



下水道耐震計算（ボックス縦方向）
プレキャストボックスカルバート
縦方向連結型

出力例

2006年11月版

目次

1	設計条件	1
1-1	適用基準	1
1-2	重要度	1
1-3	設計対象地震動	1
1-4	構造形式	1
1-5	敷設方法	1
1-6	計算条件	1
1-7	構造寸法	2
1-8	コンクリート材料	2
1-9	接合材料	3
1-10	継手間隔	3
1-11	継手	4
1-12	目地	4
1-13	鋼材配置	4
1-14	地盤条件	5
1-15	土質条件	5
2	地盤条件	7
2-1	表層地盤の換算単位体積重量	7
2-2	耐震設計上の地盤種別	8
2-3	表層地盤の固有周期	9
2-4	設計応答速度	9
2-5	表層地盤のせん断弾性波速度	10
2-6	表層地盤のせん断変形係数	10
2-7	地盤の剛性係数	11
3	地震振動の波長・変位振幅の計算	12
3-1	地震振動の波長	12
3-2	地盤の変位振幅	13
4	P C 鋼材導入力	14
5	等価剛性の算出	15
5-1	等価軸剛性	15
5-2	等価曲げ剛性	17
6	地震時断面力の算出	25
7	地震時軸力に対する検討	29
7-1	目地の離間有無の判定	29
7-2	地震時軸力の計算	31
7-3	P C 鋼材応力度の検討	32
7-4	目地開き量の検討	33
8	地震時曲げモーメントに対する検討	34
8-1	地震時曲げモーメントの計算	34
8-2	P C 鋼材応力度の検討	35
8-3	目地開き量の検討	37
9	マンホールと矩形きよの接続部	38
9-1	地震動の影響(屈曲角)	38
9-2	地震動の影響(拔出し量)	39

10 矩形きよと矩形きよの継手部	41
10-1 地震動の影響(抽出し量)	41
11 計算結果一覧表	42

プレキャストボックスカルバート (RC)

1 設計条件

1-1 適用基準

適用基準 「下水道施設の耐震対策指針と解説 - 2006年版 - 」 社団法人 日本下水道協会
 参考文献 「下水道施設耐震計算例 - 管路施設編 - 」 社団法人 日本下水道協会

1-2 重要度

重要な幹線等

1-3 設計対象地震動

レベル1 A

1-4 構造形式

RC製プレキャストボックスカルバート1連1層

1-5 敷設方法

縦方向連結型

1-6 計算条件

縦方向の接合材料

PC鋼材

高力ボルト

地震時断面力の方向

曲げモーメント(水平面内)	両方向	片方向
曲げモーメント(鉛直面内)	両方向	片方向

単位モーメントによる変位量算出方法

下水道施設耐震計算例(4章 10-69 ~ 70)

フレーム計算

断面力低減係数算出方法

共同溝設計指針(図-解6.4.4 ~ 6.4.6)

共同溝設計指針(付1-2 ~ 1-3)

任意入力

接合材料の許容応力度

降伏点応力度

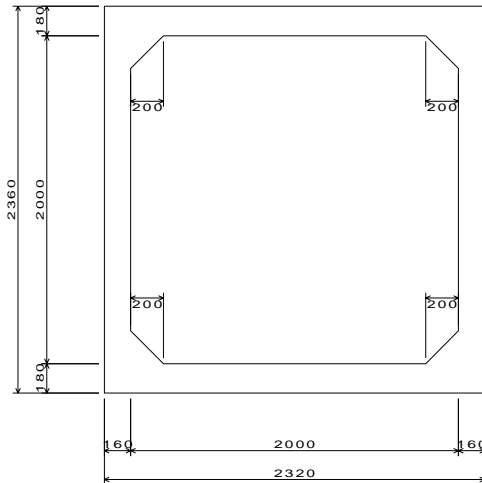
引張強度

1-7 構造寸法

名称 構造形式RC1連1層

呼び寸法 2000x2000

形状 標準形



外幅	$h_h = 2320$ (mm)	ハンチ高	$C_1 = 200$ (mm)
外高	$h_v = 2360$ (mm)		$C_2 = 200$ (mm)
中空幅	$B_1 = 2000$ (mm)		$C_3 = 200$ (mm)
中空高	$H_1 = 2000$ (mm)		$C_4 = 200$ (mm)
頂版厚	$T_1 = 180$ (mm)	有効長	$L = 2000$ (mm)
底版厚	$T_2 = 180$ (mm)		
左側壁厚	$T_3 = 160$ (mm)		
右側壁厚	$T_4 = 160$ (mm)		

土被り	$d = 1.000$ (m)
躯体重心位置	$Z_G = 2.180$ (m)
コンクリートの断面積	$A_c = 1.475200$ (m ²)
断面2次モーメント(水平面内)	$I_h = 1.12248$ (m ⁴)
断面2次モーメント(鉛直面内)	$I_v = 1.20789$ (m ⁴)

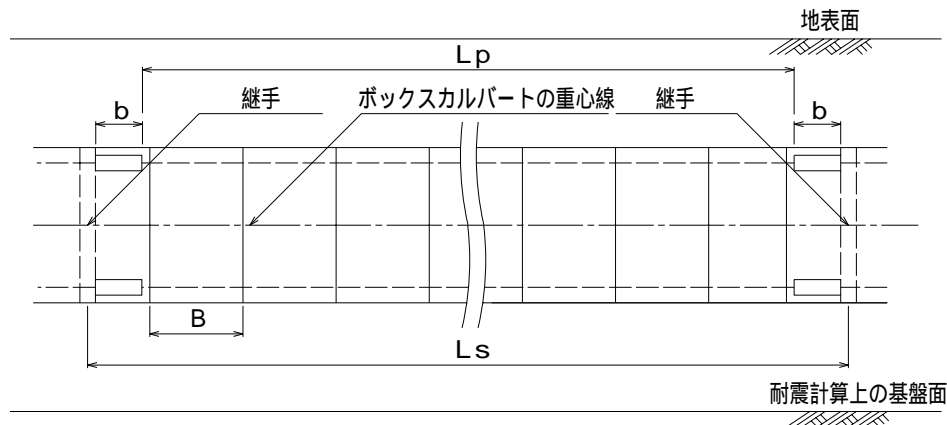
1-8 コンクリート材料

ヤング係数	$E_c = 29500.0$ (N/mm ²)
	$= 2.950 \times 10^7$ (kN/m ²)

1-9 接合材料

使用 P C 鋼材	PC鋼棒 B種1号 SBPR 930/1080 21mm
引張強度	$p_u = 1080.0 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
降伏点応力度	$p_y = 930.0 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
許容引張応力度	
プレストレス導入中	$p_{ia} = 837.0 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
プレストレス導入直後	$p_{ta} = 756.0 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
設計荷重作用時	$p_{ea} = 648.0 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
ヤング係数	$E_p = 200000.0 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ $= 2.000 \times 10^8 \text{ (kN/m}^2\text{)}$
断面積	$A_p = 346.40 \text{ (mm}^2\text{)}$ $= 346.40 \times 10^{-6} \text{ (m}^2\text{)}$
P C 鋼材導入力	
初期緊張力	$p_i = 346.0 \text{ (N/mm}^2\text{)} \text{ (120.0 (kN/本))}$
P C 鋼材の角変化1ラジアンあたりの摩擦係数	$\mu = 0.300$
P C 鋼材の角変化	$= 0.000 \text{ (rad)}$
P C 鋼材の長さ1mあたりの摩擦係数	$= 0.003$
定着具間距離	$l = 6.000 \text{ (m)}$
P C 鋼材の有効係数	$= 0.850$

1-10 継手間隔



1ピースあたりの長さ	$B = 2.000 \text{ (m)}$
1ブロックあたりのピース数	$n_c = 26$
継手間隔	$L_s = 50.000 \text{ (m)}$
P C 鋼材を緊張定着する切欠部の長さ	$b = 0.250 \text{ (m)}$
P C 鋼材の緊張長さ	$L_p = B(nc-2)+(1/2 \cdot B-b) \text{ (m)}$

端部のボックスカルバート

	配置位置 ia (左から ia 番目)	ピース長 Ba (m)
1	1	1.000
2	26	1.000

1-11 継手

マンホールと矩形きよの接続部

地震動による屈曲角と拔出し量

マンホールの深さ

$h' = 3.360 \text{ (m)}$

最大拔出し量(レベル1地震動時)

$u_a = 30 \text{ (mm)}$

最大屈曲角(レベル1地震動時)

$a = 0.01271 \text{ (rad)}$

矩形きよと矩形きよの継手部

地震動による拔出し量

最大拔出し量(レベル1地震動時)

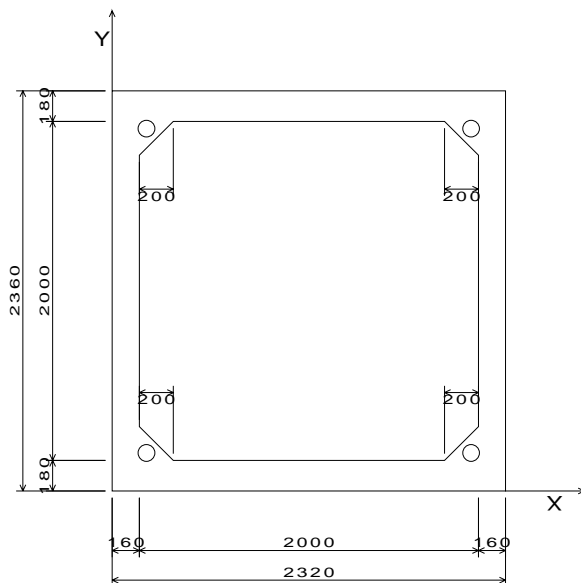
$u_a = 30 \text{ (mm)}$

1-12 目地

許容目地開き量(レベル1地震動時)

$W_a = 5.0 \text{ (mm)}$

1-13 鋼材配置



鋼材本数

$n_p = 4 \text{ (本)}$

	X座標 (mm)	Y座標 (mm)
1	203	2137
2	2117	2137
3	203	223
4	2117	223

1-14 地盤条件

せん断変形係数の計算に用いる土質定数

表層地盤

設計応答速度

下水道協会の指針に示すグラフより算出

任意入力

地盤の特性値

せん断弾性波速度 V_s より算出

任意入力

表層地盤の固有周期 T_s の算出式

$$T_s = 1.25T_G$$

地盤の剛性係数に対する係数

軸方向

$$C_1 = 1.000$$

水平方向

$$C_2 = 1.000$$

鉛直方向

$$C_3 = 3.000$$

基盤のせん断弾性波速度

指定

$$V_{BS} = 300.000 \text{ (m/s)}$$

N値より算出

1-15 土質条件

表層のせん断弾性波速度

N値より算出

実測値

表層の土質条件

	深度 (m)	層厚 H _i (m)	土質名	N値	せん断弾性波 速度 V _{si} (m/s)	土の単位体積 重量 t _i (kN/m ³)
1	0.500	0.500	砂質土	2.000		18.00
2	3.300	2.800	砂質土	5.000		17.00
3	5.200	1.900	粘性土	3.000		16.00
4	8.500	3.300	砂質土	10.000		17.00
5	20.700	12.200	粘性土	2.000		16.00
6	24.700	4.000	砂質土	12.000		17.00

2 地盤条件

2-1 表層地盤の換算単位体積重量

表層地盤の換算単位体積重量は、次式により求める。

$$t_{eq} = \frac{\sum_{i=1}^n (t_i \cdot H_i)}{H}$$

ここに、

t_{eq} : 表層地盤の換算単位体積重量 (kN/m³)

t_i : i番目の土の単位体積重量 (kN/m³)

H_i : i番目の層厚 (m)

H : 表層地盤の厚さ (m)

$$H = \sum_{i=1}^n H_i$$

よって、表層地盤の換算単位体積重量は、次のようになる。

土層 番号	層厚 H_i (m)	土の単位体積重量 t_i (kN/m ³)	$t_i \cdot H_i$
1	0.500	18.00	9.00
2	2.800	17.00	47.60
3	1.900	16.00	30.40
4	3.300	17.00	56.10
5	12.200	16.00	195.20
6	4.000	17.00	68.00
	24.700		406.30

$$\begin{aligned} t_{eq} &= \frac{406.30}{24.700} \\ &= 16.45 \text{ (kN/m}^3\text{)} \end{aligned}$$

2-2 耐震設計上の地盤種別

耐震設計上の地盤種別は、次式で算出される地盤の特性値 T_G をもとに区分する。

$$T_G = 4 \sum_{i=1}^n \frac{H_i}{V_{Si}}$$

ここに、

T_G : 地盤の特性値 (s)

H_i : i 番目の地層の厚さ (m)

V_{Si} : i 番目の地層の平均せん断弾性波速度 (m/s)

ただし、実測値がない場合は次式から求めても良い。

$$\text{粘性土層の場合 } V_{Si} = 100N_i^{1/3} \quad (1 \leq N_i \leq 25)$$

$$\text{砂質土層の場合 } V_{Si} = 80N_i^{1/3} \quad (1 \leq N_i \leq 50)$$

$$\text{土質に関わらず } N_i = 0 \text{ のとき } V_{Si} = 50$$

N_i : 標準貫入試験による i 番目の地層の N 値

i : 当該地盤が地表面から基盤面まで n 層に区分されるとき
地表面から i 番目の地層の番号

耐震設計上の地盤種別

地盤種別	地盤の特性値 T_G (s)
種	$T_G < 0.2$
種	$0.2 \leq T_G < 0.6$
種	$T_G \geq 0.6$

ここで、設計条件の耐震設計上の地盤種別を判定すると次のようになる。

土層 番号	深度 (m)	土質名	H_i (m)	N 値	V_{Si} (m/s)	H_i/V_{Si} (s)
1	0.500	砂質土	0.500	2.000	100.794	0.00496
2	3.300	砂質土	2.800	5.000	136.798	0.02047
3	5.200	粘性土	1.900	3.000	144.225	0.01317
4	8.500	砂質土	3.300	10.000	172.355	0.01915
5	20.700	粘性土	12.200	2.000	125.992	0.09683
6	24.700	砂質土	4.000	12.000	183.154	0.02184
						0.17642

よって、地盤の特性値 T_G は、次のようになる。

$$T_G = 4 \sum_{i=1}^n \frac{H_i}{V_{Si}} = 4 \times 0.17642 = 0.706 \text{ (s)}$$

ゆえに、表層地盤の種別は 種 とする。

2-3 表層地盤の固有周期

表層地盤の固有周期は、次式により求める。

$$T_s = 1.25 \times T_G$$

ここに、

T_s : 表層地盤の固有周期 (s)

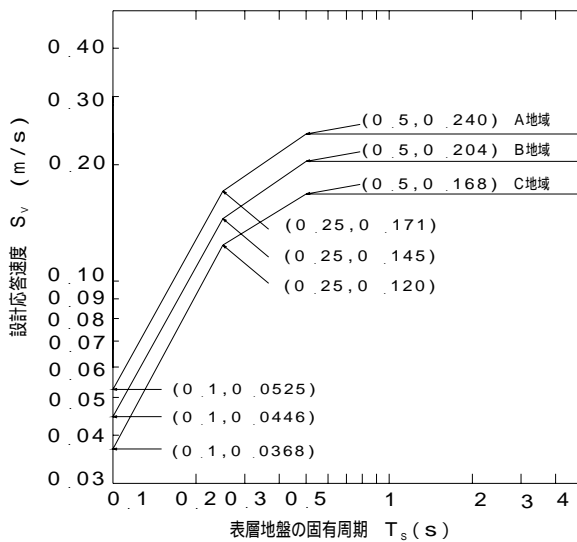
T_G : 地盤の特性値 (s)

よって、表層地盤の固有周期 T_s は、次のようになる。

$$T_s = 1.25 \times 0.706 = 0.883 \text{ (s)}$$

2-4 設計応答速度

設計応答速度は、表層地盤の固有周期 T_s より次の図から求める。



よって、

$$\text{レベル1地震動} : S_v = 0.24000 \text{ (m/s)}$$

2-5 表層地盤のせん断弾性波速度

表層地盤のせん断弾性波速度は、次式により求める。

$$V_{Ds} = \frac{4 \cdot H}{T_s}$$

ここに、

V_{Ds} : 表層地盤のせん断弾性波速度 (m/s)

H : 表層地盤の厚さ (m)

T_s : 表層地盤の固有周期 (s)

よって、表層地盤のせん断弾性波速度は、次のようになる。

$$\begin{aligned} V_{Ds} &= \frac{4 \cdot H}{T_s} \\ &= \frac{4 \times 24.700}{0.883} \\ &= 111.955 \text{ (m/s)} \end{aligned}$$

2-6 表層地盤のせん断変形係数

表層地盤のせん断変形係数は、次式により求める。

$$G_s = \frac{\gamma_{eq} \cdot V_{Ds}^2}{g}$$

ここに、

G_s : 表層地盤のせん断変形係数 (kN/m²)

γ_{eq} : 表層地盤の換算単位体積重量 (kN/m³)

g : 重力加速度 (m/s²)

V_{Ds} : 表層地盤のせん断弾性波速度 (m/s)

よって、表層地盤のせん断変形係数は、次のようになる。

$$\begin{aligned} G_s &= \frac{\gamma_{eq} \cdot V_{Ds}^2}{g} \\ &= \frac{16.45}{9.8} \times 111.955^2 \\ &= 21038.18 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

2-7 地盤の剛性係数

地盤の剛性係数は、次式により求める。

$$K_1 = C_1 \cdot G_s$$

$$K_2 = C_2 \cdot G_s$$

$$K_3 = C_3 \cdot G_s$$

ここに、

K_1 : 軸方向の地盤の剛性係数 (kN/m²)

K_2 : 水平方向の地盤の剛性係数 (kN/m²)

K_3 : 鉛直方向の地盤の剛性係数 (kN/m²)

G_s : 表層地盤のせん断変形係数 (kN/m²)

C_1, C_2, C_3 : 地盤の剛性係数に対する係数

よって、地盤の剛性係数は、次のようになる。

$$K_1 = C_1 \cdot G_s = 1.000 \times 21038.18 = 21038.18 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$K_2 = C_2 \cdot G_s = 1.000 \times 21038.18 = 21038.18 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$K_3 = C_3 \cdot G_s = 3.000 \times 21038.18 = 63114.55 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

以上の結果より、表層地盤を一層系にした場合の諸定数値を次に示す。

表層地盤を一層系にした場合の諸定数値

項 目		数 値
表層地盤の厚さ	H (m)	24.700
表層地盤の換算単位体積重量	γ_{eq} (kN/m ³)	16.45
地盤の特性値	T_G (s)	0.706
表層地盤の固有周期	T_s (s)	0.883
表層地盤のせん断弾性波速度	V_{DS} (m/s)	111.955
表層地盤のせん断変形係数	G_s (kN/m ²)	21038.18
地盤の剛性係数(軸方向)	K_1 (kN/m ²)	21038.18
地盤の剛性係数(軸直角水平方向)	K_2 (kN/m ²)	21038.18
地盤の剛性係数(軸直角鉛直方向)	K_3 (kN/m ²)	63114.55
設計応答速度(レベル1地震動時)	S_v (m/s)	0.24000

3 地震振動の波長・変位振幅の計算

3-1 地震振動の波長

地震振動の波長は、調和平均の考え方を採用し次式により求める。

$$L = \frac{2L_1 \cdot L_2}{L_1 + L_2}$$

$$L_1 = V_{DS} \cdot T_s = 4H$$

$$L_2 = V_{BS} \cdot T_s$$

ここに、

L : 地震振動の波長 (m)

T_s : 表層地盤の固有周期 (s)

V_{DS} : 表層地盤のせん断弾性波速度 (m/s)

V_{BS} : 基盤のせん断弾性波速度 (m/s)

H : 表層地盤の厚さ (m)

よって、

$$L_1 = V_{DS} \cdot T_s = 111.955 \times 0.883 = 98.800 \text{ (m)}$$

$$L_2 = V_{BS} \cdot T_s = 300.000 \times 0.883 = 264.750 \text{ (m)}$$

$$L = \frac{2L_1 \cdot L_2}{L_1 + L_2} = \frac{2 \times 98.800 \times 264.750}{98.800 + 264.750} = 143.899 \text{ (m)}$$

3-2 地盤の変位振幅

応答変位法による耐震計算法では、地盤の変位振幅を次式により求める。

$$U_h(Z) = \frac{2}{2} \cdot S_v \cdot T_s \cdot \cos \frac{Z}{2H}$$

$$U_v(Z) = \frac{1}{2} U_h(Z)$$

ここに、

$U_h(Z)$: 地表面から深さ Z (m)における水平方向の変位振幅 (m)

$U_v(Z)$: 地表面から深さ Z (m)における鉛直方向の変位振幅 (m)

S_v : 設計応答速度 = 0.24000 (m/s)

T_s : 表層地盤の固有周期 = 0.883 (s)

H : 表層地盤の厚さ = 24.700 (m)

よって、地盤の変位振幅は、次のようになる。

	深さ Z (m)	水平方向の変位振幅 $U_h(Z)$ (m)	鉛直方向の変位振幅 $U_v(Z)$ (m)
地表面	0.000	0.04292	
躯体重心位置	2.180	0.04251	0.02125
マンホールの深さ	3.360	0.04194	

4 P C 鋼材導入力

P C 鋼材の有効引張応力度(設計荷重作用時)は、片引きとし次式により算出する。

$$p_e = p_t^*$$

$$p_t = p_i \cdot e^{-(\mu \cdot \theta + \alpha \cdot l)}$$

ここに、

- p_e : P C 鋼材の有効引張応力度(設計荷重作用時) (N/mm²)
- p_t : プレストレス導入直後の引張応力度 (N/mm²)
- p_i : P C 鋼材の有効係数
- μ : 初期緊張力による引張応力度 (N/mm²)
- θ : P C 鋼材の角変化1ラジアンあたりの摩擦係数
- α : P C 鋼材の角変化 (rad)
- l : P C 鋼材の長さ1mあたりの摩擦係数
- l : 定着具間距離 (m)

よって、P C 鋼材の有効引張応力度は、次のようになる。

$$p_t = p_i \cdot e^{-(\mu \cdot \theta + \alpha \cdot l)}$$

$$= 346.0 \times e^{-(0.300 \times 0.000 + 0.003 \times 6.000)} = 339.8 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$p_e = p_t^*$$

$$= 339.8 \times 0.850 = 288.9 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

5 等価剛性の算出

5-1 等価軸剛性

等価軸剛性は、次式により求める。

$$(EA)_{eq} = n_p k_p [B(n_c - 2) + (1/2 \cdot B - b)] + E_c A_c \quad (P < P_e) : \text{離間前}$$

$$= n_p k_p [B(n_c - 2) + (1/2 \cdot B - b)] \quad (P \geq P_e) : \text{離間後}$$

$$A = \frac{(EA)_{eq}}{E_c}$$

ここに、

$(EA)_{eq}$: 等価軸剛性 (kN)

n_p : 縦締め P C 鋼材の本数 (本)

k_p : 縦締め P C 鋼材の1本あたりの引張剛性(kN/m)で、次式により求める。

$$k_p = \frac{E_p A_p}{B(n_c - 2) + (1/2 \cdot B - b)}$$

B : 1ピースあたりの長さ (m)

n_c : 1ブロックのピース数

b : P C 鋼材を緊張定着する切り欠き部の長さ (m)

E_c : コンクリートのヤング係数 (kN/m²)

A_c : コンクリートの断面積 (m²)

A : 断面積 (m²)

E_p : P C 鋼材のヤング係数 (kN/m²)

A_p : P C 鋼材の1本あたりの断面積 (m²)

よって、等価軸剛性は、次のようになる。

(1)離間前($P < P_e$)

$$\begin{aligned} k_p &= \frac{E_p A_p}{B(n_c - 2) + (1/2 \cdot B - b)} \\ &= \frac{2.000 \times 10^8 \times 346.40 \times 10^{-6}}{2.000 \times (26 - 2) + (1/2 \times 2.000 - 0.250)} \\ &= 1421.13 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} (EA)_{eq} &= n_p k_p [B(n_c - 2) + (1/2 \cdot B - b)] + E_c A_c \\ &= 4 \times 1421.13 \times [2.000 \times (26 - 2) + (1/2 \times 2.000 - 0.250)] \\ &\quad + 2.950 \times 10^7 \times 1.475200 \\ &= 43795520 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A &= \frac{(EA)_{eq}}{E_c} = \frac{43795520}{2.950 \times 10^7} \\ &= 1.484594 \text{ (m}^2\text{)} \end{aligned}$$

(2)離間後($P = P_e$)

k_p は、離間前と同様とする。

$$\begin{aligned} (EA)_{eq} &= n_p k_p [B(n_c - 2) + (1/2 \cdot B - b)] \\ &= 4 \times 1421.13 \times [2.000 \times (26 - 2) + (1/2 \times 2.000 - 0.250)] \\ &= 277120 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

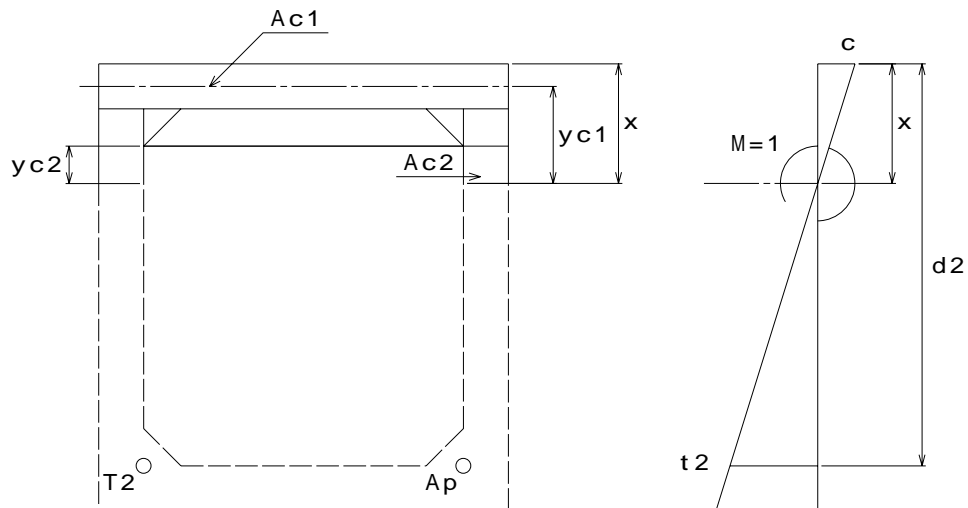
$$\begin{aligned} A &= \frac{(EA)_{eq}}{E_c} = \frac{277120}{2.950 \times 10^7} \\ &= 0.009394 \text{ (m}^2\text{)} \end{aligned}$$

5-2 等価曲げ剛性

(1)回転ばね定数の算出

1)水平方向

力の釣り合いから、コンクリートおよびP C鋼材のひずみを考え、単位モーメント当たりの回転ばね定数を次のように求める。



断面2次モーメントの計算

力の釣り合いより、

$$A_c \cdot y_c = A_{c1} \cdot y_{c1} + 2A_{c2} \cdot y_{c2}$$

$$A_c \cdot y_c = E_p/E_c \cdot \sum_{i=1}^n n_p(i) \cdot A_p \cdot (d(i) - x)$$

鋼材配置より、圧縮縁から中立軸までの距離 x_n を求めると次式が導かれる。

a) 左側壁が圧縮側の場合

$$2.360 \times x \times (x - x/2) \\ = 2.000 \times 10^8 / 2.950 \times 10^7 \times [2 \times 0.00034640 \times (0.203 - x) \\ + 2 \times 0.00034640 \times (2.117 - x)]$$

$$1.180 \cdot x^2 + 0.00939 \cdot x - 0.01090 = 0 \text{ より、} x \text{ を求めると、} \\ x_n = 0.09220 \text{ となる。}$$

次に断面2次モーメントを求めると、

	A_c	y_c	$A_c \cdot y_c$	$A_c \cdot y_c^2$	I'
コンクリート	0.21759	0.04610	0.01003	0.00046	0.00015
P C 鋼材	0.00470	0.20300	0.00095	0.00019	
	0.00470	2.11700	0.00994	0.02105	
合計	0.22698		0.02093	0.02171	0.00015

$$y_c = 0.09220 \text{ (m)} \quad I_e = 0.01993 \text{ (m}^4\text{)}$$

b) 右側壁が圧縮側の場合

$$2.360 \times x \times (x - x/2) \\ = 2.000 \times 10^8 / 2.950 \times 10^7 \times [2 \times 0.00034640 \times (0.203 - x) \\ + 2 \times 0.00034640 \times (2.117 - x)]$$

$$1.180 \cdot x^2 + 0.00939 \cdot x - 0.01090 = 0 \text{ より、} x \text{ を求めると、} \\ x_n = 0.09220 \text{ となる。}$$

次に断面2次モーメントを求めると、

	A_c	y_c	$A_c \cdot y_c$	$A_c \cdot y_c^2$	I'
コンクリート	0.21759	0.04610	0.01003	0.00046	0.00015
P C 鋼材	0.00470	0.20300	0.00095	0.00019	
	0.00470	2.11700	0.00994	0.02105	
合計	0.22698		0.02093	0.02171	0.00015

$$y_c = 0.09220 \text{ (m)} \quad I_e = 0.01993 \text{ (m}^4\text{)}$$

左側壁のコンクリートが圧縮断面になる方を採用して、以後の検討を行う。ゆえに、

$$y_c = 0.09220 \text{ (m)} \quad I_e = 0.01993 \text{ (m}^4\text{)}$$

となる。

次に、引張鋼材図心作用位置での単位曲げモーメントあたりの引張ひずみ、変位、回転角を求め、ボックスカルバート目地部の回転ばね定数を算出する。

$$\begin{aligned} k &= M / \\ &= \theta' / (d - x) \\ \theta' &= \theta / (n_c - 1) \\ &= T / (n_{p2} k_p) \\ T &= E_p \cdot \epsilon \cdot n_{p2} A_p \\ \epsilon &= \frac{M}{E_c \cdot I_e} (d - x) \end{aligned}$$

ここに、

- k : ボックスカルバート目地部の回転ばね定数 (kN・m/rad)
- M : 単位曲げモーメント (kN・m)
- θ : 目地部断面での単位モーメントあたりの回転角 (rad)
- θ' : ボックスカルバート1ピース分の変位 (m)
- d : 圧縮縁から引張側 P C 鋼材重心位置までの距離 (m)
- x : 圧縮縁から中立軸までの距離 (m)
- ϵ : 継手間隔内の部材中央の変位 (m)
- n_c : 1ブロックのピース数 (本)
- T : P C 鋼材の1本あたりの引張力 (kN)
- n_{p2} : 引張側 P C 鋼材の本数 (本)
- k_p : P C 鋼材の1本あたりの引張剛性 (kN/m)
- E_p : P C 鋼材のヤング係数 (kN/m²)
- ϵ : コンクリートの引張ひずみ
- A_p : P C 鋼材の断面積 (m²)
- E_c : コンクリートのヤング係数 (kN/m²)
- I_e : 断面2次モーメント (m⁴)

よって、ボックスカルバート目地部の回転ばね定数は、次のようになる。

$$\begin{aligned} \epsilon &= \frac{M}{E_c \cdot I_e} (d - x) \\ &= \frac{10}{2.950 \times 10^7 \times 0.01993} (2.117 - 0.09220) \\ &= 3.444 \times 10^{-5} \\ T &= E_p \cdot \epsilon \cdot n_{p2} A_p \\ &= 2.000 \times 10^8 \times 3.444 \times 10^{-5} \times 2 \times 346.40 \times 10^{-6} \\ &= 4.77 \text{ (kN)} \\ &= T / (n_{p2} k_p) \\ &= 4.77 / (2 \times 1421.13) \\ &= 1.679 \times 10^{-3} \text{ (m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\theta &= \delta / (n_c - 1) \\ &= 1.679 \times 10^{-3} / (26 - 1) \\ &= 6.715 \times 10^{-5} \text{ (m)} \\ &= \delta' / (d - x) \\ &= 6.715 \times 10^{-5} / (2.117 - 0.09220) \\ &= 3.317 \times 10^{-5} \text{ (rad)}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}k &= M / \theta \\ &= 10 / (3.317 \times 10^{-5}) \\ &= 3.015 \times 10^5 \text{ (kN}\cdot\text{m/rad)}\end{aligned}$$

2)鉛直方向

水平方向と同様に、圧縮縁から中立軸までの距離 x_v を求めると、下記式が導かれる。

a) 頂版が圧縮側の場合

$$2.320 \times x \times (x - x/2) \\ = 2.000 \times 10^8 / 2.950 \times 10^7 \times [2 \times 0.00034640 \times (0.223 - x) \\ + 2 \times 0.00034640 \times (2.137 - x)]$$

$$1.160 \cdot x^2 + 0.00939 \cdot x - 0.01108 = 0 \text{ より、} x \text{ を求めると、} \\ x_v = 0.09379 \text{ となる。}$$

次に断面2次モーメントを求めると、

	A_c	y_c	$A_c \cdot y_c$	$A_c \cdot y_c^2$	I'
コンクリート	0.21759	0.04689	0.01020	0.00048	0.00016
P C 鋼材	0.00470	0.22300	0.00105	0.00023	
	0.00470	2.13700	0.01004	0.02145	
合計	0.22698		0.02129	0.02216	0.00016

$$y_c = 0.09379 \text{ (m)} \quad I_e = 0.02032 \text{ (m}^4\text{)}$$

b) 底版が圧縮側の場合

$$2.320 \times x \times (x - x/2) \\ = 2.000 \times 10^8 / 2.950 \times 10^7 \times [2 \times 0.00034640 \times (0.223 - x) \\ + 2 \times 0.00034640 \times (2.137 - x)]$$

$$1.160 \cdot x^2 + 0.00939 \cdot x - 0.01108 = 0 \text{ より、} x \text{ を求めると、} \\ x_v = 0.09379 \text{ となる。}$$

次に断面2次モーメントを求めると、

	A_c	y_c	$A_c \cdot y_c$	$A_c \cdot y_c^2$	I'
コンクリート	0.21759	0.04689	0.01020	0.00048	0.00016
P C 鋼材	0.00470	0.22300	0.00105	0.00023	
	0.00470	2.13700	0.01004	0.02145	
合計	0.22698		0.02129	0.02216	0.00016

$$y_c = 0.09379 \text{ (m)} \quad I_e = 0.02032 \text{ (m}^4\text{)}$$

頂版のコンクリートが圧縮断面になる方を採用して、以後の検討を行う。ゆえに、

$$y_c = 0.09379 \text{ (m)} \quad I_e = 0.02032 \text{ (m}^4\text{)}$$

となる。

よって、ボックスカルバート目地部の回転ばね定数は、次のようになる。

$$\begin{aligned} t &= \frac{M}{E_c I_e} (d - x) \\ &= \frac{10}{2.950 \times 10^7 \times 0.02032} (2.137 - 0.09379) \\ &= 3.408 \times 10^{-5} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T &= E_p \cdot t \cdot n_p z^2 A_p \\ &= 2.000 \times 10^8 \times 3.408 \times 10^{-5} \times 2 \times 346.40 \times 10^{-6} \\ &= 4.72 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} &= T / (n_p z^2 k_p) \\ &= 4.72 / (2 \times 1421.13) \\ &= 1.661 \times 10^{-3} \text{ (m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \theta &= \delta / (n_c - 1) \\ &= 1.661 \times 10^{-3} / (26 - 1) \\ &= 6.645 \times 10^{-5} \text{ (m)} \\ &= \delta' / (d - x) \\ &= 6.645 \times 10^{-5} / (2.137 - 0.09379) \\ &= 3.252 \times 10^{-5} \text{ (rad)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} k &= M / \theta \\ &= 10 / (3.252 \times 10^{-5}) \\ &= 3.075 \times 10^5 \text{ (kN}\cdot\text{m/rad)} \end{aligned}$$

(2)等価曲げ剛性の算出

等価曲げ剛性の算出方法は、目地部を回転ばねに置き換えた単純梁モデルの材端に単位モーメント荷重を作用させ(図 - (a))、梁中央における変位量を回転モーメント荷重が作用する単純梁(図 - (b))に置き換えて断面2次モーメントを逆算にて求める。

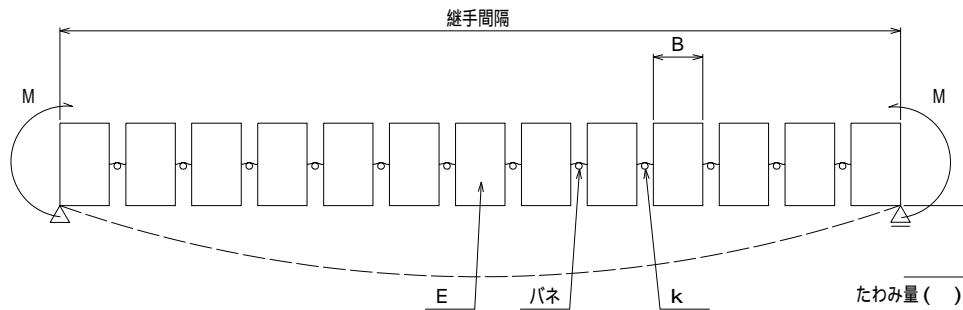


図 - (a)

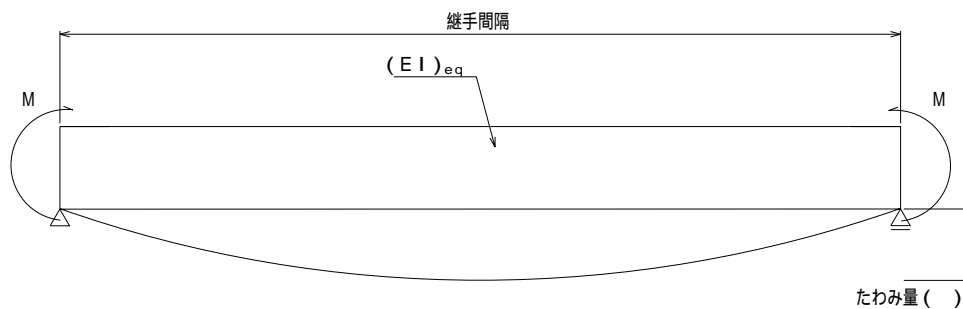


図 - (b)

等価曲げ剛性の算出

前項で求めた水平・鉛直方向の回転ばねを用いて変位量を計算すると、

$$\text{変位量(水平)} = 2.897 \times 10^{-3} \text{ (m)}$$

$$\text{(鉛直)} = 2.836 \times 10^{-3} \text{ (m)}$$

となり、単純梁に回転モーメント荷重を作用させたときの断面2次モーメントを逆算する。

1) 水平方向

水平方向の断面2次モーメントを求めると、下記式が与えられる。

$$= \frac{L_s^2}{6E \cdot I} \left(M \left(\frac{2x}{L_s} - \frac{3x^2}{L_s^2} + \frac{x^3}{L_s^3} \right) + M \left(\frac{x}{L_s} - \frac{x^3}{L_s^3} \right) \right)$$

ここで、ボックスカルバート1ブロックの半分の長さ $x = 25.000$ (m)を上式に代入すると、

$$= 18750.000 / (6 \times 2.950 \times 10^7 \times I_h) \text{ となり、}$$

$$= 2.897 \times 10^{-3} \text{ を代入して } I_h \text{ を求めると、}$$

$$I_h = 0.03657 \text{ (m}^4\text{) となる。}$$

2) 鉛直方向

水平方向と同様に、

$$= 18750.000 / (6 \times 2.950 \times 10^7 \times I_v) \text{ となり、}$$

$$= 2.836 \times 10^{-3} \text{ を代入して } I_v \text{ を求めると、}$$

$$I_v = 0.03735 \text{ (m}^4\text{) となる。}$$

以上の結果により、ボックスカルバートの断面の諸定数を次に示す。

ボックスカルバートの断面の諸定数

断面の諸定数		離間前	離間後
断面積	A (m ²)	1.484594	0.009394
断面2次モーメント(水平面内)	I _h (m ⁴)	1.12248	0.03657
断面2次モーメント(鉛直面内)	I _v (m ⁴)	1.20789	0.03735
等価軸剛性	(EA) _{eq} (kN)	43795520	277120
等価曲げ剛性(水平面内)	(EI _h) _{eq} (kN・m ²)	33113160	1078755
等価曲げ剛性(鉛直面内)	(EI _v) _{eq} (kN・m ²)	35632755	1101957

6 地震時断面力の算出

地震時断面力は、次式により算出する。

$$P_h = {}_1 \cdot C_{x1} \cdot \frac{(EA)_{eq}}{L} \cdot U_h$$

$$P_v = {}_1 \cdot C_{x1} \cdot \frac{(EA)_{eq}}{L} \cdot \frac{U_h + U_v}{2}$$

$$M_h = {}_2 \cdot C_{x2} \cdot \frac{4}{L^2} \cdot (EI_h)_{eq} \cdot U_h$$

$$M_v = {}_3 \cdot C_{x3} \cdot \frac{4}{L^2} \cdot (EI_v)_{eq} \cdot U_v$$

ここに、

P_h, P_v : 水平面内および鉛直面内の地盤振動による地震時軸力 (kN)

M_h, M_v : 水平面内および鉛直面内の地盤振動による地震時曲げモーメント (kN・m)

$(EA)_{eq}$: 等価軸剛性 (kN)

$(EI_h)_{eq}, (EI_v)_{eq}$: 水平方向および鉛直方向の等価曲げ剛性 (kN・m²)

L : 地震振動の波長 (m)

U_h, U_v : 水平方向および鉛直方向の地盤の変位振幅 (m)

${}_1, {}_2, {}_3$: 縦断方向、水平面内および鉛直面内に生じる地震時地盤ひずみの構造物に対する伝達率で次式により求める。

$${}_1 = \frac{1}{1 + \left(\frac{2}{{}_1 \cdot L'} \right)^2}$$

$${}_2 = \frac{1}{1 + \left(\frac{2}{{}_2 \cdot L} \right)^4}$$

$${}_3 = \frac{1}{1 + \left(\frac{2}{{}_3 \cdot L} \right)^4}$$

ここで、

$${}_1 = \sqrt{\frac{K_1}{(EA)_{eq}}}$$

$${}_2 = 4 \sqrt{\frac{K_2}{(EI_h)_{eq}}}$$

$${}_3 = 4 \sqrt{\frac{K_3}{(EI_v)_{eq}}}$$

$$L' = \sqrt{2} \cdot L$$

C_{x1}, C_{x2}, C_{x3} : 可とう性継手による断面力低減係数

K_1, K_2, K_3 : 縦断方向、水平面内および鉛直面内の地盤の剛性係数 (kN/m²)

ここで、可とう性継手による断面力低減係数は、次式により算出する。

$$C_{x1} = \frac{\sqrt{\beta^2 + \alpha^2}}{\exp(\alpha \cdot \beta L') - \exp(-\alpha \cdot \beta L')}$$

$$C_{x2}, C_{x3} = \sqrt{\beta^2 + \alpha^2}$$

$$= \frac{L_s}{L}$$

$$\beta = \frac{L_s}{L'}$$

$$\mu = \frac{L_s}{2L}$$

$$\mu' = \frac{L_s}{2L'}$$

$$\begin{aligned} 1 &= [\exp(-\alpha \cdot \beta L') - \cos(2 \cdot \beta L')] \exp(\mu' \cdot \beta L') \\ &\quad - [\exp(\alpha \cdot \beta L') - \cos(2 \cdot \beta L')] \exp(-\mu' \cdot \beta L') \\ &\quad + 2 \sinh(\alpha \cdot \beta L') \cos(2 \cdot \beta L') \end{aligned}$$

$$2 = 2 \sinh(2 \cdot \beta L') \sinh(\mu' \cdot \beta L') - 2 \sin(2 \cdot \beta L') \sinh(\mu' \cdot \beta L')$$

$$3 = f_3 e_3 - f_1 e_2 - f_4 e_1 - \sin(2 \cdot \beta L')$$

$$4 = e_4 + f_2 e_3 - f_2 e_2 - f_5 e_1 - \cos(2 \cdot \beta L')$$

ここに、

L_s : 継手間隔 (m)

さらに、 $f_1 \sim f_5, e_1 \sim e_4$ を次に示す。

$$f_1 = \frac{1}{4} \left[\{ C_1(C_4 - C_1) - C_3(C_3 + C_2) - C_1 \cos(2 \cdot) \} \frac{2}{L} + (C_3 + C_2) \sin(2 \cdot) \right]$$

$$f_2 = \frac{1}{4} \left[C_1(C_3 - C_2) - C_4(C_3 + C_2) + (C_3 + C_2) \cos(2 \cdot) + C_1 \frac{2}{L} \sin(2 \cdot) \right]$$

$$f_3 = \frac{1}{4} \left[\{ C_1(C_4 + C_1) - C_2(C_3 + C_2) - C_1 \cos(2 \cdot) \} \frac{2}{L} + (C_3 + C_2) \sin(2 \cdot) \right]$$

$$f_4 = \frac{1}{4} \left[\{ C_3(C_4 + C_1) - C_2(C_4 - C_1) + (C_2 - C_3) \cos(2 \cdot) \} \frac{2}{L} - 2C_1 \sin(2 \cdot) \right]$$

$$f_5 = \frac{1}{4} \left[(C_3 - C_2)^2 + 2C_1C_4 - 2C_1 \cos(2 \cdot) - (C_2 - C_3) \frac{2}{L} \sin(2 \cdot) \right]$$

$$= (C_3 + C_2)(C_3 - C_2) + 2C_1^2$$

$$C_1 = \sin(\cdot \cdot L) \sinh(\cdot \cdot L)$$

$$C_2 = \sin(\cdot \cdot L) \cosh(\cdot \cdot L)$$

$$C_3 = \cos(\cdot \cdot L) \sinh(\cdot \cdot L)$$

$$C_4 = \cos(\cdot \cdot L) \cosh(\cdot \cdot L)$$

$$e_1 = \sin(\mu \cdot \cdot L) \sinh(\mu \cdot \cdot L)$$

$$e_2 = \sin(\mu \cdot \cdot L) \cosh(\mu \cdot \cdot L)$$

$$e_3 = \cos(\mu \cdot \cdot L) \sinh(\mu \cdot \cdot L)$$

$$e_4 = \cos(\mu \cdot \cdot L) \cosh(\mu \cdot \cdot L)$$

$$= 4 \sqrt{\frac{K_2}{4(EI_h)_{eq}}} \quad (\text{水平面内})$$

$$= 4 \sqrt{\frac{K_3}{4(EI_v)_{eq}}} \quad (\text{鉛直面内})$$

なお、地震時軸力と地震時曲げモーメントを同時に受ける場合には、地盤振動の方向、位相関係などを考慮して、地震時断面力を以下のように重ね合わせるものとする。

水平面内

$$P_h' = 1/\sqrt{2} \cdot P$$

$$M_h' = 1/\sqrt{2} \cdot M_h$$

鉛直面内

$$P_v' = 1/\sqrt{2} \cdot P$$

$$M_v' = 1/\sqrt{2} \cdot M_v$$

ここに、

$$P = \sqrt{2 \cdot P_h'^2 + 2 \cdot P_v'^2}$$

7 地震時軸力に対する検討

7-1 目地の離間有無の判定

目地の離間有無の判定は、次式により行う。

$P' = P_e$: 目地が離間するとみなす場合

$P' < P_e$: 目地が離間しないとみなす場合

ここに、

P' : ボックスカルバートに発生する地震時軸力 (kN)

P_e : プレキャストボックスカルバートの縦締め有効緊張力(kN)で次式により求める。

$$P_e = p_e \cdot A_p \cdot n_p$$

p_e : P C 鋼材の有効引張応力度 (N/mm²)

A_p : P C 鋼材の断面積 (mm²)

n_p : P C 鋼材の本数

よって、

$$L' = \sqrt{2} \cdot L = \sqrt{2} \times 143.899 \\ = 203.504 \text{ (m)}$$

$$\gamma = \sqrt{\frac{K_1}{(EA)_{eq}}} = \sqrt{\frac{21038.18}{43795520}} \\ = 2.192 \times 10^{-2}$$

$$\beta = \frac{1}{1 + \left(\frac{2}{\gamma \cdot L'}\right)^2} = \frac{1}{1 + \left(\frac{2}{2.192 \times 10^{-2} \times 203.504}\right)^2} \\ = 0.3351$$

$$\beta \cdot \frac{L_s}{L'} = \frac{50.000}{203.504} = 0.24569$$

$$\mu \cdot \frac{L_s}{2L'} = \frac{50.000}{2 \times 203.504} = 0.12285$$

$$\beta \cdot \gamma \cdot L' = 0.24569 \times 2.192 \times 10^{-2} \times 203.504 = 1.096 \times 10^0$$

$$\mu \cdot \gamma \cdot L' = 0.12285 \times 2.192 \times 10^{-2} \times 203.504 = 5.479 \times 10^{-1}$$

$$2 \beta \cdot \frac{L_s}{L'} = 2 \times 0.24569 = 1.54375$$

$$2 \mu \cdot \frac{L_s}{L'} = 2 \times 0.12285 = 0.77187$$

$$\begin{aligned}
1 &= [\exp(-\beta \cdot \alpha L') - \cos(2 \cdot \beta \cdot \alpha')] \exp(\mu \cdot \alpha L') \\
&\quad - [\exp(\beta \cdot \alpha L') - \cos(2 \cdot \beta \cdot \alpha')] \exp(-\mu \cdot \alpha L') \\
&\quad + 2 \sinh(\beta \cdot \alpha L') \cos(2 \cdot \beta \cdot \alpha') \\
&= [\exp(-1 \times 1.096 \times 10^0) - \cos(1.54375)] \times \exp(5.479 \times 10^{-1}) \\
&\quad - [\exp(1.096 \times 10^0) - \cos(1.54375)] \times \exp(-1 \times 5.479 \times 10^{-1}) \\
&\quad + 2 \sinh(1.096 \times 10^0) \cos(0.77187) \\
&= 0.72173
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
2 &= 2 \sin(2 \cdot \beta \cdot \alpha') \sinh(\mu \cdot \alpha L') - 2 \sin(2 \cdot \beta \cdot \alpha') \sinh(\beta \cdot \alpha L') \\
&= 2 \times \sin(1.54375) \times \sinh(5.479 \times 10^{-1}) \\
&\quad - 2 \times \sin(0.77187) \times \sinh(1.096 \times 10^0) \\
&= -0.70246
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
C_{x1} &= \frac{\sqrt{\beta^2 + \mu^2}}{\exp(\beta \cdot \alpha L') - \exp(-\beta \cdot \alpha L')} \\
&= \frac{\sqrt{(0.72173)^2 + (-0.70246)^2}}{\exp(1.096 \times 10^0) - \exp(-1 \times 1.096 \times 10^0)} \\
&= 0.3790
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
P_h &= \alpha C_{x1} \frac{(EA)_{eq}}{L} \cdot U_h \\
&= 0.3351 \times 0.3790 \times \frac{43795520}{143.899} \times 0.04251 \\
&= 5161.10 \text{ (kN)}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
P_v &= \alpha C_{x1} \frac{(EA)_{eq}}{L} \cdot \frac{U_h + U_v}{2} \\
&= 0.3351 \times 0.3790 \times \frac{43795520}{143.899} \times \frac{0.04251 + 0.02125}{2} \\
&= 3870.83 \text{ (kN)}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
P &= \sqrt{2P_h^2 + 2P_v^2} \\
&= \sqrt{2 \times 5161.10^2 + 2 \times 3870.83^2} \\
&= 9123.62 \text{ (kN)}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
P' &= 1/\sqrt{2} \cdot P \\
&= 1/\sqrt{2} \times 9123.62 \\
&= 6451.38 \text{ (kN)}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
P_e &= p_e \cdot A_p \cdot \Pi_p \\
&= 288.9 \times 10^3 \times 346.40 \times 10^{-6} \times 4 \\
&= 400.24 \text{ (kN)}
\end{aligned}$$

$$P' = 6451.38 \quad P_e = 400.24 \text{ (kN)}$$

すなわち地震時において目地は離間するとみなす。

7-2 地震時軸力の計算

前項の判定に基づいて、目地が離間すると見なし、可とう性継手を設けた場合の縦断方向の断面力低減係数を1.0とすると、地震時軸力は次のようになる。

$$\begin{aligned} \alpha &= \sqrt{\frac{K_1}{(EA)_{eq}}} = \sqrt{\frac{21038.18}{277120}} \\ &= 2.755 \times 10^{-1} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \beta &= \frac{1}{1 + \left(\frac{2}{\alpha \cdot L'}\right)^2} = \frac{1}{1 + \left(\frac{2}{2.755 \times 10^{-1} \times 203.504}\right)^2} \\ &= 0.9876 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_h &= \alpha \cdot \frac{(EA)_{eq}}{L} \cdot U_h \\ &= 0.9876 \times \frac{\times 277120}{143.899} \times 0.04251 \\ &= 253.99 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_v &= \alpha \cdot \frac{(EA)_{eq}}{L} \cdot \frac{U_h + U_v}{2} \\ &= 0.9876 \times \frac{\times 277120}{143.899} \times \frac{0.04251 + 0.02125}{2} \\ &= 190.49 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P &= \sqrt{2P_h^2 + 2P_v^2} \\ &= \sqrt{2 \times 253.99^2 + 2 \times 190.49^2} \\ &= 448.99 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P' &= 1/\sqrt{2} \cdot P \\ &= 1/\sqrt{2} \times 448.99 \\ &= 317.48 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

7-3 P C 鋼材応力度の検討

P C 鋼材応力度の検討は、次式により行う。

$$T_n = \frac{P' + P_e}{n_p} \quad P_a$$

ここに、

T_n : P C 鋼材1本あたりに作用する引張力 (kN)

P' : ボックスカルバートに発生する地震時軸力 (kN)

P_e : プレキャストボックスカルバートの縦締め有効緊張力 (kN)

n_p : P C 鋼材の本数

P_a : P C 鋼材の地震時許容引張力(kN)で次式により求める。

$$P_a = 0.9 \cdot \rho_y \cdot A_p \quad (\text{レベル1地震動時})$$

$$= \rho_y \cdot A_p \quad (\text{レベル2地震動時})$$

ρ_y : P C 鋼材の降伏点応力度 (kN/m²)

A_p : P C 鋼材1本あたりの断面積 (m²)

よって、

$$\begin{aligned} T_n &= \frac{P' + P_e}{n_p} \\ &= \frac{317.48 + 400.24}{4} \end{aligned}$$

$$= 179.43 \text{ (kN)}$$

$$P_a = 0.9 \times \rho_y \cdot A_p$$

$$= 0.9 \times 930000.0 \times 346.40 \times 10^{-6}$$

$$= 289.94 \text{ (kN)}$$

$$T_n = 179.43 \text{ (kN)} \quad P_a = 289.94 \text{ (kN)} \quad \dots\dots\dots <OK>$$

7-4 目地開き量の検討

目地開き量の検討は、次式により行う。

$$W = \frac{P'}{k_p \cdot n_p \cdot (n_c - 1)} \quad W_a$$

ここに、

- W : 地震時軸力により生じる1箇所あたりの目開き量 (mm)
 P' : ボックスカルバートに発生する地震時軸力 (kN)
 k_p : PC鋼材1本あたりの引張剛性 (kN/m)
 n_p : PC鋼材の本数
 n_c : 1ブロックのピース数
 W_a : 目地材の性能から決まる許容目開き量 (mm)

よって、

$$\begin{aligned}
 W &= \frac{P'}{k_p \cdot n_p \cdot (n_c - 1)} \\
 &= \frac{317.48}{1421.128 \times 4 \times (26 - 1)} \\
 &= 2.234 \times 10^{-3} \text{ (m)} = 2.234 \text{ (mm)} \quad W_a = 5.0 \text{ (mm)} \quad \dots\dots\dots <OK>
 \end{aligned}$$

8 地震時曲げモーメントに対する検討

8-1 地震時曲げモーメントの計算

可とう性継手による曲げモーメントの低減係数は、地震時において目地が離間することにより、

$$C_{x2}, C_{x3} = 1.000$$

とする。

地震時曲げモーメントは、次式により算出する。

$$\alpha_2 = \sqrt[4]{\frac{K_2}{(EI_h)_{eq}}} = \sqrt[4]{\frac{21038.18}{1078755}} = 0.3737$$

$$\alpha_3 = \sqrt[4]{\frac{K_3}{(EI_v)_{eq}}} = \sqrt[4]{\frac{63114.55}{1101957}} = 0.4892$$

$$\beta_2 = \frac{1}{1 + \left(\frac{2}{\alpha_2 L}\right)^4} = \frac{1}{1 + \left(\frac{2}{0.3737 \times 143.899}\right)^4} = 0.9998$$

$$\beta_3 = \frac{1}{1 + \left(\frac{2}{\alpha_3 L}\right)^4} = \frac{1}{1 + \left(\frac{2}{0.4892 \times 143.899}\right)^4} = 0.9999$$

$$\begin{aligned} M_h &= \beta_2 \frac{4}{L^2} \frac{(EI_h)_{eq}}{L^2} \cdot U_h \\ &= 0.9998 \times \frac{4}{143.899^2} \times \frac{1078755}{143.899^2} \times 0.04251 \\ &= 87.4084 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_v &= \beta_3 \frac{4}{L^2} \frac{(EI_v)_{eq}}{L^2} \cdot U_v \\ &= 0.9999 \times \frac{4}{143.899^2} \times \frac{1101957}{143.899^2} \times 0.02125 \\ &= 44.6497 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_h' &= 1/\sqrt{2} \cdot M_h \\ &= 1/\sqrt{2} \times 87.4084 \\ &= 61.8071 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_v' &= 1/\sqrt{2} \cdot M_v \\ &= 1/\sqrt{2} \times 44.6497 \\ &= 31.5721 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \end{aligned}$$

8-2 P C 鋼材応力度の検討

P C 鋼材応力度の検討は、次式により行う。

$$T_{bh} = T_h' + \frac{P_e}{n_p} \quad P_a$$

$$T_{bv} = T_v' + \frac{P_e}{n_p} \quad P_a$$

ここに、

T_{bh}, T_{bv} : P C 鋼材1本あたりに作用する引張力 (kN)
 T_h', T_v' : 地震時曲げモーメントによる P C 鋼材1本あたりに作用する引張力 (kN)

で次式により求める。

$$T_h' = \frac{M_h' \cdot y_{th} \cdot E_p \cdot A_p}{(EI_h)_{eq}}$$

$$T_v' = \frac{M_v' \cdot y_{tv} \cdot E_p \cdot A_p}{(EI_v)_{eq}}$$

P_e : プレキャストボックスカルバートの縦締め有効緊張力 (kN)

n_p : P C 鋼材の本数

P_a : P C 鋼材の地震時許容引張力 (kN)

M_h', M_v' : 地震時曲げモーメント (kN・m)

y_{th}, y_{tv} : 引張側 P C 鋼材の図心からの距離 (m)

E_p : P C 鋼材のヤング係数 (kN/m²)

A_p : P C 鋼材の断面積 (m²)

$(EI_h)_{eq}, (EI_v)_{eq}$: 水平方向および鉛直方向の等価曲げ剛性 (kN・m²)

(1) 水平方向

$$T_h' = \frac{M_h' \cdot y_{th} \cdot E_p \cdot A_p}{(EI_h)_{eq}}$$

$$= \frac{61.8071 \times (2.117 - 0.092) \times 2.000 \times 10^8 \times 346.40 \times 10^{-6}}{1078755}$$

$$= 8.04 \text{ (kN)}$$

$$T_{bh} = T_h' + \frac{P_e}{n_p}$$

$$= 8.04 + \frac{400.24}{4}$$

$$= 108.10 \text{ (kN)} \quad P_a = 289.94 \text{ (kN)} \quad \dots \dots \dots < OK >$$

(2) 鉛直方向

$$T_v' = \frac{M_v' \cdot y_{tv} E_p A_p}{(EI_v)_{eq}}$$
$$= \frac{31.5721 \times (2.137 - 0.094) \times 2.000 \times 10^8 \times 346.40 \times 10^{-6}}{1101957}$$

$$= 4.06$$

$$T_{bv} = T_v' + \frac{P_e}{n_p}$$

$$= 4.06 + \frac{400.24}{4}$$

$$= 104.11 \text{ (kN)} \quad P_a = 289.94 \text{ (kN)} \quad \dots\dots\dots <OK>$$

8-3 目地開き量の検討

目地開き量の検討は、次式により行う。

$$W_{bh} = \frac{T_h' \cdot (h_h - y_{ch})}{k_p \cdot (n_c - 1) \cdot y_{th}} \quad W_a$$

$$W_{bv} = \frac{T_v' \cdot (h_v - y_{cv})}{k_p \cdot (n_c - 1) \cdot y_{tv}} \quad W_a$$

ここに、

- W_{bh}, W_{bv} : 地震時曲げモーメントにより生じる1箇所あたりの目開き量 (mm)
 T_h', T_v' : 地震時曲げモーメントによるPC鋼材1本あたりに作用する引張力 (kN)
 h_h, h_v : プレキャストボックスカルバートの外幅または外高 (m)
 y_{ch}, y_{cv} : 図心距離 (m)
 k_p : PC鋼材1本あたりの引張剛性 (kN/m)
 n_c : 1ブロックのピース数
 y_{th}, y_{tv} : 引張側PC鋼材の図心からの距離 (m)
 W_a : 目地材の性能から決まる許容目開き量 (mm)

(1) 水平方向

$$\begin{aligned}
 W_{bh} &= \frac{T_h' \cdot (h_h - y_{ch})}{k_p \cdot (n_c - 1) \cdot y_{th}} \\
 &= \frac{8.04 \times (2.320 - 0.092)}{1421.13 \times (26 - 1) \times (2.117 - 0.092)} \\
 &= 2.489 \times 10^{-4} \text{ (m)} = 0.249 \text{ (mm)} \quad W_a = 5.0 \text{ (mm)} \quad \dots \dots \dots <OK>
 \end{aligned}$$

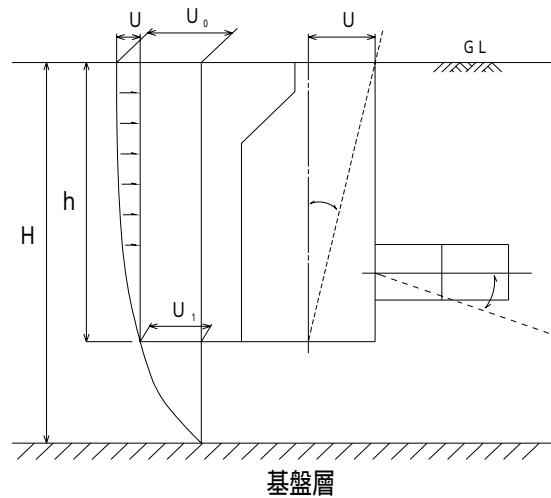
(2) 鉛直方向

$$\begin{aligned}
 W_{bv} &= \frac{T_v' \cdot (h_v - y_{cv})}{k_p \cdot (n_c - 1) \cdot y_{tv}} \\
 &= \frac{4.06 \times (2.360 - 0.094)}{1421.13 \times (26 - 1) \times (2.137 - 0.094)} \\
 &= 1.266 \times 10^{-4} \text{ (m)} = 0.127 \text{ (mm)} \quad W_a = 5.0 \text{ (mm)} \quad \dots \dots \dots <OK>
 \end{aligned}$$

9 マンホールと矩形きよの接続部

9-1 地震動の影響(屈曲角)

継手の屈曲角は、マンホールと矩形きよの回転角と同値とみなし、図に示すように次式より求める。



マンホールと矩形きよ接続部の荷重図

$$= \tan^{-1}\left(\frac{U}{h}\right)$$

ここに、

： 継手の屈曲角 (rad)

h : マンホールの深さ (m)

U : 地表面とマンホールの深さにおける水平方向変位振幅の差 (m)

$$U = U_0 - U_1$$

よって、

$$U = U_0 - U_1 = 0.04292 - 0.04194$$

$$= 0.00098 \text{ (m)}$$

$$= \tan^{-1}\left(\frac{U}{h}\right) = \tan^{-1}\left(\frac{0.00098}{3.360}\right)$$

$$= 0.00029 \text{ (rad)} \quad a = 0.01271 \text{ (rad)} \quad \dots\dots\dots <OK>$$

9-2 地震動の影響(拔出し量)

地震動による拔出し量に対する検討は、次式を用いて行う。

$$u = u_0 \cdot C_A \quad u_a$$

ここに、

u : 軸方向変位 (m)

u_0 : 無限連続はりとして算出される軸方向変位(m)で次式により求める。

$$u_0 = \beta \cdot U_a$$

$$\beta = \frac{1}{1 + \left(\frac{\beta}{\beta}\right)^2}$$

$$\beta = \sqrt{\frac{K_1}{(EA)_{eq}}} \cdot L_s$$

$$\beta = \frac{2 \cdot L_s}{L'}$$

C_A : 継手変位係数で次式により求める。

$$C_A = \frac{2 \cdot \beta \cdot |\cosh \beta - \cos \beta|}{\beta \cdot \sinh \beta}$$

u_a : 可とう性継手の性能から決まる許容伸縮変位量 (mm)

U_a : ボックスカルバートに生じる軸方向変位(m)で次式により求める。

$$U_a = 1/\sqrt{2} \cdot U_h$$

U_h : 水平方向の地盤の変位振幅 (m)

K_1 : 地盤の剛性係数 (kN/m²)

$(EA)_{eq}$: 等価軸剛性 (kN)

L_s : 継手間隔 (m)

L' : 地震動の換算波長 (m)

よって、

$$\beta_1 = \frac{2 \cdot L_s}{L'} = \frac{2 \times 50.000}{203.504} = 1.5437$$

$$\beta_1 = \sqrt{\frac{K_f}{(EA)_{eq}}} \cdot L_s = \sqrt{\frac{21038.18}{277120}} \times 50.000 = 13.7765$$

$$\beta_1 = \frac{1}{1 + \left(\frac{1}{\beta_1}\right)^2} = \frac{1}{1 + \left(\frac{1.5437}{13.7765}\right)^2} = 0.9876$$

$$U_a = 1/\sqrt{2} \cdot U_h = 1/\sqrt{2} \times 0.04251 = 0.03006 \text{ (m)}$$

$$C_A = \frac{2 \cdot \beta_1 \cdot |\cosh \beta_1 - \cos \beta_1|}{\beta_1 \sinh \beta_1}$$

$$= \frac{2 \times 1.5437 \times |\cosh(13.7765) - \cos(1.5437)|}{13.7765 \times \sinh(13.7765)}$$

$$= 0.224$$

$$U_0 = \beta_1 U_a$$

$$= 0.9876 \times 0.0301 = 0.0297 \text{ (m)}$$

$$u = u_0 \cdot C_A$$

$$= 0.0297 \times 0.224 = 0.0067 \text{ (m)}$$

$$u = 6.7 \text{ (mm)} \quad u_a = 30.0 \text{ (mm)} \quad \dots \dots \dots < \text{OK} >$$

10 矩形きよと矩形きよの継手部

10-1 地震動の影響(抜き量)

マンホールと矩形きよの接続部、地震動の影響 (抜き量) の項参照。

11 計算結果一覧表

項目		単位	計算結果		許容値		判定	
地震時軸力 に対する検討		離間の有無	離間する					
		P C 鋼材引張力	kN	T _n	179.43	P _a	289.94	
		目地開き量	mm	W	2.234	W _a	5.0	
地震時曲げ モーメント に対する検討	水平方向	P C 鋼材引張力	kN	T _{bh}	108.10	P _a	289.94	
		目地開き量	mm	W _{bh}	0.249	W _a	5.0	
	鉛直方向	P C 鋼材引張力	kN	T _{bv}	104.11	P _a	289.94	
		目地開き量	mm	W _{bv}	0.127	W _a	5.0	
マンホールと矩形きよ の接続部		屈曲角	rad		0.00029	a	0.01271	
		抜き出し量	mm	u	6.7	u _a	30.0	
矩形きよと矩形きよの継手部の抜き出し量		mm	u		6.7	u _a	30.0	