

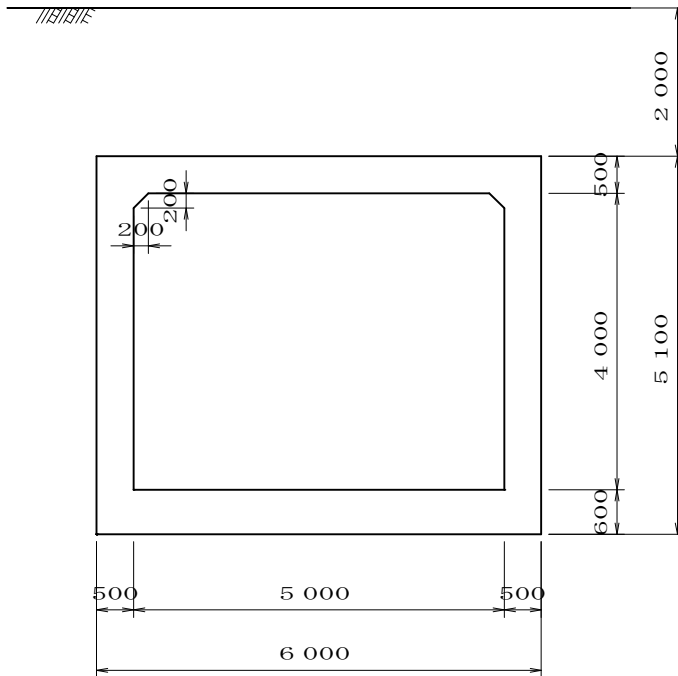
# 1章 断面方向の計算

## 1.1 設計条件

(主たる適用基準：土工指針)

### 1.1.1 一般条件

#### (1) 構造寸法図



#### (2) 基礎形式 地盤反力度 (地盤反力度算出方法：全幅)

### 1.1.2 材料の単位重量

		(kN/m <sup>3</sup> )	
舗装		$\gamma_a$	22.50
盛土	湿潤	$\gamma_t$	18.00
	飽和	$\gamma_{sat}$	18.80
鉄筋コンクリート		$\gamma_c$	24.50
水		$\gamma_w$	9.80

### 1.1.3 土圧係数

鉛直土圧		$\alpha$	1.000
水平土圧	CASE-1	(左) $K_o$	0.500
		(右) $K_o$	0.500
	CASE-2	(左) $K_o$	0.000
		(右) $K_o$	0.000

1.1.4 水位

case	外水位 (m)	内水位 (m)
1	0.000	0.000

1.1.5 路面上載荷重

(kN/m <sup>2</sup> )	
雪 荷 重	0.000
歩道荷重	0.000
そ の 他	0.000

1.1.6 頂版に作用する温度荷重

T = 0.0 (°C) (上昇)

T = 0.0 (°C) (下降)

1.1.7 材料の基準値および許容応力度

コン ク リ ー ト	設 計 基 準 強 度		$\sigma_{ck}$	N/mm <sup>2</sup>	24.00	
	許容曲げ圧縮応力度	一般部	$\sigma_{ca}$	N/mm <sup>2</sup>	8.00	
		隅角部	ハンチ有	$\sigma_{ca}$	N/mm <sup>2</sup>	8.00
			ハンチ無	$\sigma_{ca}$	N/mm <sup>2</sup>	6.00
	許容支圧応力度		$\sigma_{ca}$	N/mm <sup>2</sup>	7.20	
	許容せん断応力度		$\tau_{a1}$	N/mm <sup>2</sup>	0.390	
	許容せん断応力度		$\tau_{a2}$	N/mm <sup>2</sup>	1.700	
	許容押抜きせん断応力度		$\tau_a$	N/mm <sup>2</sup>	0.900	
	許容付着応力度	一般部	$\tau_{oa}$	N/mm <sup>2</sup>	1.60	
		隅角部	$\tau_{oa}$	N/mm <sup>2</sup>	1.60	
ヤ ン グ 係 数		$E_c$	N/mm <sup>2</sup>	$2.50 \times 10^4$		
鉄 筋	材 質		—	—	SD345	
	許 容 引 張 応 力 度		$\sigma_{sa}$	N/mm <sup>2</sup>	180.00	
	許 容 引 張 応 力 度 (頂版)		$\sigma_{sa}$	N/mm <sup>2</sup>	180.00	
	許 容 圧 縮 応 力 度		$\sigma_{sa}$	N/mm <sup>2</sup>	200.00	
ヤ ン グ 係 数 比 ( $E_s / E_c$ )			n	—	15.0	

1.1.8 鉄筋かぶり

部 位	かぶり (cm)	部 位	かぶり (cm)
頂 版	上側	右側壁	外側
	下側		内側
左側壁	外側	底 版	上側
	内側		下側
中 壁	—	ハンチ筋	10.0

### 1.1.9 活荷重

[ T荷重 (単軸) 250 (kN) ]

活荷重による地盤反力の低減 = 100.0 (%)

活荷重による水平土圧 考慮

活荷重の低減係数 後輪  $\beta = 90.00$  (%)

前輪  $\beta = 100.00$  (%)

### 1.1.10 断面力計算条件

- |                |         |
|----------------|---------|
| (1) 剛域         | なし      |
| (2) 軸線外に作用する荷重 | なし      |
| (3) 頂版・底版自重    | 部材厚のみ考慮 |
| (4) 浮力の考え方     | 全幅      |
| (5) 活荷重分布作用位置  | 頂版天端    |
| (6) 底版自重       | 無視する    |

### 1.1.11 許容支持力度

許容支持力度  $Q_a = 300.0$  (kN/m<sup>2</sup>)

## 1.2 荷重

### 1.2.1 荷重の組合せ

#### (1) 死 荷 重

case	荷 重 名 称	載荷する任意死荷重No
1		

#### (2) 活 荷 重

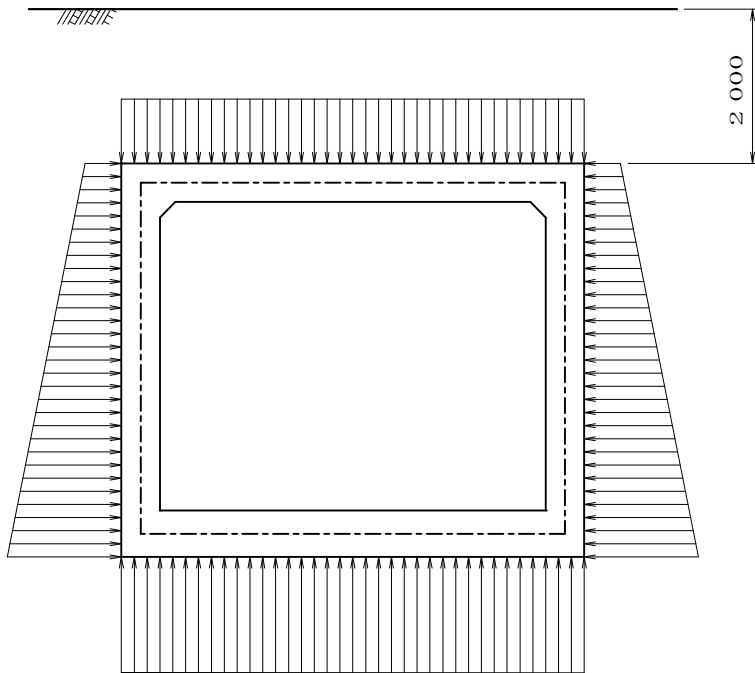
case	荷重種別	荷 重 名 称
1	定型1	T荷重(単軸) 250(kN)
2	定型2	側圧

#### (3) 組 合 せ

case	死荷重No	活荷重No	検討
1	1	1	○
2	1	2	○

1.2.2 死荷重(case-1)

[ ]



躯体自重

(1) 頂版

$$w = 0.500 \times 24.50 = 12.25 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

(2) 左側壁

$$w = 0.500 \times 24.50 = 12.25 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

(3) 右側壁

$$w = 0.500 \times 24.50 = 12.25 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

上載荷重

(1) 舗装および盛土

$\alpha$

$$\text{舗装} = 1.000 \times 0.000 \times 22.50 = 0.00 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\text{盛土} = 1.000 \times 2.000 \times 18.00 = 36.00 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

---


$$\Sigma wd = 36.00 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

(2) 路面上載荷重

$$\text{雪荷重} = 0.000 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\text{歩道荷重} = 0.000 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\text{その他} = 0.000 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

---


$$\Sigma qd = 0.000 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

(3) 頂版に作用する荷重

等分布荷重

$$w = 36.00 + 0.00 = 36.00 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$



(2) 地盤反力度 (算出方法：全幅)

$$Me = \Sigma V \times e = 0.00 \text{ (kN.m/m)}$$

$$q_l = \frac{\Sigma V}{B} + \frac{6 \times Me}{B^2} = 64.75 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_r = \frac{\Sigma V}{B} - \frac{6 \times Me}{B^2} = 64.75 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_l' = q_l + \frac{q_r - q_l}{B} \times \frac{T}{2} = 64.75 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_r' = q_r + \frac{q_l - q_r}{B} \times \frac{T}{2} = 64.75 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

ここに、T : 側壁厚

q<sub>l</sub> : BOX全幅左端の地盤反力度

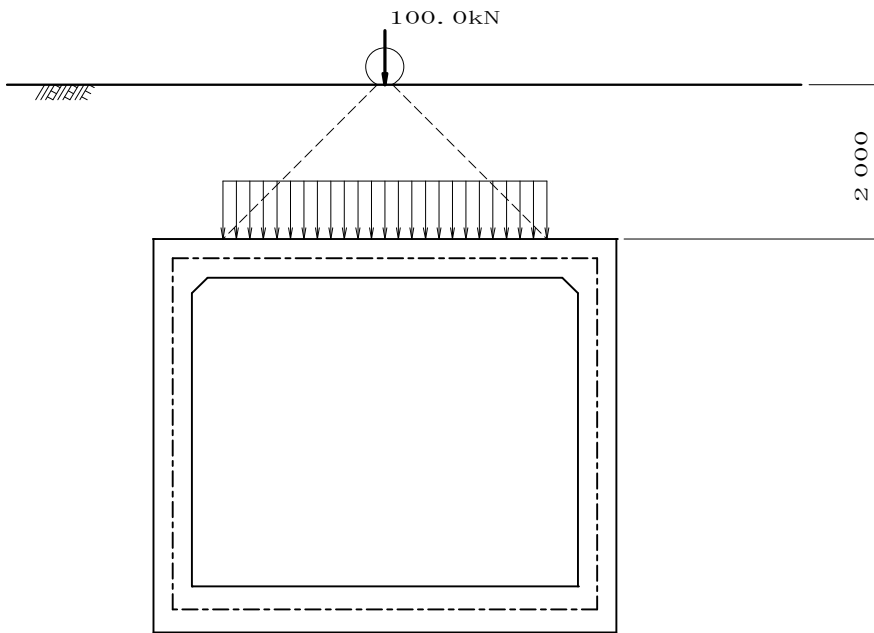
q<sub>r</sub> : BOX全幅右端の地盤反力度

q<sub>l</sub>' : 底版軸線左端の地盤反力度

q<sub>r</sub>' : 底版軸線右端の地盤反力度

1.2.3 活荷重(case-1)

[ 定型1 : T荷重 (単軸) 250 (kN) ]



輪荷重強度

$$P_{1+i} = \frac{2 \times P \times (1+i)}{2.75}$$

$$P_{v1} = \frac{(P_{1+i}) \times \beta}{2 \times D + D_o}$$

$P_{1+i}$  : BOX縦方向単位長さ当りの活荷重 (kN/m)

$P$  : 輪荷重 (kN)

$i$  : 衝撃係数

$P_{v1}$  : 換算等分布活荷重 (kN/m<sup>2</sup>)

$D$  : 路面から等分布活荷重載荷位置までの厚さ = 2.000 (m)

$D_o$  : 車輪の接地幅 (m)

$\beta$  : 低減係数

$$P_{1+i} = \frac{2 \times 100.0 \times (1 + 0.300)}{2.75} = 94.55 \text{ (kN/m)}$$

$$P_{v1} = \frac{94.55 \times 0.900}{2 \times 2.000 + 0.20} = 20.26 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

載荷荷重

(1) 頂版に作用する鉛直荷重

荷重強度 (kN/m <sup>2</sup> )	載荷始点 (m)	載荷幅 (m)
20.26	0.650	4.200



(2) 左側壁に作用する水平荷重 (活荷重土圧)

換算等分布荷重

$$w_1 = 0.00 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$p = K_o \times w_1 = 0.500 \times 0.00 = 0.00 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

(3) 右側壁に作用する水平荷重 (活荷重土圧)

換算等分布荷重

$$w_1 = 0.00 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$p = K_o \times w_1 = 0.500 \times 0.00 = 0.00 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

#### 外力集計

項 目		V (kN/m)	H (kN/m)	x (m)	y (m)	M (kN. m/m)
頂 版	分布	85.09		3.000		255.27
左側壁	分布		0.00		2.550	0.00
右側壁	分布		0.00		2.550	0.00
合計		85.09				255.27

#### 地盤反力

(1) 合力の作用位置および偏心距離

$$X = \frac{\sum M}{\sum V} = 3.000 \text{ (m)}$$

$$e = \frac{B}{2} - X = 0.000 \text{ (m)}$$

(2) 地盤反力度 (算出方法: 全幅)

$$M_e = \sum V \times e = 0.00 \text{ (kN. m/m)}$$

$$q_l = \left( \frac{\sum V}{B} + \frac{6 \times M_e}{B^2} \right) \times 1.000 = 14.18 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_r = \left( \frac{\sum V}{B} - \frac{6 \times M_e}{B^2} \right) \times 1.000 = 14.18 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_l' = q_l + \frac{q_r - q_l}{B} \times \frac{T}{2} = 14.18 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_r' = q_r + \frac{q_l - q_r}{B} \times \frac{T}{2} = 14.18 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

ここに、T : 側壁厚

q<sub>l</sub> : BOX全幅左端の地盤反力度

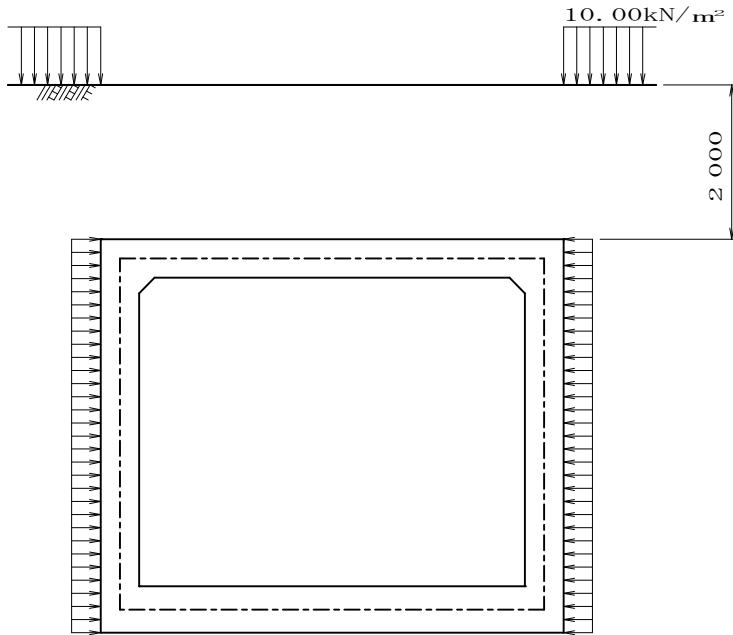
q<sub>r</sub> : BOX全幅右端の地盤反力度

q<sub>l</sub>' : 底版軸線左端の地盤反力度

q<sub>r</sub>' : 底版軸線右端の地盤反力度

### 1.2.4 活荷重(case-2)

[ 定型2：側圧 ]



#### 載荷荷重

(1) 左側壁に作用する水平荷重 (活荷重土圧)

$$p = K_o \times w_l = 0.500 \times 10.00 = 5.00 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

(2) 右側壁に作用する水平荷重 (活荷重土圧)

$$p = K_o \times w_l = 0.500 \times 10.00 = 5.00 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

#### 外力集計

項目		H (kN/m)	y (m)	M (kN. m/m)
左側壁	分布	25.50	2.550	65.03
右側壁	分布	-25.50	2.550	-65.03
合計				0.00

#### 地盤反力

(1) 地盤反力度 (算出方法：全幅)

$$q_l = \pm \left( \frac{6 \times M_e}{B^2} \right) \times 1.000 = 0.00 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_r = 0.00 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_l' = q_l + \frac{q_r - q_l}{B} \times \frac{T}{2} = 0.00 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_r' = q_r + \frac{q_l - q_r}{B} \times \frac{T}{2} = 0.00 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

ここに、T : 側壁厚

q<sub>l</sub> : BOX全幅左端の地盤反力度

q<sub>r</sub> : BOX全幅右端の地盤反力度

q<sub>l</sub>' : 底版軸線左端の地盤反力度

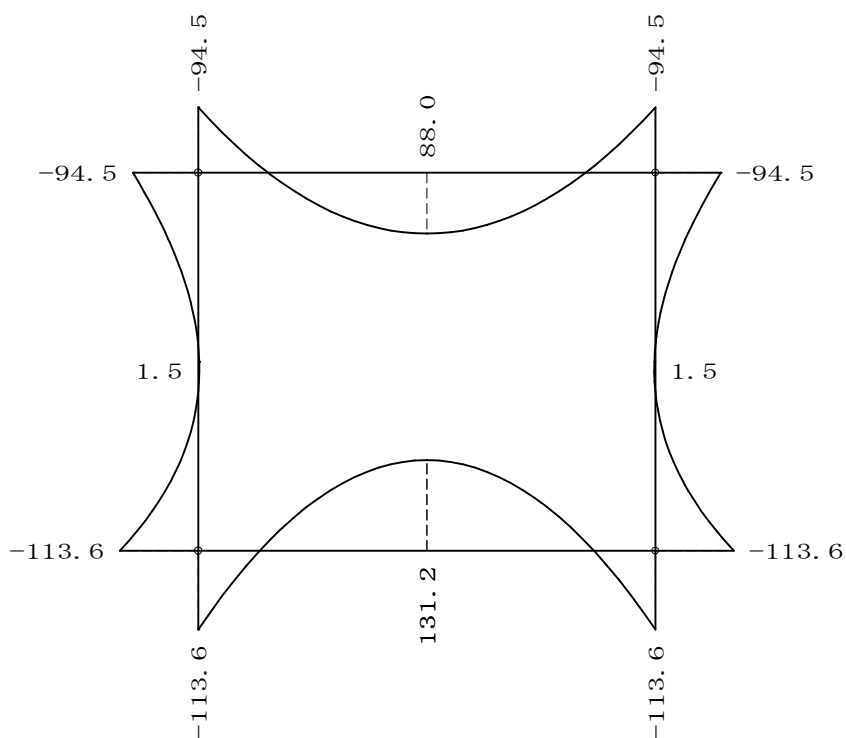
q<sub>r</sub>' : 底版軸線右端の地盤反力度

### 1.3 検討ケース

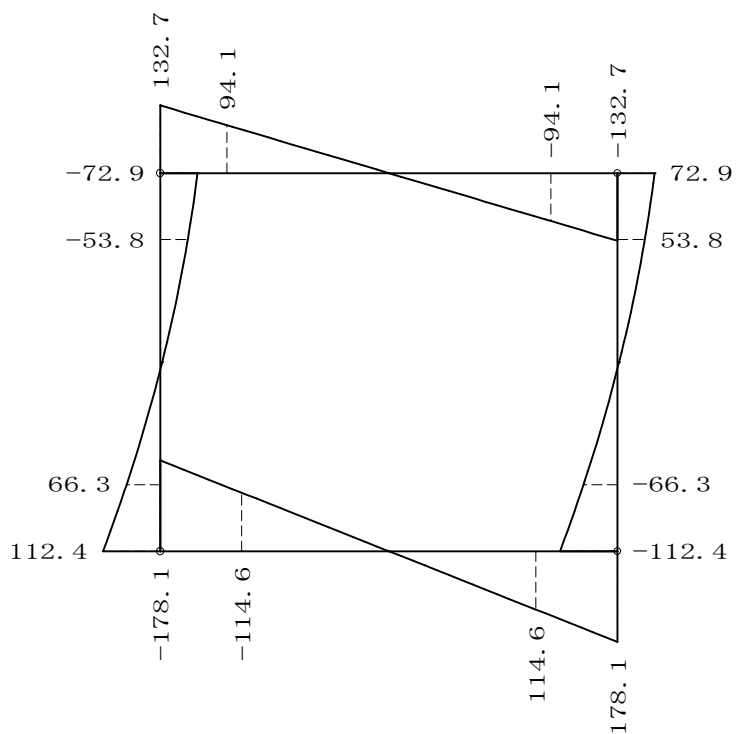
No	荷重名称
1	死荷重-1
2	死-1+活-1
3	死-1+活-2

# 1.4 断面力図

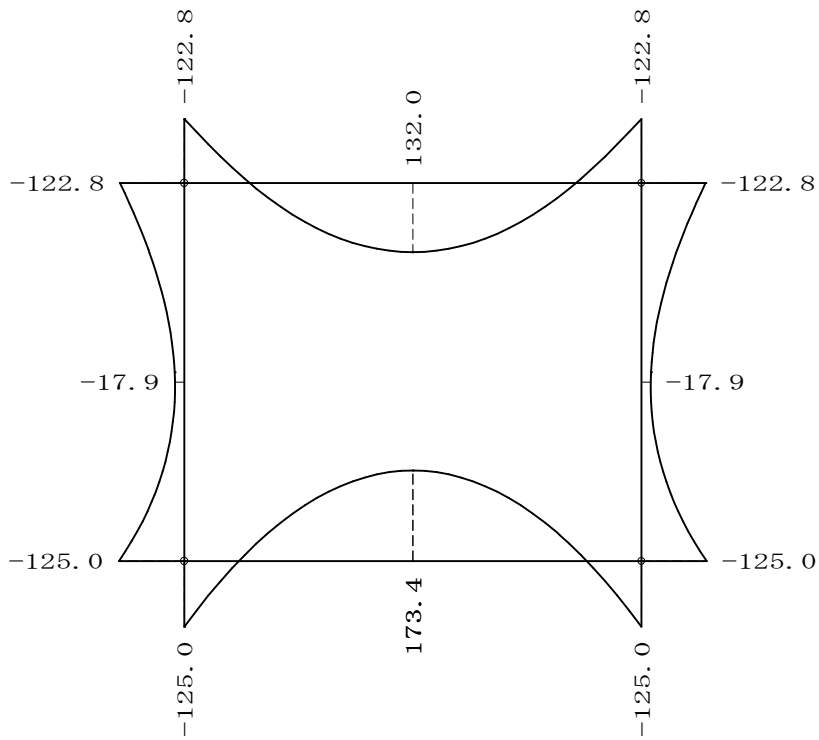
曲げモーメント図 (検討ケース 1)



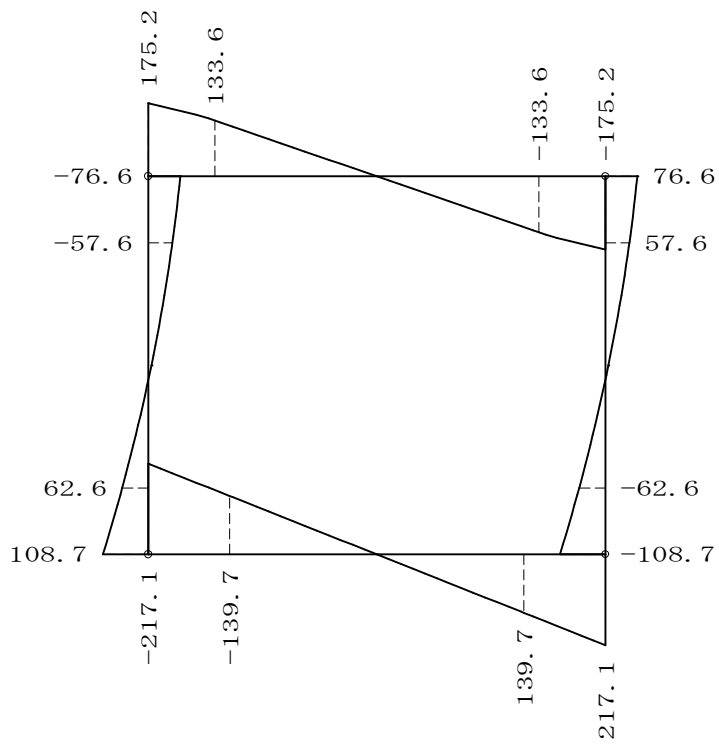
せん断力図



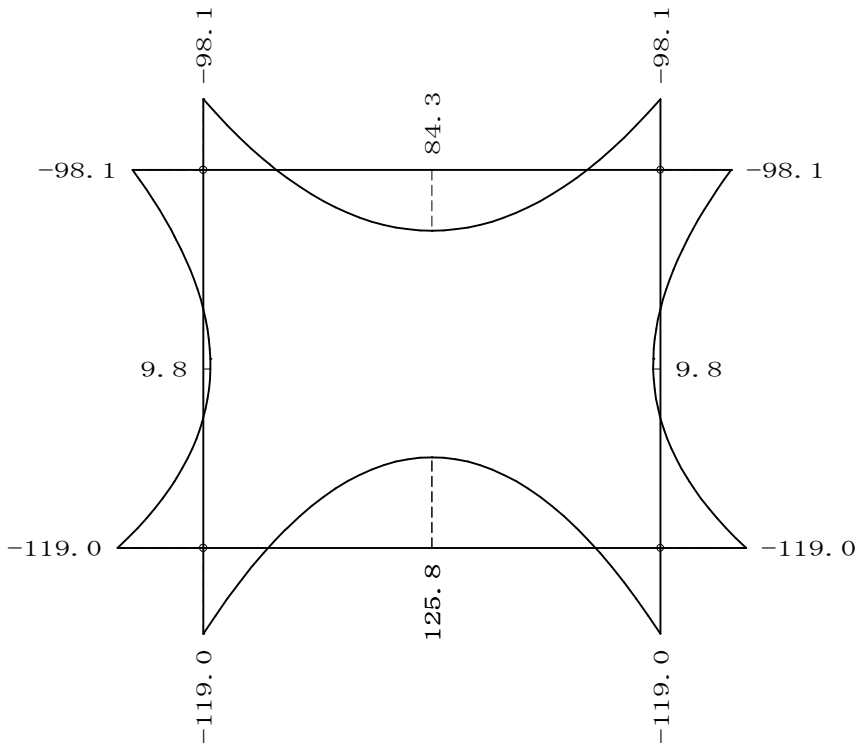
曲げモーメント図 (検討ケース 2)



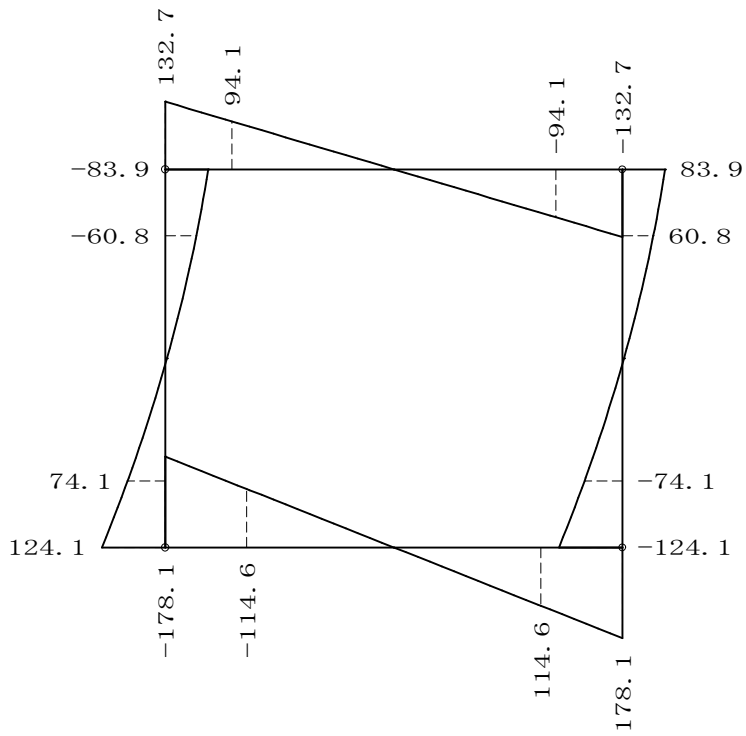
せん断力図



曲げモーメント図 (検討ケース 3)



せん断力図



## 1.5 応力度計算

### 1.5.1 曲げ応力度

#### 頂 版

項 目		単 位	左隅角部	支 間 部	右隅角部
			外側引張	内側引張	外側引張
曲げモーメント	M	kN.m	-122.8	132.0	-122.8
軸 力	N	kN	76.6	76.6	76.6
部 材 幅	b	cm	100.0	100.0	100.0
部 材 高	h	cm	50.0	50.0	50.0
有 効 高	d	cm	40.0	40.0	40.0
外側鉄筋かぶり	d1	cm	10.0	10.0	10.0
内側鉄筋かぶり	d2	cm	10.0	10.0	10.0
必 要 鉄 筋 量	外側	cm <sup>2</sup>	16.66	0.00	16.66
	内側	cm <sup>2</sup>	0.00	18.17	0.00
使 用 鉄 筋	外側	cm <sup>2</sup>	D19 @125 D— @—— 22.920	D— @—— D— @—— —————	D19 @125 D— @—— 22.920
	内側	cm <sup>2</sup>	D— @—— D— @—— —————	D19 @125 D— @—— 22.920	D— @—— D— @—— —————
中 立 軸	X	cm	14.738	14.648	14.738
応 力 度	$\sigma_c$	N/mm <sup>2</sup>	5.19	5.58	5.19
	$\sigma_s$	N/mm <sup>2</sup>	133.55	144.82	133.55
許 容 応 力 度	$\sigma_{ca}$	N/mm <sup>2</sup>	8.00	8.00	8.00
	$\sigma_{sa}$	N/mm <sup>2</sup>	180.00	180.00	180.00
検 討 ケ ー ス	——	——	2	2	2

左側壁

項 目		単 位	上隅角部	支 間 部		下隅角部
			外側引張	外側引張	内側引張	外側引張
曲げモーメント	M	kN.m	-122.8	-17.9	9.8	-125.0
軸 力	N	kN	175.2	201.5	159.0	224.2
部 材 幅	b	cm	100.0	100.0	100.0	100.0
部 材 高	h	cm	50.0	50.0	50.0	50.0
有 効 高	d	cm	40.0	40.0	40.0	40.0
外側鉄筋かぶり	d1	cm	10.0	10.0	10.0	10.0
内側鉄筋かぶり	d2	cm	10.0	10.0	10.0	10.0
必 要 鉄 筋 量	外側	cm <sup>2</sup>	13.66	0.00	0.00	14.79
	内側	cm <sup>2</sup>	3.02	0.00	0.00	4.72
使 用 鉄 筋	外側	cm <sup>2</sup>	D19 @125 D— @— 22.920	D16 @250 D— @— 7.944	D16 @250 D— @— 7.944	D16 @125 D— @— 15.888
	内側	cm <sup>2</sup>	D13 @250 D— @— 5.068	D13 @250 D— @— 5.068	D13 @250 D— @— 5.068	D13 @250 D— @— 5.068
中 立 軸	X	cm	16.265	48.152	59.414	15.050
応 力 度	$\sigma_c$	N/mm <sup>2</sup>	5.14	0.81	0.53	5.86
	$\sigma_s$	N/mm <sup>2</sup>	112.53	-9.63	-6.57	145.63
許 容 応 力 度	$\sigma_{ca}$	N/mm <sup>2</sup>	8.00	8.00	8.00	6.00
	$\sigma_{sa}$	N/mm <sup>2</sup>	180.00	-200.00	-200.00	180.00
検 討 ケ ー ス	—	—	2	2	3	2



右側壁

項 目		単 位	上隅角部	支 間 部		下隅角部
			外側引張	外側引張	内側引張	外側引張
曲げモーメント	M	kN.m	-122.8	-17.9	9.8	-125.0
軸 力	N	kN	175.2	201.5	159.0	224.2
部 材 幅	b	cm	100.0	100.0	100.0	100.0
部 材 高	h	cm	50.0	50.0	50.0	50.0
有 効 高	d	cm	40.0	40.0	40.0	40.0
外側鉄筋かぶり	d1	cm	10.0	10.0	10.0	10.0
内側鉄筋かぶり	d2	cm	10.0	10.0	10.0	10.0
必 要 鉄 筋 量	外側	cm <sup>2</sup>	13.66	0.00	0.00	14.79
	内側	cm <sup>2</sup>	3.02	0.00	0.00	4.72
使 用 鉄 筋	外側	cm <sup>2</sup>	D19 @125 D— @—— 22.920	D16 @250 D— @—— 7.944	D16 @250 D— @—— 7.944	D16 @125 D— @—— 15.888
	内側	cm <sup>2</sup>	D13 @250 D— @—— 5.068	D13 @250 D— @—— 5.068	D13 @250 D— @—— 5.068	D13 @250 D— @—— 5.068
中 立 軸	X	cm	16.265	48.152	59.414	15.050
応 力 度	$\sigma_c$	N/mm <sup>2</sup>	5.14	0.81	0.53	5.86
	$\sigma_s$	N/mm <sup>2</sup>	112.53	-9.63	-6.57	145.63
許 容 応 力 度	$\sigma_{ca}$	N/mm <sup>2</sup>	8.00	8.00	8.00	6.00
	$\sigma_{sa}$	N/mm <sup>2</sup>	180.00	-200.00	-200.00	180.00
検 討 ケ ー ス	—	—	2	2	3	2

底 版

項 目		単 位	左隅角部	支 間 部	右隅角部
			外側引張	内側引張	外側引張
曲げモーメント	M	kN.m	-125.0	173.4	-125.0
軸 力	N	kN	108.7	108.7	108.7
部 材 幅	b	cm	100.0	100.0	100.0
部 材 高	h	cm	60.0	60.0	60.0
有 効 高	d	cm	49.0	49.0	49.0
外側鉄筋かぶり	d1	cm	11.0	11.0	11.0
内側鉄筋かぶり	d2	cm	11.0	11.0	11.0
必 要 鉄 筋 量	外側	cm <sup>2</sup>	12.20	0.00	12.20
	内側	cm <sup>2</sup>	0.00	18.60	0.00
使 用 鉄 筋	外側	cm <sup>2</sup>	D16 @125 D— @—— 15.888	D— @—— D— @—— —————	D16 @125 D— @—— 15.888
	内側	cm <sup>2</sup>	D— @—— D— @—— —————	D19 @125 D— @—— 22.920	D— @—— D— @—— —————
中 立 軸	X	cm	15.423	17.034	15.423
応 力 度	$\sigma_c$	N/mm <sup>2</sup>	4.31	5.26	4.31
	$\sigma_s$	N/mm <sup>2</sup>	140.63	148.06	140.63
許 容 応 力 度	$\sigma_{ca}$	N/mm <sup>2</sup>	6.00	8.00	6.00
	$\sigma_{sa}$	N/mm <sup>2</sup>	180.00	180.00	180.00
検 討 ケ ー ス	—	—	2	2	2

### 1.5.2 せん断応力度

$$\tau_m = \frac{S}{b \times d} \leq \tau_a$$

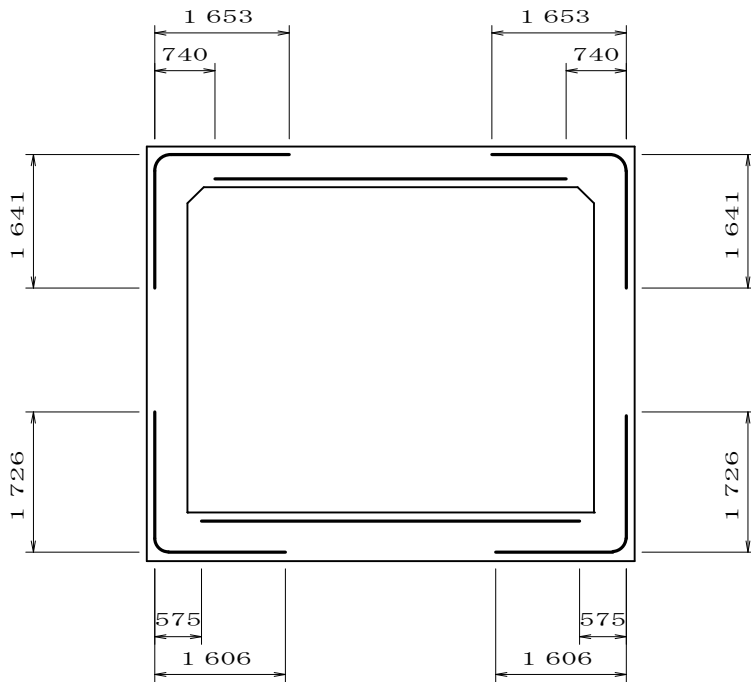
$$b = 100.0 \text{ (cm)}$$

部材	照査位置	S (kN)	d (cm)	$\tau_m$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau_a$ (N/mm <sup>2</sup> )	検討ケース	L (m)
頂版	左隅角部	175.2	40.0	0.438	0.780	2	0.000
	左 $\tau$ 点	133.6	40.0	0.334	0.390	2	0.800
	右 $\tau$ 点	-133.6	40.0	0.334	0.390	2	0.800
	右隅角部	-175.2	40.0	0.438	0.780	2	0.000
左側壁	上隅角部	-83.9	40.0	0.210	0.780	3	0.000
	上 $\tau$ 点	-60.8	40.0	0.152	0.390	3	0.800
	下 $\tau$ 点	74.1	40.0	0.185	0.390	3	0.800
	下隅角部	124.1	40.0	0.310	0.780	3	0.000
右側壁	上隅角部	83.9	40.0	0.210	0.780	3	0.000
	上 $\tau$ 点	60.8	40.0	0.152	0.390	3	0.800
	下 $\tau$ 点	-74.1	40.0	0.185	0.390	3	0.800
	下隅角部	-124.1	40.0	0.310	0.780	3	0.000
底板	左隅角部	-217.1	49.0	0.443	0.780	2	0.000
	左 $\tau$ 点	-139.7	49.0	0.285	0.390	2	0.980
	右 $\tau$ 点	139.7	49.0	0.285	0.390	2	0.980
	右隅角部	217.1	49.0	0.443	0.780	2	0.000

注)  $\tau$  点 : せん断応力度照査位置

L : 隅角部格点からの距離

## 1.6 主鉄筋定着位置



### 1.6.1 隅角部（負の曲げモーメント）

隅角部の主鉄筋の定着位置は、主鉄筋の配筋量が計算上不要となる位置（抵抗曲げモーメントと設計曲げモーメントとの交点）から定着長を加えた長さとする。

	単位	頂 版		左 側 壁		右 側 壁		底 版	
		左 端	右 端	上 端	下 端	上 端	下 端	左 端	右 端
主鉄筋径	mm	D19	D19	D19	D16	D19	D16	D16	D16
ピ ッ チ	mm	@250	@250	@250	@250	@250	@250	@250	@250
(鉄筋径)	mm	(D19)	(D19)	(D19)	(D16)	(D19)	(D16)	(D16)	(D16)
(1) Lm	cm	43.8	43.8	42.6	57.6	42.6	57.6	40.6	40.6
(2) d	cm	40.0	40.0	40.0	40.0	40.0	40.0	49.0	49.0
(3) Lap	cm	66.5	66.5	66.5	56.0	66.5	56.0	56.0	56.0
定着位置	cm	150.3	150.3	149.1	153.6	149.1	153.6	145.6	145.6

Lm : 隅角部格点から抵抗曲げモーメントと設計曲げモーメントとの交点までの距離

d : 部材の有効高

Lap : 定着鉄筋の定着長 ( ) の鉄筋

定着位置 : (1)+(2)+(3)

( Lmにはモーメントシフト分を含む )

### 1.6.2 支間部（正の曲げモーメント）

支間部の主鉄筋の定着位置は、主鉄筋の配筋量が計算上不要となる位置（抵抗曲げモーメントと設計曲げモーメントとの交点）から定着長を加えた長さとする。

	単位	頂 版		底 版	
		左 端	右 端	左 端	右 端
主鉄筋径	mm	D19	D19	D19	D19
ピ ッ チ	mm	@250	@250	@250	@250
(鉄筋径)	mm	(D19 )	(D19 )	(D19 )	(D19 )
(1) Lm	cm	165.5	165.5	158.0	158.0
(2) d	cm	40.0	40.0	49.0	49.0
(3) Lap	cm	66.5	66.5	66.5	66.5
定着位置	cm	59.0	59.0	42.5	42.5

Lm : 隅角部格点から抵抗曲げモーメントと設計曲げモーメントとの交点までの距離

d : 部材の有効高

Lap : 定着鉄筋の定着長 ( ) の鉄筋

定着位置 : (1)-(2)-(3)

1.6.3 抵抗曲げモーメント、設計曲げモーメント

頂版

隅角部格点 からの距離 (m)	負の曲げモーメント		正の曲げモーメント	
	Mr (kN.m)	M_min (kN.m)	Mr (kN.m)	M_max (kN.m)
0.000	-90.8	-122.8	90.0	-94.5
0.145	-90.8	-97.9	90.0	-75.8
0.289	-90.8	-74.1	90.0	-58.1
0.434	-90.8	-51.3	90.0	-41.4
0.579	-90.8	-29.4	90.0	-25.7
0.724	-92.2	-14.7	90.8	-8.7
0.800	-92.2	-7.4	90.8	1.7
0.868	-92.2	-1.1	90.8	10.7
1.013	-92.2	11.6	90.8	28.6
1.158	-92.2	23.2	90.8	45.1
1.303	-92.2	33.8	90.8	60.2
1.447	-92.2	43.4	90.8	73.8
1.592	-92.2	52.0	90.8	86.0
1.737	-92.2	59.6	90.8	96.8
1.882	-92.2	66.1	90.8	106.1
2.026	-92.2	71.7	90.8	114.0
2.171	-92.2	76.3	90.8	120.5
2.316	-92.2	79.8	90.8	125.5
2.461	-92.2	82.3	90.8	129.1
2.605	-92.2	83.8	90.8	131.3
2.750	-92.2	84.3	90.8	132.0
2.750	-92.2	84.3	90.8	132.0
2.895	-92.2	83.8	90.8	131.3
3.039	-92.2	82.3	90.8	129.1
3.184	-92.2	79.8	90.8	125.5
3.329	-92.2	76.3	90.8	120.5
3.474	-92.2	71.7	90.8	114.0
3.618	-92.2	66.1	90.8	106.1
3.763	-92.2	59.6	90.8	96.8
3.908	-92.2	52.0	90.8	86.0
4.053	-92.2	43.4	90.8	73.8
4.197	-92.2	33.8	90.8	60.2
4.342	-92.2	23.2	90.8	45.1
4.487	-92.2	11.6	90.8	28.6
4.632	-92.2	-1.1	90.8	10.7
4.700	-92.2	-7.4	90.8	1.7
4.776	-92.2	-14.7	90.8	-8.7
4.921	-90.8	-29.4	90.0	-25.7
5.066	-90.8	-51.3	90.0	-41.4
5.211	-90.8	-74.1	90.0	-58.1
5.355	-90.8	-97.9	90.0	-75.8
5.500	-90.8	-122.8	90.0	-94.5

## 左側壁

隅角部格点 からの距離 (m)	負の曲げモーメント		正の曲げモーメント	
	Mr (kN.m)	M_min (kN.m)	Mr (kN.m)	M_max (kN.m)
0.000	-109.7	-122.8	45.8	-94.5
0.120	-109.7	-113.8	45.8	-85.9
0.239	-109.7	-105.0	45.8	-77.6
0.359	-109.9	-96.6	46.0	-69.7
0.479	-110.2	-88.6	46.3	-61.0
0.599	-110.5	-80.9	46.6	-52.7
0.718	-110.8	-73.5	46.9	-44.9
0.800	-111.0	-68.7	47.1	-39.8
0.838	-111.0	-66.6	47.2	-37.5
0.958	-111.3	-60.0	47.5	-30.6
1.078	-111.6	-53.8	47.8	-24.2
1.197	-111.9	-48.1	48.1	-18.3
1.317	-112.1	-42.9	48.4	-12.9
1.437	-112.4	-38.0	48.7	-8.1
1.557	-112.7	-33.7	49.0	-3.8
1.676	-113.0	-29.8	49.3	0.0
1.796	-113.2	-26.5	49.6	3.2
1.916	-113.5	-23.7	49.9	5.7
2.036	-113.8	-21.4	50.2	7.7
2.155	-114.1	-19.7	50.5	9.1
2.275	-114.3	-18.5	50.8	9.8
2.275	-92.9	-18.5	50.8	9.8
2.395	-93.2	-17.9	51.1	9.8
2.514	-93.4	-18.0	51.4	9.2
2.634	-93.7	-18.6	51.7	7.9
2.754	-94.0	-19.9	52.0	5.9
2.874	-94.3	-21.8	52.3	3.1
2.993	-94.6	-24.4	52.6	-0.3
3.113	-94.8	-27.6	52.9	-4.5
3.233	-95.1	-31.5	53.2	-9.5
3.353	-95.4	-36.2	53.5	-15.2
3.472	-95.7	-41.6	53.8	-21.8
3.592	-96.0	-47.7	54.1	-29.2
3.712	-96.2	-54.5	54.3	-37.3
3.750	-96.3	-56.9	54.4	-40.1
3.832	-96.5	-62.2	54.6	-46.4
3.951	-96.8	-70.6	54.9	-56.2
4.071	-97.1	-79.8	55.2	-66.6
4.191	-97.3	-89.9	55.5	-77.1
4.311	-97.5	-100.7	55.7	-88.4
4.430	-97.5	-112.4	55.7	-100.6
4.550	-97.5	-125.0	55.7	-113.6

## 右側壁

隅角部格点 からの距離 (m)	負の曲げモーメント		正の曲げモーメント	
	Mr (kN.m)	M_min (kN.m)	Mr (kN.m)	M_max (kN.m)
0.000	-109.7	-122.8	45.8	-94.5
0.120	-109.7	-113.8	45.8	-85.9
0.239	-109.7	-105.0	45.8	-77.6
0.359	-109.9	-96.6	46.0	-69.7
0.479	-110.2	-88.6	46.3	-61.0
0.599	-110.5	-80.9	46.6	-52.7
0.718	-110.8	-73.5	46.9	-44.9
0.800	-111.0	-68.7	47.1	-39.8
0.838	-111.0	-66.6	47.2	-37.5
0.958	-111.3	-60.0	47.5	-30.6
1.078	-111.6	-53.8	47.8	-24.2
1.197	-111.9	-48.1	48.1	-18.3
1.317	-112.1	-42.9	48.4	-12.9
1.437	-112.4	-38.0	48.7	-8.1
1.557	-112.7	-33.7	49.0	-3.8
1.676	-113.0	-29.8	49.3	0.0
1.796	-113.2	-26.5	49.6	3.2
1.916	-113.5	-23.7	49.9	5.7
2.036	-113.8	-21.4	50.2	7.7
2.155	-114.1	-19.7	50.5	9.1
2.275	-114.3	-18.5	50.8	9.8
2.275	-92.9	-18.5	50.8	9.8
2.395	-93.2	-17.9	51.1	9.8
2.514	-93.4	-18.0	51.4	9.2
2.634	-93.7	-18.6	51.7	7.9
2.754	-94.0	-19.9	52.0	5.9
2.874	-94.3	-21.8	52.3	3.1
2.993	-94.6	-24.4	52.6	-0.3
3.113	-94.8	-27.6	52.9	-4.5
3.233	-95.1	-31.5	53.2	-9.5
3.353	-95.4	-36.2	53.5	-15.2
3.472	-95.7	-41.6	53.8	-21.8
3.592	-96.0	-47.7	54.1	-29.2
3.712	-96.2	-54.5	54.3	-37.3
3.750	-96.3	-56.9	54.4	-40.1
3.832	-96.5	-62.2	54.6	-46.4
3.951	-96.8	-70.6	54.9	-56.2
4.071	-97.1	-79.8	55.2	-66.6
4.191	-97.3	-89.9	55.5	-77.1
4.311	-97.5	-100.7	55.7	-88.4
4.430	-97.5	-112.4	55.7	-100.6
4.550	-97.5	-125.0	55.7	-113.6



## 底版

隅角部格点 からの距離 (m)	負の曲げモーメント		正の曲げモーメント	
	Mr (kN.m)	M_min (kN.m)	Mr (kN.m)	M_max (kN.m)
0.000	-92.3	-125.0	120.2	-113.6
0.145	-92.3	-94.4	120.2	-88.5
0.289	-96.0	-70.2	120.2	-64.8
0.434	-96.0	-47.8	119.4	-38.2
0.579	-96.0	-26.8	119.4	-12.6
0.724	-96.0	-7.1	119.4	11.4
0.868	-96.0	11.2	119.4	33.7
0.980	-96.0	24.4	119.4	49.8
1.013	-96.0	28.1	119.4	54.4
1.158	-96.0	43.7	119.4	73.4
1.303	-96.0	58.0	119.4	90.8
1.447	-96.0	70.9	119.4	106.5
1.592	-96.0	82.4	119.4	120.5
1.737	-96.0	92.6	119.4	132.9
1.882	-96.0	101.4	119.4	143.7
2.026	-96.0	108.8	119.4	152.8
2.171	-96.0	115.0	119.4	160.2
2.316	-96.0	119.7	119.4	166.0
2.461	-96.0	123.1	119.4	170.1
2.605	-96.0	125.1	119.4	172.6
2.750	-96.0	125.8	119.4	173.4
2.750	-96.0	125.8	119.4	173.4
2.895	-96.0	125.1	119.4	172.6
3.039	-96.0	123.1	119.4	170.1
3.184	-96.0	119.7	119.4	166.0
3.329	-96.0	115.0	119.4	160.2
3.474	-96.0	108.8	119.4	152.8
3.618	-96.0	101.4	119.4	143.7
3.763	-96.0	92.6	119.4	132.9
3.908	-96.0	82.4	119.4	120.5
4.053	-96.0	70.9	119.4	106.5
4.197	-96.0	58.0	119.4	90.8
4.342	-96.0	43.7	119.4	73.4
4.487	-96.0	28.1	119.4	54.4
4.520	-96.0	24.4	119.4	49.8
4.632	-96.0	11.2	119.4	33.7
4.776	-96.0	-7.1	119.4	11.4
4.921	-96.0	-26.8	119.4	-12.6
5.066	-96.0	-47.8	119.4	-38.2
5.211	-96.0	-70.2	120.2	-64.8
5.355	-92.3	-94.4	120.2	-88.5
5.500	-92.3	-125.0	120.2	-113.6

## 1.7 安定計算

### 1.7.1 死荷重時の計算

#### 躯体自重

部 位	計 算 式	V (kN/m)	X (m)	M (kN. m/m)
頂 版	$6.000 \times 0.500 \times 24.50$	73.50	3.000	220.50
左側壁	$4.000 \times 0.500 \times 24.50$	49.00	0.250	12.25
右側壁	$4.000 \times 0.500 \times 24.50$	49.00	5.750	281.75
底 版	$6.000 \times 0.600 \times 24.50$	88.20	3.000	264.60
ハンチ	$1/2 \times 0.200 \times 0.200 \times 24.50$	0.49	0.567	0.28
	$1/2 \times 0.200 \times 0.200 \times 24.50$	0.49	5.433	2.66
合 計		260.68	—	782.04

#### 上載荷重

##### (1) 路面上載荷重

$$\text{雪荷重} = 0.000 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\text{歩道荷重} = 0.000 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\text{その他} = 0.000 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

---

$$qd = 0.000 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

##### (2) 舗装および盛土

$$\begin{aligned} \alpha \\ \text{舗装} &= 1.000 \times 0.000 \times 22.50 = 0.00 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ \text{盛土} &= 1.000 \times 2.000 \times 18.00 = 36.00 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

---

$$wd = 36.00 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

##### (3) 荷重集計

$$V = (0.000 + 36.00) \times 6.000 = 216.000 \text{ (kN/m)}$$

$$X = \frac{6.000}{2} = 3.000 \text{ (m)}$$

$$M = V \times X = 648.00 \text{ (kN. m/m)}$$

#### 土圧

##### (1) [ CASE-1 ]

水平土圧係数

$$\text{左 } K_o = 0.500$$

$$\text{右 } K_o = 0.500$$

左右の水平土圧係数が等しいため、計算を省略する

#### 揚圧・浮力

##### 1) [ case-1 ]

$$\text{外水位} = 0.000 \text{ (m)}$$

死荷重時の安定計算

(1) [ CASE-1 ]

1) [ case-1 ]

部 位	V (kN/m)	H (kN/m)	M (kN. m/m)
躯体自重	260.68	—	782.04
上載荷重	216.00	—	648.00
合 計	476.68	0.00	1430.04

- 合力の作用位置および偏心距離

$$X = \frac{\sum M}{\sum V} = 3.000 \text{ (m)}$$

$$e = \frac{B}{2} - X = 0.000 \text{ (m)}$$

- 底面中心におけるモーメント

$$Me = \sum V \times e = 0.00 \text{ (kN. m/m)}$$

- 地盤反力度

$$q = \frac{\sum V}{B} \pm \frac{6 \times Me}{B^2} = 79.45 \text{ (kN/m}^2\text{)} \leq Q_a = 300.0 \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad \text{OK}$$

$$= 79.45 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

### 1.7.2 活荷重の計算

#### (1) T-250 (単軸)

定型[1]

##### 1) 頂版に作用する鉛直荷重

計 算 式	V (kN/m)	X (m)	M (kN. m/m)
20.26 × 4.200	85.09	3.000	255.27

##### 2) 側壁に作用する水平荷重

左側壁  $p = 0.500 \times 0.00 = 0.00$  (kN/m<sup>2</sup>)

右側壁  $p = 0.500 \times 0.00 = 0.00$  (kN/m<sup>2</sup>)

	計 算 式	H (kN/m)	Y (m)	M (kN. m/m)
左側壁	0.00 × 5.100	0.00	2.550	0.00
右側壁	0.00 × 5.100	0.00	2.550	0.00
合 計		0.00	—	0.00

##### 3) 集 計

	V (kN/m)	H (kN/m)	M (kN. m/m)
頂 版	85.09	—	255.27
側 壁	—	0.00	0.00
合 計	85.09	0.00	255.27

#### (2) 側圧

定型[2]

##### 1) 側壁に作用する水平荷重

左右の水平土圧係数が等しいため、計算を省略する

### 1.7.3 荷重組合せケースの安定計算

#### (1) 死-1+活-1

	V (kN/m)	H (kN/m)	M (kN. m/m)
死荷重[ case-1 ]	476.68	0.00	1430.04
活荷重[ 1 ]	85.09	0.00	255.27
合 計	561.77	0.00	1685.31

・合力の作用位置および偏心距離

$$X = \frac{\sum M}{\sum V} = 3.000 \text{ (m)}$$

$$e = \frac{B}{2} - X = 0.000 \text{ (m)}$$

・底面中心におけるモーメント

$$Me = \sum V \times e = 0.00 \text{ (kN. m/m)}$$

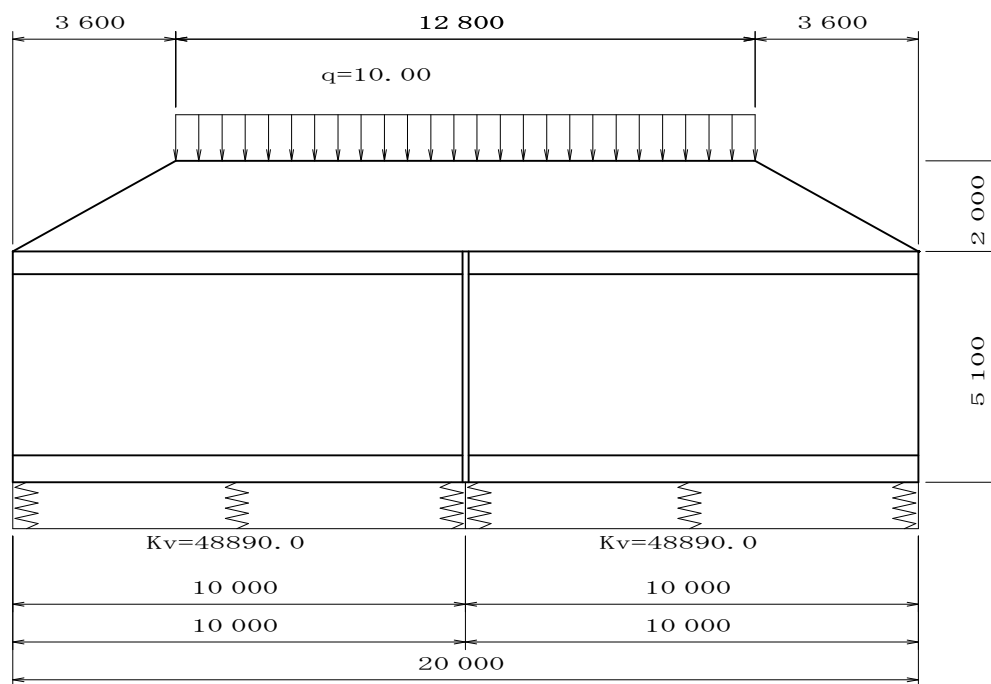
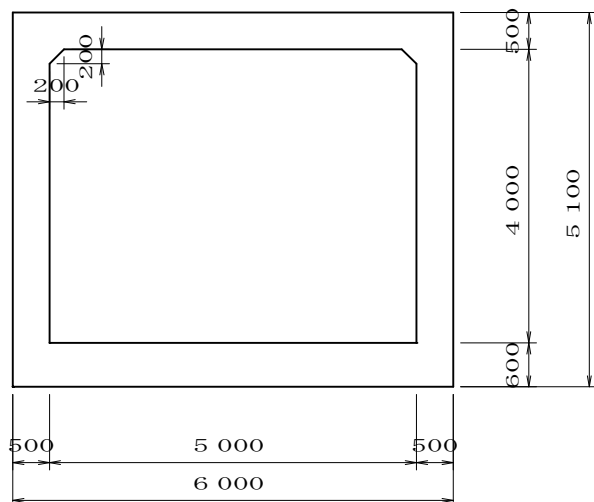
• 地盤反力度

$$q = \frac{\Sigma V}{B} \pm \frac{6 \times Me}{B^2} = 93.63 \text{ (kN/m}^2\text{)} \leq Qa = 300.0 \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad \text{OK}$$
$$= 93.63 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

## 2章 縦方向の計算

### 2.1 設計条件

#### (1) 形状寸法図



#### (2) 土被り形状

盛土の単位重量  $\gamma = 18.00$  (kN/m<sup>3</sup>)

座標原点：頂版天端左端

No	X (m)	Y (m)
1	0.000	0.000
2	3.600	2.000
3	16.400	2.000
4	20.000	0.000

(3) 材料および許容応力度等

コンクリート	設計基準強度 $\sigma_{ck}$	N/mm <sup>2</sup>	24.00
	ヤング係数 $E_c$	N/mm <sup>2</sup>	$2.50 \times 10^4$
	許容曲げ圧縮応力度 $\sigma_{ca}$	N/mm <sup>2</sup>	8.00
鉄筋	材質	—	SD345
	許容曲げ引張応力度 $\sigma_{sa}$	N/mm <sup>2</sup>	180.00
ヤング係数比 $n$		—	15.0
断面力の算出間隔 $m$		m	1.000
躯体の単位重量 $\gamma_c$		kN/m <sup>3</sup>	24.50

2.2 断面諸常数

	A (m <sup>2</sup> )	y (m)	A · y (m <sup>3</sup> )	A · y <sup>2</sup> (m <sup>4</sup> )	I <sub>o</sub> (m <sup>4</sup> )
頂版	3.0000	4.8500	14.5500	70.5675	0.0625
底版	3.6000	0.3000	1.0800	0.3240	0.1080
左側壁	2.0000	2.6000	5.2000	13.5200	2.6667
右側壁	2.0000	2.6000	5.2000	13.5200	2.6667
ハンチ頂版	0.0400	4.5333	0.1813	0.8220	0.0001
ハンチ底版	0.0000	0.6000	0.0000	0.0000	0.0000
合計	10.6400	—	26.2113	98.7535	5.5039

断面積  $\Sigma A = 10.6400$  (m<sup>2</sup>)

断面二次モーメント

$$Y_e = \frac{\Sigma (A \cdot y)}{\Sigma A} = 2.463 \text{ (m)}$$

$$I = \Sigma (A \cdot y^2) + \Sigma I_o - Y_e^2 \cdot \Sigma A = 39.6866 \text{ (m}^4\text{)}$$

2.3 荷重

(1) 躯体自重

断面積  $A = 10.6400$  (m<sup>2</sup>)

$$w = A \cdot \gamma_c = 10.6400 \times 24.50 = 260.68 \text{ (kN/m)}$$

(2) 盛土重量

	左端からの距離 (m)	載荷長 (m)	左荷重強度 (kN/m)	右荷重強度 (kN/m)
1	0.000	3.600	0.00	216.00
2	3.600	12.800	216.00	216.00
3	16.400	3.600	216.00	0.00

### (3) 路面過載荷重

路面荷重強度

$$Q = q \cdot B = 10.00 \times 6.000 = 60.00 \text{ (kN/m)}$$

q : 路面過載荷重強度 (kN/m<sup>2</sup>)

B : BOX断面方向全幅 (m)

頂版上の載荷荷重

$$\text{路面載荷幅 } L_s = 12.800 \text{ (m)}$$

$$\text{分散幅 左側} = 0.000 \text{ (m)}$$

$$\text{右側} = 0.000 \text{ (m)}$$

---

$$\text{載荷幅 } L = 12.800 \text{ (m)}$$

$$\text{分布荷重強度 } Q \cdot \frac{L_s}{L} = 60.00 \text{ (kN/m)}$$

$$\text{載荷位置(左端からの距離)} = 3.600 \text{ (m)}$$

## 2.4 断面力

### (1) 最大・最小曲げモーメント

ブロック	M (kN.m)		ブロック左端からの距離 (m)	
	Mmax	Mmin	Mmax	Mmin
1	329.5	0.0	5.000	10.000
2	329.5	0.0	5.000	0.000

### (2) 最大・最小せん断力

ブロック	S (kN)		ブロック左端からの距離 (m)	
	Smax	Smin	Smax	Smin
1	102.9	-92.1	3.000	7.000
2	92.1	-102.9	3.000	7.000

### (3) 着目点での断面力

ブロック 1

ブロック左端からの距離(m)	M (kN.m)	S (kN)
0.000	0.0	0.0
1.000	39.8	68.2
2.000	128.0	102.5
3.000	233.5	102.9
4.000	318.3	50.2
5.000	329.5	-23.3
6.000	280.3	-70.7
7.000	196.8	-92.1
8.000	104.8	-87.4
9.000	30.6	-56.8
10.000	0.0	0.0

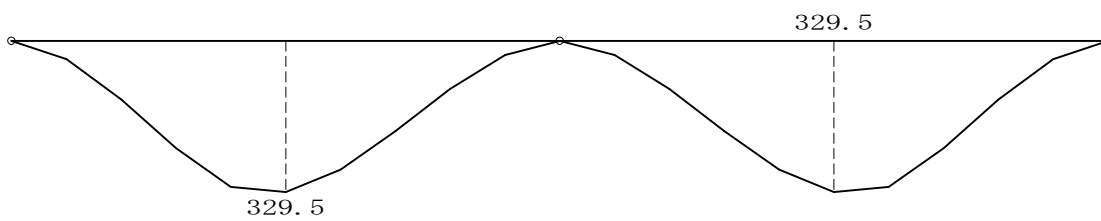


ブロック 2

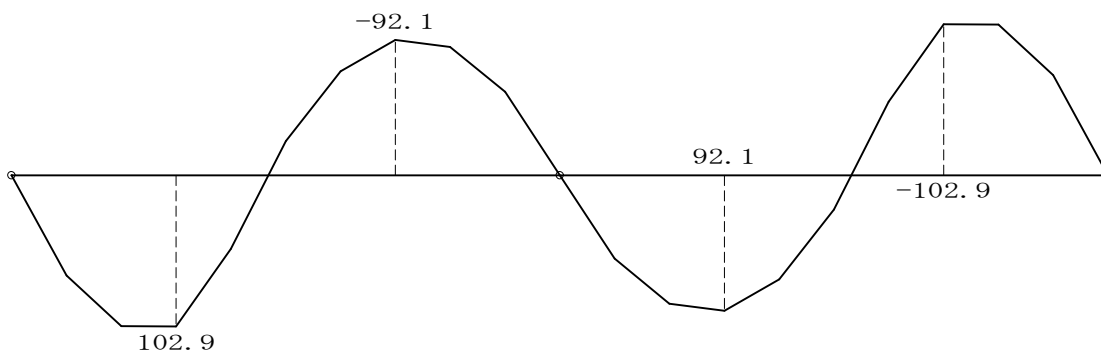
ブロック左端 からの距離(m)	M (kN.m)	S (kN)
0.000	0.0	0.0
1.000	30.6	56.8
2.000	104.8	87.4
3.000	196.8	92.1
4.000	280.3	70.7
5.000	329.5	23.3
6.000	318.3	-50.2
7.000	233.5	-102.9
8.000	128.0	-102.5
9.000	39.8	-68.2
10.000	0.0	0.0

2.5 断面力図

2.5.1 曲げモーメント



2.5.2 せん断力



## 2.6 曲げ応力度

### (1)ブロック 1

項		目	単位	Mmax
BOX全幅		BW	cm	600.0
BOX全高		BH	cm	510.0
頂版厚			cm	50.0
左側壁厚			cm	50.0
右側壁厚			cm	50.0
底版厚			cm	60.0
上ハンチ	側壁	幅	cm	20.0
		高	cm	20.0
下ハンチ	側壁	幅	cm	—
		高	cm	—
曲げモーメント		M	kN.m	329.5
鉄筋量	頂版外側	d1	cm	10.0
		As1	cm <sup>2</sup>	D13- 23 29.141
	頂版内側	d2	cm	10.0
		As2	cm <sup>2</sup>	D13- 25 31.675
底版内側	d3	cm	11.0	
	As3	cm <sup>2</sup>	D13- 25 31.675	
底版外側	d4	cm	11.0	
	As4	cm <sup>2</sup>	D13- 23 29.141	
中立軸位置		X	cm	36.248
ヤング係数比		n	—	15.0
応力度		$\sigma_c$	N/mm <sup>2</sup>	0.06
		$\sigma_s$	N/mm <sup>2</sup>	12.09
許容応力度		$\sigma_{ca}$	N/mm <sup>2</sup>	8.00
		$\sigma_{sa}$	N/mm <sup>2</sup>	180.00

## (2)ブロック 2

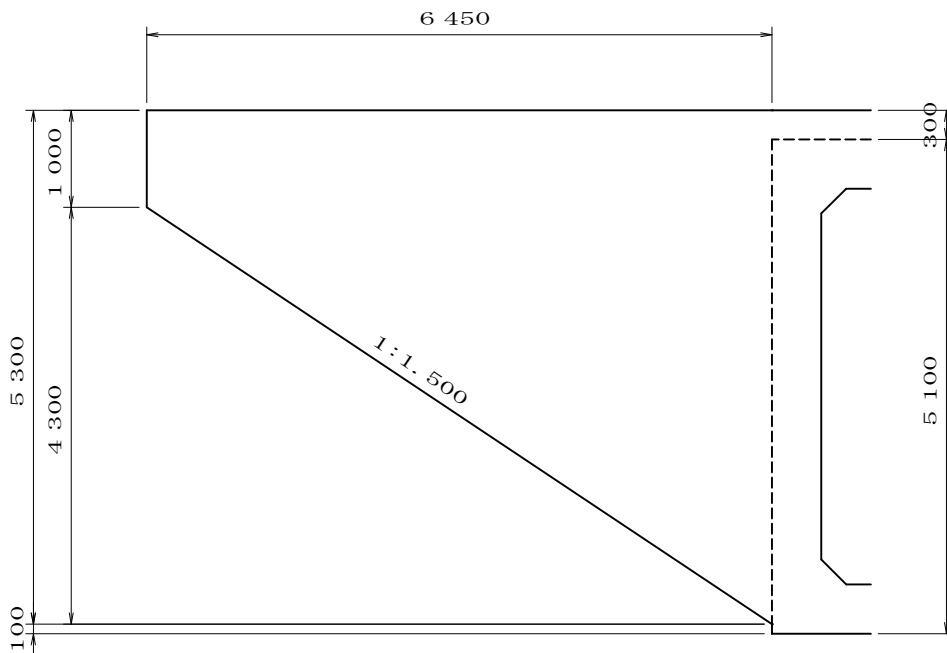
項		目	単位	Mmax
BOX全幅		BW	cm	600.0
BOX全高		BH	cm	510.0
頂版厚			cm	50.0
左側壁厚			cm	50.0
右側壁厚			cm	50.0
底版厚			cm	60.0
上ハンチ	側壁	幅	cm	20.0
		高	cm	20.0
下ハンチ	側壁	幅	cm	—
		高	cm	—
曲げモーメント		M	kN. m	329.5
鉄筋量	頂版外側	d1	cm	10.0
		As1	cm <sup>2</sup>	D13- 23 29.141
	頂版内側	d2	cm	10.0
		As2	cm <sup>2</sup>	D13- 25 31.675
底版内側	d3	cm	11.0	
	As3	cm <sup>2</sup>	D13- 25 31.675	
底版外側	d4	cm	11.0	
	As4	cm <sup>2</sup>	D13- 23 29.141	
中立軸位置		X	cm	36.248
ヤング係数比		n	—	15.0
応力度		$\sigma_c$	N/mm <sup>2</sup>	0.06
		$\sigma_s$	N/mm <sup>2</sup>	12.09
許容応力度		$\sigma_{ca}$	N/mm <sup>2</sup>	8.00
		$\sigma_{sa}$	N/mm <sup>2</sup>	180.00

### 3章 ウイングの計算

#### 3.1 左口：左ウイング

##### 3.1.1 設計条件

###### (1) 形状寸法図



天端勾配  $i = 0.00000$

勾配  $n = 1 : 1.500$  (天端勾配を含む)

###### (2) 計算条件

コンクリート	設計基準強度 $\sigma_{ck}$	N/mm <sup>2</sup>	24.00
	ヤング係数 $E_c$	N/mm <sup>2</sup>	$2.50 \times 10^4$
	許容曲げ圧縮応力度 $\sigma_{ca}$	N/mm <sup>2</sup>	8.00
鉄筋	材質	—	SD345
	許容曲げ引張応力度 $\sigma_{sa}$	N/mm <sup>2</sup>	180.00
ヤング係数比	$n$	—	15.0
静止土圧係数	$K_0$	—	0.500
土砂の単位重量	$\gamma$	kN/m <sup>3</sup>	18.00
過載荷重	$Q_v$	kN/m <sup>2</sup>	10.00
過載荷重土砂換算高	$h_o = Q_v / \gamma$	m	0.556

### 3.1.2 断面力計算

#### (1) 台形部

$$\begin{aligned} MA &= \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot K_o \cdot \left\{ \frac{LA^4}{12 \cdot n^2} + \frac{(H_s + h_o)}{3 \cdot n} \cdot LA^3 + \frac{(H_s^2 + 2 \cdot h_o \cdot H_s)}{2} \cdot LA^2 \right\} \\ &= \frac{1}{2} \cdot 18.00 \cdot 0.500 \cdot \left\{ \frac{6.450^4}{12 \cdot 1.500^2} + \frac{(1.000 + 0.556)}{3 \cdot 1.500} \cdot 6.450^3 \right. \\ &\quad \left. + \frac{(1.000^2 + 2 \cdot 0.556 \cdot 1.000)}{2} \cdot 6.450^2 \right\} \\ &= 903.48 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} SA &= \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot K_o \cdot \left\{ \frac{LA^3}{3 \cdot n^2} + \frac{(H_s + h_o)}{n} \cdot LA^2 + (H_s^2 + 2 \cdot h_o \cdot H_s) \cdot LA \right\} \\ &= \frac{1}{2} \cdot 18.00 \cdot 0.500 \cdot \left\{ \frac{6.450^3}{3 \cdot 1.500^2} + \frac{(1.000 + 0.556)}{1.500} \cdot 6.450^2 \right. \\ &\quad \left. + (1.000^2 + 2 \cdot 0.556 \cdot 1.000) \cdot 6.450 \right\} \\ &= 434.31 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

#### (2) 設計断面力

$$M = 903.48 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

$$S = 434.31 \text{ (kN)}$$

$$M_m = \frac{M}{h} \cdot \alpha = \frac{903.48}{5.300} \cdot 1.000 = 170.47 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)}$$

$$S_m = \frac{S}{h} \cdot \alpha' = \frac{434.31}{5.300} \cdot 1.000 = 81.95 \text{ (kN/m)}$$

H<sub>s</sub> : 先端のウイング高さ (m)

LA : 台形部分のウイング長 (m)

h<sub>o</sub> : 過載荷重土砂換算高 (m)

n : 天端勾配を含めた台形部分の勾配比

MA : 台形部分に作用する土圧による曲げモーメント (kN・m)

SA : 台形部分に作用する土圧によるせん断力 (kN・m)

h : ウイング付根部の有効高さ (m)

α : 曲げモーメントの割増係数

α' : せん断力の割増係数

### 3.1.3 応力度計算

項目	目	単位	背面・常時
曲げモーメント	M	kN. m	170.5
せん断力	S	kN	81.9
部材幅	b	cm	100.0
部材高	h	cm	50.0
有効高	d	cm	40.0
ヤング係数比	n	——	15.0
必要鉄筋量	Asr	cm <sup>2</sup>	26.898
使用鉄筋量	As	mm cm <sup>2</sup>	D22 @125 D— @ — 30.970
	p	——	0.00774
	K	——	0.380
	C	——	6.031
	S	——	9.856
中立軸位置	X	cm	15.186
応力度	$\sigma_c$	N/mm <sup>2</sup>	6.43
	$\sigma_s$	N/mm <sup>2</sup>	157.53
	$\tau$	N/mm <sup>2</sup>	0.205
許容応力度	$\sigma_{ca}$	N/mm <sup>2</sup>	8.00
	$\sigma_{sa}$	N/mm <sup>2</sup>	180.00
	$\tau_a$	N/mm <sup>2</sup>	0.390

### 3.1.4 主鉄筋定着位置

主鉄筋の定着位置は、主鉄筋の低減量が計算上不要となる位置(抵抗曲げモーメントと設計曲げモーメントとの交点)から定着長を加えた長さとする。

#### (1) 抵抗曲げモーメント

部材幅	b	cm	100.0
部材高	h	cm	50.0
有効高	d	cm	40.0
ヤング係数比	n	——	15.0
低減後の鉄筋量	As	mm cm <sup>2</sup>	D22 @250 15.484
許容応力度	$\sigma_{ca}$	N/mm <sup>2</sup>	8.00
	$\sigma_{sa}$	N/mm <sup>2</sup>	180.00
抵抗曲げモーメント	Mr	kN. m	100.8

(2) 抵抗曲げモーメントと設計曲げモーメントとの交点

付根からの距離	L'	m	1.346
有効幅	h	m	4.402
曲げモーメント	M	kN.m	443.58
せん断力	S	kN	258.66
単位幅当り断面力	Mm	kN.m/m	100.76
	Sm	kN/m	58.75

(3) 定着位置

定着鉄筋 D22

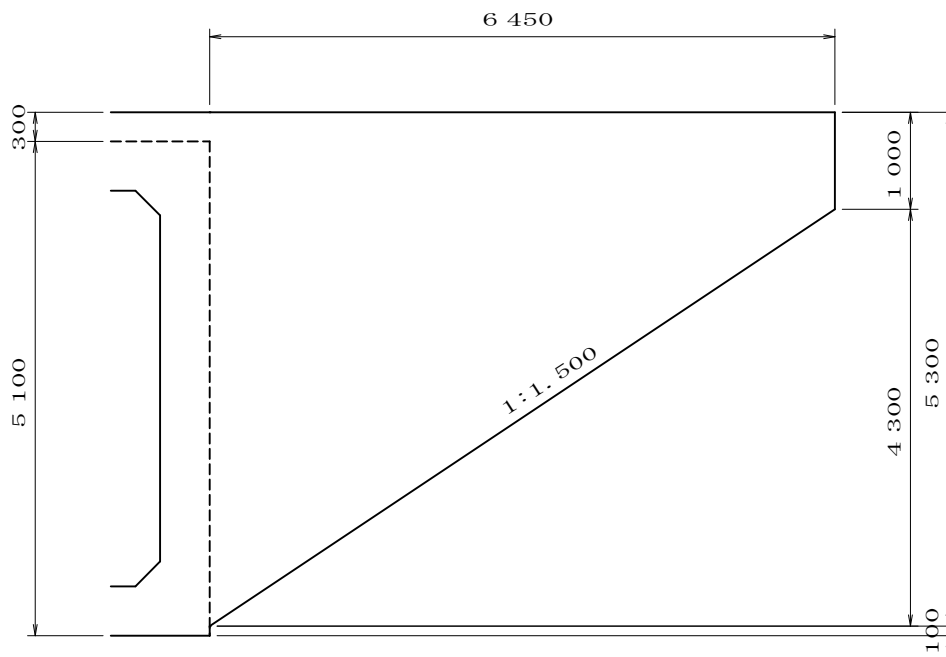
定着長  $L_o = 0.770$  (m)

定着位置  $L = L' + L_o = 2.116$  (m) (ウイング付根からの距離)

### 3.2 左口：右ウイング

#### 3.2.1 設計条件

##### (1) 形状寸法図



天端勾配  $i = 0.00000$

勾配  $n = 1 : 1.500$  (天端勾配を含む)

##### (2) 計算条件

コンクリート	設計基準強度 $\sigma_{ck}$	N/mm <sup>2</sup>	24.00
	ヤング係数 $E_c$	N/mm <sup>2</sup>	$2.50 \times 10^4$
	許容曲げ圧縮応力度 $\sigma_{ca}$	N/mm <sup>2</sup>	8.00
鉄筋	材質	—	SD345
	許容曲げ引張応力度 $\sigma_{sa}$	N/mm <sup>2</sup>	180.00
ヤング係数比	$n$	—	15.0
静止土圧係数	$K_0$	—	0.500
土砂の単位重量	$\gamma$	kN/m <sup>3</sup>	18.00
過載荷重	$Q_v$	kN/m <sup>2</sup>	10.00
過載荷重土砂換算高	$h_o = Q_v / \gamma$	m	0.556



### 3.2.2 断面力計算

#### (1) 台形部

$$\begin{aligned} MA &= \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot K_o \cdot \left\{ \frac{LA^4}{12 \cdot n^2} + \frac{(H_s + h_o)}{3 \cdot n} \cdot LA^3 + \frac{(H_s^2 + 2 \cdot h_o \cdot H_s)}{2} \cdot LA^2 \right\} \\ &= \frac{1}{2} \cdot 18.00 \cdot 0.500 \cdot \left\{ \frac{6.450^4}{12 \cdot 1.500^2} + \frac{(1.000 + 0.556)}{3 \cdot 1.500} \cdot 6.450^3 \right. \\ &\quad \left. + \frac{(1.000^2 + 2 \cdot 0.556 \cdot 1.000)}{2} \cdot 6.450^2 \right\} \\ &= 903.48 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} SA &= \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot K_o \cdot \left\{ \frac{LA^3}{3 \cdot n^2} + \frac{(H_s + h_o)}{n} \cdot LA^2 + (H_s^2 + 2 \cdot h_o \cdot H_s) \cdot LA \right\} \\ &= \frac{1}{2} \cdot 18.00 \cdot 0.500 \cdot \left\{ \frac{6.450^3}{3 \cdot 1.500^2} + \frac{(1.000 + 0.556)}{1.500} \cdot 6.450^2 \right. \\ &\quad \left. + (1.000^2 + 2 \cdot 0.556 \cdot 1.000) \cdot 6.450 \right\} \\ &= 434.31 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

#### (2) 設計断面力

$$M = 903.48 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

$$S = 434.31 \text{ (kN)}$$

$$M_m = \frac{M}{h} \cdot \alpha = \frac{903.48}{5.300} \cdot 1.000 = 170.47 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)}$$

$$S_m = \frac{S}{h} \cdot \alpha' = \frac{434.31}{5.300} \cdot 1.000 = 81.95 \text{ (kN/m)}$$

H<sub>s</sub> : 先端のウイング高さ (m)

LA : 台形部分のウイング長 (m)

h<sub>o</sub> : 過載荷重土砂換算高 (m)

n : 天端勾配を含めた台形部分の勾配比

MA : 台形部分に作用する土圧による曲げモーメント (kN・m)

SA : 台形部分に作用する土圧によるせん断力 (kN・m)

h : ウイング付根部の有効高さ (m)

α : 曲げモーメントの割増係数

α' : せん断力の割増係数

### 3.2.3 応力度計算

項目	目	単位	背面・常時
曲げモーメント	M	kN. m	170.5
せん断力	S	kN	81.9
部材幅	b	cm	100.0
部材高	h	cm	50.0
有効高	d	cm	40.0
ヤング係数比	n	——	15.0
必要鉄筋量	Asr	cm <sup>2</sup>	26.898
使用鉄筋量	As	mm cm <sup>2</sup>	D22 @125 D— @ — 30.970
	p	——	0.00774
	K	——	0.380
	C	——	6.031
	S	——	9.856
中立軸位置	X	cm	15.186
応力度	$\sigma_c$	N/mm <sup>2</sup>	6.43
	$\sigma_s$	N/mm <sup>2</sup>	157.53
	$\tau$	N/mm <sup>2</sup>	0.205
許容応力度	$\sigma_{ca}$	N/mm <sup>2</sup>	8.00
	$\sigma_{sa}$	N/mm <sup>2</sup>	180.00
	$\tau_a$	N/mm <sup>2</sup>	0.390

### 3.2.4 主鉄筋定着位置

主鉄筋の定着位置は、主鉄筋の低減量が計算上不要となる位置(抵抗曲げモーメントと設計曲げモーメントとの交点)から定着長を加えた長さとする。

#### (1) 抵抗曲げモーメント

部材幅	b	cm	100.0
部材高	h	cm	50.0
有効高	d	cm	40.0
ヤング係数比	n	——	15.0
低減後の鉄筋量	As	mm cm <sup>2</sup>	D22 @250 15.484
許容応力度	$\sigma_{ca}$	N/mm <sup>2</sup>	8.00
	$\sigma_{sa}$	N/mm <sup>2</sup>	180.00
抵抗曲げモーメント	Mr	kN. m	100.8

(2) 抵抗曲げモーメントと設計曲げモーメントとの交点

付根からの距離	L'	m	1.346
有効幅	h	m	4.402
曲げモーメント	M	kN.m	443.58
せん断力	S	kN	258.66
単位幅当り断面力	Mm	kN.m/m	100.76
	Sm	kN/m	58.75

(3) 定着位置

定着鉄筋 D22

定着長  $L_o = 0.770$  (m)

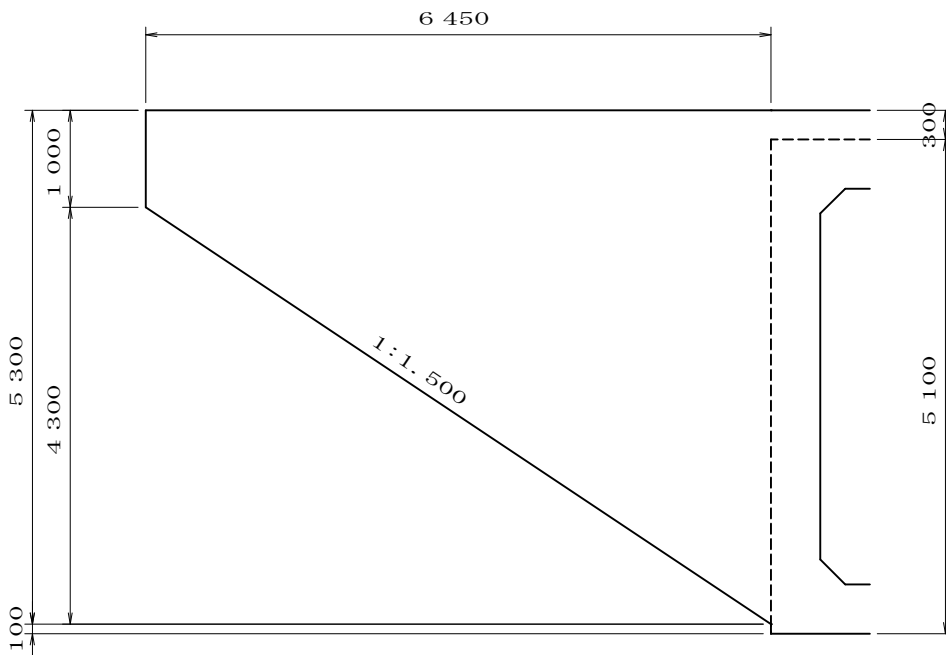
定着位置  $L = L' + L_o = 2.116$  (m) (ウイング付根からの距離)

## 4章 ウイングの計算

### 4.1 右口：左ウイング

#### 4.1.1 設計条件

##### (1) 形状寸法図



天端勾配  $i = 0.00000$

勾配  $n = 1 : 1.500$  (天端勾配を含む)

##### (2) 計算条件

コンクリート	設計基準強度 $\sigma_{ck}$	N/mm <sup>2</sup>	24.00
	ヤング係数 $E_c$	N/mm <sup>2</sup>	$2.50 \times 10^4$
	許容曲げ圧縮応力度 $\sigma_{ca}$	N/mm <sup>2</sup>	8.00
鉄筋	材質	—	SD345
	許容曲げ引張応力度 $\sigma_{sa}$	N/mm <sup>2</sup>	180.00
ヤング係数比	$n$	—	15.0
静止土圧係数	$K_0$	—	0.500
土砂の単位重量	$\gamma$	kN/m <sup>3</sup>	18.00
過載荷重	$Q_v$	kN/m <sup>2</sup>	10.00
過載荷重土砂換算高	$h_o = Q_v / \gamma$	m	0.556

#### 4.1.2 断面力計算

##### (1) 台形部

$$\begin{aligned} MA &= \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot K_o \cdot \left\{ \frac{LA^4}{12 \cdot n^2} + \frac{(H_s + h_o)}{3 \cdot n} \cdot LA^3 + \frac{(H_s^2 + 2 \cdot h_o \cdot H_s)}{2} \cdot LA^2 \right\} \\ &= \frac{1}{2} \cdot 18.00 \cdot 0.500 \cdot \left\{ \frac{6.450^4}{12 \cdot 1.500^2} + \frac{(1.000 + 0.556)}{3 \cdot 1.500} \cdot 6.450^3 \right. \\ &\quad \left. + \frac{(1.000^2 + 2 \cdot 0.556 \cdot 1.000)}{2} \cdot 6.450^2 \right\} \\ &= 903.48 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} SA &= \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot K_o \cdot \left\{ \frac{LA^3}{3 \cdot n^2} + \frac{(H_s + h_o)}{n} \cdot LA^2 + (H_s^2 + 2 \cdot h_o \cdot H_s) \cdot LA \right\} \\ &= \frac{1}{2} \cdot 18.00 \cdot 0.500 \cdot \left\{ \frac{6.450^3}{3 \cdot 1.500^2} + \frac{(1.000 + 0.556)}{1.500} \cdot 6.450^2 \right. \\ &\quad \left. + (1.000^2 + 2 \cdot 0.556 \cdot 1.000) \cdot 6.450 \right\} \\ &= 434.31 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

##### (2) 設計断面力

$$M = 903.48 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

$$S = 434.31 \text{ (kN)}$$

$$M_m = \frac{M}{h} \cdot \alpha = \frac{903.48}{5.300} \cdot 1.000 = 170.47 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)}$$

$$S_m = \frac{S}{h} \cdot \alpha' = \frac{434.31}{5.300} \cdot 1.000 = 81.95 \text{ (kN/m)}$$

H<sub>s</sub> : 先端のウイング高さ (m)

LA : 台形部分のウイング長 (m)

h<sub>o</sub> : 過載荷重土砂換算高 (m)

n : 天端勾配を含めた台形部分の勾配比

MA : 台形部分に作用する土圧による曲げモーメント (kN・m)

SA : 台形部分に作用する土圧によるせん断力 (kN・m)

h : ウイング付根部の有効高さ (m)

α : 曲げモーメントの割増係数

α' : せん断力の割増係数

#### 4.1.3 応力度計算

項目	目	単位	背面・常時
曲げモーメント	M	kN. m	170.5
せん断力	S	kN	81.9
部材幅	b	cm	100.0
部材高	h	cm	50.0
有効高	d	cm	40.0
ヤング係数比	n	——	15.0
必要鉄筋量	Asr	cm <sup>2</sup>	26.898
使用鉄筋量	As	mm cm <sup>2</sup>	D22 @125 D— @ — 30.970
	p	——	0.00774
	K	——	0.380
	C	——	6.031
	S	——	9.856
中立軸位置	X	cm	15.186
応力度	$\sigma_c$	N/mm <sup>2</sup>	6.43
	$\sigma_s$	N/mm <sup>2</sup>	157.53
	$\tau$	N/mm <sup>2</sup>	0.205
許容応力度	$\sigma_{ca}$	N/mm <sup>2</sup>	8.00
	$\sigma_{sa}$	N/mm <sup>2</sup>	180.00
	$\tau_a$	N/mm <sup>2</sup>	0.390

#### 4.1.4 主鉄筋定着位置

主鉄筋の定着位置は、主鉄筋の低減量が計算上不要となる位置(抵抗曲げモーメントと設計曲げモーメントとの交点)から定着長を加えた長さとする。

##### (1) 抵抗曲げモーメント

部材幅	b	cm	100.0
部材高	h	cm	50.0
有効高	d	cm	40.0
ヤング係数比	n	——	15.0
低減後の鉄筋量	As	mm cm <sup>2</sup>	D22 @250 15.484
許容応力度	$\sigma_{ca}$	N/mm <sup>2</sup>	8.00
	$\sigma_{sa}$	N/mm <sup>2</sup>	180.00
抵抗曲げモーメント	Mr	kN. m	100.8

(2) 抵抗曲げモーメントと設計曲げモーメントとの交点

付根からの距離	L'	m	1.346
有効幅	h	m	4.402
曲げモーメント	M	kN.m	443.58
せん断力	S	kN	258.66
単位幅当り断面力	Mm	kN.m/m	100.76
	Sm	kN/m	58.75

(3) 定着位置

定着鉄筋 D22

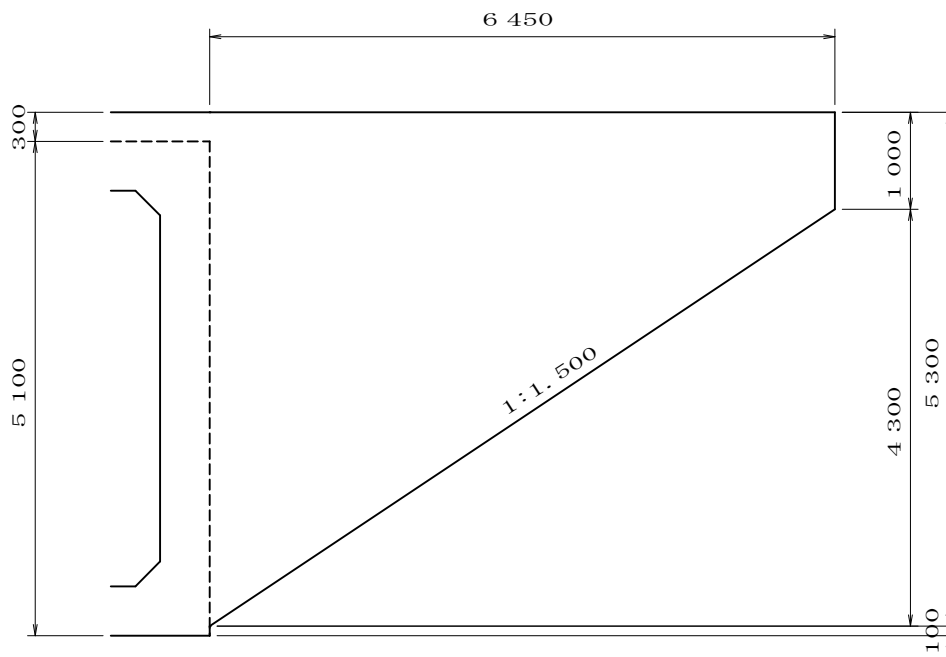
定着長  $L_o = 0.770$  (m)

定着位置  $L = L' + L_o = 2.116$  (m) (ウイング付根からの距離)

## 4.2 右口：右ウイング

### 4.2.1 設計条件

#### (1) 形状寸法図



天端勾配  $i = 0.00000$

勾配  $n = 1 : 1.500$  (天端勾配を含む)

#### (2) 計算条件

コンクリート	設計基準強度 $\sigma_{ck}$	N/mm <sup>2</sup>	24.00
	ヤング係数 $E_c$	N/mm <sup>2</sup>	$2.50 \times 10^4$
	許容曲げ圧縮応力度 $\sigma_{ca}$	N/mm <sup>2</sup>	8.00
鉄筋	材質	—	SD345
	許容曲げ引張応力度 $\sigma_{sa}$	N/mm <sup>2</sup>	180.00
ヤング係数比	$n$	—	15.0
静止土圧係数	$K_0$	—	0.500
土砂の単位重量	$\gamma$	kN/m <sup>3</sup>	18.00
過載荷重	$Q_v$	kN/m <sup>2</sup>	10.00
過載荷重土砂換算高	$h_o = Q_v / \gamma$	m	0.556



## 4.2.2 断面力計算

### (1) 台形部

$$\begin{aligned} MA &= \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot K_o \cdot \left\{ \frac{LA^4}{12 \cdot n^2} + \frac{(H_s + h_o)}{3 \cdot n} \cdot LA^3 + \frac{(H_s^2 + 2 \cdot h_o \cdot H_s)}{2} \cdot LA^2 \right\} \\ &= \frac{1}{2} \cdot 18.00 \cdot 0.500 \cdot \left\{ \frac{6.450^4}{12 \cdot 1.500^2} + \frac{(1.000 + 0.556)}{3 \cdot 1.500} \cdot 6.450^3 \right. \\ &\quad \left. + \frac{(1.000^2 + 2 \cdot 0.556 \cdot 1.000)}{2} \cdot 6.450^2 \right\} \\ &= 903.48 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} SA &= \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot K_o \cdot \left\{ \frac{LA^3}{3 \cdot n^2} + \frac{(H_s + h_o)}{n} \cdot LA^2 + (H_s^2 + 2 \cdot h_o \cdot H_s) \cdot LA \right\} \\ &= \frac{1}{2} \cdot 18.00 \cdot 0.500 \cdot \left\{ \frac{6.450^3}{3 \cdot 1.500^2} + \frac{(1.000 + 0.556)}{1.500} \cdot 6.450^2 \right. \\ &\quad \left. + (1.000^2 + 2 \cdot 0.556 \cdot 1.000) \cdot 6.450 \right\} \\ &= 434.31 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

### (2) 設計断面力

$$M = 903.48 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

$$S = 434.31 \text{ (kN)}$$

$$M_m = \frac{M}{h} \cdot \alpha = \frac{903.48}{5.300} \cdot 1.000 = 170.47 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)}$$

$$S_m = \frac{S}{h} \cdot \alpha' = \frac{434.31}{5.300} \cdot 1.000 = 81.95 \text{ (kN/m)}$$

H<sub>s</sub> : 先端のウイング高さ (m)

LA : 台形部分のウイング長 (m)

h<sub>o</sub> : 過載荷重土砂換算高 (m)

n : 天端勾配を含めた台形部分の勾配比

MA : 台形部分に作用する土圧による曲げモーメント (kN・m)

SA : 台形部分に作用する土圧によるせん断力 (kN・m)

h : ウイング付根部の有効高さ (m)

α : 曲げモーメントの割増係数

α' : せん断力の割増係数

#### 4.2.3 応力度計算

項目	目	単位	背面・常時
曲げモーメント	M	kN.m	170.5
せん断力	S	kN	81.9
部材幅	b	cm	100.0
部材高	h	cm	50.0
有効高	d	cm	40.0
ヤング係数比	n	—	15.0
必要鉄筋量	Asr	cm <sup>2</sup>	26.898
使用鉄筋量	As	mm cm <sup>2</sup>	D22 @125 D— @ — 30.970
	p	—	0.00774
	K	—	0.380
	C	—	6.031
	S	—	9.856
中立軸位置	X	cm	15.186
応力度	$\sigma_c$	N/mm <sup>2</sup>	6.43
	$\sigma_s$	N/mm <sup>2</sup>	157.53
	$\tau$	N/mm <sup>2</sup>	0.205
許容応力度	$\sigma_{ca}$	N/mm <sup>2</sup>	8.00
	$\sigma_{sa}$	N/mm <sup>2</sup>	180.00
	$\tau_a$	N/mm <sup>2</sup>	0.390

#### 4.2.4 主鉄筋定着位置

主鉄筋の定着位置は、主鉄筋の低減量が計算上不要となる位置(抵抗曲げモーメントと設計曲げモーメントとの交点)から定着長を加えた長さとする。

##### (1) 抵抗曲げモーメント

部材幅	b	cm	100.0
部材高	h	cm	50.0
有効高	d	cm	40.0
ヤング係数比	n	—	15.0
低減後の鉄筋量	As	mm cm <sup>2</sup>	D22 @250 15.484
許容応力度	$\sigma_{ca}$	N/mm <sup>2</sup>	8.00
	$\sigma_{sa}$	N/mm <sup>2</sup>	180.00
抵抗曲げモーメント	Mr	kN.m	100.8

(2) 抵抗曲げモーメントと設計曲げモーメントとの交点

付根からの距離	L'	m	1.346
有効幅	h	m	4.402
曲げモーメント	M	kN.m	443.58
せん断力	S	kN	258.66
単位幅当り断面力	Mm	kN.m/m	100.76
	Sm	kN/m	58.75

(3) 定着位置

定着鉄筋 D22

定着長  $L_o = 0.770$  (m)

定着位置  $L = L' + L_o = 2.116$  (m) (ウイング付根からの距離)