

# BOXカルバートの設計 サンプルデータ

出力例

Sample\_5

国交省 1BOX 翼壁有り

# 目次

1章 断面方向の計算	1
1.1 設計条件	1
1.1.1 一般事項	1
1.1.2 一般条件	1
1.1.3 材料の単位重量	1
1.1.4 土圧係数	1
1.1.5 水位	2
1.1.6 路面上載荷重	2
1.1.7 温度変化	2
1.1.8 材料の基準値および許容応力度	2
1.1.9 鉄筋かぶり	3
1.1.10 活荷重	3
1.1.11 断面力計算条件	3
1.1.12 許容支持力度	3
1.2 荷重	4
1.2.1 荷重の組合せ	4
1.2.2 死荷重(case-1)	5
1.2.3 活荷重(case-1)	8
1.2.4 活荷重(case-2)	11
1.3 検討ケース	12
1.4 構造解析モデル	13
1.4.1 骨組図	13
1.4.2 格点	13
1.4.3 部材	14
1.4.4 材質	14
1.4.5 支点	14
1.5 断面力図	15
1.6 応力度計算	18
1.6.1 曲げ応力度	18
1.6.2 せん断応力度	22
1.7 スターラップ	23
1.8 安定計算	25
1.8.1 死荷重時の計算	25
1.8.2 活荷重の計算	27
1.8.3 荷重組合せケースの安定計算	27
1.8.4 結果一覧	28
2章 縦方向の計算	29
2.1 設計条件	29
2.2 断面諸常数	30
2.3 荷重	30
2.4 断面力	31
2.5 断面力図	32
2.5.1 曲げモーメント	32
2.5.2 せん断力	32
2.6 曲げ応力度	33
3章 ウイングの計算	34
3.1 左口：左ウイング	34
3.1.1 設計条件	34
3.1.2 断面力計算	35

3.1.3 応力度計算	37
3.2 左口：右ウイング	38
3.2.1 設計条件	38
3.2.2 断面力計算	39
3.2.3 応力度計算	41
3.3 左口：土留壁	42
3.3.1 形状寸法図	42
3.3.2 断面力計算	42
3.3.3 応力度計算	43
4章 ウイングの計算	44
4.1 右口：左ウイング	44
4.1.1 設計条件	44
4.1.2 断面力計算	45
4.1.3 応力度計算	47
4.2 右口：右ウイング	48
4.2.1 設計条件	48
4.2.2 断面力計算	49
4.2.3 応力度計算	51
4.3 右口：土留壁	52
4.3.1 形状寸法図	52
4.3.2 断面力計算	52
4.3.3 応力度計算	53

# 1章 断面方向の計算

## 1.1 設計条件

( 主たる適用基準：国土交通省 )

### 1.1.1 一般事項

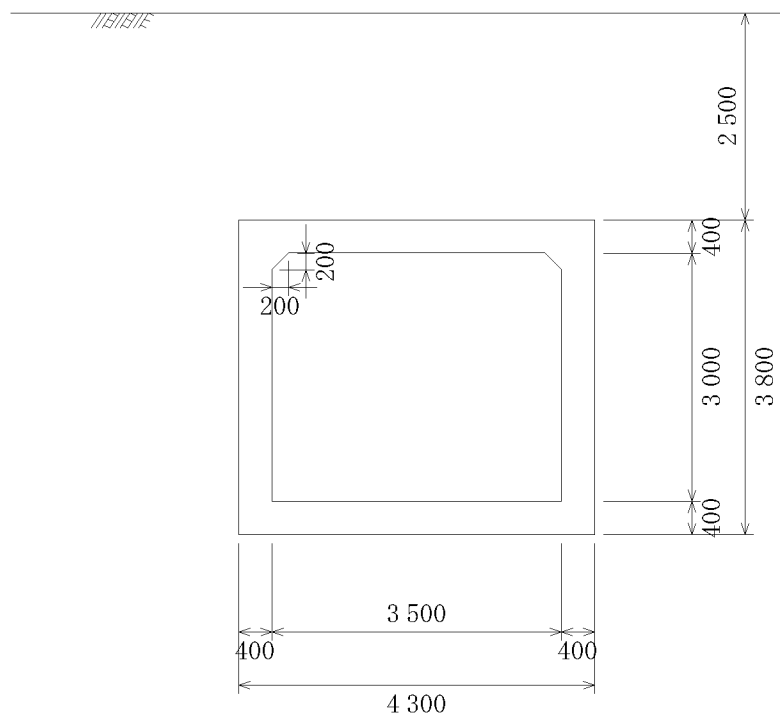
データファイル名：Sample\_5.F8B

タイトル :

コメント :

### 1.1.2 一般条件

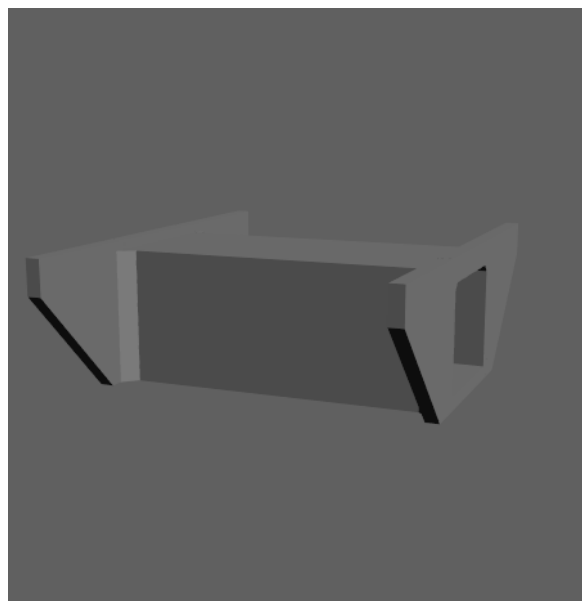
#### (1) 構造寸法図



#### (2) 基礎形式 地盤反力度 (地盤反力度算出方法：全幅)

### 1.1.3 材料の単位重量

			(kN/m <sup>3</sup> )	
舗	装	a	22.50	
盛土	湿潤	t	18.00	
	飽和	sat	18.80	
鉄筋コンクリート			c	24.50
水			w	9.80



### 1.1.4 土圧係数

鉛直土圧		1.000
水平土圧	(左) Ko	0.500
	(右) Ko	0.500

1.1.5 水位

case	外水位(m)	内水位(m)
1	0.000	0.000

外水位:底版下面からの高さ

内水位:底版上面からの高さ

1.1.6 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

1.1.7 温度変化

	温度上昇(度)	温度下降(度)
頂 版	0.0	0.0
左側壁	0.0	0.0
右側壁	0.0	0.0
底 版	0.0	0.0

1.1.8 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		ck	N/mm <sup>2</sup>	24.00	
	許容曲げ圧縮応力度	一般部	ca	N/mm <sup>2</sup>	8.00	
		隅角部	ハンチ有	ca	N/mm <sup>2</sup>	8.00
			ハンチ無	ca	N/mm <sup>2</sup>	6.00
	許容支圧応力度		ca	N/mm <sup>2</sup>	7.20	
	許容せん断応力度		a1	N/mm <sup>2</sup>	0.390	
	許容せん断応力度		a2	N/mm <sup>2</sup>	1.700	
	許容押抜きせん断応力度		a	N/mm <sup>2</sup>	0.900	
	許容付着応力度	一般部	oa	N/mm <sup>2</sup>	1.60	
		隅角部	oa	N/mm <sup>2</sup>	1.60	
ヤ ン グ 係 数		Ec	N/mm <sup>2</sup>	2.50 × 10 <sup>4</sup>		
鉄 筋	材 質	—	—	SD345		
	許容引張応力度		sa	N/mm <sup>2</sup>	180.00	
	許容引張応力度(頂版)		sa	N/mm <sup>2</sup>	180.00	
	許容圧縮応力度		sa	N/mm <sup>2</sup>	200.00	
ヤ ン グ 係 数 比 ( Es / Ec )			n	—	15.0	

## 1.1.9 鉄筋かぶり

部 位		かぶり (cm)	部 位		かぶり (cm)
頂 版	上側	10.0	右側壁	外側	10.0
	下側	10.0		内側	10.0
左側壁	外側	10.0	底 版	上側	11.0
	内側	10.0		下側	11.0
中 壁		—	ハ ン チ 筋		10.0

## 1.1.10 活荷重

[ T荷重 (2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 = 90.00 (%)

前輪 = 100.00 (%)

## 1.1.11 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    |

## 1.1.12 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

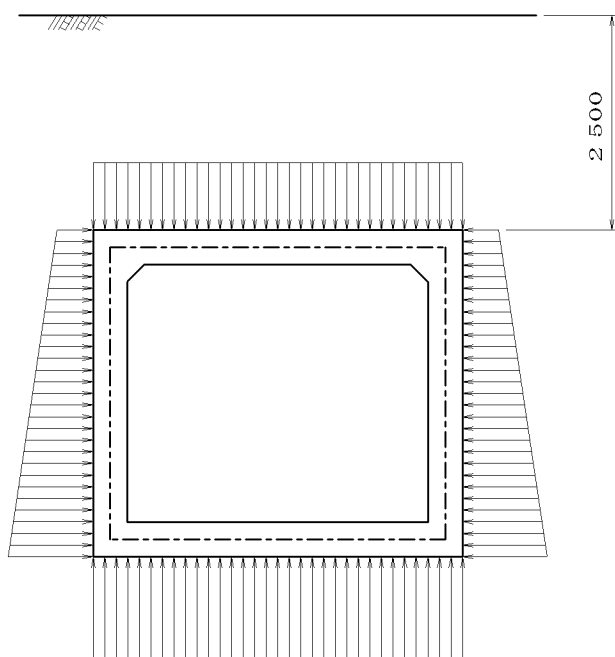
case	荷重種別	荷 重 名 称
1	定型1	T荷重(2軸) 250(kN)
2	定型2	側圧

#### (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

$$w = 0.400 \times 24.50 = 9.80 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

(2) 左側壁

$$w = 0.400 \times 24.50 = 9.80 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

(3) 右側壁

$$w = 0.400 \times 24.50 = 9.80 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

上載荷重

(1) 舗装および盛土

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

$$\text{盛土} = 1.000 \times 2.500 \times 18.00 = 45.00 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

---


$$wd = 45.00 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

(2) 路面上載荷重

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

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

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

---


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

(3) 頂版に作用する荷重

等分布荷重

$$w = 45.00 + 0.00 = 45.00 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$





## (2) 地盤反力度 (算出方法: 全幅)

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

$$q_l = \frac{\Sigma V}{B} + \frac{6 \times M_e}{B^2} = 68.70 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_r = \frac{\Sigma V}{B} - \frac{6 \times M_e}{B^2} = 68.70 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_l' = q_l + \frac{q_r - q_l}{B} \times \frac{T}{2} = 68.70 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_r' = q_r + \frac{q_l - q_r}{B} \times \frac{T}{2} = 68.70 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

ここに、T : 側壁厚

q<sub>l</sub> : BOX全幅左端の地盤反力度

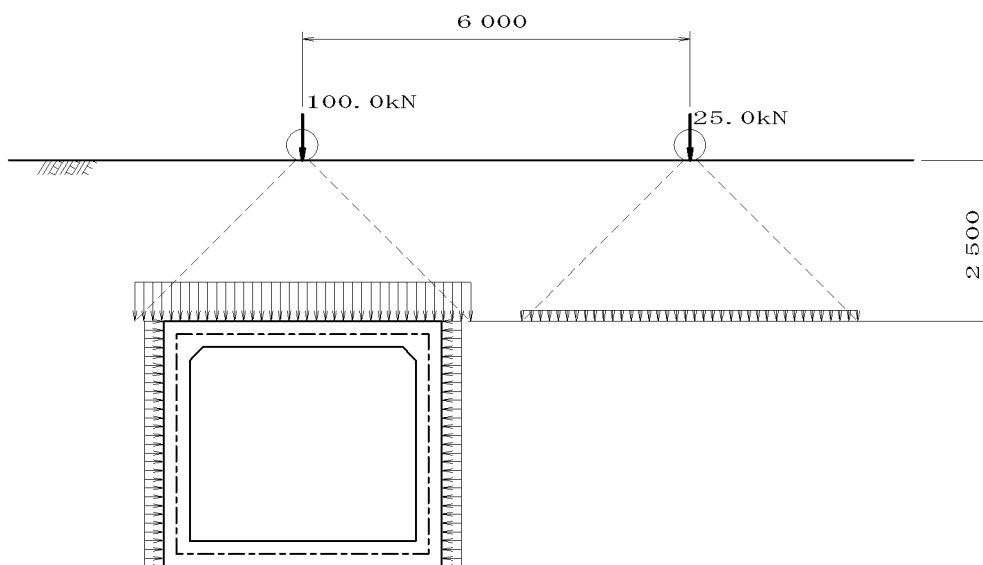
q<sub>r</sub> : BOX全幅右端の地盤反力度

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 (2軸) 250 (kN) ]



輪荷重強度

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

$$P_{vl} = \frac{(P_{l+i}) \times \beta}{2 \times D + D_0}$$

$P_{l+i}$  : 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

$P_{vl}$  : 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 = 2.500 (m)

$D_0$  : 車輪の接地幅 (m)

: 低減係数

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

$$P_{vl} = \frac{94.55 \times 0.900}{2 \times 2.500 + 0.20} = 16.36 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

前輪  $P_{l+i} = \frac{2 \times 25.0 \times (1 + 0.300)}{2.75} = 23.64 \text{ (kN/m)}$

$$P_{vl} = \frac{23.64 \times 1.000}{2 \times 2.500 + 0.20} = 4.55 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

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)
後輪	16.36	0.000	3.900
前輪	4.55	0.000	0.000

(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

$$wl = 16.36 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$p = K_o \times wl = 0.500 \times 16.36 = 8.18 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

(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

$$wl = 16.36 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$p = K_o \times wl = 0.500 \times 16.36 = 8.18 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

外力集計

項目		V (kN/m)	H (kN/m)	x (m)	y (m)	M (kN.m/m)
頂版	分布1	70.36		2.150		151.28
	分布2	0.00		0.000		0.00
左側壁	分布		31.09		1.900	59.07
右側壁	分布		-31.09		1.900	-59.07
合計		70.36				151.28

外力集計表では、全幅、全高に作用する全ての荷重を集計している。

地盤反力

(1) 合力の作用位置および偏心距離

$$X = \frac{\sum M}{\sum V} = 2.150 \text{ (m)}$$

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

## (2) 地盤反力度 (算出方法: 全幅)

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

$$q_l = \left( \frac{\Sigma V}{B} + \frac{6 \times M_e}{B^2} \right) \times 1.000 = 16.36 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_r = \left( \frac{\Sigma V}{B} - \frac{6 \times M_e}{B^2} \right) \times 1.000 = 16.36 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_l' = q_l + \frac{q_r - q_l}{B} \times \frac{T}{2} = 16.36 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_r' = q_r + \frac{q_l - q_r}{B} \times \frac{T}{2} = 16.36 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

ここに、T : 側壁厚

q<sub>l</sub> : BOX全幅左端の地盤反力度

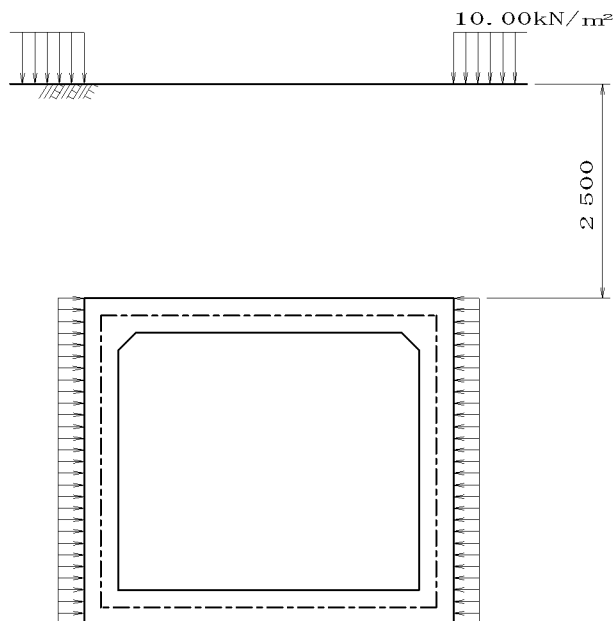
q<sub>r</sub> : BOX全幅右端の地盤反力度

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	19.00	1.900	36.10
右側壁	分布	-19.00	1.900	-36.10
合計				0.00

外力集計表では、全幅、全高に作用する全ての荷重を集計している。

#### 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

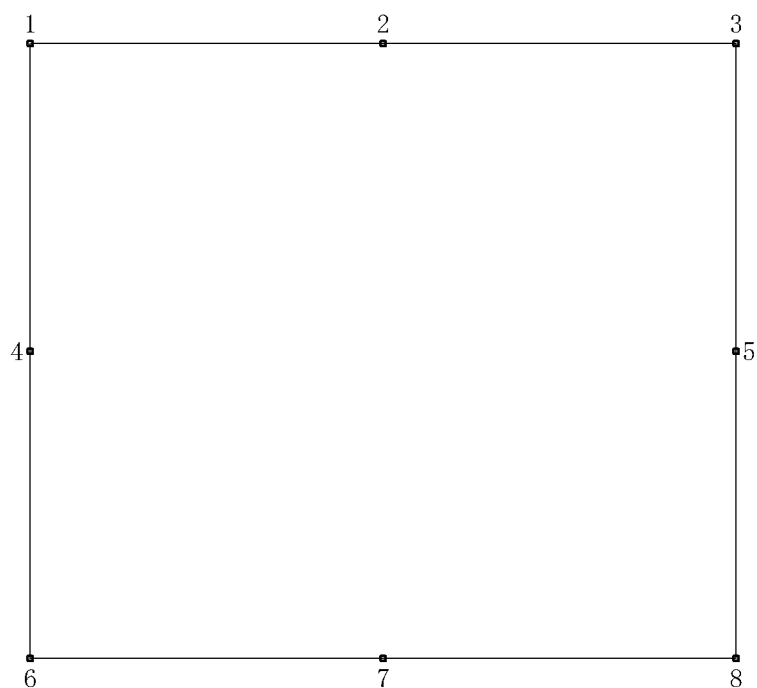
q<sub>r</sub>' : 底版軸線右端の地盤反力度

### 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 構造解析モデル

### 1.4.1 骨組図



### 1.4.2 格点

No	X(m)	Y(m)
1	0.000	3.400
2	1.950	3.400
3	3.900	3.400
4	0.000	1.700
5	3.900	1.700
6	0.000	0.000
7	1.950	0.000
8	3.900	0.000



### 1.4.3 部材

$$A = 1.0 \times \text{部材厚}$$

$$I = 1.0 \times \text{部材厚}^3 / 12$$

No	始格点	終格点	A(m <sup>2</sup> )	I(m <sup>4</sup> )
1	1	2	0.4000	0.0053
2	2	3	0.4000	0.0053
3	1	4	0.4000	0.0053
4	4	6	0.4000	0.0053
5	3	5	0.4000	0.0053
6	5	8	0.4000	0.0053
7	6	7	0.4000	0.0053
8	7	8	0.4000	0.0053

### 1.4.4 材質

$$\text{ヤング係数 } E = 2.50 \times 10^7 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\text{線膨張係数 } = 1.00 \times 10^{-5} \text{ (1/ )}$$

### 1.4.5 支点

#### (1) 支点ケース1

格点	水平 (kN/m)	鉛直 (kN/m)	回転 (kN.m/rad)
6	-1	-1	0
7	0	0	0
8	0	-1	0

注) -1 : 固定, 0 : 自由

#### (2) 支点ケース2

格点	水平 (kN/m)	鉛直 (kN/m)	回転 (kN.m/rad)
6	0	-1	0
7	0	0	0
8	-1	-1	0

注) -1 : 固定, 0 : 自由

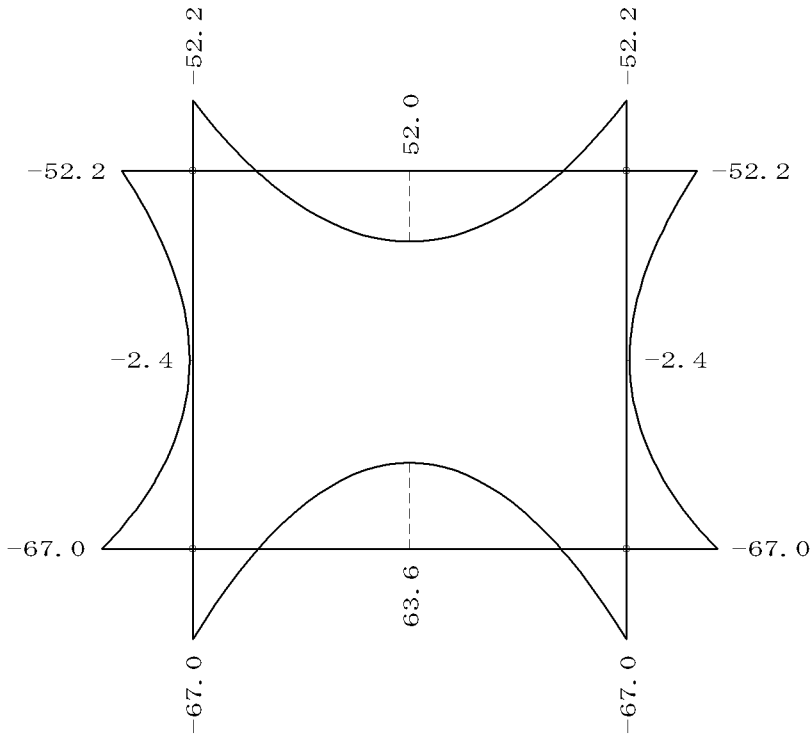
#### (3) 荷重ケースごとの支点ケース

荷重 CASE	荷 重 名 称	支点 CASE
1	死荷重-1	1
2	死-1+活-1	1
3	死-1+活-2	1

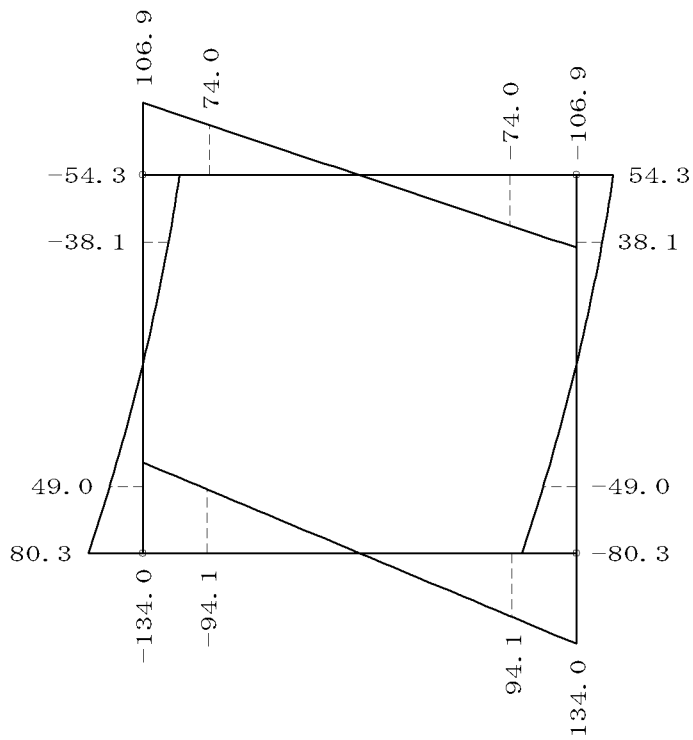
### 1.5 断面力図

検討ケース 1

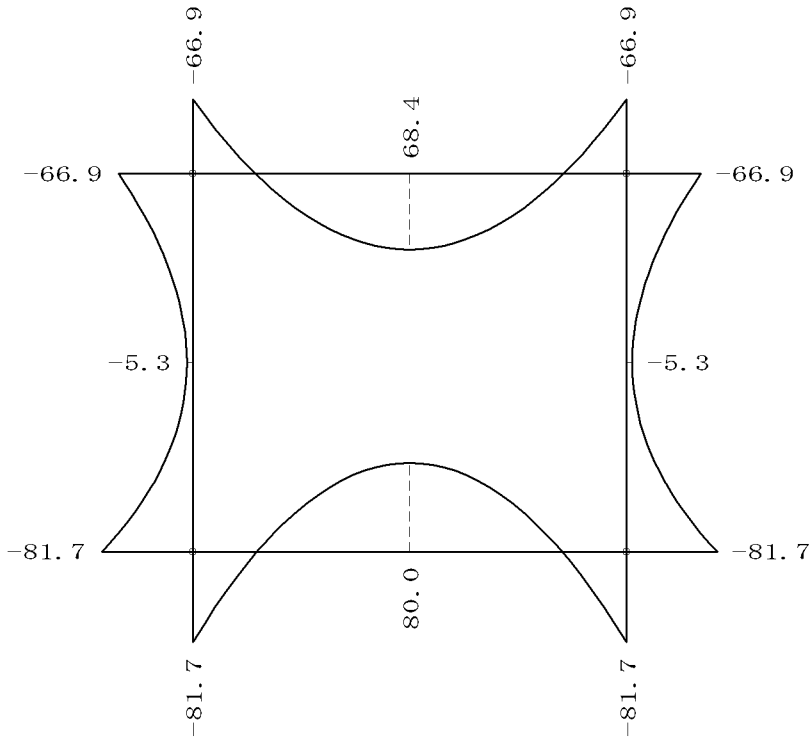
曲げモーメント図



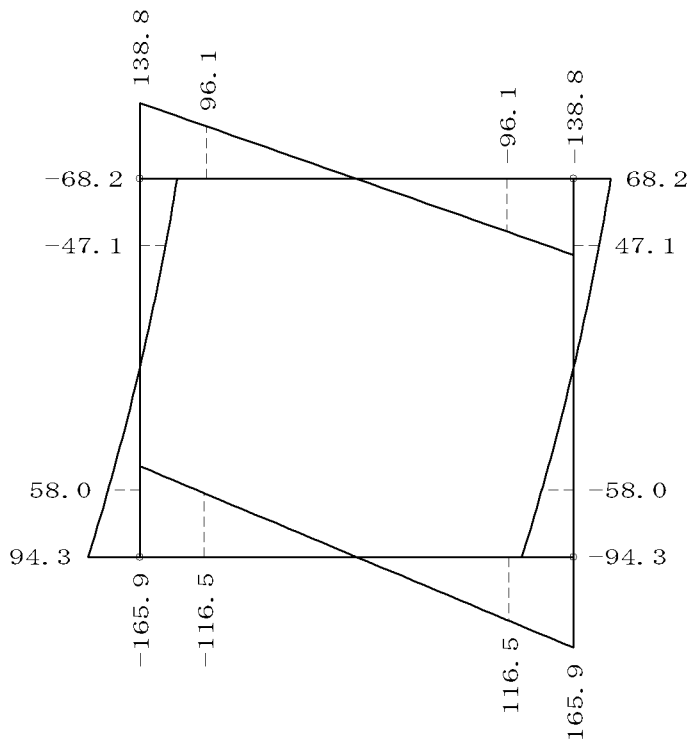
せん断力図



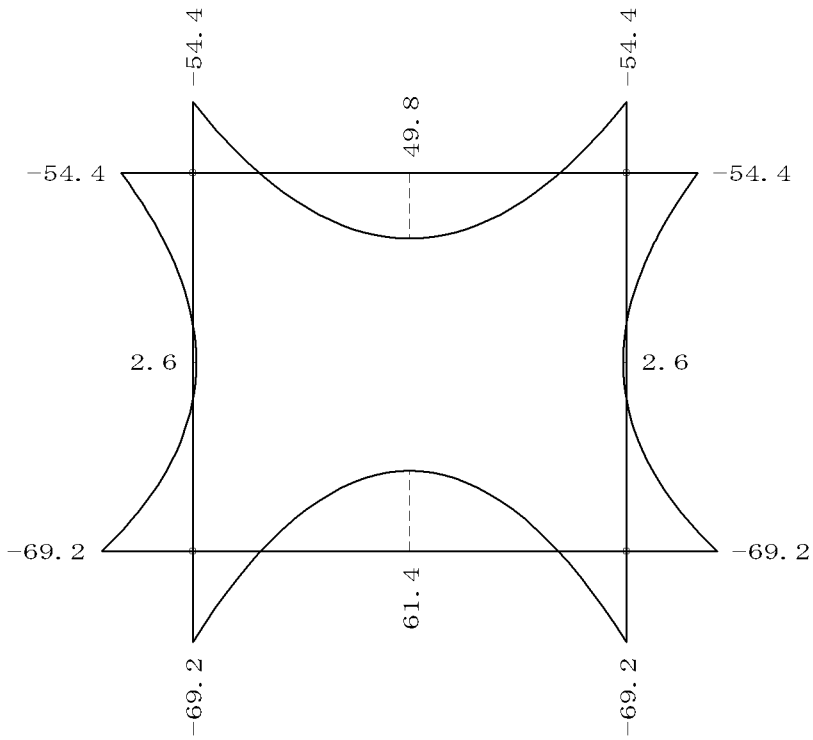
検討ケース 2  
曲げモーメント図



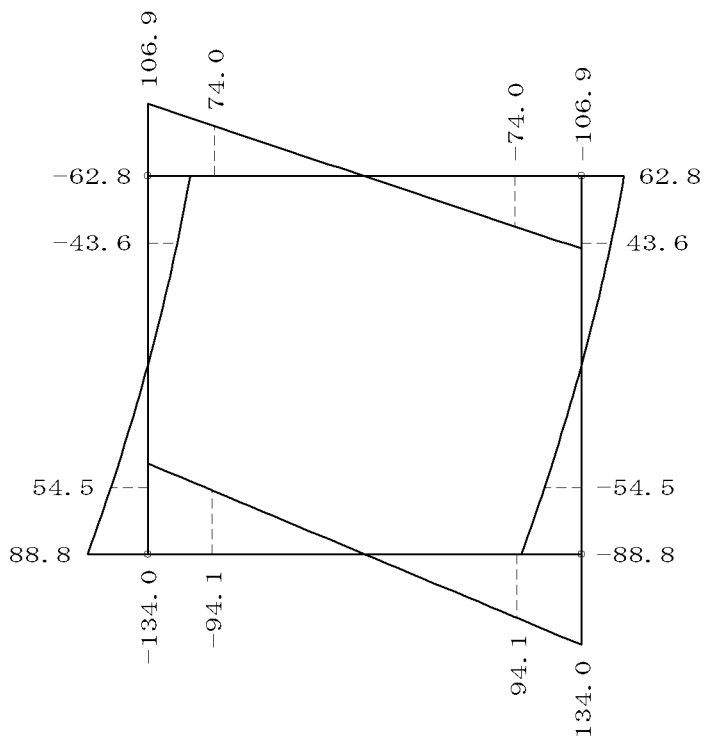
せん断力図



検討ケース 3  
曲げモーメント図



せん断力図



## 1.6 応力度計算

### 1.6.1 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	-66.9	68.4	-66.9
軸 力	N	kN	68.2	68.2	68.2
部 材 幅	b	cm	100.00	100.00	100.00
部 材 高	h	cm	40.00	40.00	40.00
有 効 高	d	cm	30.00	30.00	30.00
外側鉄筋かぶり	d1	cm	10.00	10.00	10.00
内側鉄筋かぶり	d2	cm	10.00	10.00	10.00
必 要 鉄 筋 量	外側	cm <sup>2</sup>	11.51	0.00	11.51
	内側	cm <sup>2</sup>	0.00	11.83	0.00
使 用 鉄 筋	外側	cm <sup>2</sup>	D22 @250 D— @— 15.484	D— @— D— @— ————	D22 @250 D— @— 15.484
	内側	cm <sup>2</sup>	D— @— D— @— ————	D22 @250 D— @— 15.484	D— @— D— @— ————
中 立 軸	X	cm	10.849	10.823	10.849
応 力 度	c	N/mm <sup>2</sup>	5.15	5.27	5.15
	s	N/mm <sup>2</sup>	136.45	139.95	136.45
許 容 応 力 度	ca	N/mm <sup>2</sup>	8.00	8.00	8.00
	sa	N/mm <sup>2</sup>	180.00	180.00	180.00
検 討 ケ ー ス	—	—	2	2	2

上表は、単鉄筋による曲げ応力度計算結果を示す。

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	-66.9	-5.3	2.6	-81.7
軸 力	N	kN	138.8	153.5	121.6	168.2
部 材 幅	b	cm	100.00	100.00	100.00	100.00
部 材 高	h	cm	40.00	40.00	40.00	40.00
有 効 高	d	cm	30.00	30.00	30.00	30.00
外側鉄筋かぶり	d1	cm	10.00	10.00	10.00	10.00
内側鉄筋かぶり	d2	cm	10.00	10.00	10.00	10.00
必 要 鉄 筋 量	外側	cm <sup>2</sup>	9.13	0.00	0.00	17.65
	内側	cm <sup>2</sup>	0.00	0.00	0.00	0.00
使 用 鉄 筋	外側	cm <sup>2</sup>	D22 @250 D— @ 15.484	D22 @250 D— @ 15.484	D22 @250 D— @ 15.484	D29 @250 D— @ 25.696
	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	12.208	53.385	76.826	14.481
応 力 度	c	N/mm <sup>2</sup>	5.11	0.59	0.40	5.41
	s	N/mm <sup>2</sup>	111.61	-3.87	-3.70	86.93
許 容 応 力 度	ca	N/mm <sup>2</sup>	8.00	8.00	8.00	6.00
	sa	N/mm <sup>2</sup>	180.00	-200.00	-200.00	180.00
検 討 ケ ー ス	—	—	2	2	3	2

上表は、単鉄筋による曲げ応力度計算結果を示す。

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	-66.9	-5.3	2.6	-81.7
軸 力	N	kN	138.8	153.5	121.6	168.2
部 材 幅	b	cm	100.00	100.00	100.00	100.00
部 材 高	h	cm	40.00	40.00	40.00	40.00
有 効 高	d	cm	30.00	30.00	30.00	30.00
外側鉄筋かぶり	d1	cm	10.00	10.00	10.00	10.00
内側鉄筋かぶり	d2	cm	10.00	10.00	10.00	10.00
必 要 鉄 筋 量	外側	cm <sup>2</sup>	9.13	0.00	0.00	17.65
	内側	cm <sup>2</sup>	0.00	0.00	0.00	0.00
使 用 鉄 筋	外側	cm <sup>2</sup>	D22 @250 D— @— 15.484	D22 @250 D— @— 15.484	D22 @250 D— @— 15.484	D29 @250 D— @— 25.696
	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	12.208	53.385	76.826	14.481
応 力 度	c	N/mm <sup>2</sup>	5.11	0.59	0.40	5.41
	s	N/mm <sup>2</sup>	111.61	-3.87	-3.70	86.93
許 容 応 力 度	ca	N/mm <sup>2</sup>	8.00	8.00	8.00	6.00
	sa	N/mm <sup>2</sup>	180.00	-200.00	-200.00	180.00
検 討 ケ ー ス	—	—	2	2	3	2

上表は、単鉄筋による曲げ応力度計算結果を示す。

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	-81.7	80.0	-81.7
軸 力	N	kN	94.3	94.3	94.3
部 材 幅	b	cm	100.00	100.00	100.00
部 材 高	h	cm	40.00	40.00	40.00
有 効 高	d	cm	29.00	29.00	29.00
外側鉄筋かぶり	d1	cm	11.00	11.00	11.00
内側鉄筋かぶり	d2	cm	11.00	11.00	11.00
必 要 鉄 筋 量	外側	cm <sup>2</sup>	21.04	0.00	21.04
	内側	cm <sup>2</sup>	0.00	14.00	0.00
使 用 鉄 筋	外側	cm <sup>2</sup>	D29 @250 D— @—— 25.696	D— @—— D— @—— —————	D29 @250 D— @—— 25.696
	内側	cm <sup>2</sup>	D— @—— D— @—— —————	D22 @250 D— @—— ————— 15.484	D— @—— D— @—— —————
中 立 軸	X	cm	12.924	10.774	12.924
応 力 度	c	N/mm <sup>2</sup>	5.66	6.46	5.66
	s	N/mm <sup>2</sup>	105.52	164.00	105.52
許 容 応 力 度	ca	N/mm <sup>2</sup>	6.00	8.00	6.00
	sa	N/mm <sup>2</sup>	180.00	180.00	180.00
検 討 ケ ー ス	—	—	2	2	2

上表は、単鉄筋による曲げ応力度計算結果を示す。



1.6.2 せん断応力度

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

b = 100.0 (cm)

部材	照査位置	S (kN)	d (cm)	m (N/mm <sup>2</sup> )	a (N/mm <sup>2</sup> )	検討ケース	L (m)
頂版	左隅角部	138.8	30.00	0.463	0.780	2	0.000
	左 点	96.1	30.00	0.320	0.390	2	0.600
	右 点	-96.1	30.00	0.320	0.390	2	0.600
	右隅角部	-138.8	30.00	0.463	0.780	2	0.000
左側壁	上隅角部	-68.2	30.00	0.227	0.780	2	0.000
	上 点	-47.1	30.00	0.157	0.390	2	0.600
	下 点	58.0	30.00	0.193	0.390	2	0.600
	下隅角部	94.3	30.00	0.314	0.780	2	0.000
右側壁	上隅角部	68.2	30.00	0.227	0.780	2	0.000
	上 点	47.1	30.00	0.157	0.390	2	0.600
	下 点	-58.0	30.00	0.193	0.390	2	0.600
	下隅角部	-94.3	30.00	0.314	0.780	2	0.000
底板	左隅角部	-165.9	29.00	0.572	0.780	2	0.000
	左 点	-116.5	29.00	0.402	0.390	2	0.580
	右 点	116.5	29.00	0.402	0.390	2	0.580
	右隅角部	165.9	29.00	0.572	0.780	2	0.000

注) 点 : せん断応力度照査位置  
 L : 隅角部格点からの距離

### 1.7 スターラップ

$$Sc = \frac{1}{2} \times \tau a \times b \times d$$

- a : 許容せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- b : 部材幅 = 1000 (mm)
- d : 有効高 (mm)
- Sc : コンクリートが負担するせん断力 (N)

$$S' h = S - Sc$$

- S' h : スターラップが負担するせん断力 (N)
- S : せん断力 (N)

$$Aw_{req} = \frac{1.15 \times S' h \times a}{\sigma_{sa} \times d \times 10}$$

- Aw<sub>req</sub> : スターラップの断面積 (cm<sup>2</sup>)
- a : スターラップの間隔 (cm)
- sa : 鉄筋の許容引張応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$$p = \frac{1000(\text{mm})}{\text{主鉄筋間隔} \times \text{主鉄筋ピッチ} \times 2} \text{ (組)}$$

- p : 奥行き1m当たりのスターラップ組数

$$Aw = As \times n \times p$$

- Aw : スターラップの断面積 (cm<sup>2</sup>)
- As : 鉄筋1本当たりの断面積 (cm<sup>2</sup>)
- n : 1組当たりの本数 (本/組)

部材	As (cm <sup>2</sup> )	n (本/組)	p (組)	a (cm)	Aw (cm <sup>2</sup> )
頂 版	1.267	2	1.000	25.0	2.53
左側壁	1.267	1	2.000	25.0	2.53
右側壁	1.267	1	2.000	25.0	2.53
底 版	1.267	2	1.000	25.0	2.53

部材	照査位置	Sc (kN)	S'h (kN)	(N/mm <sup>2</sup> )	a (N/mm <sup>2</sup> )	Awreq (cm <sup>2</sup> )	Aw (cm <sup>2</sup> )	判定
頂版	左隅角部	—	—	0.463	0.780	0.00	2.53	—
	左 点	—	—	0.320	0.390	0.00		—
	右 点	—	—	0.320	0.390	0.00		—
	右隅角部	—	—	0.463	0.780	0.00		—
左側壁	上隅角部	—	—	0.227	0.780	0.00	2.53	—
	上 点	—	—	0.157	0.390	0.00		—
	下 点	—	—	0.193	0.390	0.00		—
	下隅角部	—	—	0.314	0.780	0.00		—
右側壁	上隅角部	—	—	0.227	0.780	0.00	2.53	—
	上 点	—	—	0.157	0.390	0.00		—
	下 点	—	—	0.193	0.390	0.00		—
	下隅角部	—	—	0.314	0.780	0.00		—
底板	左隅角部	—	—	0.572	0.780	0.00	2.53	—
	左 点	56.5	60.0	0.402	0.390	3.30		NG
	右 点	56.5	60.0	0.402	0.390	3.30		NG
	右隅角部	—	—	0.572	0.780	0.00		—

## 1.8 安定計算

### 1.8.1 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	$4.300 \times 0.400 \times 24.50$	42.14	2.150	90.60
左側壁	$3.000 \times 0.400 \times 24.50$	29.40	0.200	5.88
右側壁	$3.000 \times 0.400 \times 24.50$	29.40	4.100	120.54
底 版	$4.300 \times 0.400 \times 24.50$	42.14	2.150	90.60
ハンチ	$1/2 \times 0.200 \times 0.200 \times 24.50$	0.49	0.467	0.23
	$1/2 \times 0.200 \times 0.200 \times 24.50$	0.49	3.833	1.88
合 計		144.06	—	309.73

#### 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

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

$$\text{盛土} = 1.000 \times 2.500 \times 18.00 = 45.00 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

---


$$wd = 45.00 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

##### (3) 荷重集計

$$V = (0.000 + 45.00) \times 4.300 = 193.500 \text{ (kN/m)}$$

$$X = \frac{4.300}{2} = 2.150 \text{ (m)}$$

$$M = V \times X = 416.03 \text{ (kN.m/m)}$$

#### 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 ]

$$\text{外水位} = 0.000 \text{ (m)}$$

集計

(1) [ CASE-1 ]

1) [ case-1 ]

部 位	V (kN/m)	H (kN/m)	M (kN.m/m)
躯体自重	144.06	—	309.73
上載荷重	193.50	—	416.03
合 計	337.56	0.00	725.75

### 1.8.2 活荷重の計算

#### (1) T-250 (2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)
後 輪	16.36 × 4.300	70.36	2.150	151.28
前 輪	4.55 × 0.000	0.00	0.000	0.00
合 計		70.36	—	151.28

##### 2) 側壁に作用する水平荷重

左側壁  $p = 0.500 \times 16.36 = 8.18 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

右側壁  $p = 0.500 \times 16.36 = 8.18 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

	計 算 式	H (kN/m)	Y (m)	M (kN.m/m)
左側壁	8.18 × 3.800	31.09	1.900	59.07
右側壁	8.18 × 3.800	-31.09	1.900	-59.07
合 計		0.00	—	0.00

##### 3) 集 計

	V (kN/m)	H (kN/m)	M (kN.m/m)
頂 版	70.36	—	151.28
側 壁	—	0.00	0.00
合 計	70.36	0.00	151.28

#### (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

### 1.8.3 荷重組合せケースの安定計算

#### ( 1 ) 死荷重時(1)

	V (kN/m)	H (kN/m)	M (kN.m/m)
死荷重[ case-1 ]	337.56	0.00	725.75
合 計	337.56	0.00	725.75

・合力の作用位置および偏心距離

$$X = \frac{\sum M}{\sum V} = 2.150 \text{ (m)}$$

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

・底面中心におけるモーメント

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

・地盤反力度

$$q = \frac{\Sigma V}{B} \pm \frac{6 \times Me}{B^2} = 78.50 \text{ (kN/m}^2\text{)} \leqq qa=300.0 \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad \text{OK}$$

$$= 78.50 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

( 2 ) 死-1+活-1

	V (kN/m)	H (kN/m)	M (kN.m/m)
死荷重[ case-1 ]	337.56	0.00	725.75
活荷重[ 1 ]	70.36	0.00	151.28
合 計	407.92	0.00	877.04

・合力の作用位置および偏心距離

$$X = \frac{\Sigma M}{\Sigma V} = 2.150 \text{ (m)}$$

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

・底面中心におけるモーメント

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

・地盤反力度

$$q = \frac{\Sigma V}{B} \pm \frac{6 \times Me}{B^2} = 94.87 \text{ (kN/m}^2\text{)} \leqq qa=300.0 \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad \text{OK}$$

$$= 94.87 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

1.8.4 結果一覧

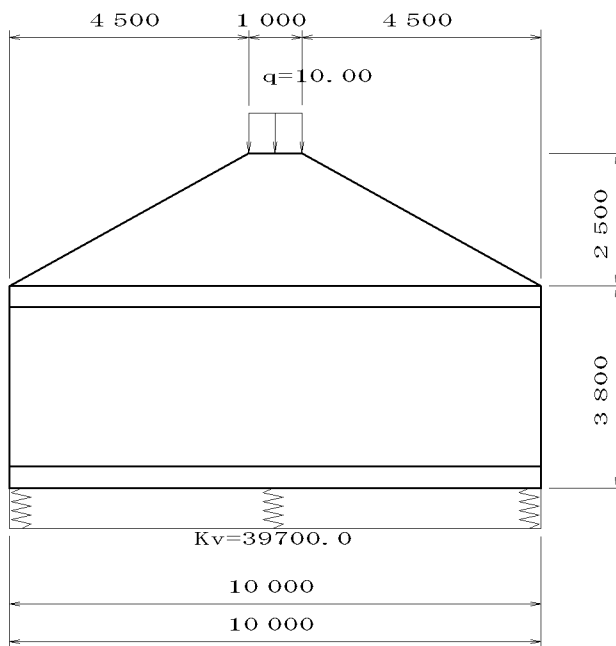
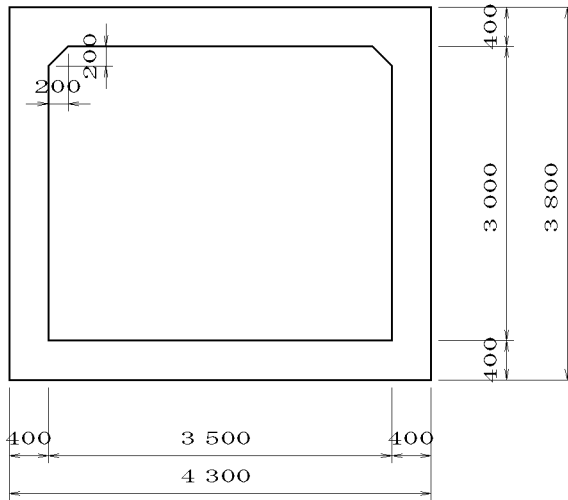
許容支持力度 $qa = 300.0 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

No	荷重名称	作用力			偏心量 e (m)	地盤反力度 (kN/m <sup>2</sup> )		判定
		V (kN)	H (kN)	M(kN.m)		qmax	qmin	
1	死荷重時(1)	337.6	0.0	0.0	0.000	78.502	78.502	OK
2	死-1+活-1	407.9	0.0	0.0	0.000	94.866	94.866	OK

## 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 = 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	4.500	2.500
3	5.500	2.500
4	10.000	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	ck	N/mm <sup>2</sup>	24.00
	ヤング係数	Ec	N/mm <sup>2</sup>	2.50 × 10 <sup>4</sup>
	許容曲げ圧縮応力度	ca	N/mm <sup>2</sup>	8.00
鉄筋	材質		—	SD345
	許容曲げ引張応力度	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	1.000
躯体の単位重量		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> )	Io(m <sup>4</sup> )
頂版	1.7200	3.6000	6.1920	22.2912	0.0229
底版	1.7200	0.2000	0.3440	0.0688	0.0229
左側壁	1.2000	1.9000	2.2800	4.3320	0.9000
右側壁	1.2000	1.9000	2.2800	4.3320	0.9000
ハンチ頂版	0.0400	3.3333	0.1333	0.4444	0.0001
ハンチ底版	0.0000	0.4000	0.0000	0.0000	0.0000
合計	5.8800	—	11.2293	31.4684	1.8460

断面積  $\Sigma A = 5.8800 \text{ (m}^2\text{)}$

断面二次モーメント

$$Y_e = \frac{\Sigma (A \cdot y)}{\Sigma A} = 1.910 \text{ (m)}$$

$$I = \Sigma (A \cdot y^2) + \Sigma I_o - Y_e^2 \cdot \Sigma A = 11.8692 \text{ (m}^4\text{)}$$

2.3 荷重

(1)躯体自重

断面積  $A = 5.8800 \text{ (m}^2\text{)}$

$$w = A \cdot c = 5.8800 \times 24.50 = 144.06 \text{ (kN/m)}$$

(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	4.500	0.00	193.50
2	4.500	1.000	193.50	193.50
3	5.500	4.500	193.50	0.00

(3)路面過載荷重

路面荷重強度

$$Q = q \cdot B = 10.00 \times 4.300 = 43.00 \text{ (kN/m)}$$

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

路面載荷幅 Ls = 1.000 (m)

分散幅 左側 = 0.000 (m)

右側 = 0.000 (m)

載荷幅 L = 1.000 (m)

$$\text{分布荷重強度 } Q \cdot \frac{L_s}{L} = 43.00 \text{ (kN/m)}$$

載荷位置(左端からの距離) = 4.500 (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	483.0	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	138.3	-138.3	3.000	7.000

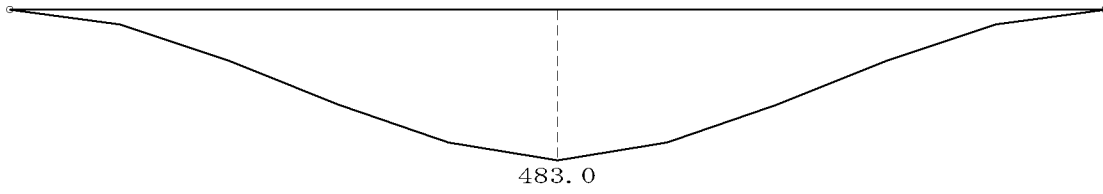
(3)着目点での断面力

ブロック 1

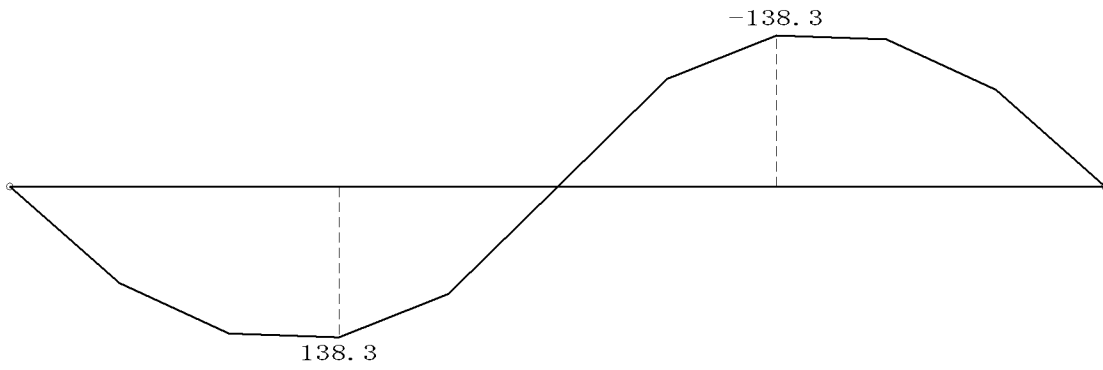
ブロック左端からの距離(m)	M (kN.m)	S (kN)
0.000	0.0	0.0
1.000	48.6	89.0
2.000	164.1	135.1
3.000	304.4	138.3
4.000	426.5	98.7
5.000	483.0	0.0
6.000	426.5	-98.7
7.000	304.4	-138.3
8.000	164.1	-135.1
9.000	48.6	-89.0
10.000	0.0	0.0

## 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

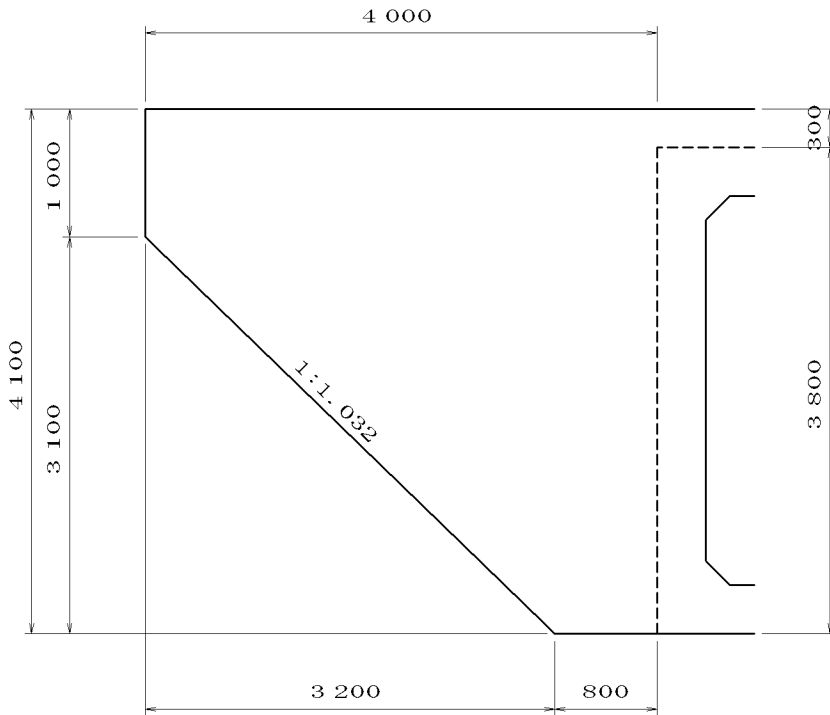
項		目	単位	Mmax
BOX全幅		BW	cm	430.0
BOX全高		BH	cm	380.0
頂版厚			cm	40.0
左側壁厚			cm	40.0
右側壁厚			cm	40.0
底版厚			cm	40.0
上ハンチ	側壁	幅	cm	20.0
		高	cm	20.0
下ハンチ	側壁	幅	cm	—
		高	cm	—
曲げモーメント		M	kN.m	483.0
鉄筋量	頂版外側	d1	cm	10.0
		As1	cm <sup>2</sup>	D13- 17 21.539
	頂版内側	d2	cm	10.0
		As2	cm <sup>2</sup>	D13- 19 24.073
	底版内側	d3	cm	11.0
		As3	cm <sup>2</sup>	D13- 19 24.073
	底版外側	d4	cm	11.0
		As4	cm <sup>2</sup>	D13- 17 21.539
中立軸位置		X	cm	31.740
ヤング係数比		n	—	15.0
応力度		c	N/mm <sup>2</sup>	0.20
		s	N/mm <sup>2</sup>	31.21
許容応力度		ca	N/mm <sup>2</sup>	8.00
		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  $n = 1 : 1.032$  (天端勾配を含む)

###### (2)計算条件

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

## 3.1.2 断面力計算

(1) 台形部

$$\begin{aligned}
 MA &= \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot K_o \cdot \left\{ \frac{LA^4}{12 \cdot n^2} + \frac{(H_s + h_o)}{3 \cdot n} \cdot LA^3 + \frac{(H_s^2 + 2 \cdot h_o \cdot H_s)}{2} \cdot LA^2 \right\} \\
 &= \frac{1}{2} \cdot 18.00 \cdot 0.500 \cdot \left\{ \frac{3.200^4}{12 \cdot 1.032^2} + \frac{(1.000 + 0.556)}{3 \cdot 1.032} \cdot 3.200^3 \right. \\
 &\quad \left. + \frac{(1.000^2 + 2 \cdot 0.556 \cdot 1.000)}{2} \cdot 3.200^2 \right\} \\
 &= 159.61 \text{ (kN} \cdot \text{m)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 SA &= \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot K_o \cdot \left\{ \frac{LA^3}{3 \cdot n^2} + \frac{(H_s + h_o)}{n} \cdot LA^2 + (H_s^2 + 2 \cdot h_o \cdot H_s) \cdot LA \right\} \\
 &= \frac{1}{2} \cdot 18.00 \cdot 0.500 \cdot \left\{ \frac{3.200^3}{3 \cdot 1.032^2} + \frac{(1.000 + 0.556)}{1.032} \cdot 3.200^2 \right. \\
 &\quad \left. + (1.000^2 + 2 \cdot 0.556 \cdot 1.000) \cdot 3.200 \right\} \\
 &= 145.97 \text{ (kN)}
 \end{aligned}$$

(2) 矩形部

$$\begin{aligned}
 MB &= \frac{1}{4} \cdot \gamma \cdot K_o \cdot (HB^2 + 2 \cdot h_o \cdot HB) \cdot LB^2 \\
 &= \frac{1}{4} \cdot 18.00 \cdot 0.500 \cdot (4.100^2 + 2 \cdot 0.556 \cdot 4.100) \cdot 0.800^2 \\
 &= 30.77 \text{ (kN} \cdot \text{m)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 SB &= \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot K_o \cdot (HB^2 + 2 \cdot h_o \cdot HB) \cdot LB \\
 &= \frac{1}{2} \cdot 18.00 \cdot 0.500 \cdot (4.100^2 + 2 \cdot 0.556 \cdot 4.100) \cdot 0.800 \\
 &= 76.92 \text{ (kN)}
 \end{aligned}$$

## (3)設計断面力

$$M = MA + SA \cdot LB + MB$$

$$= 159.61 + 145.97 \cdot 0.800 + 30.77 = 307.15 \text{ (kN.m)}$$

$$S = SA + SB$$

$$= 145.97 + 76.92 = 222.88 \text{ (kN)}$$

$$M_m = \frac{M}{h} \cdot \alpha = \frac{307.15}{4.100} \cdot 1.000 = 74.92 \text{ (kN.m/m)}$$

$$S_m = \frac{S}{h} \cdot \alpha' = \frac{222.88}{4.100} \cdot 1.000 = 54.36 \text{ (kN/m)}$$

Hs : 先端のウイング高さ (m)

LA : 台形部分のウイング長 (m)

ho : 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)

HB : 矩形部分のウイング高さ (m)

LB : 矩形部分のウイング長 (m)

MB : 矩形部分に作用する土圧による曲げモーメント (kN.m)

SB : 矩形部分に作用する土圧によるせん断力 (kN)

i : 天端勾配

h : ウイング付根部の有効高さ (m)

: 曲げモーメントの割増係数

' : せん断力の割増係数

## 3.1.3 応力度計算

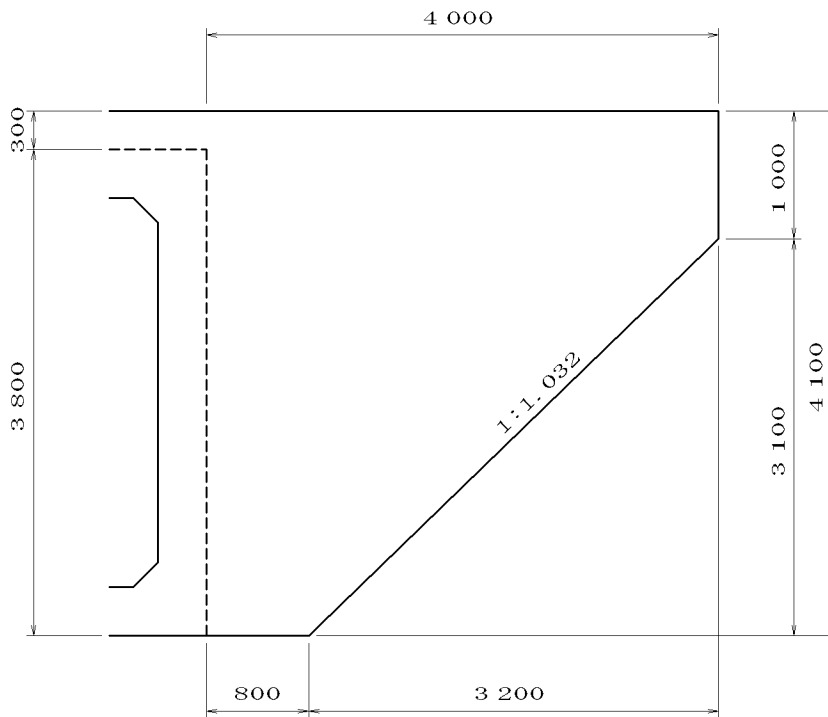
項	目	単位	背面・常時
曲げモーメント	M	kN.m	74.9
せん断力	S	kN	54.4
部材幅	b	cm	100.0
部材高	h	cm	40.0
有効高	d	cm	30.0
ヤング係数比	n	—	15.0
必要鉄筋量	Asr	cm <sup>2</sup>	15.554
使用鉄筋量	As	mm cm <sup>2</sup>	D25 @250 D— @ — 20.268
	p	—	0.00676
	K	—	0.360
	C	—	6.313
	S	—	11.221
中立軸位置	X	cm	10.801
応力度	c	N/mm <sup>2</sup>	5.25
	s	N/mm <sup>2</sup>	140.04
		N/mm <sup>2</sup>	0.181
許容応力度	ca	N/mm <sup>2</sup>	8.00
	sa	N/mm <sup>2</sup>	180.00
	a	N/mm <sup>2</sup>	0.390



### 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  $n = 1 : 1.032$  (天端勾配を含む)

##### (2)計算条件

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

## 3.2.2 断面力計算

(1) 台形部

$$\begin{aligned}
 MA &= \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot K_o \cdot \left\{ \frac{LA^4}{12 \cdot n^2} + \frac{(H_s + h_o)}{3 \cdot n} \cdot LA^3 + \frac{(H_s^2 + 2 \cdot h_o \cdot H_s)}{2} \cdot LA^2 \right\} \\
 &= \frac{1}{2} \cdot 18.00 \cdot 0.500 \cdot \left\{ \frac{3.200^4}{12 \cdot 1.032^2} + \frac{(1.000 + 0.556)}{3 \cdot 1.032} \cdot 3.200^3 \right. \\
 &\quad \left. + \frac{(1.000^2 + 2 \cdot 0.556 \cdot 1.000)}{2} \cdot 3.200^2 \right\} \\
 &= 159.61 \text{ (kN} \cdot \text{m)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 SA &= \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot K_o \cdot \left\{ \frac{LA^3}{3 \cdot n^2} + \frac{(H_s + h_o)}{n} \cdot LA^2 + (H_s^2 + 2 \cdot h_o \cdot H_s) \cdot LA \right\} \\
 &= \frac{1}{2} \cdot 18.00 \cdot 0.500 \cdot \left\{ \frac{3.200^3}{3 \cdot 1.032^2} + \frac{(1.000 + 0.556)}{1.032} \cdot 3.200^2 \right. \\
 &\quad \left. + (1.000^2 + 2 \cdot 0.556 \cdot 1.000) \cdot 3.200 \right\} \\
 &= 145.97 \text{ (kN)}
 \end{aligned}$$

(2) 矩形部

$$\begin{aligned}
 MB &= \frac{1}{4} \cdot \gamma \cdot K_o \cdot (HB^2 + 2 \cdot h_o \cdot HB) \cdot LB^2 \\
 &= \frac{1}{4} \cdot 18.00 \cdot 0.500 \cdot (4.100^2 + 2 \cdot 0.556 \cdot 4.100) \cdot 0.800^2 \\
 &= 30.77 \text{ (kN} \cdot \text{m)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 SB &= \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot K_o \cdot (HB^2 + 2 \cdot h_o \cdot HB) \cdot LB \\
 &= \frac{1}{2} \cdot 18.00 \cdot 0.500 \cdot (4.100^2 + 2 \cdot 0.556 \cdot 4.100) \cdot 0.800 \\
 &= 76.92 \text{ (kN)}
 \end{aligned}$$

## (3)設計断面力

$$M = MA + SA \cdot LB + MB$$

$$= 159.61 + 145.97 \cdot 0.800 + 30.77 = 307.15 \text{ (kN.m)}$$

$$S = SA + SB$$

$$= 145.97 + 76.92 = 222.88 \text{ (kN)}$$

$$M_m = \frac{M}{h} \cdot \alpha = \frac{307.15}{4.100} \cdot 1.000 = 74.92 \text{ (kN.m/m)}$$

$$S_m = \frac{S}{h} \cdot \alpha' = \frac{222.88}{4.100} \cdot 1.000 = 54.36 \text{ (kN/m)}$$

Hs : 先端のウイング高さ (m)

LA : 台形部分のウイング長 (m)

ho : 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)

HB : 矩形部分のウイング高さ (m)

LB : 矩形部分のウイング長 (m)

MB : 矩形部分に作用する土圧による曲げモーメント (kN.m)

SB : 矩形部分に作用する土圧によるせん断力 (kN)

i : 天端勾配

h : ウイング付根部の有効高さ (m)

: 曲げモーメントの割増係数

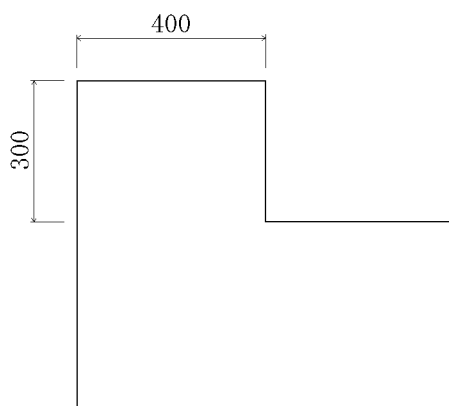
' : せん断力の割増係数

3.2.3 応力度計算

項	目	単位	背面・常時
曲げモーメント	M	kN.m	74.9
せん断力	S	kN	54.4
部材幅	b	cm	100.0
部材高	h	cm	40.0
有効高	d	cm	30.0
ヤング係数比	n	—	15.0
必要鉄筋量	Asr	cm <sup>2</sup>	15.554
使用鉄筋量	As	mm cm <sup>2</sup>	D25 @250 D— @ — 20.268
	p	—	0.00676
	K	—	0.360
	C	—	6.313
	S	—	11.221
中立軸位置	X	cm	10.801
応力度	c	N/mm <sup>2</sup>	5.25
	s	N/mm <sup>2</sup>	140.04
		N/mm <sup>2</sup>	0.181
許容応力度	ca	N/mm <sup>2</sup>	8.00
	sa	N/mm <sup>2</sup>	180.00
	a	N/mm <sup>2</sup>	0.390

### 3.3 左口：土留壁

#### 3.3.1 形状寸法図



#### 3.3.2 断面力計算

##### (1) 土圧による断面力

$$p1 = K_o \cdot Q_w = 5.000 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$p2 = K_o \cdot (Q_w + \gamma \cdot h) = 7.700 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

ここに、p1: 土留壁天端の土圧強度 (kN/m<sup>2</sup>)  
 p2: " 基部の土圧強度 (kN/m<sup>2</sup>)  
 K<sub>o</sub>: 静止土圧係数 = 0.500  
 Q<sub>w</sub>: 過載荷重強度 = 10.00 (kN/m<sup>2</sup>)  
 : 盛土の単位重量 = 18.00 (kN/m<sup>3</sup>)  
 h : 土留壁の高さ = 0.300 (m)

土留壁基部の断面力

$$SD = \frac{1}{2} \cdot (p1 + p2) \cdot h = 1.91 \text{ (kN/m)}$$

$$MD = \frac{1}{6} \cdot (2 \cdot p1 + p2) \cdot h^2 = 0.27 \text{ (kN.m/m)}$$

##### (2) 設計断面力

$$S = SD = 1.91 \text{ (kN/m)}$$

$$M = MD = 0.27 \text{ (kN.m/m)}$$

3.3.3 応力度計算

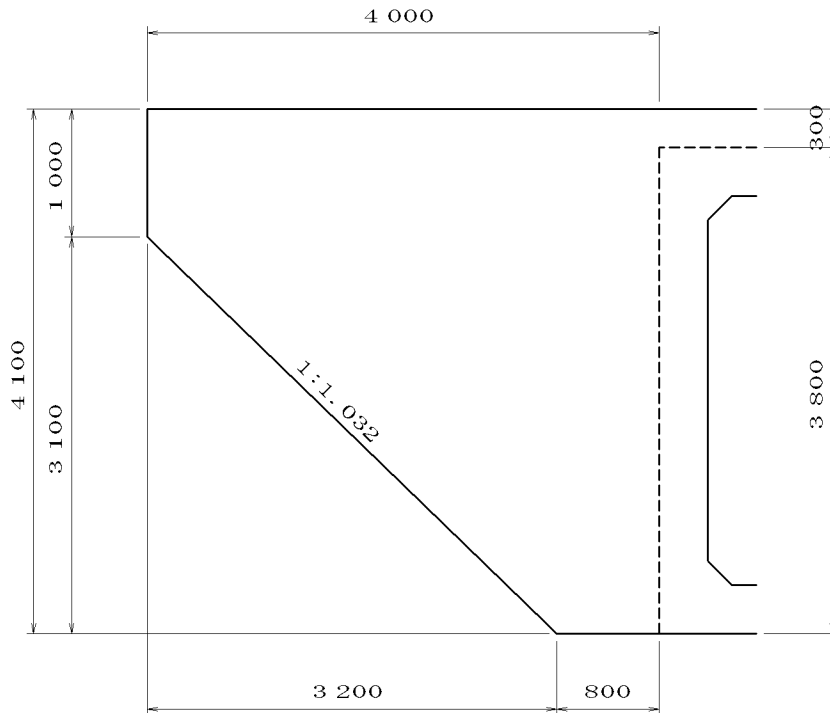
項	目	単位	
曲げモーメント	M	kN.m	0.27
せん断力	S	kN	1.91
部材幅	b	cm	100.0
部材高	h	cm	40.0
有効高	d	cm	30.0
ヤング係数比	n	—	15.0
必要鉄筋量	Asr	cm <sup>2</sup>	0.050
使用鉄筋量	As	mm cm <sup>2</sup>	D13 @250 D— @ — 5.068
	p	—	0.00169
	K	—	0.201
	C	—	10.656
	S	—	42.315
中立軸位置	X	cm	6.035
応力度	c	N/mm <sup>2</sup>	0.03
	s	N/mm <sup>2</sup>	1.87
		N/mm <sup>2</sup>	0.006
許容応力度	ca	N/mm <sup>2</sup>	8.00
	sa	N/mm <sup>2</sup>	180.00
	a	N/mm <sup>2</sup>	0.390

## 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  $n = 1 : 1.032$  (天端勾配を含む)

##### (2)計算条件

コンクリート	設計基準強度	$c_k$	$\text{N/mm}^2$	24.00
	ヤング係数	$E_c$	$\text{N/mm}^2$	$2.50 \times 10^4$
	許容曲げ圧縮応力度	$c_a$	$\text{N/mm}^2$	8.00
鉄筋	材質		—	SD345
	許容曲げ引張応力度	$s_a$	$\text{N/mm}^2$	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			$\text{kN/m}^3$	18.00
過載荷重	$Q_v$		$\text{kN/m}^2$	10.00
過載荷重土砂換算高	$h_o = Q_v /$		$\text{m}$	0.556

## 4.1.2 断面力計算

(1) 台形部

$$\begin{aligned}
 MA &= \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot Ko \cdot \left\{ \frac{LA^4}{12 \cdot n^2} + \frac{(Hs+ho)}{3 \cdot n} \cdot LA^3 + \frac{(Hs^2+2 \cdot ho \cdot Hs)}{2} \cdot LA^2 \right\} \\
 &= \frac{1}{2} \cdot 18.00 \cdot 0.500 \cdot \left\{ \frac{3.200^4}{12 \cdot 1.032^2} + \frac{(1.000+0.556)}{3 \cdot 1.032} \cdot 3.200^3 \right. \\
 &\quad \left. + \frac{(1.000^2+2 \cdot 0.556 \cdot 1.000)}{2} \cdot 3.200^2 \right\} \\
 &= 159.61 \text{ (kN, m)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 SA &= \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot Ko \cdot \left\{ \frac{LA^3}{3 \cdot n^2} + \frac{(Hs+ho)}{n} \cdot LA^2 + (Hs^2+2 \cdot ho \cdot Hs) \cdot LA \right\} \\
 &= \frac{1}{2} \cdot 18.00 \cdot 0.500 \cdot \left\{ \frac{3.200^3}{3 \cdot 1.032^2} + \frac{(1.000+0.556)}{1.032} \cdot 3.200^2 \right. \\
 &\quad \left. + (1.000^2+2 \cdot 0.556 \cdot 1.000) \cdot 3.200 \right\} \\
 &= 145.97 \text{ (kN)}
 \end{aligned}$$

(2) 矩形部

$$\begin{aligned}
 MB &= \frac{1}{4} \cdot \gamma \cdot Ko \cdot (HB^2+2 \cdot ho \cdot HB) \cdot LB^2 \\
 &= \frac{1}{4} \cdot 18.00 \cdot 0.500 \cdot (4.100^2+2 \cdot 0.556 \cdot 4.100) \cdot 0.800^2 \\
 &= 30.77 \text{ (kN, m)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 SB &= \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot Ko \cdot (HB^2+2 \cdot ho \cdot HB) \cdot LB \\
 &= \frac{1}{2} \cdot 18.00 \cdot 0.500 \cdot (4.100^2+2 \cdot 0.556 \cdot 4.100) \cdot 0.800 \\
 &= 76.92 \text{ (kN)}
 \end{aligned}$$



## (3)設計断面力

$$M = MA + SA \cdot LB + MB$$

$$= 159.61 + 145.97 \cdot 0.800 + 30.77 = 307.15 \text{ (kN.m)}$$

$$S = SA + SB$$

$$= 145.97 + 76.92 = 222.88 \text{ (kN)}$$

$$M_m = \frac{M}{h} \cdot \alpha = \frac{307.15}{4.100} \cdot 1.000 = 74.92 \text{ (kN.m/m)}$$

$$S_m = \frac{S}{h} \cdot \alpha' = \frac{222.88}{4.100} \cdot 1.000 = 54.36 \text{ (kN/m)}$$

Hs : 先端のウイング高さ (m)

LA : 台形部分のウイング長 (m)

ho : 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)

HB : 矩形部分のウイング高さ (m)

LB : 矩形部分のウイング長 (m)

MB : 矩形部分に作用する土圧による曲げモーメント (kN.m)

SB : 矩形部分に作用する土圧によるせん断力 (kN)

i : 天端勾配

h : ウイング付根部の有効高さ (m)

: 曲げモーメントの割増係数

' : せん断力の割増係数

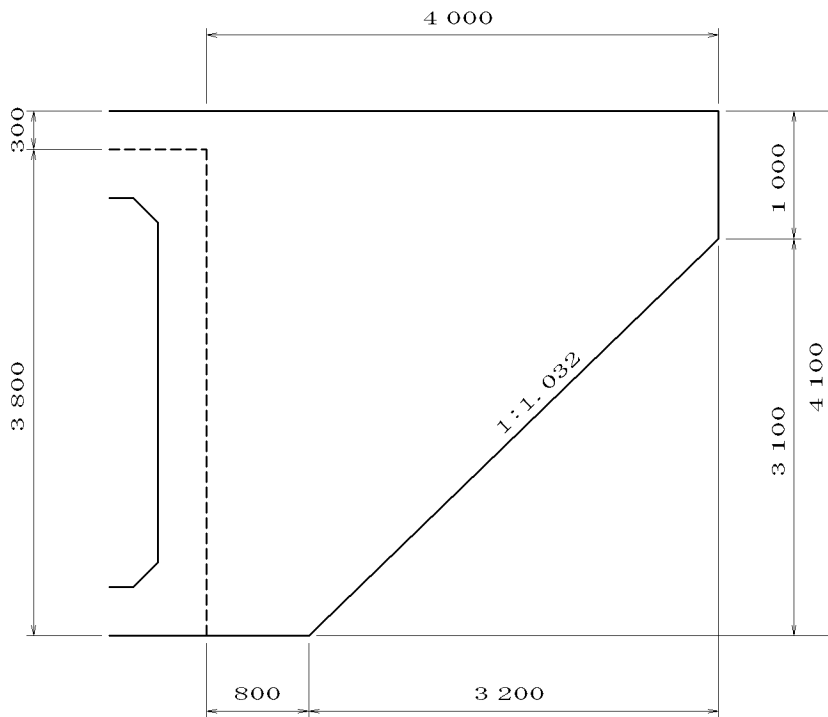
4.1.3 応力度計算

項	目	単位	背面・常時
曲げモーメント	M	kN.m	74.9
せん断力	S	kN	54.4
部材幅	b	cm	100.0
部材高	h	cm	40.0
有効高	d	cm	30.0
ヤング係数比	n	—	15.0
必要鉄筋量	Asr	cm <sup>2</sup>	15.554
使用鉄筋量	As	mm cm <sup>2</sup>	D25 @250 D— @ — 20.268
	p	—	0.00676
	K	—	0.360
	C	—	6.313
	S	—	11.221
中立軸位置	X	cm	10.801
応力度	c	N/mm <sup>2</sup>	5.25
	s	N/mm <sup>2</sup>	140.04
		N/mm <sup>2</sup>	0.181
許容応力度	ca	N/mm <sup>2</sup>	8.00
	sa	N/mm <sup>2</sup>	180.00
	a	N/mm <sup>2</sup>	0.390

## 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  $n = 1 : 1.032$  (天端勾配を含む)

#### (2)計算条件

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

## 4.2.2 断面力計算

(1) 台形部

$$\begin{aligned}
 MA &= \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot K_o \cdot \left\{ \frac{LA^4}{12 \cdot n^2} + \frac{(H_s + h_o)}{3 \cdot n} \cdot LA^3 + \frac{(H_s^2 + 2 \cdot h_o \cdot H_s)}{2} \cdot LA^2 \right\} \\
 &= \frac{1}{2} \cdot 18.00 \cdot 0.500 \cdot \left\{ \frac{3.200^4}{12 \cdot 1.032^2} + \frac{(1.000 + 0.556)}{3 \cdot 1.032} \cdot 3.200^3 \right. \\
 &\quad \left. + \frac{(1.000^2 + 2 \cdot 0.556 \cdot 1.000)}{2} \cdot 3.200^2 \right\} \\
 &= 159.61 \text{ (kN} \cdot \text{m)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 SA &= \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot K_o \cdot \left\{ \frac{LA^3}{3 \cdot n^2} + \frac{(H_s + h_o)}{n} \cdot LA^2 + (H_s^2 + 2 \cdot h_o \cdot H_s) \cdot LA \right\} \\
 &= \frac{1}{2} \cdot 18.00 \cdot 0.500 \cdot \left\{ \frac{3.200^3}{3 \cdot 1.032^2} + \frac{(1.000 + 0.556)}{1.032} \cdot 3.200^2 \right. \\
 &\quad \left. + (1.000^2 + 2 \cdot 0.556 \cdot 1.000) \cdot 3.200 \right\} \\
 &= 145.97 \text{ (kN)}
 \end{aligned}$$

(2) 矩形部

$$\begin{aligned}
 MB &= \frac{1}{4} \cdot \gamma \cdot K_o \cdot (HB^2 + 2 \cdot h_o \cdot HB) \cdot LB^2 \\
 &= \frac{1}{4} \cdot 18.00 \cdot 0.500 \cdot (4.100^2 + 2 \cdot 0.556 \cdot 4.100) \cdot 0.800^2 \\
 &= 30.77 \text{ (kN} \cdot \text{m)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 SB &= \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot K_o \cdot (HB^2 + 2 \cdot h_o \cdot HB) \cdot LB \\
 &= \frac{1}{2} \cdot 18.00 \cdot 0.500 \cdot (4.100^2 + 2 \cdot 0.556 \cdot 4.100) \cdot 0.800 \\
 &= 76.92 \text{ (kN)}
 \end{aligned}$$

## (3)設計断面力

$$M = MA + SA \cdot LB + MB$$

$$= 159.61 + 145.97 \cdot 0.800 + 30.77 = 307.15 \text{ (kN.m)}$$

$$S = SA + SB$$

$$= 145.97 + 76.92 = 222.88 \text{ (kN)}$$

$$M_m = \frac{M}{h} \cdot \alpha = \frac{307.15}{4.100} \cdot 1.000 = 74.92 \text{ (kN.m/m)}$$

$$S_m = \frac{S}{h} \cdot \alpha' = \frac{222.88}{4.100} \cdot 1.000 = 54.36 \text{ (kN/m)}$$

Hs : 先端のウイング高さ (m)

LA : 台形部分のウイング長 (m)

ho : 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)

HB : 矩形部分のウイング高さ (m)

LB : 矩形部分のウイング長 (m)

MB : 矩形部分に作用する土圧による曲げモーメント (kN.m)

SB : 矩形部分に作用する土圧によるせん断力 (kN)

i : 天端勾配

h : ウイング付根部の有効高さ (m)

: 曲げモーメントの割増係数

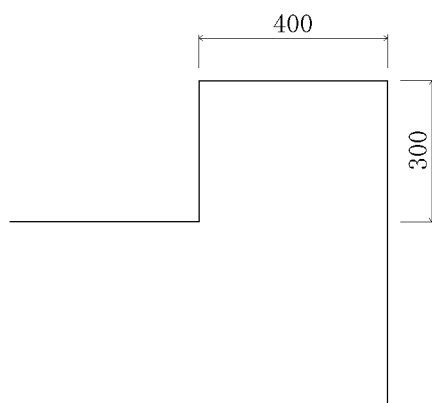
' : せん断力の割増係数

4.2.3 応力度計算

項	目	単位	背面・常時
曲げモーメント	M	kN.m	74.9
せん断力	S	kN	54.4
部材幅	b	cm	100.0
部材高	h	cm	40.0
有効高	d	cm	30.0
ヤング係数比	n	—	15.0
必要鉄筋量	Asr	cm <sup>2</sup>	15.554
使用鉄筋量	As	mm cm <sup>2</sup>	D25 @250 D— @ — 20.268
	p	—	0.00676
	K	—	0.360
	C	—	6.313
	S	—	11.221
中立軸位置	X	cm	10.801
応力度	c	N/mm <sup>2</sup>	5.25
	s	N/mm <sup>2</sup>	140.04
		N/mm <sup>2</sup>	0.181
許容応力度	ca	N/mm <sup>2</sup>	8.00
	sa	N/mm <sup>2</sup>	180.00
	a	N/mm <sup>2</sup>	0.390

### 4.3 右口：土留壁

#### 4.3.1 形状寸法図



#### 4.3.2 断面力計算

##### (1) 土圧による断面力

$$p1 = K_o \cdot Q_w = 5.000 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$p2 = K_o \cdot (Q_w + \gamma \cdot h) = 7.700 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

ここに、p1: 土留壁天端の土圧強度 (kN/m<sup>2</sup>)  
 p2: " 基部の土圧強度 (kN/m<sup>2</sup>)  
 K<sub>o</sub>: 静止土圧係数 = 0.500  
 Q<sub>w</sub>: 過載荷重強度 = 10.00 (kN/m<sup>2</sup>)  
 : 盛土の単位重量 = 18.00 (kN/m<sup>3</sup>)  
 h : 土留壁の高さ = 0.300 (m)

土留壁基部の断面力

$$SD = \frac{1}{2} \cdot (p1 + p2) \cdot h = 1.91 \text{ (kN/m)}$$

$$MD = \frac{1}{6} \cdot (2 \cdot p1 + p2) \cdot h^2 = 0.27 \text{ (kN.m/m)}$$

##### (2) 設計断面力

$$S = SD = 1.91 \text{ (kN/m)}$$

$$M = MD = 0.27 \text{ (kN.m/m)}$$

4.3.3 応力度計算

項	目	単位	
曲げモーメント	M	kN.m	0.27
せん断力	S	kN	1.91
部材幅	b	cm	100.0
部材高	h	cm	40.0
有効高	d	cm	30.0
ヤング係数比	n	—	15.0
必要鉄筋量	Asr	cm <sup>2</sup>	0.050
使用鉄筋量	As	mm cm <sup>2</sup>	D13 @250 D— @ — 5.068
	p	—	0.00169
	K	—	0.201
	C	—	10.656
	S	—	42.315
中立軸位置	X	cm	6.035
応力度	c	N/mm <sup>2</sup>	0.03
	s	N/mm <sup>2</sup>	1.87
		N/mm <sup>2</sup>	0.006
許容応力度	ca	N/mm <sup>2</sup>	8.00
	sa	N/mm <sup>2</sup>	180.00
	a	N/mm <sup>2</sup>	0.390