

a) アンカーピースの曲げ応力

設計荷重は、地震時保有水平耐力法に用いる設計水平震度 α に、鉛直荷重反力を乗じて算出される慣性力に相当する水平力の1.5倍として、次式より求める。

$$Hfy = 1.5 \cdot Kh^2 \cdot Rv$$
$$= 1.5 \times 0.45 \times 50472.0 = 34069 \text{ N}$$

曲げモーメント

$$M = Hfy \cdot h = 34069 \times 45 = 1533105 \text{ N} \cdot \text{mm}^2$$

曲げ応力度

$$\sigma_i = M \div Z_i = 1533105 \div 791079$$
$$= 1.9 \text{ N/mm}^2 < 1.5 \times \sigma_a = 210 \text{ N/mm}^2 \quad \dots \text{OK}$$

$$\sigma_o = M \div Z_o = 1533105 \div 791079$$
$$= 1.9 \text{ N/mm}^2 < 1.5 \times \sigma_a = 210 \text{ N/mm}^2 \quad \dots \text{OK}$$

b) アンカーピースのせん断応力度

$$\begin{aligned}\tau &= Hfy \div Aw && \text{ここで、 } Aw: \text{ウェブの断面積} && 2784 \text{ N/mm}^2 \\ &= 34069 \div 2784 = 12.2 \text{ N/mm}^2 < 1.5 \times \tau a = 120 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

2) アンカーボルトの検討

a) ボルトに作用する引抜力

$$M = 1533105 \text{ N}\cdot\text{mm}^2$$

$$Pt = M \div L3$$

$$= 1533105 \div 880$$

$$= 1742 \text{ N}$$

b) ボルトの引張応力度に対する検討

$$\sigma t = Pt \div (A \div n \div 2)$$

$$= 1742 \div (245 \times 4 \div 2)$$

$$= 3.6 \text{ N/mm}^2 < 1.5 \times \sigma ca = 180 \text{ N/mm}^2 \quad \dots\dots\text{OK}$$

c) コンクリートの付着応力度に対する検討

$$\sigma t = Pt \div (\pi \times D \times L \times n \div 2)$$

$$= 1742 \div (\pi \times 20 \times 200 \times 4 \div 2)$$

$$= 0.1 \text{ N/mm}^2 < 1.5 \times \sigma fa = 26.4 \text{ N/mm}^2 \quad \dots\dots\text{OK}$$

d) アンカーボルトのせん断力に対する検討

$$Hfy = 34069 \text{ N}$$

$$\tau = P \div (n \times A)$$

$$= 34069 \div (4 \times 245)$$

$$= 34.8 \text{ N/mm}^2 < 1.5 \times \sigma ta = 90 \text{ N/mm}^2 \quad \dots\dots\text{OK}$$

橋台構造計算書 (A1)

1. 設計条件

1-1. 設計諸元

道路橋示方書・同解説「I 共通編・IV 下部構造編」P146より

鉄筋コンクリートの単位体積重量 $\gamma_c = 24.5 \text{ kN/m}^3$

無筋コンクリートの単位体積重量 $\gamma_c = 23.0 \text{ kN/m}^3$

埋め戻し土 単位体積重量 $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$

内部摩擦角 $\phi = 30^\circ$

土地改良事業計画設計基準設計「水路工」P212より

地震係数

レベル1 水平震度 $K_h = 0.20$

レベル2 水平震度 $K_h = 0.45$

鉛直震度 $K_v = 0.225$

滑動に対する安全率 常時 $F_a = 1.5$ 以上

地震時 $F_k = 1.2$ 以上

転倒に対する許容偏心量 常時 $1/6$

地震時 $1/3$

基礎底面のせん断抵抗角 $\phi_B = 30^\circ$

現地盤の内部摩擦角 $\phi = 30^\circ$

安全を考慮して $\tan \phi_B = 0.6$ $\phi_B = 31^\circ > 30^\circ$ より

土とコンクリートの摩擦係数 $\tan \phi_B = \phi$ $\mu = 0.577$

道路橋示方書・同解説IV 下部構造編 P281

土とコンクリート $\phi_B = (2/3)\phi$

敷栗石のある場合 $\phi_B = \phi$, $\tan \phi_B = 0.6$ のどちらか小さい方

道路土工擁壁工指針 P21

現場打ちコンクリート $\phi_B = \phi$

碎石を敷く場合 砂質土 $\tan \phi_B = 0.6$

地表面載荷荷重 $q = 10.00 \text{ kN/m}^2$

1-2. 橋台に働く上部工の荷重

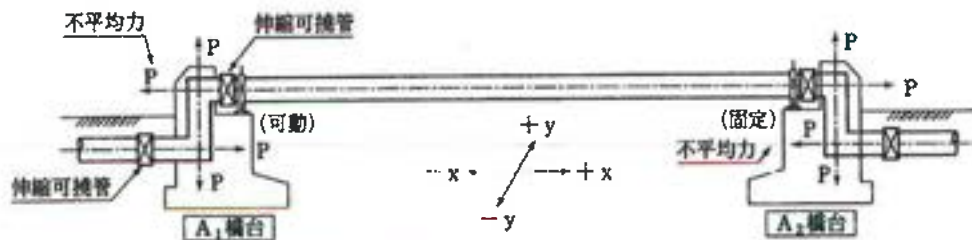
上部構造の反力計算方法

水管橋設計基準（耐震設計編）WSP064

〔参考2〕 上部構造の反力計算方法

地震時の鉛直荷重に起因する慣性力もしくは静摩擦力の載荷方法は、「道路橋示方書・同解説V耐震設計編」日本道路協会に準ずるものとし、上部構造の載荷方法を地震動レベル1、レベル2について例示すると次のとおりである。

(1) 単純支持パイプビーム形式の場合



ケース	荷重項目	作用荷重		
		A ₁ 橋台（可動）	A ₂ 橋台（固定）	
常時	鉛直荷重	$1/2 \cdot \Sigma W$	$1/2 \cdot \Sigma W$	
	水平荷重(x方向)	$\pm 1/2 \cdot \Sigma W \cdot \mu$	$\pm 1/2 \cdot \Sigma W \cdot \mu$	
	不平均力(x方向)	$P_1 \cdot A$	$P_1 \cdot A$	
地震時	橋軸方向作用時	鉛直荷重	$1/2 \cdot \Sigma W$	$1/2 \cdot \Sigma W$
		水平荷重(x方向)	$\pm 1/2 \cdot \Sigma W \cdot \mu$ 又は $\pm 1/2 \cdot \Sigma W_0 \cdot k_h$ の小値	$\pm \Sigma W_0 \cdot k_h$
		不平均力(x方向)	$P_2 \cdot A$	$P_2 \cdot A$
	橋軸直角方向作用時	鉛直荷重	$1/2 \cdot \Sigma W$	$1/2 \cdot \Sigma W$
		水平荷重(y方向)	$\pm 1/2 \cdot \Sigma W \cdot k_h$	$\pm 1/2 \cdot \Sigma W \cdot k_h$
		転倒モーメント(y方向)	$\pm 1/2 \cdot \Sigma W \cdot k_h \cdot H$	$\pm 1/2 \cdot \Sigma W \cdot k_h \cdot H$

注. 1) 上部構造による荷重の作用位置は支承底面とする。
 2) 伸縮管作動反力は、ベローズ等大きいものは別途考慮する。

(記号の説明)

ΣW : 上部構造の全重量

ΣW_0 : ΣW - 管内水重

μ : 支承の静摩擦係数

P_1 : 常圧又は常圧+水撃圧

P_2 : 常圧+水撃圧又は地震時動水圧

A : 管内断面積

k_h : 設計水平震度

H : 支承底面より上部構造の重心位置高さ

(1) 上部工の荷重

支間長 $L = 21.40 \text{ m}$
鉛直荷重 $W_v = 4.717 \text{ KN/m}$ 常時
 $W_v' = 3.984 \text{ KN/m}$ 地震時 ("、管内水重を考慮しない)

支承の摩擦係数 $\mu = 0.25$ 水管橋設計基準(WSP007-99)P63 表-9.1より

全鉛直荷重 $\Sigma W = W_v \cdot L = 100.944 \text{ KN}$ 常時

水平荷重 $W_{wi} = 2.131 \text{ kN/m}$
水管橋上部工より
風荷重 > 地震荷重により、水平荷重は風荷重を採用する。

1) 常時 橋軸方向、橋軸直角方向共通

鉛直荷重 $\Sigma W_A = 1/2 \cdot \Sigma W = 1/2 \times 100.944 = 50.472 \text{ kN}$

水平荷重 $H_{xA} = \pm 1/2 \cdot \Sigma W \cdot \mu = 50.472 \times 0.25 = 12.618 \text{ kN}$

2) 地震時

i) 橋軸方向

鉛直荷重 可動側 $\Sigma W_{Ak1} = R_A = 50.472 \text{ kN}$

水平荷重 可動側 $H_{xAk} = \Sigma W_A \times \mu = 12.618 \text{ kN}$ (H_{xA})

$$\Sigma W_0 = \frac{W_v' \times L}{2} = \frac{3.984 \times 21.40}{2} = 42.629 \text{ kN}$$

$$W_v' = 3.984 \text{ kN/m}$$

$$L = 21.40 \text{ m}$$

$$k_h = 0.20 \text{ (レベル1)}$$

$$\Sigma W_0 \cdot k_h = 8.526 \text{ kN}$$

$$12.618 > 8.526 \text{ より}$$

$$H_{xAk} = 8.526 \text{ kN}$$

ii) 橋軸直角方向

$$\text{鉛直荷重 可動側 } \Sigma W_{Ak2} = 50.472 \text{ kN}$$

水平荷重 (y 方向)

$$\begin{aligned} \text{可動側 } H_{yAk} &= \Sigma W_{Ak1} \cdot K_h \\ &= 50.472 \times 0.20 = 10.094 \text{ kN} \end{aligned}$$

転倒モーメント (y 方向)

可動側

$$\text{風荷重時 } W_{wi} = 2.131 \text{ kN/m} \quad L = 21.40 \text{ m}$$

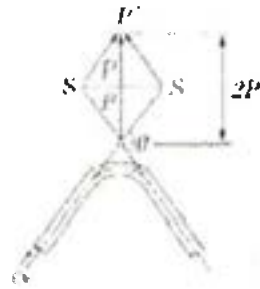
$$\text{水平荷重} = \frac{2.131 \times 21.40}{2} = 22.802 \text{ kN}$$

$M_y = \text{水平荷重} \times \text{支承底面より上部構造物の重心位置高さ}(H)$

$$H = 0.48 \text{ m}$$

$$M_{yAk} = 22.802 \text{ kN} \times 0.48 = 10.945 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(2) 橋台内配管のスラスト力 常時及び地震時に使用



スラスト力の考え方

・スラスト力 P' は、次式により求める。

$$P' = 2 \cdot H \cdot a_c \cdot \sin \theta / 2$$

ここに、

H : 設計水圧 (静水圧 + 水撃圧) (MPa)

設計水圧 $P = 1.25$ Mpa

静水圧 0.75 Mpa

水撃圧 0.50 Mpa

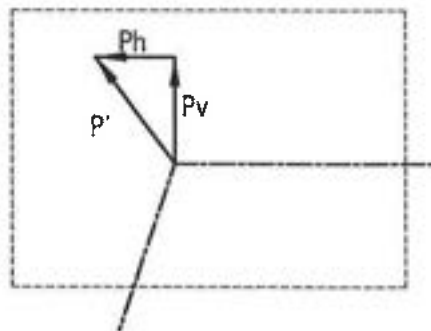
a_c : 設計水圧が作用する範囲の断面積 (m^2)

管内径 $d = 0.300$ m

$a_c = 0.071$ m^2

θ : 曲管の曲がり角度 $\theta = 71.835$ °

$$P' = 2 \times 1.250 \times 0.071 \times \sin(71.835/2) = 104.125 \text{ kN}$$



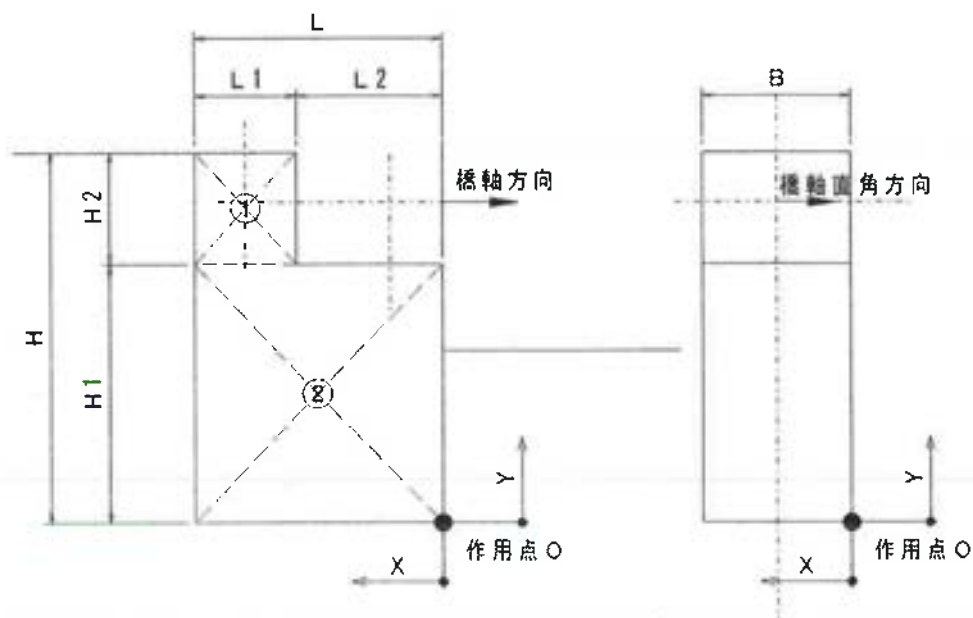
管軸方向に作用するスラスト力

$$P_h = P' \cdot \sin(\theta/2) = 104.125 \times \sin(71.835/2) = 61.082 \text{ kN}$$

管軸直角方向に作用するスラスト力

$$P_v = P' \cdot \cos(\theta/2) = 104.125 \times \cos(71.835/2) = 84.327 \text{ kN}$$

2. 作用荷重
2-1. 橋台自重



H= 1.300 H1= 0.500 H2= 0.800
L= 4.000 L1= 2.250 L2= 1.750
B= 3.000

常時 橋軸方向

記号	幅	高さ	長さ (奥行)	単位重量 kN/m ³	断面 形状	重量 V (kN)	作用点 X (m)	モーメント M _x (kN·m)
	m	m	m					
W1	2.250	0.800	3.000	23.00	1	124.200	2.875	357.075
W2	4.000	0.500	3.000	23.00	1	138.000	2.000	276.000
計						262.200		633.075

常時 橋軸直角方向

記号	幅	高さ	長さ (奥行)	単位重量 kN/m ³	断面 形状	重量 V (kN)	作用点 X (m)	モーメント M _x (kN·m)
	m	m	m					
W1	3.000	0.800	2.250	23.00	1	124.200	1.500	186.300
W2	3.000	0.500	4.000	23.00	1	138.000	1.500	207.000
計						262.200		393.300

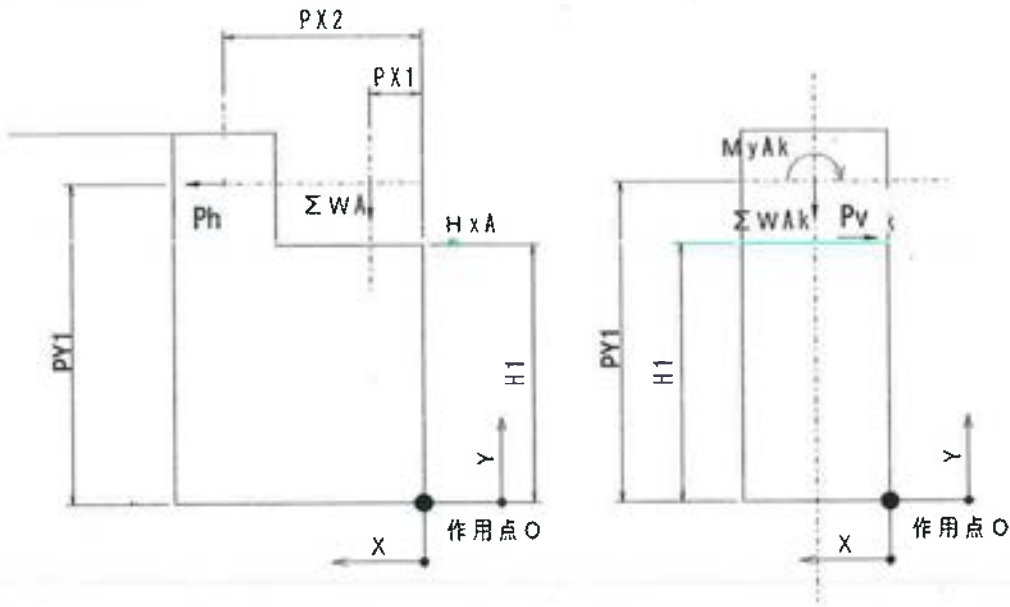
地震時 横軸方向 水平震度 = 0.20

記号		重量		作用点	モーメント	作用点	モーメント
		V (kN)	H (kN)	X (m)	M x (kN・m)	Y (m)	MY (kN・m)
W1	W1v	124.200		2.875	357.075		
	W1h		24.840			0.900	22.356
W2	W2v	138.000		2.000	276		
	W2h		27.600			0.250	6.9
計		262.200	52.440		633.075		29.256

地震時 横軸直角方向 水平震度 = 0.20

記号		重量		作用点	モーメント	作用点	モーメント
		V (kN)	H (kN)	X (m)	M x (kN・m)	Y (m)	MY (kN・m)
W1	W1v	124.200		1.500	186.300		
	W1h		24.840			0.900	22.356
W2	W2v	138.000		1.500	207.000		
	W2h		27.600			0.250	6.900
計		262.200	52.440		393.300		29.256

2-2. 上部反力



H1= 0.500 PY1= 0.980
 PX1= 0.450 PX2= 3.000

常時 橋軸方向

荷重名	記号	荷重	X	Mx	Y	MY
		kN	m	kN·m	m	kN·m
上部反力	ΣWA	50.472	1.500	75.708		
	HxA	12.618			0.500	6.309
内水圧	Ph	61.082			0.980	59.860
計	鉛直	50.472		75.708		
	水平	12.618				66.169

常時 橋軸直角方向

荷重名	記号	荷重	X	Mx	Y	MY
		kN	m	kN·m	m	kN·m
上部反力	ΣWA	50.472	0.450	22.712		
	HxA	12.618			0.500	6.309
内水圧	Pv	84.327			0.980	82.640
計	鉛直	50.472		22.712		
	水平	12.618				88.949

地震時 橋軸方向

荷重名	記号	荷重	X	M _x	Y	MY
		kN	m	kN・m	m	kN・m
上部反力	ΣW_{Ak}	50.472	1.500	75.708		
	H_{xAk}	8.526			0.500	4.263
内水圧	P_h	61.082			0.980	59.860
計	鉛直	50.472		75.708		
	水平	8.526				64.123

地震時 橋軸直角方向

荷重名	記号	荷重	X	M _x	Y	MY
		kN	m	kN・m	m	kN・m
上部反力	ΣW_{Ak}	50.472	1.250	63.090		
	H_{xAk}	22.802			0.500	11.401
転倒モーメント	M_{yAk}					10.945
内水圧	P_v	84.327			0.980	82.640
計	鉛直	50.472		63.090		
	水平	22.802				104.986

3. 安定計算

3-1. 常時 橋軸方向

	鉛直荷重	水平荷重	M_x	M_y
	V (kN)	H (kN)	(kN·m)	(kN·m)
橋台	262.200		633.075	
上部構造	50.472	12.618	75.708	66.169
Σ	312.672	12.618	708.783	66.169

転倒に対して

合力の作用位置

$$x = \frac{\Sigma V \cdot M_x - \Sigma H \cdot M_y}{\Sigma V} = \frac{708.783 - 66.169}{312.672}$$

$$= 2.055 \text{ m}$$

底版中心からの偏心距離

$$e = \frac{L}{2} - x = \frac{4.00}{2} - 2.055 = -0.055 \text{ m} < \frac{L}{6} = \frac{4.00}{6} = 0.667$$

————— OK

滑動に対して

摩擦係数 $\mu = 0.577$

滑動に対する安全率 F_s は、

$$F_s = \frac{\Sigma V \cdot \mu + C_B \cdot B}{\Sigma H}$$

C_B : 擁壁底版と支持地盤の間の粘着力
 B : 擁壁の底版幅

$$F_s = \frac{312.672 \times 0.577}{12.618} = 14.298 > 1.5 \text{ ————— OK}$$

支持に対して

$e < L/6$ により 道路橋示方書・同解説IV下部構造編 P286

$$q = \frac{\Sigma V}{L \cdot B} + \frac{6 \cdot \Sigma V \cdot e}{L^2 \cdot B}$$

必要地耐力は、

$$q = \frac{312.672}{4.00 \times 3.00} \pm \frac{6 \times 312.672 \times -0.055}{4.00^2 \times 3.00}$$

$$q = + 23.91 \text{ kN/m}^2$$

$$q = - 28.21 \text{ kN/m}^2$$

下表に示す最大地盤反力度以下であり、実際には現地において平板載荷試験等にて70KN/m² (5KN/0.07069m²)以上の支持力を確認し、施工を行う。

地盤の種類	最大地盤反力度 (kN/m ²)
砂礫地盤	700
砂地盤	400
粘性土地盤	200

道路橋示方書・同解説IV下部構造編P271

3-2. 常時 橋軸直角方向

	鉛直荷重	水平荷重	M _x	M _y
	V (kN)	H (kN)	(kN·m)	(kN·m)
橋台	262.200		393.300	
上部構造	50.472	12.618	22.712	88.949
Σ	312.672	12.618	416.012	88.949

転倒に対して

合力の作用位置

$$x = \frac{\Sigma V \cdot M_x - \Sigma H \cdot M_y}{\Sigma V} = \frac{416.012 - 88.949}{312.672} = 1.046 \text{ m}$$

底版中心からの偏心距離

$$e = \frac{L}{2} - x = \frac{3.00}{2} - 1.046 = 0.454 \text{ m} < \frac{L}{6} = \frac{3.00}{6} = 0.500 \text{ m} \quad \text{OK}$$

滑動に対して

摩擦係数 $\mu = 0.577$

滑動に対する安全率 F_s は、

$$F_s = \frac{\Sigma V \cdot \mu + C_B \cdot B}{\Sigma H} \quad \begin{array}{l} C_B : \text{擁壁底版と支持地盤の間の粘着力} \\ B : \text{擁壁の底版幅} \end{array}$$

$$F_s = \frac{312.672 \times 0.577}{12.618} = 14.298 > 1.5 \quad \text{OK}$$

支持に対して

$e < L/6$ により 道路橋示方書・同解説IV下部構造編 P286

$$q = \frac{\Sigma V}{L \cdot B} \pm \frac{6 \cdot \Sigma V \cdot e}{L^2 \cdot B}$$

必要地耐力は、

$$q = \frac{312.672}{3.00 \times 4.00} \pm \frac{6 \times 312.672 \times 0.454}{3.00^2 \times 4.00}$$

$$q = + 23.91 \text{ kN/m}^2$$

$$q = - 28.21 \text{ kN/m}^2$$

3-3. 地震時 橋軸方向

	鉛直荷重	水平荷重	M _x	M _y
	V (kN)	H (kN)	(kN·m)	(kN·m)
橋台	262.200	52.440	633.075	29.256
上部構造	50.472	8.526	75.708	64.123
Σ	312.672	60.966	708.783	93.379

転倒に対して

合力の作用位置

$$x = \frac{\Sigma V \cdot M_x - \Sigma H \cdot M_y}{\Sigma V} = \frac{708.783 - 93.379}{312.672}$$

$$= 1.968 \text{ m}$$

底版中心からの偏心距離

$$e = \frac{L}{2} - x = \frac{4.00}{2} - 1.968 = 0.032 \text{ m} < \frac{L}{3} = \frac{4.00}{3} = 1.333$$

————— OK

滑動に対して

摩擦係数 $\mu = 0.577$

滑動に対する安全率 F_s は、

$$F_s = \frac{\Sigma V \cdot \mu + C_B \cdot B}{\Sigma H}$$

C_B : 擁壁底版と支持地盤の間の粘着力
B : 擁壁の底版幅

$$F_s = \frac{312.672 \times 0.577}{60.966} = 2.9592 > 1.2 \text{ ————— OK}$$

支持に対して

$e < L/6$ により 道路橋示方書・同解説IV下部構造偏 P286

$$q = \frac{\Sigma V}{L \cdot B} \pm \frac{6 \cdot \Sigma V \cdot e}{L^2 \cdot B}$$

必要地耐力は、

$$q = \frac{312.672}{4.00 \times 3.00} \pm \frac{6 \times 312.672 \times 0.032}{4.00^2 \times 3.00}$$

$$q = + 27.31 \text{ kN/m}^2$$

$$q = - 24.81 \text{ kN/m}^2$$

3-4. 地震時 橋軸直角方向

	鉛直荷重	水平荷重	M _x	M _y
	V (kN)	H (kN)	(kN·m)	(kN·m)
橋台	262.200	52.440	393.300	29.256
上部構造	50.472	22.802	63.090	104.986
Σ	312.672	75.242	456.390	134.242

転倒に対して

合力の作用位置

$$x = \frac{\Sigma V \cdot M_x - \Sigma H \cdot M_y}{\Sigma V} = \frac{456.39 - 134.24}{312.672} = 1.030 \text{ m}$$

底版中心からの偏心距離

$$e = \frac{L}{2} - x = \frac{3.00}{2} - 1.030 = 0.470 \text{ m} < \frac{L}{3} = \frac{3.00}{3} = 1.000 \text{ m} \quad \text{OK}$$

滑動に対して

摩擦係数 $\mu = 0.577$

滑動に対する安全率 F_s は、

$$F_s = \frac{\Sigma V \cdot \mu + CB \cdot B}{\Sigma H} \quad \begin{array}{l} CB : \text{擁壁底版と支持地盤の間の粘着力} \\ B : \text{擁壁の底版幅} \end{array}$$

$$F_s = \frac{75.242}{312.672 \cdot 0.577 + 134.242} = 2.398 > 1.2 \quad \text{OK}$$

支持に対して

$e < L/6$ により 道路橋示方書・同解説IV下部構造編 P286

$$q = \frac{\Sigma V}{L \cdot B} \pm \frac{6 \cdot \Sigma V \cdot e}{L^2 \cdot B}$$

必要地耐力は、

$$q = \frac{312.672}{3.00 \times 4.00} \pm \frac{6 \times 312.672 \times 0.470}{3.00^2 \times 4.00}$$

$$q = + 50.55 \text{ kN/m}^2$$

$$q = - 1.56 \text{ kN/m}^2$$

橋台構造計算書 (A2)

1. 設計条件

1-1. 設計諸元

道路橋示方書・同解説「I 共通編・IV下部構造編」P146より

鉄筋コンクリートの単位体積重量 $\gamma_c = 24.5 \text{ kN/m}^3$

無筋コンクリートの単位体積重量 $\gamma_c = 23.0 \text{ kN/m}^3$

埋め戻し土 単位体積重量 $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$

内部摩擦角 $\phi = 30^\circ$

土地改良事業計画設計基準設計「水路工」P212より

地震係数

レベル1 水平震度 $K_h = 0.20$

レベル2 水平震度 $K_h = 0.45$

鉛直震度 $K_v = 0.225$

滑動に対する安全率 常時 $F_a = 1.5$ 以上

地震時 $F_k = 1.2$ 以上

転倒に対する許容偏心量 常時 $1/6$

地震時 $1/3$

基礎底面のせん断抵抗角 $\phi_B = 30^\circ$

現地盤の内部摩擦角 $\phi = 30^\circ$

安全を考慮して $\tan \phi_B = 0.6$ $\phi_B = 31^\circ > 30^\circ$ より

土とコンクリートの摩擦係数 $\tan \phi_B = \phi$ $\mu = 0.577$

道路橋示方書・同解説IV下部構造編 P281

土とコンクリート $\phi_B = (2/3)\phi$

敷栗石のある場合 $\phi_B = \phi, \tan \phi_B = 0.6$ のどちらか小さい方

道路土工擁壁工指針 P21

現場打ちコンクリート $\phi_B = \phi$

碎石を敷く場合 砂質土 $\tan \phi_B = 0.6$

地表面載荷荷重 $q = 10.00 \text{ kN/m}^2$

1-2. 橋台に働く上部工の荷重

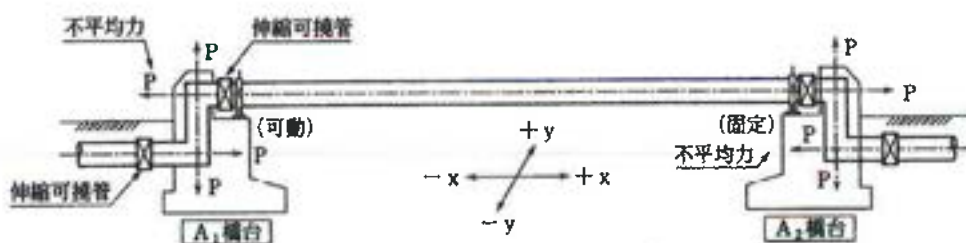
上部構造の反力計算方法

水管橋設計基準（耐震設計編）WSP064

〔参考2〕 上部構造の反力計算方法

地震時の鉛直荷重に起因する慣性力もしくは静摩擦力の載荷方法は、「道路橋示方書 同解説V耐震設計編」日本道路協会に準ずるものとし、上部構造の載荷方法を地震動レベル1、レベル2について例示すると次のとおりである。

(1) 単純支持パイプビーム形式の場合



ケース	荷重項目	作用荷重		
		A ₁ 橋台（可動）	A ₂ 橋台（固定）	
常時	鉛直荷重	$1/2 \cdot \Sigma W$	$1/2 \cdot \Sigma W$	
	水平荷重(x方向)	$\pm 1/2 \cdot \Sigma W \cdot \mu$	$\pm 1/2 \cdot \Sigma W \cdot \mu$	
	不平均力(x方向)	$P_1 \cdot A$	$P_1 \cdot A$	
地震時	橋軸方向作用時	鉛直荷重	$1/2 \cdot \Sigma W$	$1/2 \cdot \Sigma W$
		水平荷重(x方向)	$\pm 1/2 \cdot \Sigma W \cdot \mu$ 又は $\pm 1/2 \cdot \Sigma W_0 \cdot k_h$ の小値	$\pm \Sigma W_0 \cdot k_h$
		不平均力(x方向)	$P_2 \cdot A$	$P_2 \cdot A$
	橋軸直角方向作用時	鉛直荷重	$1/2 \cdot \Sigma W$	$1/2 \cdot \Sigma W$
		水平荷重(y方向)	$\pm 1/2 \cdot \Sigma W \cdot k_h$	$\pm 1/2 \cdot \Sigma W \cdot k_h$
		転倒モーメント(y方向)	$\pm 1/2 \cdot \Sigma W \cdot k_h \cdot H$	$\pm 1/2 \cdot \Sigma W \cdot k_h \cdot H$

注. 1) 上部構造による荷重の作用位置は支承底面とする。
 2) 伸縮管作用反力は、ベローズ等大きいものは別途考慮する。

(記号の説明)

ΣW : 上部構造の全重量

ΣW_0 : ΣW - 管内水重

μ : 支承の静摩擦係数

P_1 : 常圧又は常圧+水撃圧

P_2 : 常圧+水撃圧又は地震時動水圧

A : 管内断面積

k_h : 設計水平震度

H : 支承底面より上部構造の重心位置高さ

(1) 上部工の荷重

支間長 $L = 21.40 \text{ m}$
鉛直荷重 $W_v = 4.717 \text{ KN/m}$ 常時
 $W_v' = 3.984 \text{ KN/m}$ 地震時 ("、管内水重を考慮しない)

支承の摩擦係数 $\mu = 0.25$ 水管橋設計基準(WSP007-99)P63 表-9.1より

全鉛直荷重 $\Sigma W = W_v \cdot L = 100.944 \text{ KN}$ 常時

水平荷重 $W_{wi} = 2.131 \text{ kN/m}$
水管橋上部工より
風荷重 > 地震荷重により、水平荷重は風荷重を採用する。

1) 常時 橋軸方向、橋軸直角方向共通

鉛直荷重 $\Sigma W_A = 1/2 \cdot \Sigma W = 1/2 \times 100.944 = 50.472 \text{ kN}$

水平荷重 $H_{xA} = \pm 1/2 \cdot \Sigma W \cdot \mu = 50.472 \times 0.25 = 12.618 \text{ kN}$

2) 地震時

i) 橋軸方向

鉛直荷重 可動側 $\Sigma W_{Ak1} = R_A = 50.472 \text{ kN}$

水平荷重 可動側 $H_{xAk} = \Sigma W_A \times \mu = 12.618 \text{ kN} \quad (H_{xA})$

$$\Sigma W_0 = \frac{W_v' \times L}{2} = \frac{3.984 \times 21.40}{2} = 42.629 \text{ kN}$$

$$W_v' = 3.984 \text{ kN/m}$$

$$L = 21.40 \text{ m}$$

$$kh = 0.20 \text{ (レベル1)}$$

$$\Sigma W_0 \cdot kh = 8.526 \text{ kN}$$

$$12.618 > 8.526 \text{ より}$$

$$H_{xAk} = 8.526 \text{ kN}$$

ii) 橋軸直角方向

鉛直荷重 可動側 $\Sigma W_{Ak2} = 50.472 \text{ kN}$

水平荷重 (y 方向)

可動側 $H_{yAk} = \Sigma W_{Ak1} \cdot K_h$
 $= 50.472 \times 0.20 = 10.094 \text{ kN}$

転倒モーメント (y 方向)

可動側

風荷重時 $W_{wi} = 2.131 \text{ kN/m} \quad L = 21.40 \text{ m}$

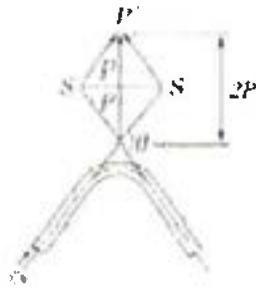
水平
荷重 $= \frac{2.131 \times 21.40}{2} = 22.802 \text{ kN}$

$M_y = \text{水平荷重} \times \text{支承底面より上部構造物の重心位置高さ}(H)$

$H = 0.48 \text{ m}$

$M_{yAk} = 22.802 \text{ kN} \times 0.48 = 10.945 \text{ kN} \cdot \text{m}$

(2) 橋台内配管のスラスト力 常時及び地震時に使用



スラスト力の考え方

・スラスト力 P' は、次式により求める。

$$P' = 2 \cdot H \cdot a_c \cdot \sin \theta / 2$$

ここに、

H : 設計水圧 (静水圧 + 水撃圧) (MPa)

設計水圧 $P = 1.25$ Mpa

静水圧 0.75 Mpa

水撃圧 0.50 Mpa

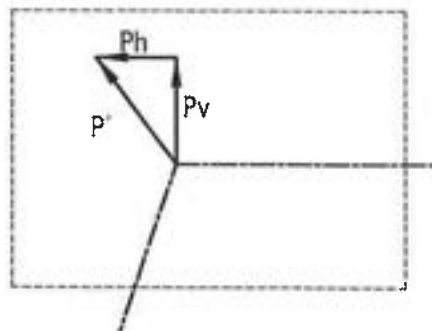
a_c : 設計水圧が作用する範囲の断面積 (m^2)

管内径 $d = 0.300$ m

$a_c = 0.071$ mm^2

θ : 曲管の曲がり角度 $\theta = 39.843$ °

$$P' = 2 \times 1.250 \times 0.071 \times \sin(39.843/2) = 60.480 \text{ kN}$$



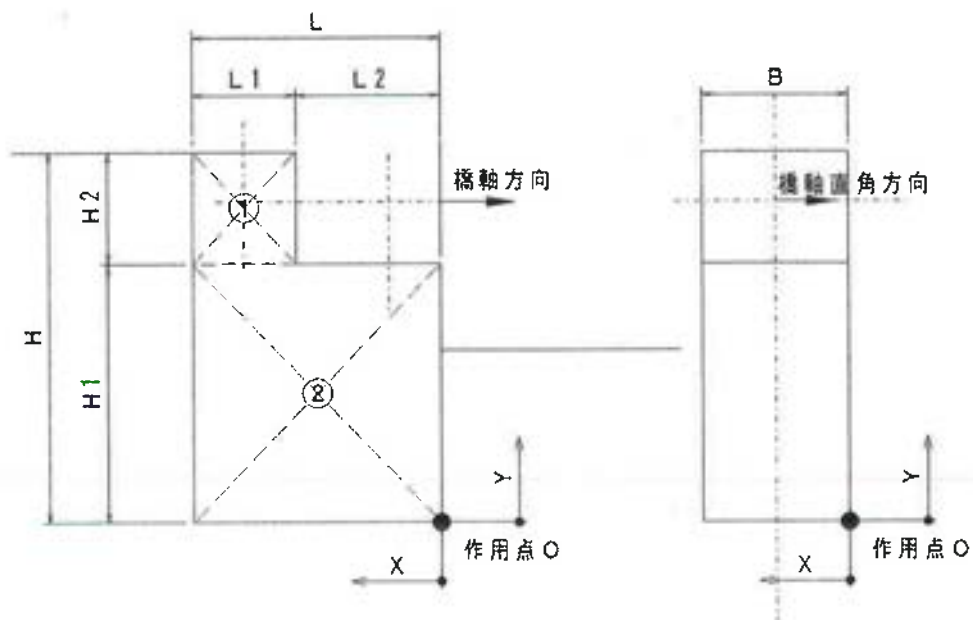
管軸方向に作用するスラスト力

$$P_h = P' \cdot \sin(\theta/2) = 60.480 \times \sin(39.843/2) = 20.607 \text{ kN}$$

管軸直角方向に作用するスラスト力

$$P_v = P' \cdot \cos(\theta/2) = 60.480 \times \cos(39.843/2) = 56.861 \text{ kN}$$

2. 作用荷重
2-1. 橋台自重



H= 1.300 H1= 0.500 H2= 0.800
L= 3.500 L1= 1.750 L2= 1.750
B= 3.000

常時 橋軸方向

記号	幅	高さ	長さ (奥行)	単位重量	断面	重量	作用点	モーメント
	m	m	m	kN/m ³	形状	V (kN)	X (m)	M _x (kN·m)
W1	1.750	0.800	3.000	23.00	1	96.600	2.625	253.575
W2	3.500	0.500	3.000	23.00	1	120.750	1.750	211.313
計						217.350		464.888

常時 橋軸直角方向

記号	幅	高さ	長さ (奥行)	単位重量	断面	重量	作用点	モーメント
	m	m	m	kN/m ³	形状	V (kN)	X (m)	M _x (kN·m)
W1	3.000	0.800	1.750	23.00	1	96.600	1.500	144.900
W2	3.000	0.500	3.500	23.00	1	120.750	1.500	181.125
計						217.350		326.025

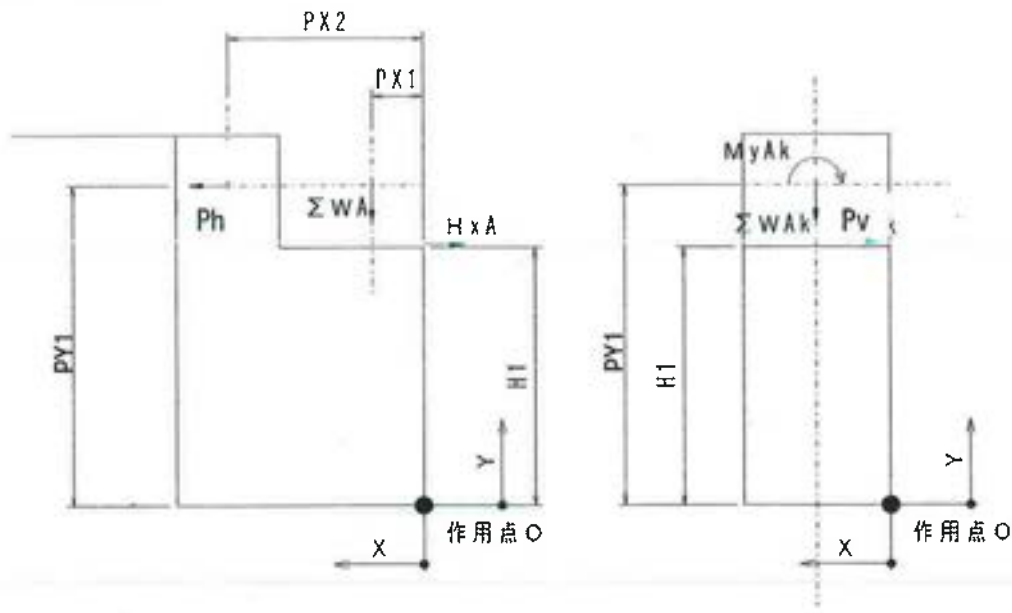
地震時 橋軸方向 水平震度 = 0.20

記号		重量		作用点 X (m)	モーメント M _x (kN·m)	作用点 Y (m)	モーメント M _Y (kN·m)
		V (kN)	H (kN)				
W1	W1v	96.600		2.625	253.575		
	W1h		19.320			0.900	17.388
W2	W2v	120.750		1.750	211.313		
	W2h		24.150			0.250	6.038
計		217.350	43.470		464.888		23.426

地震時 橋軸直角方向 水平震度 = 0.20

記号		重量		作用点 X (m)	モーメント M _x (kN·m)	作用点 Y (m)	モーメント M _Y (kN·m)
		V (kN)	H (kN)				
W1	W1v	96.600		1.500	144.900		
	W1h		19.320			0.900	17.388
W2	W2v	120.750		1.500	181.125		
	W2h		24.150			0.250	6.038
計		217.350	43.470		326.025		23.426

3-2. 上部反力



H1= 0.500 PY1= 0.980
 PX1= 0.450 PX2= 2.800

常時 橋軸方向

荷重名	記号	荷重	X	Mx	Y	MY
		kN	m	kN・m	m	kN・m
上部反力	ΣWA	50.472	1.500	75.708		
	HxA	12.618			0.500	6.309
内水圧	Ph	20.607			0.980	20.195
計	鉛直	50.472		75.708		
	水平	12.618				26.504

常時 橋軸直角方向

荷重名	記号	荷重	X	Mx	Y	MY
		kN	m	kN・m	m	kN・m
上部反力	ΣWA	50.472	0.450	22.712		
	HxA	12.618			0.500	6.309
内水圧	Pv	56.861			0.980	55.724
計	鉛直	50.472		22.712		
	水平	12.618				62.033

地震時 橋軸方向

荷重名	記号	荷重	X	M _x	Y	MY
		kN	m	kN・m	m	kN・m
上部反力	ΣW_{Ak}	50.472	1.500	75.708		
	H_{xAk}	8.526			0.500	4.263
内水圧	P_h	20.607			0.980	20.195
計	鉛直	50.472		75.708		
	水平	8.526				24.458

地震時 橋軸直角方向

荷重名	記号	荷重	X	M _x	Y	MY
		kN	m	kN・m	m	kN・m
上部反力	ΣW_{Ak}	50.472	1.250	63.090		
	H_{xAk}	22.802			0.500	11.401
転倒モーメント	M_{yAk}					10.945
内水圧	P_v	56.861			0.980	55.724
計	鉛直	50.472		63.090		
	水平	22.802				78.070

3. 安定計算

3-1. 常時 橋軸方向

	鉛直荷重	水平荷重	M _x	M _y
	V (kN)	H (kN)	(kN・m)	(kN・m)
橋台	217.350		464.888	
上部構造	50.472	12.618	75.708	26.504
Σ	267.822	12.618	540.596	26.504

転倒に対して

合力の作用位置

$$x = \frac{\Sigma V \cdot M_x - \Sigma H \cdot M_y}{\Sigma V} = \frac{540.596 - 26.504}{267.822} = 1.92 \text{ m}$$

底版中心からの偏心距離

$$e = \frac{L}{2} - x = \frac{3.50}{2} - 1.92 = -0.17 \text{ m} < \frac{L}{6} = \frac{3.50}{6} = 0.583 \text{ m} \quad \text{OK}$$

滑動に対して

摩擦係数 $\mu = 0.577$

滑動に対する安全率 F_s は、

$$F_s = \frac{\Sigma V \cdot \mu + C_B \cdot B}{\Sigma H} \quad \begin{array}{l} C_B : \text{擁壁底版と支持地盤の間の粘着力} \\ B : \text{擁壁の底版幅} \end{array}$$

$$F_s = \frac{267.822 \times 0.577}{12.618} = 12.247 > 1.5 \quad \text{OK}$$

支持に対して

$e < L/6$ により 道路橋示方書・同解説IV下部構造編 P286

$$q = \frac{\Sigma V}{L \cdot B} \pm \frac{6 \cdot \Sigma V \cdot e}{L^2 \cdot B}$$

必要地耐力は、

$$q = \frac{267.822}{3.50 \times 3.00} \pm \frac{6 \times 267.822 \times -0.170}{3.50^2 \times 3.00}$$

$$q = + 18.07 \text{ kN/m}^2$$

$$q = - 32.94 \text{ kN/m}^2$$

下表に示す最大地盤反力度以下であり、実際には現地において平板載荷試験等にて70KN/m² (5KN/0.07069m²)以上の支持力を確認し、施工を行う。

地盤の種類	最大地盤反力度 (kN/m ²)
砂礫地盤	700
砂地盤	400
粘性土地盤	200

道路構示方書・同解説IV下部構造編P271

3-2. 常時 橋軸直角方向

	鉛直荷重	水平荷重	M _x	MY
	V (kN)	H (kN)	(kN・m)	(kN・m)
橋台	217.350		326.025	
上部構造	50.472	12.618	22.712	62.033
Σ	267.822	12.618	348.737	62.033

転倒に対して

合力の作用位置

$$x = \frac{\Sigma V \cdot M_x - \Sigma H \cdot M_y}{\Sigma V} = \frac{348.737 - 62.033}{267.822} = 1.071 \text{ m}$$

底版中心からの偏心距離

$$e = \frac{L}{2} - x = \frac{3.00}{2} - 1.071 = 0.429 \text{ m} < \frac{L}{6} = \frac{3.00}{6} = 0.500 \text{ OK}$$

滑動に対して

摩擦係数 $\mu = 0.577$

滑動に対する安全率 F_s は、

$$F_s = \frac{\Sigma V \cdot \mu + C_B \cdot B}{\Sigma H} \quad \begin{array}{l} C_B : \text{擁壁底版と支持地盤の間の粘着力} \\ B : \text{擁壁の底版幅} \end{array}$$

$$F_s = \frac{267.822 \times 0.577}{12.618} = 12.247 > 1.5 \text{ OK}$$

支持に対して

$e < L/6$ により 道路橋示方書・同解説IV下部構造偏 P286

$$q = \frac{\Sigma V}{L \cdot B} \pm \frac{6 \cdot \Sigma V \cdot e}{L^2 \cdot B}$$

必要地耐力は、

$$q = \frac{267.822}{3.00 \times 3.50} \pm \frac{6 \times 267.822 \times 0.429}{3.00^2 \times 3.50}$$

$q = + 18.07 \text{ kN/m}^2$

$q = - 32.94 \text{ kN/m}^2$

3-3. 地震時 橋軸方向

	鉛直荷重	水平荷重	M _x	M _y
	V (kN)	H (kN)	(kN·m)	(kN·m)
橋台	217.350	43.470	464.888	23.426
上部構造	50.472	8.526	75.708	24.458
Σ	267.822	51.996	540.596	47.884

転倒に対して

合力の作用位置

$$x = \frac{\Sigma V \cdot M_x - \Sigma H \cdot M_y}{\Sigma V} = \frac{540.596 - 47.884}{267.822} = 1.840 \text{ m}$$

底板中心からの偏心距離

$$e = \frac{L}{2} - x = \frac{3.50}{2} - 1.840 = -0.09 \text{ m} < \frac{L}{3} = \frac{3.50}{3} = 1.167 \text{ m} \quad \text{OK}$$

滑動に対して

$$\text{摩擦係数 } \mu = 0.577$$

滑動に対する安全率 F_sは、

$$F_s = \frac{\Sigma V \cdot \mu + CB \cdot B}{\Sigma H} \quad \begin{array}{l} CB : \text{擁壁底板と支持地盤の間の粘着力} \\ B : \text{擁壁の底板幅} \end{array}$$

$$F_s = \frac{267.822 \times 0.577}{51.996} = 2.972 > 1.2 \quad \text{OK}$$

支持に対して

$$e < L/6 \quad \text{により} \quad \text{道路橋示方書・同解説IV下部構造編 P286}$$

$$q = \frac{\Sigma V}{L \cdot B} \pm \frac{6 \cdot \Sigma V \cdot e}{L^2 \cdot B}$$

必要地耐力は、

$$q = \frac{267.822}{3.50 \times 3.00} \pm \frac{6 \times 267.822 \times -0.090}{3.50^2 \times 3.00}$$

$$q = + 21.57 \text{ kN/m}^2$$

$$q = - 29.44 \text{ kN/m}^2$$

3-4. 地震時 橋軸直角方向

	鉛直荷重	水平荷重	Mx	My
	V (kN)	H (kN)	(kN·m)	(kN·m)
橋台	217.350	43.470	326.025	23.426
上部構造	50.472	22.802	63.090	78.070
Σ	267.822	66.272	389.115	101.496

転倒に対して

合力の作用位置

$$x = \frac{\Sigma V \cdot M_x - \Sigma H \cdot M_y}{\Sigma V} = \frac{389.12 - 101.50}{267.822} = 1.074 \text{ m}$$

底版中心からの偏心距離

$$e = \frac{L}{2} - x = \frac{3.00}{2} - 1.074 = 0.426 < \frac{L}{3} = \frac{3.00}{3} = 1.000 \quad \text{OK}$$

滑動に対して

摩擦係数 $\mu = 0.577$

滑動に対する安全率 F_s は、

$$F_s = \frac{\Sigma V \cdot \mu + CB \cdot B}{\Sigma H} \quad \begin{array}{l} CB : \text{擁壁底版と支持地盤の間の粘着力} \\ B : \text{擁壁の底版幅} \end{array}$$

$$F_s = \frac{66.272}{267.822 \cdot 0.577 + CB \cdot B} > 1.2 \quad \text{OK}$$

支持に対して

$e < L/6$ により 道路橋示方書・同解説IV下部構造編 P286

$$q = \frac{\Sigma V}{L \cdot B} \pm \frac{6 \cdot \Sigma V \cdot e}{L^2 \cdot B}$$

必要地耐力は、

$$q = \frac{267.822}{3.00 \times 3.50} \pm \frac{6 \times 267.822 \times 0.426}{3.00^2 \times 3.50}$$

$$q = + 47.24 \text{ kN/m}^2$$

$$q = - 3.78 \text{ kN/m}^2$$

Ⅲ-1 漫出水集排水管の強度計算

第Ⅲ-1 埋立地底盤下部に敷設される漫出水集排水管φ1,000には、土かぶり20mに及ぶ大きな廃棄物荷重が載るため、遮水構造にダメージを与える可能性が無いよう、強度面の計算を行い安全性を確認する。

① 準拠基準

『廃棄物最終処分場整備の計画・設計要領』（全国都市清掃会議）に加え、『土地改良事業計画設計基準』（農林水産省）、『道路土工 カルバート工指針』（日本道路協会）における埋設管の設計基準を参考にする。

② 設計条件

埋立ごみ層の厚さが最大となる断面において、管に発生するたわみ率を計算し、許容値を満足することを確認する。

計算方法は、次図の敷設の状態により突出型(土かぶり $>2m$)となる。

また、高盛土であるため荷重については土圧のみを考慮し、活荷重や管自重は省略する。

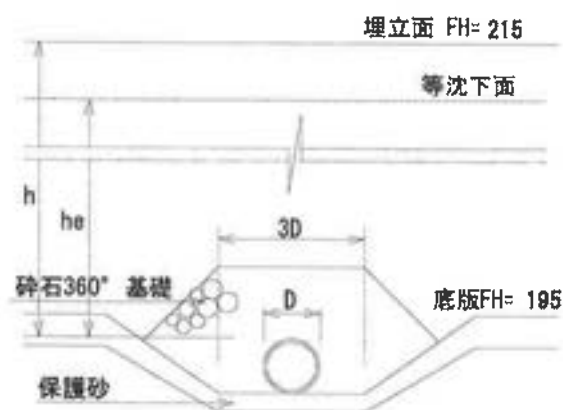


図-1 断面計算モデル

表-1 管の諸元

管種	高密度ポリエチレン管
管径	D=1000mm
外径	1120mm
平均半径	R=52.99(cm)
弾性係数	E=10,000(kgf/cm ² /cm)
断面二次モーメント	I=17.82(cm ⁴ /cm)

・土かぶり(h)

h=70.0m

・埋立ごみの土質定数

埋立物の重量は下表の湿潤重量から13.6kN/m³となる。

表-2 第Ⅲ埋立地の廃棄物層の定数推定値

種別	湿潤重量 (kN/m ³)	粘着力 (kN/m ²)	内部摩擦角 (度)	構成比
廃棄物層	12.6	34.5	35.4	68%
覆土・土堰堤	15.8	19.2	28.6	32%
設計計算に用いる定数	13.6	29.6	33.2	

・基礎の有効支持角

とう性管の基礎材は、管底部の反力とともに管側部の反力も有効に働かなくてはならないため、管底から管頂まで同一の基礎材で埋め戻すものとする(施工支持角=360°)。基礎材はフィルター機能を有する砕石を使用する。よって、次表より基礎の有効支持角は120°となる。

表-3 締固めた土基礎の設計支持角(とう性管 施工支持角360°)

土質分類		設計支持角(°)
礫質土	G、GS	120
	GF	90
砂質土	SW、SW-G、SWG	120
	SP、SP-G、SGP	90
	その他	90

(『土地改良事業計画設計基準』)

・基礎材の反力係数

下表は、Spanglerの提唱によるIowa公式に適用するためのe'値であり、『水道用埋設鋼管の管厚計算基準』(日本水道鋼管協会)にも採用されている。この表によれば、礫でe'=140(kgf/cm²)、破碎岩でe'=210(kgf/cm²)を見込むことができる。

本検討では、この表を採用し、礫と破碎岩の平均値を使用する。

$$e' = (140 + 210) \times 0.5$$

$$= 175.0 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$$

表-4 裏込埋戻し土の横反力係数e'の値(kgf/cm²)

土の種類	締固めなし	緩い状態	普通の状態
		プロクタ密度で <85% 相対密度で <40%	プロクタ密度で ≥85~95% 相対密度で ≥40~70%
粒度のよい土—LL(液性限界)<50% 中位から無塑性の土で25%以下の粗 粒部分を含む粘性土(CL、ML、ML-CL)。	3.5	14	28
粒度のよい土—LL(液性限界)<50% 中位から無塑性の土で25%以上の粗 粒部分を含む粘性土(CL、ML、CL-ML)。 細粒土分を含む粗粒土、12%以上の細 粒土分を含む礫まじり土(GM、GC)。 砂質土(SM、SC)。	7	28	70
細粒土分を含んでいないか、少量含ん でいる粗粒土。 12%以下の細粒土分を含む礫および 礫まじり砂(GW、GP)、あるいは砂(SW、 SP)。	14	70	140
破碎岩(割栗石)。	70	210	210

・許容たわみ率

高密度ポリエチレン管の許容たわみ率は、『土地改良事業計画設計基準』に従い、以下のとおりとする。

$$\text{許容たわみ率} V = 5\%$$

③ 鉛直土圧の計算(『土地改良事業計画設計基準』に基づく)

土かぶりが2mを超える逆突出型の場合、鉛直土圧は次のMarston式で計算する。

$$q_d = C_c \cdot \gamma \cdot B$$

ここで q_d : 鉛直土圧 (kgf/cm²)

C_c : 土圧係数 (-)

$h \leq h_e$ のとき

$$C_c = \frac{1 - \text{EXP}\left(-2K\mu\left(\frac{h}{B}\right)\right)}{2K\mu}$$

$h > h_e$ のとき

$$C_c = \frac{1 - \text{EXP}\left(-2K\mu\left(\frac{h_e}{B}\right)\right)}{2K\mu} + \left(\frac{h}{B} - \frac{h_e}{B}\right) \cdot \text{EXP}\left(-2K\mu\left(\frac{h_e}{B}\right)\right)$$

上式の h_e は次式から求める。

$$\begin{aligned} & \frac{\text{EXP}\left(-2K\mu\left(\frac{h_e'}{B}\right)\right) - 1}{-2K\mu} \left\{ \left(\frac{h'}{B} - \frac{h_e'}{B}\right) - \frac{1}{2K\mu} \right\} - \frac{h_e'}{B} \left\{ \left(\frac{h'}{B} - \frac{h_e'}{B}\right) + \frac{1}{2} \frac{h_e'}{B} - \frac{1}{2K\mu} \right\} \\ & = \frac{2}{3} r_{sd} \cdot P' \left\{ \frac{\text{EXP}\left(-2K\mu\left(\frac{h_e'}{B}\right)\right) - 1}{-2K\mu} + \left(\frac{h'}{B} - \frac{h_e'}{B}\right) \text{EXP}\left(-2K\mu\left(\frac{h_e'}{B}\right)\right) \right\} \end{aligned}$$

γ : 土の単位体積重量 = 0.001360 (kgf/cm³)

D : 管の外径 = 117.7 (cm)

K : ランキンの土圧係数

$$K = \frac{\sqrt{\mu^2 + 1} - \mu}{\sqrt{\mu^2 + 1} + \mu} = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi}$$

μ : 盛土の内部摩擦係数 = $\tan \phi$

ϕ : 盛土の内部摩擦角 = 33.2°

h : 土かぶり = 7,000.0 (cm)

h_e : 等沈下面から管頂までの深さ = 108.5 (cm)

r_{sd} : 沈下比 = -0.2 (cm) (締固め度90%)

P' : 突出比 = $h/B = 1.0$

$$\begin{aligned} K &= \frac{1 - \sin 33.2^\circ}{1 + \sin 33.2^\circ} \\ &= 0.292 (-) \end{aligned}$$

また、 $h > h_e$ であるので、

$$C_c = \frac{1 - \text{EXP}\left(-2 \times 0.292 \times \tan 33^\circ \times \left(\frac{108.5}{112.0}\right)\right)}{2 \times 0.292 \times \tan 33^\circ} + \left(\frac{7,000.0}{112.0} - \frac{108.5}{112.0}\right) \times \text{EXP}\left(-2 \times 0.292 \times \tan 33^\circ \times \left(\frac{108.5}{112.0}\right)\right)$$

$$= 12.473 (-)$$

よって、鉛直土圧 q_d は、

$$q_d = 12.473 \times 0.001360 \times 108.5$$

$$= 1.8999 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$$

となる。

④ 管のたわみ率の計算 (『土地改良事業計画設計基準』に基づく)

地下埋設におけるとう性管のたわみ量は、次のSpangler式で計算する。

$$\Delta x = \frac{2K \cdot F \cdot (q_d + q_l) \cdot R^4}{E \cdot I + 0.061 \cdot e' \cdot R^3}$$

ここで Δx : 管のたわみ量 (cm)

K : 基礎の支持角によって決まる係数 = 0.089

基礎の支持角		
施工支持角	設計支持角	K
90° 以上	60°	0.102
120° 以上	90°	0.096
180° 以上	120°	0.089
360°	180°	0.083

(『土地改良事業計画設計基準』)

F : 変形遅れ係数 = 1.0

現地盤の土質	基礎材料	
	砂質土	礫質土
礫質土・岩盤	1.0	1.0
砂質土	1.1	1.0
粘性土	1.3	1.2
その他	1.5	1.5

(『土地改良事業計画設計基準』)

q_d : 鉛直土圧 = 1.8999 (kgf/cm²)

q_l : 活荷重 = 0.0000 (kgf/cm²)

R : 管平均半径 = 52.99 (cm)

E : 管の弾性係数 = 10,000 (kgf・cm²/cm)

I : 管壁の断面二次モーメント = 17.82 (cm⁴/cm)

e' : 土の横反力係数 = 175 (kgf/cm²)

よって、

$$\Delta x = \frac{2 \times 0.089 \times 1.00 \times (1.8999 + 0.0) \times 52.99^4}{10,000 \times 17.82 + 0.061 \times 175 \times 52.99^3}$$
$$= 1.509 \text{ (cm)}$$

管のたわみ率は、次式で計算する。

$$V = \frac{\Delta x}{2R} \times 100$$

ここでV：管のたわみ率(%)

Δx ：管のたわみ量 = 1.509 (cm)

R：管平均半径 = 52.99 (cm)

よって、

$$V = \frac{1.509}{2 \times 52.99} \times 100$$

= 1.42 (%) ≤ 許容たわみ率：5.00 (%) → OK

以上のように、本設計条件において発生たわみ率は許容値を下回る。

Ⅲ-2 漫出水集排水管の強度計算

第Ⅲ-2 埋立地底盤下部に敷設される漫出水集排水管φ1,000には、土かぶり70mに及ぶ大きな廃棄物荷重が載るため、遮水構造にダメージを与える可能性が無いよう、強度面の計算を行い安全性を確認する。

① 準拠基準

『廃棄物最終処分場整備の計画・設計要領』（全国都市清掃会議）に加え、『土地改良事業計画設計基準』（農林水産省）、『道路土工 カルバート工指針』（日本道路協会）における埋設管の設計基準を参考にする。

② 設計条件

埋立ごみ層の厚さが最大となる断面において、管に発生するたわみ率を計算し、許容値を満足することを確認する。

計算方法は、次図の敷設の状態により突出型(土かぶり $>2m$)となる。

また、高盛土であるため荷重については土圧のみを考慮し、活荷重や管自重は省略する。

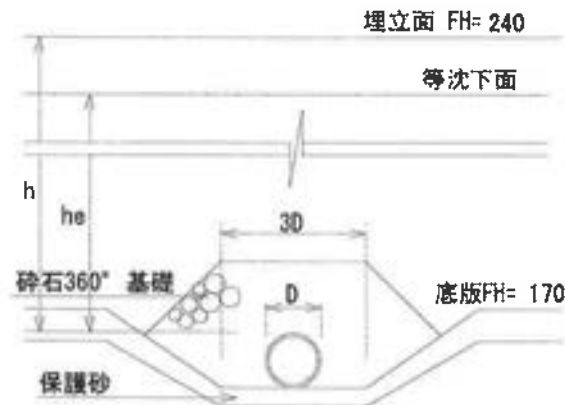


図-1 断面計算モデル

表-1 管の諸元

管種	高密度ポリエチレン管
管径	D = 1000mm
外径	1120mm
平均半径	R = 52.99 (cm)
弾性係数	E = 10,000 (kgf/cm ² /cm)
断面二次モーメント	I = 17.82 (cm ⁴ /cm)

・土かぶり (h)

h = 70.0m

・埋立ごみの土質定数

埋立物の重量は下表の湿潤重量から13.6kN/m³となる。

表-2 第Ⅲ埋立地の廃棄物層の定数推定値

種別	湿潤重量 (kN/m ³)	粘着力 (kN/m ²)	内部摩擦角 (度)	構成比
廃棄物層	12.6	34.5	35.4	68%
覆土・土堰堤	15.8	19.2	28.6	32%
設計計算に用いる定数	13.6	29.6	33.2	

・基礎の有効支持角

とう性管の基礎材は、管底部の反力とともに管側部の反力も有効に働かなくてはならないため、管底から管頂まで同一の基礎材で埋め戻すものとする(施工支持角=360°)。基礎材はフィルター機能を有する砕石を使用する。よって、次表より基礎の有効支持角は120°となる。

表-3 締固めた土基礎の設計支持角(とう性管 施工支持角360°)

土質分類		設計支持角(°)
礫質土	G、GS	120
	GF	90
砂質土	SW、SW-G、SWG	120
	SP、SP-G、SGP	90
	その他	90

(『土地改良事業計画設計基準』)

・基礎材の反力係数

下表は、Spanglerの提唱によるIowa公式に適用するためのe'値であり、『水道用埋設鋼管の管厚計算基準』(日本水道鋼管協会)にも採用されている。この表によれば、礫でe'=140(kgf/cm²)、破碎岩でe'=210(kgf/cm²)を見込むことができる。

本検討では、この表を採用し、礫と破碎岩の平均値を使用する。

$$e' = (140 + 210) \times 0.5$$

$$= 175.0 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$$

表-4 裏込埋戻し土の横反力係数e'の値(kgf/cm²)

土の種類	締固めなし	緩い状態	普通の状態
		プロクタ密度で <85% 相対密度で <40%	プロクタ密度で ≥85~95% 相対密度で ≥40~70%
粒度のよい土—LL(液性限界)<50% 中位から無塑性の土で25%以下の粗 粒部分を含む粘性土(CL、ML、ML-CL)。	3.5	14	28
粒度のよい土—LL(液性限界)<50% 中位から無塑性の土で25%以上の粗 粒部分を含む粘性土(CL、ML、CL-ML)。 細粒土分を含む粗粒土、12%以上の細 粒土分を含む礫まじり土(GM、GC)。 砂質土(SM、SC)。	7	28	70
細粒土分を含んでいないか、少量含ん でいる粗粒土。 12%以下の細粒土分を含む礫および 礫まじり砂(GW、GP)、あるいは砂(SW、 SP)。	14	70	140
破碎岩(割栗石)。	70	210	210

・許容たわみ率

高密度ポリエチレン管の許容たわみ率は、『土地改良事業計画設計基準』に従い、以下のとおりとする。

$$\text{許容たわみ率 } V = 5\%$$

③ 鉛直土圧の計算(『土地改良事業計画設計基準』に基づく)

土かぶりが2mを超える逆突出型の場合、鉛直土圧は次のMarston式で計算する。

$$q_d = C_c \cdot \gamma \cdot B$$

ここで q_d : 鉛直土圧 (kgf/cm²)

C_c : 土圧係数 (-)

$h \leq h_e$ のとき

$$C_c = \frac{1 - \text{EXP}\left(-2K\mu\left(\frac{h}{B}\right)\right)}{2K\mu}$$

$h > h_e$ のとき

$$C_c = \frac{1 - \text{EXP}\left(-2K\mu\left(\frac{h_e}{B}\right)\right)}{2K\mu} + \left(\frac{h}{B} - \frac{h_e}{B}\right) \cdot \text{EXP}\left(-2K\mu\left(\frac{h_e}{B}\right)\right)$$

上式の h_e は次式から求める。

$$\begin{aligned} & \frac{\text{EXP}\left(-2K\mu\left(\frac{h_e'}{B}\right)\right) - 1}{-2K\mu} \cdot \left\{ \left(\frac{h'}{B} - \frac{h_e'}{B}\right) - \frac{1}{2K\mu} \right\} - \frac{h_e'}{B} \cdot \left\{ \left(\frac{h'}{B} - \frac{h_e'}{B}\right) + \frac{1}{2} \cdot \frac{h_e'}{B} - \frac{1}{2K\mu} \right\} \\ & = \frac{2}{3} r_{sd} \cdot P' \cdot \left[\frac{\text{EXP}\left(-2K\mu\left(\frac{h_e'}{B}\right)\right) - 1}{-2K\mu} + \left(\frac{h'}{B} - \frac{h_e'}{B}\right) \text{EXP}\left(-2K\mu\left(\frac{h_e'}{B}\right)\right) \right] \end{aligned}$$

γ : 土の単位体積重量 = 0.001360 (kgf/cm³)

D : 管の外径 = 117.7 (cm)

K : ランキンの土圧係数

$$K = \frac{\sqrt{\mu^2 + 1} - \mu}{\sqrt{\mu^2 + 1} + \mu} = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi}$$

μ : 盛土の内部摩擦係数 = $\tan \phi$

ϕ : 盛土の内部摩擦角 = 33.2°

h : 土かぶり = 7,000.0 (cm)

h_e : 等沈下面から管頂までの深さ = 107.5 (cm)

r_{sd} : 沈下比 = -0.2 (cm) (締固め度90%)

P' : 突出比 = $h/B = 1.0$

$$\begin{aligned} K &= \frac{1 - \sin 33.2^\circ}{1 + \sin 33.2^\circ} \\ &= 0.292 (-) \end{aligned}$$

また、 $h > h_e$ であるので、

$$C_c = \frac{1 - \text{EXP}\left(-2 \times 0.292 \times \tan 33^\circ \times \left(\frac{107.5}{117.7}\right)\right)}{2 \times 0.292 \times \tan 33^\circ} + \left(\frac{7,000.0}{117.7} - \frac{107.5}{117.7}\right) \times \text{EXP}\left(-2 \times 0.292 \times \tan 33^\circ \times \left(\frac{107.5}{117.7}\right)\right)$$

$$= 43.447 (-)$$

よって、鉛直土圧 q_d は、

$$q_d = 43.447 \times 0.001360 \times 107.5$$

$$= 6.3520 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$$

となる。

④ 管のたわみ率の計算（『土地改良事業計画設計基準』に基づく）

地下埋設におけるとう性管のたわみ量は、次のSpangler式で計算する。

$$\Delta x = \frac{2K \cdot F \cdot (q_d + q_l) \cdot R^4}{E \cdot I + 0.061 \cdot e' \cdot R^3}$$

ここで Δx : 管のたわみ量 (cm)

K : 基礎の支持角によって決まる係数 = 0.089

基礎の支持角		
施工支持角	設計支持角	K
90° 以上	60°	0.102
120° 以上	90°	0.096
180° 以上	120°	0.089
360°	180°	0.083

（『土地改良事業計画設計基準』）

F : 変形遅れ係数 = 1.0

現地盤の土質	基礎材料	
	砂質土	礫質土
礫質土・岩盤	1.0	1.0
砂質土	1.1	1.0
粘性土	1.3	1.2
その他	1.5	1.5

（『土地改良事業計画設計基準』）

q_d : 鉛直土圧 = 6.3520 (kgf/cm²)

q_l : 活荷重 = 0.0000 (kgf/cm²)

R : 管平均半径 = 52.99 (cm)

E : 管の弾性係数 = 10,000 (kgf・cm²/cm)

I : 管壁の断面二次モーメント = 17.82 (cm⁴/cm)

e' : 土の横反力係数 = 175 (kgf/cm²)

よって、

$$\Delta x = \frac{2 \times 0.089 \times 1.00 \times (6.3520 + 0.0) \times 52.99^4}{10,000 \times 17.82 + 0.061 \times 175 \times 52.99^3}$$
$$= 5.046 \text{ (cm)}$$

管のたわみ率は、次式で計算する。

$$V = \frac{\Delta x}{2R} \times 100$$

ここでV：管のたわみ率(%)

Δx ：管のたわみ量 = 5.046 (cm)

R：管平均半径 = 52.99 (cm)

よって、

$$V = \frac{5.046}{2 \times 52.99} \times 100$$

$$= 4.76 (\%) \leq \text{許容たわみ率} : 5.00 (\%) \rightarrow \text{OK}$$

以上のように、本設計条件において発生たわみ率は許容値を下回る。

Ⅲ-1 地下水集排水管の強度計算

第Ⅲ-1 埋立地底盤下部に布設される地下水集排水管φ500には、土かぶり21.5mに及ぶ大きな廃棄物荷重が載るため、遮水構造にダメージを与える可能性が無いよう、強度面の計算を行い安全性を確認する。

① 準拠基準

『廃棄物最終処分場整備の計画・設計要領』（全国都市清掃会議）に加え、『土地改良事業計画設計基準』（農林水産省）、『道路土工 カルバート工指針』（日本道路協会）における埋設管の設計基準を参考にする。

② 設計条件

埋立ごみ層の厚さが最大となる断面において、管に発生するたわみ率を計算し、許容値を満足することを確認する。

計算方法は、次図の布設の状態により逆突出型（土かぶり $>2m$ ）となる。

また、高盛土であるため荷重については土圧のみを考慮し、活荷重や管自重は省略する。

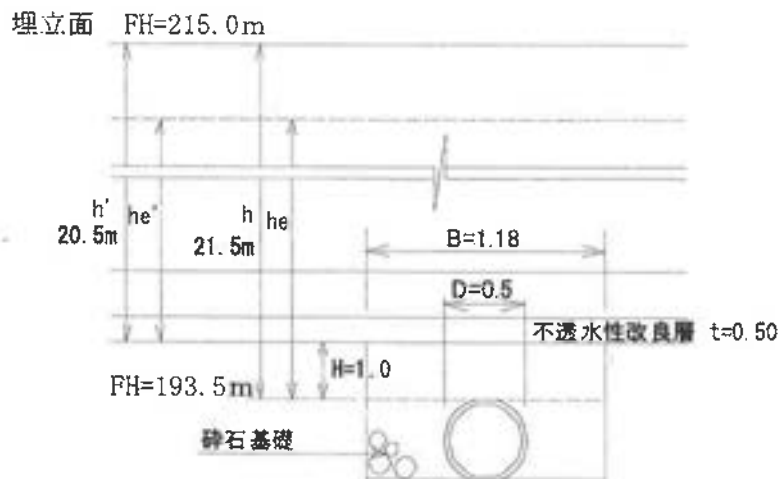


図-1 断面計算モデル

表-1 管の諸元

管種	高密度ポリエチレン管
管径	D=500mm
外径	576mm
平均半径	R=26.9(cm)
弾性係数	E=10,000(kgf/cm ² /cm)
断面二次モーメント	I=1.26(cm ⁴ /cm)

・土かぶり(h)

$$h = H + h'$$

$$H = 1.0\text{m}$$

h' = 埋立ごみ層最大厚 + 不透水性改良層

$$= 20.0\text{m} + 0.50\text{m} = 20.50\text{m}$$

であるので、

$$h = 1.0 + 20.50 = 21.50\text{m}$$

・埋立ごみの土質定数

埋立物の重量は、ト表の湿潤重量から13.6kN/m³を用いる。

表-2 埋立物の土質定数

種別	湿潤重量 (kN/m ³)	粘着力 (kN/m ²)	内部摩擦角 (度)	構成比
廃棄物層	12.6	34.5	35.4	68%
覆土・土堰堤	15.8	19.2	28.6	32%
設計計算に用いる定数	13.6	29.6	33.2	

・基礎の有効支持角

とう性管の基礎材は、管底部の反力とともに管側部の反力も有効に働かなくてはならないため、管底から管頂まで同一の基礎材で埋め戻すものとする(施工支持角=360°)。基礎材はフィルター機能を有する砕石を使用する。よって、次表より基礎の有効支持角は120°となる。

表-3 締固めた土基礎の設計支持角(とう性管 施工支持角360°)

土質分類		設計支持角(°)
礫質土	G、GS	120
	GF	90
砂質土	SW、SW-G、SWG	120
	SP、SP-G、SGP	90
	その他	90

(『土地改良事業計画設計基準』)

・基礎材の反力係数

下表は、Spanglerの提唱によるIowa公式に適用するためのe'値であり、『水道用埋設鋼管の管厚計算基準』(日本水道鋼管協会)にも採用されている。この表によれば、礫でe'=140(kgf/cm²)、破碎岩でe'=210(kgf/cm²)を見込むことができる。

本検討では、この表を採用し、礫と破碎岩の平均値を使用する。

$$e' = (140 + 210) \times 0.5$$

$$= 175.0 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$$

表-4 裏込埋戻し土の横反力係数e'の値(kgf/cm²)

土の種類	締固めなし	緩い状態	普通の状態
		プロクタ密度で <85% 相対密度で <40%	プロクタ密度で ≥85~95% 相対密度で ≥40~70%
粒度のよい土—LL(液性限界)<50% 中位から無塑性の土で25%以下の粗粒部分を含む粘性土(CL、ML、ML-CL)。	3.5	14	28
粒度のよい土—LL(液性限界)<50% 中位から無塑性の土で25%以上の粗粒部分を含む粘性土(CL、ML、CL-ML)。 細粒土分を含む粗粒土、12%以上の細粒土分を含む礫まじり土(GM、GC)。 砂質土(SM、SC)。	7	28	70
細粒土分を含んでいないか、少量含んでいる粗粒土。 12%以下の細粒土分を含む礫および礫まじり砂(GW、GP)、あるいは砂(SW、SP)。	14	70	140
破碎岩(割栗石)。	70	210	210

・許容たわみ率

高密度ポリエチレン管の許容たわみ率は、以下のとおりとする。

とう性管の許容たわみ率 $V = 5\%$ (『土地改良事業計画設計基準』)

③ 鉛直土圧の計算 (『土地改良事業計画設計基準』に基づく)

土かぶりが 2 m を超える逆突出型の場合、鉛直土圧は次の Marston 式で計算する。

$$q_d = C_c \cdot \gamma \cdot B$$

ここで q_d : 鉛直土圧 (kgf/cm²)

C_c : 土圧係数 (-)

$h \leq h_e$ のとき

$$C_c = \frac{1 - \text{EXP}\left(-2K\mu\left(\frac{h}{B}\right)\right)}{2K\mu}$$

γ : 土の単位体積重量 = 0.001360 (kgf/cm³)

B : 溝幅 = 118.0 (cm)

K : ランキンの土圧係数

$$K = \frac{\sqrt{\mu^2 + 1} - \mu}{\sqrt{\mu^2 + 1} + \mu} = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi}$$

μ : 盛土の内部摩擦係数 = $\tan \phi$

ϕ : 盛土の内部摩擦角 = 33°

h : 土かぶり = 2,150.0 (cm)

$$K = \frac{1 - \sin 33.2^\circ}{1 + \sin 33.2^\circ} \\ = 0.292 (-)$$

また、 $h \leq h_e$ であるので、

$$C_c = \frac{1 - \text{EXP}\left(-2 \times 0.292 \times \tan 33.2^\circ \times \left(\frac{2,150.0}{118.0}\right)\right)}{2 \times 0.292 \times \tan 33.2^\circ}$$

$$= 2.614 (-)$$

よって、鉛直土圧 q_d は、

$$q_d = 2.614 \times 0.001360 \times 118.0 \\ = 0.4195 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$$

となる。

④ 管のたわみ率の計算 (『土地改良事業計画設計基準』に基づく)

地下埋設におけるとう性管のたわみ量は、次の Spangler 式で計算する。

$$\Delta x = \frac{2K \cdot F \cdot (q_d + q_l) \cdot R^4}{E \cdot I + 0.061 \cdot e \cdot R^3}$$

ここで Δx : 管のたわみ量 (cm)

K : 基礎の支持角によって決まる係数 = 0.089

基礎の支持角		
施工支持角	設計支持角	K
90° 以上	60°	0.102
120° 以上	90°	0.096
180° 以上	120°	0.089
360°	180°	0.083

(『土地改良事業計画設計基準』)

F : 変形遅れ係数 = 1.0

現地盤の土質	基礎材料	
	砂質土	礫質土
礫質土・岩盤	1.0	1.0
砂質土	1.1	1.0
粘性土	1.3	1.2
その他	1.5	1.5

(『土地改良事業計画設計基準』)

q d : 鉛直土圧 = 0.4195 (kgf/cm²)

q l : 活荷重 = 0.0000 (kgf/cm²)

R : 管平均半径 = 26.9 (cm)

E : 管の弾性係数 = 10,000 (kgf・cm²/cm)

I : 管壁の断面二次モーメント = 1.26 (cm⁴/cm)

e' : 土の横反力係数 = 175 (kgf/cm²)

よって、

$$\Delta x = \frac{2 \times 0.089 \times 1.00 \times (0.4195 + 0.0) \times 26.90^4}{10,000 \times 1.26 + 0.061 \times 175 \times 26.90^3}$$

$$= 0.177 \text{ (cm)}$$

管のたわみ率は、次式で計算する。

$$V = \frac{\Delta x}{2R} \times 100$$

ここで V : 管のたわみ率 (%)

Δx : 管のたわみ量 = 0.177 (cm)

R : 管平均半径 = 26.9 (cm)

よって、

$$V = \frac{0.177}{2 \times 26.9} \times 100$$

$$= 0.33 \text{ (\%)} \leq \text{許容たわみ率 : 5.00 (\%)} \rightarrow \text{OK}$$

以上のように、本設計条件において発生たわみ率は許容値を下回る。

Ⅲ-2 地下水集排水管の強度計算

第Ⅲ-2 埋立地底盤下部に布設される地下水集排水管φ900には、土かぶり51.5mに及ぶ大きな廃棄物荷重が載るため、遮水構造にダメージを与える可能性が無いよう、強度面の計算を行い安全性を確認する。

① 準拠基準

『廃棄物最終処分場整備の計画・設計要領』（全国都市清掃会議）に加え、『土地改良事業計画設計基準』（農林水産省）、『道路土工 カルバート工指針』（日本道路協会）における埋設管の設計基準を参考にする。

② 設計条件

埋立ごみ層の厚さが最大となる断面において、管に発生するたわみ率を計算し、許容値を満足することを確認する。

計算方法は、次図の布設の状態により逆突出型（土かぶり $>2m$ ）となる。

また、高盛土であるため荷重については土圧のみを考慮し、活荷重や管自重は省略する。

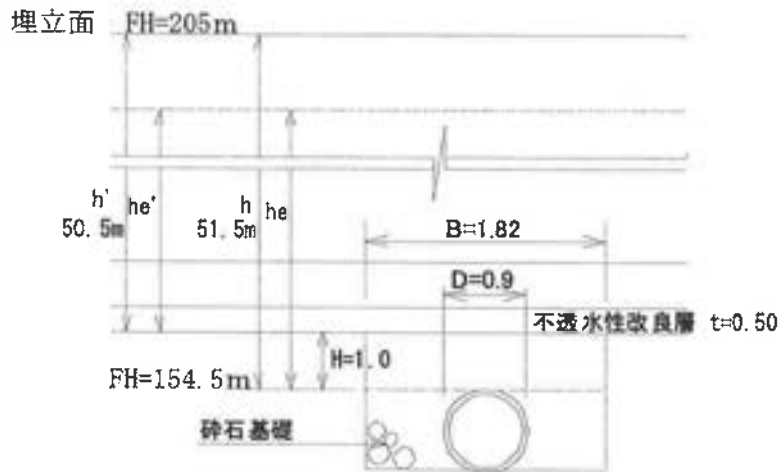


図-1 断面計算モデル

表-1 管の諸元

管種	高密度ポリエチレン管
管径	D=900mm
外径	1022mm
平均半径	R=48.05(cm)
弾性係数	E=10,000(kgf/cm ² /cm)
断面二次モーメント	I=6.14(cm ⁴ /cm)

・土かぶり(h)

$$h = H + h'$$

$$H = 1.0\text{m}$$

h' = 埋立ごみ層最大厚 + 不透水性改良層

$$= 50.0\text{m} + 0.50\text{m} = 50.50\text{m}$$

であるので、

$$h = 1.0 + 50.50 = 51.50\text{m}$$

・埋立ごみの土質定数

埋立物の重量は、下表の湿潤重量から13.6kN/m³を用いる。

表-2 埋立物の土質定数

種別	湿潤重量 (kN/m ³)	粘着力 (kN/m ²)	内部摩擦角 (度)	構成比
廃棄物層	12.6	34.5	35.4	68%
覆土・土堰堤	15.8	19.2	28.6	32%
設計計算に用いる定数	13.6	29.6	33.2	

・基礎の有効支持角

とう性管の基礎材は、管底部の反力とともに管側部の反力も有効に働かなくてはならないため、管底から管頂まで同一の基礎材で埋め戻すものとする(施工支持角=360°)。基礎材はフィルター機能を有する砕石を使用する。よって、次表より基礎の有効支持角は120°となる。

表-3 締固めた土基礎の設計支持角(とう性管 施工支持角360°)

土質分類		設計支持角(°)
礫質土	G、GS	120
	GF	90
砂質土	SW、SW-G、SWG	120
	SP、SP-G、SGP	90
	その他	90

(『土地改良事業計画設計基準』)

・基礎材の反力係数

下表は、Spanglerの提唱によるIowa公式に適用するためのe'値であり、『水道用埋設鋼管の管厚計算基準』(日本水道鋼管協会)にも採用されている。この表によれば、礫でe'=140(kgf/cm²)、破碎岩でe'=210(kgf/cm²)を見込むことができる。

本検討では、この表を採用し、礫と破碎岩の平均値を使用する。

$$e' = (140 + 210) \times 0.5$$

$$= 175.0 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$$

表-4 裏込埋戻し土の横反力係数e'の値(kgf/cm²)

土の種類	締固めなし	緩い状態	普通の状態
		プロクタ密度で <85% 相対密度で <40%	プロクタ密度で ≥85~95% 相対密度で ≥40~70%
粒度のよい土—LL(液性限界)<50% 中位から無塑性の土で25%以下の粗 粒部分を含む粘性土(CL、ML、ML-CL)。	3.5	14	28
粒度のよい土—LL(液性限界)<50% 中位から無塑性の土で25%以上の粗 粒部分を含む粘性土(CL、ML、CL-ML)。 細粒土分を含む粗粒土、12%以上の細 粒土分を含む礫まじり土(GM、GC)。 砂質土(SM、SC)。	7	28	70
細粒土分を含んでいないか、少量含ん でいる粗粒土。 12%以下の細粒土分を含む礫および 礫まじり砂(GW、GP)、あるいは砂(SW、 SP)。	14	70	140
破碎岩(割栗石)。	70	210	210

・許容たわみ率

高密度ポリエチレン管の許容たわみ率は、以下のとおりとする。

とう性管の許容たわみ率 $V=5\%$ (『土地改良事業計画設計基準』)

③ 鉛直土圧の計算(『土地改良事業計画設計基準』に基づく)

土かぶり h が 2 m を超える逆突出型の場合、鉛直土圧は次のMarston式で計算する。

$$q_d = C_c \cdot \gamma \cdot B$$

ここで q_d : 鉛直土圧(kgf/cm^2)

C_c : 土圧係数(-)

$h \leq h_e$ のとき

$$C_c = \frac{1 - \text{EXP}\left(-2K\mu\left(\frac{h}{B}\right)\right)}{2K\mu}$$

γ : 土の単位体積重量 = $0.001430(\text{kgf/cm}^3)$

B : 溝幅 = $182.0(\text{cm})$

K : ランキンの土圧係数

$$K = \frac{\sqrt{\mu^2 + 1} - \mu}{\sqrt{\mu^2 + 1} + \mu} = \frac{1 - \sin\phi}{1 + \sin\phi}$$

μ : 盛土の内部摩擦係数 = $\tan\phi$

ϕ : 盛土の内部摩擦角 = 33°

h : 土かぶり = $5,150.0(\text{cm})$

$$K = \frac{1 - \sin 33.2^\circ}{1 + \sin 33.2^\circ} \\ = 0.292 (-)$$

また、 $h \leq h_e$ であるので、

$$C_c = \frac{1 - \text{EXP}\left(-2 \times 0.292 \times \tan 33.2^\circ \times \left(\frac{5,150.0}{182.0}\right)\right)}{2 \times 0.292 \times \tan 33.2^\circ}$$

$$= 2.617 (-)$$

よって、鉛直土圧 q_d は、

$$q_d = 2.617 \times 0.001360 \times 182.0 \\ = 0.6478 (\text{kgf/cm}^2)$$

となる。

④ 管のたわみ率の計算(『土地改良事業計画設計基準』に基づく)

地下埋設におけるとう性管のたわみ量は、次のSpangler式で計算する。

$$\Delta x = \frac{2K \cdot F \cdot (q_d + ql) \cdot R^4}{E \cdot I + 0.061 \cdot e \cdot R^3}$$

ここで Δx : 管のたわみ量 (cm)

K : 基礎の支持角によって決まる係数 = 0.089

基礎の支持角		
施工支持角	設計支持角	K
90° 以上	60°	0.102
120° 以上	90°	0.096
180° 以上	120°	0.089
360°	180°	0.083

(『土地改良事業計画設計基準』)

F : 変形遅れ係数 = 1.0

現地盤の土質	基礎材料	
	砂質土	礫質土
礫質土・岩盤	1.0	1.0
砂質土	1.1	1.0
粘性土	1.3	1.2
その他	1.5	1.5

(『土地改良事業計画設計基準』)

q d : 鉛直土圧 = 0.6478 (kgf/cm²)

q l : 活荷重 = 0.0000 (kgf/cm²)

R : 管平均半径 = 48.05 (cm)

E : 管の弾性係数 = 10,000 (kgf・cm²/cm)

I : 管壁の断面二次モーメント = 6.14 (cm⁴/cm)

e' : 土の横反力係数 = 175 (kgf/cm²)

よって、

$$\Delta x = \frac{2 \times 0.089 \times 1.00 \times (0.6478 + 0.0) \times 48.05^4}{10,000 \times 6.14 + 0.061 \times 175 \times 48.05^3}$$

$$= 0.493 \text{ (cm)}$$

管のたわみ率は、次式で計算する。

$$V = \frac{\Delta x}{2R} \times 100$$

ここで V : 管のたわみ率 (%)

Δx : 管のたわみ量 = 0.493 (cm)

R : 管平均半径 = 48.05 (cm)

よって、

$$V = \frac{0.493}{2 \times 48.05} \times 100$$

$$= 0.51 (\%) \leq \text{許容たわみ率} : 5.00 (\%) \rightarrow \text{OK}$$

以上のように、本設計条件において発生たわみ率は許容値を下回る。

造成盛土及び切土法面における斜面のすべりに対する
多面的な安定性の検討について

- 1 地山との境界部をすべり面とする盛土法面の安定性の
検討について・・・・・・・・・・・・・・・・資料 - 1
- 2 すべり面を設定しない切土法面の安定性の検討につい
て・・・・・・・・・・・・・・・・資料 - 1
- 3-1 地震時における応答解析について(土堰堤)
・・・・・・・・・・・・・・・・資料 - 2
- 3-2 表層部法面の直線すべりに対する検討について
(土堰堤)・・・・・・・・・・・・・・・・資料 - 16

造成盛土及び切土法面における斜面のすべりに対する多面的な安定性の検討について

1 地山との境界部をすべり面とする盛土法面の安定性の検討について

□検討内容

①計算方法

有効応力法による複合すべり計算

設計基準 道路土工 切土工・斜面安定工指針(平成21年度版)
(有効応力法) ※出典:p.398~399

計算式

$$F_s = \frac{\sum (CL + (W \cdot \cos\alpha - Ub \cdot \cos\alpha) \tan\phi)}{\sum W \cdot \sin\alpha}$$

ここに、

- F_s : 安全率
- C : 粘着力 (kN/m²)
- L : スライス底面の長さ (m)
- W : スライスの全重量 (kN/m)
- α : スライス底面が水平面となす角度 (度)
- U : スライス底面に作用する間隙水圧 (kN/m²)
- b : スライスの幅 (m)
- ϕ : 内部摩擦角 (度)

スライス幅の基準値 10.0
分布, 集中荷重の成分 0 (= 0 抵抗力と起動力を考慮する)
..... 1 (= 1 起動力のみ考慮する)

②すべり面の設定

造成盛土した土塊部分と地山との境界部にすべり面を設定

③用いたデータ

Ⅲ期ボーリング調査における土質試験結果による

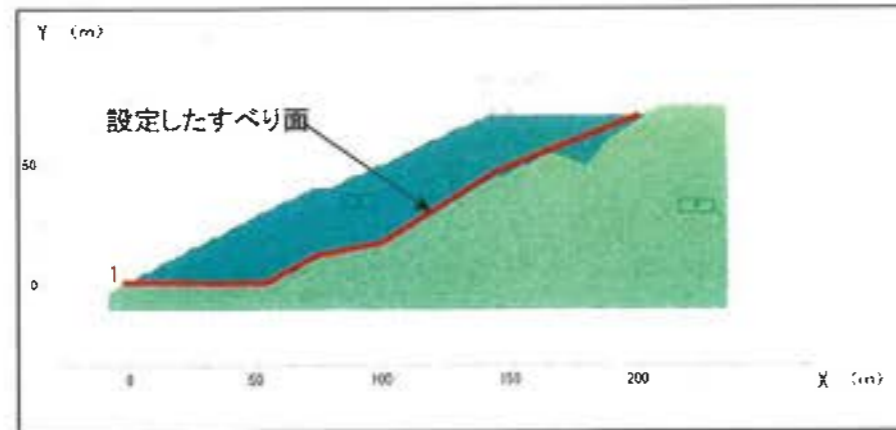
対象	湿潤重量(kN/m ³)	粘着力(kN/m ²)	内部摩擦角(°)
地山	17.8	42.0	44.0
造成盛土	15.8	19.2	28.6

④用いた設計水平震度

「0.2」 ※道路土工 盛土工指針 ※出典:(平成22年度版)p.125

⑤計算モデル

高さが最大70mとなる造成盛土



□評価

①評価基準

安全率…常時「1.2」、地震時「1.0」 ※道路土工 盛土工指針 ※出典:(平成22年度版)p.109(常時)、p.123(地震時)

②計算結果

安全率…常時「2.609」、地震時「1.596」となり、基準を満足することを確認しました。

2 すべり面を設定しない切土法面の安定性の検討について

□検討内容

①計算方法

※出典:日本地すべり学会「有限要素法による地すべり解析」(2006)

せん断強度低減法による有限要素法(地すべり現象の解析などに用いられる計算方法)

「土のせん断強度をある定数で除した時に斜面が崩壊する場合、その定数が安全率に相当する」ことで定義し、土の粘着力、内部摩擦角を徐々に低減させていく方法です。

$$\tau = \frac{C + \delta \tan\phi}{F}$$

ここに τ : せん断強度(kN/m²)
 C : 粘着力(kN/m²)
 ϕ : せん断抵抗角(°)
 F : 安全率

②用いたデータ

Ⅲ期ボーリング調査における土質試験結果による(ポアソン値は砂岩の一般値を用いた)

地層区分	湿潤重量(kN/m ³)	ポアソン比	変形係数(MN/m ²)	粘着力(kN/m ²)	内部摩擦角(°)
Ss2層	19.4	0.33	3.6	113	33

③計算モデル

高さが最大73mとなる第Ⅲ-2埋立地の切土法面



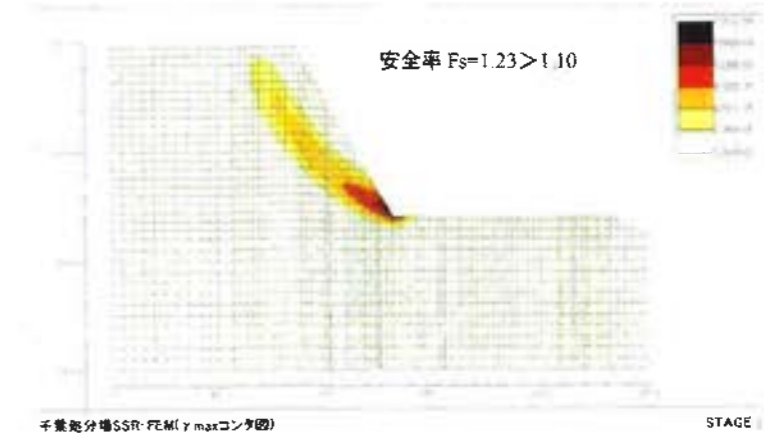
□評価

①評価基準

安全率 仮設「1.10」 ※出典:(21年度版)p.403

②計算結果

安全率は「1.23」となり、基準を満足することを確認しました。 ※道路土工 切土工・斜面安定工指針



千載配分SSR-FEM(γ maxコンター図)

安全率が1.23となる時の最大せん断ひずみコンター図

3-1 地震時における応答解析について(土堰堤)

□解析モデル

- ・メッシュ
 - メッシュ条件を変えても解に変わりがないかの確認を行いました
 - 密なメッシュのケース
 - ・節点数:9344点
 - ・盛土内 1~2m
 - ・基礎地盤 水平4~10m、鉛直2.5~6m
 - 粗いメッシュのケース
 - ・節点数:4336点
 - ・盛土内 2~4m
 - ・基礎地盤 水平4~10m、鉛直2.5~6m
- ※出典: NEXCO設計要領(平成28年8月)p.4-20
- ・解析方法
 - 地震応答解析 : 等価加速度波形を設定し二次元等価線形解析を実施
 - 滑動変位量算定 : ニューマーク法
- ・解析モデル
 - 高さが最大となる埋立完了断面を解析モデルとしました
- ・地震外力条件
 - 大きく短い地震波形(タイプII 道路橋示方書I種地盤波形3波)
 - ※阪神淡路大震災(波形3波) ※出典: V耐震設計編(平成24年3月)p.113
 - 大きく長い地震波形(タイプI 道路橋示方書I種地盤波形3波)
 - ※東日本大震災(波形2波)及び十勝沖地震(波形1波)
- ・テンションクラック
 - クラック深さ「2.5m」 ※NEXCO設計要領に示す最大値
 - ※出典: 土工保全編【平成28年8月】3. 盛土 p.3-19

□解析パラメータの設定

- ・湿潤単位体積重量 廃棄物 …13試料(第II埋立地)
 - ・粘着力 覆土・土堰堤…3試料
 - ・せん断抵抗角 基礎地盤 …1試料
 - ・深度 PS検層結果の走時曲線から深度区分を設定/第II埋立地試験実績値*
 - ・N値 現場の標準貫入試験から得られた値で設定/第II埋立地試験実績値*
 - ・S波速度(Vs) PS検層結果から得られた値で設定/第II埋立地試験実績値*
 - ・初期せん断剛性(G₀) 拘束圧を考慮して推定式に基づき設定
 - ・応力依存係数 0.5乗則で設定
 - ・動的ポアソン比 PS検層結果から設定/第II埋立地試験実績値*
 - ・静止土圧係数 0.5で設定(道路土工・カルバート工指針に基づき設定) ※出典: (平成21年度版) p.101
 - ・動的変形特性 動的変形特性は拘束圧に依存して変化するため土被り圧100kN/m²毎に区分した範囲毎に拘束圧補正した曲線としました
- ※第II埋立地試験: 標準貫入試験、PS検層…3箇所(No.1,2,3)、深さ約30m

□円弧すべり面の設定

- ・最大加速度分布及び、最大せん断ひずみ分布を参考に7ケースを設定

□ニューマーク法による残留変位量の算定

- ・大きく短い地震動
- ・大きく長い地震動

□結果の出力

- 応答加速度分布
 - 応答変位分布
 - せん断ひずみ分布
 - 局所安全率分布
- ・大きく短い地震動
 - ・大きく長い地震動

□解析パラメータの設定

分類	深度 G.L. -m	湿潤単位体積重量 ^{※1} γ _s kN/m ³	粘着力 ^{※1} c kN/m ²	せん断抵抗角 ^{※1} φ 度	S波速度 ^{※2} V _s m/s	応力依存係数 ^{※3} *	動的ポアソン比 ^{※4} ν _d	静止土圧係数 ^{※5} K ₀	動的変形特性 ^{※6}
基礎地盤	0	19.6	101	39.9	100	-	0.45	0.5	動的変形特性 ^{※6}
貯留域	0	23.5	1000	0	90	-	0.45	0.5	
土堰堤	0~4	15.8	19.2	28.6	90	0.5	0.45	0.5	
	4~9				150				
	9~16				210				
	16~22				260				
	22~				300				
廃棄物	0~4	12.6	39.5	35.4	90	0.5	0.39	0.5	
	4~9				150				
	9~16				210				
	16~22				260				
	22~				300				

- ※1 単位体積重量、粘着力、せん断抵抗角は、静的解析に用いた値と同値としました
- ※2 S波速度は、追加調査のPS検層で得られた値を参考にメッシュに割り当てました
- ※3 応力依存係数は、追加調査の結果も比較し、一般的な0.5乗則を用いました
- ※4 基礎地盤、堰堤の動的ポアソン比は、設計要領から引用し、覆土、廃棄物の動的ポアソン比は、PS検層のP波速度及びS波速度から求めました
- ※5 静止土圧係数は、道路土工・カルバート工指針に基づき0.5を用いました
(有効上載圧を得るための初期自重解析のみで用いており、解析結果への影響は小さいことから上記の0.5を用いました)
- ※6 動的変形特性は拘束圧に依存して変化するため土被り圧100kN/m²毎に区分した範囲毎に拘束圧補正した曲線としました

□粗いメッシュによる解析結果

メッシュの粗密による影響は極めて少なく、同様の傾向を示すことを確認しました。

<ニューマーク法による残留変位量の算定結果一覧>

□大きく短い地震波形

- ・降伏水平震度は0.38~0.75 → 計画時に想定した降伏水平震度0.2よりも大きな値となりました
- ・残留変位量は正方向0~12.984cm、負方向0~7.832cmとなりました ※テンションクラックを考慮した残留変位量

□大きく長い地震波形

- ・降伏水平震度は0.38~0.75 → 計画時に想定した降伏水平震度0.2よりも大きな値となりました
 - ・残留変位量は正方向0~7.618cm、負方向0~8.602cmとなりました ※テンションクラックを考慮した残留変位量
- テンションクラックを考慮したことによって表層部で設定した円弧のうち、円弧②・円弧⑥の残留変位量が僅かに大きくなることを確認しました。また円弧⑦は変化しないことを確認しました。

大地震時の盛土変形による限界値4.25m^{*}に対し、解析による変位量は0.13mとなりました。

※盛土斜面長(170m)の2.5%…170mは計画盛土面の総延長です

円弧番号	降伏震度	大きく短い地震動		大きく長い地震動	
		残留変位量 cm		残留変位量 cm	
		正方向	負方向	正方向	負方向
①	0.38	波形パターン		波形パターン	
		II-I-1	II-I-2	I-I-1	十勝沖地震
		II-I-3	II-I-3	I-I-2	東北地方太平洋沖地震
②	0.53	II-I-1	II-I-2	I-I-1	十勝沖地震
		II-I-2	II-I-3	I-I-2	東北地方太平洋沖地震
		II-I-3	II-I-3	I-I-3	東北地方太平洋沖地震
③	0.43	II-I-1	II-I-1	I-I-1	十勝沖地震
		II-I-2	II-I-2	I-I-2	東北地方太平洋沖地震
		II-I-3	II-I-3	I-I-3	東北地方太平洋沖地震
④	0.55	II-I-1	II-I-1	I-I-1	十勝沖地震
		II-I-2	II-I-2	I-I-2	東北地方太平洋沖地震
		II-I-3	II-I-3	I-I-3	東北地方太平洋沖地震
⑤	0.43	II-I-1	II-I-1	I-I-1	十勝沖地震
		II-I-2	II-I-2	I-I-2	東北地方太平洋沖地震
		II-I-3	II-I-3	I-I-3	東北地方太平洋沖地震
⑥	0.60	II-I-1	II-I-1	I-I-1	十勝沖地震
		II-I-2	II-I-2	I-I-2	東北地方太平洋沖地震
		II-I-3	II-I-3	I-I-3	東北地方太平洋沖地震
⑦	0.75	II-I-1	II-I-1	I-I-1	十勝沖地震
		II-I-2	II-I-2	I-I-2	東北地方太平洋沖地震
		II-I-3	II-I-3	I-I-3	東北地方太平洋沖地震

1. ニューマーク法による残留変位量の算定

1-1 検討にあたって

- ・Ⅱ期の盛土に対して、ボーリング調査（標準貫入試験、PS 検層）を実施して V_s を設定しました。
- ・粗いメッシュとした場合の検討を追加実施し、比較検討を行いました。
- ・PS 検層をもとにパラメータを区分する層を 5 層に区分することが妥当と判断しました。

1-2 調査を含めた検討フロー

上記を踏まえ、ニューマーク法を用いた残留変位量算定の解析手順を図-1に示します。

■前回からの追加検討項目

- ・追加調査を行い、その結果を用いて解析パラメータを設定しました。
- ・粗い解析メッシュを作成し、メッシュの粗密による差を比較検討しました。

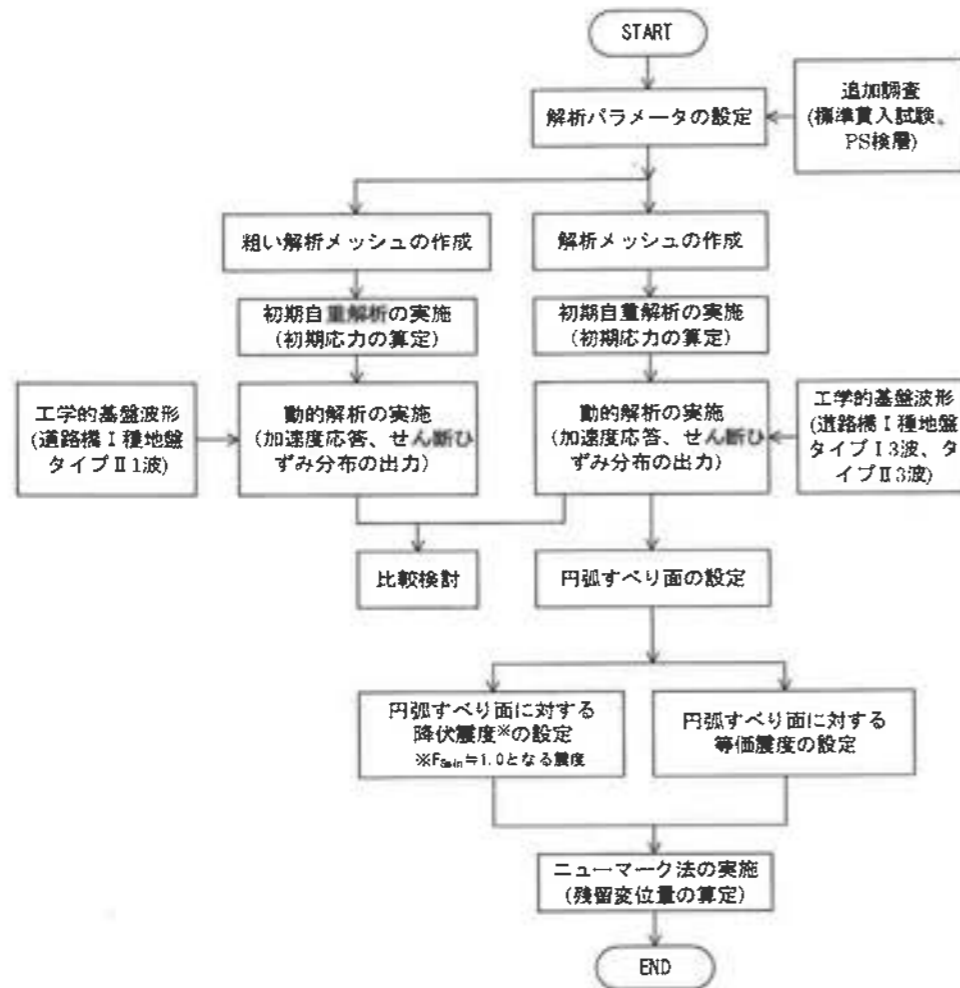


図-1 解析検討フロー

1-3 解析パラメータの設定

追加調査を踏まえ、修正した解析パラメータの一覧を表-1に示します。なお、標準貫入試験による N 値と PS 検層による S 波速度の関係を図-2に、平均応力 σ_m と初期せん断剛性 G_0 ($=\rho \cdot V_s^2$) の関係を図-3に示します。

調査結果による V_s は、前回検討時に採用していた道路橋推定式 ($V_s=100N^{0.3}$) に比べ、やや小さい値となりました。また、 N 値増加に伴う V_s の増加傾向としては同様となりました。

解析に用いる V_s は、 G_0 が小さく評価される No.3 地点の PS 検層結果を解析物性値として採用しました (図-4)。

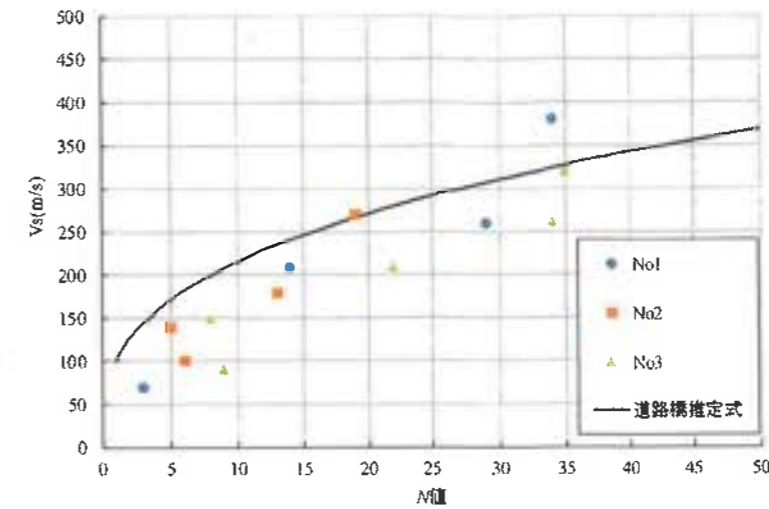


図-2 標準貫入試験による N 値と PS 検層による V_s の関係

応力依存係数 n を一般値 0.5 とした場合の G_0 推定式 ($G_0=6500\sigma_m^n$) を併記すると、調査による V_s から算出した G_0 の結果と概ね整合しました。

初期せん断剛性 G_0 は、拘束圧に依存して変化するため、解析に用いる G_0 は、土被り圧 100kN/m^2 毎に区分した範囲毎に G_0 推定式 ($G_0=\alpha \cdot \sigma_m^n$) で算出した値としました。

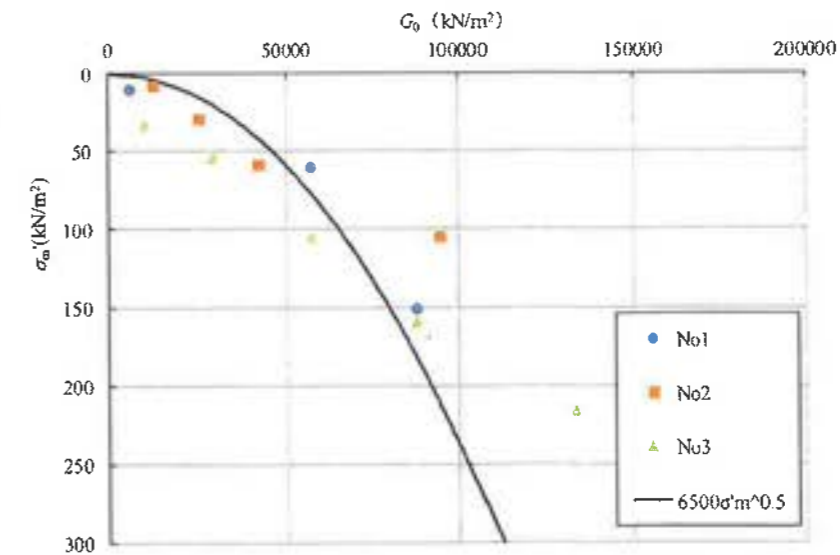
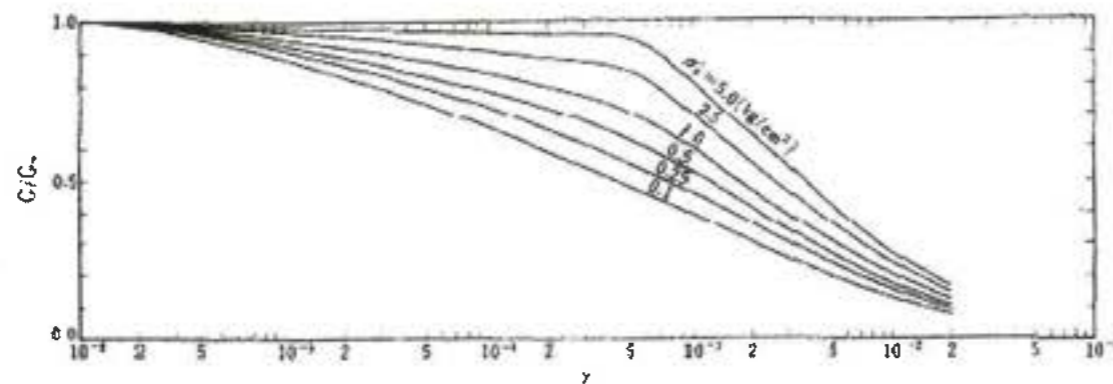


図-3 平均応力と初期せん断剛性の関係

表-1 解析パラメータ一覧

分類	深度 G.L.-m	湿潤単位重 ^{※1} γ kN/m ³	粘着力 ^{※1} c kN/m ²	せん断抵抗角 ^{※1} ϕ 度	S波速度 ^{※2} V_s m/s	応力依存係数 ^{※3} n	動的ポアソン比 ^{※4} ν_d	静止土圧係数 ^{※5} K_0	動的変形特性 ^{※6}
基礎地盤	-	19.6	101	39.9	300	-	0.45	0.5	
貯留堰堤	-	23.5	1000	0	90	-	0.45	0.5	
土堰堤	-	15.8	19.2	28.6	90	0.5	0.45	0.5	
覆土	0~4	15.8	19.2	28.6	90	0.5	0.39	0.5	
	4~9				150		0.37		
	9~16				210		0.37		
	16~22				260		0.38		
	22~				300		0.42		
廃棄物	0~4	12.6	34.5	35.4	90	0.5	0.39	0.5	
	4~9				150		0.37		
	9~16				210		0.37		
	16~22				260		0.38		
	22~				300		0.42		

- ※1 単位体積重量、粘着力、せん断抵抗角は、静的解析に用いた値と同値としました
- ※2 S波速度は、追加調査のPS検層で得られた値を参考にメッシュに割り当てました
- ※3 応力依存係数は、追加調査の結果も比較し、一般的な0.5乗則を用いました
- ※4 基礎地盤、堰堤の動的ポアソン比は、設計要領から引用し、覆土、廃棄物の動的ポアソン比は、PS検層のP波速度及び、S波速度から $\{(V_p/V_s)^2 - 2\} / \{2(V_p/V_s)^2 - 2\}$ で求めました
- ※5 静止土圧係数は、道路土工・カルバート工指針に基づき0.5を用いました
この静止土圧係数は、有効上載圧を得るための初期自重解析のみで用いており、解析結果への影響は小さいことから上記の0.5を用いました。
- ※6 動的変形特性は、拘束圧に依存して変化するため、土被り圧100kN/m²毎に区分した範囲毎に拘束圧補正した曲線としました



沖積粘性土の $G/G_0 \sim \sigma'_v$ の代表曲線例
土木研究所による動的変形特性（沖積粘土）

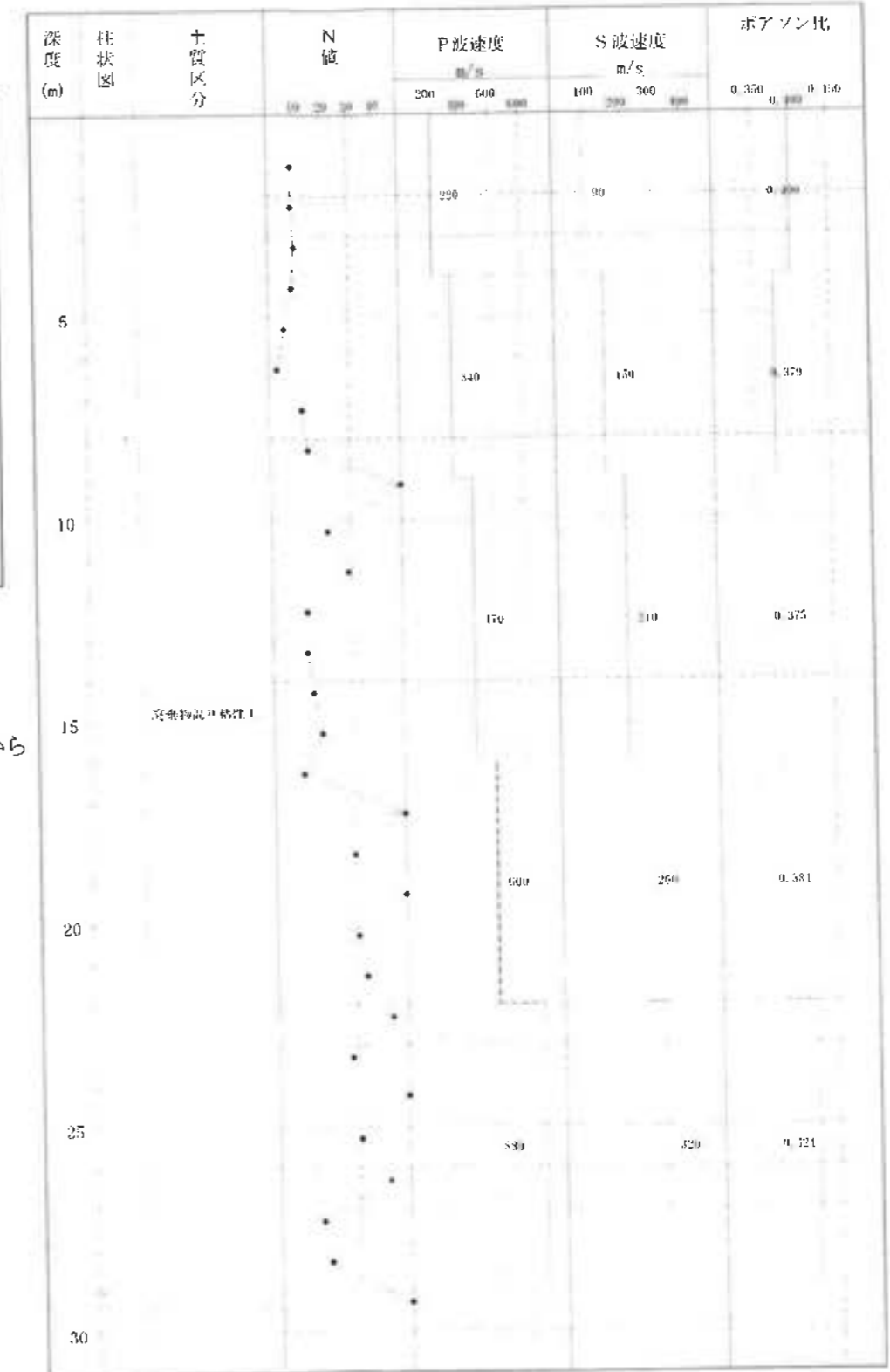


図-4 No. 3地点のPS検層結果