

---

平成29年道路橋示方書に基づく  
ケーソン基礎の設計計算例

令和元年7月

日本圧気技術協会  
JAPAN PNEUMATIC TECHNOLOGY ASSOCIATION

---



---

---

平成29年道路橋示方書に基づく  
ケーソン基礎の設計計算例

目次

	Page
1. 設計条件 -----	1
1.1 基本条件 -----	2
1.2 地盤条件 -----	5
1.3 荷重条件 -----	6
1.4 ケーソン基礎の地盤抵抗特性 -----	10
2. 安定に関する照査-----	17
3. 部材等の強度に関する照査-----	20
3.1 耐久性能及び耐荷性能の照査項目 -----	21
3.2 側壁水平方向の照査 -----	23
3.3 側壁鉛直方向の照査 -----	32
3.4 頂版の照査 -----	38
3.5 作業室天井スラブの照査 -----	45
4. 偶発作用支配状況（レベル2地震動を考慮する設計状況）に おける設計-----	52
4.1 基礎の降伏の照査 -----	53
4.2 側壁水平方向の照査 -----	57
4.3 側壁鉛直方向の照査 -----	60
4.4 頂版の照査 -----	62
4.5 作業室天井スラブの照査 -----	67
5. 施工時の設計-----	70
5.1 施工時部材照査項目 -----	71
5.2 側壁水平方向の照査 -----	71
5.3 作業室天井スラブの照査 -----	76
5.4 刃口の照査 -----	81



---

## 1. 設計条件

ニューマチックケーソン基礎の設計計算例

1. 設計条件

1.1 基本条件

(1) 上部構造

形 式：鋼3径間連続非合成I桁橋

(2) 下部構造 (図- 1.1.1)

形 式：張出式RC橋脚

基礎形式：ニューマチックケーソン基礎

使用材料：表- 1.1.1 のとおり

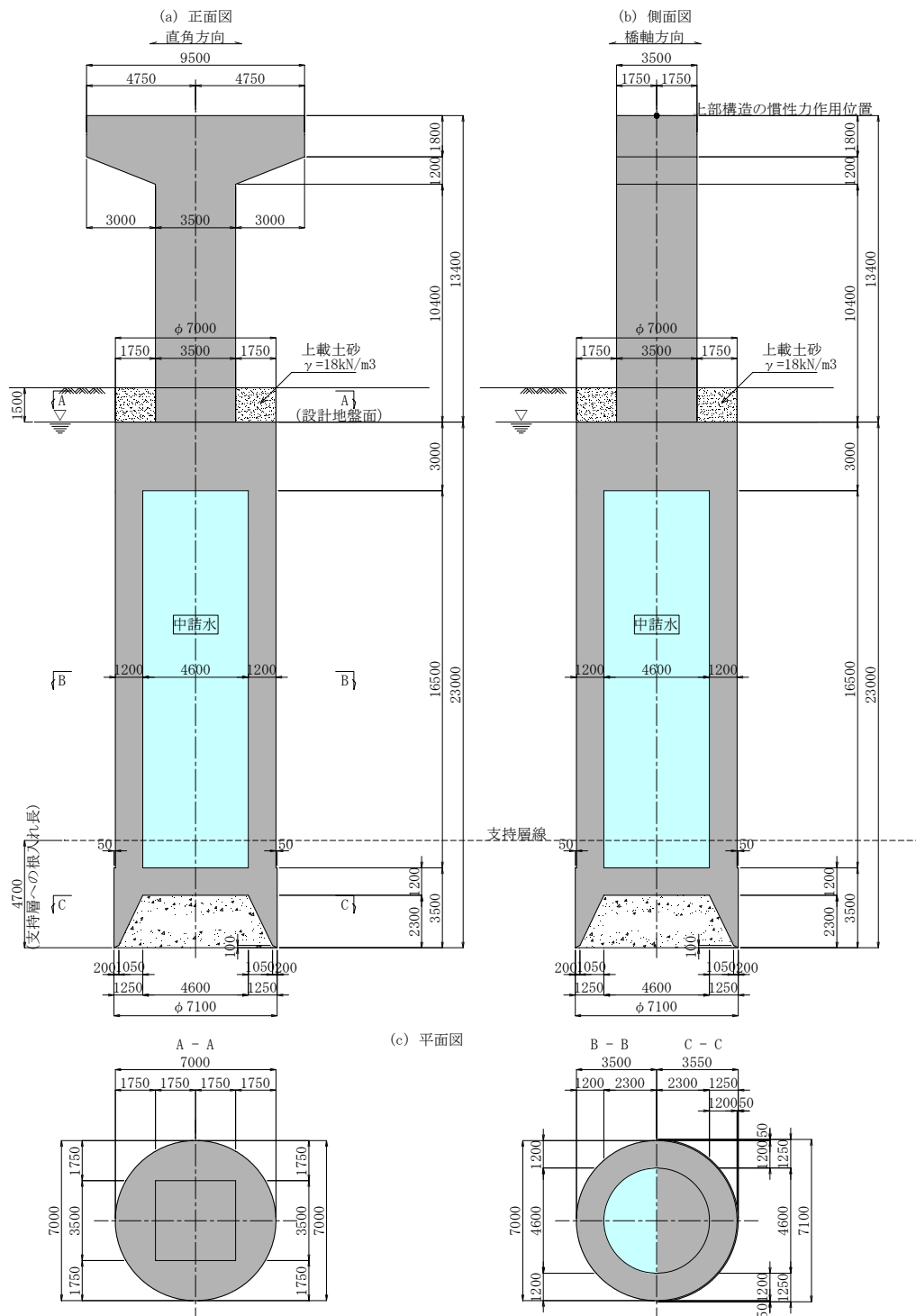


図- 1.1.1 下部構造の形状

表- 1.1.1 使用材料及び材料強度の特性値

	コンクリート 設計基準強度	鉄筋の種類及び 降伏強度の特性値
橋脚	$\sigma_{ck} = 24\text{N/mm}^2$	SD345 $\sigma_{sy} = 345\text{N/mm}^2$
ケーソン基礎	$\sigma_{ck} = 24\text{N/mm}^2$	

Ⅲ編4.1.3  
Ⅳ編5.2.6  
Ⅲ編4.1.2

(3) 橋の重要度の区分

耐震設計上の橋の重要度の区分：B種の橋

I編1.4  
V編2.1(2)

(4) 設計供用期間

本設計計算例では100年とする。

I編1.5

(5) 橋の耐荷性能の設定

耐震設計上の橋の重要度が、B種の橋であるため、橋の耐荷性能2を満足させる。

I編2.3(2)

(6) 橋の耐荷性能の照査

橋の耐荷性能2を満足させるために、永続作用支配状況及び変動作用支配状況において、その状態が橋の限界状態1及び3を超えないことを照査する。また偶発作用支配状況（レベル2地震動を考慮する設計状況）において、橋の限界状態2及び限界状態3を超えないことを照査する。

I編5.1  
I編5.2

橋脚ケーソン基礎の設計計算の流れを図-1.1.2に示す。

(7) その他の条件

1) 材料の単位体積重量

鉄筋コンクリート :  $\gamma_c = 24.5 \text{ kN/m}^3$   
 コンクリート :  $\gamma_c = 23.0 \text{ kN/m}^3$   
 土砂の上載荷重 :  $\gamma_s = 18.0 \text{ kN/m}^3$   
 水 :  $\gamma_w = 10.0 \text{ kN/m}^3$

I編8.1

2) コンタクトグラウトの使用

コンタクトグラウトを施す。

【補足】

周面地盤の強度回復やケーソン基礎と周面地盤との密着性確保のために、沈下完了後、地盤とケーソン基礎壁面間の空隙に地盤と同等以上の強度を有するセメントペーストやセメントベントナイト等の充てん材を注入するコンタクトグラウトを行う必要がある。

Ⅳ編15.9.6

充てん材は地盤条件、施工性等を考慮して配合を決定する必要があるが、一般的には、強度が $3\text{N/mm}^2$ となるようにしている。なお、ケーソン基礎本体のコンクリートよりも強度の高い硬岩等がケーソン基礎の周面にある場合には、充てん材はケーソン基礎本体と同等以上の強度となるよう配合を定める必要がある。

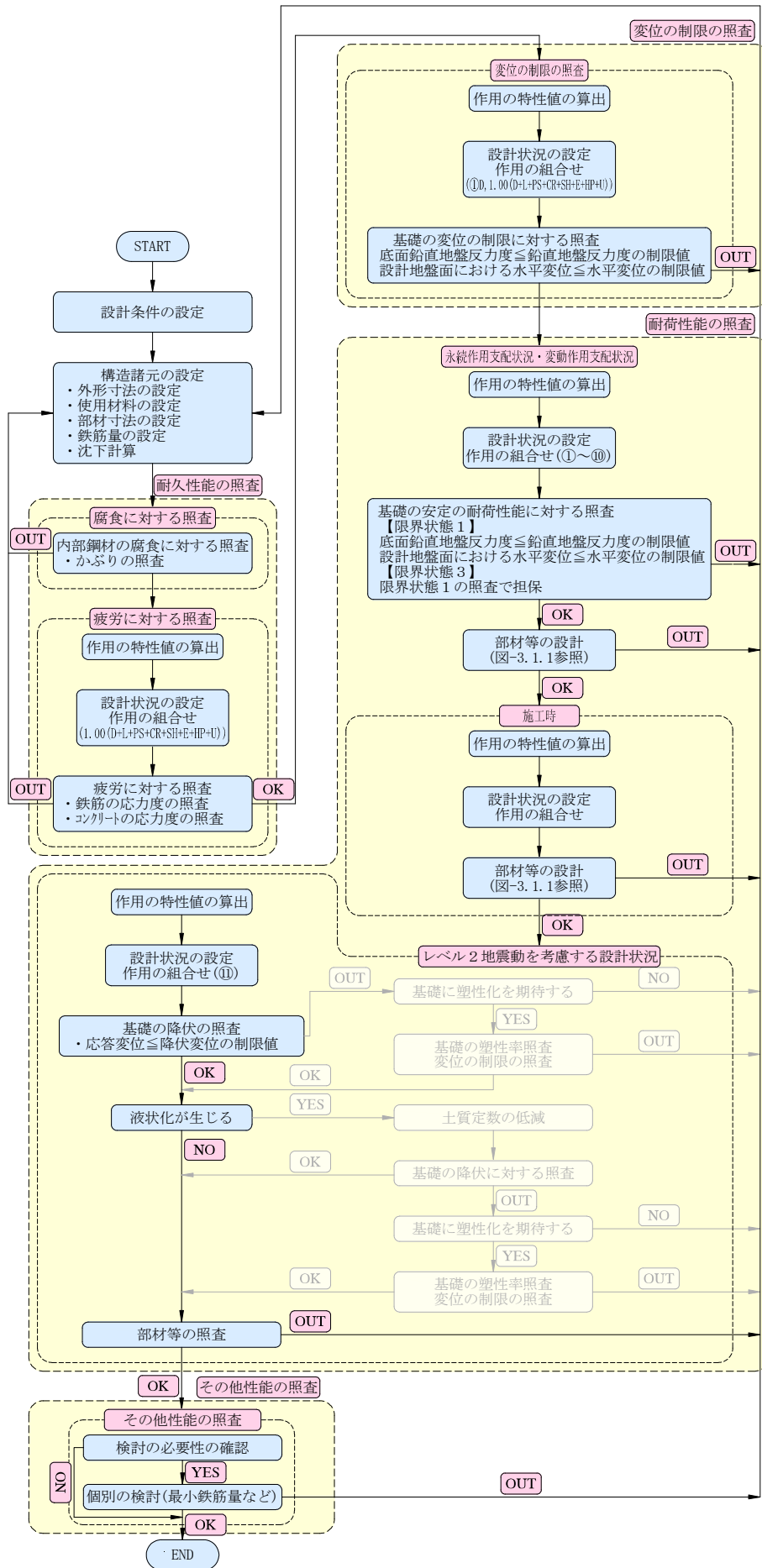
3) フリクションカット

フリクションカットを設ける。本計算例では、 $t=50\text{mm}$ とする。

【補足】

ニューマチックケーソンを安全かつ確実に支持地盤まで沈下させるために、地盤とケーソン基礎壁面間の摩擦力を減少させる方法がある。摩擦抵抗低減の方法として、最も一般的なものは、1リフトと2リフトの境界に設けるフリクションカットである。その寸法は、地盤にもよるが、フリクションカットは施工条件に応じて0~100mm程度である。

Ⅳ編15.9.6



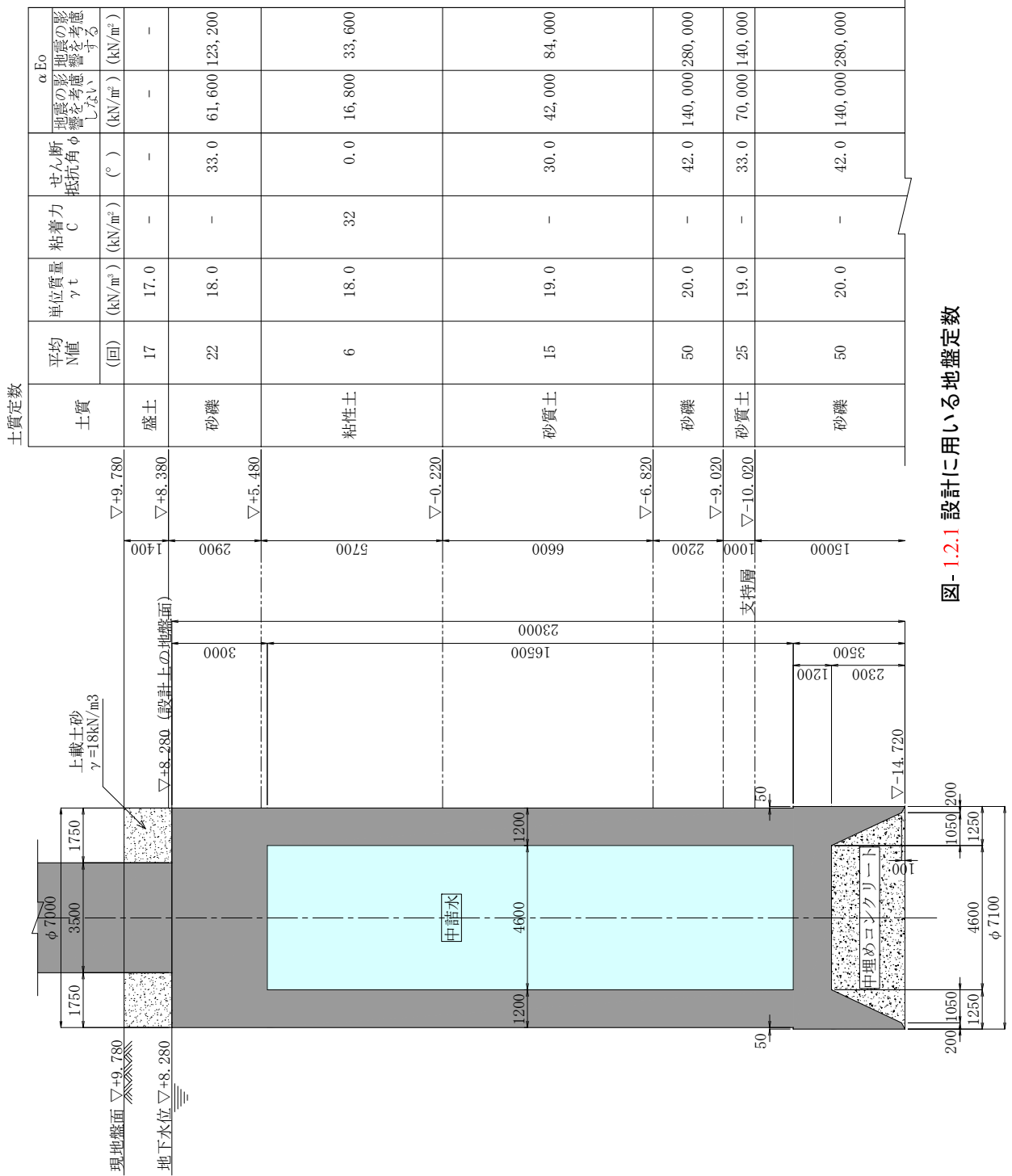
\*本設計例は網掛け範囲を示す。

図- 1.1.2 橋脚ケーソン基礎の設計計算の流れ



1.2 地盤条件

設計に用いる地盤定数を図-1.2.1 に示す。



## 1.3 荷重条件

## (1) 上部構造及び下部構造からの荷重

本設計計算例では、橋軸方向の計算のみを示す。  
 ケーソン基礎の設計で考慮する荷重又は影響は表- 1.3.1 に示すとおりである。  
 計算に用いる作用の組合せに考慮する荷重又は影響は○印である。

表- 1.3.1 荷重または影響

荷重又は影響	橋軸方向	橋軸直角方向	備考
1) 死荷重 (D)	○	—	—
2) 活荷重 (L)	○	—	—
3) 衝撃の影響 (I)	—	—	※1
4) プレストレス力 (PS)	—	—	※2
5) コンクリートのクリープの影響 (CR)	—	—	※2
6) コンクリートの乾燥収縮の影響 (SH)	—	—	※2
7) 土圧 (E)	○	—	—
8) 水圧 (HP)	○	—	—
9) 浮力又は揚圧力 (U)	○	—	—
10) 温度変化の影響 (TH)	○	—	—
11) 温度差の影響 (TF)	—	—	※3
12) 雪荷重 (SW)	—	—	※4
13) 地盤変動の影響 (GD)	—	—	※5
14) 支点移動の影響 (SD)	—	—	※5
15) 遠心荷重 (CF)	—	—	※6
16) 制動荷重 (BK)	—	—	※6
17) 橋桁に作用する風荷重 (WS)	—	—	—
18) 活荷重に対する風荷重 (WL)	—	—	—
19) 波圧 (WP)	—	—	※7
20) 地震の影響 (EQ)	○	—	—
21) 衝突荷重 (CO)	—	—	※8
22) その他	—	—	※9

ここに、

- : 設計で考慮する荷重または影響
- ※1 : 基礎の設計には考慮しない。
- ※2 : 鋼橋のため考慮しない。
- ※3 : 本設計計算例では、省略する。
- ※4 : 積雪地域でないため考慮しない。
- ※5 : 圧密沈下等の影響がないことが確認された場合の設計計算例を示すこととし、考慮しない。
- ※6 : 本橋は、直橋であることや橋面に軌道の設置がないことから考慮しない。
- ※7 : 海上部に位置していないため考慮しない。
- ※8 : 橋脚の周辺に車両用防護柵を設置するため考慮しない。
- ※9 : 作用しない。

1) 鉛直荷重

作用の特性値に基づく上部構造から下部構造に作用する鉛直荷重を表- 1.3.2 に示す。基礎の設計では上部構造に対する衝撃の影響は考慮しないため、活荷重は衝撃の影響を含まない値としている。

表- 1.3.2 上部構造からの鉛直荷重

作用		鉛直力 V (kN)
死荷重	$R_D$ (kN)	21,900
活荷重	$R_L$ (kN)	5,650

I 編8.1

I 編8.2

2) 水平荷重及び地震の影響

作用の特性値に基づく上部構造から下部構造に作用する水平荷重及び地震の影響を表- 1.3.3 に示す。

地域区分はA2地域（地域別補正係数 $c_z=1.00$ ,  $c_{Iz}=1.00$ ,  $c_{IIz}=1.00$ ），耐震設計上の地盤種別はII種地盤とする。

なお、本書では、水平荷重及び地震の影響の算出過程の記述は省略する。

V 編3.4

V 編3.6

表- 1.3.3 上部構造からの水平荷重及び地震の影響

地域区分・地盤種別			橋軸方向	
地域区分・地盤種別			A2地域, II種地盤	
レベル1 地震動の影響	設計水平震度及び地盤面における設計水平震度	$k_{h0}$ (-)	0.25	
		$k_h (=c_z \cdot k_{h0})$	0.25	
		$k_{hg} (=c_z \cdot k_{hg0})$	0.20	
	支持する上部構造部分の重量	$W_U$ (kN)	22,200	
	水平力	$H_{EQ}$ (kN)	5,550	
	作用位置までの高さ※	$h_{EQ}$ (m)	0.000	
レベル2 地震動の影響	設計水平震度及び地盤面における設計水平震度	タイプ I	$k_{Ih0}$ (-)	0.89
			$k_{Ih} (=c_{Iz} \cdot k_{Ih0})$	0.89
			$k_{Ihg} (=c_{Iz} \cdot k_{Ihg0})$	0.45
		タイプ II	$k_{IIh0}$ (-)	1.14
			$k_{IIh} (=c_{IIz} \cdot k_{IIh0})$	1.14
			$k_{IIhg} (=c_{IIz} \cdot k_{IIhg0})$	0.70
	橋脚基礎の設計水平震度	タイプ I	$k_{hp}$	0.54
		タイプ II		0.54
支持する上部構造部分の重量	$W_U$ (kN)	20,300		
	作用位置までの高さ※	$h_{EQ}$ (m)	0.000	

V 編4.1.6

※) 橋脚天端から作用位置までの高さ

(2) 作用の組合せに対する荷重組合せ係数及び荷重係数

本設計計算例において対象とするケーソン基礎の設計で考慮する作用の組合せと、作用の組合せ（以下、「荷重組合せ」という）に対する荷重組合せ係数 $\gamma_p$ 及び荷重係数 $\gamma_q$ を表-1.3.4に示す。

I編3.3  
表-3.3.1

表-1.3.4 作用の組合せに対する荷重組合せ係数及び荷重係数

作用の組合せ		設計状況の区分	荷重組合せ係数 $\gamma_p$ と荷重係数 $\gamma_q$ の値															
			D		L		U		TH		TF		WS		WL		EQ	
			$\gamma_p$	$\gamma_q$	$\gamma_p$	$\gamma_q$	$\gamma_p$	$\gamma_q$	$\gamma_p$	$\gamma_q$	$\gamma_p$	$\gamma_q$	$\gamma_p$	$\gamma_q$	$\gamma_p$	$\gamma_q$	$\gamma_p$	$\gamma_q$
①	D	永続作用支配状況	1.00	1.05	-	-	1.00	1.05	-	-	1.00	1.00	-	-	-	-	-	-
②	D+L	変動作用支配状況	1.00	1.05	1.00	1.25	1.00	1.05	-	-	1.00	1.00	-	-	-	-	-	-
③	D+TH		1.00	1.05	-	-	1.00	1.05	1.00	1.00	1.00	1.00	-	-	-	-	-	-
④	D+TH+WS		1.00	1.05	-	-	1.00	1.05	0.75	1.00	1.00	1.00	0.75	1.25	-	-	-	-
⑤	D+L+TH		1.00	1.05	0.95	1.25	1.00	1.05	0.75	1.00	1.00	1.00	-	-	-	-	-	-
⑥	D+L+WS+WL		1.00	1.05	0.95	1.25	1.00	1.05	-	-	1.00	1.00	0.50	1.25	0.50	1.25	-	-
⑦	D+L+TH+WS+WL		1.00	1.05	0.95	1.25	1.00	1.05	0.50	1.00	1.00	1.00	0.50	1.25	0.50	1.25	-	-
⑧	D+WS		1.00	1.05	-	-	1.00	1.05	-	-	1.00	1.00	1.00	1.25	-	-	-	-
⑨	D+TH+EQ		1.00	1.05	-	-	1.00	1.05	0.50	1.00	1.00	1.00	-	-	-	-	0.50	1.00
⑩	D+EQ(L1)		1.00	1.05	-	-	1.00	1.05	-	-	1.00	1.00	-	-	-	-	1.00	1.00
⑪	D+EQ(L2)		偶発作用支配状況	1.00	1.05	-	-	1.00	1.05	-	-	-	-	-	-	-	-	1.00

D:死荷重 L:活荷重 U:浮力又は揚圧力 TH:温度変化の影響 TF:温度差の影響 WS:橋桁に作用する風荷重 WL:活荷重に対する風荷重 EQ:地震の影響

(3) ケーソン基礎天端中心における設計荷重

1) 荷重の特性値から算出したケーソン基礎天端中心における作用荷重

ケーソン基礎に作用する荷重には、柱からの荷重とケーソン基礎上の土砂重量（以下、「上載土砂」という。）及び浮力がある。本設計計算例の地下水位はケーソン基礎天端位置（▽+8.280）となるため、浮力の作用を考慮しない。

荷重の特性値から算出した柱基部における作用荷重を表-1.3.5に、上載土砂及び浮力による作用荷重を表-1.3.6に示す。集計した結果総括を表-1.3.7に示す。

表-1.3.5 荷重の特性値から算出した柱基部における作用荷重(kN)

荷重又は影響		作用荷重	鉛直力 V(kN)	水平力 H(kN)	作用高さ y(m)	モーメント M(kN・m)
死荷重 D	上部構造からの重量		21,900.0	0.0	0.000	0.0
	はり・柱の重量		5,257.0	0.0	0.000	0.0
	合計		27,157.0	0.0	---	0.0
活荷重L	上部構造からの重量		5,650.0	0.0	0.000	0.0
橋軸 方向	上部構造の温度変化による水平力TH		0.0	520.0	13.400	6,968.0
	レベル1地震 動の影響 EQ	上部構造重量の慣性力	0.0	5,550.0	13.400	74,370.0
		はり・柱の慣性力	0.0	1,314.3	7.986	10,495.6
		合計	0.0	6,864.3	---	84,865.6

表-1.3.6 上載土砂及び浮力による作用荷重

荷重又は影響		作用荷重	鉛直力 V(kN)	水平力 H(kN)	作用高さ y(m)	モーメント M(kN・m)
死荷重D	上載土砂の重量		708.3	0.0	0.000	0.0
浮力U			0.0	0.0	0.000	0.0

表-1.3.7 各荷重の特性値から算出した天端中心における作用荷重の総括

荷重又は影響	作用荷重	鉛直力 V(kN)	水平力 H(kN)	モーメント M(kN・m)
死荷重	D	27,865.3	0.0	0.0
活荷重	L	5,650.0	0.0	0.0
温度変化の影響	TH	0.0	520.0	6,968.0
レベル1地震動の影響	EQ	0.0	6,864.3	84,865.6
浮力	U	0.0	0.0	0.0

2) 荷重係数を考慮したケーソン基礎天端中心における設計荷重

基礎の変位による安定の照査に用いるケーソン基礎天端中心における設計荷重の総括、基礎の耐久性能の照査に用いるケーソン基礎の天端中心における設計荷重の総括及び基礎の安定に関する耐荷性能の照査に用いるケーソン基礎天端中心における設計荷重の総括を表-1.3.8～表-1.3.10に示す。

なお、地震の影響による断面力の算出にあたっては、地震の影響による荷重組合せ係数及び荷重係数のほか、死荷重の荷重組合せ係数及び荷重係数  $\gamma_{pD} \cdot \gamma_{qD} = 1.05$  を考慮した。

【補足】

例えば、荷重組合せD+TH+EQの場合のケーソン基礎天端における設計荷重は、次のように算出される。

$$\begin{aligned}
 V &= \underbrace{1.00 \times 1.05 \times 27865.3}_{\gamma_{pD} \gamma_{qD} V_D} + \underbrace{0.50 \times 1.00 \times 0.0}_{\gamma_{pTH} \gamma_{qTH} V_{DTH}} + \underbrace{1.00 \times 0.50 \times 1.05 \times 1.00 \times 0.0}_{\gamma_{pD} \gamma_{pEQ} \gamma_{qD} \gamma_{qEQ} V_{EQ}} \\
 &= 29258.6(\text{kN}) \\
 H &= \underbrace{1.00 \times 1.05 \times 0.0}_{\gamma_{pD} \gamma_{qD} H_D} + \underbrace{0.50 \times 1.00 \times 520.0}_{\gamma_{pTH} \gamma_{qTH} H_{DTH}} + \underbrace{1.00 \times 0.50 \times 1.05 \times 1.00 \times 6864.3}_{\gamma_{pD} \gamma_{pEQ} \gamma_{qD} \gamma_{qEQ} H_{EQ}} \\
 &= 3863.8(\text{kN}) \\
 M &= \underbrace{1.00 \times 1.05 \times 0.0}_{\gamma_{pD} \gamma_{qD} M_D} + \underbrace{0.50 \times 1.00 \times 6968.0}_{\gamma_{pTH} \gamma_{qTH} M_{DTH}} + \underbrace{1.00 \times 0.50 \times 1.05 \times 1.00 \times 84865.6}_{\gamma_{pD} \gamma_{pEQ} \gamma_{qD} \gamma_{qEQ} M_{EQ}} \\
 &= 48038.4(\text{kN})
 \end{aligned}$$

表-1.3.8 基礎の変位による安定の照査に用いるケーソン基礎天端中心における設計荷重の総括

設計荷重		鉛直力 V (kN)	水平力 H (kN)	モーメント M (kN・m)
永続作用 支配状況	①D	29258.6	0.0	0.0
	1.00(D+L+PS+CR +SH+E+HP+U)	33515.3	0.0	0.0

表-1.3.9 基礎の耐久性能の照査に用いるケーソン基礎天端中心における設計荷重の総括

設計荷重		鉛直力 V (kN)	水平力 H (kN)	モーメント M (kN・m)
永続作用 支配状況	1.00(D+L+PS+CR +SH+E+HP+U)	33515.3	0.0	0.0

表-1.3.10 基礎の安定に関する耐荷性能の照査に用いるケーソン基礎天端中心における設計荷重の総括

設計荷重		鉛直力 V (kN)	水平力 H (kN)	モーメント M (kN・m)
永続作用 支配状況	①D	29258.6	0.0	0.0
	②D+L	36321.1	0.0	0.0
変動作用 支配状況	③D+TH	29258.6	520.0	6968.0
	⑤D+L+TH	35967.9	390.0	5226.0
	⑨D+TH+EQ	29258.6	3863.7	48038.4
	⑩D+EQ	29258.6	7207.5	89108.9

1.4 ケーソン基礎の地盤抵抗特性

(1) ケーソン基礎の地盤反力係数

ケーソン基礎の地盤反力係数を道示IV編11.6.2の規定に従い算出した。算出結果を表-1.4.1～表-1.4.6に示す。

表-1.4.1 基礎底面の鉛直方向地盤反力係数 $k_v$ (kN/m<sup>3</sup>)

		単位	作用の組合せに地震の影響を含まない場合	作用の組合せに地震の影響を含む場合
基礎の施工方法の影響を考慮する係数	$\lambda$	---	1.0	
地盤変形係数	$\alpha E_0$	kN/m <sup>2</sup>	140000	280000
地盤反力係数 <sup>※</sup>	$k_0$	kN/m <sup>3</sup>	466667	933333
基礎換算載荷幅	$B'$	m	6.292	
基礎底面の鉛直方向地盤反力係数	$k_v$	kN/m <sup>3</sup>	47616	95233

※) 直径0.3mの剛体円板による平板載荷試験の値に相当する地盤反力係数

表-1.4.2 基礎底面の水平方向せん断地盤反力係数 $k_s$ (kN/m<sup>3</sup>)

		単位	作用の組合せに地震の影響を含まない場合	作用の組合せに地震の影響を含む場合
基礎底面の水平方向せん断地盤反力係数	$k_s$	kN/m <sup>3</sup>	14285	28570

表-1.4.3 基礎前面の水平方向地盤反力係数 $k_H$ (kN/m<sup>3</sup>)

		単位	作用の組合せに地震の影響を含まない場合	作用の組合せに地震の影響を含む場合
基礎の施工方法の影響を考慮する係数	$\lambda$	---	1.5 <sup>*</sup>	
基礎換算載荷幅	$B'$	m	5.6	
基礎前面の水平方向地盤反力係数 $k_H$	8.280 ～5.480	kN/m <sup>3</sup>	34297	68593
	5.480 ～-0.220		9354	18707
	-0.220 ～-6.820		23384	46768
	-6.820 ～-9.020		77947	155893
	-9.020 ～-10.020		38973	77947
	-10.020 ～-14.720		77947	155893

※) コンタクトグラウトを施す場合

IV編11.6.2(2)1)  
IV編8.5.3(3)  
式8.5.2

IV編11.6.2(2)2)  
式11.6.1

IV編11.6.2(2)4)  
IV編8.5.3(3)  
式8.5.2

表- 1.4.4 基礎前背面の鉛直方向せん断地盤反力係数 $k_{SVB}$ (kN/m<sup>3</sup>)

		単位	作用の組合せに地震の影響を含まない場合	作用の組合せに地震の影響を含む場合
基礎前背面の鉛直方向 せん断地盤反力係数 $k_{SVB}$	8.280 ～5.480	kN/m <sup>3</sup>	10289	20578
	5.480 ～-0.220		2806	5612
	-0.220 ～-6.820		7015	14030
	-6.820 ～-9.020		23384	46768
	-9.020 ～-10.020		11692	23384
	-10.020 ～-14.720		23384	46768

IV編11.6.2(2)3)  
式11.6.2

表- 1.4.5 基礎側面の鉛直方向せん断地盤反力係数 $k_{SVD}$ (kN/m<sup>3</sup>)

		単位	作用の組合せに地震の影響を含まない場合	作用の組合せに地震の影響を含む場合
基礎側面の鉛直方向 せん断地盤反力係数 $k_{SVD}$	8.280 ～5.480	kN/m <sup>3</sup>	10289	20578
	5.480 ～-0.220		2806	5612
	-0.220 ～-6.820		7015	14030
	-6.820 ～-9.020		23384	46768
	-9.020 ～-10.020		11692	23384
	-10.020 ～-14.720		23384	46768

IV編11.6.2(2)5)  
式11.6.3

表- 1.4.6 基礎側面の水平方向せん断地盤反力係数 $k_{SHD}$ (kN/m<sup>3</sup>)

		単位	作用の組合せに地震の影響を含まない場合	作用の組合せに地震の影響を含む場合
基礎側面の水平方向 せん断地盤反力係数 $k_{SHD}$	8.280 ～5.480	kN/m <sup>3</sup>	10289	20578
	5.480 ～-0.220		2806	5612
	-0.220 ～-6.820		7015	14030
	-6.820 ～-9.020		23384	46768
	-9.020 ～-10.020		11692	23384
	-10.020 ～-14.720		23384	46768

IV編11.6.2(2)6)  
式11.6.4

(2) 基礎前面の水平地盤反力度の上限値

基礎前面の水平地盤反力度の上限値を道示IV編11.6.3の規定に従い算出した。  
算出結果を表-1.4.7～表-1.4.9に示す。

表-1.4.7 基礎前面地盤の受働土圧強度 $P_{EP}$ (kN/m<sup>2</sup>)  
(作用の組合せに地震の影響を含まない場合)

	標高 (m)	$h$ (m)	$c$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\phi$ (°)	$\delta$ (°)	$K_p$	$\gamma'$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma' \cdot h + q$ (kN/m <sup>2</sup> )	$P_p$ (kN/m <sup>2</sup> )
砂礫土	8.280	2.800	0.0	33.0	-11.00	4.984	9.0	0.0	0.0
	5.480							25.2	126.0
粘性土	5.480	5.700	32.0	0.0	0.00	1.000	9.0	25.2	89.0
	-0.220							76.5	141.0
砂質土	-0.220	6.600	0.0	30.0	-10.00	4.143	10.0	76.5	317.0
	-6.820							142.5	590.0
砂礫土	-6.820	2.200	0.0	42.0	-14.00	9.569	11.0	142.5	1364.0
	-9.020							166.7	1595.0
砂質土	-9.020	1.000	0.0	33.0	-11.00	4.984	10.0	166.7	831.0
	-10.020							176.7	881.0
砂礫土	-10.020	4.700	0.0	42.0	-14.00	9.569	11.0	176.7	1691.0
	-14.720							228.4	2186.0

IV編11.6.3(2)3)  
I編8.7(5)1)  
式8.7.2

IV編11.6.3  
解11.6.14

表-1.4.8 基礎前面地盤の受働土圧強度 $P_{EP}$ (kN/m<sup>2</sup>)  
(作用の組合せに地震の影響を含む場合)

	標高 (m)	$h$ (m)	$c$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\phi$ (°)	$\delta_E$ (°)	$K_{EP}$	$\gamma'$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma' \cdot h + q$ (kN/m <sup>2</sup> )	$P_{EP}$ (kN/m <sup>2</sup> )
砂礫土	8.280	2.800	0.0	33.0	-5.50	4.076	9.0	0.0	0
	5.480							25.2	103.0
粘性土	5.480	5.700	32.0	0.0	0.00	1.000	9.0	25.2	89.0
	-0.220							76.5	141.0
砂質土	-0.220	6.600	0.0	30.0	-5.00	3.505	10.0	76.5	268.0
	-6.820							142.5	499.0
砂礫土	-6.820	2.200	0.0	42.0	-7.00	6.769	11.0	142.5	965.0
	-9.020							166.7	1128.0
砂質土	-9.020	1.000	0.0	33.0	-5.50	4.076	10.0	166.7	679.0
	-10.020							176.7	720.0
砂礫土	-10.020	4.700	0.0	42.0	-7.00	6.769	11.0	176.7	1196.0
	-14.720							228.4	1546.0

IV編11.6.3(2)3)  
I編8.7(5)1)  
式8.7.2

IV編11.6.3  
解11.6.14

表-1.4.9 基礎前面の水平地盤反力度の上限値 $P_{hu}$ (kN/m<sup>2</sup>)

	標高 (m)	単位	作用の組合せに地震の影響を含まない場合		作用の組合せに地震の影響を含む場合		
			$P_{hu}$	$\alpha_p$	$P_{hu}$	$\alpha_p$	
$P_{hu}$	砂礫土	8.280	kN/m <sup>2</sup>	0.00	0.00	0.00	0.00
		5.480		0.00	0.00	0.00	0.00
	粘性土	5.480		111.25	1.25	111.25	1.25
		-0.220		211.50	1.50	211.50	1.50
	砂質土	-0.220		557.58	1.76	471.39	1.76
		-6.820		1385.45	2.35	1171.76	2.35
	砂礫土	-6.820		0.00	0.00	0.00	0.00
		-9.020		0.00	0.00	0.00	0.00
	砂質土	-9.020		2114.60	2.54	1727.81	2.54
		-10.020		2320.49	2.63	1896.43	2.63
	砂礫土	-10.020		0.00	0.00	0.00	0.00
		-14.720		0.00	0.00	0.00	0.00

IV編11.6.3(2)3)  
式11.6.7

IV編11.6.3  
式11.6.8



(3) 周面の鉛直方向せん断地盤反力度及び側面水平方向せん断地盤反力度の上限値

周面の鉛直方向せん断地盤反力度及び側面水平方向せん断地盤反力度の上限値を道示IV編11.6.3の規定に従い算出した。算出結果を表-1.4.10に示す。

【補足】

ケーソン基礎沈設後、基礎周面にセメントモルタル等によるコンタクトグラウトによって地中連続壁基礎と同程度の最大周面摩擦力度が期待できることが試験等により確認され、さらにその施工管理方法が確立されている場合には、基礎周面のせん断地盤抵抗に関する上限値として(13.6.2)の地中連続壁基礎の値を用いてよいと記載されているが、ここでは、確認されていない場合を想定し、式(11.6.6)の値とする。

表- 1.4.10 周面の鉛直方向せん断地盤反力度  
及び側面水平方向せん断地盤反力度の上限値 $f(\text{kN/m}^2)$

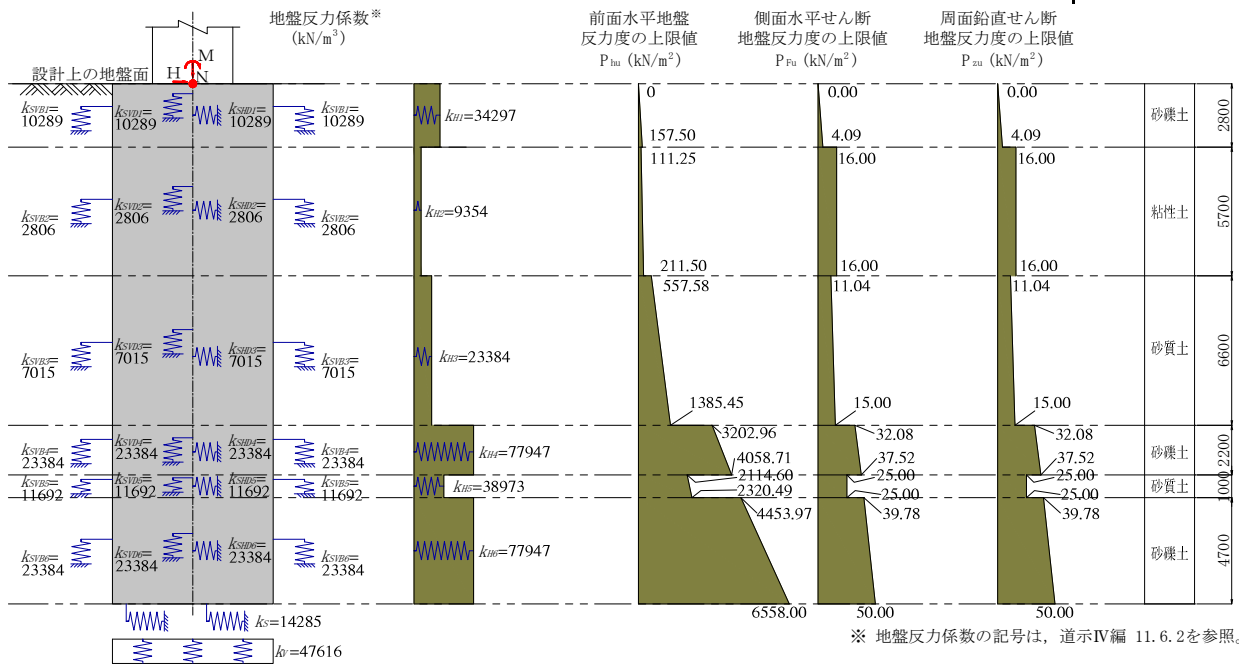
	標高 (m)	$h$ (m)	土質	$N$	$\gamma'$ ( $\text{kN/m}^3$ )	$\frac{\gamma' \cdot h}{h+q}$ ( $\text{kN/m}^2$ )	$p_0$ ( $\text{kN/m}^2$ )	$c$ ( $\text{kN/m}^2$ )	$\phi$ ( $^\circ$ )	$f_i$ ( $\text{kN/m}^2$ )	$f$ ( $\text{kN/m}^2$ )
1層	8.280	2.800	砂礫土	22.0	9.0	0.0	0.0	0.0	33.0	0.00	0.00
	5.480					25.2	12.6			4.09	4.09
2層	5.480	5.700	粘性土	6.0	9.0	25.2	12.6	32.0	0.0	16.00	16.00
	-0.220					76.5	38.3			16.00	16.00
3層	-0.220	6.600	砂質土	15.0	10.0	76.5	38.3	0.0	30.0	11.04	11.04
	-6.820					142.5	71.3			20.57	15.00
4層	-6.820	2.200	砂礫土	50.0	11.0	142.5	71.3	0.0	42.0	32.08	32.08
	-9.020					166.7	83.4			37.52	37.52
5層	-9.020	1.000	砂質土	25.0	10.0	166.7	83.4	0.0	33.0	27.06	25.00
	-10.020					176.7	88.4			28.69	25.00
6層	-10.020	4.700	砂礫土	50.0	11.0	176.7	88.4	0.0	42.0	39.78	39.78
	-14.720					228.4	114.2			51.41	50.00

IV編11.6.3(2)2)  
式11.6.6

(4) 地盤反力係数及び地盤反力度上限値一覧

地盤反力係数及び地盤反力度上限値一覧を図-1.4.1に示す。

【作用の組合せに地震の影響を含まない場合】



【作用の組合せに地震の影響を含む場合】

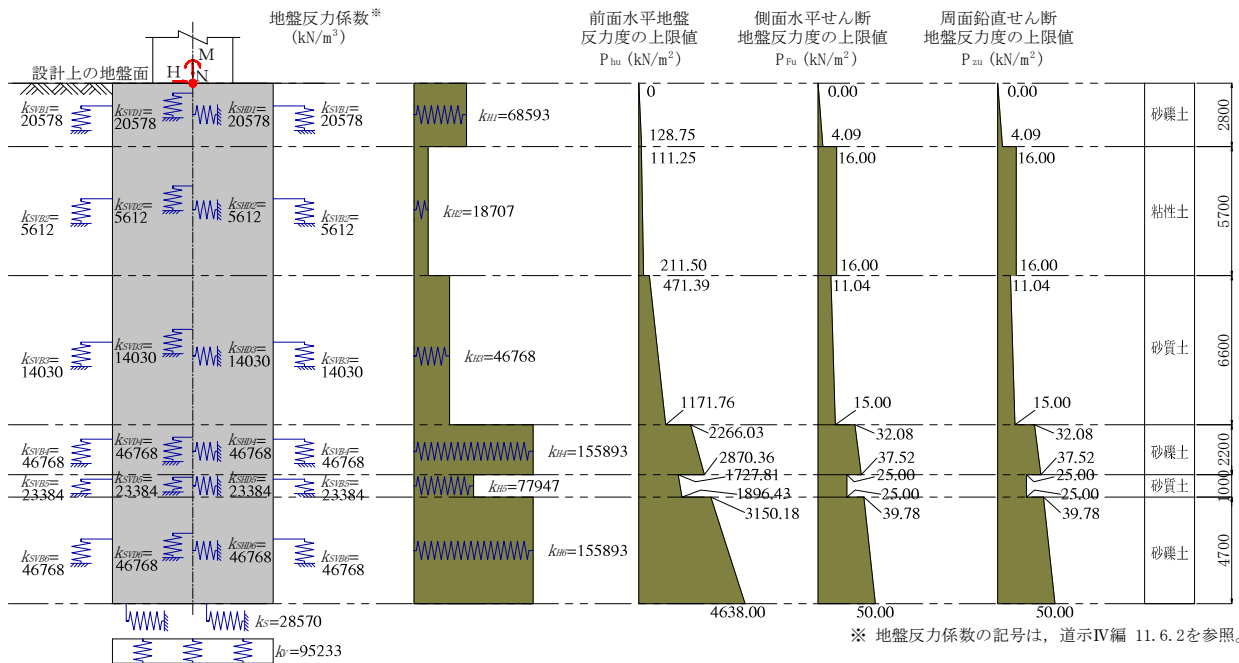


図-1.4.1 地盤反力係数及び地盤反力度上限値一覧

(5) 基礎の変位の制限値

基礎の変位を抑制するための基礎底面の鉛直地盤反力度の制限値を表-1.4.11に示す。設計上の地盤面位置における水平変位の制限値を表-1.4.12に示す。

表-1.4.11 基礎の変位を抑制するための基礎底面の鉛直地盤反力度の制限値

			永続作用支配状況
基礎底面の鉛直地盤反力度の制限値	$D_f$	m	23.0
	$q_d$	kN/m <sup>2</sup>	48 $D_f$ +700(砂礫) 1804

IV編11.5.1(2)  
表11.5.1

表-1.4.12 設計上の地盤面位置における水平変位の制限値

			永続作用支配状況
設計上の地盤面位置における水平変位の制限値	$D$	m	7.0
	$1\% \times D$	mm	70
	$d_d$	mm	15mm ≤ $d_d$ ≤ 50mm 50

IV編11.5.1(3)

(6) 永続作用支配状況及び変動作用支配状況における基礎底面地盤の鉛直支持力度の制限値

永続作用支配状況及び変動作用支配状況における基礎底面の鉛直地盤反力度の制限値を道示IV編 11.5.2の規定に従い算出した。算出結果を表-1.4.13に示す。

表-1.4.13 基礎底面地盤の鉛直支持力度の制限値

			永続作用支配状況 変動作用支配状況
地盤の種類の違いを考慮する係数	$\zeta_c$	---	1.00
基礎底面より下にある地盤の粘着力	$c$	kN/m <sup>2</sup>	0.0
基礎底面より下にある地盤の単位体積重量	$\gamma_1$	kN/m <sup>3</sup>	11.0
基礎底面より上にある周辺地盤の単位体積重量	$\gamma_2$	kN/m <sup>3</sup>	9.9
基礎底面の形状係数	$\alpha$	---	1.3
	$\beta$	---	0.6
基礎幅	$B$	m	7.0
基礎の有効根入れ深さ	$D_f$	m	23.0
支持力係数	$N_c$	---	75.31
	$N_q$	---	64.20
	$N_\gamma$	---	85.00
極限鉛直支持力度の特性値	$q_d$	kN/m <sup>2</sup>	16626.8
降伏鉛直支持力度の特性値	$q_y$	kN/m <sup>2</sup>	10807.4
調査・解析係数	$\xi_1$	kN/m <sup>2</sup>	0.90
抵抗係数	$\Phi_Y$	---	0.90
鉛直支持力度の制限値	$q_{yd}$	kN/m <sup>2</sup>	$\xi_1 \Phi_Y q_y$ 8754

IV編11.5.2(2)  
式11.5.1

IV編11.5.2(2)  
式11.5.2

(7) 永続作用支配状況及び変動作用支配状況におけるケーソン基礎の水平変位の制限値

永続作用支配状況及び変動作用支配状況におけるケーソン基礎の水平変位の制限値を道示IV編 11.5.4の規定に従い算出した。算出結果を表- 1.4.14 に示す。

表- 1.4.14 基礎の水平変位の制限値

			永続作用支配状況 変動作用支配状況
調査・解析係数	$\xi_1$	---	0.85
抵抗係数	$\Phi_Y$	---	0.80
基礎の載荷方向幅	$B$	m	7.0
基礎の降伏水平変位の特性値	$d_y$	mm	$5\% \times B$
			350
基礎の水平変位の制限値	$\xi_1 \Phi_Y d_y$	mm	238
	$d_d$	mm	$15\text{mm} \leq d_d \leq 50\text{mm}$ 50

IV編11.5.4(2)1)  
式11.5.3

---

## 2. 安定に関する照査

2. 安定に関する照査

2.1 ケーソン基礎の安定に関する照査項目

表- 2.1.1 に、ケーソン基礎の主な安定に関する照査項目を示す。ケーソン基礎の安定の設計では、鉛直荷重と水平荷重に対して、それぞれ基礎の変位の制限の照査及び安定の耐荷性能の照査を行う。

表- 2.1.1 ケーソン基礎の主な安定に関する照査項目

照査	作用力等	
	鉛直荷重	水平荷重
永続作用支配状況における変位による安定の照査	基礎底面の鉛直地盤反力度の制限値の照査 $q_{max} \leq q_d$ ……IV編11.5.1(2)	設計上の地盤面位置における水平変位の制限値の照査 $d \leq d_d$ (橋脚基礎の場合) $d_d =$ 基礎の載荷方向幅の1% ただし、 $15\text{mm} \leq d_d \leq 50\text{mm}$ (橋台基礎の場合) $d_d = 15\text{mm}$ ……IV編11.5.1(3)
永続作用支配状況及び変動作用支配状況における安定に関する耐荷性能の照査	限界状態 1 基礎底面地盤の鉛直支持力度の制限値の照査 $q_{max} \leq q_{yd} = \xi_1 \cdot \Phi_Y \cdot q_y$ $q_y = 0.65 \cdot q_d$ $q_d = \alpha c N_c \xi_c + 1/2 \beta \gamma_1 B N_\gamma + \gamma_2 D_f N_d$ ……IV編11.5.2(2)	設計上の地盤面位置における水平変位の制限値の照査 $d \leq d_d$ (橋脚基礎の場合) $d_d = \xi_1 \Phi_Y d_y$ ただし、 $15\text{mm} \leq d_d \leq 50\text{mm}$ (橋台基礎の場合) $d_d =$ 基礎幅の1% ただし、 $15\text{mm} \leq d_d \leq 50\text{mm}$ ……IV編11.5.4(2)
	限界状態 3 限界状態 1 を超えないことで担保 ……IV編11.5.3	限界状態 1 を超えないことで担保 ……IV編11.5.5

IV編11.5.2(2)

2.2 基礎の変位による安定の照査

表- 1.3.8 に示した設計荷重を用いて、安定計算より基礎の変位の制限に対する安定照査を行った。安定照査結果は表- 2.1.3 に示すとおりであり、基礎底面の最大鉛直地盤反力度及び設計上の地盤面位置における水平変位について、制限値を超えないので、基礎の変位の制限に対する照査を満足する。

表- 2.1.3 基礎の変位による安定の照査結果

照査項目 作用の組合せ	永続作用支配状況					
	底面鉛直地盤反力度			水平変位		
	$q_{max}$ (kN/m <sup>2</sup> )	制限値 (kN/m <sup>2</sup> )	判定	$d$ (mm)	制限値 (mm)	判定
1.00(D+L+PS+CR+SH+E+HP+(U))	1111.7	1804.0	OK	0.0	50.0	OK
①D	1001.1	1804.0	OK	0.0	50.0	OK

2.3 基礎の安定に関する耐荷性能の照査

表- 1.3.10 に示した設計荷重を用いて、安定計算より限界状態 1 に対する安定照査を行った。安定照査結果は表- 2.3.1 に示すとおりであり、基礎底面の鉛直地盤反力度及び設計上の地盤面位置における水平変位について、限界状態 1 に対する安定照査に用いる制限値を超えないことから、限界状態 1 に対する安定照査を満足する。限界状態 1 に対する安定照査を満足することから、道示IV編 11.5.3及び11.5.5の規定により、限界状態 3 に対する安定照査も満足する。

IV編11.5.3  
IV編11.5.5

表- 2.3.1 限界状態 1 に対する安定の照査結果

照査項目 作用の組合せ	永続作用支配状況 変動作用支配状況					
	鉛直支持力度			水平変位		
	$q_{max}$ (kN/m <sup>2</sup> )	制限値 (kN/m <sup>2</sup> )	判定	$d$ (mm)	制限値 (mm)	判定
①D	1001.1	8754.0	OK	0.0	50.0	OK
②D+L	1184.6		OK	0.0		OK
③D+TH	1006.5		OK	1.0		OK
⑤D+L+TH	1179.3		OK	0.7		OK
⑨D+TH+EQ	1060.3		OK	6.9		OK
⑩D+EQ	1170.8		OK	17.0		OK

---

### 3. 部材等の強度に関する照査



### 3. 部材等の強度に関する照査

#### 3.1 耐久性能及び耐荷性能の照査項目

耐久性能及び永続作用支配状況、変動作用支配状況における耐荷性能に関するケーソン基礎各部（水中にある部材）の設計計算の流れを図-3.1.1に示す。また、部材の主な耐久性能の照査項目を表-3.1.1に、主な耐荷性能の照査項目を表-3.1.2に示す。

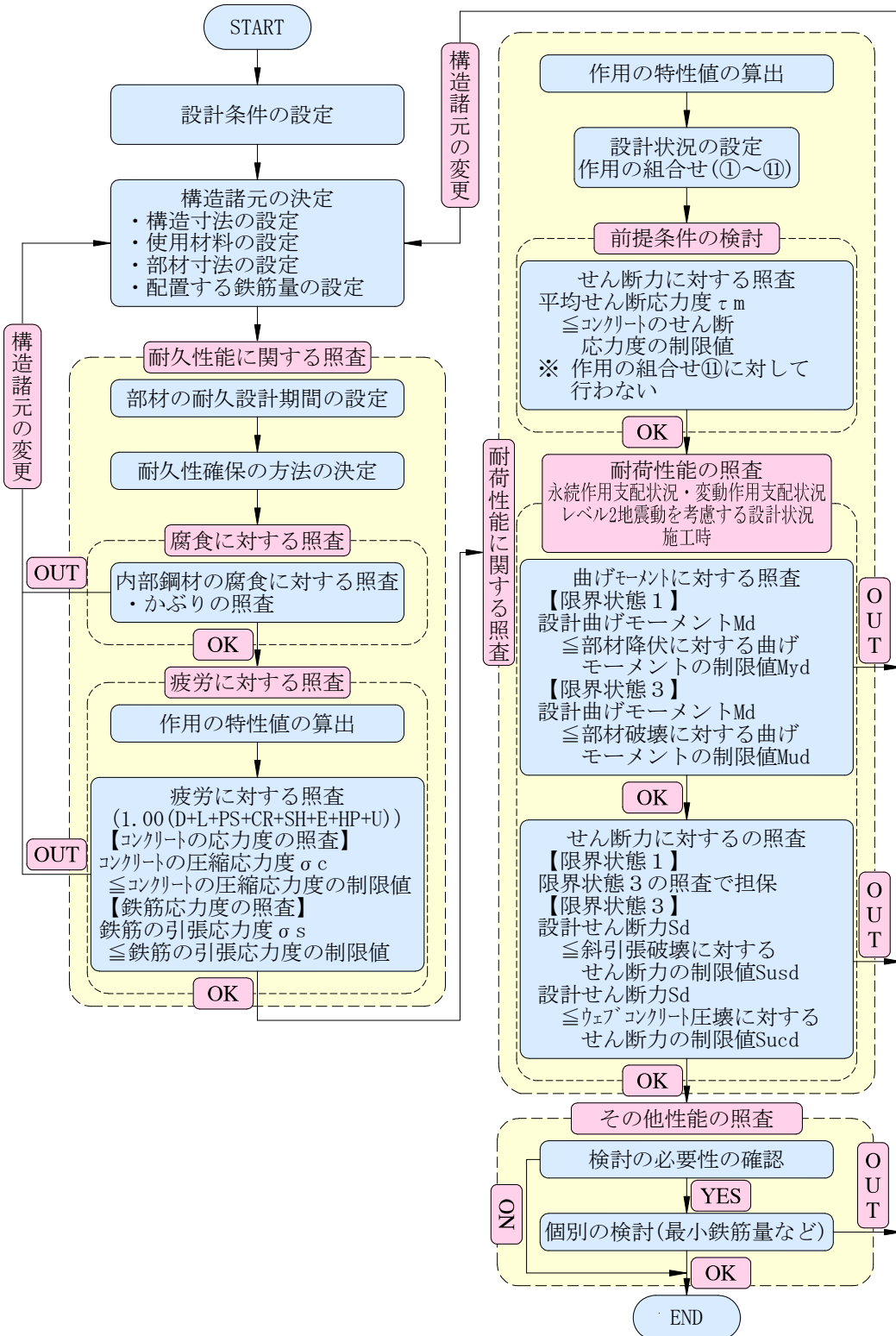


図-3.1.1 ケーソン基礎部材の設計計算の流れ

表- 3.1.1 ケーソン基礎部材の耐久性能の照査に関する主な照査項目

照査項目	耐久性確保の方法
内部鋼材の腐食	<ul style="list-style-type: none"> <li>かぶりによる内部鋼材の防食 かぶり <math>\geq</math> 道示IV編5.2.2(4)の最小かぶり</li> </ul> <p style="text-align: right;">…道示IV編6.2(2)</p>
疲労	<ul style="list-style-type: none"> <li>鉄筋の引張応力度の照査 鉄筋の引張応力度 <math>\sigma_s \leq</math> 鉄筋の引張応力度の制限値</li> </ul> <p style="text-align: right;">…道示IV編6.3(2)</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>コンクリートの圧縮応力度の照査 コンクリートの圧縮応力度 <math>\sigma_c \leq</math> コンクリートの圧縮応力度の制限値</li> </ul> <p style="text-align: right;">…道示IV編6.3(2)</p>

表- 3.1.2 ケーソン基礎部材の耐荷性能の照査項目

状態 状況	主として機能面からの橋の状態		構造安全面からの橋の状態
	部材等としての荷重を支持する能力が確保されている限界状態(部材の限界状態1)	部材等として荷重を支持する能力は低下しているものあらかじめ想定する能力の範囲にある状態(部材の限界状態2)	これを超えるると部材等としての荷重を支持する能力が完全に失われる限界の状態(部材の限界状態3)
永続作用や変動作用が支配的な状況	<ul style="list-style-type: none"> <li>曲げモーメント <math>M_d \leq M_{yd} = \xi_1 \Phi_y M_{yc}</math> …道示III編5.5.1(3)</li> <li>せん断力 同右 …道示III編5.5.2(1)</li> </ul>	/	<ul style="list-style-type: none"> <li>曲げモーメント <math>M_d \leq M_{ud} = \xi_1 \xi_2 \Phi_u M_{uc}</math> …道示III編5.7.1(3),5.8.1(3)</li> <li>せん断力 【耐荷性能の前提】 <math>\tau_m \leq</math> コンクリートのせん断応力度の制限値 …道示IV編5.2.7(3)</li> <li>【斜引張破壊】 <math>S_d \leq S_{usd} = \xi_1 \xi_2 (\Phi_{uc} S_c + \Phi_{us} S_s)</math> …III編5.7.2(3),III編5.8.2(3)</li> <li>【コンクリートの圧壊】 <math>S_d \leq S_{ucd} = \xi_1 \xi_2 \Phi_{ucv} S_{ucv}</math> …III編5.7.2(4),III編5.8.2(4)</li> </ul>
偶発作用が支配的な状況	<ul style="list-style-type: none"> <li>曲げモーメント <math>M_d \leq M_{yd} = \xi_1 \Phi_y M_{yc}</math> …道示III編5.5.1(3)</li> <li>せん断力 同右 …道示III編5.5.2(1)</li> </ul>	/	<ul style="list-style-type: none"> <li>曲げモーメント <math>M_d \leq M_{ud} = \xi_1 \xi_2 \Phi_u M_{uc}</math> …道示III編5.7.1(3),5.8.1(3)</li> <li>せん断力 【斜引張破壊】 <math>S_d \leq S_{usd} = \xi_1 \xi_2 (\Phi_{uc} S_c + \Phi_{us} S_s)</math> …III編5.7.2(3),III編5.8.2(3)</li> <li>【コンクリートの圧壊】 <math>S_d \leq S_{ucd} = \xi_1 \xi_2 \Phi_{ucv} S_{ucv}</math> …III編5.7.2(4),III編5.8.2(4)</li> </ul>

3.2 側壁水平方向の照査

側壁水平方向断面力の計算は、図- 3.2.1 に示すように、支点を設けたラーメンとみなし、道示IV編 7.3.3の規定に準じて計算を行う。

IV編11.8.2 1)

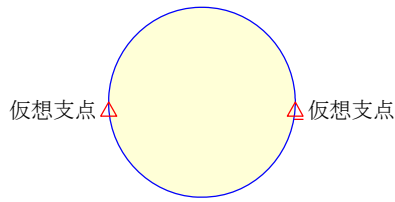


図- 3.2.1 仮想支点

1) 耐久性能の照査

i) 耐久性能の照査に用いる設計断面力

鉄筋コンクリート部材の疲労に対する耐久性能確保のための照査に用いる作用の組合せは、道示III編6.3.2に規定される[1.00(D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)]により算出する。

III編6.3.2

図- 3.2.2 に示すように、静止土圧及び静水圧のみを対象とし、4方向より側壁に対して直角に作用するものとする。静止土圧の計算に用いる土圧係数は、砂質土、粘性土の区別なく0.5とする。また、その土圧強度の分布としては、深さ15mまで三角形分布とし、それより深い箇所では15mにおける値のまま一定とする。

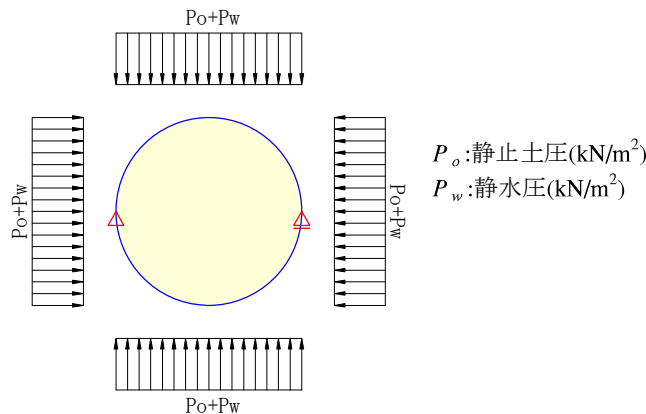


図- 3.2.2 耐久性能の照査の荷重状態

・ 静止土圧

静止土圧は下式より算出し、結果を表- 3.2.1 に示す。

$$P_o = K_o \cdot \{ \sum (\gamma_i \cdot h_i) + q \} \cdot \gamma_p \cdot \gamma_q$$

ここに、

- $P_o$  : 静止土圧(kN/m<sup>2</sup>)
- $K_o$  : 静止土圧係数 = 0.5
- $\gamma_i$  : i番目の地層の土の単位重量(kN/m<sup>3</sup>)
- $h_i$  : i番目の地層の層厚(m)
- $q$  : 上載荷重 = 0.0 (kN/m<sup>2</sup>)
- $\gamma_p$  : 荷重組合せ係数 = 1.00
- $\gamma_q$  : 荷重係数 = 1.00

表- 3.2.1 静止土圧

	標高 (m)	$h$ (m)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma \cdot h+q$ (kN/m <sup>2</sup> )	$P_o$ (kN/m <sup>2</sup> )
2層	8.280	2.800	9.0	0.0	0.00
	5.480			25.2	12.60
3層	5.480	5.700	9.0	25.2	12.60
	-0.220			76.5	38.25
3層	-0.220	6.500	10.0	76.5	38.25
	-6.720			141.5	70.75
4層	-6.720	0.100	10.0	141.5	70.75
	-6.820			142.5	70.75
4層	-6.820	2.200	11.0	142.5	70.75
	-9.020			166.7	70.75
4層	-9.020	1.000	10.0	166.7	70.75
	-10.020			176.7	70.75
4層	-10.020	1.200	11.0	176.7	70.75
	-11.220			189.9	70.75

・ 静水圧

静水圧は下式より算出し、結果を表- 3.2.2 に示す。

$$P_w = (P_{wo} - P_{wi}) \cdot \gamma_p \cdot \gamma_q$$

ここに、

$P_w$  : 静水圧(kN/m<sup>2</sup>)

$\gamma_w$  : 水の単位重量 = 10.0 (kN/m<sup>3</sup>)

$\gamma$  : 中詰め材の単位重量 = 10.0 (kN/m<sup>3</sup>)

$K$  : 中詰め材の係数 = 1.00

$P_{wo}$  : 外静水圧(kN/m<sup>2</sup>)  $P_{wo} = \gamma_w \cdot h_{wo}$

$P_{wi}$  : 内静水圧(kN/m<sup>2</sup>)  $P_{wi} = K \cdot \gamma \cdot h_{wi}$

$\gamma_p$  : 荷重組合せ係数 = 1.00

$\gamma_q$  : 荷重係数 = 1.00

表- 3.2.2 静水圧

	標高 (m)	1.00(D+L+PS+CR +SH+E+HP+U)
照査位置	m	-11.220
外水位	m	8.280
内水位	m	5.280
$h_{wo}$	m	19.500
$h_{wi}$	m	16.500
$P_{wo}$	kN/m <sup>2</sup>	195.00
$P_{wi}$	kN/m <sup>2</sup>	165.00
$P_w$	kN/m <sup>2</sup>	30.00

・ 耐久性能の照査に用いる設計断面力

表- 3.2.3 , 表- 3.2.4 に, 設計断面における設計断面力を示す。

表- 3.2.3 耐久性能の照査に用いる設計断面力

作用		設計断面力	
		$M_{max}$	
		$M$ (N・mm)	$N$ (N)
1.00(D+L+PS+CR +SH+E+HP+U)	外側引張	$0.7 \times 10^6$	$291.8 \times 10^3$
	内側引張	---	---

表- 3.2.4 耐久性能の照査に用いる設計断面力

作用		設計断面力		
		$S_{max}$		
		$S$ (N)	$M$ (N・mm)	$N$ (N)
1.00(D+L+PS+CR +SH+E+HP+U)		$14.4 \times 10^3$	$0.7 \times 10^6$	$291.8 \times 10^3$

ii) 内部鋼材の腐食に対する耐久性能の照査

側壁の鉄筋のかぶりは, 道示IV編6.2の規定を満足する。よって, 内部鋼材腐食に対する耐久性能の照査を満足する。

【補足】

かぶりの設計は道示IV編5.2.2 (耐荷性能), 道示IV編6.2(耐久性能)に規定される最小かぶりに施工誤差等を考慮して設定することとなる。施工条件, 施工誤差等によるかぶりの増厚分の値は, 実施工事例などを調査し設定することとなる。

IV編6.2  
IV編5.2.2

iii) 疲労に対する耐久性能の照査

表- 3.2.3 ~ 表- 3.2.4 に示した設計断面力を用いて疲労に対する耐久性能の照査を行った。

照査結果は表- 3.2.5 ~表- 3.2.6 に示すとおりであり, 曲げモーメント, 軸方向力とせん断力により発生する鉄筋及びコンクリートの応力度は, いずれも道示IV編6.3及びIII編6.3.2に規定される鉄筋及びコンクリートの応力度の制限値を超えない。よって, 疲労に対する耐久性能の照査を満足する。

なお, コンクリートが負担できるせん断力 $S_{cd}$ の算出においては, 道示III編5.4.1(5)解説より, 軸方向力の効果を考慮した。

IV編6.3  
III編6.3.2

III編5.4.1

表- 3.2.5 曲げモーメントによる照査結果

			1.00(D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)	
			外側引張	内側引張
曲げモーメント	$M$	N・mm	$0.7 \times 10^6$	---
断面寸法	$b$	mm	1000	
	$h$	mm	1200	
	$d_o$	mm	117	117
	$d$	mm	1083	1083
軸方向引張鉄筋量	$A_s$	mm <sup>2</sup>	D29@150 4282.7	D29@150 4282.7
	$\sigma_c$	N/mm <sup>2</sup>	0.2	---
コンクリートの圧縮応力度の照査	制限値	N/mm <sup>2</sup>	8.0	8.0
	判定	---	$\sigma_c \leq$ 制限値 <b>OK</b>	---
	$\sigma_s$	N/mm <sup>2</sup>	0.0	---
鉄筋の引張応力度の照査	制限値	N/mm <sup>2</sup>	160	160
	判定	---	$\sigma_s \leq$ 制限値 <b>OK</b>	---

III編5.4.1  
III編表-6.3.2

IV編表-6.3.1

表- 3.2.6 せん断力に対する耐久性能の照査

			1.00(D+L+PS+CR +SH+E+HP+U)
せん断力	$S$	$N$	$14.4 \times 10^3$
曲げモーメント	$M$	$N \cdot mm$	$0.7 \times 10^6$
軸力	$N$	$N$	$291.8 \times 10^3$
断面寸法	$b$	mm	1000
	$h$	mm	1200
	$d_o$	mm	117
	$d$	mm	1083
軸方向 引張鉄筋量	$A_s$	$mm^2$	D29@150 4282.7
コンクリートが負 担できる平均せん 断応力度	$\tau_c$	$N/mm^2$	0.35
	$c_e$	---	0.988
	$pt$	%	0.40
	$c_{pt}$	---	1.095
	$c_{dc}$	---	1.000
	$c_c$	---	1.000
	$\tau_r$	$N/mm^2$	0.379
コンクリートが負 担できるせん断力	$\Phi_{uc}$	---	0.65
	$\kappa$	---	1.30
	$\tau_r \cdot b \cdot d$	$N$	$410.1 \times 10^3$
	$A_c$	$mm^2$	$1.2 \times 10^6$
	$I_c$	$mm^4$	$1440.0 \times 10^8$
	$y$	mm	600
	$M_o$	$N \cdot mm$	$58.4 \times 10^6$
	$S \cdot M_o / M / \kappa$	$N$	$11.1 \times 10^3$
	$\tau_{cmax}$	$N/mm^2$	1.2
	$\Phi_{uc} \cdot \tau_{cmax} \cdot b \cdot d / \kappa$	$N$	$649.8 \times 10^3$
	$S_{cd}$	$N$	$273.8 \times 10^3$
せん断補強鉄筋が 負担できるせん断力	$S_s$	$N$	$0.0 \times 10^3$
せん断補強鉄筋の 断面積及び間隔	$A_w$	$mm^2$	1324.00
	$a$	mm	900
せん断補強鉄筋 に生じる応力度 の照査	$\sigma_s$	$N/mm^2$	0
	制限値	$N/mm^2$	160
	判定	---	$\sigma_s \leq$ 制限値 <b>OK</b>

III編5.8.2  
 表-5.8.5  
 表-5.8.7  
 $c_{pt}$   
 IV編表-5.2.3  
 III編  
 $\tau_r$ 式(5.8.4)  
 $S_{cd}$ 解(5.4.1)  
 III編 5.4.1  
 III編表 5.8.3  
 III編表 5.8.6  
 $M_o$ 解(5.8.7)  
 $S_s$ 式(5.4.2)  
 III編5.4.1  
 式(5.4.1)  
 IV編表-6.3.1

2) 耐荷性能の照査

i) 耐荷性能の照査に用いる設計断面力

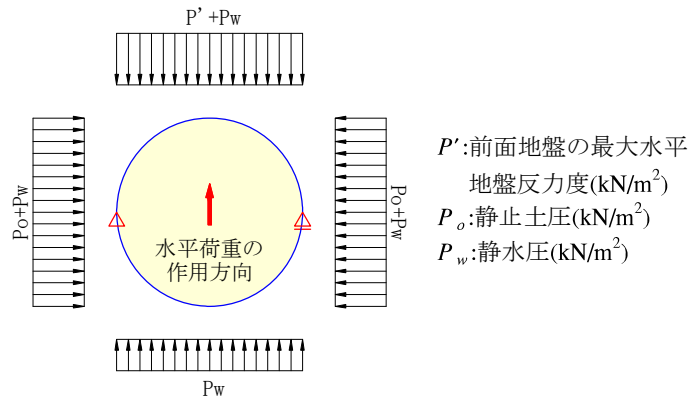
本計算例では、完成後変動作用支配状況で水平荷重が作用する場合の結果を算出する。水平地盤反力度を1方向から投影荷重として作用させ、図- 3.2.1 に示すように、静止土圧及び静水圧を考える。

静止土圧の計算に用いる土圧係数は、砂質土、粘性土の区別なく0.5とする。また、その土圧強度の分布としては、深さ15mまで三角形分布とし、それより深い箇所では15mにおける値のまま一定とする。

基礎前面地盤の地盤反力度は、図- 3.2.3 に示すように、鉛直方向に変化しているため、水平断面の設計に用いる前面地盤の最大水平地盤反力度としては、鉛直方向への荷重の分配を考える。

前面地盤の水平地盤反力度、静止土圧、静水圧は、表- 3.2.7 ~表- 3.2.9 に示す。

照査位置については、安定計算により得られた地盤反力度分布のうち側壁水平方向断面の設計が最も厳しい位置とする。



IV編11.8.2 1)

図- 3.2.3 完成後変動作用支配状況で水平荷重が作用する場合荷重状態

【補足】

基礎前面地盤の水平地盤反力度は、一般には鉛直方向に変化しているため、水平断面の設計に用いる前面地盤の最大水平地盤反力度としては、鉛直方向への荷重の分配を考えて、低減係数  $\alpha$  を用いて修正する。 $\alpha$  は図- 3.2.4 に示す値とする。

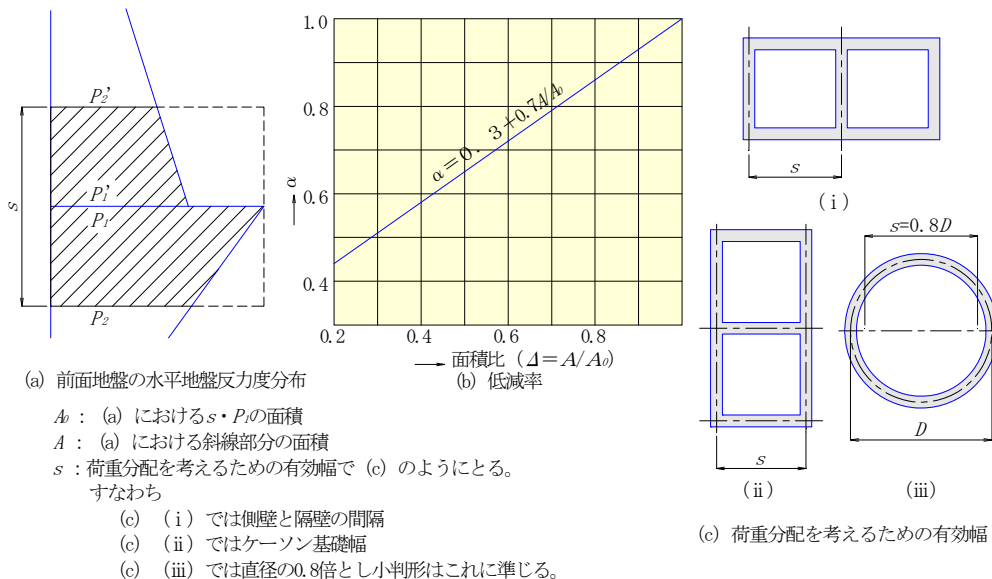


図- 3.2.4 前面水平地盤反力度の低減

・ 前面地盤の水平地盤反力度

前面地盤の水平地盤反力は下式より算出する。

$$P' = (B_e/B) \cdot \alpha \cdot P$$

ここに、

$P'$  : 断面計算に用いる前面地盤の水平地盤反力度 (kN/m<sup>2</sup>)

$B_e$  : 基礎の有効換算前面幅 (m)

$B$  : 基礎の前面幅 (m)

$\alpha$  : 鉛直方向への荷重配分の低減係数

$$\alpha = 0.3 + 0.7 \cdot (A/A_o)$$

$P$  : 安定計算により算出した前面地盤の最大地盤反力度 (kN/m<sup>2</sup>)

$A_o$  :  $A_o = s \cdot P$

$s$  : 荷重分配を考えるための有効幅 (m)

IV編 解-11.8.2

表- 3.2.7 断面計算に用いる前面地盤の水平地盤反力度

	標高 (m)	③D+TH	⑤ D+L+TH	⑨ D+TH+EQ	⑩D+EQ
$P$	kN/m <sup>2</sup>	8.64	6.18	120.57	325.14
発生位置	m	-0.320	-0.320	-0.320	-0.320
$B_e$	m	5.600	5.600	5.600	5.600
$B$	m	7.000	7.000	7.000	7.000
$s$	m	4.640	4.640	4.640	4.640
$A$	m <sup>2</sup>	26.73	19.09	373.05	1010.35
$A_o$	m <sup>2</sup>	40.11	28.66	559.46	1508.64
$\alpha$	----	0.766	0.766	0.767	0.769
$P'$	kN/m <sup>2</sup>	5.30	3.79	73.96	199.97

表- 3.2.8 静止土圧

	標高 (m)	$h$ (m)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma \cdot h + q$ (kN/m <sup>2</sup> )	$p_o$ (kN/m <sup>2</sup> )
2層	8.280	2.800	9.0	0.0	0.00
	5.480			25.2	13.23
3層	5.480	0.200	9.0	25.2	13.23
	5.280			27.0	14.18
3層	5.280	5.500	9.0	27.0	14.18
	-0.220			76.5	40.16
4層	-0.220	0.100	10.0	76.5	40.16
	-0.320			77.5	40.69

表- 3.2.9 静水圧

	標高 (m)	③D+TH	⑤ D+L+TH	⑨ D+TH+EQ	⑩D+EQ
照査位置	m	-0.320	-0.320	-0.320	-0.320
外水位	m	8.280	8.280	8.280	8.280
内水位	m	5.280	5.280	5.280	5.280
$h_{wo}$	m	8.600	8.600	8.600	8.600
$h_{wi}$	m	5.600	5.600	5.600	5.600
$P_{wo}$	kN/m <sup>2</sup>	86.00	86.00	86.00	86.00
$P_{wi}$	kN/m <sup>2</sup>	56.00	56.00	56.00	56.00
$P_w$	kN/m <sup>2</sup>	31.50	31.50	31.50	31.50



表- 3.2.10, 表- 3.2.11 に, 設計断面における設計断面力を示す。

表- 3.2.10 耐荷性能の照査に用いる設計断面力( $M_{max}$ 時)

設計断面力		$M_{max}$	
		$M$ (N・mm)	$N$ (N)
③D+TH	外側引張	$82.268 \times 10^6$	$205.920 \times 10^3$
	内側引張	$79.614 \times 10^6$	$91.084 \times 10^3$
⑤D+L+TH	外側引張	$83.305 \times 10^6$	$206.826 \times 10^3$
	内側引張	$81.209 \times 10^6$	$91.129 \times 10^3$
⑨D+TH+EQ	外側引張	$35.287 \times 10^6$	$164.840 \times 10^3$
	内側引張	$31.432 \times 10^6$	$91.526 \times 10^3$
⑩D+EQ	外側引張	$169.764 \times 10^6$	$665.642 \times 10^3$
	内側引張	$197.039 \times 10^6$	$328.737 \times 10^3$

表- 3.2.11 耐荷性能の照査に用いる設計断面力( $S_{max}$ 時)

設計断面力	$S_{max}$		
	$S$ (N)	$M$ (N・mm)	$N$ (N)
③D+TH	$63.950 \times 10^3$	$0.580 \times 10^6$	$145.139 \times 10^3$
⑤D+L+TH	$64.623 \times 10^3$	$0.314 \times 10^6$	$145.748 \times 10^3$
⑨D+TH+EQ	$49.812 \times 10^3$	$3.930 \times 10^6$	$307.179 \times 10^3$
⑩D+EQ	$174.287 \times 10^3$	$6.332 \times 10^6$	$479.872 \times 10^3$

ii) 曲げモーメントによる照査

曲げモーメントによる耐荷性能の照査は, 表- 3.2.10 に示した設計断面力に対して行った。

曲げモーメントによる耐荷性能の照査結果は表- 3.2.12 に示すとおりであり, 曲げモーメントは限界状態 1 及び限界状態 3 に対する曲げモーメントの制限値を超えないことから, 限界状態 1 及び限界状態 3 に対する照査を満足する。

なお, 降伏曲げモーメントの特性値 $M_{yc}$ 及び破壊抵抗曲げモーメントの特性値 $M_{uc}$ の算出においては, 道示Ⅲ編5.8.1(4)解説より, 荷重係数を考慮した軸力を用いて算出している。

最大抵抗曲げモーメント $M_u$ はコンクリートのひび割れ曲げモーメント $M_c$ 以上となることから, 曲げを受ける部材としての最小鉄筋量の規定を満足している。また, 軸方向力を受ける部材としての最小鉄筋量の規定も満足している。

軸方向鉄筋量 (D29-6.667本) は部材の有効断面積の $0.40\% \leq 2\%$ , かつ軸方向鉄筋量 (D29-13.333本) は部材の全断面積の $0.71\% \leq 6\%$ であるため, 最大鉄筋量の規定を満足する。

Ⅲ編5.5.1  
Ⅲ編5.7.1  
Ⅲ編5.8.1(4)解説

Ⅲ編5.5.1  
式(5.5.1)  
表-5.5.1

Ⅲ編5.8.1  
式(5.8.1)  
表-5.8.1

Ⅳ編5.2.1  
Ⅳ編表-解5.2.2  
Ⅳ編表-解5.2.1  
Ⅳ編 解5.2.2

表-3.2.12 曲げモーメントによる耐荷性能の照査結果

			変動作用支配状況			
			③D+TH		⑤D+L+TH	
			外側引張	内側引張	外側引張	内側引張
曲げモーメント	$M$	N・mm	82.3 ×10 <sup>6</sup>	79.6 ×10 <sup>6</sup>	83.3 ×10 <sup>6</sup>	81.2 ×10 <sup>6</sup>
軸力	$N$	N	205.9 ×10 <sup>3</sup>	91.1 ×10 <sup>3</sup>	206.8 ×10 <sup>3</sup>	91.1 ×10 <sup>3</sup>
断面寸法	$b$	mm	1000		1000	
	$h$	mm	1200		1200	
	$d_0$	mm	117	117	117	117
	$d$	mm	1083	1083	1083	1083
軸方向引張鉄筋量	$A_s$	mm <sup>2</sup>	D29@150 4282.7	D29@150 4282.7	D29@150 4282.7	D29@150 4282.7
限界状態1 に対する照査	$M_{yc}$	N・mm	1562.3 ×10 <sup>6</sup>	1508.4 ×10 <sup>6</sup>	1562.7 ×10 <sup>6</sup>	1508.4 ×10 <sup>6</sup>
	$\xi_1$	--	0.90	0.90	0.90	0.90
	$\Phi_y$	--	0.85	0.85	0.85	0.85
	$M_{yd}$	N・mm	1195.2 ×10 <sup>6</sup>	1153.9 ×10 <sup>6</sup>	1195.5 ×10 <sup>6</sup>	1153.9 ×10 <sup>6</sup>
	判定	--	$M \leq M_{yd}$ <b>OK</b>	$M \leq M_{yd}$ <b>OK</b>	$M \leq M_{yd}$ <b>OK</b>	$M \leq M_{yd}$ <b>OK</b>
限界状態3 に対する照査	$M_{nc}$	N・mm	1656.8 ×10 <sup>6</sup>	1600.2 ×10 <sup>6</sup>	1657.2 ×10 <sup>6</sup>	1600.3 ×10 <sup>6</sup>
	$\xi_1$	--	0.90	0.90	0.90	0.90
	$\xi_2$	--	0.90	0.90	0.90	0.90
	$\Phi_u$	--	0.80	0.80	0.80	0.80
	$M_{ud}$	N・mm	1073.6 ×10 <sup>6</sup>	1036.9 ×10 <sup>6</sup>	1073.9 ×10 <sup>6</sup>	1037.0 ×10 <sup>6</sup>
	判定	--	$M \leq M_{ud}$ <b>OK</b>	$M \leq M_{ud}$ <b>OK</b>	$M \leq M_{ud}$ <b>OK</b>	$M \leq M_{ud}$ <b>OK</b>
曲げを受ける 部材としての 最小鉄筋量 の照査	$M_c$	mm	552.6 ×10 <sup>6</sup>	528.4 ×10 <sup>6</sup>	552.8 ×10 <sup>6</sup>	528.4 ×10 <sup>6</sup>
	$M_u$	mm	1656.8 ×10 <sup>6</sup>	1600.2 ×10 <sup>6</sup>	1657.2 ×10 <sup>6</sup>	1600.3 ×10 <sup>6</sup>
	1.7M	mm	139.9 ×10 <sup>6</sup>	135.3 ×10 <sup>6</sup>	141.6 ×10 <sup>6</sup>	138.1 ×10 <sup>6</sup>
	$A_{suse}$	mm <sup>2</sup> /m	4282.7	4282.7	4282.7	4282.7
	$A_{sreq}$	mm <sup>2</sup> /m	500.0	500.0	500.0	500.0
	判定	--	$M_c \leq M_u \cdot A_{suse} \geq A_{sreq}$ <b>OK</b>	$M_c \leq M_u \cdot A_{suse} \geq A_{sreq}$ <b>OK</b>	$M_c \leq M_u \cdot A_{suse} \geq A_{sreq}$ <b>OK</b>	$M_c \leq M_u \cdot A_{suse} \geq A_{sreq}$ <b>OK</b>
軸方向力を受け る部材としての 最小鉄筋量 の照査	$\sigma_{ca}$	N/mm <sup>2</sup>	6.5	6.5	6.5	6.5
	$\sigma_{sa}$	N/mm <sup>2</sup>	200	200	200	200
	$A'_1$	mm <sup>2</sup>	25422	11245	25534	11250
	0.008A'_1	mm <sup>2</sup>	203.4	90.0	204.3	90.0
	$\Sigma A_s$	mm <sup>2</sup>	4282.7	4282.7	4282.7	4282.7
	判定	--	$0.008A'_1 \leq \Sigma A_s$ <b>OK</b>	$0.008A'_1 \leq \Sigma A_s$ <b>OK</b>	$0.008A'_1 \leq \Sigma A_s$ <b>OK</b>	$0.008A'_1 \leq \Sigma A_s$ <b>OK</b>

			変動作用支配状況			
			⑨D+TH+EQ		⑩D+EQ	
			外側引張	内側引張	外側引張	内側引張
曲げモーメント	$M$	N・mm	35.3 ×10 <sup>6</sup>	31.4 ×10 <sup>6</sup>	169.8 ×10 <sup>6</sup>	197.0 ×10 <sup>6</sup>
軸力	$N$	N	164.8 ×10 <sup>3</sup>	91.5 ×10 <sup>3</sup>	665.6 ×10 <sup>3</sup>	328.7 ×10 <sup>3</sup>
断面寸法	$b$	mm	1000		1000	
	$h$	mm	1200		1200	
	$d_0$	mm	117	117	117	117
	$d$	mm	1083	1083	1083	1083
軸方向引張鉄筋量	$A_s$	mm <sup>2</sup>	D29@150 4282.7	D29@150 4282.7	D29@150 4282.7	D29@150 4282.7
限界状態1 に対する照査	$M_{yc}$	N・mm	1543.1 ×10 <sup>6</sup>	1508.6 ×10 <sup>6</sup>	1773.9 ×10 <sup>6</sup>	1619.5 ×10 <sup>6</sup>
	$\xi_1$	--	0.90	0.90	0.90	0.90
	$\Phi_y$	--	0.85	0.85	1.00	1.00
	$M_{yd}$	N・mm	1180.4 ×10 <sup>6</sup>	1154.1 ×10 <sup>6</sup>	1596.5 ×10 <sup>6</sup>	1457.5 ×10 <sup>6</sup>
	判定	--	$M \leq M_{yd}$ <b>OK</b>	$M \leq M_{yd}$ <b>OK</b>	$M \leq M_{yd}$ <b>OK</b>	$M \leq M_{yd}$ <b>OK</b>
限界状態3 に対する照査	$M_{nc}$	N・mm	1636.6 ×10 <sup>6</sup>	1600.5 ×10 <sup>6</sup>	1882.4 ×10 <sup>6</sup>	1717.1 ×10 <sup>6</sup>
	$\xi_1$	--	0.90	0.90	0.90	0.90
	$\xi_2$	--	0.90	0.90	0.90	0.90
	$\Phi_u$	--	0.80	0.80	1.00	1.00
	$M_{ud}$	N・mm	1060.5 ×10 <sup>6</sup>	1037.1 ×10 <sup>6</sup>	1524.7 ×10 <sup>6</sup>	1390.9 ×10 <sup>6</sup>
	判定	--	$M \leq M_{ud}$ <b>OK</b>	$M \leq M_{ud}$ <b>OK</b>	$M \leq M_{ud}$ <b>OK</b>	$M \leq M_{ud}$ <b>OK</b>
曲げを受ける 部材としての 最小鉄筋量 の照査	$M_c$	mm	543.9 ×10 <sup>6</sup>	528.5 ×10 <sup>6</sup>	649.5 ×10 <sup>6</sup>	578.4 ×10 <sup>6</sup>
	$M_u$	mm	1636.6 ×10 <sup>6</sup>	1600.5 ×10 <sup>6</sup>	1882.4 ×10 <sup>6</sup>	1717.1 ×10 <sup>6</sup>
	1.7M	mm	60.0 ×10 <sup>6</sup>	53.4 ×10 <sup>6</sup>	288.6 ×10 <sup>6</sup>	335.0 ×10 <sup>6</sup>
	$A_{suse}$	mm <sup>2</sup> /m	4282.7	4282.7	4282.7	4282.7
	$A_{sreq}$	mm <sup>2</sup> /m	500.0	500.0	500.0	500.0
	判定	--	$M_c \leq M_u \cdot A_{suse} \geq A_{sreq}$ <b>OK</b>	$M_c \leq M_u \cdot A_{suse} \geq A_{sreq}$ <b>OK</b>	$M_c \leq M_u \cdot A_{suse} \geq A_{sreq}$ <b>OK</b>	$M_c \leq M_u \cdot A_{suse} \geq A_{sreq}$ <b>OK</b>
軸方向力を受け る部材としての 最小鉄筋量 の照査	$\sigma_{ca}$	N/mm <sup>2</sup>	6.5	6.5	9.7	9.7
	$\sigma_{sa}$	N/mm <sup>2</sup>	200	200	300	300
	$A'_1$	mm <sup>2</sup>	20351	11300	55012	27168
	0.008A'_1	mm <sup>2</sup>	162.8	90.4	440.1	217.3
	$\Sigma A_s$	mm <sup>2</sup>	4282.7	4282.7	4282.7	4282.7
	判定	--	$0.008A'_1 \leq \Sigma A_s$ <b>OK</b>	$0.008A'_1 \leq \Sigma A_s$ <b>OK</b>	$0.008A'_1 \leq \Sigma A_s$ <b>OK</b>	$0.008A'_1 \leq \Sigma A_s$ <b>OK</b>

ii) せん断力による照査

せん断力による耐荷性能の照査は、表- 3.2.11 に示した設計断面力に対して行った。

せん断力による耐荷性能の照査結果を表- 3.2.13 に示す。永続作用支配状況及び変動作用支配状況において、設計断面に生じる平均せん断応力度又はせん断力は、限界状態3に対する平均せん断応力度の制限値、斜引張破壊に対するせん断力の制限値及びコンクリートの圧壊に対するせん断力の制限値を超えないことから、限界状態3に対する照査を満足する。なお、コンクリートが負担できるせん断力 $S_c$ の算出においては、道示IV編5.2.7(1)解説より、軸方向力の影響を考慮した。

以上のように、せん断力は永続作用支配状況及び変動作用支配状況において限界状態3の制限値を超えない。ゆえに、道示III編5.5.2(1)の規定により限界状態1に対する照査も満足する。

表- 3.2.13 せん断力による耐荷性能の照査結果

			変動作用支配状況			
			③D+TH	⑤D+L+TH	⑨D+TH+EQ	⑩D+EQ
せん断力	$S$	N	$64.0 \times 10^3$	$64.6 \times 10^3$	$49.8 \times 10^3$	$174.3 \times 10^3$
曲げモーメント	$M$	N・mm	$0.6 \times 10^6$	$0.3 \times 10^6$	$3.9 \times 10^6$	$6.3 \times 10^6$
軸力	$N$	N	$145.1 \times 10^3$	$145.7 \times 10^3$	$307.2 \times 10^3$	$479.9 \times 10^3$
断面寸法	$b$	mm	1000			
	$h$	mm	1200			
	$d_0$	mm	117			
	$d$	mm	1083			
軸方向引張鉄筋量	$A_s$	mm <sup>2</sup>	D29@150			
			4282.7			
平均せん断応力度	$\tau_m$	N/mm <sup>2</sup>	0.059	0.060	0.046	0.161
	制限値	N/mm <sup>2</sup>	2.600	2.600	2.600	2.600
	判定	---	OK	OK	OK	OK
コンクリートが負担できる平均せん断応力度	$\tau_c$	N/mm <sup>2</sup>	0.35			
	$c_e$	---	0.988			
	$pt$	%	0.40			
	$c_{pt}$	---	1.095			
	$c_{dc}$	---	1.000			
	$c_c$	---	1.000			
	$\tau_r$	N/mm <sup>2</sup>	0.379			
コンクリートが負担できるせん断力	$\kappa$	---	1.300			
	$\kappa \cdot \tau_s \cdot b \cdot d$	N	$533.1 \times 10^3$			
	$A_c$	mm <sup>2</sup>	$1.2 \times 10^6$			
	$I_c$	mm <sup>4</sup>	$1440.0 \times 10^8$			
	$y$	mm	600			
	$M_0$	N・mm	$29.0 \times 10^6$	$29.1 \times 10^6$	$61.4 \times 10^6$	$96.0 \times 10^6$
	$S \cdot M_0 / M$	N	$64.0 \times 10^3$	$64.6 \times 10^3$	$49.8 \times 10^3$	$174.3 \times 10^3$
	$\tau_{cmax}$	N/mm <sup>2</sup>	1.2			
	$\tau_{cmax} \cdot b \cdot d$	N	$1299.6 \times 10^3$			
	$S_c$	N	$597.0 \times 10^3$	$597.7 \times 10^3$	$582.9 \times 10^3$	$707.4 \times 10^3$
せん断補強鉄筋の断面積及び間隔	$A_w$	mm <sup>2</sup>	1324.00			
	$a$	mm	900.00			
せん断補強鉄筋が負担できるせん断力	$c_{ds}$	---	1.000			
	$\kappa$	---	1.300			
	$\sigma_{sy}$	N/mm <sup>2</sup>	345			
	$S_s$	N	$621.4 \times 10^3$			
	判定	---	OK			
斜引張破壊に対するせん断力の制限値	$\xi_1$	---	0.90	0.90	0.90	0.90
	$\xi_2$	---	0.85	0.85	0.85	0.85
	$\Phi_{uc}$	---	0.65	0.65	0.65	0.95
	$\Phi_{us}$	---	0.65	0.65	0.65	0.95
	$S_{usd}$	N	$605.8 \times 10^3$	$606.2 \times 10^3$	$598.8 \times 10^3$	$965.6 \times 10^3$
	判定	---	$S \leq S_{usd}$	$S \leq S_{usd}$	$S \leq S_{usd}$	$S \leq S_{usd}$
			OK	OK	OK	OK
圧壊に対するせん断耐力の特性値	$\tau_{vmax}$	N/mm <sup>2</sup>	3.200			
	$S_{ucw}$	N	$3465.6 \times 10^3$			
コンクリートの圧壊に対するせん断力の制限値	$\xi_1$	---	0.90	0.90	0.90	0.90
	$\xi_2 \Phi_{ucw}$	---	0.70	0.70	0.70	1.00
	$S_{ucd}$	N	$2183.3 \times 10^3$	$2183.3 \times 10^3$	$2183.3 \times 10^3$	$3119.0 \times 10^3$
	判定	---	$S \leq S_{ucd}$	$S \leq S_{ucd}$	$S \leq S_{ucd}$	$S \leq S_{ucd}$
		OK	OK	OK	OK	

IV編5.2.7(1)解説  
III編5.5.2(1)

IV編5.2.7式(5.2.1)  
表-5.2.4  
III編5.8.2表-5.8.5  
表-5.8.7

$C_{pt}$   
IV編表-5.2.3  
III編  
 $\tau_r$   
式(5.8.4)

$M_0$   
式解(5.8.7)  
 $S_c$   
式(5.8.3)  
表-5.8.6

$S_s$   
式(5.8.5)

$S_{usd}$   
式(5.8.2)  
表-5.8.3

$S_{ucw}$   
式(5.8.8)  
表-5.8.10

$S_{ucd}$   
式(5.8.7)  
表-5.8.9

3.3 側壁鉛直方向の照査

側壁の鉛直方向は、耐荷性能を確保するために、表- 3.1.2 に示したように永続作用支配及び変動作用支配状況において部材の限界状態 1 及び限界状態 3 を超えないことを照査する。

耐久性能については、水中にある部材として、表- 3.1.1 に示したように鋼材の腐食及び疲労に対する照査を実施する。

側壁の鉛直方向の計算は、設計地盤面に作用する荷重及び地盤反力により、鉛直方向に生じる断面力に対して安全であるように検討を行う。

曲げに対しては、側壁区間の最大曲げモーメントが発生している位置で(図- 3.3.1 参照),曲げモーメント $M$ と軸力 $N$ を受ける円環断面とし、実形状・鉄筋位置で部材降伏及び破壊曲げモーメントの制限値を算出し照査する。

せん断に対しては、側壁区間の最大せん断力が発生している位置で(図- 3.3.1 参照)、照査断面は中空断面と見なして、照査を行う。(図- 3.3.2 参照)

IV編11.8.2 2)

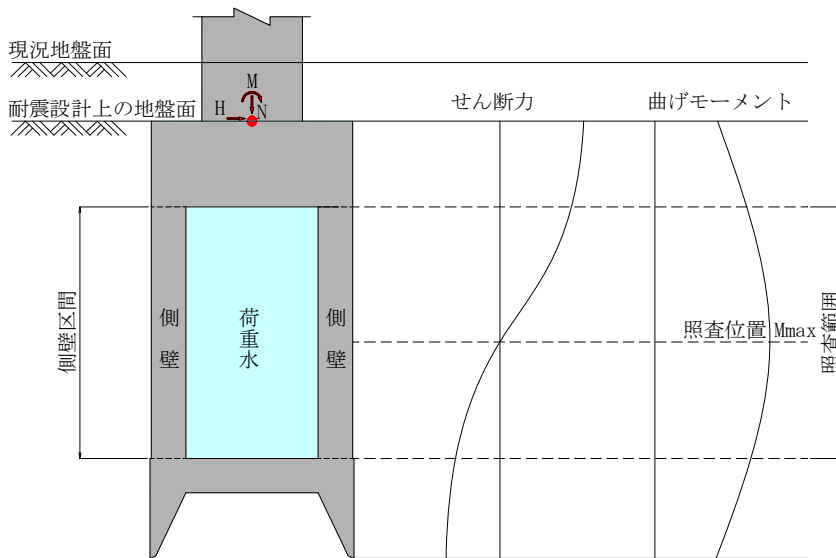


図-3.3.1 設計断面位置

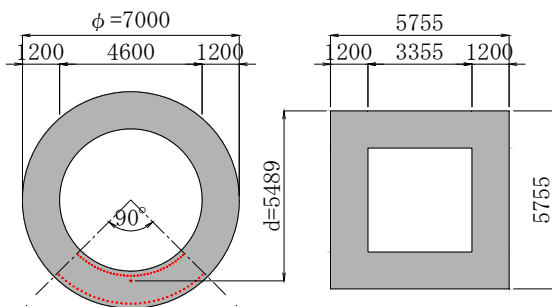


図-3.3.2 設計断面の取り方

**【補足】**  
側壁厚，隔壁厚を変えずに等断面積となる中空矩形断面に換算する。換算した中空矩形断面の圧縮縁から引張側1/4部分の鉄筋の重心位置までの距離を有効高 $d$ とする。

1) 耐久性能の照査

i) 耐久性能の照査に用いる設計断面力

表- 3.3.1 に、設計断面における設計断面力を示す。鉄筋コンクリート部材の疲労に対する耐久性確保のための照査に用いる作用の組合せは、道示Ⅲ編6.3.2に規定される[1.00(D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)]により算出する。

Ⅲ編6.3.2

表- 3.3.1 耐久性能の照査に用いる設計断面力

設計断面力 作用の組合せ	M (N・mm)	N (N)	S (N)
1.00(D+L+PS+CR +SH+E+HP+U)	0.0 ×10 <sup>6</sup>	48536.2 ×10 <sup>3</sup>	0.0 ×10 <sup>3</sup>

ii) 内部鋼材の腐食に対する耐久性能の照査

側壁の鉄筋のかぶりは、道示Ⅳ編6.2の規定を満足する。よって、内部鋼材腐食に対する耐久性能の照査を満足する。

【補足】

かぶりの設計は道示Ⅳ編5.2.2（耐荷性能），道示Ⅳ編6.2（耐久性能）に規定される最小かぶりに施工誤差等を考慮して設定することとなる。施工条件，施工誤差等によるかぶりの増厚分の値は，実施工事例などを調査し設定することとなる。

Ⅳ編6.2  
Ⅳ編5.2.2

iii) 疲労に対する耐久性能の照査

表- 3.3.1 に示した設計断面力を用いて疲労に対する耐久性能の照査を行った。照査結果は表- 3.3.2 に示すとおりであり、曲げモーメント及び軸方向力により発生する鉄筋及びコンクリートの応力度は、いずれも道示IV編6.3及びIII編6.3.2に規定される鉄筋及びコンクリートの応力度の制限値を超えない。よって、疲労に対する耐久性能の照査を満足する。

耐久性能の照査を行う荷重組合せによって、せん断力は生じないため、耐久性能の照査は満足する。

表- 3.3.2 曲げモーメントによる照査結果

			1.00(D+L+PS+CR +SH+E+HP+U)
曲げモーメント	$M$	N・mm	$0.0 \times 10^6$
軸力	$N$	N	$48536.2 \times 10^3$
断面寸法	$b$	mm	2400
	$h$	mm	5755
	$d$	mm	5489
軸方向引張鉄筋量	$A_s$	mm <sup>2</sup>	D38-280本 319200.0
コンクリートの圧縮応力度の照査	$\sigma_c$	N/mm <sup>2</sup>	1.8
	制限値	N/mm <sup>2</sup>	8.0
	判定	---	$\sigma_c \leq$ 制限値 <b>OK</b>
鉄筋の引張応力度の照査	$\sigma_s$	N/mm <sup>2</sup>	0
	制限値	N/mm <sup>2</sup>	160
	判定	---	$\sigma_s \leq$ 制限値 <b>OK</b>

IV編6.3  
III編6.3.2

III編5.4.1  
III編表-6.3.2

IV編表-6.3.1

2) 耐荷性能の照査

i) 耐荷性能の照査に用いる設計断面力

表- 3.3.3, 表- 3.3.4 に, 設計断面における設計断面力を示す。

表- 3.3.3 耐荷性能の照査に用いる設計断面力( $M_{max}$ 時)

		$M_{max}$	
		$M$ (N・mm)	$N$ (N)
①D	永続作用支配状況	$0.0 \times 10^6$	$31685.1 \times 10^3$
②D+L	変動作用支配状況	$0.0 \times 10^6$	$38747.6 \times 10^3$
③D+TH		$7676.8 \times 10^6$	$32008.6 \times 10^3$
⑤D+L+TH		$5715.9 \times 10^6$	$38394.4 \times 10^3$
⑨D+TH+EQ		$62569.3 \times 10^6$	$34920.5 \times 10^3$
⑩D+EQ		$123546.5 \times 10^6$	$35891.1 \times 10^3$

表- 3.3.4 耐荷性能の照査に用いる設計断面力( $S_{max}$ 時)

		$S_{max}$		
		$S$ (N)	$M$ (N・mm)	$N$ (N)
①D	永続作用支配状況	$0.0 \times 10^3$	$0.0 \times 10^6$	$31685.1 \times 10^3$
②D+L	変支 動配 作状 用況	$0.0 \times 10^3$	$0.0 \times 10^6$	$38747.6 \times 10^3$
③D+TH		$539.9 \times 10^3$	$3224.6 \times 10^6$	$42847.1 \times 10^3$
⑤D+L+TH		$396.2 \times 10^3$	$2345.6 \times 10^6$	$49556.4 \times 10^3$
⑨D+TH+EQ		$4991.6 \times 10^3$	$28295.3 \times 10^6$	$43332.4 \times 10^3$
⑩D+EQ		$10931.4 \times 10^3$	$56196.4 \times 10^6$	$43817.7 \times 10^3$

ii) 曲げモーメントによる照査

曲げモーメントによる耐荷性能の照査は、表- 3.3.3 に示した設計断面力に対して行った。

曲げモーメントによる耐荷性能の照査結果は表- 3.3.5 に示すとおりであり、曲げモーメントは限界状態 1 及び限界状態 3 に対する曲げモーメントの制限値を超えないことから、限界状態 1 及び限界状態 3 に対する照査を満足する。

なお、降伏曲げモーメントの特性値 $M_{yc}$ 及び破壊抵抗曲げモーメントの特性値 $M_{uc}$ の算出においては、道示Ⅲ編5.8.1(4)解説より、荷重係数を考慮した軸力を用いて算出している。

最大抵抗曲げモーメント $M_u$ はコンクリートのひび割れ曲げモーメント $M_c$ 以上となることから、曲げを受ける部材としての最小鉄筋量の規定を満足している。また、軸方向力を受ける部材としての最小鉄筋量の規定も満足している。

軸方向鉄筋量 (D38-280本) は部材の全断面積有効断面積の1.46%≦6%であるため、最大鉄筋量の規定を満足する。

Ⅲ編5.5.1  
Ⅲ編5.7.1  
Ⅲ編5.8.1(4)解説  
  
Ⅲ編5.5.1  
式(5.5.1)  
表-5.5.1  
  
Ⅲ編5.8.1  
式(5.8.1)  
表-5.8.1  
  
Ⅳ編5.2.1  
Ⅳ編表-解5.2.2  
Ⅳ編表-解5.2.1  
Ⅳ編 解5.2.2

表-3.3.5 曲げモーメントによる耐荷性能の照査結果

			永続作用支配状況		変動作用支配状況			
			①D	②D+L	③D+TH	④D+L+TH	⑤D+TH+EQ	⑥D+EQ
曲げモーメント	$M$	N・mm	$0.0 \times 10^6$	$0.0 \times 10^6$	$7676.8 \times 10^6$	$5715.9 \times 10^6$	$62569.3 \times 10^6$	$123546.5 \times 10^6$
軸力	$N$	N	$31685.1 \times 10^3$	$38747.6 \times 10^3$	$32008.6 \times 10^3$	$38394.4 \times 10^3$	$34920.5 \times 10^3$	$35891.1 \times 10^3$
断面寸法	$b$	mm	2400	2400	2400	2400	2400	2400
	$h$	mm	5755	5755	5755	5755	5755	5755
	$d$	mm	5489	5489	5489	5489	5489	5489
軸方向引張鉄筋量	$A_s$	mm <sup>2</sup>	D38-280本 319200.0	D38-280本 319200.0	D38-280本 319200.0	D38-280本 319200.0	D38-280本 319200.0	D38-280本 319200.0
限界状態 1 に対する照査	$M_{yc}$	N・mm	$322209.8 \times 10^6$	$338154.9 \times 10^6$	$322943.7 \times 10^6$	$337362.7 \times 10^6$	$329536.3 \times 10^6$	$331726.0 \times 10^6$
	$\xi_l$	---	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90
	$\Phi_y$	---	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	1.00
	$M_{yd}$	N・mm	$246490.5 \times 10^6$	$258688.5 \times 10^6$	$247051.9 \times 10^6$	$258082.5 \times 10^6$	$252095.3 \times 10^6$	$298553.4 \times 10^6$
	判定	---	$M \leq M_{yd}$ OK	$M \leq M_{yd}$ OK	$M \leq M_{yd}$ OK	$M \leq M_{yd}$ OK	$M \leq M_{yd}$ OK	$M \leq M_{yd}$ OK
限界状態 3 に対する照査	$M_{uc}$	N・mm	$391950.1 \times 10^6$	$407738.9 \times 10^6$	$392674.9 \times 10^6$	$406957.8 \times 10^6$	$399220.4 \times 10^6$	$401381.3 \times 10^6$
	$\xi_1$	---	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90
	$\xi_2$	---	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90
	$\Phi_u$	---	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	1.00
	$M_{ud}$	N・mm	$253983.7 \times 10^6$	$264214.8 \times 10^6$	$254453.3 \times 10^6$	$263708.7 \times 10^6$	$258694.8 \times 10^6$	$325118.9 \times 10^6$
判定	---	$M \leq M_{ud}$ OK	$M \leq M_{ud}$ OK	$M \leq M_{ud}$ OK	$M \leq M_{ud}$ OK	$M \leq M_{ud}$ OK	$M \leq M_{ud}$ OK	
曲げを受ける部材としての最小鉄筋量の照査	$M_c$	mm	$98068.6 \times 10^6$	$106900.3 \times 10^6$	$98473.1 \times 10^6$	$106458.6 \times 10^6$	$102114.5 \times 10^6$	$103328.2 \times 10^6$
	$M_u$	mm	$391950.1 \times 10^6$	$407738.9 \times 10^6$	$392674.9 \times 10^6$	$406957.8 \times 10^6$	$399220.4 \times 10^6$	$401381.3 \times 10^6$
	$1.7M$	mm	$0.0 \times 10^6$	$0.0 \times 10^6$	$13050.6 \times 10^6$	$9717.0 \times 10^6$	$106367.8 \times 10^6$	$210029.1 \times 10^6$
	$A_{use}$	mm <sup>2</sup> /m	7582.4	7582.4	7582.4	7582.4	7582.4	7582.4
	$A_{req}$	mm <sup>2</sup> /m	500.0	500.0	500.0	500.0	500.0	500.0
判定	---	$M_c \leq M_u, A_{use} \geq A_{req}$ OK	$M_c \leq M_u, A_{use} \geq A_{req}$ OK	$M_c \leq M_u, A_{use} \geq A_{req}$ OK	$M_c \leq M_u, A_{use} \geq A_{req}$ OK	$M_c \leq M_u, A_{use} \geq A_{req}$ OK	$M_c \leq M_u, A_{use} \geq A_{req}$ OK	
軸方向力を受ける部材としての最小鉄筋量の照査	$\sigma_{ca}$	N/mm <sup>2</sup>	6.5	6.5	6.5	6.5	6.5	9.7
	$\sigma_{sa}$	N/mm <sup>2</sup>	200	200	200	200	200	300
	$A'_1$	mm <sup>2</sup>	3911741	4783654	3951679	4740049	4311173	2966207
	$0.008A'_1$	mm <sup>2</sup>	31293.9	38269.2	31613.4	37920.4	34489.4	23729.7
	$\Sigma A_s$	mm <sup>2</sup>	319200.0	319200.0	319200.0	319200.0	319200.0	319200.0
判定	---	$0.008A'_1 \leq \Sigma A_s$ OK	$0.008A'_1 \leq \Sigma A_s$ OK	$0.008A'_1 \leq \Sigma A_s$ OK	$0.008A'_1 \leq \Sigma A_s$ OK	$0.008A'_1 \leq \Sigma A_s$ OK	$0.008A'_1 \leq \Sigma A_s$ OK	



iii) せん断力による照査

せん断力による耐荷性能の照査は、表- 3.3.4 に示した設計断面力に対して行った。

【補足】

本書では、せん断力が生じない作用の組合せに対する照査については記載を省略する。

せん断力による耐荷性能の照査結果を表- 3.3.6 に示す。変動作用支配状況において、設計断面に生じる平均せん断応力度又はせん断力は、限界状態3に対する平均せん断応力度の制限値、斜引張破壊に対するせん断力の制限値及びコンクリートの圧壊に対するせん断力の制限値を超えないことから、限界状態3に対する照査を満足する。なお、コンクリートが負担できるせん断力 $S_c$ の算出においては、道示IV編5.2.7(1)解説より、軸方向力の影響を考慮した。

以上のように、せん断力は永続作用支配状況及び変動作用支配状況において限界状態3の制限値を超えない。ゆえに、道示III編5.5.2(1)の規定により限界状態1に対する照査も満足する。

表-3.3.6 せん断力による耐荷性能の照査結果

			変動作用支配状況			
			③D+TH	⑤D+L+TH	⑨D+TH+EQ	⑩D+EQ
せん断力	$S$	$N$	$539.9 \times 10^3$	$396.2 \times 10^3$	$4991.6 \times 10^3$	$10931.4 \times 10^3$
曲げモーメント	$M$	$N \cdot mm$	$3224.6 \times 10^6$	$2345.6 \times 10^6$	$28295.3 \times 10^6$	$56196.4 \times 10^6$
軸力	$N$	$N$	$42847.1 \times 10^3$	$49556.4 \times 10^3$	$43332.4 \times 10^3$	$43817.7 \times 10^3$
断面寸法	$b$	$mm$	2400			
	$d$	$mm$	5489			
軸方向引張鉄筋量	$A_s$	$mm^2$	D38-280本 319200.0			
平均せん断応力度	$\tau_m$	$N/mm^2$	0.041	0.030	0.379	0.830
	制限値	$N/mm^2$	2.600	2.600	2.600	2.600
	判定	---	OK	OK	OK	OK
コンクリートが負担できる平均せん断応力度	$\tau_c$	$N/mm^2$	0.35			
	$c_e$	---	0.590			
	$pt$	%	1.21			
	$c_{pr}$	---	1.500			
	$c_{dc}$	---	1.000			
	$c_c$	---	1.000			
	$\tau_r$	$N/mm^2$	0.310			
コンクリートが負担できるせん断力	$\kappa$	---	1.300			
	$\kappa \cdot \tau_r \cdot b \cdot d$	$N$	$5306.7 \times 10^3$			
	$A_c$	$mm^2$	$21.9 \times 10^6$			
	$I_c$	$mm^4$	$95.7 \times 10^{12}$			
	$y$	$mm$	3500			
	$M_0$	$N \cdot mm$	$53585.7 \times 10^6$	$61976.6 \times 10^6$	$54192.7 \times 10^6$	$54799.6 \times 10^6$
	$S \cdot M_0/M$	$N$	$539.9 \times 10^3$	$396.2 \times 10^3$	$4991.6 \times 10^3$	$10659.7 \times 10^3$
	$\tau_{cmax}$	$N/mm^2$	1.2			
	$\tau_{cmax} \cdot b \cdot d$	$N$	$15808.3 \times 10^3$			
	$S_c$	$N$	$5846.6 \times 10^3$	$5702.9 \times 10^3$	$10298.3 \times 10^3$	$15808.3 \times 10^3$
	せん断補強鉄筋の断面積及び間隔	$A_w$	$mm^2$	2569.60		
$a$		$mm$	150.00			
せん断補強鉄筋が負担できるせん断力	$c_{ds}$	---	1.000			
	$\kappa$	---	1.300			
	$\sigma_{sy}$	$N/mm^2$	345			
	$S_s$	$N$	$36671.8 \times 10^3$			
斜引張破壊に対するせん断力の制限値	$\xi_1$	---	0.90	0.90	0.90	0.90
	$\xi_2$	---	0.85	0.85	0.85	0.85
	$\Phi_{uc}$	---	0.65	0.65	0.65	0.95
	$\Phi_{us}$	---	0.65	0.65	0.65	0.95
	$S_{usl}$	$N$	$21142.2 \times 10^3$	$21070.8 \times 10^3$	$23355.9 \times 10^3$	$38139.9 \times 10^3$
	判定	---	$S \leq S_{usl}$ OK	$S \leq S_{usl}$ OK	$S \leq S_{usl}$ OK	$S \leq S_{usl}$ OK
	圧壊に対するせん断耐力の特性値	$\tau_{max}$	$N/mm^2$	3.200		
$S_{ucv}$		$N$	$42155.5 \times 10^3$			
コンクリートの圧壊に対するせん断力の制限値	$\xi_1$	---	0.90	0.90	0.90	0.90
	$\xi_2 \Phi_{ucv}$	---	0.70	0.70	0.70	1.00
	$S_{ucd}$	$N$	$26558.0 \times 10^3$	$26558.0 \times 10^3$	$26558.0 \times 10^3$	$37940.0 \times 10^3$
	判定	---	$S \leq S_{ucd}$ OK	$S \leq S_{ucd}$ OK	$S \leq S_{ucd}$ OK	$S \leq S_{ucd}$ OK

IV編5.2.7(1)解説

III編5.5.2(1)

IV編5.2.7

式(5.2.1)

表-5.2.4

III編5.8.2

表-5.8.5

表-5.8.7

$c_{pr}$

IV編表-5.2.3

III編

$\tau_r$

式(5.8.4)

$M_0$

式解(5.8.7)

$S_c$

式(5.8.3)

表-5.8.6

$S_s$

式(5.8.5)

$S_{usd}$

式(5.8.2)

表-5.8.3

$S_{ucv}$

式(5.8.8)

表-5.8.10

$S_{ucd}$

式(5.8.7)

表-5.8.9

3.4 頂版の照査

橋脚躯体コンクリートが十分硬化して所定の強度を生じている状態に対して、橋脚躯体と頂版を連続した一体構造と見なし、頂版を橋脚下端で支持された片持ち梁として設計する。固定端は橋脚の外面とする。

図- 3.4.1 に示すように、作用力として、頂版支持部の反力、頂版自重及び直上の土砂重量(浮力考慮)を考える。

片持ち梁スパン $L$ は、 $< 1/2 \cdot h$ (頂版厚)となるため、ディープビームとしての照査が必要となる。

IV編11.8.6

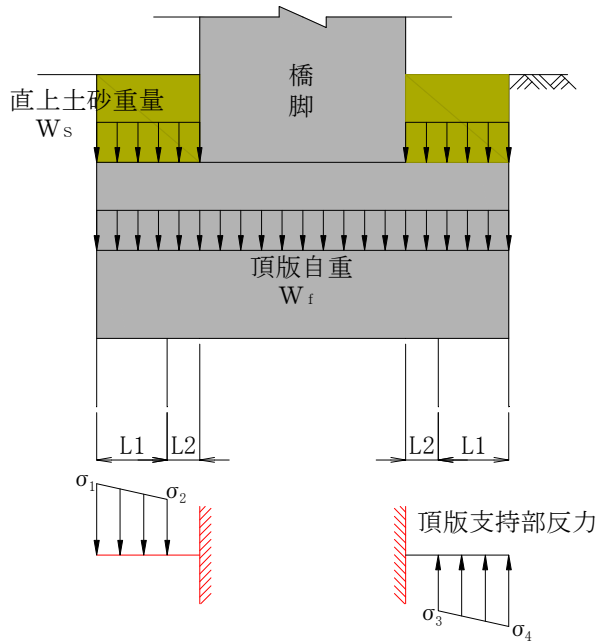


図- 3.4.1 完成後の荷重

1) 耐久性能の照査

i) 耐久性能の照査に用いる設計断面力

・ 頂版下面に作用する荷重

頂版下面に作用する荷重は下式より算出し、結果を表-3.4.1に示す。

$$V_P = V_O + W_f$$

$$H_P = H_O$$

$$M_P = M_O + H_O \cdot h$$

ここに、

$V_P$  : 頂版下面に作用する鉛直力(kN)

$H_P$  : 頂版下面に作用する水平力(kN)

$M_P$  : 頂版下面に作用するモーメント(kN・m)

$V_O$  : 頂版上面に作用する鉛直力(kN)

$H_O$  : 頂版上面に作用する水平力(kN)

$M_O$  : 頂版上面に作用するモーメント(kN・m)

$W_f$  : 頂版重量(kN)

$$W_f = A_l \cdot h \cdot \gamma_c \cdot \gamma_{pD} \cdot \gamma_{qD}$$

$A_l$  : 頂版平面積 = 38.48 (m<sup>2</sup>)

$h$  : 頂版厚 = 3.000 m

$\gamma_c$  : 鉄筋コンクリートの単位重量 = 24.5 (kN/m<sup>3</sup>)

$\gamma_p$  : 荷重組合せ係数 = 1.00

$\gamma_q$  : 荷重係数 = 1.00

$W_s$  : 上載土砂重量(kN)

表-3.4.1 頂版下面に作用する荷重

作用の組合せ	$V_O$ (kN)	$H_O$ (kN)	$M_O$ (kN・m)	$W_f$ (kN)	$\gamma_{pD}$	$\gamma_{qD}$	$V_P$ (kN)	$H_P$ (kN)	$M_P$ (kN・m)
1.00(D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)	33515.3	0.0	0.0	2828.6	1.00	1.00	36343.9	0.0	0.0

・ 頂版支持部反力度

頂版支持部反力度は下式より算出し、結果を表-3.4.2に示す。

$$\sigma_i = \frac{V_P}{A} + \frac{M_P}{I} \cdot L_i$$

ここに、

$\sigma_i$  : 頂版中心から $L_i$ の位置の頂版支持部の鉛直反力度(kN/m<sup>2</sup>)

$A$  : 頂版支持部断面積 = 21.87 (m<sup>2</sup>)

$I$  : 頂版支持部断面二次モーメント = 95.88 (m<sup>4</sup>)

$L_i$  : 頂版中心からの距離(m)

表-3.4.2 頂版支持部反力度

作用の組合せ	$\sigma_i$ (kN/m <sup>2</sup> )			
	$L_i$ (m)	3.500	2.300	-2.300
1.00(D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)	1662.2	1662.2	1662.2	1662.2

・ 頂版重量及び上載土砂重量

頂版重量及び上載土砂重量は下式より算出する。

$$W_f = h \cdot \gamma_c \cdot \gamma_{pD} \cdot \gamma_{qD}$$

$$= 3.000 \times 24.500 \times 1.00 \times 1.00$$

$$= 73.50$$

$$W_s = h_l \cdot \gamma_t \cdot \gamma_{pD} \cdot \gamma_{qD}$$

$$= 1.500 \times 18.000 \times 1.00 \times 1.00$$

$$= 27.00$$

ここに、

- $W_f$  : 頂版重量(kN/m<sup>2</sup>)
- $W_s$  : 上載土砂重量(kN/m<sup>2</sup>)
- $h_l$  : 上載土砂厚 = 1.500 (m)
- $\gamma_t$  : 上載土砂湿潤重量 = 18.00 (kN/m<sup>3</sup>)
- $\gamma_p$  : 荷重組合せ係数 = 1.00
- $\gamma_q$  : 荷重係数 = 1.00

$$M = 1/6 \cdot (2\sigma_1 + \sigma_2) \cdot a^2 + 1/2 \cdot (\sigma_1 + \sigma_2) \cdot a \cdot b - 1/2 \cdot (W_f + W_s) \cdot L_y^2$$

ここに、

- $a$  : 頂版支持部幅 = 1.200 (m)
- $b$  :  $L_y - a = 0.550$  (m)
- $L_y$  : スパン長 = 1.750 (m)

・ 設計断面における設計断面力

以上より、設計断面における設計断面力を算出する。表- 3.4.3 に、設計断面における設計断面力を示す。鉄筋コンクリート部材の疲労に対する耐久性確保のための照査に用いる作用の組合せは、道示Ⅲ編6.3.2に規定される[1.00(D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)]により算出する。

Ⅲ編6.3.2

表- 3.4.3 耐久性能の照査に用いる断面力

設計断面力 作用の組合せ	鉛直反力度		曲げモーメント $M$ (N・mm/m)
	$\sigma_1$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_2$ (N/mm <sup>2</sup> )	
1.00(D+L+PS+CR +SH+E+HP+U)	$1662.2 \times 10^3$	$1662.2 \times 10^3$	$2139.9 \times 10^6$
	$1662.2 \times 10^3$	$1662.2 \times 10^3$	$2139.9 \times 10^6$

ii) 内部鋼材の腐食に対する耐久性能の照査

頂版の鉄筋のかぶりは、道示Ⅳ編6.2の規定を満足する。よって、内部鋼材腐食に対する耐久性能の照査を満足する。

【補足】

かぶりの設計は道示Ⅳ編5.2.2（耐荷性能）、道示Ⅳ編6.2（耐久性能）に規定される最小かぶりに施工誤差等を考慮して設定することとなる。施工条件、施工誤差等によるかぶりの増厚分の値は、実施工事例などを調査し設定することとなる。

Ⅳ編6.2  
Ⅳ編5.2.2

iii) 疲労に対する耐久性能の照査

表- 3.4.3 に示した設計断面力を用いて疲労に対する耐久性能の照査を行った。  
照査結果は表- 3.4.4 に示すとおりであり、曲げモーメントにより発生する鉄筋及びコンクリートの応力度は、道示IV編6.3及びIII編6.3.2に規定される鉄筋及びコンクリートの応力度の制限値を超えない。よって、疲労に対する耐久性能の照査を満足する。

頂版支持部中心線の大半が $h/2$ 以内( $h$ は頂版厚)にあり、せん断破壊のおそれがないため、照査を行う必要はない。

IV編6.3  
III編6.3.2

IV編11.9.1 3)

表- 3.4.4 曲げモーメントによる照査結果

			1.00(D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)	
			下側引張	上側引張
曲げモーメント	$M$	N・mm	$2139.9 \times 10^6$	-----
断面寸法	$b$	mm	1000	
	$h$	mm	3000	
	$d_0$	mm	225	-----
	$d$	mm	2775	-----
軸方向引張鉄筋量	$A_s$	mm <sup>2</sup>	D51@150-2段 27026.7	-----
コンクリートの圧縮応力度の照査	$\sigma_c$	N/mm <sup>2</sup>	1.6	-----
	制限値	N/mm <sup>2</sup>	8.0	-----
	判定	---	$\sigma_c \leq$ 制限値 <b>OK</b>	-----
鉄筋の引張応力度の照査 ( $\sigma_s=T/A_s$ )	$T$	N/m	$1268.1 \times 10^3$	-----
	$\sigma_s$	N/mm <sup>2</sup>	47	-----
	制限値	N/mm <sup>2</sup>	160	-----
	判定	---	$\sigma_s \leq$ 制限値 <b>OK</b>	-----

III編5.4.1  
III編表-6.3.2

IV編11.8.3  
IV編解11.8.7  
IV編表-6.3.1

2) 耐荷性能の照査

i) 耐荷性能の照査に用いる設計断面力

耐久性能の照査と同様にして設計断面における設計断面力を算出する。頂版下面作用する荷重，頂版支持部反力度及び設計断面における設計断面力は，表 - 3.4.5 ~ 表-3.4.7 に示す。

表- 3.4.5 頂版下面に作用する荷重

作用の 組合せ	$V_o$ (kN)	$H_o$ (kN)	$M_o$ (kN・m)	$W_f$ (kN)	$\gamma_{pD}$	$\gamma_{qD}$	$V_p$ (kN)	$H_p$ (kN)	$M_p$ (kN・m)
①D	29258.6	0.0	0.0	2828.6	1.00	1.05	32228.6	0.0	0.0
②D+L	36321.1	0.0	0.0	2828.6	1.00	1.05	39291.1	0.0	0.0
③D+TH	29258.6	520.0	6968.0	2828.6	1.00	1.05	32228.6	520.0	8528.0
⑤D+L+TH	35967.9	390.0	5226.0	2828.6	1.00	1.05	38937.9	390.0	6396.0
⑨D+TH+EQ	29258.6	3863.7	48038.4	2828.6	1.00	1.05	32228.6	3863.7	59629.5
⑩D+EQ	29258.6	7207.5	89108.9	2828.6	1.00	1.05	32228.6	7207.5	110731.4

表- 3.4.6 頂版支持部反力度

作用の組合せ	$\sigma_i$ (kN/m <sup>2</sup> )				
	$L_i$ (m)	3.500	2.300	-2.300	-3.500
①D		1473.9	1473.9	1473.9	1473.9
②D+L		1796.9	1796.9	1796.9	1796.9
③D+TH		1785.3	1678.5	1269.4	1162.6
⑤D+L+TH		2014.3	1934.2	1627.4	1547.3
⑨D+TH+EQ		3650.7	2904.4	43.5	-702.8
⑩D+EQ		5516.1	4130.2	-1182.3	-2568.2

表- 3.4.7 耐荷性能の照査に用いる断面力

設計断面力 作用	鉛直反力度		曲げモーメント $M$ (N・mm/m)
	$\sigma_1$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_2$ (N/mm <sup>2</sup> )	
①D	$1473.9 \times 10^3$	$1473.9 \times 10^3$	$1872.5 \times 10^6$
	$1473.9 \times 10^3$	$1473.9 \times 10^3$	$1872.5 \times 10^6$
②D+L	$1796.9 \times 10^3$	$1796.9 \times 10^3$	$2318.2 \times 10^6$
	$1796.9 \times 10^3$	$1796.9 \times 10^3$	$2318.2 \times 10^6$
③D+TH	$1785.3 \times 10^3$	$1678.5 \times 10^3$	$2241.2 \times 10^6$
	$1162.6 \times 10^3$	$1269.4 \times 10^3$	$1503.7 \times 10^6$
⑤D+L+TH	$2014.3 \times 10^3$	$1934.2 \times 10^3$	$2572.5 \times 10^6$
	$1547.3 \times 10^3$	$1627.4 \times 10^3$	$2019.3 \times 10^6$
⑨D+TH+EQ	$3650.7 \times 10^3$	$2904.4 \times 10^3$	$4450.9 \times 10^6$
	$-702.8 \times 10^3$	$43.5 \times 10^3$	$-706.0 \times 10^6$
⑩D+EQ	$5516.1 \times 10^3$	$4130.2 \times 10^3$	$6660.7 \times 10^6$
	$-2568.2 \times 10^3$	$-1182.3 \times 10^3$	$-2915.7 \times 10^6$

ii) 曲げモーメントに対する照査

曲げモーメントによる耐荷性能の照査は、表- 3.4.7 に示した設計断面力に対して行った。

曲げモーメントによる耐荷性能の照査結果は表- 3.4.8 及び表- 3.4.9 に示すとおりであり、曲げモーメントは限界状態 1 及び限界状態 3 に対する曲げモーメントの制限値を超えないことから、限界状態 1 及び限界状態 3 に対する照査を満足する。

最大抵抗曲げモーメント $M_u$ はコンクリートのひび割れ曲げモーメント $M_c$ 以上となることから、曲げを受ける部材としての最小鉄筋量の規定を満足している。

実配筋量 $A_{suse}$ はディープビームとしての所要鉄筋量 $A_{sreq}$ 以上となることから、ディープビームとしての規定を満足している。

軸方向鉄筋量 (D51-13.333本) は部材の有効断面積の $0.97\% \leq 2\%$ , かつ軸方向鉄筋量 (D51-13.333本+D51-6.667本) は部材の全断面積の $1.35\% \leq 6\%$ であるため、最大鉄筋量の規定を満足する。

Ⅲ編5.5.1  
Ⅲ編5.7.1  
Ⅲ編5.5.1  
式(5.5.1)  
表-5.5.1  
Ⅲ編5.8.1  
式(5.8.1)  
表-5.8.1  
Ⅳ編5.2.1  
Ⅳ編表-解5.2.2  
Ⅳ編表-解5.2.1  
Ⅳ編 解5.2.2  
Ⅳ編解11.8.5  
Ⅳ編解11.8.6

表- 3.4.8 曲げモーメントによる耐荷性能の照査結果

			永続作用支配状況				変動作用支配状況			
			①D		②D+L		③D+TH			
			下側引張	上側引張	下側引張	上側引張	下側引張	上側引張		
曲げモーメント	$M$	N・mm/m	1872.5 ×10 <sup>6</sup>	---	2318.2 ×10 <sup>6</sup>	---	2241.2 ×10 <sup>6</sup>	---		
断面寸法	$b$	mm	1000		1000		1000			
	$h$	mm	3000		3000		3000			
	$d_0$	mm	225	---	225	---	225	---		
	$d$	mm	2775	---	2775	---	2775	---		
軸方向引張鉄筋量	$A_s$	mm <sup>2</sup>	D51@150-2段 27026.7	---	D51@150-2段 27026.7	---	D51@150-2段 27026.7	---		
限界状態 1 に対する照査	$M_{yc}$	N・mm	21548.4 ×10 <sup>6</sup>	---	21548.4 ×10 <sup>6</sup>	---	21548.4 ×10 <sup>6</sup>	---		
	$\xi_1$	---	0.90	---	0.90	---	0.90	---		
	$\Phi_y$	---	0.85	---	0.85	---	0.85	---		
	$M_{yd}$	N・mm	16484.5 ×10 <sup>6</sup>	---	16484.5 ×10 <sup>6</sup>	---	16484.5 ×10 <sup>6</sup>	---		
	判定	---	$M \leq M_{yd}$ OK	---	$M \leq M_{yd}$ OK	---	$M \leq M_{yd}$ OK	---		
限界状態 3 に対する照査	$M_{uc}$	N・mm	23685.8 ×10 <sup>6</sup>	---	23685.8 ×10 <sup>6</sup>	---	23685.8 ×10 <sup>6</sup>	---		
	$\xi_1$	---	0.90	---	0.90	---	0.90	---		
	$\xi_2$	---	0.90	---	0.90	---	0.90	---		
	$\Phi_u$	---	0.80	---	0.80	---	0.80	---		
	$M_{ud}$	N・mm	15348.4 ×10 <sup>6</sup>	---	15348.4 ×10 <sup>6</sup>	---	15348.4 ×10 <sup>6</sup>	---		
	判定	---	$M \leq M_{ud}$ OK	---	$M \leq M_{ud}$ OK	---	$M \leq M_{ud}$ OK	---		
曲げを受ける部材としての最小鉄筋量の照査	$M_c$	N・mm	3483.1 ×10 <sup>6</sup>	---	3483.1 ×10 <sup>6</sup>	---	3483.1 ×10 <sup>6</sup>	---		
	$M_u$	N・mm	23685.8 ×10 <sup>6</sup>	---	23685.8 ×10 <sup>6</sup>	---	23685.8 ×10 <sup>6</sup>	---		
	1.7M	N・mm	3183.2 ×10 <sup>6</sup>	---	3940.9 ×10 <sup>6</sup>	---	3810.1 ×10 <sup>6</sup>	---		
	$A_{suse}$	mm <sup>2</sup> /m	27026.7	---	27026.7	---	27026.7	---		
	$A_{sreq}$	mm <sup>2</sup> /m	500.0	---	500.0	---	500.0	---		
	判定	---	$M_c \leq M_u, A_{suse} \geq A_{sreq}$ OK	---	$M_c \leq M_u, A_{suse} \geq A_{sreq}$ OK	---	$M_c \leq M_u, A_{suse} \geq A_{sreq}$ OK	---		
ディープビームとしての照査	$T$	N/m	1109.6 ×10 <sup>3</sup>	---	1373.7 ×10 <sup>3</sup>	---	1328.1 ×10 <sup>3</sup>	---		
	$\sigma_{sa}$	N/mm <sup>2</sup>	200	---	200	---	200	---		
	$A_{sreq}$	mm <sup>2</sup> /m	5548.0	---	6868.7	---	6640.7	---		
	$A_{suse}$	mm <sup>2</sup> /m	27026.7	---	27026.7	---	27026.7	---		
	判定	---	$A_{suse} \geq A_{sreq}$ OK	---	$A_{suse} \geq A_{sreq}$ OK	---	$A_{suse} \geq A_{sreq}$ OK	---		

表- 3.4.9 曲げモーメントによる耐荷性能の照査結果

			変動作用支配状況					
			⑤D+L+TH		⑨D+TH+EQ		⑩D+EQ	
			下側引張	上側引張	下側引張	上側引張	下側引張	上側引張
曲げモーメント	$M$	N・mm/m	2572.5 ×10 <sup>6</sup>	---	4450.9 ×10 <sup>6</sup>	706.0 ×10 <sup>6</sup>	6660.7 ×10 <sup>6</sup>	2915.7 ×10 <sup>6</sup>
断面寸法	$b$	mm	1000		1000		1000	
	$h$	mm	3000		3000		3000	
	$d_o$	mm	225	---	225	150	225	150
	$d$	mm	2775	---	2775	2850	2775	2850
軸方向引張鉄筋量	$A_s$	mm <sup>2</sup>	D51@150-2段 27026.7	---	D51@150-2段 27026.7	D51@150 13513.3	D51@150-2段 27026.7	D51@150 13513.3
	$M_{yc}$	N・mm	21548.4 ×10 <sup>6</sup>	---	21548.4 ×10 <sup>6</sup>	12032.1 ×10 <sup>6</sup>	21548.4 ×10 <sup>6</sup>	12032.1 ×10 <sup>6</sup>
限界状態1 に対する照査	$\xi_1$	---	0.90	---	0.90	0.90	0.90	0.90
	$\Phi_y$	---	0.85	---	0.85	0.85	1.00	1.00
	$M_{yd}$	N・mm	16484.5 ×10 <sup>6</sup>	---	16484.5 ×10 <sup>6</sup>	9204.6 ×10 <sup>6</sup>	19393.6 ×10 <sup>6</sup>	10828.9 ×10 <sup>6</sup>
	判定	---	$M \leq M_{yd}$ OK	---	$M \leq M_{yd}$ OK	$M \leq M_{yd}$ OK	$M \leq M_{yd}$ OK	$M \leq M_{yd}$ OK
	$M_{uc}$	N・mm	23685.8 ×10 <sup>6</sup>	---	23685.8 ×10 <sup>6</sup>	12740.1 ×10 <sup>6</sup>	23685.8 ×10 <sup>6</sup>	12740.1 ×10 <sup>6</sup>
限界状態3 に対する照査	$\xi_1$	---	0.90	---	0.90	0.90	0.90	0.90
	$\xi_2$	---	0.90	---	0.90	0.90	0.90	0.90
	$\Phi_u$	---	0.80	---	0.80	0.80	1.00	1.00
	$M_{ud}$	N・mm	15348.4 ×10 <sup>6</sup>	---	15348.4 ×10 <sup>6</sup>	8255.6 ×10 <sup>6</sup>	19185.5 ×10 <sup>6</sup>	10319.5 ×10 <sup>6</sup>
	判定	---	$M \leq M_{ud}$ OK	---	$M \leq M_{ud}$ OK	$M \leq M_{ud}$ OK	$M \leq M_{ud}$ OK	$M \leq M_{ud}$ OK
曲げを受ける 部材としての 最小鉄筋量 の照査	$M_c$	N・mm	3483.1 ×10 <sup>6</sup>	---	3483.1 ×10 <sup>6</sup>	3207.0 ×10 <sup>6</sup>	3483.1 ×10 <sup>6</sup>	3207.0 ×10 <sup>6</sup>
	$M_u$	N・mm	23685.8 ×10 <sup>6</sup>	---	23685.8 ×10 <sup>6</sup>	12740.1 ×10 <sup>6</sup>	23685.8 ×10 <sup>6</sup>	12740.1 ×10 <sup>6</sup>
	$1.7M$	N・mm	4373.2 ×10 <sup>6</sup>	---	7566.6 ×10 <sup>6</sup>	1200.2 ×10 <sup>6</sup>	11323.1 ×10 <sup>6</sup>	4956.7 ×10 <sup>6</sup>
	$A_{suse}$	mm <sup>2</sup> /m	27026.7	---	27026.7	13513.3	27026.7	13513.3
	判定	---	$M_c \leq M_u \cdot A_{suse} \geq A_{sreq}$ OK	---	$M_c \leq M_u \cdot A_{suse} \geq A_{sreq}$ OK	$M_c \leq M_u \cdot A_{suse} \geq A_{sreq}$ OK	$M_c \leq M_u \cdot A_{suse} \geq A_{sreq}$ OK	$M_c \leq M_u \cdot A_{suse} \geq A_{sreq}$ OK
ディープビーム としての照査	$T$	N/m	1524.4 ×10 <sup>3</sup>	---	2637.6 ×10 <sup>3</sup>	418.4 ×10 <sup>3</sup>	3947.1 ×10 <sup>3</sup>	1727.8 ×10 <sup>3</sup>
	$\sigma_{sq}$	N/mm <sup>2</sup>	200	---	200	200	300	300
	$A_{sreq}$	mm <sup>2</sup> /m	7622.2	---	13188.0	2091.9	13156.9	5759.5
	$A_{suse}$	mm <sup>2</sup> /m	27026.7	---	27026.7	13513.3	27026.7	13513.3
	判定	---	$A_{suse} \geq A_{sreq}$ OK	---	$A_{suse} \geq A_{sreq}$ OK	$A_{suse} \geq A_{sreq}$ OK	$A_{suse} \geq A_{sreq}$ OK	$A_{suse} \geq A_{sreq}$ OK

iii) せん断力による照査

頂版支持部中心線の大半がh/2以内(hは頂版厚)にあり、せん断破壊のおそれがないため、照査を行う必要はない。



3.5 作業室天井スラブの照査

作業室天井スラブは、側壁により周辺準固定された支持版と見なして照査を行う。

図- 3.5.1 に示すとおり、刃口内側の基部が作業室天井スラブ下面と交差する点から引いた45° の荷重伝達線がケーソン基礎底面位置で交差しないため、完成後についての照査が必要となる。中埋めコンクリートが充填されているため、作業室天井スラブの固定支持点の位置は、壁内面に接する位置とする。

図- 3.5.2 に完成後作業室天井スラブの荷重を示す。支間範囲の地盤反力度を等分布荷重に換算し、さらに立体分散を考え、作業室天井スラブの作用荷重とする

IV編11.8.7

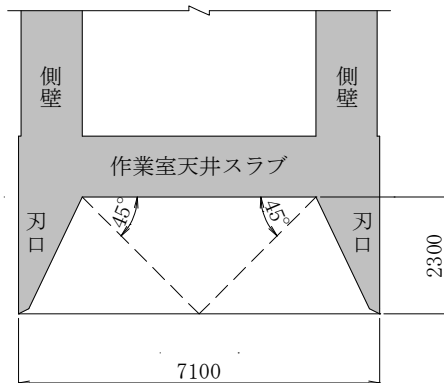


図- 3.5.1 完成後照査の有無

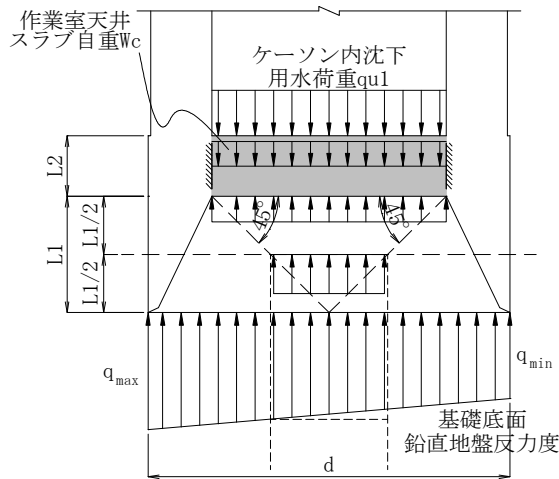


図- 3.5.2 完成後荷重

1) 耐久性能の照査

i) 耐久性能の照査に用いる設計断面力

作業室天井スラブに作用する荷重及び分配荷重は下式より算出し、結果を表-3.5.1、表-3.5.2に示す。

$$W = -Q \cdot \frac{L_x' \cdot L_y'}{L_x \cdot L_y} + q_{ul} + W_c$$

$$Q = q + q_{uo} - W_{co}$$

ここに、

- $W$  : 作業室天井スラブ作用荷重(kN/m<sup>2</sup>)
- $q_{uo}$  : ケーソン基礎下面に作用する揚圧力(kN/m<sup>2</sup>)  
 $q_{uo} = H \cdot \gamma_w \cdot \gamma_{pu} \cdot \gamma_{qu}$   
 $= 23.000 \times 10.0 \times 1.00 \times 1.00 = 230.0$  (kN/m<sup>2</sup>)
- $H$  : ケーソン基礎下面から外水位までの高さ = 23.000 (m)
- $W_{co}$  : 作業室内中埋めコンクリート自重(kN/m<sup>2</sup>)  
 $W_{co} = hl \cdot \gamma_{pc} \cdot \gamma_{pD} \cdot \gamma_{qD}$   
 $= 2.300 \times 23.0 \times 1.00 \times 1.00 = 52.9$  (kN/m<sup>2</sup>)
- $W_c$  : 作業室天井スラブ自重(kN/m<sup>2</sup>)  
 $W_c = h \cdot \gamma_c \cdot \gamma_{pD} \cdot \gamma_{qD}$   
 $= 1.200 \times 24.5 \times 1.00 \times 1.00 = 29.4$  (kN/m<sup>2</sup>)
- $h$  : 作業室天井スラブ厚 = 1.200 (m)
- $hl$  : 作業室高さ = 2.300 (m)
- $\gamma_{pc}$  : 無筋コンクリートの単位重量 = 23.0 (kN/m<sup>3</sup>)
- $L_x'$  : 作業室高さの1/2におけるX方向幅 = 2.300 (m)
- $L_y'$  : 作業室高さの1/2におけるY方向幅 = 2.300 (m)
- $L_x$  : X方向スパン長 = 4.600 (m)
- $L_y$  : Y方向スパン長 = 4.600 (m)
- $\gamma$  : ケーソン基礎内中詰め材単位重量 = 10.0 (kN/m<sup>3</sup>)
- $q_{ul}$  : ケーソン基礎内中詰め材重量  
 $q_{ul} = h2 \cdot \gamma \cdot \gamma_{pD} \cdot \gamma_{qD}$   
 $= 16.500 \times 10.0 \times 1.00 \times 1.00 = 165.0$  (kN/m<sup>2</sup>)
- $h2$  : ケーソン基礎内中詰め材高さ = 16.500 (m)
- $q$  : 等分布換算荷重(kN/m<sup>2</sup>)  
 $q = q_{max} - \frac{q_{max} - q_{min}}{d} \cdot L$
- $q_{max}$  : 最大鉛直地盤反力度(kN/m<sup>2</sup>)
- $q_{min}$  : 最小鉛直地盤反力度(kN/m<sup>2</sup>)
- $d$  : 有効載荷幅(m)
- $L$  :  $q_{max}$ 位置より $L_x'$ 又は $L_y'$ 端部までの距離(m)
- $\gamma_p$  : 荷重組合せ係数 = 1.00
- $\gamma_q$  : 荷重係数 = 1.00

表- 3.5.1 作業室天井スラブに作用する荷重

作用荷重 作用の組合せ	$q_{max}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$q_{min}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$d$ (m)	$q$ (kN/m <sup>2</sup> ) $L$ (m)	$q_{ul}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$W_c$ (kN/m <sup>2</sup> )	$W_{co}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$W$ (kN/m <sup>2</sup> )
	1.00(D+L+PS+CR +SH+E+HP+U)	1100.2	1100.2	7.000	2.350 1100.2	165.0	29.4	52.9

表- 3.5.2 分配荷重

作用荷重 作用の組合せ	橋軸方向 スパン $L_x$ (m)	橋軸直角方向 スパン $L_y$ (m)	$\lambda$	橋軸方向 分配荷重 $W_x$ (kN/m <sup>2</sup> )	橋軸直角方向 分配荷重 $W_y$ (kN/m <sup>2</sup> )
1.00(D+L+PS+CR +SH+E+HP+U)	4.600	4.600	1.00	-62.5	-62.5

下式より、設計断面における設計断面力を算出する。表- 3.5.3 に、設計断面における設計断面力を示す。鉄筋コンクリート部材の疲労に対する耐久性確保のための照査に用いる作用の組合せは、道示Ⅲ編 6.3.2に規定される [1.00(D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)]により算出する。

$$M_1 = - \frac{1}{12} \cdot W \cdot L^2$$

$$M_2 = \frac{1}{16} \cdot W \cdot L^2$$

$$S = \frac{1}{2} \cdot W \cdot L - W \cdot \frac{h}{2}$$

ここに、

- $M_1$  : 端部の曲げモーメント (N・mm/m)
- $M_2$  : 支間部の曲げモーメント (N・mm/m)
- $S$  : 端部からh/2離れた位置でのせん断力 (N/m)

表- 3.5.3 耐久性能の照査に用いる設計断面力

設計断面力 作用の組合せ	曲げモーメント		せん断力
	$M_1$ (N・mm/m)	$M_2$ (N・mm/m)	$S$ (N/m)
1.00(D+L+PS+CR +SH+E+HP+U)	110.1 ×10 <sup>6</sup>	-82.6 ×10 <sup>6</sup>	-106.2 ×10 <sup>3</sup>

ii) 内部鋼材の腐食に対する耐久性能の照査

作業室天井スラブの鉄筋のかぶりは、道示Ⅳ編6.2の規定を満足する。よって、内部鋼材腐食に対する耐久性能の照査を満足する。

【補足】

かぶりの設計は道示Ⅳ編5.2.2（耐荷性能），道示Ⅳ編6.2（耐久性能）に規定される最小かぶりに施工誤差等を考慮して設定することとなる。施工条件，施工誤差等によるかぶりの増厚分の値は，実施工事例などを調査し設定することとなる。

Ⅲ編6.3.2

Ⅳ編6.2  
Ⅳ編5.2.2

iii) 疲労に対する耐久性能の照査

表- 3.5.3 に示した設計断面力を用いて疲労に対する耐久性能の照査を行った。  
照査結果は表- 3.5.4 ~表- 3.5.5 に示すとおりであり、曲げモーメント及びせん断力により発生する鉄筋及びコンクリートの応力度は、いずれも道示IV編6.3及びIII編6.3.2に規定される鉄筋及びコンクリートの応力度の制限値を超えない。よって、疲労に対する耐久性能の照査を満足する。

表- 3.5.4 曲げモーメントによる耐久性能の照査結果

			1.00(D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)	
			下側引張	上側引張
曲げモーメント	$M$	N・mm	$110.1 \times 10^6$	$82.6 \times 10^6$
断面寸法	$b$	mm	1000	
	$h$	mm	1200	
	$d_o$	mm	150	150
	$d$	mm	1050	1050
軸方向引張鉄筋量	$A_s$	mm <sup>2</sup>	D22@300 1290.3	D19@300 955.0
	$\sigma_c$	N/mm <sup>2</sup>	1.2	1.0
コンクリートの圧縮応力度の照査	制限値	N/mm <sup>2</sup>	8.0	8.0
	判定	---	$\sigma_c \leq$ 制限値 <b>OK</b>	$\sigma_c \leq$ 制限値 <b>OK</b>
	$\sigma_s$	N/mm <sup>2</sup>	86	87
鉄筋の引張応力度の照査	制限値	N/mm <sup>2</sup>	160	160
	判定	---	$\sigma_s \leq$ 制限値 <b>OK</b>	$\sigma_s \leq$ 制限値 <b>OK</b>

IV編6.3  
III編6.3.2

III編5.4.1  
III編表-6.3.2

IV編表-6.3.1

表- 3.5.5 せん断力による耐久性能の照査結果

			1.00(D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)
せん断力	$S$	N	$106.2 \times 10^3$
断面寸法	$b$	mm	1000
	$h$	mm	1200
	$d_o$	mm	150
	$d$	mm	1050
軸方向引張鉄筋量	$A_s$	mm <sup>2</sup>	D22@300 1290.3
	$\tau_c$	N/mm <sup>2</sup>	0.35
コンクリートが負担できる平均せん断応力度	$c_e$	---	0.993
	$pt$	%	0.12
	$c_{pt}$	---	0.746
	$c_{dc}$	---	1.000
	$c_c$	---	1.000
	$\tau_r$	N/mm <sup>2</sup>	0.259
	$\Phi_{uc}$	---	0.65
コンクリートが負担できるせん断力	$\tau_{cmax}$	N/mm <sup>2</sup>	1.2
	$\kappa$	---	1.30
	$\Phi_w \cdot \tau_{cmax} / b d \cdot \kappa$	N	$630.0 \times 10^3$
	$S_{cd}$	N	$176.8 \times 10^3$
せん断補強鉄筋が負担できるせん断力	$S_s$	N	$0.0 \times 10^3$
せん断補強鉄筋の断面積及び間隔	$A_w$	mm <sup>2</sup>	331.00
	$a$	mm	600
せん断補強鉄筋に生じる応力度の照査	$\sigma_s$	N/mm <sup>2</sup>	0
	制限値	N/mm <sup>2</sup>	160
	判定	---	$\sigma_s \leq$ 制限値 <b>OK</b>

III編5.8.2  
表-5.8.5  
表-5.8.7

$c_{pt}$   
IV編表-5.2.3  
III編  
 $\tau_r$ 式(5.8.4)

$S_{cd}$ 式(5.4.3)  
III編 5.4.1  
III編表 5.8.3  
III編表 5.8.6

$S_s$ 式(5.4.2)

III編5.4.1  
式(5.4.1)  
IV編表-6.3.1

2) 耐荷性能の照査

i) 耐荷性能の照査に用いる設計断面力

耐久性能の照査と同様にして設計断面における設計断面力を算出する。作業室天井スラブに作用する荷重、分配荷重及び設計断面における設計断面力は、表- 3.5.6 ~表- 3.5.8 に示す。

表- 3.5.6 作業室天井スラブに作用する荷重

作用荷重 作用の組合せ	$q_{max}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$q_{min}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$d$ (m)	$q$ (kN/m <sup>2</sup> ) $L$ (m) 2.350	$q_{ul}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$W_c$ (kN/m <sup>2</sup> )	$W_{co}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$W$ (kN/m <sup>2</sup> )
	①D	1001.1	1001.1	7.000	1001.1	173.3	30.9	55.5
②D+L	1184.6	1184.6	7.000	1184.6	173.3	30.9	55.5	-138.5
③D+TH	1006.5	995.7	7.000	1002.9	173.3	30.9	55.5	-93.1
⑤D+L+TH	1179.3	1171.6	7.000	1176.7	173.3	30.9	55.5	-136.5
⑨D+TH+EQ	1060.3	941.9	7.000	1020.6	173.3	30.9	55.5	-97.5
⑩D+EQ	1170.8	831.4	7.000	1056.9	173.3	30.9	55.5	-106.6

表- 3.5.7 分配荷重

分配荷重 作用の組合せ	橋軸方向 スパン $L_x$ (m)	橋軸直角方向 スパン $L_y$ (m)	$\lambda$	橋軸方向 分配荷重 $W_x$ (kN/m <sup>2</sup> )	橋軸直角方向 分配荷重 $W_y$ (kN/m <sup>2</sup> )
①D	4.600	4.600	1.00	-46.3	-46.3
②D+L				-69.3	-69.3
③D+TH				-46.5	-46.5
⑤D+L+TH				-68.3	-68.3
⑨D+TH+EQ				-48.8	-48.8
⑩D+EQ				-53.3	-53.3

表- 3.5.8 耐荷性能の照査に用いる設計断面力

設計断面力 作用の組合せ	曲げモーメント		せん断力
	$M_1$ (N・mm/m)	$M_2$ (N・mm/m)	$S$ (N/m)
①D	$81.7 \times 10^6$	$-61.3 \times 10^6$	$-78.7 \times 10^3$
②D+L	$122.1 \times 10^6$	$-91.6 \times 10^6$	$-117.7 \times 10^3$
③D+TH	$82.1 \times 10^6$	$-61.6 \times 10^6$	$-79.1 \times 10^3$
⑤D+L+TH	$120.4 \times 10^6$	$-90.3 \times 10^6$	$-116.1 \times 10^3$
⑨D+TH+EQ	$86.0 \times 10^6$	$-64.5 \times 10^6$	$-82.9 \times 10^3$
⑩D+EQ	$94.0 \times 10^6$	$-70.5 \times 10^6$	$-90.6 \times 10^3$

ii) 曲げモーメントによる照査

曲げモーメントによる耐荷性能の照査は、表- 3.5.8 に示した設計断面力に対して行った。

曲げモーメントによる耐荷性能の照査結果は表- 3.5.9 に示すとおりであり、曲げモーメントは限界状態 1 及び限界状態 3 に対する曲げモーメントの制限値を超えないことから、限界状態 1 及び限界状態 3 に対する照査を満足する。

最大抵抗曲げモーメント $M_{u}$ はコンクリートのひび割れ曲げモーメント $M_c$ 以下となるが、コンクリートのひび割れ曲げモーメント $M_c$ は部材に生じる曲げモーメントの1.7倍以上となることから、曲げを受ける部材としての最小鉄筋量の規定を満足している。

軸方向鉄筋量 (D22-3.333本) は部材の有効断面積の $0.12\% \leq 2\%$ 、かつ軸方向鉄筋量 (D22-3.333本+D19-3.333本) は部材の全断面積の $0.19\% \leq 6\%$ であるため、最大鉄筋量の規定を満足する。

Ⅲ編5.5.1  
Ⅲ編5.7.1  
Ⅲ編5.5.1  
式(5.5.1)  
表-5.5.1  
Ⅲ編5.8.1  
式(5.8.1)  
表-5.8.1  
Ⅳ編5.2.1  
Ⅳ編表-解5.2.2  
Ⅳ編表-解5.2.1  
Ⅳ編 解5.2.2

表- 3.5.9 曲げモーメントによる耐荷性能の照査結果

			永続作用支配状況				変動作用支配状況			
			①D		②D+L		③D+TH			
			下側引張	上側引張	下側引張	上側引張	下側引張	上側引張	下側引張	上側引張
曲げモーメント	M	N・mm	81.7 ×10 <sup>6</sup>	61.3 ×10 <sup>6</sup>	122.1 ×10 <sup>6</sup>	91.6 ×10 <sup>6</sup>	82.1 ×10 <sup>6</sup>	61.6 ×10 <sup>6</sup>		
断面寸法	b	mm	1000		1000		1000			
	h	mm	1200		1200		1200			
	d <sub>0</sub>	mm	150	150	150	150	150	150		
	d	mm	1050	1050	1050	1050	1050	1050		
軸方向引張鉄筋量	A <sub>s</sub>	mm <sup>2</sup>	D22@300 1290.3	D19@300 955.0	D22@300 1290.3	D19@300 955.0	D22@300 1290.3	D19@300 955.0		
	M <sub>yc</sub>	N・mm	444.2 ×10 <sup>6</sup>	331.1 ×10 <sup>6</sup>	444.2 ×10 <sup>6</sup>	331.1 ×10 <sup>6</sup>	444.2 ×10 <sup>6</sup>	331.1 ×10 <sup>6</sup>		
限界状態 1 に対する照査	ξ <sub>1</sub>	---	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90		
	Φ <sub>y</sub>	---	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85		
	M <sub>ytd</sub>	N・mm	339.8 ×10 <sup>6</sup>	253.3 ×10 <sup>6</sup>	339.8 ×10 <sup>6</sup>	253.3 ×10 <sup>6</sup>	339.8 ×10 <sup>6</sup>	253.3 ×10 <sup>6</sup>		
	判定	---	M ≤ M <sub>ytd</sub> <b>OK</b>	M ≤ M <sub>ytd</sub> <b>OK</b>	M ≤ M <sub>ytd</sub> <b>OK</b>	M ≤ M <sub>ytd</sub> <b>OK</b>	M ≤ M <sub>ytd</sub> <b>OK</b>	M ≤ M <sub>ytd</sub> <b>OK</b>		
限界状態 3 に対する照査	M <sub>ic</sub>	N・mm	462.4 ×10 <sup>6</sup>	343.2 ×10 <sup>6</sup>	462.4 ×10 <sup>6</sup>	343.2 ×10 <sup>6</sup>	462.4 ×10 <sup>6</sup>	343.2 ×10 <sup>6</sup>		
	ξ <sub>1</sub>	---	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90		
	ξ <sub>2</sub>	---	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90		
	Φ <sub>u</sub>	---	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80		
曲げを受ける部材としての最小鉄筋量の照査	M <sub>ud</sub>	N・mm	299.7 ×10 <sup>6</sup>	222.4 ×10 <sup>6</sup>	299.7 ×10 <sup>6</sup>	222.4 ×10 <sup>6</sup>	299.7 ×10 <sup>6</sup>	222.4 ×10 <sup>6</sup>		
	判定	---	M ≤ M <sub>ud</sub> <b>OK</b>	M ≤ M <sub>ud</sub> <b>OK</b>	M ≤ M <sub>ud</sub> <b>OK</b>	M ≤ M <sub>ud</sub> <b>OK</b>	M ≤ M <sub>ud</sub> <b>OK</b>	M ≤ M <sub>ud</sub> <b>OK</b>		
	M <sub>c</sub>	mm	468.0 ×10 <sup>6</sup>	465.5 ×10 <sup>6</sup>	468.0 ×10 <sup>6</sup>	465.5 ×10 <sup>6</sup>	468.0 ×10 <sup>6</sup>	465.5 ×10 <sup>6</sup>		
	M <sub>s</sub>	mm	462.4 ×10 <sup>6</sup>	343.2 ×10 <sup>6</sup>	462.4 ×10 <sup>6</sup>	343.2 ×10 <sup>6</sup>	462.4 ×10 <sup>6</sup>	343.2 ×10 <sup>6</sup>		
曲げを受ける部材としての最小鉄筋量の照査	1.7M	mm	138.9 ×10 <sup>6</sup>	104.1 ×10 <sup>6</sup>	207.6 ×10 <sup>6</sup>	155.7 ×10 <sup>6</sup>	139.5 ×10 <sup>6</sup>	104.6 ×10 <sup>6</sup>		
	A <sub>sise</sub>	mm <sup>2</sup> /m	1290.3	955.0	1290.3	955.0	1290.3	955.0		
	A <sub>sreq</sub>	mm <sup>2</sup> /m	500.0	500.0	500.0	500.0	500.0	500.0		
	判定	---	M <sub>c</sub> ≥ 1.7M, A <sub>sise</sub> ≥ A <sub>sise req</sub> <b>OK</b>	M <sub>c</sub> ≥ 1.7M, A <sub>sise</sub> ≥ A <sub>sise req</sub> <b>OK</b>	M <sub>c</sub> ≥ 1.7M, A <sub>sise</sub> ≥ A <sub>sise req</sub> <b>OK</b>	M <sub>c</sub> ≥ 1.7M, A <sub>sise</sub> ≥ A <sub>sise req</sub> <b>OK</b>	M <sub>c</sub> ≥ 1.7M, A <sub>sise</sub> ≥ A <sub>sise req</sub> <b>OK</b>	M <sub>c</sub> ≥ 1.7M, A <sub>sise</sub> ≥ A <sub>sise req</sub> <b>OK</b>		

			変動作用支配状況					
			⑤D+L+TH		⑥D+TH+EQ		⑦D+EQ	
			下側引張	上側引張	下側引張	上側引張	下側引張	上側引張
曲げモーメント	M	N・mm	120.4 ×10 <sup>6</sup>	90.3 ×10 <sup>6</sup>	86.0 ×10 <sup>6</sup>	64.5 ×10 <sup>6</sup>	94.0 ×10 <sup>6</sup>	70.5 ×10 <sup>6</sup>
断面寸法	b	mm	1000		1000		1000	
	h	mm	1200		1200		1200	
	d <sub>0</sub>	mm	150	150	150	150	150	150
	d	mm	1050	1050	1050	1050	1050	1050
軸方向引張鉄筋量	A <sub>s</sub>	mm <sup>2</sup>	D22@300 1290.3	D19@300 955.0	D22@300 1290.3	D19@300 955.0	D22@300 1290.3	D19@300 955.0
	M <sub>yc</sub>	N・mm	444.2 ×10 <sup>6</sup>	331.1 ×10 <sup>6</sup>	444.2 ×10 <sup>6</sup>	331.1 ×10 <sup>6</sup>	444.2 ×10 <sup>6</sup>	331.1 ×10 <sup>6</sup>
限界状態 1 に対する照査	ξ <sub>1</sub>	---	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90
	Φ <sub>y</sub>	---	0.85	0.85	0.85	0.85	1.00	1.00
	M <sub>ytd</sub>	N・mm	339.8 ×10 <sup>6</sup>	253.3 ×10 <sup>6</sup>	339.8 ×10 <sup>6</sup>	253.3 ×10 <sup>6</sup>	399.8 ×10 <sup>6</sup>	298.0 ×10 <sup>6</sup>
	判定	---	M ≤ M <sub>ytd</sub> <b>OK</b>	M ≤ M <sub>ytd</sub> <b>OK</b>	M ≤ M <sub>ytd</sub> <b>OK</b>	M ≤ M <sub>ytd</sub> <b>OK</b>	M ≤ M <sub>ytd</sub> <b>OK</b>	M ≤ M <sub>ytd</sub> <b>OK</b>
限界状態 3 に対する照査	M <sub>ic</sub>	N・mm	462.4 ×10 <sup>6</sup>	343.2 ×10 <sup>6</sup>	462.4 ×10 <sup>6</sup>	343.2 ×10 <sup>6</sup>	462.4 ×10 <sup>6</sup>	343.2 ×10 <sup>6</sup>
	ξ <sub>1</sub>	---	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90
	ξ <sub>2</sub>	---	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90
	Φ <sub>u</sub>	---	0.80	0.80	0.80	0.80	1.00	1.00
曲げを受ける部材としての最小鉄筋量の照査	M <sub>ud</sub>	N・mm	299.7 ×10 <sup>6</sup>	222.4 ×10 <sup>6</sup>	299.7 ×10 <sup>6</sup>	222.4 ×10 <sup>6</sup>	374.6 ×10 <sup>6</sup>	278.0 ×10 <sup>6</sup>
	判定	---	M ≤ M <sub>ud</sub> <b>OK</b>	M ≤ M <sub>ud</sub> <b>OK</b>	M ≤ M <sub>ud</sub> <b>OK</b>	M ≤ M <sub>ud</sub> <b>OK</b>	M ≤ M <sub>ud</sub> <b>OK</b>	M ≤ M <sub>ud</sub> <b>OK</b>
	M <sub>c</sub>	mm	468.0 ×10 <sup>6</sup>	465.5 ×10 <sup>6</sup>	468.0 ×10 <sup>6</sup>	465.5 ×10 <sup>6</sup>	468.0 ×10 <sup>6</sup>	465.5 ×10 <sup>6</sup>
	M <sub>s</sub>	mm	462.4 ×10 <sup>6</sup>	343.2 ×10 <sup>6</sup>	462.4 ×10 <sup>6</sup>	343.2 ×10 <sup>6</sup>	462.4 ×10 <sup>6</sup>	343.2 ×10 <sup>6</sup>
曲げを受ける部材としての最小鉄筋量の照査	1.7M	mm	204.7 ×10 <sup>6</sup>	153.5 ×10 <sup>6</sup>	146.1 ×10 <sup>6</sup>	109.6 ×10 <sup>6</sup>	159.8 ×10 <sup>6</sup>	119.8 ×10 <sup>6</sup>
	A <sub>sise</sub>	mm <sup>2</sup> /m	1290.3	955.0	1290.3	955.0	1290.3	955.0
	A <sub>sreq</sub>	mm <sup>2</sup> /m	500.0	500.0	500.0	500.0	500.0	500.0
	判定	---	M <sub>c</sub> ≥ 1.7M, A <sub>sise</sub> ≥ A <sub>sise req</sub> <b>OK</b>	M <sub>c</sub> ≥ 1.7M, A <sub>sise</sub> ≥ A <sub>sise req</sub> <b>OK</b>	M <sub>c</sub> ≥ 1.7M, A <sub>sise</sub> ≥ A <sub>sise req</sub> <b>OK</b>	M <sub>c</sub> ≥ 1.7M, A <sub>sise</sub> ≥ A <sub>sise req</sub> <b>OK</b>	M <sub>c</sub> ≥ 1.7M, A <sub>sise</sub> ≥ A <sub>sise req</sub> <b>OK</b>	M <sub>c</sub> ≥ 1.7M, A <sub>sise</sub> ≥ A <sub>sise req</sub> <b>OK</b>

ii) せん断力による照査

せん断力による耐荷性能の照査は、表- 3.5.8 に示した設計断面力に対して行った。

せん断力による耐荷性能の照査結果を表- 3.5.10 に示す。永続作用支配状況及び変動作用支配状況において、設計断面に生じる平均せん断応力度又はせん断力は、限界状態3に対する平均せん断応力度の制限値、斜引張破壊に対するせん断力の制限値及びコンクリートの圧壊に対するせん断力の制限値を超えないことから、限界状態3に対する照査を満足する。

以上のように、せん断力は永続作用支配状況及び変動作用支配状況において限界状態3の制限値を超えない。ゆえに、道示Ⅲ編5.5.2(1)の規定により限界状態1に対する照査も満足する。

Ⅲ編5.5.2(1)

Ⅳ編5.2.7  
式(5.2.1)

表-5.2.4

Ⅲ編5.8.2

表-5.8.5

表-5.8.7

$C_{pt}$   
Ⅳ編表-5.2.3

Ⅲ編

$\tau_r$

式(5.8.4)

$S_c$

式(5.8.3)

表-5.8.6)

$S_s$

式(5.8.5)

$S_{usd}$

式(5.8.2)

表-5.8.3

$S_{ucw}$

式(5.8.8)

表-5.8.10

$S_{ucd}$

式(5.8.7)

表-5.8.9

表- 3.5.10 せん断力による耐荷性能の照査結果

			永続支配状況		変動作用支配状況			
			①D	②D+L	③D+TH	⑤D+L+TH	④D+TH+EQ	⑥D+EQ
せん断力	S	N	78.7 ×10 <sup>3</sup>	117.7 ×10 <sup>3</sup>	79.1 ×10 <sup>3</sup>	116.1 ×10 <sup>3</sup>	82.9 ×10 <sup>3</sup>	90.6 ×10 <sup>3</sup>
断面寸法	b	mm	1000					
	h	mm	1200					
	d <sub>0</sub>	mm	150					
	d	mm	1050					
軸方向引張鉄筋量	A <sub>s</sub>	mm <sup>2</sup>	D22@300 1290.3					
平均せん断応力度	$\tau_m$	N/mm <sup>2</sup>	0.075	0.112	0.075	0.111	0.079	0.086
	制限値	N/mm <sup>2</sup>	2.600	2.600	2.600	2.600	2.600	2.600
	判定	---	OK	OK	OK	OK	OK	OK
コンクリートが負担できる平均せん断応力度	$\tau_c$	N/mm <sup>2</sup>	0.35					
	c <sub>c</sub>	---	0.993					
	pt	%	0.12					
	c <sub>fs</sub>	---	0.746					
	c <sub>dc</sub>	---	1.000					
	c <sub>c</sub>	---	1.000					
	$\tau_x$	N/mm <sup>2</sup>	0.259					
k	---	1.300						
コンクリートが負担できるせん断力	$\tau_{cmns}$	N/mm <sup>2</sup>	1.2					
	$\tau_{cmns} \cdot b \cdot d$	N	1260.0 ×10 <sup>3</sup>					
	S <sub>c</sub>	N	353.6 ×10 <sup>3</sup>					
せん断補強鉄筋の断面積及び間隔	A <sub>sw</sub>	mm <sup>2</sup>	331.00					
	a	mm	600.00					
せん断補強鉄筋が負担できるせん断力	c <sub>dc</sub>	---	1.000					
	k	---	1.300					
	$\sigma_{sw}$	N/mm <sup>2</sup>	345					
	S <sub>s</sub>	N	225.9 ×10 <sup>3</sup>					
斜引張破壊に対するせん断力の制限値	$\xi_1$	---	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90
	$\xi_2$	---	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85
	$\Phi_{sc}$	---	0.65	0.65	0.65	0.65	0.65	0.95
	$\Phi_{sw}$	---	0.65	0.65	0.65	0.65	0.65	0.95
	S <sub>ud</sub>	N	288.2 ×10 <sup>3</sup>	288.2 ×10 <sup>3</sup>	288.2 ×10 <sup>3</sup>	288.2 ×10 <sup>3</sup>	288.2 ×10 <sup>3</sup>	421.2 ×10 <sup>3</sup>
	判定	---	S ≤ S <sub>ud</sub> OK	S ≤ S <sub>ud</sub> OK	S ≤ S <sub>ud</sub> OK	S ≤ S <sub>ud</sub> OK	S ≤ S <sub>ud</sub> OK	S ≤ S <sub>ud</sub> OK
	圧壊に対するせん断耐力の特性値	$\tau_{max}$	N/mm <sup>2</sup>	3.200				
S <sub>sw</sub>		N	3360.0 ×10 <sup>3</sup>					
コンクリートの圧壊に対するせん断力の制限値	$\xi_1$	---	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90
	$\xi_2$	---	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70	1.00
	$\Phi_{scw}$	---	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70	1.00
	S <sub>ud</sub>	N	2116.8 ×10 <sup>3</sup>	2116.8 ×10 <sup>3</sup>	2116.8 ×10 <sup>3</sup>	2116.8 ×10 <sup>3</sup>	2116.8 ×10 <sup>3</sup>	3024.0 ×10 <sup>3</sup>
	判定	---	S ≤ S <sub>ud</sub> OK	S ≤ S <sub>ud</sub> OK	S ≤ S <sub>ud</sub> OK	S ≤ S <sub>ud</sub> OK	S ≤ S <sub>ud</sub> OK	S ≤ S <sub>ud</sub> OK

---

---

#### 4. 偶発作用支配状況 (レベル2地震動を考慮する設計状況) における設計



4. 偶発作用支配状況（レベル2地震動を考慮する設計状況）における設計

4.1 基礎の降伏の照査

1) 基礎の安定に関する耐荷性能の照査に用いる設計荷重

本設計例では、レベル2地震動を考慮する設計状況（①D+EQ）においてケーソン基礎に塑性化を期待しないため、基礎は限界状態1及び限界状態3を超えないことを照査する。

①D+EQの設計荷重は、表- 1.3.3に示された設計水平震度 $k_{hp}$ を用いて、図- 4.1.1 に示したように荷重を作用させたときのケーソン基礎天端における設計で考慮する荷重を算出する。

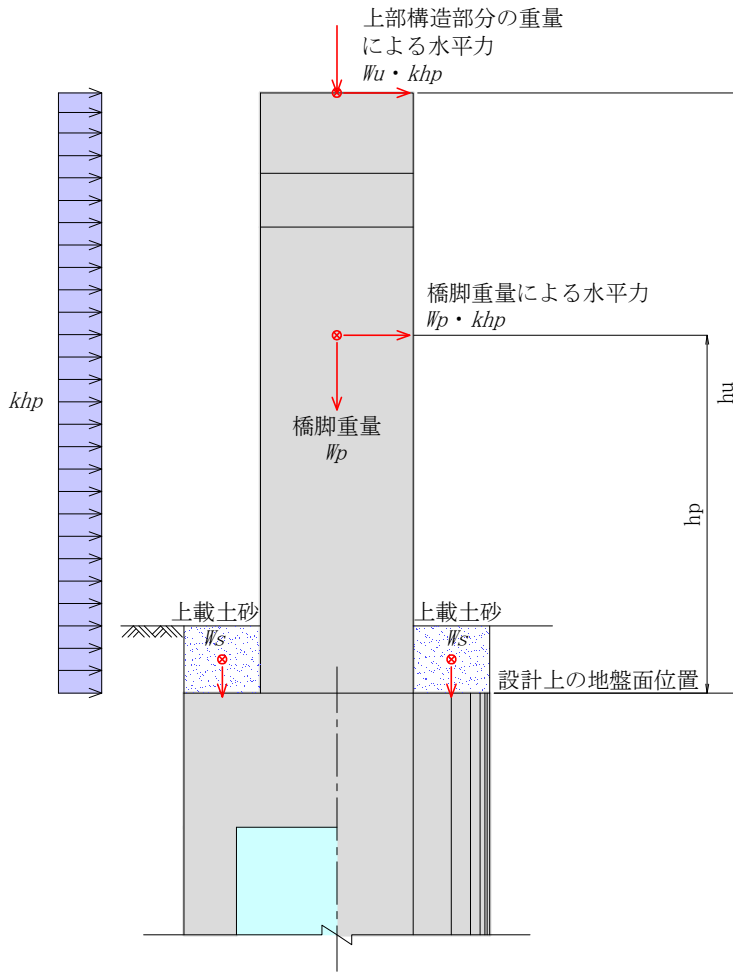


図- 4.1.1 基礎の安定に関する耐荷性能の照査に用いる設計荷重

$$V = 1.00 \times 1.05 \times 21900 + 1.00 \times 1.05 \times 5257.0 + 1.00 \times 1.05 \times 708.3 = 29258.57 \text{ (kN)}$$

$$\gamma_{pD} \quad \gamma_{qD} \quad R_{d脚} \quad \gamma_{pD} \quad \gamma_{qD} \quad W_p \quad \gamma_{pD(\pm)} \quad \gamma_{qD(\pm)} \quad W_s$$

$$H = 1.00 \times 1.05 \times 20300 \times 0.54 + 1.00 \times 1.05 \times 5257.0 \times 0.54 = 14490.82 \text{ (kN)}$$

$$\gamma_{pD} \quad \gamma_{qD} \quad W_u \quad k_{hp} \quad \gamma_{pD} \quad \gamma_{qD} \quad W_p \quad k_{hp}$$

$$M = 1.00 \times 1.05 \times 20300 \times 0.54 \times 13.400 + 1.00 \times 1.05 \times 5257.0 \times 0.54 \times 7.986$$

$$\gamma_{pD} \quad \gamma_{qD} \quad W_u \quad k_{hp} \quad h_u \quad \gamma_{pD} \quad \gamma_{qD} \quad W_p \quad k_{hp} \quad h_p$$

$$= 178039.36 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

2) ケーソン基礎本体の曲げモーメント  $M$ -曲率  $\phi$  関係

ケーソン基礎本体の曲げモーメント  $M$ -曲率  $\phi$  関係は、道示IV編 10.9.4(2)3) 解説に示されるコンクリート及び鉄筋の応力度-ひずみ関係を用いて、図-4.1.2 のようにトリニア型にモデル化する。鉄筋の応力度-ひずみ曲線は図-4.1.3、コンクリートの応力度-ひずみ曲線は図-4.1.4を用いている。なお、塑性化を期待するかしないかに関わらず、上記の曲げモーメント-曲率関係及び応力-ひずみ関係を用いるものとする。

曲げモーメント  $M$ -曲率  $\phi$  関係は、本来、基礎本体に作用する軸力により変化するが、基礎に生じる塑性化があまり大きくない範囲を対象としているため、ケーソン基礎の自重を考慮せずケーソン基礎天端に死荷重が作用したときの軸力を使用し、深さ方向に変化しないものとした。

本設計計算例では、施工上の制約により、帯鉄筋を拘束する中間帯鉄筋の一方のフックを直角フックにより定着するとしたことから、横拘束筋の有効長としては、道示V編 6.2.5 に規定される有効長の1.5倍の値 ( $d = 1.5 \times 900 = 1350\text{mm}$ ) を用いた。

基礎本体の降伏時とは、道示IV編 11.9.2 に規定される基礎本体が降伏に達した時とし、終局時とは基礎本体の圧縮縁においてコンクリートのひずみが終局ひずみに達したときとする。

以上より算出したケーソン基礎本体の  $M$ - $\phi$  関係を表-4.1.1 及び図-4.1.6 に示す。

IV編11.9.4

IV編10.9.4 (2)3) 解説

V編6.2.5

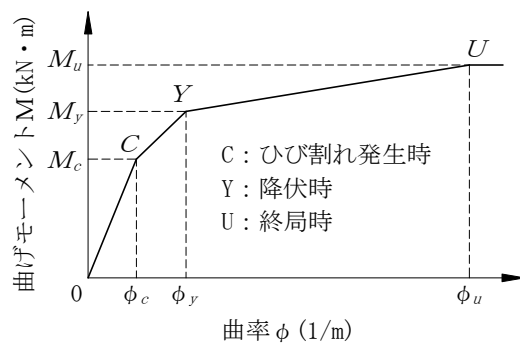


図-4.1.2 曲げモーメント-曲率関係

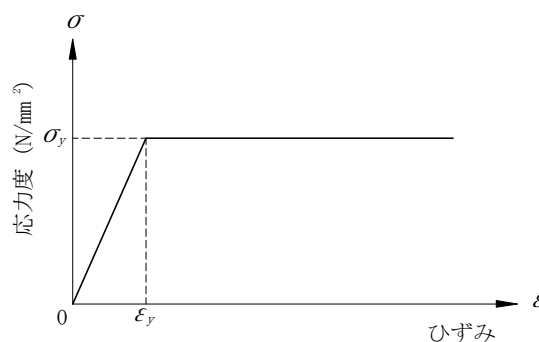


図-4.1.3 鉄筋の応力度-ひずみ関係

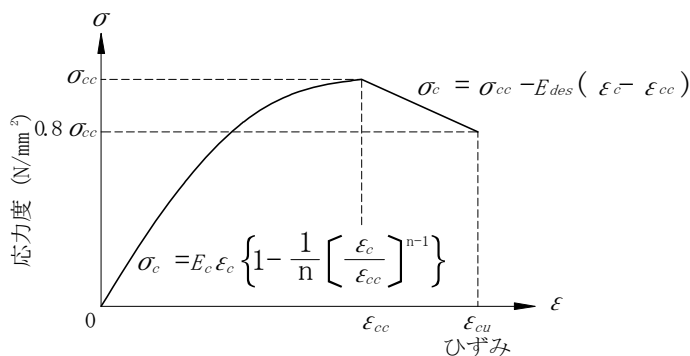


図-4.1.4 コンクリートの応力度-ひずみ曲線

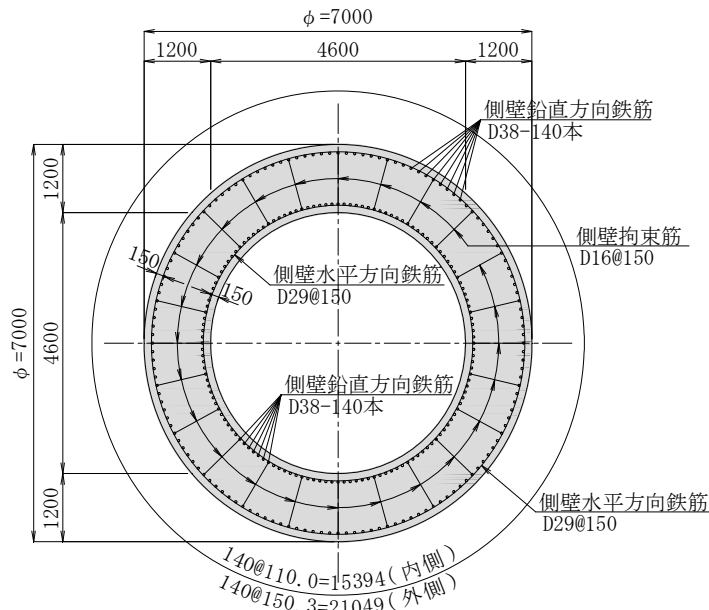


図- 4.1.5 側壁部断面

表- 4.1.1 基礎本体の曲げモーメント $M$ —曲率 $\phi$ 関係

			ひび割れ時	降伏時	終局時
軸力	$N$	kN	29258.6		
軸方向鉄筋	$A_s$	mm <sup>2</sup>	D38-280本 = 319200		
側壁拘束筋	$A_h$	mm <sup>2</sup>	(D16) 198.6		
	$s$	mm	150		
	$d$	mm	1350		
	$\rho_s$	—	0.003923		
下降勾配	$E_{des}$	N/mm <sup>2</sup>	$E_{des} = 11.2 \frac{\sigma_{ck}^2}{\rho_s \cdot \sigma_{sy}}$ 4767		
コンクリートの最大圧縮応力度	$\sigma_{cc}$	N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{cc} = \sigma_{ck} + 3.8 \alpha \cdot \rho_s \cdot \sigma_{sy}$ 25.03		
コンクリートが最大圧縮応力度に達するときのひずみ	$\epsilon_{cc}$	—	$\epsilon_{cc} = 0.002 + 0.033 \beta \cdot \rho_s \cdot \sigma_{sy} / \sigma_{ck}$ 0.00274		
コンクリートの終局ひずみ	$\epsilon_{cu}$	—	$\epsilon_{cu} = \epsilon_{cc} + 0.2 \sigma_{cc} / E_{des}$ 0.00379		
定数	$n$	—	$n = E_c \cdot \epsilon_{cc} / (E_c \cdot \epsilon_{cc} - \sigma_{cc})$ 1.574		
曲げモーメント	$M$	kN・m	95024	316621	386464
曲率	$\phi$	1/m	$3.556 \times 10^{-5}$	$5.442 \times 10^{-4}$	$2.749 \times 10^{-3}$

V編6.2.3(1)

式(6.2.5)

式(6.2.3)

式(6.2.4)

IV編10.9.4  
式(解10.9.10)  
V編式(6.2.2)

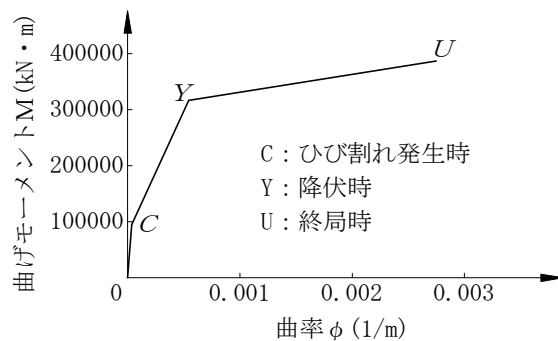


図- 4.1.6 基礎本体の曲げモーメント $M$ —曲率 $\phi$ 関係

3) 基礎の降伏の照査

レベル2地震動に対するケーソン基礎の降伏の照査結果を表-4.1.2に示す。

表-4.1.2に示すように、基礎側壁部に生じる最大曲げモーメントは、基礎本体の降伏曲げモーメント以下であり、基礎前面地盤の塑性領域率も60%に達していない。また、基礎底面の浮上り面積率も60%に達していないことから、基礎の設計で考慮する荷重に対して本ケーソン基礎は降伏に達していないと判断される。

基礎の応答変位が降伏変位の制限値の目安以下となっている。このため、レベル2地震動を考慮する設計状況において、限界状態1に対する照査を満足する。ゆえに、道示IV編 11.9.1(3)の規定により、限界状態3に対する照査も満足する。

IV編10.9.2

表- 4.1.2 基礎の降伏の目安

照査項目	作用の組合せ		⑩D+EQ	
			レベル2-タイプI	レベル2-タイプII
基礎前面 地盤の塑性化	$L_p$	m	11.900	11.900
	$L_c$	m	23.000	23.000
	$\lambda_F=L_p/L_c$	%	51.74	51.74
	判定		$\lambda_F \leq 60\%$ OK	$\lambda_F \leq 60\%$ OK
基礎底面 の浮上り	$A_R$	m <sup>2</sup>	0.000	0.000
	A	m <sup>2</sup>	38.485	38.485
	$\lambda_B=A_R/A$	%	0.0	0.0
	判定		$\lambda_B \leq 60\%$ OK	$\lambda_B \leq 60\%$ OK
基礎本体 の塑性化	M	N・mm	$279590.8 \times 10^6$	$279590.8 \times 10^6$
	$M_y$	N・mm	$316621.0 \times 10^6$	$316621.0 \times 10^6$
	判定		$M \leq M_y$ OK	$M \leq M_y$ OK

4.2 側壁水平方向の照査

1) 設計断面における断面力及び設計断面位置

永続作用支配状況及び変動作用支配状況と同様にして、設計断面における設計断面力を算出する。設計断面における設計断面力を表-4.2.1～表-4.2.2に示す。

IV編11.9.13)

表-4.2.1 耐荷性能の照査に用いる設計断面力( $M_{max}$ 時)

設計断面力 作用の組合せ		$M_{max}$	
		$M$ (N・mm)	$N$ (N)
⑪D+EQ	外側引張	$724.7 \times 10^6$	$2143.2 \times 10^3$
	内側引張	$841.0 \times 10^6$	$728.3 \times 10^3$

表-4.2.2 耐荷性能の照査に用いる設計断面力( $S_{max}$ 時)

設計断面力 作用の組合せ	$S_{max}$		
	$S$ (N)	$M$ (N・mm)	$N$ (N)
⑪D+EQ	$695.6 \times 10^3$	$51.5 \times 10^6$	$1337.0 \times 10^3$

2) 耐荷性能の照査

i) 曲げモーメントによる照査

曲げモーメントによる耐荷性能の照査は、表- 4.2.1 に示した設計断面力に対して行った。

曲げモーメントによる耐荷性能の照査結果は表- 4.2.3 に示すとおりであり、曲げモーメントが限界状態 1 及び限界状態 3 に対する曲げモーメントの制限値を超えないことから、限界状態 1 及び限界状態 3 に対する照査を満足する。

なお、降伏曲げモーメントの特性値 $M_{yc}$ 及び破壊抵抗曲げモーメントの特性値 $M_{uc}$ の算出においては、道示Ⅲ編5.8.1(4)解説より、荷重係数を考慮した軸力を用いて算出している。

最大抵抗曲げモーメント $M_u$ はコンクリートのひび割れ曲げモーメント $M_c$ 以上となることから、曲げを受ける部材としての最小鉄筋量の規定を満足している。また、軸方向力を受ける部材としての最小鉄筋量の規定も満足している。

軸方向鉄筋量 (D29-6.667本) は部材の有効断面積の $0.40\% \leq 2\%$ 、かつ軸方向鉄筋量 (D29-13.333本) は部材の全断面積の $0.71\% \leq 6\%$ であるため、最大鉄筋量の規定を満足する。

Ⅲ編5.5.1  
Ⅲ編5.7.1  
Ⅲ編5.8.1(4)  
解説

Ⅳ編5.2.1

Ⅳ編式(解5.2.2)

表- 4.2.3 曲げモーメントによる耐荷性能の照査結果

			①D+EQ	
			外側引張	内側引張
曲げモーメント	$M$	N・mm	$724.7 \times 10^6$	$841.0 \times 10^6$
軸力	$N$	N	$2143.2 \times 10^3$	$728.3 \times 10^3$
断面寸法	$b$	mm	1000	
	$h$	mm	1200	
	$d_0$	mm	117	117
	$d$	mm	1083	1083
軸方向引張鉄筋量	$A_s$	mm <sup>2</sup>	D29@150 4282.7	D29@150 4282.7
限界状態 1 に対する照査	$M_{yc}$	N・mm	$2414.1 \times 10^6$	$1802.2 \times 10^6$
	$\xi_1$	---	1.00	1.00
	$\Phi_y$	---	1.00	1.00
	$M_{yd}$	N・mm	$2414.1 \times 10^6$	$1802.2 \times 10^6$
	判定	---	$M \leq M_{yd}$ <b>OK</b>	$M \leq M_{yd}$ <b>OK</b>
限界状態 3 に対する照査	$M_{uc}$	N・mm	$2594.0 \times 10^6$	$1913.0 \times 10^6$
	$\xi_1$	---	1.00	1.00
	$\xi_2$	---	0.90	0.90
	$\Phi_u$	---	1.00	1.00
	$M_{ud}$	N・mm	$2334.6 \times 10^6$	$1721.7 \times 10^6$
	判定	---	$M \leq M_{ud}$ <b>OK</b>	$M \leq M_{ud}$ <b>OK</b>
曲げを受ける部材としての最小鉄筋量の照査	$M_c$	mm	$959.8 \times 10^6$	$662.4 \times 10^6$
	$M_u$	mm	$2594.0 \times 10^6$	$1913.0 \times 10^6$
	$1.7M$	mm	$1232.0 \times 10^6$	$1429.7 \times 10^6$
	$A_{suse}$	mm <sup>2</sup> /m	4282.7	4282.7
	$A_{sreq}$	mm <sup>2</sup> /m	500.0	500.0
	判定	---	$M_c \leq M_u, A_{suse} \geq A_{sreq}$ <b>OK</b>	$M_c \leq M_u, A_{suse} \geq A_{sreq}$ <b>OK</b>
軸方向力を受ける部材としての最小鉄筋量の照査	$\sigma_{sy}$	N/mm <sup>2</sup>	345	345
	$\sigma_{ck}$	N/mm <sup>2</sup>	24	24
	$A'_2$	mm <sup>2</sup>	92539	31446
	$0.008A'_2$	mm <sup>2</sup>	740.3	251.6
	$\Sigma A_s$	mm <sup>2</sup>	4282.7	4282.7
	判定	---	$0.008A'_2 \leq \Sigma A_s$ <b>OK</b>	$0.008A'_2 \leq \Sigma A_s$ <b>OK</b>

Ⅲ編5.5.1  
式(5.5.1)  
表-5.5.1

Ⅲ編5.8.1  
式(5.8.1)  
表-5.8.1

Ⅳ編5.2.1

ii) せん断力による照査

せん断力による耐荷性能の照査は、表- 4.2.2 に示した作用の組合せに対して行った。

せん断力による耐荷性能の照査結果を表- 4.2.4 に示す。レベル2地震動を考慮する設計状況において、設計断面に生じるせん断力が、限界状態3に対する斜引張破壊に対するせん断力の制限値及びコンクリートの圧壊に対するせん断力の制限値を超えないことから、限界状態3に対する照査を満足する。なお、コンクリートが負担できるせん断力 $S_c$ の算出においては、道示IV編5.2.7(1)解説より、軸方向力の影響を考慮した。

以上のように、せん断力はレベル2地震動を考慮する設計状況において限界状態3の制限値を超えない。ゆえに、道示III編5.5.2(1)の規定により限界状態1に対する照査も満足する。

表- 4.2.4 せん断力による耐荷性能の照査結果

		①D+EQ	
せん断力	$S$	N	$695.6 \times 10^3$
曲げモーメント	$M$	N・mm	$51.5 \times 10^6$
軸力	$N$	N	$1337.0 \times 10^3$
断面寸法	$b$	mm	1000
	$h$	mm	1200
	$d_0$	mm	117
	$d$	mm	1083
軸方向引張鉄筋量	$A_s$	mm <sup>2</sup>	D29@150 4282.7
コンクリートが負担できる平均せん断応力度	$\tau_c$	N/mm <sup>2</sup>	0.35
	$c_e$	---	0.988
	$pl$	%	0.40
	$c_{pl}$	---	1.095
	$c_{dc}$	---	1.000
	$c_c$	---	1.000
	$\tau_r$	N/mm <sup>2</sup>	0.379
コンクリートが負担できるせん断力	$\kappa$	---	1.300
	$\kappa \cdot \tau_r \cdot b \cdot d$	N	$533.1 \times 10^3$
	$A_c$	mm <sup>2</sup>	$1.2 \times 10^6$
	$I_c$	mm <sup>4</sup>	$1440.0 \times 10^8$
	$y$	mm	600
	$M_0$	N・mm	$267.4 \times 10^6$
	$S \cdot M_0/M$	N	$695.6 \times 10^3$
	$\tau_{cmax}$	N/mm <sup>2</sup>	1.2
	$\tau_{cmax} \cdot b \cdot d$	N	$1299.6 \times 10^3$
	$S_c$	N	$1228.7 \times 10^3$
せん断補強鉄筋の断面積及び間隔	$A_w$	mm <sup>2</sup>	1324.00
	$a$	mm	900.00
せん断補強鉄筋が負担できるせん断力	$c_{ds}$	---	1.000
	$\kappa$	---	1.300
	$\sigma_{sy}$	N/mm <sup>2</sup>	345
	$S_s$	N	$621.4 \times 10^3$
斜引張破壊に対するせん断力の制限値	$\xi_1$	---	1.00
	$\xi_2$	---	0.85
	$\Phi_{uc}$	---	0.95
	$\Phi_{us}$	---	0.95
	$S_{usd}$	N	$1493.9 \times 10^3$
	判定	---	$S \leq S_{usd}$ <b>OK</b>
圧壊に対するせん断耐力の特性値	$\tau_{rmax}$	N/mm <sup>2</sup>	3.200
	$S_{ucw}$	N	$3465.6 \times 10^3$
コンクリートの圧壊に対するせん断力の制限値	$\xi_1$	---	1.00
	$\xi_2 \Phi_{ucw}$	---	1.00
	$S_{ucd}$	N	$3465.6 \times 10^3$
	判定	---	$S \leq S_{ucd}$ <b>OK</b>

IV編5.2.7(1)解説

III編5.5.2(1)

III編5.8.2  
表-5.8.5  
表-5.8.7

$c_{pl}$   
IV編表-5.2.3  
III編  
 $\tau_r$   
式(5.8.4)

$M_0$   
式解(5.8.7)  
 $S_c$   
式(5.8.3)  
表-5.8.6

$S_s$   
式(5.8.5)

$S_{usd}$   
式(5.8.2)  
表-5.8.3

$S_{ucw}$   
式(5.8.8)  
表-5.8.10

$S_{ucd}$   
式(5.8.7)  
表-5.8.9

4.3 側壁鉛直方向の照査

1) 設計断面における断面力及び設計断面位置

永続作用支配状況及び変動作用支配状況と同様にして，設計断面における設計断面力を算出する。設計断面における設計断面力を表-4.3.1に示す。

IV編11.9.1 3)

【補足】

ケーソン基礎本体の鉛直方向断面の曲げ剛性及び剛性低下を評価して計算を行っているため，側壁鉛直方向断面の曲げモーメントに対する照査は省略できる。

表-4.3.1 耐荷性能の照査に用いる設計断面力( $S_{max}$ 時)

設計断面力 作用の組合せ	$S_{max}$		
	S (N)	M (N・mm)	N (N)
①D+EQ	$30510.6 \times 10^3$	$138046.1 \times 10^6$	$44302.9 \times 10^3$



2) 耐荷性能の照査

i) せん断力による照査

せん断力による耐荷性能の照査は、表- 4.3.1 に示した設計断面力に対して行った。せん断力による耐荷性能の照査結果を表- 4.3.2 に示す。レベル2地震動を考慮する設計状況において、設計断面に生じるせん断力が、限界状態3に対する斜引張破壊に対するせん断力の制限値及びコンクリートの圧壊に対するせん断力の制限値を超えないことから、限界状態3に対する照査を満足する。なお、コンクリートが負担できるせん断力 $S_c$ の算出においては、道示IV編5.2.7(1)解説より、軸方向力の影響を考慮した。

以上のように、せん断力はレベル2地震動を考慮する設計状況において限界状態3の制限値を超えない。ゆえに、道示III編5.5.2(1)の規定により限界状態1に対する照査も満足する。

表- 4.3.2 せん断力による耐荷性能の照査結果

			①D+EQ
せん断力	$S$	N	$30510.6 \times 10^3$
曲げモーメント	$M$	N・mm	$138046.1 \times 10^6$
軸力	$N$	N	$44302.9 \times 10^3$
断面寸法	$b$	mm	2400
	$h$	mm	5755
	$d$	mm	5489
軸方向引張鉄筋量	$A_s$	mm <sup>2</sup>	D38-280本 319200.0
コンクリートが負担できる平均せん断応力度	$\tau_c$	N/mm <sup>2</sup>	0.35
	$c_e$	---	0.590
	$pl$	%	1.21
	$c_{pl}$	---	1.500
	$c_{dc}$	---	1.000
	$c_c$	---	1.000
	$\tau_r$	N/mm <sup>2</sup>	0.310
コンクリートが負担できるせん断力	$\kappa$	---	1.300
	$\kappa \cdot \tau_r \cdot b \cdot d$	N	$5306.7 \times 10^3$
	$A_c$	mm <sup>2</sup>	$21.9 \times 10^6$
	$I_c$	mm <sup>4</sup>	$957094.7 \times 10^8$
	$y$	mm	3500
	$M_0$	N・mm	$55406.4 \times 10^6$
	$S \cdot M_0 / M$	N	$12245.8 \times 10^3$
	$\tau_{cmax}$	N/mm <sup>2</sup>	1.2
	$\tau_{cmax} \cdot b \cdot d$	N	$15808.3 \times 10^3$
	$S_c$	N	$15808.3 \times 10^3$
せん断補強鉄筋の断面積及び間隔	$A_w$	mm <sup>2</sup>	2569.60
	$a$	mm	150.00
せん断補強鉄筋が負担できるせん断力	$c_{ds}$	---	1.000
	$\kappa$	---	1.300
	$\sigma_{sy}$	N/mm <sup>2</sup>	345
	$S_s$	N	$36671.8 \times 10^3$
斜引張破壊に対するせん断力の制限値	$\xi_1$	---	1.00
	$\xi_2$	---	0.85
	$\Phi_{uc}$	---	0.95
	$\Phi_{us}$	---	0.95
	$S_{usd}$	N	$42377.7 \times 10^3$
	判定	---	$S \leq S_{usd}$ <b>OK</b>
圧壊に対するせん断耐力の特性値	$\tau_{rmax}$	N/mm <sup>2</sup>	3.200
	$S_{ucw}$	N	$42155.5 \times 10^3$
コンクリートの圧壊に対するせん断力の制限値	$\xi_1$	---	1.00
	$\xi_2 \Phi_{ucw}$	---	1.00
	$S_{ucd}$	N	$42155.5 \times 10^3$
	判定	---	$S \leq S_{ucd}$ <b>OK</b>

IV編5.2.7(1)解説  
III編5.5.2(1)

III編5.8.2  
表-5.8.5  
表-5.8.7  
 $c_{pl}$   
IV編表-5.2.3  
III編  
 $\tau_r$   
式(5.8.4)

$M_0$   
解(5.8.7)  
 $S_c$   
式(5.8.3)  
表-5.8.6

$S_s$   
式(5.8.5)

$S_{usd}$   
式(5.8.2)  
表-5.8.3

$S_{ucw}$   
式(5.8.8)  
表-5.8.10

$S_{ucd}$   
式(5.8.7)  
表-5.8.9

4.4 頂版の照査

1) 設計断面における断面力及び設計断面位置

永続作用支配状況及び変動作用支配状況と同様に，橋脚下端で支持された片持ち梁として設計する。固定端は橋脚の外面とする。

レベル2地震動の荷重に対しては，図- 4.4.1 に示すように，橋脚下端位置の頂版の全断面有効幅として照査する。

図- 4.4.2 に示すように，作用力として，照査断面より前面のすべての頂版支持部反力，頂版自重，直上の土砂重量及び支持部の水平反力を考慮する。

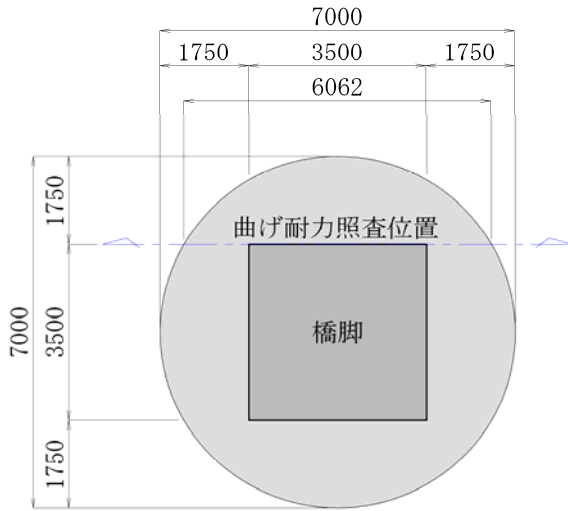


図- 4.4.1 照査断面位置

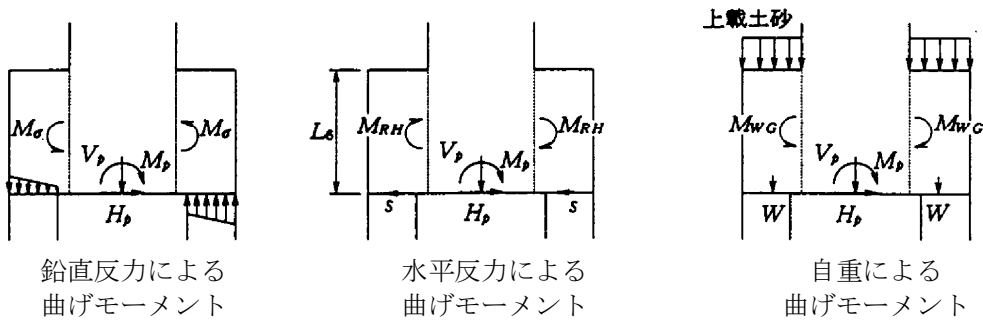


図- 4.4.2 頂版の作用荷重

i) 頂版下面に作用する荷重

$$V_P = V_O + W_f$$

$$H_P = H_O$$

$$M_P = M_O + H_O \cdot h$$

ここに、

- $V_P$  : 頂版下面に作用する鉛直力(kN)
- $H_P$  : 頂版下面に作用する水平力(kN)
- $M_P$  : 頂版下面に作用するモーメント(kN・m)
- $V_O$  : 頂版上面に作用する鉛直力(kN)
- $H_O$  : 頂版上面に作用する水平力(kN)
- $M_O$  : 頂版上面に作用するモーメント(kN・m)
- $W_f$  : 頂版重量(kN)  
 $W_f = A_l \cdot h \cdot \gamma_c \cdot \gamma_{pD} \cdot \gamma_{qD}$
- $A_l$  : 頂版平面積 = 38.48 (m<sup>2</sup>)
- $h$  : 頂版厚 = 3.000 m
- $\gamma_c$  : 鉄筋コンクリートの単位重量 = 24.5 (kN/m<sup>3</sup>)
- $\gamma_p$  : 荷重組合せ係数 = 1.00
- $\gamma_q$  : 荷重係数 = 1.05
- $W_s$  : 上載土砂重量(kN)

表-4.4.1 に示すように、頂版下面に作用する荷重を示す。

表-4.4.1 頂版下面に作用する荷重

作用の組合せ	$V_O$ (kN)	$H_O$ (kN)	$M_O$ (kN・m)	$W_f$ (kN)	$\gamma_{pD}$	$\gamma_{qD}$	$V_P$ (kN)	$H_P$ (kN)	$M_P$ (kN・m)
レベル2-タイプI	29258.6	14490.8	178039.4	2828.6	1.00	1.05	32228.6	14490.8	221511.8

ii) 頂版支持部反力度

下式より頂版支持部反力度を算出する。計算結果は表-4.4.2 に示す。

$$\sigma_i = \frac{V_P}{A} + \frac{M_P}{I} \cdot L_i$$

$$s = \frac{H_P}{A} = \frac{14490.8}{21.87} = 662.7 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

ここに、

- $\sigma_i$  : 頂版中心から $L_i$ の位置の頂版支持部の鉛直反力度(kN/m<sup>2</sup>)
- $A$  : 頂版支持部断面積 = 21.87 (m<sup>2</sup>)
- $I$  : 頂版支持部断面二次モーメント = 95.88 (m<sup>4</sup>)
- $L_i$  : 頂版中心からの距離(m)
- $s$  : 頂版支持部の水平反力度(kN/m<sup>2</sup>)

表-4.4.2 頂版支持部反力度

作用の組合せ	$\sigma_i$ (kN/m <sup>2</sup> )								
	外端	内端	$h/2$	柱前面	柱中心	柱前面	$h/2$	内端	外端
$L_i$ (m)	3.500	2.300	3.250	1.750	0.000	-1.750	-3.250	-2.300	-3.500
レベル2-タイプI	9560.0	6787.6	8982.4	5517.0	1473.9	-2569.1	-6034.5	-3839.7	-6612.1

iii) 頂版重量及び上載土砂重量

$$W_f = h \cdot \gamma_c \cdot \gamma_{pD} \cdot \gamma_{qD}$$

$$= 3.000 \times 24.500 \times 1.00 \times 1.05$$

$$= 77.18$$

$$W_s = h_l \cdot \gamma_t \cdot \gamma_{pD} \cdot \gamma_{qD}$$

$$= 1.500 \times 18.000 \times 1.00 \times 1.05$$

$$= 28.35$$

ここに、

- $W_f$  : 頂版重量(kN/m<sup>2</sup>)
- $W_s$  : 上載土砂重量(kN/m<sup>2</sup>)
- $h_l$  : 上載土砂厚 = 1.500 (m)
- $\gamma_t$  : 上載土砂湿潤重量 = 18.00 (kN/m<sup>3</sup>)
- $\gamma_F$  : 荷重組合せ係数 = 1.00
- $\gamma_c$  : 荷重係数 = 1.05

iv) 照査断面位置における曲げモーメント

a. 頂版支持部鉛直反力による曲げモーメント( $M_1$ )

$$\sigma_{max} \text{側} : M_1 = 40863.9 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

$$\sigma_{min} \text{側} : M_1 = -25685.5 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

b. 頂版支持部水平反力による曲げモーメント( $M_2$ )

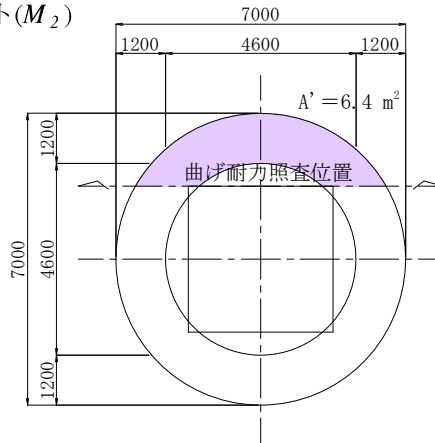
$$M_2 = s \cdot A' \cdot h / 2$$

$$= 662.7 \times 6.4 \times 3.000 / 2$$

$$= 6362.2$$

ここに、

- $s$  : 頂版支持部水平反力度(kN/m<sup>2</sup>)
- $A'$  : 脚柱下端外縁断面より外側の頂版支持部面積(m<sup>2</sup>)(右図参照)
- $W_s$  : 上載土砂重量(kN/m<sup>2</sup>)
- $h$  : 頂版厚 = 3.000 (m)



c. 頂版及び上載土砂重量による曲げモーメント( $M_3$ )

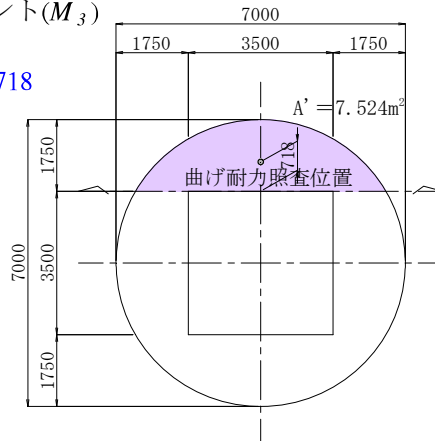
$$M_3 = (W_f + W_s) \cdot A_c' \cdot L_g$$

$$= (77.2 + 28.4) \times 7.524 \times 0.718$$

$$= 570.1$$

ここに、

- $s$  : 頂版支持部水平反力度(kN/m<sup>2</sup>)
- $A_c$  : 脚柱下端外縁断面より外側の頂版面積(m<sup>2</sup>)(右図参照)
- $L_g$  : 脚柱下端外縁断面より  $A_c'$  の重心位置までの距離(m)(右図参照)



d. 頂版及び上載土砂重量による曲げモーメント( $M_3$ )

以上より、設計断面における設計断面力を下式より算出する。

$$\sigma_{max} \text{側} : M = M_1 - M_2 - M_3$$

$$\sigma_{min} \text{側} : M = M_1 + M_2 - M_3$$

## v) 設計断面における設計断面力

設計断面における設計断面力を図-4.4.3に示す。

表-4.4.3 設計断面における設計断面力

設計断面力 作用	曲げモーメント	
	$M_{\sigma max}$ (N・mm)	$M_{\sigma min}$ (N・mm)
タイプ I 地震動	$33931.6 \times 10^6$	$-19893.4 \times 10^6$

2) 耐荷性能の照査

i) 曲げモーメントに対する照査

曲げモーメントによる耐荷性能の照査は、表- 4.4.3 に示した設計断面力に対して行った。

曲げモーメントによる耐荷性能の照査結果は表- 4.4.4 に示すとおりであり、曲げモーメントが限界状態 1 及び限界状態 3 に対する曲げモーメントの制限値を超えないことから、限界状態 1 及び限界状態 3 に対する照査を満足する。

最大抵抗曲げモーメント $M_u$ はコンクリートのひび割れ曲げモーメント $M_c$ 以上となることから、曲げを受ける部材としての最小鉄筋量の規定を満足している。

軸方向鉄筋量 (D51-13.333本) は部材の有効断面積の $0.97\% \leq 2\%$ 、かつ軸方向鉄筋量 (D51-13.333本+D51-6.667本) は部材の全断面積の $1.35\% \leq 6\%$ であるため、最大鉄筋量の規定を満足する。

また、道示IV編 7.7.3(5)に従い、引張鉄筋量が釣合い鉄筋量の1/2以下であることを確認した。

表- 4.4.4 曲げモーメントによる耐荷性能の照査結果

			①D+EQ	
			下側引張	上側引張
曲げモーメント	$M$	N・mm	$33931.6 \times 10^6$	$19893.4 \times 10^6$
断面寸法	$b$	mm	6062	
	$h$	mm	3000	
	$d_0$	mm	225	150
	$d$	mm	2775	2850
軸方向引張鉄筋量	$A_s$	mm <sup>2</sup>	D51@150-2段 27026.7	D51@150 13513.3
限界状態 1 に対する照査	$M_{yc}$	N・mm	$130622.5 \times 10^6$	$72936.1 \times 10^6$
	$\xi_1$	---	1.00	1.00
	$\Phi_y$	---	1.00	1.00
	$M_{yd}$	N・mm	$130622.5 \times 10^6$	$72936.1 \times 10^6$
	判定	---	$M \leq M_{yd}$ <b>OK</b>	$M \leq M_{yd}$ <b>OK</b>
限界状態 3 に対する照査	$M_{uc}$	N・mm	$143579.3 \times 10^6$	$77228.3 \times 10^6$
	$\xi_1$	---	1.00	1.00
	$\xi_2$	---	0.90	0.90
	$\Phi_u$	---	1.00	1.00
	$M_{ud}$	N・mm	$129221.3 \times 10^6$	$69505.5 \times 10^6$
	判定	---	$M \leq M_{ud}$ <b>OK</b>	$M \leq M_{ud}$ <b>OK</b>
曲げを受ける部材としての最小鉄筋量の照査	$M_c$	mm	$21114.3 \times 10^6$	$19444.3 \times 10^6$
	$M_u$	mm	$143579.3 \times 10^6$	$77228.3 \times 10^6$
	$1.7M$	mm	$57683.8 \times 10^6$	$33818.8 \times 10^6$
	$A_{suse}$	mm <sup>2</sup> /m	27026.7	13513.3
	$A_{sreq}$	mm <sup>2</sup> /m	500.0	500.0
	判定	---	$M_c \leq M_u, A_{suse} \geq A_{sreq}$ <b>OK</b>	$M_c \leq M_u, A_{suse} \geq A_{sreq}$ <b>OK</b>
1/2釣合い鉄筋量	$p_b (=A_{sb}/bd)$	mm <sup>2</sup>	0.03169	0.03169
	$1/2A_{sb}$	mm <sup>2</sup>	43965.9	45154.2
	$A_{suse}$	mm <sup>2</sup> /m	27026.7	13513.3
	判定	---	$A_{suse} \leq 1/2A_{sb}$ <b>OK</b>	$A_{suse} \leq 1/2A_{sb}$ <b>OK</b>

ii) せん断力による照査

頂版支持部中心線の大半がh/2以内(hは頂版厚)にあり、せん断破壊のおそれがないため、照査を行う必要はない。

III編5.5.1

III編5.7.1

IV編5.2.1

IV編 解5.2.2

IV編7.7.3(5)

III編5.5.1

式(5.5.1)

表-5.5.1

III編5.8.1

式(5.8.1)

表-5.8.1

IV編5.2.1

III編5.8.1

式解5.8.4

4.5 作業室天井スラブの照査

1) 設計断面における断面力及び設計断面位置

永続作用支配状況及び変動作用支配状況と同様にして設計断面における設計断面力を算出する。作業室天井スラブに作用する荷重及び分配荷重は、表-4.5.1, 表-4.5.2 に示す。

表-4.5.1 作業室天井スラブに作用する荷重

設計断面力 作用	$q_{max}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$q_{min}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$d$ (m)	$q$ (kN/m <sup>2</sup> )	$q_{ul}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$W_c$ (kN/m <sup>2</sup> )	$W_{co}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$W$ (kN/m <sup>2</sup> )
				$L$ (m) 2.350				
①D+EQ	1720.2	282.0	7.000	1237.4	165.0	29.4	52.9	-159.2

表-4.5.2 分配荷重

設計断面力 作用	橋軸方向 スパン $L_x$ (m)	橋軸直角方向 スパン $L_y$ (m)	$\lambda$	橋軸方向 分配荷重 $W_x$ (kN/m <sup>2</sup> )	橋軸直角方向 分配荷重 $W_y$ (kN/m <sup>2</sup> )
	①D+EQ	4.600		4.600	1.00

下式より、設計断面における設計断面力を算出し、計算結果を表-4.5.3 に示す。

$$M_1 = -\frac{1}{12} \cdot W \cdot L^2$$

$$M_2 = \frac{1}{16} \cdot W \cdot L^2$$

$$S = \frac{1}{2} \cdot W \cdot L - W \cdot \frac{h}{2}$$

ここに、

$M_1$  : 端部の曲げモーメント (N・mm/m)

$M_2$  : 支間部の曲げモーメント (N・mm/m)

$S$  : 端部から $h/2$ 離れた位置でのせん断力 (N/m)

表-4.5.3 設計断面における設計断面力

設計断面力 作用	曲げモーメント		せん断力
	$M_1$ (N・mm/m)	$M_2$ (N・mm/m)	$S$ (N/m)
①D+EQ	$140.4 \times 10^6$	$-105.3 \times 10^6$	$-135.3 \times 10^3$

2) 耐荷性能の照査

i) 曲げモーメントによる照査

曲げモーメントによる耐荷性能の照査は、表- 4.5.3 に示した設計断面力に対して行った。

曲げモーメントによる耐荷性能の照査結果は表- 4.5.4 に示すとおりであり、曲げモーメントが限界状態 1 及び限界状態 3 に対する曲げモーメントの制限値を超えないことから、限界状態 1 及び限界状態 3 に対する照査を満足する。

最大抵抗曲げモーメント $M_u$ はコンクリートのひび割れ曲げモーメント $M_c$ より小さくなるが、部材に生じる曲げモーメントの1.7倍がコンクリートのひび割れ曲げモーメント $M_c$ 以下の場合、最小鉄筋量の規定によらなくてもよい。

軸方向鉄筋量 (D22-3.333本) は部材の有効断面積の $0.12\% \leq 2\%$ 、かつ軸方向鉄筋量 (D22-3.333本+D19-3.333本) は部材の全断面積の $0.19\% \leq 6\%$ であるため、最大鉄筋量の規定を満足する。

Ⅲ編5.5.1  
Ⅲ編5.7.1

Ⅳ編5.2.1

Ⅳ編 解5.2.2

表- 4.5.4 曲げモーメントによる耐荷性能の照査結果

			下側引張	上側引張
			①D+EQ	
曲げモーメント	$M$	N・mm	$140.4 \times 10^6$	$105.3 \times 10^6$
断面寸法	$b$	mm	1000	
	$h$	mm	1200	
	$d_o$	mm	150	150
	$d$	mm	1050	1050
軸方向引張鉄筋量	$A_s$	mm <sup>2</sup>	D22@300 1290.3	D19@300 955.0
限界状態 1 に対する照査	$M_{yc}$	N・mm	$444.2 \times 10^6$	$331.1 \times 10^6$
	$\xi_1$	---	1.00	1.00
	$\Phi_y$	---	1.00	1.00
	$M_{yd}$	N・mm	$444.2 \times 10^6$	$331.1 \times 10^6$
	判定	---	$M \leq M_{yd}$ <b>OK</b>	$M \leq M_{yd}$ <b>OK</b>
限界状態 3 に対する照査	$M_{uc}$	N・mm	$462.4 \times 10^6$	$343.2 \times 10^6$
	$\xi_1$	---	1.00	1.00
	$\xi_2$	---	0.90	0.90
	$\Phi_u$	---	1.00	1.00
	$M_{ud}$	N・mm	$416.2 \times 10^6$	$308.9 \times 10^6$
	判定	---	$M \leq M_{ud}$ <b>OK</b>	$M \leq M_{ud}$ <b>OK</b>
曲げを受ける部材としての最小鉄筋量の照査	$M_c$	mm	$468.0 \times 10^6$	$465.5 \times 10^6$
	$M_u$	mm	$462.4 \times 10^6$	$343.2 \times 10^6$
	$1.7M$	mm	$238.6 \times 10^6$	$179.0 \times 10^6$
	$A_{suse}$	mm <sup>2</sup> /m	1290.3	955.0
	$A_{sreq}$	mm <sup>2</sup> /m	500.0	500.0
	判定	---	$M_c \geq 1.7M, A_{suse} \geq A_{sreq}$ <b>OK</b>	$M_c \geq 1.7M, A_{suse} \geq A_{sreq}$ <b>OK</b>

Ⅲ編5.5.1  
式(5.5.1)  
表-5.5.1

Ⅲ編5.8.1  
式(5.8.1)  
表-5.8.1

Ⅳ編5.2.1



ii) せん断力による照査

せん断力による耐荷性能の照査は、表- 4.5.3 に示した設計断面力に対して行った。

せん断力による耐荷性能の照査結果を表- 4.5.5 に示す。レベル2地震動を考慮する設計状況において、設計断面に生じるせん断力が、限界状態3に対する斜引張破壊に対するせん断力の制限値及びコンクリートの圧壊に対するせん断力の制限値を超えないことから、限界状態3に対する照査を満足する。

以上のように、せん断力はレベル2地震動を考慮する設計状況において限界状態3の制限値を超えない。ゆえに、道示Ⅲ編5.5.2(1)の規定により限界状態1に対する照査も満足する。

Ⅲ編5.5.2(1)

表- 4.5.5 せん断力による耐荷性能の照査結果

			①D+EQ
せん断力	$S$	N	$135.3 \times 10^3$
断面寸法	$b$	mm	1000
	$h$	mm	1200
	$d_o$	mm	150
	$d$	mm	1050
軸方向引張鉄筋量	$A_s$	mm <sup>2</sup>	D22@300 1290.3
コンクリートが負担できる平均せん断応力度	$\tau_c$	N/mm <sup>2</sup>	0.35
	$c_e$	---	0.993
	$pt$	%	0.12
	$c_{pt}$	---	0.746
	$c_{dc}$	---	1.000
	$c_c$	---	1.000
コンクリートが負担できるせん断力	$\tau_r$	N/mm <sup>2</sup>	0.259
	$\kappa$	---	1.300
	$\tau_{cmax}$	N/mm <sup>2</sup>	1.2
	$\tau_{cmax} \cdot b \cdot d$	N	$1260.0 \times 10^3$
せん断補強鉄筋の断面積及び間隔	$S_c$	N	$353.6 \times 10^3$
	$A_w$	mm <sup>2</sup>	331.00
	$a$	mm	600.00
せん断補強鉄筋が負担できるせん断力	$c_{ds}$	---	1.000
	$\kappa$	---	1.300
	$\sigma_{sy}$	N/mm <sup>2</sup>	345
	$S_s$	N	$225.9 \times 10^3$
斜引張破壊に対するせん断力の制限値	$\xi_1$	---	1.00
	$\xi_2$	---	0.85
	$\Phi_{uc}$	---	0.95
	$\Phi_{us}$	---	0.95
	$S_{usd}$	N	$468.0 \times 10^3$
	判定	---	$S \leq S_{usd}$ <b>OK</b>
圧壊に対するせん断耐力の特性値	$\tau_{rmax}$	N/mm <sup>2</sup>	3.200
	$S_{ucw}$	N	$3360.0 \times 10^3$
コンクリートの圧壊に対するせん断力の制限値	$\xi_1$	---	1.00
	$\xi_2 \Phi_{ucw}$	---	1.00
	$S_{ucd}$	N	$3360.0 \times 10^3$
	判定	---	$S \leq S_{ucd}$ <b>OK</b>

Ⅲ編5.8.2  
表-5.8.5  
表-5.8.7

$c_{pt}$   
Ⅳ編表-5.2.3  
Ⅲ編  
 $\tau_r$   
式(5.8.4)

$S_c$   
式(5.8.3)  
表-5.8.6

$S_s$   
式(5.8.5)

$S_{usd}$   
式(5.8.2)  
表-5.8.3

$S_{ucw}$   
式(5.8.8)  
表-5.8.10

$S_{ucd}$   
式(5.8.7)  
表-5.8.9

---

## 5. 施工時の設計

5. 施工時の設計

5.1 施工時の照査項目

施工時の限界状態は、施工途中の各段階における材料強度、構造等の条件及び完成形での限界状態を満足できることを考慮して、適切に設定しなければならないとされている。

【補足】

施工時における道路橋の各部材等の状態を評価するにあたって考慮すべき荷重組合せや部分係数については、架橋地点の特性だけでなく、構造物の規模、施工期間、施工方法等も含めた当該橋梁の施工条件に大きく依存するため、施工時の荷重組合せは定められておらず、道示 I 編3.3の解説にいくつかの例と共に示されている。

また抵抗側については、変動作用支配状況における制限値に相当する照査が下部構造では従来より一般的に行われているので、検討にあたってはこれらを参考とする。

本計算例では、下記の部材について施工時の設計を行う。

- a)側壁水平方向の照査(沈下作業中に偏心を生じた場合)
- b)作業室スラブ
- c)刃口

5.2 側壁水平方向の照査

1) 設計断面における断面力及び設計断面位置

ケーソン基礎が沈下作業中に偏心を生じた状態を想定し、次のような荷重を考えて設計を行う。

① 主働静止土圧+静水圧を4方向に作用させる。作用方向としては、側壁に対して直角方向とする。

② 同時に主働土圧の1/2を1方向に偏荷重として作用させる。作用方向としては、偏心する方向とする。

偏心を生じた場合の荷重状態を図-5.2.1に示す。

照査位置については、作用荷重が最大となる側壁下端位置とする。

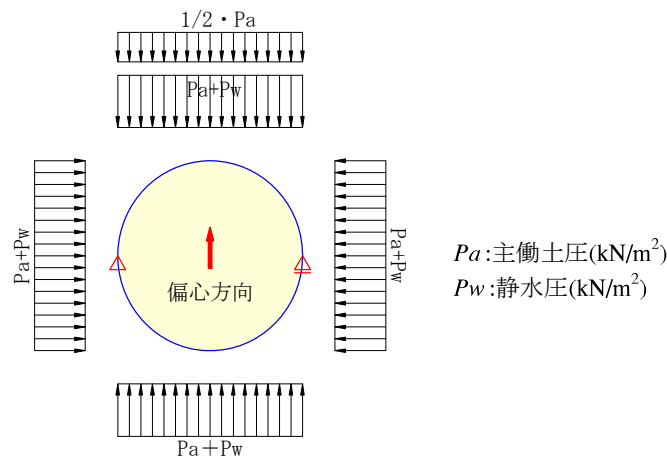


図- 5.2.1 偏心が生じた場合の荷重状態

IV編3.4.1(8)

IV編3.4.1(8)

IV編11.8.2 1)

i) 主働土圧

主働土圧は下式より算出する。なお、主働土圧は静止土圧を上回らないことを考慮して、主働土圧を算出する。計算結果を表-5.2.1に示す。

$$P_a = K_a \cdot \{ \sum (\gamma_i \cdot h_i) + q \} \cdot \gamma_p \cdot \gamma_q$$

ここに、

$P_a$  : 主働土圧強度(kN/m<sup>2</sup>), 施工時地盤面から15.0m以深では土圧強度を一定とする。

$K_a$  : 主働土圧係数 (≥0.5)

$\gamma_i$  : i番目の地層の単位重量(kN/m<sup>3</sup>)

$h_i$  : i番目の地層の層厚(m)

$q$  : 施工時上載荷重 = 10.0 (kN/m<sup>2</sup>)

$\gamma_p$  : 荷重組合せ係数 = 1.00

$\gamma_q$  : 荷重係数 = 1.05

表-5.2.1 主働土圧

	標高 (m)	$h$ (m)	$\phi$ (°)	$\delta$ (°)	$K_a$	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma' \cdot h + q$ (kN/m <sup>2</sup> )	$p_a$ (kN/m <sup>2</sup> )
1層	9.780	1.400	0.0	0.00	1.000	17.0	10.0	10.50
	8.380						33.8	35.49
2層	8.380	0.100	33.0	11.00	0.500	18.0	33.8	17.75
	8.280						35.6	18.69
2層	8.280	2.800	33.0	11.00	0.500	9.0	35.6	18.69
	5.480						60.8	31.92
3層	5.480	5.700	0.0	0.00	1.000	9.0	60.8	63.84
	-0.220						112.1	117.71
4層	-0.220	5.000	30.0	10.00	0.500	10.0	112.1	58.85
	-5.220						162.1	85.10
4層	-5.220	1.600	30.0	10.00	0.500	10.0	162.1	85.10
	-6.820						178.1	85.10
5層	-6.820	2.200	42.0	14.00	0.500	11.0	178.1	85.10
	-9.020						202.3	85.10
6層	-9.020	1.000	33.0	11.00	0.500	10.0	202.3	85.10
	-10.020						212.3	85.10
7層	-10.020	1.200	42.0	14.00	0.500	11.0	212.3	85.10
	-11.220						225.5	85.10

h = 15.0m

←側壁下端

ii) 静水圧

$$\begin{aligned} P_w &= \gamma_w \cdot (h_{wo} - h_{wi}) \cdot \gamma_p \cdot \gamma_q \\ &= 10.0 \times (19.500 - 16.500) \times 1.00 \times 1.05 \\ &= 31.50 \text{ (kN/m}^3\text{)} \end{aligned}$$

ここに、

$P_w$  : 静水圧(kN/m<sup>2</sup>)

$\gamma_w$  : 水の単位重量 = 10.0 (kN/m<sup>3</sup>)

$h_{wo}$  : 照査位置から外水位までの高さ: 19.500 (m)

$h_{wi}$  : 照査位置から内水位までの高さ: 16.500 (m)

$\gamma_p$  : 荷重組合せ係数 = 1.00

$\gamma_q$  : 荷重係数 = 1.05

## iii) 設計断面における設計断面力

設計断面における設計断面力を表- 5.2.2 ~ 表- 5.2.3 に示す。

表- 5.2.2 設計断面における設計断面力( $M_{max}$ 時)

設計断面力 作用の組合せ	$M_{max}$	
	$M$ (N・mm)	$N$ (N)
外側引張	$53.2 \times 10^6$	$461.2 \times 10^3$
内側引張	$59.4 \times 10^6$	$363.8 \times 10^3$

表- 5.2.3 設計断面における設計断面力( $S_{max}$ 時)

設計断面力 作用の組合せ	$S_{max}$		
	$S$ (N)	$M$ (N・mm)	$N$ (N)
偏心を生じた場合	$64.3 \times 10^3$	$4.2 \times 10^6$	$404.8 \times 10^3$

2) 耐荷性能の照査

i) 曲げモーメントによる照査

曲げモーメントによる耐荷性能の照査は、表- 5.2.2 に示した設計断面力に対して行った。

曲げモーメントによる耐荷性能の照査結果は表- 5.2.4 に示すとおりであり、曲げモーメントは限界状態 1 及び限界状態 3 に対する曲げモーメントの制限値を超えないことから、限界状態 1 及び限界状態 3 に対する照査を満足する。

なお、降伏曲げモーメントの特性値 $M_{yc}$ 及び破壊抵抗曲げモーメントの特性値 $M_{uc}$ の算出においては、道示Ⅲ編5.8.1(4)解説より、荷重係数を考慮した軸力を用いて算出している。

最大抵抗曲げモーメント $M_u$ はコンクリートのひび割れ曲げモーメント $M_c$ 以上となることから、曲げを受ける部材としての最小鉄筋量の規定を満足している。また軸方向力を受ける部材としての最小鉄筋量の規定も満足している。

軸方向鉄筋量 (D29-6.667本) は部材の有効断面積の0.40%≦2%、かつ軸方向鉄筋量 (D29-13.333本) は部材の全断面積の0.71%≦6%であるため、最大鉄筋量の規定を満足する。

Ⅲ編5.5.1  
Ⅲ編5.7.1  
Ⅲ編5.8.1(4)解説

Ⅳ編5.2.1

Ⅳ編 解5.2.2

表- 5.2.4 曲げモーメントによる耐荷性能の照査結果

			偏心を生じた状態	
			外側引張	内側引張
曲げモーメント	$M$	N・mm	$53.2 \times 10^6$	$59.4 \times 10^6$
軸力	$N$	N	$461.2 \times 10^3$	$363.8 \times 10^3$
断面寸法	$b$	mm	1000	
	$h$	mm	1200	
	$d_o$	mm	117	117
	$d$	mm	1083	1083
軸方向引張鉄筋量	$A_s$	mm <sup>2</sup>	D29@150 4282.7	D29@150 4282.7
	限界状態 1 に対する照査			
限界状態 1 に対する照査	$M_{yc}$	N・mm	$1680.6 \times 10^6$	$1635.7 \times 10^6$
	$\xi_1$	---	0.90	0.90
	$\Phi_y$	---	0.85	0.85
	$M_{yd}$	N・mm	$1285.6 \times 10^6$	$1251.3 \times 10^6$
	判定	---	$M \leq M_{yd}$ <b>OK</b>	$M \leq M_{yd}$ <b>OK</b>
限界状態 3 に対する照査	$M_{uc}$	N・mm	$1782.1 \times 10^6$	$1734.3 \times 10^6$
	$\xi_1$	---	0.90	0.90
	$\xi_2$	---	0.90	0.90
	$\Phi_u$	---	0.80	0.80
	$M_{ud}$	N・mm	$1154.8 \times 10^6$	$1123.8 \times 10^6$
	判定	---	$M \leq M_{ud}$ <b>OK</b>	$M \leq M_{ud}$ <b>OK</b>
曲げを受ける部材としての最小鉄筋量の照査	$M_c$	mm	$606.2 \times 10^6$	$585.8 \times 10^6$
	$M_u$	mm	$1782.1 \times 10^6$	$1734.3 \times 10^6$
	$1.7M$	mm	$90.4 \times 10^6$	$101.0 \times 10^6$
	$A_{suse}$	mm <sup>2</sup> /m	4282.7	4282.7
	$A_{sreq}$	mm <sup>2</sup> /m	500.0	500.0
	判定	---	$M_c \leq M_u, A_{suse} \geq A_{sreq}$ <b>OK</b>	$M_c \leq M_u, A_{suse} \geq A_{sreq}$ <b>OK</b>
軸方向力を受ける部材としての最小鉄筋量の照査	$\sigma_{ca}$	N/mm <sup>2</sup>	6.5	6.5
	$\sigma_{sa}$	N/mm <sup>2</sup>	200	200
	$A'_1$	mm <sup>2</sup>	56938	44913
	$0.008A'_1$	mm <sup>2</sup>	455.5	359.3
	$\Sigma A_s$	mm <sup>2</sup>	4282.7	4282.7
	判定	---	$0.008A'_1 \leq \Sigma A_s$ <b>OK</b>	$0.008A'_1 \leq \Sigma A_s$ <b>OK</b>

Ⅲ編5.5.1  
式(5.5.1)  
表-5.5.1

Ⅲ編5.8.1  
式(5.8.1)  
表-5.8.1

Ⅳ編5.2.1  
Ⅳ編表-解5.2.2  
Ⅳ編表-解5.2.1

ii) せん断力による照査

せん断力による耐荷性能の照査は、表- 5.2.3 に示した設計断面力に対して行った。

せん断力による耐荷性能の照査結果を表- 5.2.5 に示す。沈下作業中に偏心を生じた状態において、設計断面に生じる平均せん断応力度又はせん断力は、限界状態3に対する平均せん断応力度の制限値、斜引張破壊に対するせん断力の制限値及びコンクリートの圧壊に対するせん断力の制限値を超えないことから、限界状態3に対する照査を満足する。なお、コンクリートが負担できるせん断力 $S_c$ の算出においては、軸方向力の影響を考慮した。

以上のように、せん断力は沈下作業中に偏心を生じた状態において限界状態3の制限値を超えない。ゆえに、道示Ⅲ編5.5.2(1)の規定により限界状態1に対する照査も満足する。

表- 5.2.5 せん断力による耐荷性能の照査結果

		偏心を生じた状態	
せん断力	$S$	$N$	$64.3 \times 10^3$
曲げモーメント	$M$	$N \cdot mm$	$4.2 \times 10^6$
軸力	$N$	$N$	$404.8 \times 10^3$
断面寸法	$b$	mm	1000
	$h$	mm	1200
	$d_0$	mm	117
	$d$	mm	1083
軸方向引張鉄筋量	$A_s$	$mm^2$	D29@150 4282.7
平均せん断応力度	$\tau_m$	$N/mm^2$	0.059
	制限値	$N/mm^2$	2.600
	判定	--	<b>OK</b>
コンクリートが負担できる平均せん断応力度	$\tau_c$	$N/mm^2$	0.35
	$c_e$	--	0.988
	$pt$	%	0.40
	$c_{pt}$	--	1.095
	$c_{dc}$	--	1.000
	$c_c$	--	1.000
	$\tau_r$	$N/mm^2$	0.379
コンクリートが負担できるせん断力	$\kappa$	--	1.300
	$\kappa \cdot \tau_r \cdot b \cdot d$	$N$	$533.1 \times 10^3$
	$A_c$	$mm^2$	$1.2 \times 10^6$
	$I_c$	$mm^4$	$1440.0 \times 10^8$
	$y$	mm	600
	$M_0$	$N \cdot mm$	$81.0 \times 10^6$
	$S \cdot M_0 / M$	$N$	$64.3 \times 10^3$
	$\tau_{cmax}$	$N/mm^2$	1.2
	$\tau_{cmax} \cdot b \cdot d$	$N$	$1299.6 \times 10^3$
	$S_c$	$N$	$597.4 \times 10^3$
せん断補強鉄筋の断面積及び間隔	$A_w$	$mm^2$	1324.00
	$a$	mm	900.00
せん断補強鉄筋が負担できるせん断力	$c_{ds}$	--	1.000
	$\kappa$	--	1.300
	$\sigma_{sy}$	$N/mm^2$	345
	$S_s$	$N$	$621.4 \times 10^3$
斜引張破壊に対するせん断力の制限値	$\xi_1$	--	0.90
	$\xi_2$	--	0.85
	$\Phi_{uc}$	--	0.65
	$\Phi_{us}$	--	0.65
	$S_{usd}$	$N$	$606.0 \times 10^3$
	判定	--	$S \leq S_{usd}$ <b>OK</b>
圧壊に対するせん断耐力の特性値	$\tau_{rmax}$	$N/mm^2$	3.200
	$S_{ucw}$	$N$	$3465.6 \times 10^3$
コンクリートの圧壊に対するせん断力の制限値	$\xi_1$	--	0.90
	$\xi_2 \Phi_{ucw}$	--	0.70
	$S_{ucd}$	$N$	$2183.3 \times 10^3$
	判定	--	$S \leq S_{ucd}$ <b>OK</b>

Ⅲ編5.5.2(1)

Ⅳ編5.2.7  
式(5.2.1)  
表-5.2.4  
Ⅲ編5.8.2  
表-5.8.5  
表-5.8.7

$C_{pt}$   
Ⅳ編表-5.2.3  
Ⅲ編  
 $\tau_r$   
式(5.8.4)

$M_o$   
式解(5.8.7)  
 $S_c$   
式(5.8.3)  
表-5.8.6

$S_s$   
式(5.8.5)

$S_{usd}$   
式(5.8.2)  
表-5.8.3

$S_{ucw}$   
式(5.8.8)  
表-5.8.10

$S_{ucd}$   
式(5.8.7)  
表-5.8.9

5.3 作業室天井スラブの照査

1) 設計断面における断面力及び設計断面位置

施工時沈下荷重や作業気圧の変化等によって、図- 5.3.1 に示した2ケースの荷重に対して照査を行う。

作業室天井スラブは、側壁により周辺準固定された支持版と見なして照査を行う。施工時、作業室内コンクリートが充填されていないため、図- 5.3.2 に示すように、作業室天井スラブの固定支持点の位置は、安全側の考慮から側壁の中心線とし、外接する矩形とする。

IV編11.8.7

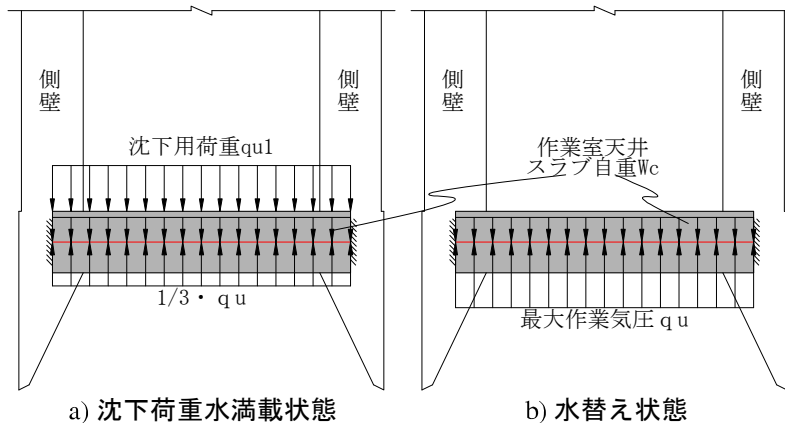


図- 5.3.1 施工時荷重状態

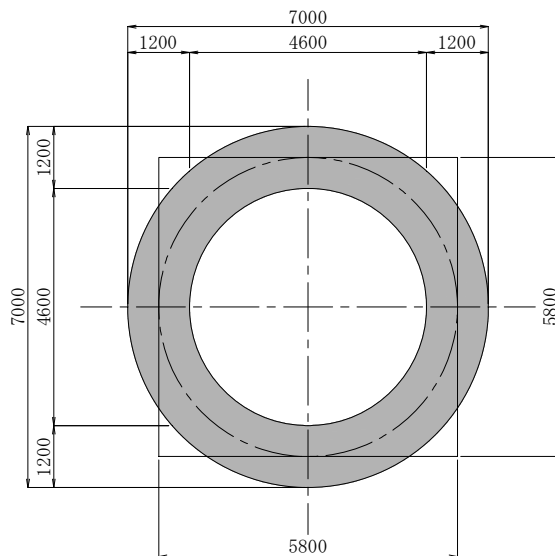


図- 5.3.2 施工時照査モデル

i) 沈下荷重水満載状態作用する荷重

下式より、水替え状態作用する荷重を算出する。

$$\begin{aligned}
 W_l &= (q_{ul} + W_c - q_u) \cdot \gamma_p \cdot \gamma_q \\
 &= (165.0 + 29.4 - 76.7) \times 1.00 \times 1.05 \\
 &= 123.6 \text{ (kN/m}^2\text{)}
 \end{aligned}$$

ここに、

$W_l$  : 作用室天井スラブ作用荷重(kN/m<sup>2</sup>)

$q_{ul}$  : 沈下用水重量(kN/m<sup>2</sup>)

$$q_{ul} = h_{wl} \cdot \gamma_w \quad 16.500 \times 10.0 = 165.0 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$h_{wl}$  : 作業室天井スラブ上端からケーソン基礎内水位までの高さ = 16.500 (m)

$\gamma_w$  : 水の単位重量 = 10.0 (kN/m<sup>3</sup>)

$W_c$  : 作業室天井スラブ自重(kN/m<sup>2</sup>)

$$W_c = h \cdot \gamma_c \quad 1.200 \times 24.5 = 29.4 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$



- $h$  : 作業室天井スラブ厚 = 1.200 (m)
- $\gamma_c$  : 鉄筋コンクリートの単位重量 = 24.5 (kN/m<sup>3</sup>)
- $q_u'$  : 作業気圧の1/3(kN/m<sup>2</sup>)  
 $q_u' = 1/3 \cdot H \cdot \gamma_w = 1/3 \times 23.000 \times 10.0 = 76.7$  (kN/m<sup>2</sup>)
- $H$  : ケーソン基礎下端から施工時外水位までの高さ = 23.000 (m)
- $\gamma_p$  : 荷重組合せ係数 = 1.00
- $\gamma_q$  : 荷重係数 = 1.05

ii) 水替え状態作用する荷重

下式より、水替え状態作用する荷重を算出する。

$$W_2 = (W_c - q_u) \cdot \gamma_p \cdot \gamma_q$$

$$= (29.4 - 230.0) \times 1.00 \times 1.05$$

$$= -210.6 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

ここに、

- $W_2$  : 作用室天井スラブ作用荷重(kN/m<sup>2</sup>)
- $q_u$  : 作業気圧(kN/m<sup>2</sup>)  
 $q_u = H \cdot \gamma_w = 23.000 \times 10.0 = 230.0$  (kN/m<sup>2</sup>)
- $\gamma_p$  : 荷重組合せ係数 = 1.00
- $\gamma_q$  : 荷重係数 = 1.05

iii) 設計断面における断面力

図- 5.3.3 に示すように、作用荷重は2方向スラブとして荷重の分配を行う。  
 荷重の分配比、設計荷重は下式より算出し、結果を表- 5.3.1 に示す。

スパン長を $L_x$ 、 $L_y$ とすると、 $\lambda = L_x/L_y$

- $\lambda < 0.4$ の場合 :  $W_x = W, W_y = 0.0$
- $0.4 \leq \lambda \leq 2.5$ の場合 :  $W_x = 1/(1 + \lambda^4) \cdot W, W_y = \lambda^4/(1 + \lambda^4) \cdot W$
- $2.5 < \lambda$ の場合 :  $W_x = 0.0, W_y = W$

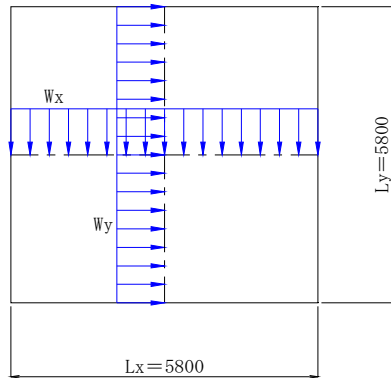


図- 5.3.3 分配荷重

表- 5.3.1 分配荷重

	橋軸方向 スパン $L_x$ (m)	橋軸直角方向 スパン $L_y$ (m)	$\lambda$	橋軸方向 分配荷重 $W_x$ (kN/m <sup>2</sup> )	橋軸直角方向 分配荷重 $W_y$ (kN/m <sup>2</sup> )
荷重水 満水状態	5.800	5.800	1.00	61.8	61.8
水替え状態				-105.3	-105.3

iii) 設計断面における設計断面力

下式より、設計断面における設計断面力を算出し、計算結果を表- 5.3.2 に示す。

$$M_1 = - \frac{1}{12} \cdot W \cdot L^2$$

$$M_2 = \frac{1}{16} \cdot W \cdot L^2$$

$$S = \frac{1}{2} \cdot W \cdot L - W \cdot \frac{h}{2}$$

ここに、

$M_1$  : 端部の曲げモーメント(N・mm/m)

$M_2$  : 支間部の曲げモーメント(N・mm/m)

$S$  : 端部からh/2離れた位置でのせん断力(N/m)

表- 5.3.2 設計断面における設計断面力

設計断面力 作用	曲げモーメント		せん断力
	$M_1$ (N・mm/m)	$M_2$ (N・mm/m)	$S$ (N/m)
荷重水 満水状態	$-173.3 \times 10^6$	$130.0 \times 10^6$	$142.2 \times 10^3$
水替え状態	$295.2 \times 10^6$	$-221.4 \times 10^6$	$-242.2 \times 10^3$

2) 耐荷性能の照査

i) 曲げモーメントによる照査

曲げモーメントによる耐荷性能の照査は、表- 5.3.2 に示した設計断面力に対して行った。

曲げモーメントによる耐荷性能の照査結果は表- 5.3.3 に示すとおりであり、曲げモーメントは限界状態 1 及び限界状態 3 に対する曲げモーメントの制限値を超えないことから、限界状態 1 及び限界状態 3 に対する照査を満足する。

最大抵抗曲げモーメント $M_u$ はコンクリートのひび割れ曲げモーメント $M_c$ 以下となるが、コンクリートのひび割れ曲げモーメント $M_c$ は部材に生じる曲げモーメントの1.7倍以上となることから、曲げを受ける部材としての最小鉄筋量の規定を満足している。

軸方向鉄筋量 (D22-3.333本) は部材の有効断面積の $0.12\% \leq 2\%$ 、かつ軸方向鉄筋量 (D22-3.333本+D19-3.333本) は部材の全断面積の $0.19\% \leq 6\%$ であるため、最大鉄筋量の規定を満足する。

Ⅲ編5.5.1  
Ⅲ編5.7.1

Ⅳ編5.2.1

Ⅳ編 解5.2.2

表- 5.3.3 曲げモーメントによる耐荷性能の照査結果

			水替え状態	
			下側引張	上側引張
曲げモーメント	$M$	N・mm	$295.2 \times 10^6$	$221.4 \times 10^6$
断面寸法	$b$	mm	1000	
	$h$	mm	1200	
	$d_o$	mm	150	150
	$d$	mm	1050	1050
軸方向引張鉄筋量	$A_s$	mm <sup>2</sup>	D22@300 1290.3	D19@300 955.0
限界状態 1 に対する照査	$M_{yc}$	N・mm	$444.2 \times 10^6$	$331.1 \times 10^6$
	$\xi_1$	---	0.90	0.90
	$\Phi_y$	---	0.85	0.85
	$M_{yd}$	N・mm	$339.8 \times 10^6$	$253.3 \times 10^6$
	判定	---	$M \leq M_{yd}$ <b>OK</b>	$M \leq M_{yd}$ <b>OK</b>
限界状態 3 に対する照査	$M_{uc}$	N・mm	$462.4 \times 10^6$	$343.2 \times 10^6$
	$\xi_1$	---	0.90	0.90
	$\xi_2$	---	0.90	0.90
	$\Phi_u$	---	0.80	0.80
	$M_{ud}$	N・mm	$299.7 \times 10^6$	$222.4 \times 10^6$
	判定	---	$M \leq M_{ud}$ <b>OK</b>	$M \leq M_{ud}$ <b>OK</b>
曲げを受ける部材としての最小鉄筋量の照査	$M_c$	mm	$468.0 \times 10^6$	$465.5 \times 10^6$
	$M_u$	mm	$462.4 \times 10^6$	$343.2 \times 10^6$
	$1.7M$	mm	$501.9 \times 10^6$	$376.4 \times 10^6$
	$A_{suse}$	mm <sup>2</sup> /m	1290.3	955.0
	$A_{sreq}$	mm <sup>2</sup> /m	500.0	500.0
	判定	---	$M_c \geq 1.7M, A_{suse} \geq A_{sreq}$ <b>OK</b>	$M_c \geq 1.7M, A_{suse} \geq A_{sreq}$ <b>OK</b>

Ⅲ編5.5.1  
式(5.5.1)  
表-5.5.1

Ⅲ編5.8.1  
式(5.8.1)  
表-5.8.1

Ⅳ編5.2.1  
Ⅳ編表-解5.2.2  
Ⅳ編表-解5.2.1

ii) せん断力による照査

せん断力による耐荷性能の照査は、表- 5.3.2 に示した設計断面力に対して行った。

せん断力による耐荷性能の照査結果を表- 5.3.4 に示す。水替え状態において、設計断面に生じる平均せん断応力度又はせん断力は、限界状態3に対する平均せん断応力度の制限値、斜引張破壊に対するせん断力の制限値及びコンクリートの圧壊に対するせん断力の制限値を超えないことから、限界状態3に対する照査を満足する。

以上のように、せん断力は水替え状態において限界状態3の制限値を超えない。ゆえに、道示Ⅲ編5.5.2(1)の規定により限界状態1に対する照査も満足する。

表- 5.3.4 せん断力による耐荷性能の照査結果

せん断力	S	N	水替え状態 242.2 ×10 <sup>3</sup>
断面寸法	b	mm	1000
	h	mm	1200
	d <sub>0</sub>	mm	150
	d	mm	1050
軸方向引張鉄筋量	A <sub>s</sub>	mm <sup>2</sup>	D22@300 1290.3
平均せん断応力度	τ <sub>m</sub>	N/mm <sup>2</sup>	0.231
	制限値	N/mm <sup>2</sup>	2.600
	判定	---	<b>OK</b>
コンクリートが負担できる平均せん断応力度	τ <sub>c</sub>	N/mm <sup>2</sup>	0.35
	c <sub>e</sub>	---	0.993
	ρ <sub>t</sub>	%	0.12
	c <sub>pt</sub>	---	0.746
	c <sub>dc</sub>	---	1.000
	c <sub>c</sub>	---	1.000
	τ <sub>r</sub>	N/mm <sup>2</sup>	0.259
コンクリートが負担できるせん断力	κ	---	1.300
	τ <sub>cmax</sub>	N/mm <sup>2</sup>	1.2
	τ <sub>cmax</sub> · b · d	N	1260.0 ×10 <sup>3</sup>
せん断補強鉄筋の断面積及び間隔	S <sub>c</sub>	N	353.6 ×10 <sup>3</sup>
	A <sub>w</sub>	mm <sup>2</sup>	331.00
せん断補強鉄筋が負担できるせん断力	a	mm	600.00
	c <sub>ds</sub>	---	1.000
	κ	---	1.300
	σ <sub>sy</sub>	N/mm <sup>2</sup>	345
斜引張破壊に対するせん断力の制限値	S <sub>s</sub>	N	225.9 ×10 <sup>3</sup>
	ξ <sub>1</sub>	---	0.90
	ξ <sub>2</sub>	---	0.85
	Φ <sub>uc</sub>	---	0.65
	Φ <sub>us</sub>	---	0.65
	S <sub>usd</sub>	N	288.2 ×10 <sup>3</sup>
圧壊に対するせん断耐力の特性値	判定	---	S ≤ S <sub>usd</sub> <b>OK</b>
	τ <sub>rmax</sub>	N/mm <sup>2</sup>	3.200
	S <sub>ucw</sub>	N	3360.0 ×10 <sup>3</sup>
コンクリートの圧壊に対するせん断力の制限値	ξ <sub>1</sub>	---	0.90
	ξ <sub>2</sub> Φ <sub>ucw</sub>	---	0.70
	S <sub>ucd</sub>	N	2116.8 ×10 <sup>3</sup>
	判定	---	S ≤ S <sub>ucd</sub> <b>OK</b>

Ⅲ編5.5.2(1)

Ⅳ編5.2.7  
式(5.2.1)  
表-5.2.4  
Ⅲ編5.8.2  
表-5.8.5  
表-5.8.7

c<sub>pt</sub>  
Ⅳ編表-5.2.3  
Ⅲ編  
τ<sub>r</sub>  
式(5.8.4)

S<sub>c</sub>  
式(5.8.3)  
表-5.8.6

S<sub>s</sub>  
式(5.8.5)

S<sub>usd</sub>  
式(5.8.2)  
表-5.8.3

S<sub>ucw</sub>  
式(5.8.8)  
表-5.8.10

S<sub>ucd</sub>  
式(5.8.7)  
表-5.8.9

5.4 刃口の照査

1) 設計断面における断面力及び設計断面位置

刃口は、基部を固定端とする片持ち梁として施工時状態について計算する。  
 図-5.4.1に示すように、外側から静止土圧、静水圧、内側から作業気圧の1/3を考慮する。

照査方針  
 IV編11.8.6

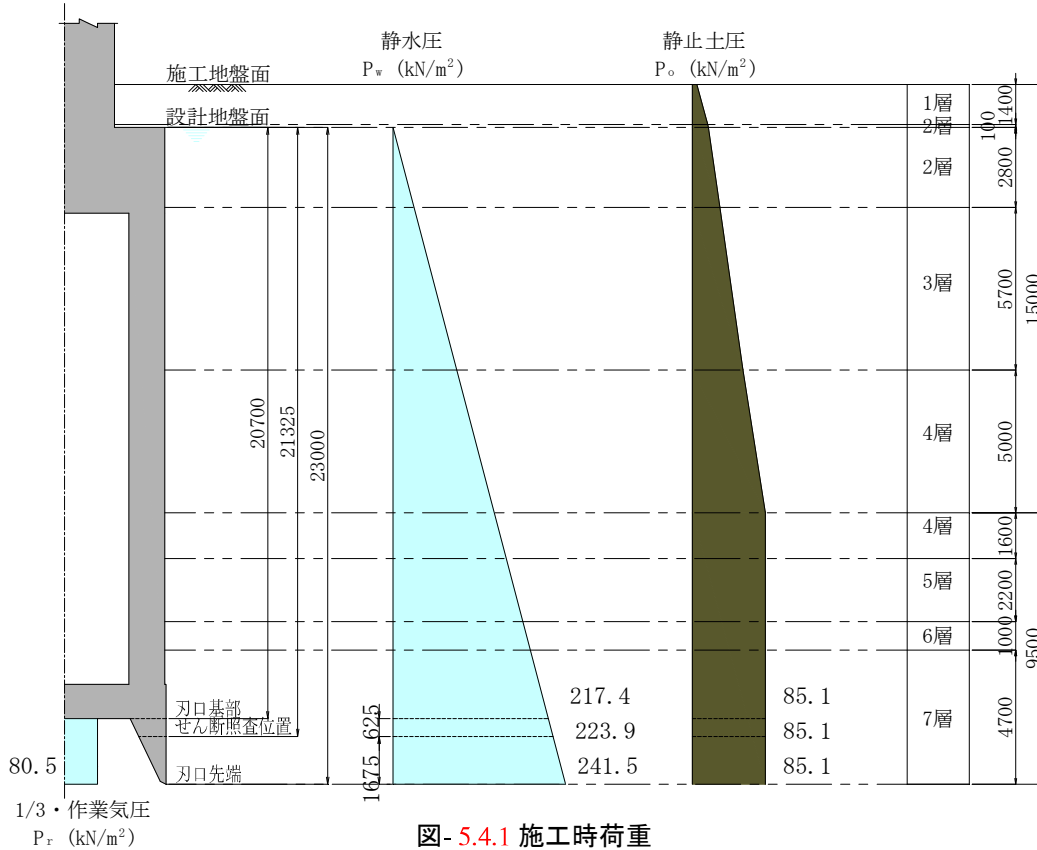


図-5.4.1 施工時荷重

曲げモーメントに対する設計断面は刃口基部位置、せん断力に対する設計断面は基部からT/2(T:刃口基部厚)ずらした位置となる(図-5.4.2 参照)。

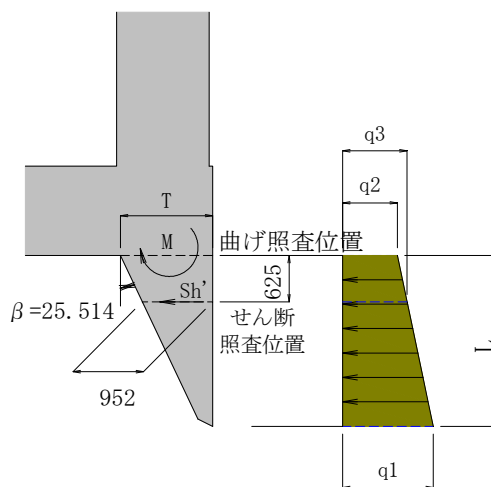


図-5.4.2 設計断面位置

i) 静止土圧

静止土圧は下式より算出する。土圧強度の分布としては、15m以深の箇所では15mにおける値のまま一定とする。計算結果を表-5.4.1に示す。

$$P_o = K_o \cdot \{ \sum (\gamma_i \cdot h_i) + q \} \cdot \gamma_p \cdot \gamma_q$$

ここに、

- $P_o$  : 静止土圧(kN/m<sup>2</sup>)
- $K_o$  : 静止土圧係数 = 0.5
- $\gamma_i$  : i番目の地層の土の単位重量(kN/m<sup>3</sup>)
- $h_i$  : i番目の地層の層厚(m)
- $q$  : 施工時上載荷重 = 10.0 (kN/m<sup>2</sup>)
- $\gamma_p$  : 荷重組合せ係数 = 1.00
- $\gamma_q$  : 荷重係数 = 1.05

- 施工時地盤面 : 9.780
- 刃口基部 : -12.420
- 刃口先端 : -14.720
- せん断照査位置 : -13.045

表-5.4.1 静止土圧

	標高 (m)	$h$ (m)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma \cdot h + q$ (kN/m <sup>2</sup> )	$p_o$ (kN/m <sup>2</sup> )	
1層	9.780	1.400	17.0	10.0	5.3	←施工地盤面
	8.380			33.8	17.7	
2層	8.380	0.100	18.0	33.8	17.7	←ケツツ天端
	8.280			35.6	18.7	
2層	8.280	2.800	9.0	35.6	18.7	←せん断照査位置 h = 15.0m
	5.480			60.8	31.9	
3層	5.480	5.700	9.0	60.8	31.9	
	-0.220			112.1	58.9	
4層	-0.220	5.000	10.0	112.1	58.9	
	-5.220			162.1	85.1	
4層	-5.220	1.600	10.0	162.1	85.1	
	-6.820			178.1	85.1	
5層	-6.820	2.200	11.0	178.1	85.1	
	-9.020			202.3	85.1	
6層	-9.020	1.000	10.0	202.3	85.1	
	-10.020			212.3	85.1	
7層	-10.020	2.400	11.0	212.3	85.1	←刃口基部
	-12.420			238.7	85.1	
7層	-12.420	0.625	11.0	238.7	85.1	←せん断照査位置
	-13.045			245.6	85.1	
7層	-13.045	1.675	11.0	245.6	85.1	←刃口先端
	-14.720			264.0	85.1	

ii) 静水圧

下式より、静水圧を算出する。

$$P_w = \gamma_w \cdot z \cdot \gamma_p \cdot \gamma_q$$

ここに、

- $P_w$  : 静水圧(kN/m<sup>2</sup>)
- $\gamma_w$  : 水の単位重量 = 10.0 (kN/m<sup>3</sup>)
- $z$  : 施工時外水位からの深度(m)
- $\gamma_p$  : 荷重組合せ係数 = 1.00
- $\gamma_q$  : 荷重係数 = 1.05

刃口基部 :  $P_w = 217.4$  (kN/m<sup>2</sup>)  
 せん断照査位置 :  $P_w = 223.9$  (kN/m<sup>2</sup>)  
 刃口先端 :  $P_w = 241.5$  (kN/m<sup>2</sup>)

iii) 作業気圧の1/3

下式より, 作業気圧を算出する。

$$P_r = 1/3 \cdot \gamma_w \cdot H \cdot \gamma_p \cdot \gamma_q$$

$$= 1/3 \times 10.0 \times 23.000 \times 1.00 \times 1.05$$

$$= 80.5 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

ここに、

$P_r$  : 作業気圧の1/3(kN/m<sup>2</sup>)  
 $\gamma_w$  : 水の単位重量 = 10.0 (kN/m<sup>3</sup>)  
 $H$  : 施工時外水位からの基礎先端までの深度 = 23.000 (m)  
 $\gamma_p$  : 荷重組合せ係数 = 1.00  
 $\gamma_q$  : 荷重係数 = 1.05

iv) 設計断面における設計断面力

下式より, 設計断面における設計断面力を算出する。

$$M_i = \frac{1}{6} \cdot (2 \cdot p_{2i} + p_{1i}) \cdot b_i^2 + \frac{1}{2} \cdot (p_{1i} + p_{2i}) \cdot b_i \cdot a_i$$

$$S_i = \frac{1}{2} \cdot (p_{1i} + p_{2i}) \cdot b_i$$

$$M = \Sigma(M_i), S = \Sigma(S_i)$$

ここに、

$M_i$  :  $i$ 番目の分布荷重による刃口基部における曲げモーメント(N・mm/m)  
 $p_{1i}$  :  $i$ 番目の分布荷重の上端荷重強度(kN/m<sup>2</sup>)  
 $p_{2i}$  :  $i$ 番目の分布荷重の下端荷重強度(kN/m<sup>2</sup>)  
 $a_i$  :  $i$ 番目の分布荷重の上端から照査断面までの距離(m)  
 $b_i$  :  $i$ 番目の分布荷重載荷長(m)  
 $S_i$  :  $i$ 番目の分布荷重によるせん断照査位置におけるせん断力(N・mm/m)

設計断面における設計断面力を表-5.4.2, 表-5.4.3に示す。

表-5.4.2 設計断面における設計断面力

	静止土圧 (kN/m <sup>2</sup> )	静水圧 (kN/m <sup>2</sup> )	1/3・作業 気圧 (kN/m <sup>2</sup> )	荷重強度 $p_i$ $=p_o+p_w-p_r$	$a$ (m)	$b$ (m)	$M$ (kN・ m/m)
刃口基部	85.1	217.4	80.5	222.0	0.000	0.625	44.2
せん断照査位置	85.1	223.9		228.5			
せん断照査位置	85.1	223.9		228.5	0.625	1.675	585.4
刃口先端	85.1	241.5		246.1			
$\Sigma =$							629.6

表-5.4.3 設計断面における設計断面力

	静止土圧 (kN/m <sup>2</sup> )	静水圧 (kN/m <sup>2</sup> )	1/3・作業 気圧 (kN/m <sup>2</sup> )	荷重強度 $p_i$ $=p_o+p_w-p_r$ (kN/m <sup>2</sup> )	$a$ (m)	$b$ (m)	$S$ (N/m)	$M$ (kN・m/m)
せん断照査位置	85.1	223.9	80.5	228.5	0.000	1.675	397.5	337.0
刃口先端	85.1	241.5		246.1				
$\Sigma =$							397.5	337.0

2) 耐荷性能の照査

i) 曲げモーメントによる照査

曲げモーメントによる耐荷性能の照査は、表- 5.4.2 に示した設計断面力に対して行った。

曲げモーメントによる耐荷性能の照査結果は、表- 5.4.4 に示すとおりであり、曲げモーメントは限界状態1及び限界状態3に対する曲げモーメントの制限値を超えないことから、限界状態1及び限界状態3に対する照査を満足する。

最大抵抗曲げモーメント $M_u$ はコンクリートのひび割れ曲げモーメント $M_c$ 以上となることから、曲げを受ける部材としての最小鉄筋量の規定を満足している。

軸方向鉄筋量 (D25-6.667本) は部材の有効断面積の $0.31\% \leq 2\%$ 、かつ軸方向鉄筋量 (D25-13.333本) は部材の全断面積の $0.54\% \leq 6\%$ であるため、最大鉄筋量の規定を満足する。

表- 5.4.4 曲げモーメントによる耐荷性能の照査結果

			施 工 時
曲げモーメント	$M$	N・mm	$629.6 \times 10^6$
断面寸法	$b$	mm	1000
	$h$	mm	1250
	$d_o$	mm	150
	$d$	mm	1100
軸方向引張鉄筋量	$A_s$	mm <sup>2</sup>	D25@150 3378.0
限界状態1 に対する照査	$M_{yc}$	N・mm	$1183.4 \times 10^6$
	$\xi_1$	---	0.90
	$\Phi_y$	---	0.85
	$M_{yd}$	N・mm	$905.3 \times 10^6$
	判定	---	$M \leq M_{yd}$ <b>OK</b>
限界状態3 に対する照査	$M_{uc}$	N・mm	$1247.8 \times 10^6$
	$\xi_1$	---	0.90
	$\xi_2$	---	0.90
	$\Phi_u$	---	0.80
	$M_{ud}$	N・mm	$808.6 \times 10^6$
	判定	---	$M \leq M_{ud}$ <b>OK</b>
曲げを受ける部材としての 最小鉄筋量の照査	$M_c$	mm	$524.1 \times 10^6$
	$M_u$	mm	$1247.8 \times 10^6$
	$1.7M$	mm	$1070.4 \times 10^6$
	$A_{suse}$	mm <sup>2</sup> /m	3378.0
	$A_{sreq}$	mm <sup>2</sup> /m	500.0
	判定	---	$M_c \leq M_u, A_{suse} \geq A_{sreq}$ <b>OK</b>

耐荷性能  
III編5.5.1  
III編5.7.1  
最小鉄筋量  
IV編5.2.1

限界状態1  
III編5.5.1  
式(5.5.1)  
表-5.5.1

限界状態3  
III編5.8.1  
式(5.8.1)  
表-5.8.1

最小鉄筋量  
IV編5.2.1



ii) せん断力による照査

せん断力による耐荷性能の照査は、表- 5.4.3 に示した設計断面力に対して行った。

せん断力による耐荷性能の照査結果を表- 5.4.5 に示す。施工時において、設計断面に生じるせん断力は、限界状態 3 に対する斜引張破壊に対するせん断力の制限値及びコンクリートの圧壊に対するせん断力の制限値を超えないことから、限界状態 3 に対する照査を満足する。

なお、せん断照査位置のせん断力の算出においては、部材の有効高の変化の影響を考慮した。

以上のように、せん断力は施工時において限界状態 3 の制限値を超えない。ゆえに、道示Ⅲ編5.5.1(1)の規定により限界状態 1 に対する照査も満足する。

限界状態 1  
Ⅲ編5.5.2(1)

表- 5.4.5 せん断力による耐荷性能の照査結果

		施 工 時	
せん断力	$S$	$N$	$397.5 \times 10^3$
曲げモーメント	$M$	$N \cdot mm$	$337.0 \times 10^6$
断面寸法	$b$	$mm$	1000
	$h$	$mm$	952
	$d_0$	$mm$	150
	$d$	$mm$	802
	$\beta$	$^\circ$	25.514
せん断力	$S_h$	$N$	$196.9 \times 10^3$
軸方向引張鉄筋量	$A_s$	$mm^2$	D25@150 3378.0
平均せん断応力度	$\tau_m$	$N/mm^2$	0.246
	制限値	$N/mm^2$	2.600
	判定	---	OK
コンクリートが負担できる平均せん断応力度	$\tau_c$	$N/mm^2$	0.35
	$c_e$	---	1.113
	$pt$	$\%$	0.42
	$c_{pt}$	---	1.121
	$c_{dc}$	---	1.000
	$c_c$	---	1.000
	$\tau_r$	$N/mm^2$	0.437
コンクリートが負担できるせん断力	$\kappa$	---	1.300
	$\tau_{cmax}$	$N/mm^2$	1.2
	$\tau_{cmax} \cdot b \cdot d$	$N$	$962.4 \times 10^3$
	$S_c$	$N$	$455.4 \times 10^3$
せん断補強鉄筋の断面積及び間隔	$A_w$	$mm^2$	140.80
	$a$	$mm$	900.00
せん断補強鉄筋が負担できるせん断力	$c_{ds}$	---	1.000
	$\kappa$	---	1.300
	$\sigma_{sy}$	$N/mm^2$	345
	$S_s$	$N$	$48.9 \times 10^3$
斜引張破壊に対するせん断力の制限値	$\xi_1$	---	0.90
	$\xi_2$	---	0.85
	$\Phi_{uc}$	---	0.65
	$\Phi_{us}$	---	0.65
	$S_{usd}$	$N$	$250.8 \times 10^3$
	判定	---	$S_h \leq S_{usd}$ OK
圧壊に対するせん断耐力の特性値	$\tau_{rmax}$	$N/mm^2$	3.200
	$S_{ucw}$	$N$	$2566.4 \times 10^3$
コンクリートの圧壊に対するせん断力の制限値	$\xi_1$	---	0.90
	$\xi_2 \Phi_{ucw}$	---	0.70
	$S_{ucd}$	$N$	$1616.8 \times 10^3$
	判定	---	$S_h \leq S_{ucd}$ OK

式(5.8.9)

応力度算出  
IV編5.2.7  
式(5.2.1)  
表-5.2.4  
Ⅲ編5.8.2  
表-5.8.5  
表-5.8.7

$c_{pt}$   
IV編表-5.2.3  
Ⅲ編

$\tau_r$   
式(5.8.4)

$S_c$   
式(5.8.3)

$S_s$   
式(5.8.5)

$S_{usd}$   
式(5.8.2)  
表-5.8.3

$S_{ucd}$   
式(5.8.8)  
表-5.8.10  
式(5.8.7)  
表-5.8.9