

大津市急勾配下水道管渠の 技術開発に関する研究

1. 目的

大津市は、平成5年度に、比叡平地区の汚水を公共下水道へ編入する認可変更を行った。この比叡平地区は、昭和40年代に民間開発業者によって宅地開発された別荘地主体の地区であるが、同地区の汚水は現在、宅地開発時に設置された下水道管渠および下水処理所にて運搬・処理され、柳川上流に放流されている。

変更認可の管渠布設ルートは、この別荘地への進入道路下に埋設する計画になっていた。この進入道路は、長距離で幅員が狭く急曲部も多数ある。このため工事の施工にあたっては、交通規制・施工法・工期等にかかなりの制約を受けると共に工事費が高額となる。

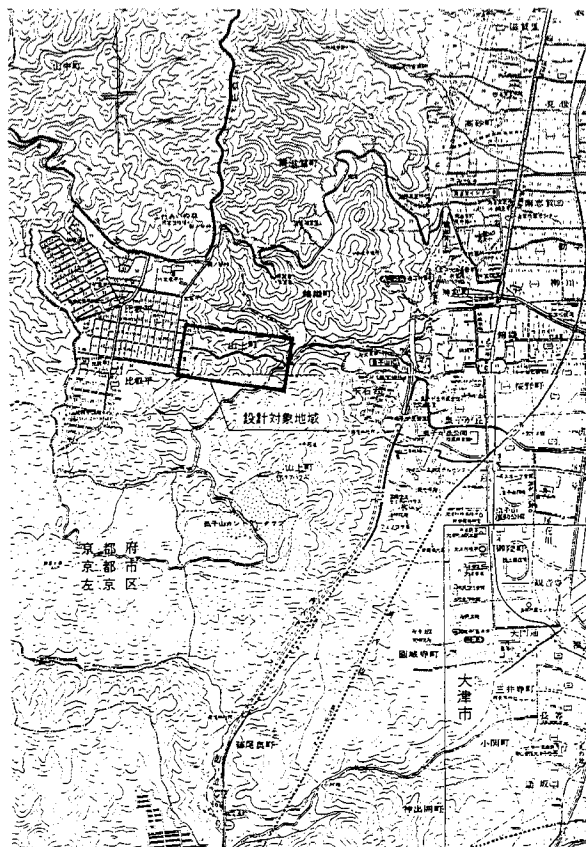
そこで、大津市と本機構は、交通規制の回避および管路延長の短縮による工期・工事費の削減等を図るため、急勾配管渠の布設や減勢工などの新技術を活用することによって、急傾斜山岳地への管渠ルートの変更（布設延長約590m）を検討することとした。

このことから平成6年度に実施した「急傾斜山岳配管下水道管渠基本設計業務（以下基本設計という）」での調査・検討結果を基に、比叡平地区と皇子山地区を結ぶ急傾斜下水道管渠のうち急傾斜地に最も適した布設ルート、管径、管種、基礎構造、減勢工、施工方法等を主に実施設計および水理検討のための急勾配管渠部及び減勢工についての水理模型実験を行った。

2. 対象地区の概要

本設計対象地区は、大津市の中心街より約5 km、北西方向に離れた比叡平から山上町に位置する山腹急傾斜部である。

当該地区は琵琶湖の西側に展開する比良山地の南



端に存在する比叡山の登山口である田ノ谷峠付近の山地を造成することによって宅地開発された比叡平を上流端とする柳川の支沢を中心とした産地部で地表勾配は22~100%（斜角12°~45°）といった急傾斜地を形成して琵琶湖に向かって西から東方向にのびている。

本沢上流部および中流部では常時流水は認められないが下流橋梁部では認められることから伏流しているものと考えられる。

布設ルート付近の地質は、起点側の比叡平坦部は、造成のため大きく切土されており、地表付近から花崗岩（軟岩Ⅰ）が分布し、強固化しているものの、N値は50以上を有している。これより下流側の尾根部では花崗岩の風化が進み土砂が厚くなる箇所が存在する。特にIP10~IP11間は土砂（風化層）が厚い部分となる。またIP5~IP7間は地表勾配の遷急線部に位置しておりルート位置の谷側の斜面が全般的に急となっている。

終点側は、土砂採取場跡で切土の法となっており、IP13~IP17は全体的に急傾斜部となり、地層付近の風化層が薄く花崗岩塊が地表に露出している。

3. 管渠の検討

急勾配の布設ルートは、現地踏査で設定した概略ルートを協議・修正し、地盤が強固で安定しており、施工が比較的容易な場所で屈曲部をできるだけ生じない線形となるようにした。

上流側の布設ルートは関西電力側の送電線鉄塔の管理用道路ならびに旧山道上と比較的地形の安定した箇所を大部分とし、下流側の減勢工より上流側に位置する急傾斜部のルートは土取り場の人工法面ならびに自然地形部等の条件を比較し、水理的に最も安定した流況が得られる均一勾配を有し、環境にも悪影響を与えることの少ない位置とした。この布設ルートの縦断勾配は始点からNo.4特殊人孔までの平坦部で12%、傾斜部108~1015%となり、減勢工より下流は26%となる。

この布設ルートを基に、以下の基本事項を検討した。

3.1 管種および布設方法

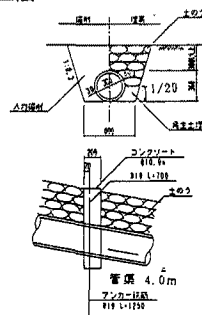
本計画における布設ルートは前に述べたように、急勾配の山林を曲線を描いて設定した。そのため管渠の管種は、施工、気象、木根の侵入防止ならびに水理特性等を勘案し次の項目について検討し、「下水道用ポリエチレン管」を採用することとした。

- 急傾斜地である事を踏まえ施工が容易な管種である。
- ある程度の地震変状、倒木対策および耐候性を踏まえ強靱な管種である。
- 管材の継手部で引抜けがなく、外部から木根等の侵入がないこと。
- 高速流での流下となるため摩耗しにくい管種である。
- 汚水管渠であることを考慮し、耐薬品性および耐腐蝕性の管種である。

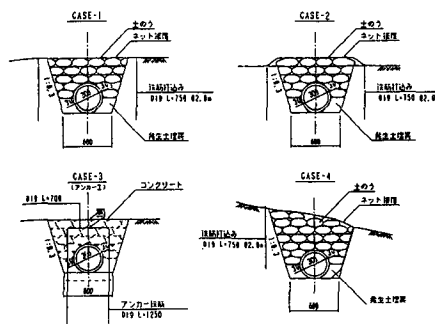
布設方法は、市街地における下水道管渠布設と異なり、特に以下の条件を考慮して決定した。

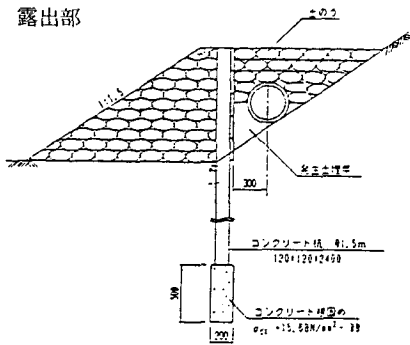
- 山岳急傾斜での人力を主体とした施工となることから安全確保ができること。（施工性）
- 地表勾配が急であっても管渠の変位や滑落が生じない構造であること。（安定性）
- 管渠破損時に補修が容易で、また汚水の流下が不通になっても一時的に仮設で流下させる設備を有する構造であること。（簡易な構造）
- 積雪および倒木等の衝撃、荷重に耐える構造であること。（強度）
- 小規模な地盤変位（滑動）にある程度対応が可能であること。（耐地盤変位）
- 管渠に係わる中間マンホール、給気管等の施設が設置可能であること。（必要施設）
- 管渠布設により本構造が水みちとなり、地山の崩壊が招かないこと。（災害防止）

平坦部 刃口推進工法
傾斜部



急斜部





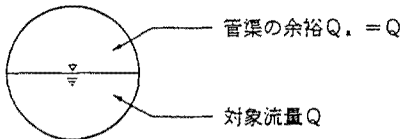
上記の条件を踏まえ、平坦部、傾斜部、急傾斜部および露出部の布設方法を決定した。

3.2 管径

3.2.1 断面決定方法

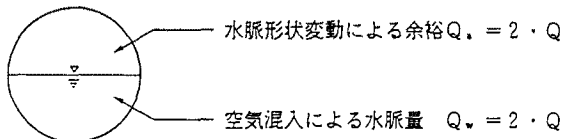
(1) 平地部（管渠勾配50%未満）

「下水道施設計画・設計指針と開設（社・日本下水道協会）」によれば分流式の污水管渠の場合は対象流量に対して小口径管渠（φ 200～600mm）では約100%の余裕を見込むものとしていることから本設計においても本項に準拠して100%の余裕を見込み $2 \cdot Q$ で断面設定を行う。



(2) 傾斜部（急傾斜部）（傾斜部 管渠勾配50%以上500%未満，急勾配 500%以上）

管渠勾配が約50%以上の傾斜部については高速射流における空気混入量を見込み、水脈の断面積を $2 \cdot Q$ で流下するものとする。また管渠の余裕は水脈が複雑に変動することが予想されることから水脈断面の2倍程度の余裕を見込むものとする。以上より管渠断面は $4 \cdot Q$ で決定する。



3.2.2 管径の決定

本設計管渠の内その大部分を占める傾斜管渠は計画対象流量 Q の $4 \cdot Q$ で流下可能な範囲は下表のようになる。

管径 (mm)	$4 \cdot Q$ が流下可能な管勾配 (%)
φ 200	532%以上必要
φ 250	162%以上必要
φ 300	61%以上必要
φ 350	27%以上必要

以上の関係を基に管渠ルートそれぞれの位置での必要管径を求めた。

この結果、水理的に必要な管径は、上流側平地部はφ 350mm、傾斜部でφ 300mmそして下流側平地部もφ 300mmとなるが、上流側平地部は管渠布設工法として「刃口推進工法」を採用するため管内作業スペース確保の必要から管径φ 800mmとする。また、下流側平地部は管径φ 300mmについては、水理模型実験結果より減勢工下流側の水流の乱れにより管流入部が閉塞されてしまったため開水路流を確保する目的で管径をφ 400mmとした。

3.3 水理検討

管渠の水面形状を検証することや、以後の減勢工の水理検討に必要な基本値を得る目的で管径φ 300mmで先に決定した布設ルートの不等流計算を行った。

計算結果より管渠内水深は0.051m（17%水深）～0.091m（30%水深）となり、本設計においては充分は給気（空気）断面が確保されている。また、水深と管渠勾配との相関（勾配が緩い場合は水深が大きく、急勾配の場合水深が小さい）は、かなりはっきり示されており等流水深に近い値となっている。

4. 減勢工の検討

本計画管渠のように高速射流の水流をそのまま流下させると水流の衝撃により下流構造物に振動、摩擦、洗掘等を生じさせ構造物が破壊したり、水流が構造物より漏れる恐れがある。本計画では山岳部の急勾配管渠区間の高速乱流に対する振動、摩擦等の対応は管種、布設工法で行い、これより下流の緩勾配管渠に高速射流の悪影響が及ばないようにするための減勢工を急勾配管渠の下流端に計画した。

減勢工の形式は、基本設計で検討され決定した跳水型減勢工とした。

4.1 水理検討

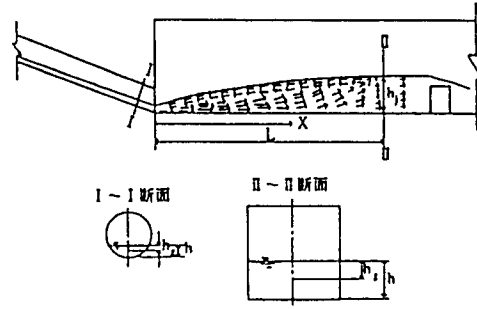
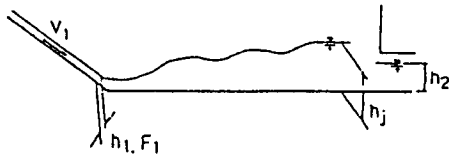
4.1.1 基本的数値計算

跳水型減勢工の規模を決定し、水理模型実験での原案形状を得る目的で、設計流量 $Q = 0.078 \text{ m}^3/\text{s}$ が流下する時の不等流計算結果より上流側管渠の流速 V_1 を $V_1 = 8.858 \text{ m/s}$ として水理計算を行った。

(1) 跳水前射流のフルード数 F_1

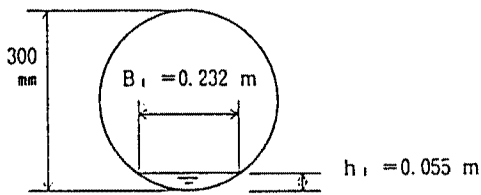
$$F_1 = \frac{V_1}{\sqrt{gh_1}}$$

ここで、 h_1 : 跳水前の射流の水深 (m)
 g : 重量の加速度 (m/s^2)
 V_1 : 跳水前の射流の流速 (m/s)



跳水前の射流水深 h_1 は矩形換算の水深とする。

$$h_1 = A_1 / B_1 = 0.009 / 0.232 = 0.039$$



$$F_1 = \frac{V_1}{\sqrt{gh}} = \frac{8.858}{\sqrt{9.8 \times 0.039}} = 14.328$$

- V_1 : 8.858m/s
- I_1 : 747.2‰ (管渠勾配)
- A_1 : 0.009 m^2 (流積)

本減勢工で取扱う跳水は、(1)式の④の仮定と異なったものとなるが、(1)式が適用できるものとして検討を行う。本計算では、跳水前後の関係は前図に示す位置を選定する。

これにより、減勢工に流入する水深は、4. 1. 1 項に示すようになるが、流積の図心の水深： h_g は、円管内の開水路流となるため次式で示される。

$$h_g = h - h^* \dots\dots\dots(2)$$

$$h^* = R \cdot 1 - \left(\frac{4}{3} \cdot \frac{\sin^3 \alpha}{2 \alpha - \sin 2 \alpha} \right) \dots\dots(3)$$

ただし、

- h^* : 水路底から図心までの高さ
- h : 流入水深
- R : 管の半径
- α : 次図に示す角度 (ラジアン)

(2) 減勢工の諸寸法

1) 減勢工幅W

水理的 (フルード数 F_1 , 射流水路の拡幅限界角度等) には0.20~0.45m程度で良いという結果となるが型枠の組立て、解体を考慮して $W = 1.00m$ とする。

2) 減勢工長 L_s

本減勢工構造は上流管渠が円断面で減勢工が矩形断面となっており、しかも減勢工で急拡された形状になっているため、厳密には跳水の基本式について検討する必要がある。

跳水の基本式は、跳水部をコントロール・ボリュームに選び次図に示すX方向の運動量方程式、連続の式より次式で示される。

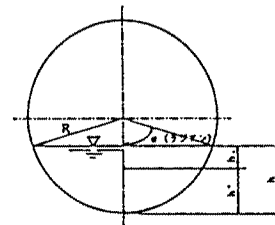
$$(A_1 \cdot h_2) - (A_2 \cdot h_{g2}) = \frac{Q^2}{g} \cdot \frac{A_1 - A_2}{A_1 \cdot A_2} \dots\dots\dots(1)$$

ここに、 Q : 流量 (m^3/s)

h_{g2} : 流積の図心の水深

ただし、次の仮定が含まれる。

- ① 水路は水平で一様な断面形状である。
- ② 定流
- ③ 跳水前後で静水圧分布をする。



(2), (3)式を用いて円管内の対象とする水深の h_g を求めることができる。

また、減勢工は、矩形断面であるので (h_g) は、次式で求められる。

$$h_g = \frac{h}{2} \dots\dots\dots(4)$$

(2)~(4)式を用いて(1)式に代入し A_2 を求め、 $A_2 = h_j \cdot B$ により対応水深 (h_j) を求めることができる。

2 Q_{max} まである程度の減勢が可能になるためには、減勢工を設計する対象流量を1 Q_{max} だけでなく適切な流量を設定する必要がある。「シルを有する跳水式減勢工では、減勢工下流の条件を考慮しなければならないが、予想され

る最大流量 (2 Q_{max}) に対して, 2 Q_{max} / Q_d = 1.4~1.5程度を目標とすれば, 大きな流況の悪化や, 作用圧力の過度の増大のない効率的な規模が得られる。ここに, Q_d:「減勢工設計対象流量」と言われている。すなわち, 本減勢工の最大放流量を 2 Q_{max} とする場合には減勢工対象流量 Q_d は, Q_d = 1.43Q_{max} ~ 1.333Q_{max} となり, 概ね Q_d = 4 / 3 · Q_{max} となる。

実験の対象流量に対して対応水深を求めた結果は次のようになる。

基本式による対応水深 h (m)

Q/Q _{max}	Q (m ³ /s)	流入水深, h ₁ (m)	A ₁ (m ²)	b _{g1} (m)	A ₂ (m ²)	b _{g2} (m)	h ₂ (m)
4/3	0.156	0.063	0.011	0.026	0.443	0.443	0.443
1.0	0.078	0.054	0.009	0.022	0.368	0.368	0.368

上の表の h_j を使用し, 減勢工長 L_s を下式にて計算する。

$$L_s = 6.0 (h_j - h_1) = 6.0 (0.368 - 0.039) = 1.974 \text{ m} \quad (1 \cdot Q_{\max})$$

$$L_s = 6.0 (0.443 - 0.045) = 2.387 \text{ m} \quad (4 / 3 Q_{\max})$$

となるが, 他の同型式の水利模型実験結果 (長野市急勾配管渠) より計算値の約 1.5 倍の減勢工長が必要となることが判明していることから本減勢工の L_s は以下の長さとする。

$$L_s = 1.5 \times \text{計算値 } L_s = 1.5 \times 1.974 = 2.961 \approx 3.000 \text{ m} \quad (1 \cdot Q_{\max})$$

$$L_s = 1.5 \times 2.387 = 3.581 \approx 3.600 \text{ m} \quad (4 / 3 Q_{\max})$$

3) 小流量対応

シルを設けると小流量流入時に減勢池内に汚水が滞留してしまうことからこれを防止するためにシルに切り欠きを設けて, 下流管渠管底を水叩き高に計画する。

切り欠きは減勢効果に影響のないシル幅の 10% とする。

$$\text{切り欠き幅 } W_c = 1.00 \times 0.10 = 0.100 \text{ m}$$

4) シルの高さ h_s

1 · Q の場合シルの高さ h_s はスリットの幅を b = 0.100 m, 入口損失係数 f_e = 0.25 とし検討した結果 h_s = 0.274 m となる。また同様に 4 / 3 Q

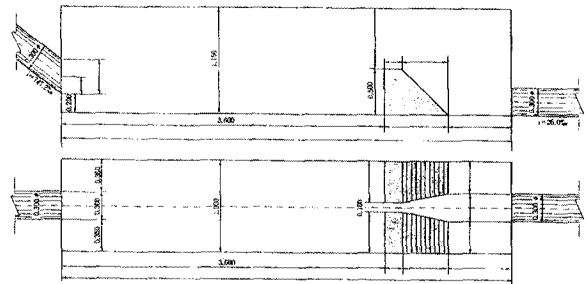
流下時の h_s = 0.330 m となる。

シル高 h_s は減勢工長 L_s と同様に同型式の減勢工の水利模型実験結果 (長野市急勾配管渠) より計算値の 1.5 倍程度の高さが必要であることが判明しているため

$$1 \cdot Q \text{ の場合 } h_s = \text{計算値 } h_s \times 1.5 = 0.274 \times 1.5 = 0.411 \approx 0.450 \text{ m とする。}$$

$$4 / 3 Q \text{ の場合 } h_s = 0.330 \times 1.5 = 0.495 \approx 0.500 \text{ m とすることからシル高 } h_s = 0.500 \text{ m とする。}$$

以上の結果により跳水型減勢工の水利模型実験の原案構造を下図のような形状とした。



4. 2 減勢工の水利模型実験

4. 2. 1 実験の目的と方法

水利模型実験は, 急勾配管渠末端における流下水のエネルギー減勢に必要な減勢工構造を実験を繰り返しながら改良を加えて最適な形状及び寸法等を決定するために行った。

実験はフルードの相似率に従って実施し, 模型の規模および測定精度等を勘案して, 長さの縮尺を 1 / 2 とした。模型の構造は, 流況観測が容易なように管および減勢工の側壁は透明アクリル製とし, 内部構造は木製とした。

実験は所定の流量を流下させ, 水位, 流況および水面形の観察等を行った。

4. 2. 2 実験経過

(1) 原設計案減勢工について

設計流量 Q = 0.078 m³ / s および超過流量 Q = 0.156 m³ / s (2 Q) を流下させて原案に対する実験を行った結果以下のような現象が生じた。

① 容量は十分であり, スリット幅は妥当, シル高および水叩き長には余裕があった。(1.0~1.2m)

従って, 比較案実験を行い適性な減勢工容量を決定する必要が認められた。

② 跳水の一部が戻り流となって上流管に進入するが, 管内を閉塞するような流況にはならない。

③ 下流管呑口部は, 設計流量 Q = 0.078 m³ / s では最高水面が間欠的に管天端に達するが閉塞

されることはない。また、超過流量 $Q = 0.156 \text{ m}^3/\text{s}$ ($2Q$) では満管となった。

(2) 比較案減勢工について

跳水の基本式により減勢池容量は4. 1の(2)の計算において設計流量 $Q = 0.078 \text{ m}^3/\text{s}$ に対して減勢工幅が $W = 1.0\text{m}$ の場合におけるシル高は $h_s = 0.28\text{m}$ 、水叩き長 $L_s = 1.97\text{m}$ となっている。これを基に比較1案から8案までについて減勢工容量を実験的に検討した。

その結果、水理的には比較8案の水叩き長 $L = 2.6\text{m}$ 、シル高 $h = 0.45\text{m}$ 、スリット幅 $w = 0.08\text{m}$ が適性であると判断した。この値は、跳水の基本式で計算した値に対して水叩き長は1.3倍程度、シル高は1.6倍程度必要であった。

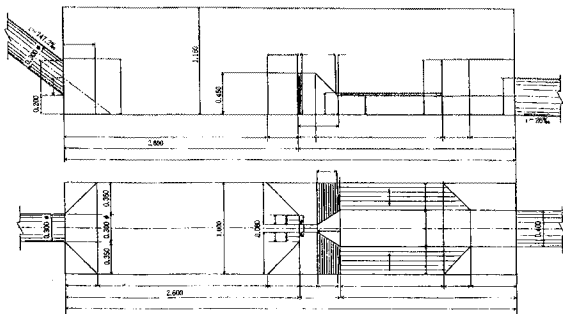
比較8案は、下水道施設であることを考慮した形状としたが、下流管の径が不足しているため更に改造して最終案を決定した。

(3) 最終案減勢工について

$Q / Q_{\text{max}} = 2.0, 1.0, 0.8, 0.6, 0.4, 0.2$ (Q : 放流量, Q_{max} : 設計流量) の6ケースについて流況を観察した。

最終案形状において、跳水の関係から上流管渠底面と水叩き面の間に0.2mの落差を設けた。

- ① 全ての流量に対して上流管・下流管とも閉塞されない。
- ② 全ての流量に対して減勢池内で跳水を起こした。
- ③ 砂や夾雑物(割り箸)を流した。その結果、完全に流下するに必要な時間は、流量規模によって異なるが、時間の経過とともに掃流された。



- ④ 設計流量で流下する時の減勢池内最大水深は0.59m、超過流量においては0.75mであった。これらの水深は、減勢工天井に対して十分な余裕がある。

(4) 実施形状について

水理模型実験結果を基に判断し実施構造は最終案を変更せずに採用する予定である。

5. まとめと今後の課題

急傾斜山岳における下水道管渠の施工事例は、長野市と本機構との共同研究で実施した(施工済)1例にすぎない。今回は、長野市の事例で得た知見を基にさらに水理特性、材料、施工法等の検討を行った。

なかでも円形管内を自由水面を維持し高速で流下する水理性については、水理模型実験によってある程度把握できたものの、さらに多種のケースを実験し解明していきたい。

大津市との共同研究で実施した傾斜部(急傾斜も含む)における下水の流れは、下水道用ポリエチレン管 $\phi 300\text{mm}$ を使用した場合の不等流計算では管渠内水深が0.051m(17%水深)~0.091m(30%水深)となり十分な給気断面が確保され安定した流下が水理模型実験によって確認できた。また高速射流の減勢は、跳水型減勢工により十分減勢できることが実験により明らかになった。

急勾配管渠施設の管渠においては、空気混入が生じた時の流れや混入による水面の膨らみ現象が起きたとき、流れがどのような形になるか、また勾配を持ち左右に連続して曲りを持つ複合された屈曲が流れに及ぼす影響等水理的に今後も研究を重ねていく必要がある。減勢工については、流れの諸条件によりいろいろな水理現象を起こすため他施設を設計するには今回行ったような水理計算および水理模型実験を行い流況を観察し形状を決めなければならない。

今後、急勾配下水道管渠施設への期待は大きくなり研究や設計が多くなると考えられる。本機構ではそれらの研究の積み重ねにより急勾配下水道管渠施設についての技術を確立したい。

● この調査に関する問い合わせは

- | | |
|------------|-------|
| 研究第二部長 | 藤田 昌一 |
| 技術部次長 | 鈴木 茂 |
| 研究第二部主任研究員 | 城 崇夫 |
| 研究第二部研究員 | 石川 泰裕 |