3.02
				②	-777.91	3.02
海底面		-3.00	①	-471.50	55.16	
			②	-777.91	55.16	
地中部	-4.37	①	-471.50	99.31		
		②	-777.91	99.31		
-2.50	φ600×9	杭頭部	+0.90	①	-408.77	183.43
				②	-653.34	183.43
		ライニング下端	-2.23	①	-408.77	-20.08
				②	-653.34	-20.08
		海底面	-3.00	①	-408.77	38.14
				②	-653.34	38.14
	地中部	-4.32	①	-408.77	75.99	
			②	-653.34	75.99	
	φ700×9	杭頭部	+0.90	①	-406.22	187.25
				②	-655.89	187.25
		ライニング下端	-2.23	①	-406.22	-14.05
				②	-655.89	-14.05
海底面		-3.00	①	-406.22	32.12	
			②	-655.89	32.12	
地中部	-4.52	①	-406.22	75.08		
		②	-655.89	75.08		

(iv) 各位置での応力度の照査

水深-3.0m

杭種別	照査位置	杭番号	軸力 (kN)	曲げモーメント (kN・m)			断面積 (cm ²)	断面係数 (cm ³)	発生曲げ応力度 (N/mm ²)	許容曲げ応力度 (N/mm ²)	発生軸応力度 (N/mm ²)	許容応力度の割増し係数		判定
				My	Mz	Meq						許容軸応力度 (N/mm ²)	応力度比	
φ600×9	杭頭	①	-474.29	0.00	225.62	225.62	167.1	2430	93	140	28	140	0.86	OK
		②	-775.12	0.00	225.62	225.62	167.1	2430	93	140	46	140	0.99	OK
	ライニング下端	①	-474.29	0.00	-3.78	3.78	55.1	802	5	140	86	140	0.65	OK
		②	-775.12	0.00	-3.78	3.78	55.1	802	5	140	141	140	1.04	NG
	海底地盤	①	-474.29	0.00	61.96	61.96	110.8	1610	38	140	43	140	0.58	OK
		②	-775.12	0.00	61.96	61.96	110.8	1610	38	140	70	140	0.77	OK
地中部	①	-474.29	0.00	100.78	100.78	150.2	2190	46	140	32	140	0.56	OK	
	②	-775.12	0.00	100.78	100.78	150.2	2190	46	140	52	140	0.70	OK	
φ700×9	杭頭	①	-471.50	0.00	229.81	229.81	195.4	3330	69	140	24	140	0.66	OK
		②	-777.91	0.00	229.81	229.81	195.4	3330	69	140	40	140	0.78	OK
	ライニング下端	①	-471.50	0.00	3.02	3.02	64.6	1100	3	140	73	140	0.54	OK
		②	-777.91	0.00	3.02	3.02	64.6	1100	3	140	120	140	0.88	OK
	海底地盤	①	-471.50	0.00	55.16	55.16	129.7	2210	25	140	36	140	0.44	OK
		②	-777.91	0.00	55.16	55.16	129.7	2210	25	140	60	140	0.61	OK
	地中部	①	-471.50	0.00	99.31	99.31	175.6	2990	33	140	27	140	0.43	OK
		②	-777.91	0.00	99.31	99.31	175.6	2990	33	140	44	140	0.55	OK

水深-2.5m

杭種別	照査位置	杭番号	軸力 (kN)	曲げモーメント (kN・m)			断面積 (cm ²)	断面係数 (cm ³)	発生曲げ応力度 (N/mm ²)	許容曲げ応力度 (N/mm ²)	発生軸応力度 (N/mm ²)	許容応力度の割増し係数		判定
				My	Mz	Meq						許容軸応力度 (N/mm ²)	応力度比	
φ600×9	杭頭	①	-408.77	0.00	183.43	183.43	167.1	2430	75	140	24	140	0.71	OK
		②	-653.34	0.00	183.43	183.43	167.1	2430	75	140	39	140	0.81	OK
	ライニング下端	①	-408.77	0.00	-20.08	20.08	55.1	802	25	140	74	140	0.71	OK
		②	-653.34	0.00	-20.08	20.08	55.1	802	25	140	119	140	1.03	NG
	海底面	①	-408.77	0.00	38.14	38.14	110.8	1610	24	140	37	140	0.44	OK
		②	-653.34	0.00	38.14	38.14	110.8	1610	24	140	59	140	0.59	OK
地中部	①	-408.77	0.00	75.99	75.99	150.2	2190	35	140	27	140	0.44	OK	
	②	-653.34	0.00	75.99	75.99	150.2	2190	35	140	43	140	0.56	OK	
φ700×9	杭頭	①	-406.22	0.00	187.25	187.25	195.4	3330	56	140	21	140	0.55	OK
		②	-655.89	0.00	187.25	187.25	195.4	3330	56	140	34	140	0.64	OK
	ライニング下端	①	-406.22	0.00	-14.05	14.05	64.6	1100	13	140	63	140	0.54	OK
		②	-655.89	0.00	-14.05	14.05	64.6	1100	13	140	102	140	0.82	OK
	海底面	①	-406.22	0.00	32.12	32.12	129.7	2210	15	140	31	140	0.33	OK
		②	-655.89	0.00	32.12	32.12	129.7	2210	15	140	51	140	0.47	OK
	地中部	①	-406.22	0.00	75.08	75.08	175.6	2990	25	140	23	140	0.34	OK
		②	-655.89	0.00	75.08	75.08	175.6	2990	25	140	37	140	0.44	OK

(v) 計算結果

波圧作用時について、腐食を考慮した各位置での応力度を照査した結果を下記に示す。
 下表は、水深と鋼管杭種別ごとにまとめたものである。

使用鋼管杭		φ700×9		φ600×9	
検討水深		-3.0m	-2.5m	-3.0m	-2.5m
照 査 位 置	杭 頭 部	○	○	○	○
	ライニング下端	○	○	×	×
	海 底 面	○	○	○	○
	地 中 部	○	○	○	○
判 定		○	○	×	×

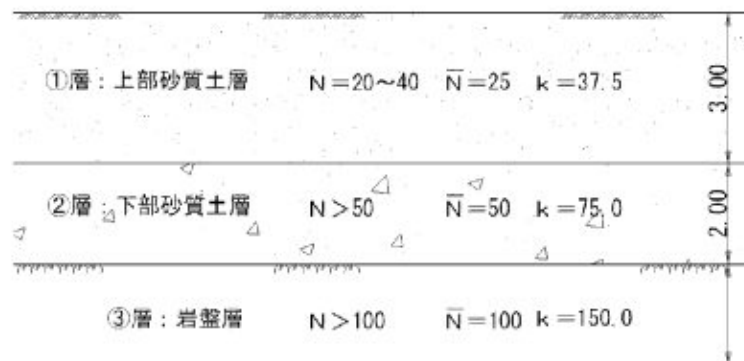
上表により、両検討水深ともに φ700×9(SKK400)が応力度照査からの採用杭として選定される結果を得た。電気防食の施工は必要としない。

(9) 支持力の照査

これまでの項において、波圧作用時には二通りの設計水深(-3.00m, -2.50m)を設定して検討してきたが、本項においては波高の大きい水深-3.00m を検討する。

(i) 鋼管杭に作用する軸力

成層状況は、概ね下図のとおりである。



構造解析の結果より、押込力、引抜力の最大値は次のとおりである。

地震時 N=344.88 kN(押込力)
 波圧作用時 N=777.91 kN(引抜力)

(ii) 横抵抗に対する根入長

杭の横抵抗に対する根入長は次式を満足するものとする。

$$L \geq \frac{2.5}{\beta} \quad f 700 \times 9 (I = 116 \times 10^3 \text{ cm}^4)$$

複合地盤として、 $\sum \beta_i L_i \geq 2.5$ を満足する深さを確保する。

(a) 各層の特性値 β

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_h \cdot B}{4 E I}} \quad \text{m}^{-1}$$

$$\beta_1 = \sqrt[4]{\frac{37.5 \times 70}{4 \times 2.0 \times 10^7 \times 116 \times 10^3}} \times 10^2 = 0.409 \text{ m}^{-1}$$

$$\beta_2 = \sqrt[4]{\frac{75.0 \times 70}{4 \times 2.0 \times 10^7 \times 116 \times 10^3}} \times 10^2 = 0.487 \text{ m}^{-1}$$

$$\beta_3 = \sqrt[4]{\frac{150.0 \times 70}{4 \times 2.0 \times 10^7 \times 116 \times 10^3}} \times 10^2 = 0.579 \text{ m}^{-1}$$

(b) 根入長 L

$$l_1 = 3.00 \text{ m}, \quad l_2 = 2.00 \text{ m}$$

上記のとおり①層、②層への根入長より、③層への根入長を算出する。

$$\begin{aligned} l_3 &= \frac{2.5 - (\beta_1 l_1 + \beta_2 l_2)}{\beta_3} \\ &= \frac{2.5 - (0.409 \times 3.0 + 0.487 \times 2.0)}{0.579} \\ &= 0.52 \text{ m} \end{aligned}$$

よって、根入長は以下のとおりである。

$$\begin{aligned} L &= l_1 + l_2 + l_3 \\ &= 3.00 + 2.00 + 0.52 = 5.52 \text{ m} \end{aligned}$$

(iii) 支持力に対する根入長

(a) 押込力に対する照査

押込力の最大値は地震時に発生する。

$$N = 344.88 \text{ kN (地震時)}$$

杭の軸方向支持力は以下の式により求める。(「漁港・漁場の施設の設計の手引」)

2003 年版 P.207)

$$R_u = 300NA_p + 2\bar{N}A_s(\text{※})$$

ここに、

R_u : 杭の軸方向の極限支持力(kN)

N : 杭の先端における地盤の N 値

A_p : 杭の先端面積(m²)

\bar{N} : 杭の周面摩擦抵抗を考慮できる根入長に対する平均 N 値

A_s : 杭の周面摩擦抵抗を考慮できる根入れ部分の杭周表面積(m²)

※基礎地盤の第一層を $N=25$ とすると、先端支持力だけでも安全率 を確保できることから、極限支持力を下記のように算定した。

$$\begin{aligned} R_u &= 300NA_p \\ &= 300 \times 25 \times \frac{\pi \times 0.70^2}{4} = 2886.34(\text{kN}) \end{aligned}$$

・安全率(地震時の押込力(支持杭)に対して)

$$F = \frac{R_u}{N} = \frac{2886.34}{344.88} = 8.37 > 1.5 \quad \therefore \text{OK}$$

(b) 引抜力に対する照査

引抜力の最大値は波圧作用時に発生する。

$N = 777.91$ kN(波圧作用時)

この引抜力に対し、③層に 2.00m 根入れした場合の許容引抜力を算出する。鋼管杭自重及び鋼管杭内土重は引抜抵抗力として期待できるので、引抜力から下記の値を差し引くこととする。

・鋼管杭自重

$$W_1 = 153 \times 9.81 \times 11.60 \times \frac{77.20 - 10.10}{77.20} = 15.13 \text{ kN}$$

・鋼管杭内土重

$$W_2 = 10.00 \times \frac{\pi}{4} \times 0.682^2 \times 11.60 = 42.38 \text{ kN}$$

$$\therefore W = W_1 + W_2 = 15.13 + 42.38 = 57.51 \text{ kN}$$

$$\therefore N_0 = N - W = 777.91 - 57.51 = 720.40 \text{ kN}$$

また、最大引抜き及び許容引抜きは次のとおり。

$$R_{u2} = R_{u21} + R_{u21} + R_{u21} + \dots + R_{u2n}$$

$$R_{u21} = 2 \times 25 \times 0.7p \times 3.0$$

$$= 329.87 \text{ kN}$$

$$R_{u22} = 2 \times 50 \times 0.7p \times 2.0$$

$$= 439.82 \text{ kN}$$

$$R_{u23} = 520 \times 0.7p \times 2.0$$

$$= 2287.08 \text{ kN}$$

$$\therefore R_{u2} = 329.87 + 439.82 + 2287.08 = 3056.77$$

・安全率(常時の引抜きに対して)

$$F = \frac{R_u}{N} = \frac{3056.77}{720.40} = 4.24 > 3.0 \quad \therefore \text{OK}$$

(iv) 支持力の照査結果

「(ii)横抵抗に対する根入長」, 「(iii)支持力に対する根入長」より求められた③層への根入長は以下のとおりである。

③層への根入れ長 2.00m
