

2. 曲管部耐震性能照査

2.1. 照査概要

2.1.1. 照査フロー

本業務における曲管部の耐震性能評価は、以下の設計マニュアルおよび既往の検討事例を元を実施する。

曲管変位の検討は、地盤の強度・剛性低下を考慮した数値解析によるものとし、図 2.1.1 の手順で実施する。

＜設計マニュアルおよび検討事例＞

「液状化地盤におけるパイプラインの耐震化向上技術― 管路屈曲部の耐震工法 ―設計・施工マニュアル（第1版）／神戸大学、茨城大学、農研機構／平成28年12月」

「北総東部用水施設に係る大規模地震対策 第3回委員会資料／令和6年2月」

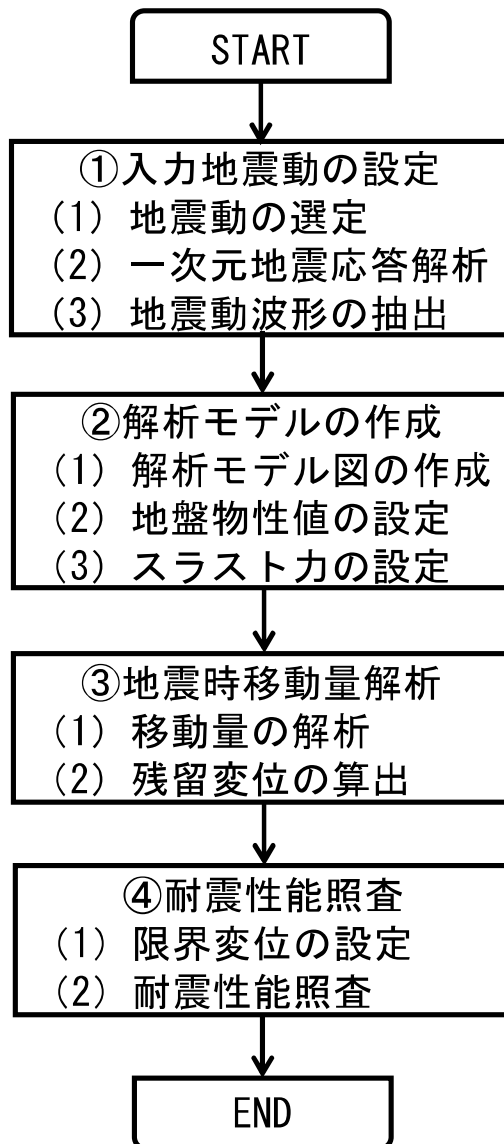


図 2.1.1 曲管部耐震性能照査の流れ

2.5 地震時の曲管変位の検討

本工法の対象となる曲管部について、地震動による地盤剛性低下や液状化に伴いスラスト抵抗力が減少することで生じる変位量は、以下の検討を参考に安全性照査のための変位量を設定するものとする。

- (1) 被災データからの検討
- (2) 数値解析による検討

【解説】

過去の地震被災調査事例や、地盤の強度・剛性低下を考慮した数値解析等から、安全性照査のための曲管変位量は 400mm 以上を設定することが望ましい。

2.5.1 被災データによる曲管変位の分析

大規模地震による農業用パイプラインの被害は、日本海中部地震以降、被災調査記録が蓄積され、構造上の弱点箇所などが明らかになってきている。しかしながら管路の変位量については地震前後の比較が難しいこともあり、計測事例が非常に少ない。

曲管の変位観測データは少ないが、継手離脱等により漏水に至った事例として、既往の文献に示された曲管の水平変位を表 2.5 に示す。

表 2.5 過去の被災データによる曲管変位

地震	震度 / 震央距離	管路名・対象	口径	屈曲角	水平変位	地盤の状況等
日本海中部 (M7.7) ※1	震度 5 秋田市 (能代市地震 計未設置) / 能代沖 80km	埴川支線用水路 第 2 号スラストブ ロック	800mm	52.975°	約 400mm	洪積粘土 泥岩
		浅内支線用水路 第 5 号スラストブ ロック	1200mm	20.809°	350mm	洪積粘土 腐植土
北海道南西沖 (M7.8) ※2	55～65km	真駒内第一幹線 第 1 号スラストブ ロック	1100mm	56.5°	600～800mm (継手間隔 の累積値)	現地盤は砂を主体 とする層 噴砂あり
東北地方太平 洋沖 (M9.0) ※3	震度 6 強 須賀川市	矢吹北工区 IP. 55 (スラストブロッ ク有)	1500mm	17.3°	780mm	砂基礎 広範囲に液状化が 発生(埋戻し材料)
		矢吹北工区 IP. 50 (スラストブロッ ク無)	1500mm	4.79°	570mm	砂基礎 広範囲に液状化が 発生(埋戻し材料)

※1：毛利栄征、1983 年日本海中部地震によるパイプラインの被災調査報告、農土試技報 169、p.93-147

※2：安中正実ら、平成 5 年(1993 年)北海道南西沖地震による農地・農業用施設の被害調査報告、農工報 35、p.111-142

※3：春本朋洋ら、液状化地盤における管路挙動 ―限戸川地区幹線用水路の被災事例―、平成 27 年度農業農村工学会京都支部研究発表会、p.210-211

2.1.2. 対象施設

三重用水幹線水路のうち、曲管部では「液状化の危険性」および「構造上のウィークポイント」に着目し、管径の区分毎に代表施設を5施設選定している。曲管部の耐震性能照査は、下記表 2.1.1 の5施設を対象に実施する。

(1) 液状化の危険性

① 液状化危険度

液状化マップより、液状化危険度が「高い」、「極めて高い」に該当する施設を確認する。

曲管部において、液状化危険度が「高い」、「極めて高い」に該当するのは以下の6施設である。

- | | |
|---------------------------|---------------------|
| ・ No. 263 : 加佐登サイホン（幹線水路） | 偏角 56° 、PC φ 1800 |
| ・ No. 264 : 加佐登サイホン（幹線水路） | 偏角 90° 、PC φ 1800 |
| ・ No. 370 : 竹谷サイホン（竹谷用水路） | 偏角 40° 、PC φ 900 |
| ・ No. 378 : 朝明サイホン（朝明用水路） | 偏角 90° 、PC φ 1000 |
| ・ No. 381 : 鈴鹿サイホン（鈴鹿用水路） | 偏角 33° 、PC φ 700 |
| ・ No. 384 : 鈴鹿サイホン（鈴鹿用水路） | 偏角 52° 、FRPM φ 1350 |

② 管路の埋設位置での液状化層の有無

上記6施設を対象に、管路の埋設深度での液状化層の有無を確認する。液状化層は、砂質系地盤を対象とする。

③ 埋戻し土の液状化

本業務で実施予定のボーリング調査および室内土質試験結果を踏まえ、埋戻し土の液状化特性および剛性低下・強度低下特性を把握する。

(2) 構造上のウィークポイント

① 平面的な曲管部の管径・偏角

過年度までの耐震性照査では、管径が大きく偏角が厳しい区間を対象施設として選定した経緯がある。

本業務では、対象区間での管径を下記の 5 区分で整理する。照査対象施設は、管径の 5 区分でそれぞれ偏角が最も厳しい区間を代表施設候補として選定する。

- (a) $\phi 2,300\text{mm}$
- (b) $\phi 2,000\text{mm} \sim \phi 2,300\text{mm}$
- (c) $\phi 1,650\text{mm} \sim \phi 2,000\text{mm}$
- (d) $\phi 1,000\text{mm} \sim \phi 1,650\text{mm}$
- (e) $\phi 1,000\text{mm}$ 以下

② スラストブロックの有無

平面的な曲管部において、出来形図を基にスラストブロックの有無を確認する。本業務の対象区間では、全線で曲管部におけるスラストブロックが設置されていることを確認した。

下表に代表施設候補の一覧（曲管部）を示す。管径 5 区分において、最も偏角が厳しい区間を抽出した結果、以下の 5 施設が代表施設候補として選定される。

表 2.1.1 代表施設候補の一覧（曲管部）

管径	液状化の危険性			代表施設候補（曲管部）
	液状化危険度 「高い」「極めて高い」	埋設位置での液状化層あり	埋戻し土の液状化	
(a) $\phi 2,300\text{mm}$	—	—	○	No. 65 : 大貝戸サイホン（幹線水路） 偏角 30° 、 $\phi 2300$
(b) $\phi 2,000\text{mm} \sim \phi 2,300\text{mm}$	—	—	○	No. 173 : 湯の山第 4 サイホン（幹線水路） 偏角 89° 、 $\phi 2100$
(c) $\phi 1,650\text{mm} \sim \phi 2,000\text{mm}$	○	○	○	No. 264 : 加佐登サイホン（幹線水路） 偏角 88° 、 $\phi 1800$
(d) $\phi 1,000\text{mm} \sim \phi 1,650\text{mm}$	—	—	○	No. 211 : 内部川サイホン（幹線水路） 偏角 81° 、 $\phi 1500$
(e) $\phi 1,000\text{mm}$ 以下	○	○	○	No. 378 : 朝明サイホン（朝明用水路） 偏角 90° 、 $\phi 1000$

2.1.3. 土質調査

(1) 土質調査の概要

曲管部の代表施設 5 箇所において、ボーリング調査および土質試験試料の採取を行った。（令和 7 年 3 月末時点で完了）土質試験は、水資源機構総合技術センターにて下記表 2.1.2～表 2.1.3 の提案を基に実施されており、令和 7 年 9 月 26 日以降に試験結果を順次受領している。

表 2.1.2 物理試験の提案

施設名称	地層区分	表記	深度 (G.L.m)			物理試験（攪乱試料）							
						含水比試験		密度試験		液塑性限界試験		粒度試験	
						数量(当初)	数量(変更)	数量(当初)	数量(変更)	数量(当初)	数量(変更)	数量(当初)	数量(変更)
大貝戸サイホン	埋戻し土	Bg	-0.25	～	-4.70	0	1	0	1	0	1	0	1
湯の山第4サイホン	埋戻し土	Bg1	-0.10	～	-2.00	1	1	1	1	1	1	1	1
	埋戻し土	Bg2	-2.00	～	-5.70	0	1	0	1	0	1	0	1
内部川サイホン	埋戻し土	Bg1	-2.00	～	-3.30	0	1	0	1	0	1	0	1
加佐登サイホン	埋戻し土	Bs1	-0.10	～	-2.45	1	1	1	1	1	1	1	1
	沖積粘性土	Ac	-2.45	～	-3.80	0	1	0	1	0	1	0	1
朝明サイホン	埋戻し土	Bs1	-0.20	～	-3.00	1	1	1	1	1	1	1	1
計						3	7	3	7	3	7	3	7

黒字：当初数量から変更なし

赤字：当初数量から変更あり

表 2.1.3 三軸圧縮試験の提案

施設名称	地層区分	表記	深度 (G.L.m)			三軸圧縮試験（不攪乱試料）			
						土の圧密非排水 三軸圧縮試験		繰返し＋ 単調載荷試験	
						数量(当初)	数量(変更)	数量(当初)	数量(変更)
大貝戸サイホン	埋戻し土	Bg	-0.25	～	-4.70	0	0	0	0
湯の山第4サイホン	埋戻し土	Bg1	-0.10	～	-2.00	4	4	8	8
	埋戻し土	Bg2	-2.00	～	-5.70				
内部川サイホン	埋戻し土	Bg1	-2.00	～	-3.30	0	0	0	0
加佐登サイホン	埋戻し土	Bs1	-0.10	～	-2.45	4	4	8	8
朝明サイホン	埋戻し土	Bs1	-0.20	～	-3.00	4	4	8	8
計						12	12	24	24

2.2. 解析手法

2.2.1. 概要

本業務では、曲管部における耐震解析手法として地震時移動量解析プログラム「Thrust」（㈱複合技術研究所）を採用する。本解析は、曲管部背面に仮想すべり面を設定し、背面地盤が地震時の繰返し荷重の作用により強度・剛性低下する過程を考慮した変位解析手法であり、内圧スラスト力による水平変位の算出が可能である。

同プログラムでは、以下の既往文献に基づき地震時の変位算出が可能である。以降に、計算手法の概要を示す。

【既往論文】

- 毛利ら：パイプライン曲管部の耐震設計の考え方、H28 農業農村工学会大会講演会講演要旨集、2016
- アントワンら：地盤の強度・剛性低下を考慮したパイプラインの耐震診断事例、H28 農業農村工学会大会講演会講演要旨集、2016
- 毛利ら：地震時のパイプライン曲管部の移動量予測、2020 年度（第 69 回）農業農村工学会大会講演会講演要旨集、2020

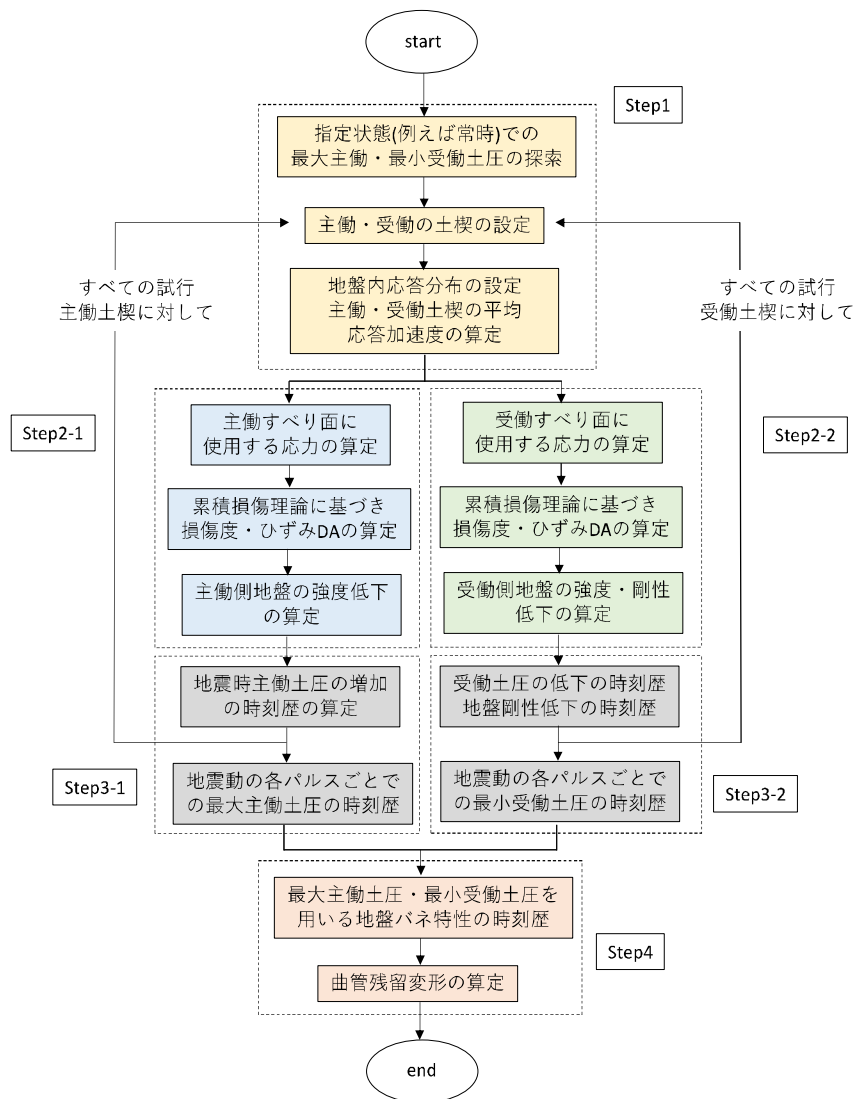


図 2.2.1 計算手順

2.2.2. 計算手法

① 最大主働・受働土圧の探索

地震時における主働・受働土圧（または剛性）が最大となるすべり面を探索する。

② 主働・受働すべり面の設定と応力の算定

スラストブロック背面の初期の主働・受働すべり面を設定し、試行楔法により地震動に対する土楔の平均応答加速度とすべり面に動員される応力比を求める。

地盤の主働土圧 P_a と受働土圧 P_p 、土楔のすべり面に動員されるせん断応力比 SR は、下式により求められる。

<主働土圧 P_a 、受働土圧 P_p >

$$\begin{cases} P_p = \frac{W' \tan(\alpha + \phi) - k_h W + u + (c_a H + c_b L \sin \alpha) \tan(\alpha + \phi) + c_b L \cos \alpha}{\cos \delta - \sin \delta \tan(\alpha + \phi)} \\ P_a = \frac{W' \tan(\alpha - \phi) + k_h W + u - (c_a H + c_b L \sin \alpha) \tan(\alpha - \phi) - c_b L \cos \alpha}{\cos \delta + \sin \delta \tan(\alpha - \phi)} \end{cases}$$

$$P_{ph} = P_p \cos \delta, \quad P_{ah} = P_a \cos \delta$$

ここに、

- P_p, P_a : 受働・主働土圧合力 (kN)
- H : 土塊すべり正面の高さ (m)
- L : すべり底面の長さ (m)
- W', W : 土楔の有効重量, 全重量 (kN)
- α : すべり底面角 (deg)
- c_a, δ : 土楔正面の粘着力, 摩擦角
- c_b, ϕ : 土楔底面の粘着力, 摩擦角
- u : 水圧合力 ($= \gamma_w H^2/2$) (kN)

毛利ら：パイプライン曲管部の耐震設計の考え方、H28 農業農村工学会大会講演会講演要旨集、2016

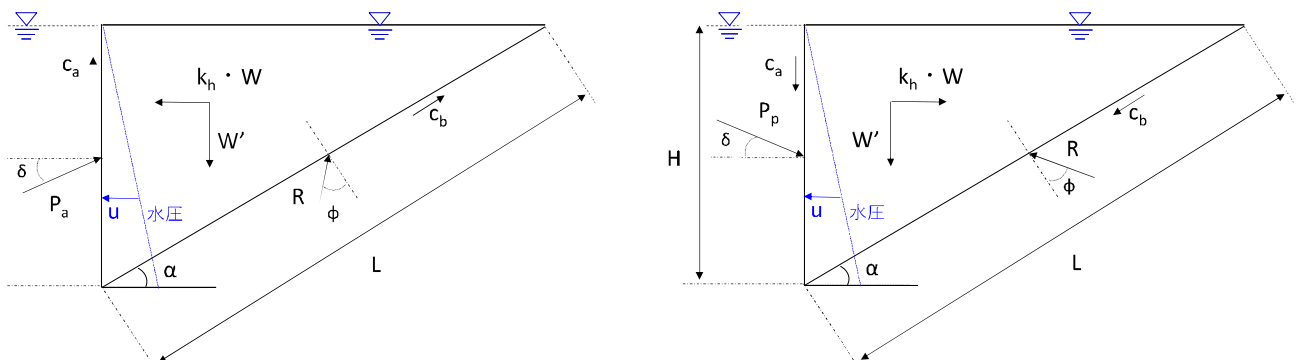


図 2.2.2 土楔の極限つり合い（左図：受働側、右図：主働側）

＜せん断応力比 SR＞

$$SR_a = \frac{\Delta T}{N_0} = \frac{T - T_0}{N_0} = \frac{k_h W \cos \alpha}{(P_{ph0} - F) \sin \alpha + W' \cos \alpha} ; \quad SR_p = \frac{\Delta T}{N_0} = \frac{T - T_0}{N_0} = \frac{k_h W \cos \alpha}{(F + P_{ah0}) \sin \alpha + W' \cos \alpha}$$

ここに、

k_h : 水平震度 (=入力加速度/重力加速度)

$W, (W')$: 土楔の(有効)重量 (kN)

α : 土楔底面角(deg)

F : スラスト力 (kN)

P_0 : 静止土圧合力 (kN)

毛利ら：パイプライン曲管部の耐震設計の考え方、H28 農業農村工学会大会講演会講演要旨集、2016

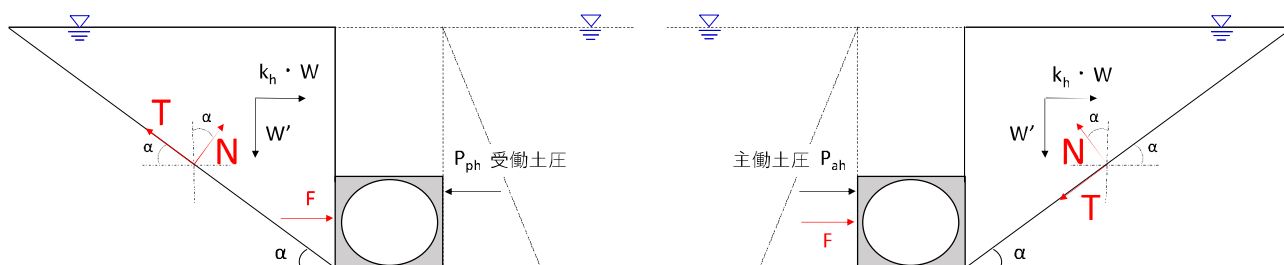


図 2.2.3 土楔に使用する地震時せん断応力比（左図：主働側、右図：受働側）

③ 地盤の損傷度、せん断強度、剛性低下の算定

前述①で設定したすべり面に沿う動員応力の時刻歴を用いて、累積損傷理論に基づく地盤の損傷度および逆算したひずみ振幅 DA の時刻歴を算出する。地盤の強度・剛性低下とひずみ DA の関係は、詳細ニューマーク D 法で求められる力学試験結果により定義する。これにより、ひずみ振幅 DA の時刻歴から地盤の強度と剛性低下の時刻歴を算定することができる。

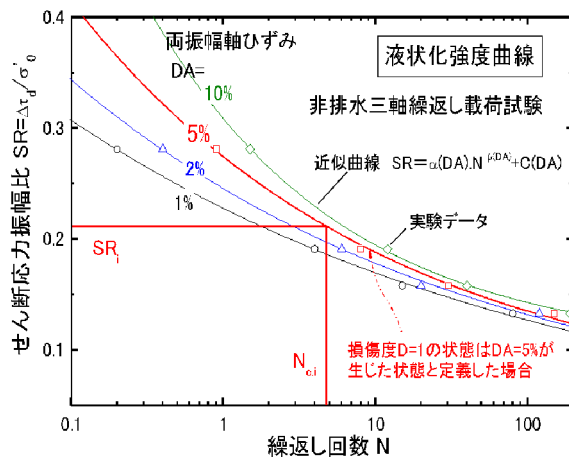


図 2.2.4 損傷度 D の定義

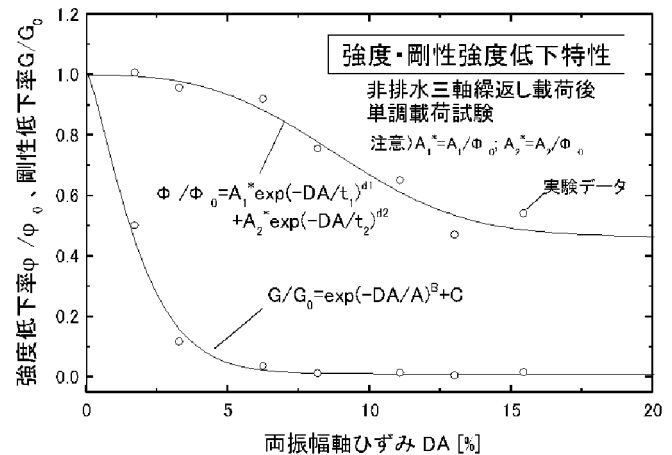


図 2.2.5 強度・剛性低下とひずみ DA の関係

毛利ら：パイプライン曲管部の耐震設計の考え方、H28 農業農村工学会大会講演会講演要旨集、2016

累積損傷度 D およびピーク強度・剛性低下とひずみ DA の関係は、下式により求められる。

<累積損傷度 D >

$$D = \sum_{i=1}^n \frac{1}{N_{c,i}} = \sum_{i=1}^n \left(\frac{SR_i - C(DA)}{\alpha(DA)} \right)^{1/\beta(DA)}$$

ここに、

n : 不規則荷重の総パルス数

$N_{c,i}$: 損傷度=1 状態と定義した所定ひずみ振幅 DA （一般 5%）が生じるまでのパルス番号 i の振幅 SR_i の規則繰返し載荷荷重での繰返し回数

SR_i : パルス番号 i のせん断応力比振幅

毛利ら：パイプライン曲管部の耐震設計の考え方、H28 農業農村工学会大会講演会講演要旨集、2016

<ピーク強度・剛性低下とひずみ DA の関係>

$$\begin{cases} \phi_u(DA) = A_1 \exp\left[-(DA/t_1)^{d_1}\right] + A_2 \exp\left[-(DA/t_2)^{d_2}\right] \\ c_u / c_{u0} = \tan \phi_u / \tan \phi_{u0} \\ G / G_0 = \exp\left[-(DA/A)^B\right] + C \end{cases}$$

ここに、

C_u, Φ_u : 非排水状態による低下していく見掛けの粘着力 (kN/m²), 内部摩擦角 (°)

G : 低下していくせん断剛性 (kN/m²)

$A_1, t_1, d_1, A_2, t_2, d_2, A, B, C$: 係数で、「0」の添字は初期 (低下前) の値

毛利ら：パイプライン曲管部の耐震設計の考え方、H28 農業農村工学会大会講演会講演要旨集、2016

④ 受動土圧の低下およびバネ特性の算定

前述②で求めた強度・剛性低下を用いて受動土圧とバネ定数を算定する。

バネ係数に用いる地盤反力係数は、下式により算定する。ただし、水平力の上限は受動土圧 P_p となる。

<バネ係数>

$$K_s = k_s \cdot A_s ; k_s = E_h / B_{med}$$

ここに、

K_s : ばね係数 (kN/m)

k_s : 水平地盤反力係数 (kN/m³)

$E_h = 2(1 + 0.5)G$: 低下していく地盤のヤング率 (kN/m²)

B_{med} : スラストブロックの半高さに対する楔の幅 (m)

A_s : スラストブロック側面の面積=高さ×奥行 (m²)

毛利ら：パイプライン曲管部の耐震設計の考え方、H28 農業農村工学会大会講演会講演要旨集、2016

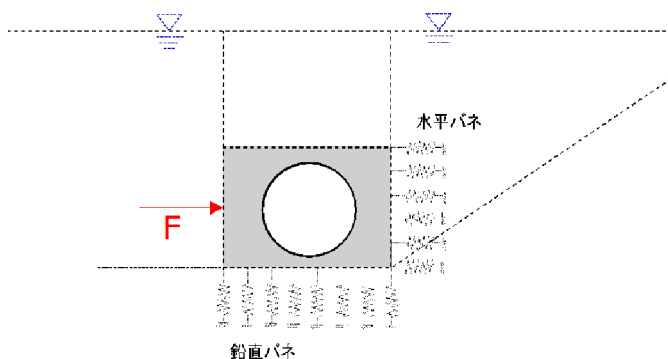


図 2.2.6 スラストブロックと地盤のバネ

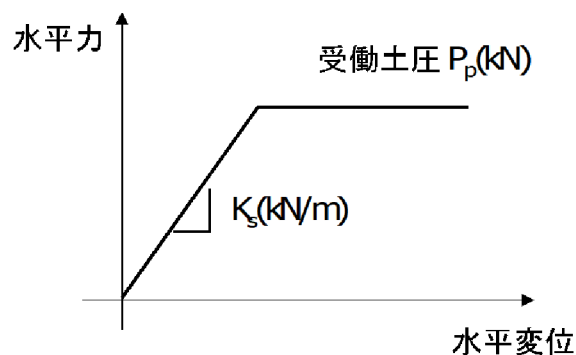


図 2.2.7 スラストブロックと地盤のバネ特性

毛利ら：パイプライン曲管部の耐震設計の考え方、H28 農業農村工学会大会講演会講演要旨集、2016

⑤ スラストブロックの残留変位の算定

前述④での変位が最大となる状態によるスラストブロックの残留鉛直・水平変位を求める。
スラストブロックの残留水平変位は、下式により求められる。

〈残留変位〉

$$\delta_x(t) = \frac{F + P_{ah}(t)}{K_s(t) + K_t(t)} - \frac{F + P_{ah}(0)}{K_s(0) + K_t(0)}$$

$$\delta_y(t) = \frac{W'_s + P_{av}(t) - P_{pv}(t)}{K_v(t)} - \frac{W'_s + P_{av}(0) - P_{pv}(0)}{K_v(0)}$$

ここに、

- $\delta_x(t)$: 時刻 t での水平変位 (m)
- $\delta_y(t)$: 時刻 t での鉛直変位 (m)
- $P_{ah}(t), P_{ph}(t)$: 主働・受働土圧水平成分 (kN),
- F : スラスト力 (kN)
- W'_s : スラストブロック底面での有効鉛直重量 (kN)
- $K_s(t), K_t(t)$: 低下していく水平バネ係数 (kN/m)
- $K_s(0), K_t(0)$: 初期 (低下前) の水平バネ係数 (kN/m)

毛利ら：パイプライン曲管部の耐震設計の考え方、H28 農業農村工学会大会講演会講演要旨集、2016

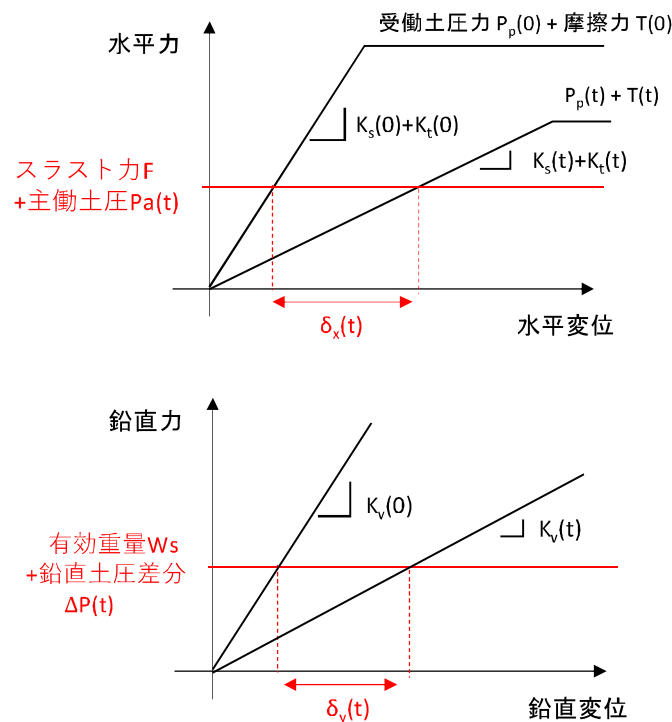


図 2.2.8 スラストブロックの残留変位 (左図：水平変位、右図：鉛直変位)

毛利ら：パイプライン曲管部の耐震設計の考え方、H28 農業農村工学会大会講演会講演要旨集、2016

③ 内部川サイホン

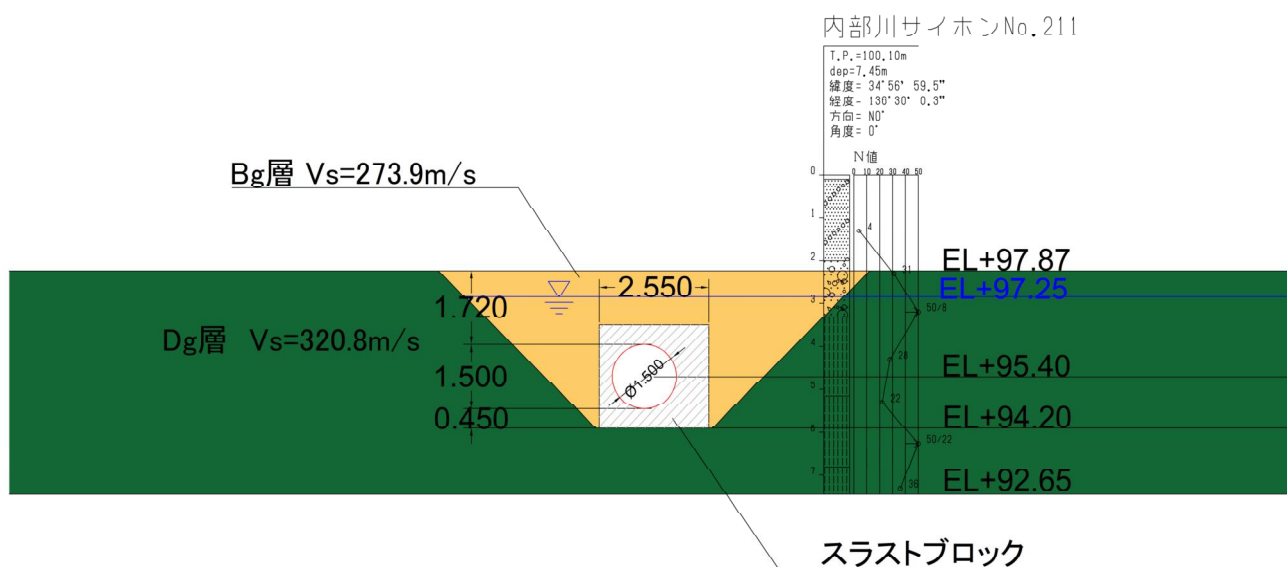


図 2.3.3 解析モデル図（内部川サイホン）

④ 加佐登サイホン

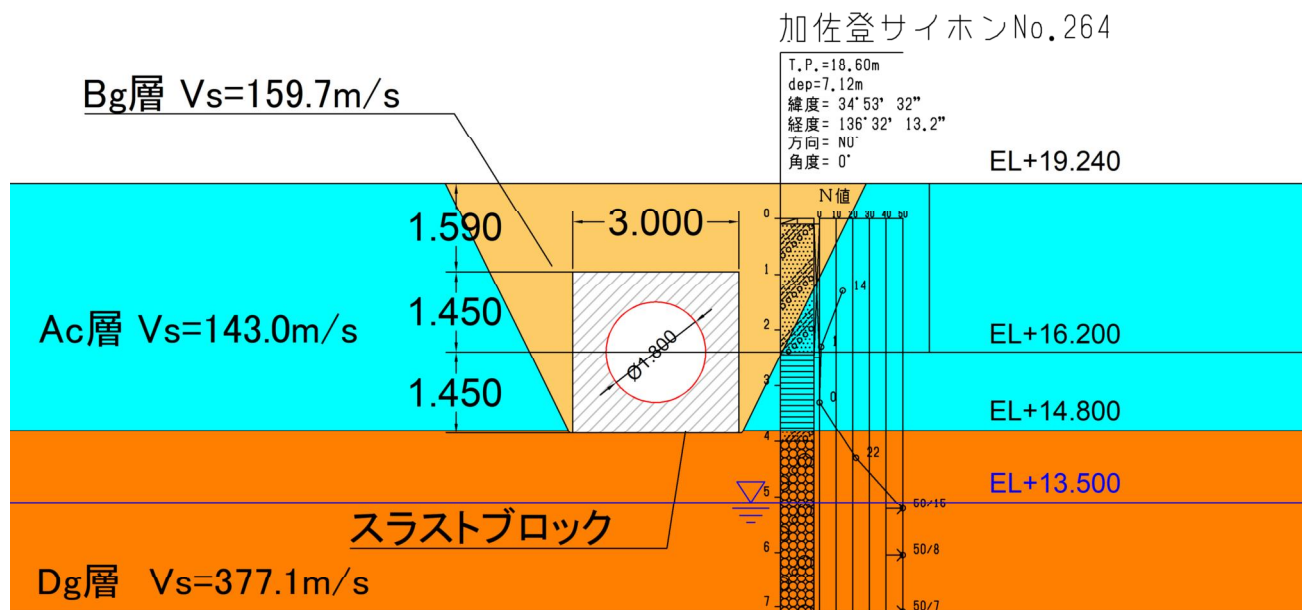


図 2.3.4 解析モデル図（加佐登サイホン）

⑤ 朝明サイホン

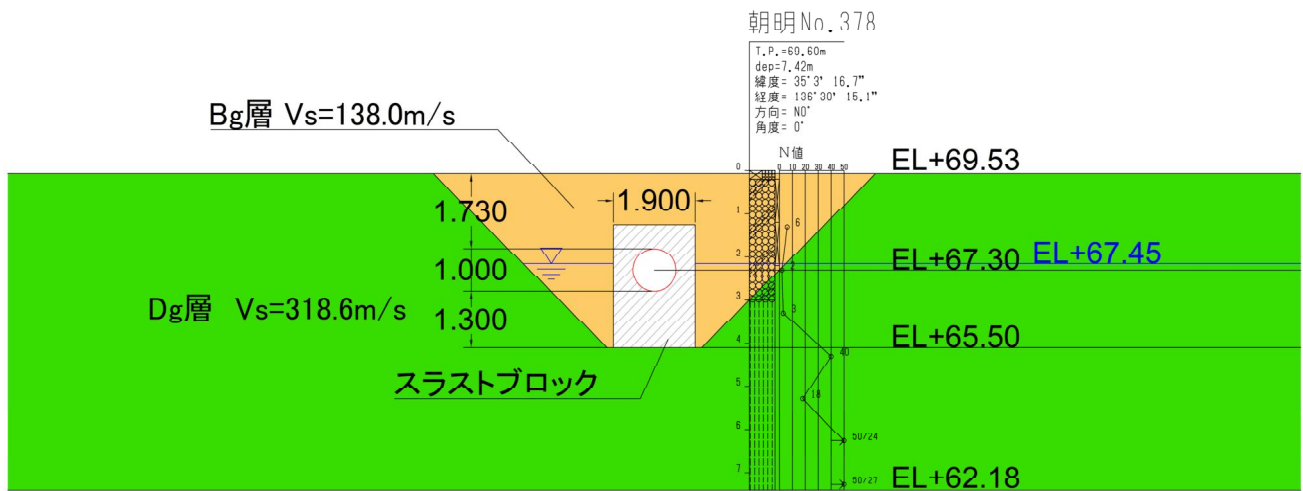


図 2.3.5 解析モデル図（朝明サイホン）