

琉球石灰岩域における降雨流出と  
ドリーネの浸透排水に関する研究

Studies on Rainfall Runoff and Doline  
Infiltration Drainage in a Ryukyu  
Limestone Region

学位論文

鹿児島大学大学院連合農学研究科

来間 玄次

2013年

# 琉球石灰岩域における降雨流出とドリーネの浸透排水に関する研究

## = 目 次 =

■ 要 旨 .....	1
ABSTRACT .....	4
第 1 章 緒 論 .....	8
1. 1 本研究の背景 .....	8
1. 2 既往の研究 .....	9
1. 3 研究の目的と方法 .....	11
1. 3. 1 降雨流出 .....	13
1. 3. 2 浸透排水 .....	13
1. 4 本論文の構成 .....	14
第 2 章 真壁南地区におけるほ場整備前の降雨流出 と旧況ドリーネの浸透排水の解析 .....	16
2. 1 緒言 .....	16
2. 2 地区の概要 .....	22
2. 3 解析の方法 .....	24
2. 3. 1 降雨流出解析 .....	25
2. 3. 2 有効降雨・損失雨量 .....	27

2.3.3	浸透排水の解析	27
2.3.4	水位－湛水面積及び水位－湛水量曲線	28
2.4	結果と考察	32
2.4.1	降雨量出	32
2.4.2	浸透排水の検証	34
2.5	小括	36
第3章	琉球石灰岩域におけるドリーネの浸透排水の解析と トンネル導入による排水対策工の効果予測 －沖縄県糸満市山城地区 アシチャガーの事例－	37
3.1	緒言	37
3.2	地区概要	38
3.3	研究の方法	42
3.3.1	降雨データ	43
3.3.2	降雨流出	45
3.3.2.1	2000年12月降雨による浸透排水の状況	45
3.3.2.2	不定流モデル	45
3.3.2.3	表面流出モデル	46
3.3.2.4	流域ブロック図の作成	47
3.3.2.5	降雨流出の数理モデル	50
3.3.3	浸透排水	52

3.3.3.1	水位－湛水面積曲線及び 水位－湛水量曲線	52
3.3.3.2	浸透排水の解析手法	55
3.3.3.3	浸透排水の解析モデルの設定条件	57
3.3.4	トンネル排水の解析方法	58
3.3.4.1	無圧トンネルの流量	58
3.3.4.2	圧力トンネルの流量	60
3.4	結果及び考察	61
3.4.1	降雨流出量	61
3.4.2	浸透排水のモデルの決定	61
3.4.3	浸透排水の解析	66
3.4.4	トンネル導入効果の評価	67
3.5	小括	69

#### 第4章 パイプフローに伴う複数の浸透池ネットワーク における浸透排水の解析

	－沖縄県糸満市真壁地区 を事例として－	71
4.1	緒言	71
4.2	地区概要	72
4.3	研究の方法	74
4.4	降雨流出の解析の手法	76

4. 4. 1	累加雨量－累加損失雨量	77
4. 4. 2	流域ブロック図の作成	77
4. 4. 3	降雨流出の数理モデル	80
4. 5	浸透排水の解析の手法	81
4. 5. 1	水位－湛水面積曲線及び水位－湛水量曲線	82
4. 5. 2	暗渠・県道の越流断面積及び越流量の算定	84
4. 5. 3	パイプフローによる排水	87
4. 5. 4	浸透排水量の算定	90
4. 6	結果及び考察	91
4. 6. 1	降雨流出量	91
4. 6. 2	浸透排水のモデルの決定	93
4. 6. 3	浸透排水の解析	100
4. 6. 4	小括	104
第5章	結 論	105
	引用文献	109
	謝 辞	111

## 要 旨

琉球石灰岩域では、河川が未発達な地域が多く、流域の多くは、すり鉢状の地形をなしているため、降雨はドリーネの浸透孔から、地下に排水される事例が多い。このような地域では、台風等の豪雨の度に、ドリーネの浸透能力の機能低下が原因で、周辺農地は深刻な湛水被害に見舞われ、農業経営上、大きな問題を引き起こしている。そのため、湛水被害軽減のために様々な対策を早急に検討し、実施する必要がある。これら対応策の効果を評価するためには、琉球石灰岩域における浸透排水メカニズムを解明する必要があるが、これまでの研究では浸透孔が浸透池の底部にあると仮定した単純なモデルを用いて浸透排水の分析を行ってきたため、この地域に特徴的にみられる横浸透孔や鍾乳洞のトンネル「パイプフロー」が浸透排水に果たす役割を十分に捉えることができなかった。本研究では、これらの複雑な役割を考慮し、琉球石灰岩域における降雨流出と、ドリーネによる浸透排水の関係を解明することを目的とした。解析手法としては、降雨流出と浸透排水を一連の現象として捉えた。降雨流出は特性曲線法を用いた表面流モデルにより求め、浸透排水はトリチェリーの定理を用いてドリーネの浸透孔断面積と水位の関係を数式化して、解析モデルに組み込んだ。

本研究では、異なる2つの事例を比較考察するため、この解析モデルを糸満市アシチャガー地区と真壁地区に応用した。アシチャガー地区では、湛水被害解消のためにすでにトンネルを導入している。一方、真壁地区で

は、湛水被害解消に向けた対策工法を現在検討中である。

アシチャガー地区では、横浸透孔を浸透排水のモデルに組み込むことで、実測水位の変動と近似するシミュレーション結果が得られた。また、このシミュレーション結果から、2000年12月降雨(最大時間雨量54.0mm, 総雨量187.0mm)におけるピーク流出量は $8.51\text{m}^3/\text{sec}$ であったことが明らかになった。さらに、このシミュレーションモデルで採用されたパラメータを用いて、1999年9月降雨(最大24時間雨量477.0mm, 総雨量555.0mm)について水位変化をシミュレーションしたところ、ピーク水位は実測値の6.7mに対してシミュレーションでは6.8mとなり実測値に近似したシミュレーション結果となった。また、この時のピーク流出量が $25.91\text{m}^3/\text{sec}$ であったことが明らかになった。現在、アシチャガー周辺の湛水被害を解消するため、国営かんがい排水事業でトンネル(馬てい形断面2r型)による排水対策が取られているが、いまだ1999年に匹敵する大きな降雨は見られず、トンネル導入の効果が評価できていない。そこで、今回の研究では1999年の降雨データを用いて、初めてトンネル導入の効果をシミュレーションにより検証した。その結果、トンネル導入により最大湛水面積が65%程度減少し、総排出量の82%がトンネル排水によることが明らかになった。

一方、真壁地区については、県道と隣接した1号浸透池と8号浸透池の2つの浸透池における異なる浸透能、暗渠による浸透池間の越流、県道のオーバーフローによる越流、パイプフローによる排水等の形状・寸法を解析モデルに組み込み、シミュレーションにより降雨流出と浸透排水の仕組みを

再現することができた。真壁地区において 20ha が湛水し、施設園芸作物等に多大な被害を及ぼした、2007 年 8 月の降雨（日雨量 457mm, 最大時間雨量 83.5mm）について、水位変化をシミュレーションした結果、湛水のピーク水位が標高 EL=26.3m であり、県道の道路長約 110m の区間で冠水が生じていたことが明らかになった。また、これまでは、各浸透池における降雨流出量が不明であったが、このシミュレーションの結果、1号浸透池におけるピーク流出量は  $28.4\text{m}^3/\text{sec}$ 、累加流出量は  $445,029\text{m}^3$ 、8号浸透池については、それぞれ、 $6.2\text{m}^3/\text{sec}$ 、 $113,706\text{m}^3$  であったことが明らかになった。パイプフローについては、1号浸透池より下流方向に鍾乳洞の存在が確認されていたが、本研究では実測水位と整合するパイプの特徴を明らかにすることができた。パイプ底高は標高 EL=18.5m(浸透池の底高 EL=16.5m)であり、その直径が  $D=80\text{cm}$ 、粗度係数  $n=0.1$  の時に実測水位と最も一致した。

これらの研究成果は、今後の琉球石灰岩域における湛水被害解消に向けた対応策を検証するときに、新たな知見を提供し、応用されていくものと期待される。



## ABSTRACT

River systems are often primitive in “Ryukyu” coral limestone soil regions. Therefore, water is drained through underground infiltration from a doline. A lower infiltration capability coupled with typhoon and heavy rain often triggers flood damages, which jeopardizes agricultural crop production in these areas. Therefore, it is urgent to evaluate the effect of various measures on flood damage mitigation these areas and implement the effective measure. In order to evaluate the effectiveness of these measures, we need to clarify the relationship between rainfall-discharge and infiltration drainage through a doline in these regions. However, previous studies used a simple model assuming only penetration apertures at the bottom of infiltration ponds and were not able to sufficiently capture the roles of side apertures and limestone pipes for drainage which are characteristics to be seen in these areas.

The objective of this study is to clarify and improve our understanding of the relationship between rainfall-discharge and infiltration drainage through a doline in these regions considering the complex drainage system in these areas. We considered rainfall-discharge and infiltration drainage as a series of phenomena within a model. First, we estimated the inflow to a doline based on the amount of discharge. Then, we

evaluated the residues by computing the differences between the inflow to a doline and infiltration drainage through a doline. Finally, we developed a mathematical simulation model and simulates an input-output relationship of these drainage systems. In order to reflect this complex systems in the model, we varied the size of side apertures depending on the water level of a seepage basin, modeled the relationship between the cross sectional area of side apertures and the water level, and incorporated this mechanism into our simulation model.

We applied this simulation model to two areas, 1) “Ashi-chaga” area where a tunnel drainage system has been introduced for mitigating flood damages, 2) “Makabe” area where several measures have been discussed for mitigating flood damages.

Our simulation model was able to closely approximate the observed water level changes by explicitly modeling the effect of side apertures in “Ashi-chaga” area. Our simulation results indicate that the peak discharge for the December’s rainfall event (the maximum rainfall per hour: 54.0mm, the total rainfall: 187.0mm) was  $8.51\text{m}^3/\text{sec}$ . We applied parameters estimated for this December’s rainfall event to the heavy rain event of September, 1999 (the maximum rainfall per 24 hours: 477.0mm, the total rainfall: 555.0mm) and simulated changes in water levels. This simulation closely projected the peak water level of the heavy rain event

(simulated water level was 6.8m, while the observed water level was 6.7m). Furthermore, this simulation results indicate that the peak discharge of this event was  $25.91\text{m}^3/\text{sec}$ .

In this region, the tunnel had been constructed as a drainage measure. However, we have not experienced the heavy rain event like September, 1999 and the effectiveness of this tunnel has not been tested yet. So, we used our simulation model to examine the effect of the tunnel drainage on the degree and extent of flood damages. Our simulation model suggests that the tunnel contribute to the reduction of the maximum flood area by 65% and 82% of the total discharge.

In “Makabe” area, we simulated infiltration of our study site by modeling two adjacent infiltration ponds with different infiltration capabilities, overflow among these two adjacent ponds through a subterranean drain system, and pipe flow drainage system. Our simulation model was able to closely approximate the observed water level changes by modeling this complex multiple drainage ponds system.

We used the rain event data of August, 2007 (rainfall per day: 457mm, the maximum rainfall per hour: 83.5mm), which caused the flood damage over 20 ha, and simulated the changes in water level. Our simulation results show that the peak water level was at the evaluation of 26.3m, and flooding occurred on the section of approximately 110m of

prefectural road. Although, the rainoff-discharge relationship at each pond has not been quantified, our simulation results indicate that the peak discharge and the cumulative discharge at the 1<sup>st</sup> pond were 28.4m<sup>3</sup>/sec and 445,029m<sup>3</sup> respectively, while the peak discharge and the cumulative discharge at the 8<sup>th</sup> pond were 6.2m<sup>3</sup>/sec and 113,706m<sup>3</sup> respectively. Furthermore, we identified the characteristics of the limestone-cave which has been observed at the downstream direction of the 1<sup>st</sup> pond thorough our simulation analysis. Our simulation model closely projected changes in water levels when the base height of this pipe is set at the elevation of 18.5m (the base height of this pond is EL=16.5m), the diameter of this pipe is set at 80cm and the roughness coefficient (n) of 0.1 is used.

Our simulation results indicate that this modeling approach is useful for evaluating proposed measures for mitigating flood damages in these regions. These results will help us improve our understanding of the complex relationship between rainfall-discharge and infiltration drainage through a doline on and will provide scientific knowledge for evaluating flood damage mitigation measures in these areas.

## 第1章 緒論

### 1.1 本研究の背景

琉球石灰岩域では、河川が未発達な地域が多く、流域の多くは、すり鉢状の地形をなしているため、降雨はその底部付近に存在するドリーネの浸透孔から、地下に排水される事例が多い(沖縄総合事務局, 1992)。このような地域では、台風等の豪雨の度に、ドリーネの浸透能力の機能低下が原因で、周辺農地は深刻な湛水被害に見舞われ、農業経営上、大きな問題を引き起こしている。

最近の湛水被害として、糸満市真壁南地区の例が上げられる。2007年8月10～12日の豪雨によって、20haの農地が湛水し、施設園芸作物等に多大な被害を及ぼした。このときの日雨量は457.0mm、日最大1時間あたりの降水量は83.5mmであった(沖縄県農林水産部, 2008a)。これらの被害の実態は、マスコミや県議会などでも取り上げられ、これらの地域における降雨流出とドリーネによる浸透排水の関係の解明とその対策が、緊急の課題としてあげられている。

湛水被害の1つの対応策として、現在、浸透池の規模拡大やトンネル工法などの手法が提案されている。このような地域の降雨流出と浸透排水を再現し、そのメカニズムを解明することは、これらの対応策の効果を評価する上でも重要である。

## 1.2 既往の研究

琉球石灰岩域におけるドリーネの浸透排水の解析事例は少ない。浸透排水についての初期の研究として、まず丹治ら(1986)の報告を挙げることができる。この研究では、ほ場整備地区で既存の末端排水路はなく、各流域の末端で浸透式の滞溜池を設け、排水路の流末処理を行っている。この滞溜池の規模を決定するために、浸透排水を解析している。

丹治ら(1986)の研究手法をみると、実測の降雨データ・流出量をもとに、特性曲線法を用いて降雨流出解析を行い、滞溜池の流入量を求めている。一方、滞溜池の浸透量については、浸透能の違いが大きい2地区について解析している。まず浸透量と水深の関数として与えてモデル化し、シミュレーションによって、それぞれの地区に見合った滞溜池の規模を決定している。

丹治ら(1986)の事例では、ドリーネからの浸透という概念ではなく、滞溜池は底部に穴をあけたタンクと考え、トリチェリーの定理を用いて、浸透速度試験より求めた単位面積当たりの浸透量を水深の関数として与えている。これより滞溜池面積－水深曲線を求め、地区の状況に応じた水深に対する滞溜池面積を算定しており、このことから滞溜池の規模決定の汎用化を可能にしている。

また、丹治ら(1986)の研究では、特性曲線法を用いて降雨流出を算定し、さらにトリチェリーの定理を用いて浸透排水の解析を行っているが、この手法が後のドリーネ研究の進展に寄与することになる。

来間ら(1993)は、ほ場整備前の糸満市真壁南地区の旧況のドリーネの浸透排水の解析を行っている。この研究では、丹治ら(1986)の滞溜池の解析手法をさらに発展させて、ドリーネの浸透能を実測値の水位と近似するようにシミュレーションにより求めている。この研究はドリーネを対象に取り上げた最初の解析事例として位置づけられる。来間ら(1993)の研究は、ほ場整備前の糸満市真壁南地区を事例にし、現在の1号浸透池も整備されていない自然状態でのドリーネの浸透能を解析したものである。整備前の現在の1号浸透池の周辺には、流域別に複数の自然のドリーネが存在していた。この事例分析では、ドリーネAの流域(100.46ha)をモデル化して、累加雨量－累加損失雨量の関係式を実測ハイドログラフに合わせて諸係数を決定し、特性曲線法で降雨流出量を求め、これをドリーネAへの流入量として与えている。また、湛水面積、湛水量をそれぞれ水位の関数として求め、ドリーネの浸透能をトリチェリーの定理を用いて、浸透孔断面積を実測値に近似するようシミュレーションにより解析している。

来間ら(1993)の研究では、浸透孔は一つで、水位に対して浸透孔断面積も変化しないとし、現在その存在が明らかになっているパイプフローによる排水も想定していないときの解析手法であった。実測水位とシミュレーションによる計算水位の整合性には、パイプフロー排水による流出量のカットが組み込まれていないので、時間遅れやピーク水位の整合には若干の課題があった。しかし、これらの研究結果は、ドリーネ研究を進めて行く上で、水位－

湛水量曲線，水位－湛水面積曲線を用いて浸透孔面積を求めた初めての研究手法として位置づけられ，その後の研究に大きく寄与している。

### 1.3 研究の目的と方法

琉球石灰岩域では，地形が盆地状になっているところが多く，流域の降雨は表面排水ができず，流域内のドリーネから地下浸透して海岸付近から湧水として排出される。ドリーネの浸透能力より大きい降雨流出が生じると，浸透できない余剰水は，ドリーネ周辺に滞留して，その水位が上昇し，湛水被害が起こる。このような湛水被害の対応策として，ドリーネの周辺に設置した浸透池の規模拡大や，トンネル工法などの手法が提案されている。

本研究は，琉球石灰岩域における流域からの降雨流出と，これを流入量とするドリーネの浸透排水のメカニズムを解明することが目的である。調査事例として，糸満市山城地区（アシチャガー）と同じく糸満市真壁地区を取り上げた。糸満市アシチャガー地区は，湛水被害解消のためにトンネルを導入し，また真壁地区は，湛水被害解消の対策工法を検討していることから，対照的な2つの事例が比較考察できる。

ドリーネからの浸透排水のメカニズムを解明するために，降雨流出と浸透排水の解析モデルを構築して，実測値に近似するようシミュレーションを行い，諸係数を決定して湛水状況を再現する手法を用いる。標準的な解析手法のモデルを図 1-1 に示す。



流域からの降雨流出( $Q1$ )は, 特性曲線法を利用した表面流モデルにより求め, これをドリーネへの流入量として与えた. 浸透排水については, 排水量を浸透孔断面積( $a$ )の大きさと, 水位の関係式で表したトリチェリーの定理を用いた.

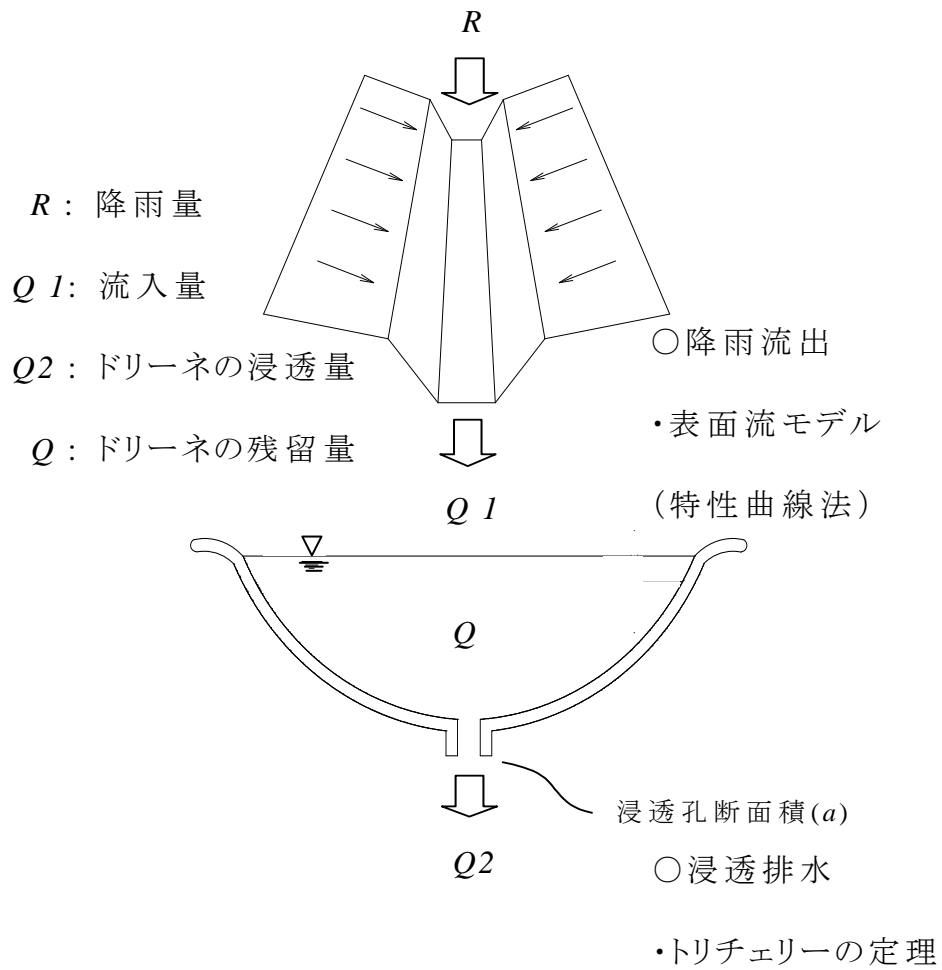


図 1-1: 解析のモデル

### 1.3.1 降雨流出

降雨により地面に到達した水は、斜面を流下して河川に流入し、下流に到達する。この水の流れの現象は、斜面から水路への流入量としてモデル化し、流出量を求める表面流モデルは、特性曲線法を用いる。降雨流出に対して、斜面と開水路の流れを等流近似し、manning 式を用いれば、運動方程式は(1)式のように表される(丹治ら, 1986)。

$$Q = V \cdot A = \frac{1}{n} \cdot R^{\frac{2}{3}} \cdot I^{\frac{1}{2}} \cdot A \quad (1)$$

連続の式は(2)式で表される。

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q_x \quad (2)$$

ここで、 $Q$ :流量、 $V$ :断面平均流速、 $A$ :通水断面積、 $n$ :manningの粗度係数、 $I$ :水路勾配、 $R$ :径深、 $t$ :時間、 $x$ :距離、 $q_x$ :横流入量である。

### 1.3.2 浸透排水

浸透排水については、排水量を浸透孔断面積( $a$ )の大きさと、水位の関係式で表したトリチェリーの定理を用いた。時刻  $t$  における浸透量  $Q2(t)$  は、トリチェリーの定理を用いると、次式で表される。

$$Q2(t) = c \cdot a \cdot V = c \cdot a \sqrt{2gh(t)} \quad (3)$$

ここで、 $c$ :流量係数、 $V$ :排水速度、 $a$ :浸透孔断面積、 $g$ :重力加速度、 $h$ :水位である。

以上は、浸透排水を解析するための基本的な理論であるが、本論文においては、研究を進めていく過程で、湛水位に対して浸透孔断面積が変化すること、横浸透の存在や地下鍾乳洞が形成され、パイプフローによる排水が行われており、これらの現象を解析のモデルに組み込み、シミュレーションにより再現した。

## 1.4 本論文の構成

本論文は、次の5つの章から構成されている。

### 第1章 緒論

### 第2章 真壁南地区におけるほ場整備前の降雨流出と旧況ドリーネの浸透排水の解析

### 第3章 琉球石灰岩域におけるドリーネの浸透排水解析とトンネル導入による排水対策工の効果予測

### 第4章 琉球石灰岩域のパイプフローを伴う複数の浸透池ネットワークにおける浸透排水の解析

### 第5章 結論

各章の内容を要約すると以下の通りである。

第1章では、研究の背景、既往の研究、研究の目的と方法について述べ、本研究の意義・目的・手法に関する全体的な方向づけを行った。

第2章では、糸満市真壁南地区のほ場整備前の自然の状態でのドリーネの浸透排水の解析を行った。流域をモデル化して、特性曲線法により降雨流出量を求めた。一方、ドリーネの浸透排水については、トリチェリーの定理を用い、シミュレーションにより湛水状況を再現した。真壁南地区のパイプフローについては、これらの諸元を新たにモデルに組み込むことで、より実測値の水位変動とほぼ一致することができた。

第3章では、糸満市アシチャガーのドリーネの底部の浸透孔だけではなく、ドリーネの側面に存在する横浸透孔からも浸透排水が起こっていることが分かったので、これを浸透排水のモデルに組み込み、旧況の浸透排水の検証と沈砂池・トンネル導入後の排水効果を検証した。今回の研究では、新しい試みとして、ドリーネにトンネルを導入した効果について解析した。

第4章では、糸満市真壁南地区の、ほ場整備後の浸透排水の効果を検証した。真壁南地区では、豪雨の度に湛水が生じ、施設園芸やサトウキビ等の農作物が多大な被害を被っている。そのため、湛水被害解消に向けた取組が課題である。今回の研究では流域をブロック化し、表面流出モデルを用いて降雨流出を求めた。浸透排水については、県道と隣接した二つの浸透池における異なる浸透能、暗渠による浸透池間の越流、パイプフローによる排水等のメカニズムを解析モデルに組み込むことで、シミュレーションにより浸透排水を再現することができた。

第5章では、各章で得られた研究成果を要約し、さらに今後の課題の抽出を行った。

## 第2章 真壁南地区におけるほ場整備前の降雨流出と旧況ドリーネの浸透排水の解析

### 2.1 緒言

真壁南地区は、沖縄本島最南端の糸満市に位置する標高20～30m程度のゆるやかな丘陵地で、サトウキビを中心とした畑作地帯である。真壁南地区は、県営ほ場整備事業(受益面積52.8ha,工期:平成元～13年度)により、ほ場、農道、排水路、浸透池等が整備された。地区は盆地状になっているため、流入した雨水は、整備後も表面排水ができず、平成6年度(1994)に新設された浸透池のドリーネより地下浸透によって排水されている。台風等による豪雨のたびに地区一帯は湛水被害に見舞われてきた。

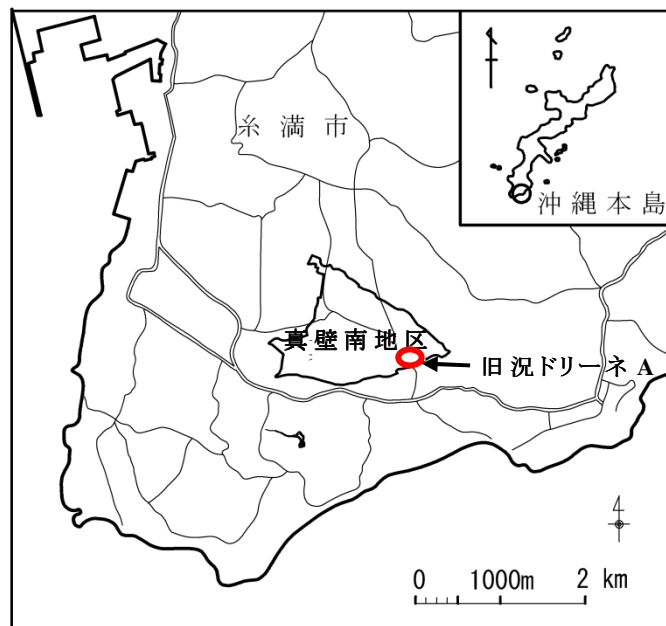


図2-1:真壁南地区位置図



写真 2-1: 浸透池が整備された, ほ場整備後(現況)の 2007 年 8 月 10~12 日の豪雨(11 日に日降水量 457.0mm, 日最大 1 時間降雨水量 83.5mm)による, 1 号浸透池のオーバーフローの様子と周辺農地の湛水状況(湛水面積 20ha).

写真 2-1 は, ほ場整備後(現況)の湛水状況である. 手前にある 1 号浸透池がオーバーフローして周辺農地, ハウス施設まで湛水が広がっている. ほ場整備で浸透池が整備されたが湛水被害は解消されていない. 本研究では, ほ場整備以前(旧況)の湛水状況を明らかにするため, 当時の観測データ等を用いて, 降雨流出特性とドリーネによる浸透排水をシミュレーションにより再現した. これらの結果は, 整備後の浸透排水の解析に繋げることができるので, ドリーネの存在するほ場整備地区に新設される浸透池の浸透排水の解析にも応用することが期待できる. 降雨は実測の水位が観測されており, 本研究では 1991 年 9 月 12~14 日の台風 17 号の降雨を用いた.

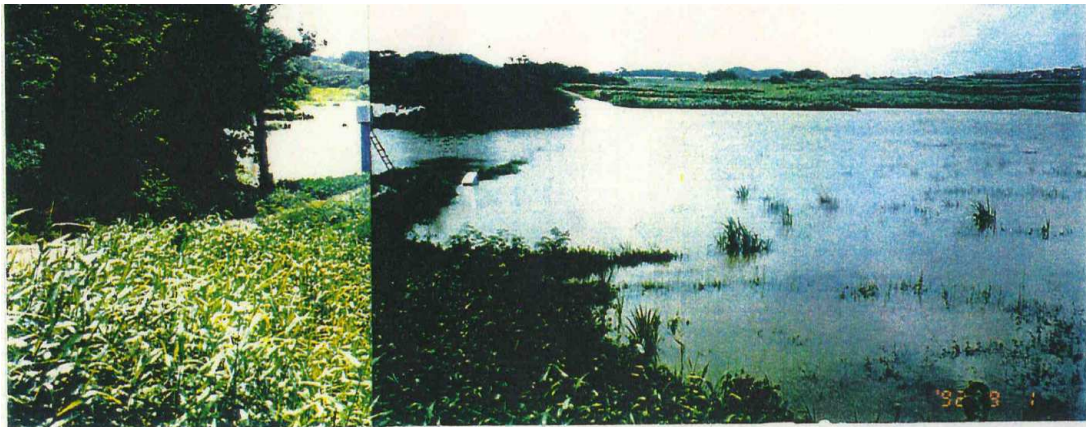


写真 2-2

平成4年(1992年)9月1日 撮影

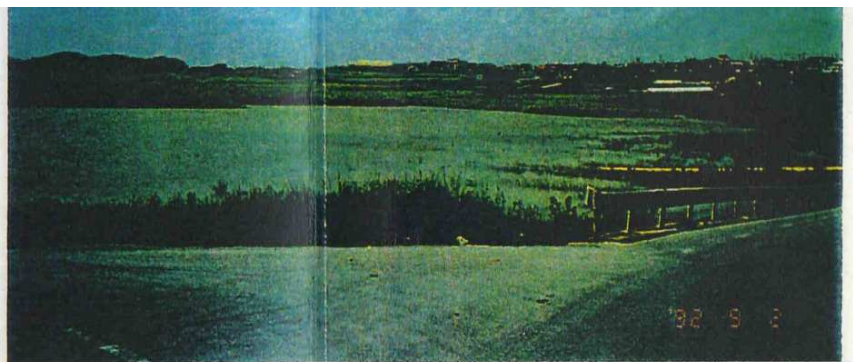


写真 2-3

平成4年(1992年)9月2日 撮影

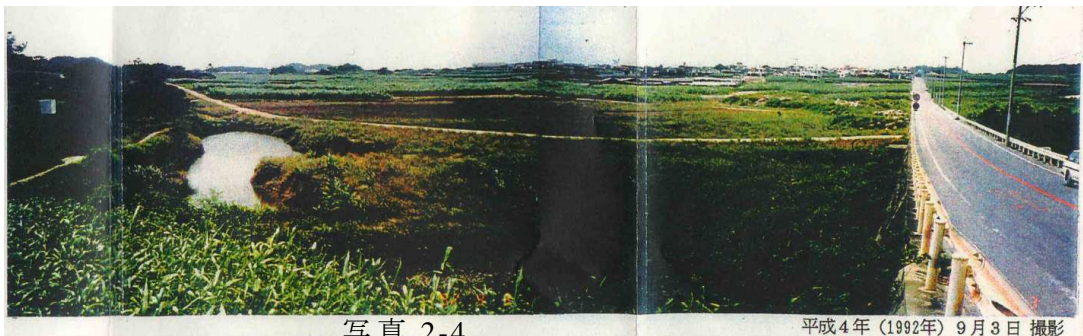


写真 2-4

平成4年(1992年)9月3日 撮影

真壁南地区のほ場整備前の1992年8月28～31日の降雨(3日間総雨量315.0mm)による9月1～3日の3日間の湛水状況の変化(現在の1号浸透池付近).

写真 2-2: 降雨後の1日明けた9月1日の湛水状況であるが、写真 2-4 の県道7号から延びる農道は完全に埋没している。

写真 2-3: 湛水が低下して県道のガードレールの上部の農道が一部見える。

写真 2-4: 湛水が引いて埋没していた農道や農地が姿を現わしている。

まず、整備前の湛水状況を写真で検証する。写真 2-2～2-4 は、県営真壁南地区のほ場整備前(旧況、浸透池は未整備)の 1992 年 8 月 29～31 日の降雨(3 日間連続雨量 315.0mm)による 9 月 1～3 日の 3 日間の湛水状況の変化である。写真 2-2 の左側に東西性の断層帯(米須断層)があり、水位観測所(写真左寄りの円筒)の付近にあるドリーネ A から排水は浸透している(来間・稻嶺 1993)。旧況ドリーネ A のある1号浸透池の施工中(写真 2-5)と完成後(写真 2-6)の写真を示す。



写真2-5: 施工中の1号浸透池の湛水状況。1993年9月1～3日降雨(連続降雨108.5mm)。左は県道7号。後方の林帯は米須断層。1993年9月3日撮影

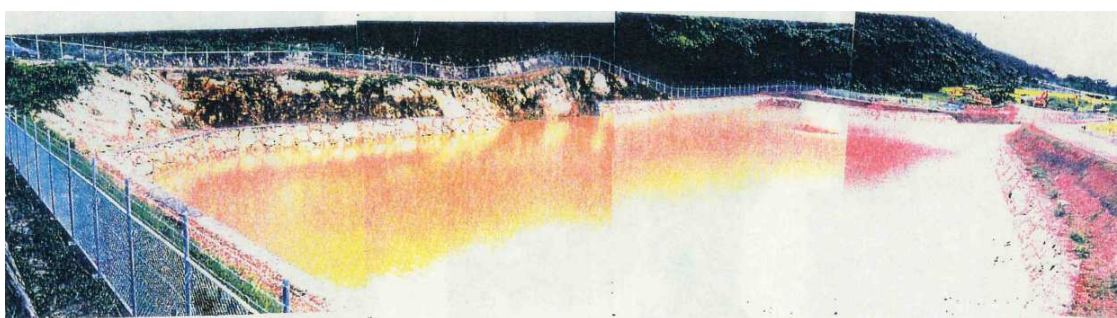


写真2-6: 完成後の1号浸透池の湛水状況。1994年5月31～6月1日降雨(連続降雨60.0mm)。1994年6月1日撮影

■ 写真 2-1～2-6 は沖縄県南部農林土木事務所提供





図 2-2: 真壁南地区ほ場整備前の地形図



図 2-3: 真壁南地区ほ場整備後の地形図

ほ場整備前の地形図を図 2-2 に、ほ場整備後の地形図を図 2-3 に示す。図 2-2 の地形図は 1990 年に撮影された航空写真に基づき図化したものである。また、図 2-3 の地形図は、2006 年に撮影した航空写真に基づき、現地で標高、地物等の補足測量を行い図化したものである。この地形図には、ほ場整備により、ほ場や浸透池、農道、排水路等の区画整理が行われている様子が示されている。地形図の等高線は、ほ場整備後の湛水面積の精度を高めるために 25cm 間隔で読み取った。これより、水位－湛水面積曲線を求め、第 4 章のほ場整備後の降雨流出及び、浸透排水の解析に用いた。

## 2.2 地区の概要

真壁南地区は二種類の地質で構成されている。新第三紀鮮新世から第四紀更新世に堆積した島尻泥岩と不整合で覆う約 200 万年前以降に生成した主にさんご石灰岩に起源を持つ琉球石灰岩と呼ばれる南西諸島特有の多孔質な石灰岩である。前者は本地区の西よりを南北方向に露出しているが、ほぼ全域に石灰岩が分布している。地区の南側は東西性の断層が発達している。

島尻泥岩は不透水性で、琉球石灰岩は大きな透水性 ( $10^{-1} \sim 10^{-3} \text{ cm/sec}$ ) を有する際立った対象をみせる。地区内の降水は、地下に浸透して琉球石灰岩を帯水層とする地下水となる。一方、表面流出水は下流側の断層

に沿って点在するドリーネ一帯に集まり地下浸透している。

本地区の地下水流域は、米須流域と呼ばれている。下方浸透した地下水は島尻泥岩の上面形状に規制され、断層により宇江城→真壁→米須の3つの地下水盆の地下水系統をつくりながら流下している。ドリーネのある真壁地下水盆は下流側の米須地下水盆の不透水性基盤によって閉塞され、天然の地下ダムを形成している(図2-4)。地下水はこの天然の地下ダムを越流して、その後米須流域の末端の海岸付近で大湧水となって地表に表れている。

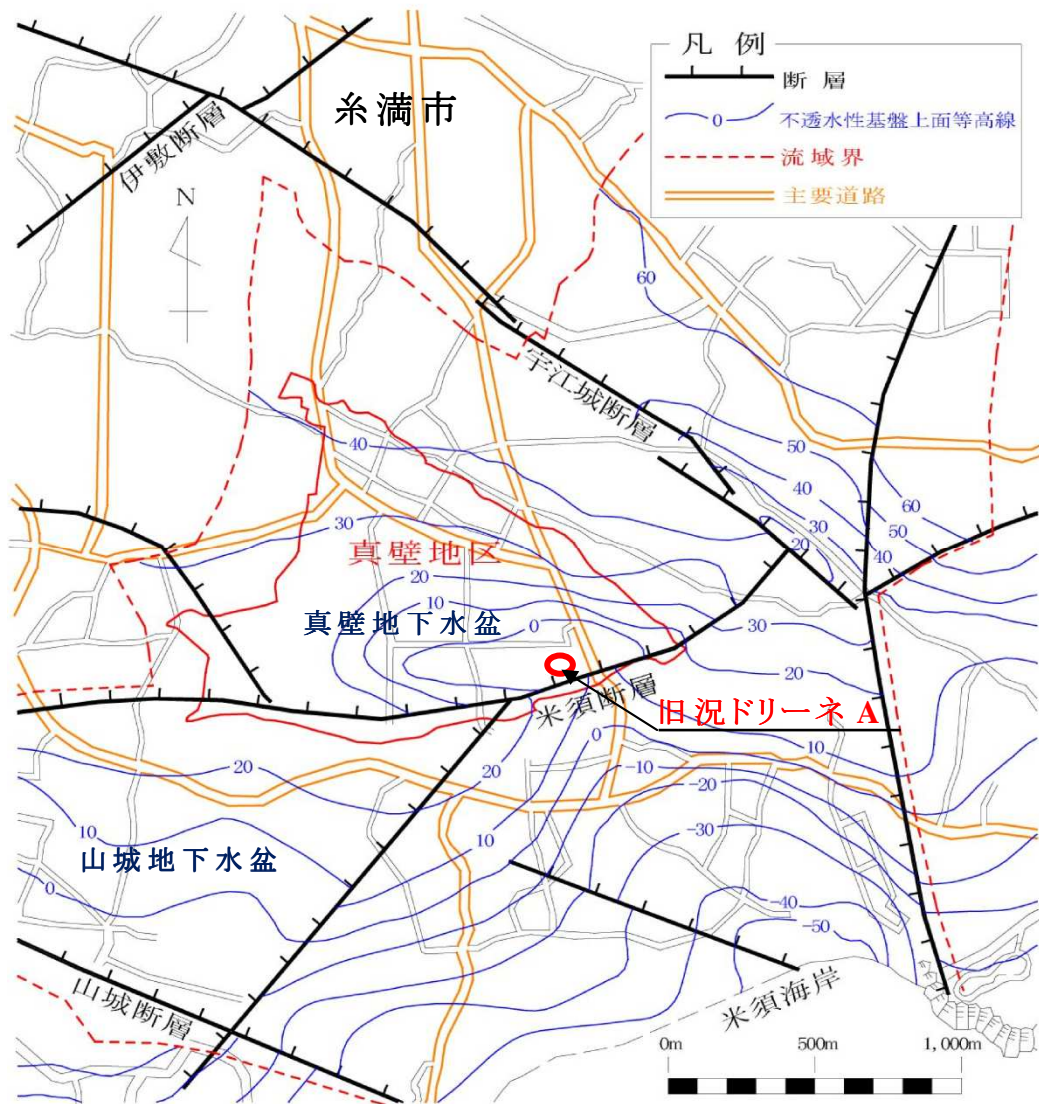


図 2-4: 真壁地区と断層及び不透水性基盤上面等高線

## 2.3 解析の方法

解析のモデルは、降雨流出と浸透排水からなる(図 2-5)。降雨流出については、流域をモデル化して特性曲線法により流出解析を行う。一方、浸透排水については流域からの降雨流出をドリーネへの流入量として与え、ドリーネの浸透量を求め、流入－浸透の収支計算を行う。

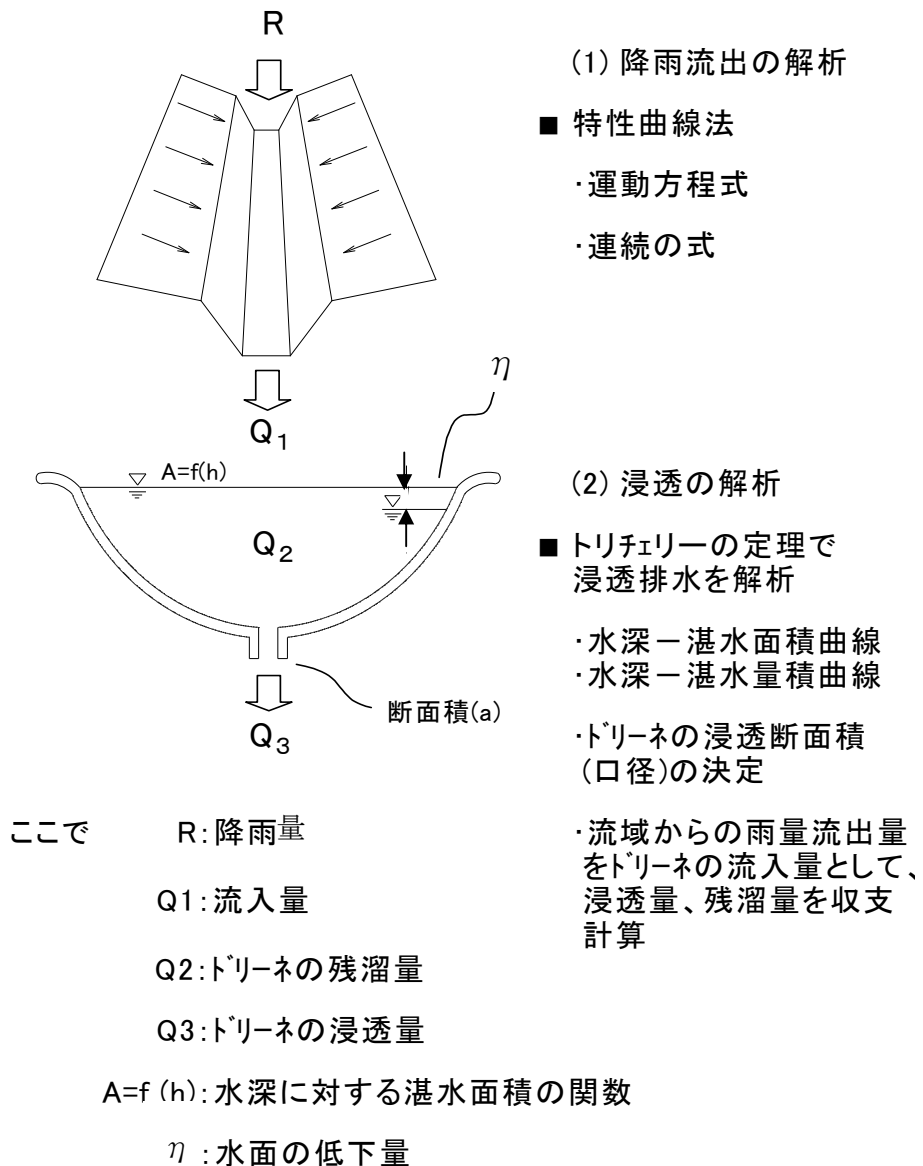


図 2-5: 解析のモデル

### 2.3.1 降雨流出解析

降雨流出解析は表面流出モデルを用いる。表面流出モデルは、流域をいくつかの支流域に分割し、各々の支流域を河道とそれに付随する斜面よりなる流域モデルを作り、斜面では有効降雨の供給を受け、河道では斜面からの流出水の供給を受けながら雨水が manning 型の抵抗則に従って流下していくとして、雨水流を追跡する方法である(農業農村工学会, 2010a)。ここでは、表面流出モデルの解析は特性曲線法を用いる。

対象流域を排水路や地形の急変するところ、支線排水路の合流点等を考慮して、地形図より流域を分割し、各ブロック流域を一様勾配の斜面と排水路とでモデル化した(図 2-6)(農業農村工学会, 2010a)。

降雨流出に対して、斜面と開水路の流れを等流近似し、manning 式を用いれば、運動方程式は(1)式のように表される(丹治ら, 1986)。

$$Q = V \cdot A = \frac{1}{n} \cdot R^{\frac{2}{3}} \cdot I^{\frac{1}{2}} \cdot A \quad (1)$$

連続の式は(2)式で表される。

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q_x \quad (2)$$

ここで、 $Q$ :流量,  $V$ :断面平均流速,  $A$ :通水断面積,  $n$ :manningの粗度係数,  $I$ :水路勾配,  $R$ :径深,  $t$ :時間,  $x$ :距離,  $q_x$ :横流入量である。

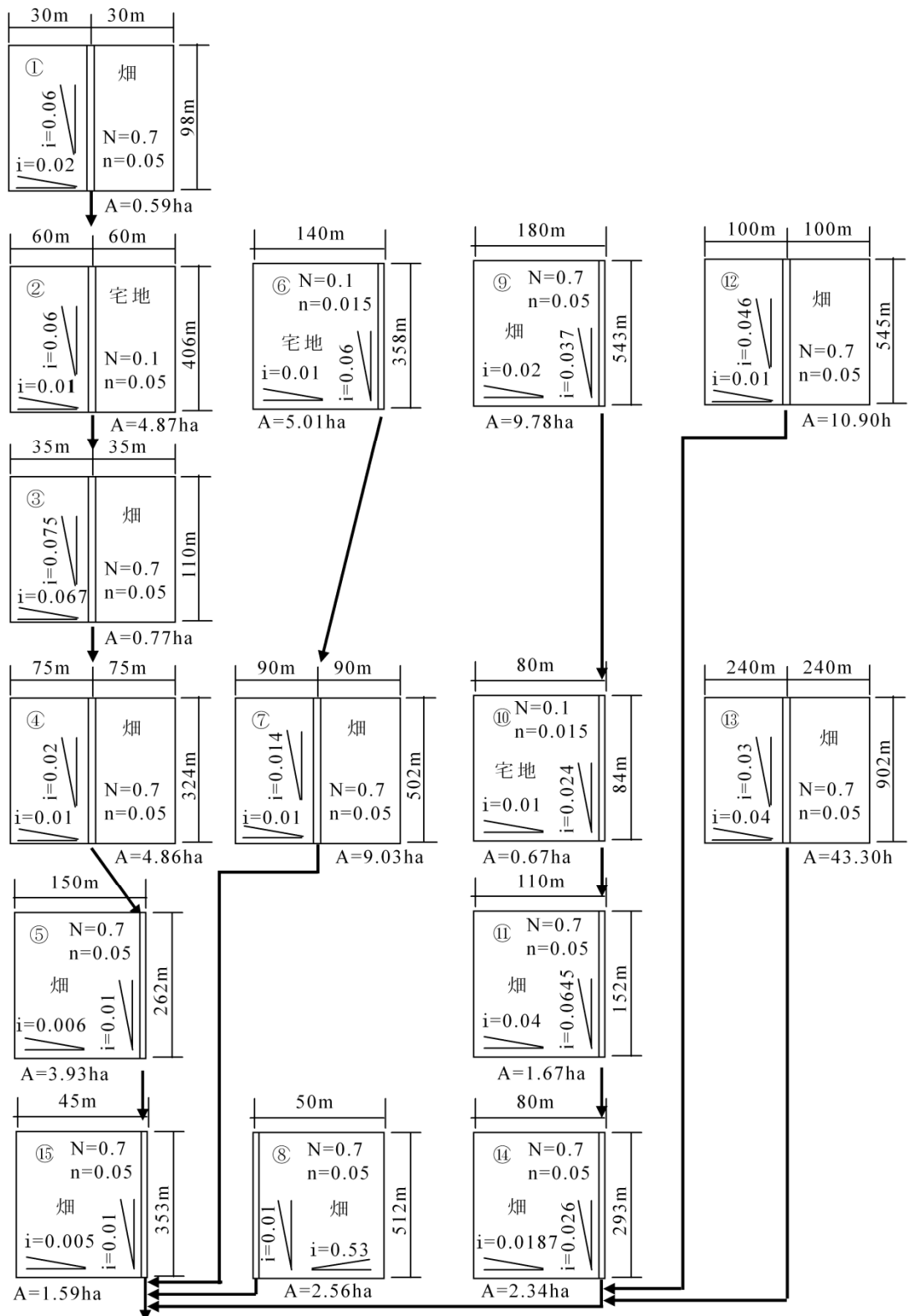


図 2-6:流域のモデル

### 2.3.2 有効降雨・損失雨量

洪水時の降水量のうち直接流出する分を有効降雨といい、直接流出しない分を損失雨量という(農業農村工学会, 2010b)。ほ場などから排水路へ流出する直接流出は、有効降雨に対する流出として求める。有効降雨は、基底流量以上の流量  $Q_e$  を求めて次式で計算する。

$$\Sigma R_e = \frac{\Sigma Q_e \cdot \Delta t}{A} \quad (3)$$

ここで、 $Q_e$ :流出量から基底流量を引いた流量、 $A$ :流域面積、 $\Sigma R_e$ :累加有効降雨である。

累加損失雨量  $\Sigma R_l$  は、次式のようになる。

$$\Sigma R_l = \Sigma R - \Sigma R_e \quad (4)$$

ここで、 $\Sigma R$ :累加雨量である。

流域の累加雨量( $\Sigma R$ )～累加損失雨量( $\Sigma R_l$ )の関係式は次式で表した。

$$\Sigma R_l = \Sigma R \cdot (\beta - \alpha \cdot \Sigma R) \quad (5)$$

ここで、 $\alpha = (\Sigma R - \Sigma R_l) / (\Sigma R)^2$ 、 $\beta = 1$ である。

### 2.3.3 浸透排水の解析

水深 $h$ 、浸透孔断面積 $a$ のドリーネから排水する時、 $t$ 時における浸透排水量 $SQ$ は、トリチェリーの定理を用いると次式のとおりである。



$$SQ(t) = c \cdot a \cdot V = c \cdot a \sqrt{2gh} \quad (6)$$

$\Delta t$ 後の浸透排水量は次式で表される。

$$SQ(t + \Delta t) = c \cdot a \cdot V = c \cdot a \sqrt{2g(h - \eta)} \quad (7)$$

ここで,  $SQ$ : 浸透排水量,  $c$ : 流量係数,  $V$ : 排水速度,  $a$ : 浸透孔,  $g$ : 重力加速度,  $h$ : 水位 (m),  $\eta$ :  $\Delta t$  後の水面の低下量である。

### 2.3.4 水位-湛水面積曲線及び水位-湛水量曲線

真壁南地区の整備前の地形図よりドリーネA周辺の等高線を読み取り, 区間累加湛水面積を求めた。これを多項式で近似して, 水位 ( $h$ )-湛水面積 ( $A$ ) 曲線 (以下,  $h-A$  曲線) を求めた。両者の関係を図 2-7 に示す。

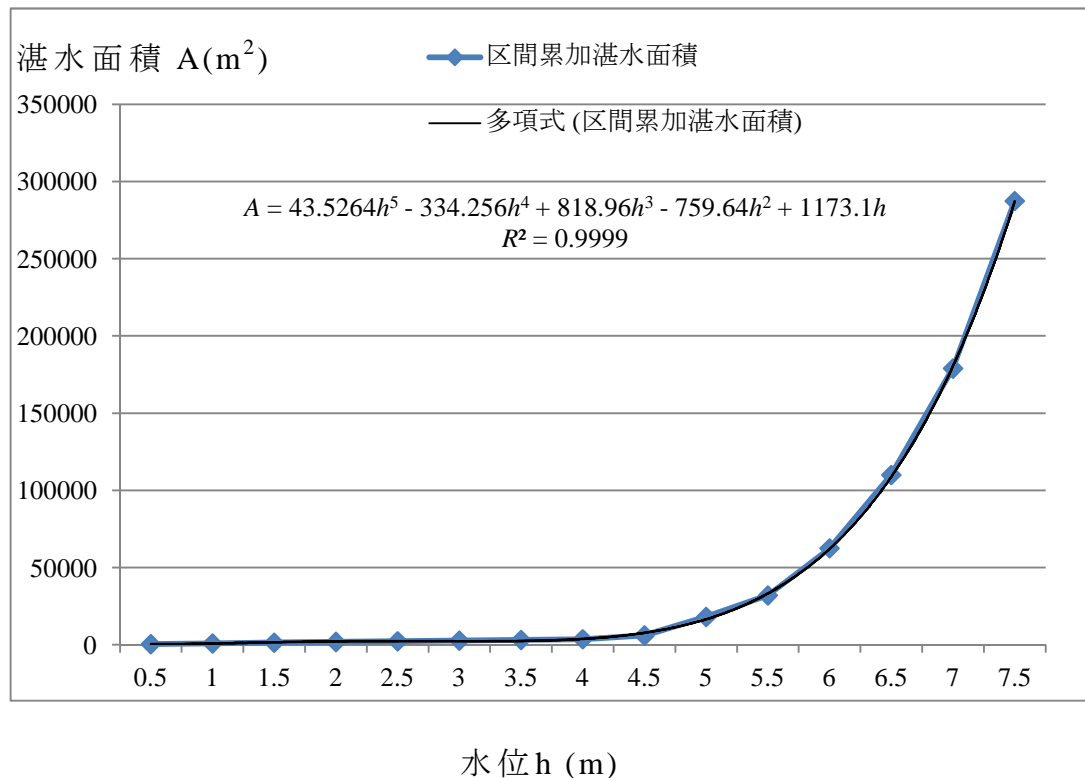


図 2-7: 水位 ( $h$ )-湛水面積 ( $A$ ) 曲線

近似式は以下で示された.

$$A = m_1 \cdot h^5 + m_2 \cdot h^4 + m_3 \cdot h^3 + m_4 \cdot h^2 + m_5 \cdot h \quad (8)$$

$$(R^2=0.9999)$$

$$m_1=43.5264, m_2=-334.256, m_3=818.96, m_4=-759.64, m_5=1173.1$$

ここで,(8)式を積分して, 現況ドリーネの $h-Q_{G2}$ 曲線を((9)式)を求めた.

$$\begin{aligned} Q &= \int A dh = \int (m_1 \cdot h^5 + m_2 \cdot h^4 + m_3 \cdot h^3 + m_4 \cdot h^2 + m_5 \cdot h) dh \\ &= \left( \frac{m_1}{6} h^6 + \frac{m_2}{5} h^5 + \frac{m_3}{4} h^4 + \frac{m_4}{3} h^3 + \frac{m_5}{2} h^2 \right) \end{aligned} \quad (9)$$

水位の $h_1 < h \leq h_2$ 区間の湛水量 $Q_{\Delta h}$ を(10)式で求めた(表1).

$$\begin{aligned} Q_{\Delta h} &= \left( \frac{m_1}{6} h_2^6 + \frac{m_2}{5} h_2^5 + \frac{m_3}{4} h_2^4 + \frac{m_4}{2} h_2^3 + \frac{m_5}{6} h_2^2 \right) \\ &\quad - \left( \frac{m_1}{6} h_1^6 + \frac{m_2}{5} h_1^5 + \frac{m_3}{4} h_1^4 + \frac{m_4}{2} h_1^3 + \frac{m_5}{6} h_1^2 \right) \end{aligned} \quad (10)$$

各水位の区間の $Q_{\Delta h}$ の推定値を表1に示す. これらの値を用いて累加湛水量を(11)式により求めた.

$$Q = n_1 \cdot h + n_2 \quad (11)$$

図2-8に, 旧況ドリーネAの降雨流出と浸透排水の解析モデルとして用いる, 1991年9月12~13日(台風17号)降雨(連続雨量215.5mm, 日最大1時間降雨量63.5mm)を示す.

表2-1: 湛水面積・湛水量及び  $h-Q$  曲線のパラメータ

水位の区間 (m)	区間湛水面積 (m <sup>2</sup> )	累加湛水面積 〔区間〕 〔最大値〕 (m <sup>2</sup> )	区間湛水量 (m <sup>3</sup> )	累加湛水量 〔区間〕 〔最大値〕 (m <sup>3</sup> )	$h-Q$ 曲線 $Q = n_1 \cdot h + n_2$	
					$Q_{\Delta h}$	$Q_{\Sigma}$
$0 \leq h \leq 0.5$	479.5	479.5	125.8	125.8	125.0	0.0
$0.5 \leq h \leq 1.0$	462.2	941.7	352.7	478.5	705.4	-226.9
$1.0 < h \leq 1.5$	511.1	1452.8	598.1	1076.6	1196.2	-717.7
$1.5 < h \leq 2.0$	451.3	1904.1	844.8	1921.4	1689.6	-1457.8
$2.0 < h \leq 2.5$	270.9	2175.0	1028.4	2949.8	2056.8	-2192.2
$2.5 < h \leq 3.0$	121.6	2296.6	1119.9	4069.7	2239.8	-2649.7
$3.0 < h \leq 3.5$	318.2	2614.8	1206.8	5276.5	2413.6	-3171.1
$3.5 < h \leq 4.0$	1338.3	3953.1	1574.5	6851.0	3149.0	-5745.0
$4.0 < h \leq 4.5$	3823.5	7776.6	2788.3	9639.3	5576.6	-15455.4
$4.5 < h \leq 5.0$	8577.9	16354.5	5775.3	15414.6	11550.6	-42338.4
$5.0 < h \leq 5.25$	7041.2	23395.7	4922.5	20337.1	19690.0	-83035.4
$5.25 < h \leq 5.5$	9528.1	32923.8	6982.4	27319.5	27929.6	-126293.3
$5.5 < h \leq 5.75$	12597.8	45521.6	9735.1	37054.6	38940.4	-186852.7
$5.75 < h \leq 6.0$	16330.8	61852.4	13336.5	50391.1	53346.0	-269684.9
$6.0 < h \leq 6.25$	20813.4	82665.8	17963.0	68354.1	71852.0	-380720.9
$6.25 < h \leq 6.5$	26136.3	108802.1	23813.2	92167.3	95252.8	-526975.9
$6.5 < h \leq 6.75$	32396.2	141198.3	31109.2	123276.5	124436.8	-716671.9
$6.75 < h \leq 7.0$	39693.9	180892.2	40097.8	163374.3	160391.2	-959364.1
$7.0 < h \leq 7.25$	48136.0	229028.2	51051.5	214425.8	204206.0	-1266067.7
$7.25 < h \leq 7.5$	57834.1	286862.3	64270.5	278696.3	257081.6	-1649415.8
$7.5 < h \leq 7.75$	68904.5	355766.8	80082.8	358779.1	320332.0	-2123793.8

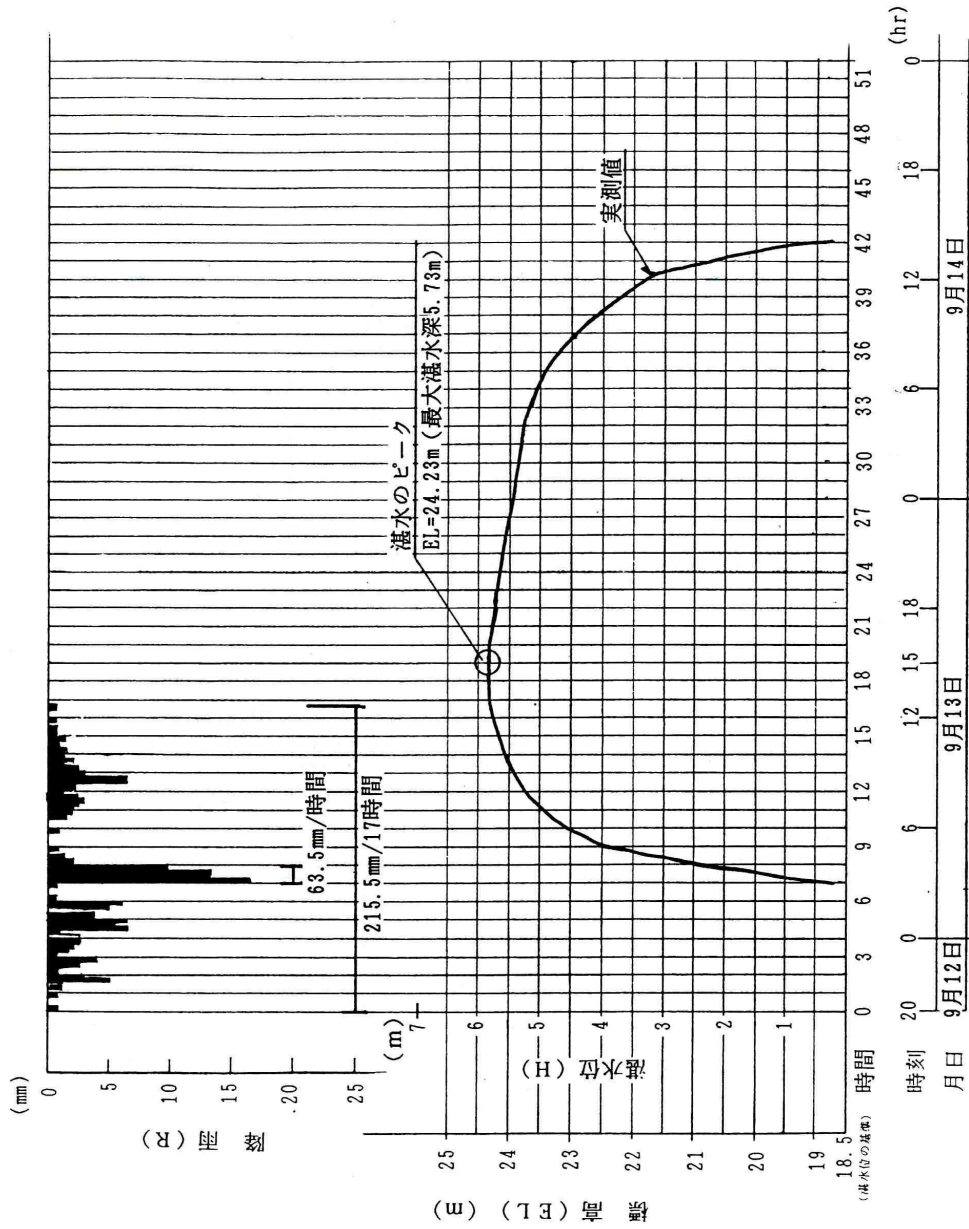


図 2-8:1991 年 9 月 12～13 日(台風 17 号)の降雨による湛水状況(湛水深曲線)

出典:平成 3 年度県営圃場整備事業真壁南地区(排水解析編)報告書

## 2.4 結果と考察

### 2.4.1 降雨流出

図2-9に、降雨流出の解析に用いる1991年9月12～13日の10分間降雨を示す。降雨は9月12日20時頃から降り始め、13日の13時頃に降り止んでいる。17時間で総雨量215.5mmの降雨が観測されている(図2-8, 2-9)。日最大1時間降雨量は、13日3時～4時までに63.5mmを記録している。

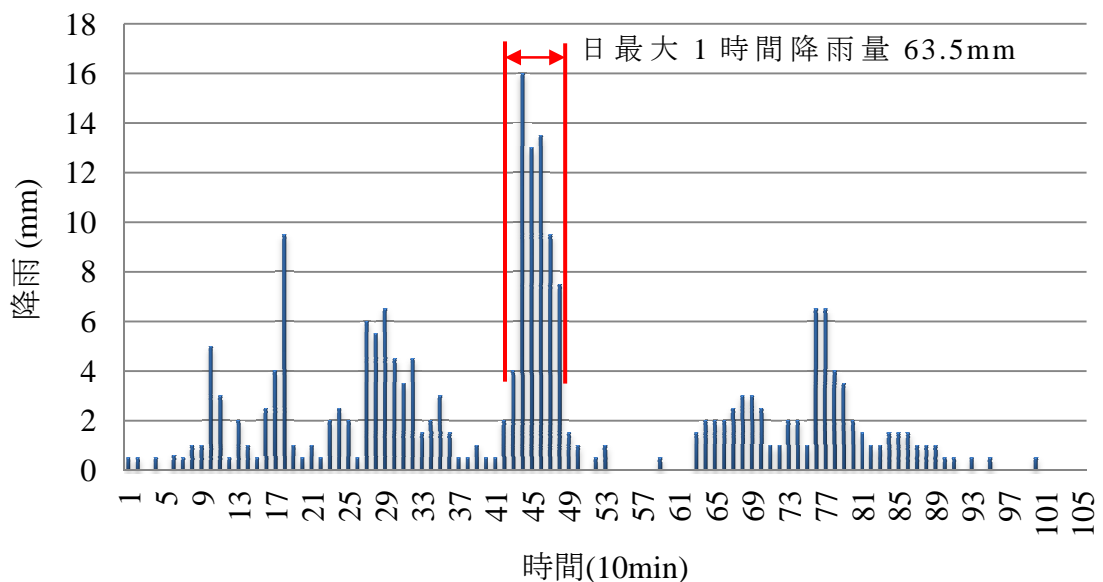


図 2-9:1991 年 9 月 12～13 日の 10 分間降雨

図2-9の降雨を用いて特性曲線法により降雨流出量を求めた(図2-10)。斜面の等価粗度 $N$ は、畑地は0.7, 宅地は0.1を用いた(来間・稲嶺, 1993)。排水路の粗度係数 $n$ はコンクリート水路0.015, 土水路(未整備)0.05を用いた(農林水産省構造改善局, 2001)。

累加雨量215mmに対し、図2-10に示す累加損失雨量は、100mmから20mmきざみで180mmまでの5ケースで設定した。降雨流出量を浸透排水の流入量として、ケース1からケース5までの値を与えた場合、実測の水位と最も一致したのはケース3の累加損失雨量140mmの場合であった(図2-11)。(5)式より、累加雨量－累加損失雨量の曲線式を求めると(12)式のとおりである。

$$\Sigma R1 = \Sigma R \cdot (\beta - \alpha \cdot \Sigma R) = \Sigma R \cdot (1 - 0.001622 \cdot \Sigma R) \quad (12)$$

ここで、 $\alpha = (\Sigma R - \Sigma R1) / (\Sigma R)^2 = (215 - 140) / 215^2 = 0.001622$ 、 $\beta = 1$ である。

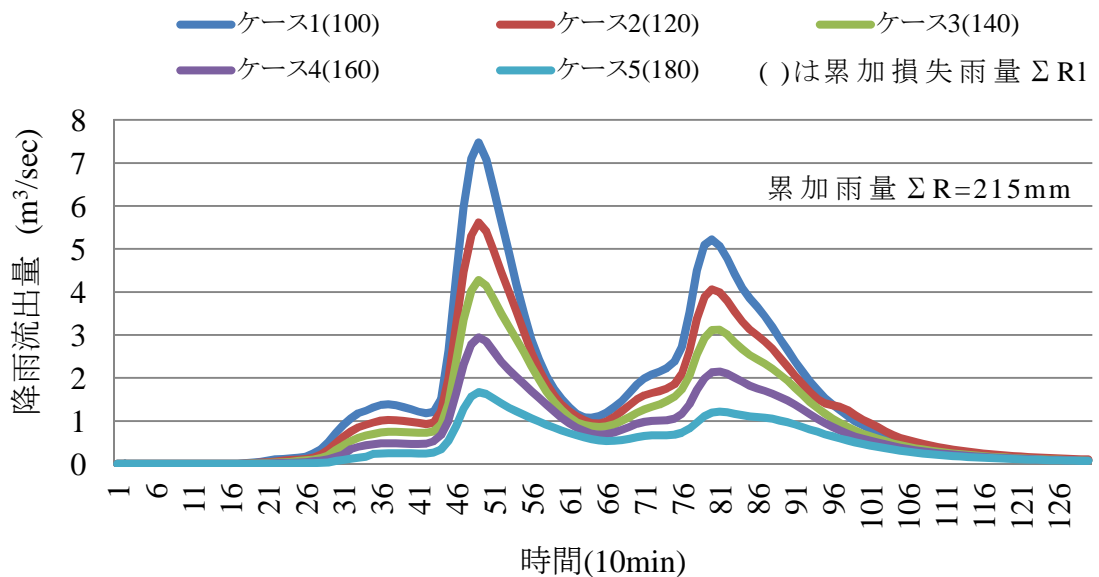


図 2-10: 累加損失雨量別の降雨流出量(1991年9月12～13日降雨)

## 2.4.2 浸透排水の検証

平成3年9月13日～15日の台風17号の降雨について湛水状況が実測(図2-8)されているので、浸透排水のシミュレーション結果と比較してみる。水位 $h$ の基準値は旧況ドリーネAの呑口標高 $EL=18.50m$ を $h=0$ と設定した。

図2-8の実測の水位変化を見ると、降雨開始から6～7時間後の9月13日4時頃から湛水が始まり、同日の15時(降雨開始後19時間)頃に湛水のピークが現れている。これより水位は、漸次減少して9月14日6時(降雨開始34時間後)には $EL=23.50m$ まで低下し、その後は低下が早くなり、9月14日14時(降雨開始42時間後)には湛水がなくなっている。この実測の水位変化に近似するような累加損失雨量と浸透孔の断面積をシミュレーションにより求めた。

浸透排水の解析のモデルに、第4章で明らかになったパイプフローを組み込むための諸係数と同じ値を用い、パイプの底高標高 $EL=18.50m$ 、口径 $D=80cm$ 、粗度係数 $n=0.1$ とした。ちなみに、このパイプの底高は、旧況ドリーネの呑口の高さと一致する。これは、ほ場整備で旧況ドリーネAの周辺を2m掘り下げて新設された現在の1号浸透池(底高標高 $EL=16.50m$ )のパイプの呑口の底高 $EL=18.50m$ と同じ高さであり、この呑口の底高は、ほ場整備前後でも変わっていないものと推測される。

図2-11は、前述のパイプフローの諸係数を与え、累加雨量215mmに対する累加損失雨量のケース別の湛水曲線である。ケース3における累加損失雨量140mmの場合にシミュレーション結果と実測の水位が最も一致した。

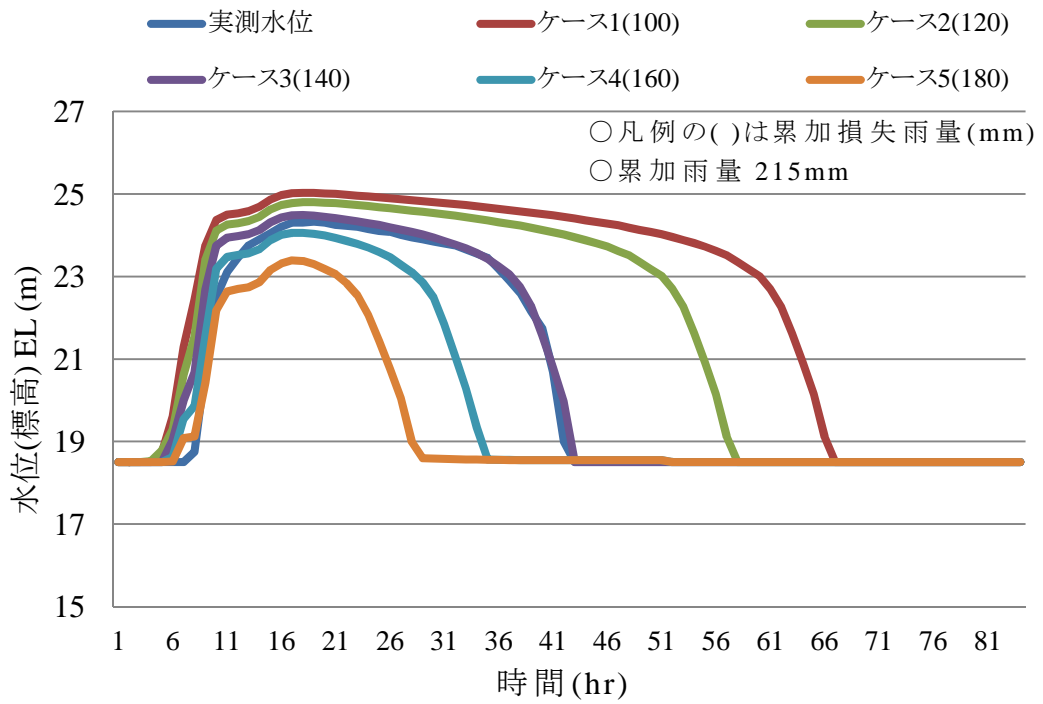


図 2-11: 累加損失雨量別の湛水曲線

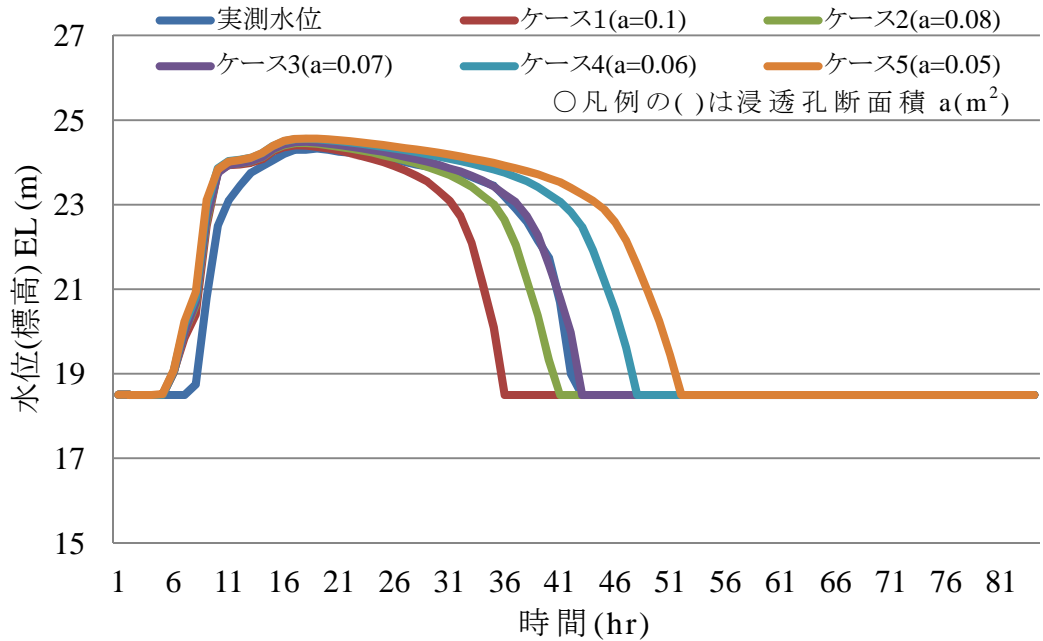


図 2-12: 浸透孔断面積別の湛水曲線



また、図2-12は、同様にパイプフローの諸係数を与え、実測の水位変化に近似するように浸透孔の断面積 $a$ を変えた場合の水位のケース別湛水曲線である。計算で求めた水位変化は、浸透孔の断面積 $a$ が大きい場合、実測値より湛水の解消が早くなり、逆に、断面積が小さい場合は湛水の解消が遅くなっている。図2-12に示す5つのケースの中では、ケース3の場合の浸透孔断面積 $a=0.07$ の時にシミュレーション結果が実測の水位変化と最もよく一致した。

## 2.5 小括

真壁南地区は東西性の断層（米須断層）により地下水盆ができ、米須側の不透水性基盤によって閉塞され、天然の地下ダムを形成している。地区内の降雨はこの断層付近のドリーネから浸透して地下水脈をとおり米須海岸に湧水として排水されている。今回の排水解析では、降雨流出を特性曲線法で求め、ドリーネからの浸透排水についてはトリチェリーの定理を用い、パイプフローを組み込んで、流入－浸透の収支計算を行い、ほ場整備前の旧況ドリーネの湛水状況を再現することができた。このように、整備前の過去の地形データ、浸透池の地下水観測データがあれば、これをシミュレーションにより再現することが可能である。今後も観測を継続し、地形条件や浸透排水の条件が変わった場合の条件に対する諸係数を解析モデルに組み込むことができれば、このシミュレーションモデルによる分析が、湛水解消に向けた有効な情報提供に繋がるものと期待できる。

## 第3章 さんご石灰岩域におけるドリーネの浸透排水解析とトンネル導入による排水対策工の効果予測

### －沖縄県糸満市山城地区 アシチャガーの事例－

#### 3.1 緒言

さんご石灰岩域では、河川が未発達な地域が多く、流域の多くは、すり鉢状の地形をなしている。降雨はその底部付近に存在するドリーネの浸透孔から地下浸透により排水されている事例が多い(沖縄総合事務局, 1992)。このような地域では、降雨量が大きい際に、ドリーネの浸透能力不足が周辺農地に湛水被害をもたらしている。

特に、糸満市山城地区では、ゴミ、泥等のドリーネ呑み口への堆積による浸透能力の低下や、米須地下ダム施工に伴う地下水の堰上げにより、地下水流動が緩慢となることから、洪水期に浸透池アシチャガー周辺の土地に湛水被害が起きないようにトンネル工法による排水対策がとられた(沖縄農林水産統計情報協会, 2005)。

このような対策の効果を評価するためには、まずドリーネの浸透排水をモデル化し、トンネル導入が湛水量に与える影響を定量的に評価する必要がある。

しかし、ドリーネの浸透排水の解析事例は少ない。これまでの研究では、ほ場整備地区で排水路の流末処理として設ける滞溜池の規模決定のため

に浸透排水を解析している事例(丹治ら, 1986)や, 糸満市の真壁南地区における浸透排水の事例などが報告されている(来間・稲嶺, 1993)。アシチャガーでは, ドリーネ底部の浸透孔だけでなく, ドリーネの側面に存在する横浸透孔からも浸透排水が起こっている。しかし, これまでの報告(来間・稲嶺, 1993)においては, 浸透孔はドリーネの底部にのみ設定しており, この地域にみられる横浸透孔による排水の役割を十分に捉えることができない。ここでは, 横浸透孔の役割を考慮するために, アシチャガーの水位に応じて, 浸透孔を設定した。また, ドリーネの浸透排水モデルにおいて, トンネルの効果を検討した研究はない。そこで本研究では, アシチャガーの水位と浸透孔面積の関係を数式化したモデルを用いて, アシチャガーのトンネル導入前のドリーネ(以下, 旧況ドリーネと呼ぶ)による浸透排水能力と, 排水対策のために設けられた山城沈砂池とトンネルを併用したドリーネ(以下, 現況ドリーネと呼ぶ)による排水の効果についてシミュレーションにより検討した。

## 3.2 地区概要

山城地区は, 沖縄本島南部の糸満市字山城に位置し(図3-1), 流域面積は164.0haである。山城地区の降雨は, 山城断層, 米須断層及び名城断層により形成された山城地下水盆の南側の流域末端部にあるアシチャガー(図3-2)へ流入し, ドリーネを通じて地下浸透により下流の米須海岸へ流出している。図3-2に示す2005年に新設された山城排水路(全延長1,000.5m)の流入水は, アシチャガーのドリーネより流入水路(幅3.0m×高さ

2.5m×長さ41.4m)で沈砂池に導かれ、そこで土粒子を沈降させたのち、トンネル(半径 $r=1\text{m}$ , 標準馬てい形断面 $2r$ 型)とボックスカルバート(幅2.0m×高さ2.0m)を通り、米須海岸へ放流されている。



図3-1: 山城地区位置図

図3-2に示す2005年に新設された山城排水路(全延長1,000.5m)の流入水は、アシチャガーのドリーネより流入水路(幅3.0m×高さ2.5m×長さ41.4m)で沈砂池に導かれ、そこで土粒子を沈降させたのち、トンネル(半径 $r=1\text{m}$ , 標準馬てい形断面 $2r$ 型)とボックスカルバート(幅2.0m×高さ2.0m)を通り、米須海岸へ放流されている。

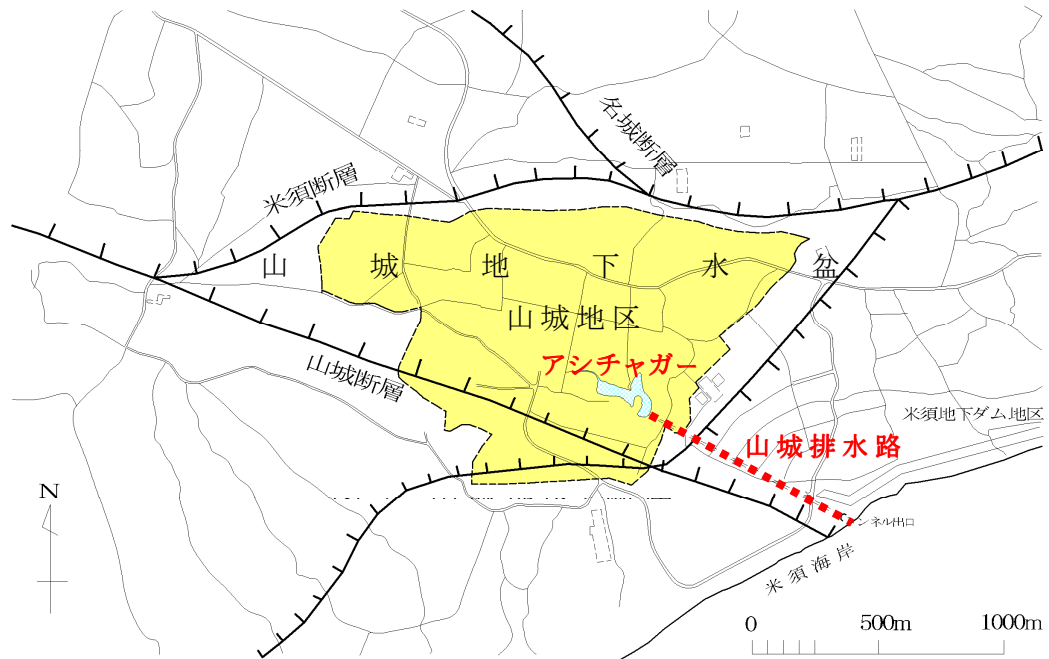


図3-2:アシチャガーと山城排水路

図3-3は、山城排水路トンネルに付帯する沈砂池平面図及び概略縦断面図である。現況ドリーネに設置された沈砂池の底部高は、旧況ドリーネの底部高の標高(EL)9.1mより1.6m掘り下げて、EL=7.5mとしている。また、トンネルの呑口の底部高はEL=10.0m、米須海岸側の吐口の高さはEL=2.8mである。

ここで、旧況ドリーネの底部にある浸透孔のEL=9.1mが水位( $h$ )0.0mに相当するので、旧況ドリーネの標高と水位の関係はこれを基準にする。現況ドリーネについては、新設した沈砂池の底高のEL=7.5mを $h=0.0m$ とする。

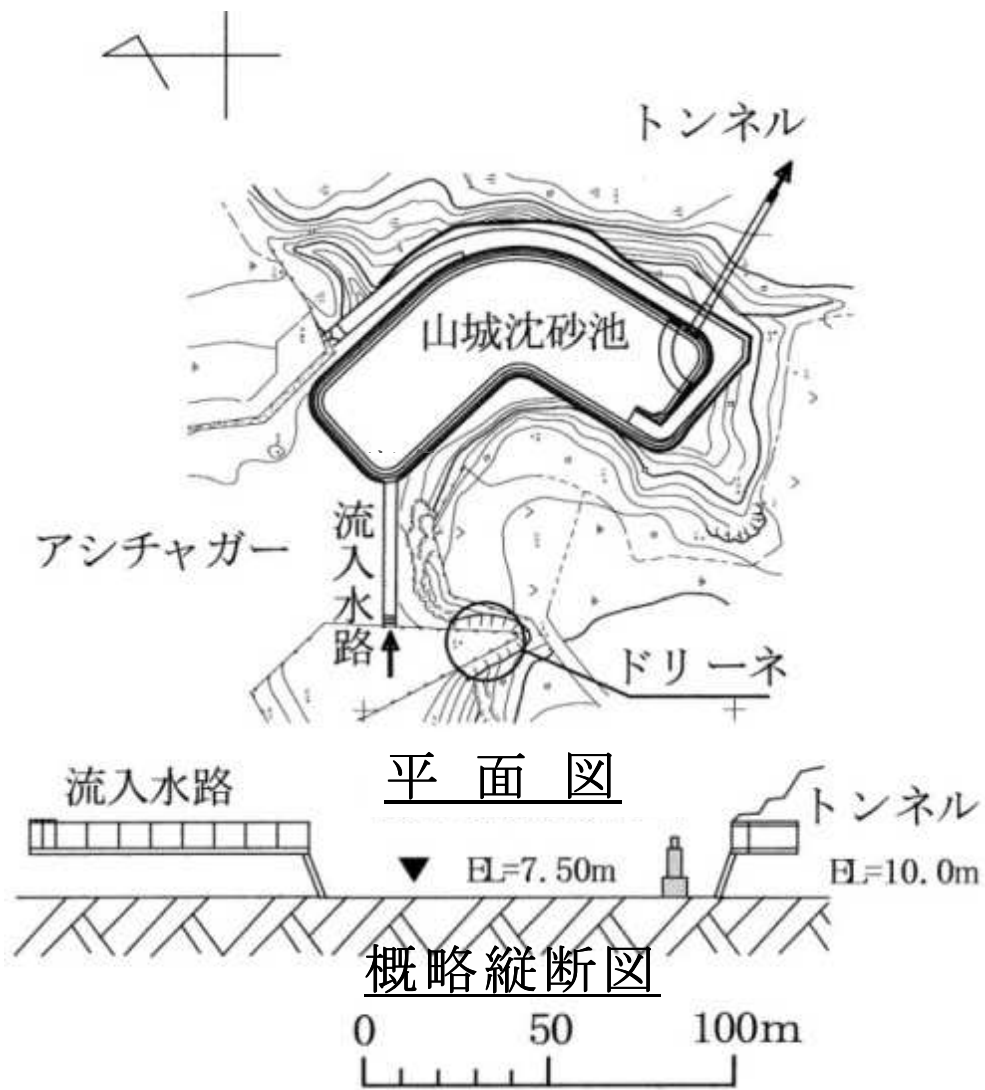


図 3-3: 山城沈砂池平面図及び概略縦断

一般的に、浸透池は底部付近に浸透孔が存在し、降雨はこの浸透孔より地下水脈を通り排出される事例が多いが、アシチャガー周辺を調査したところ、水位 1.8～2.0m 付近に横浸透孔が確認できた(写真 3-1)。

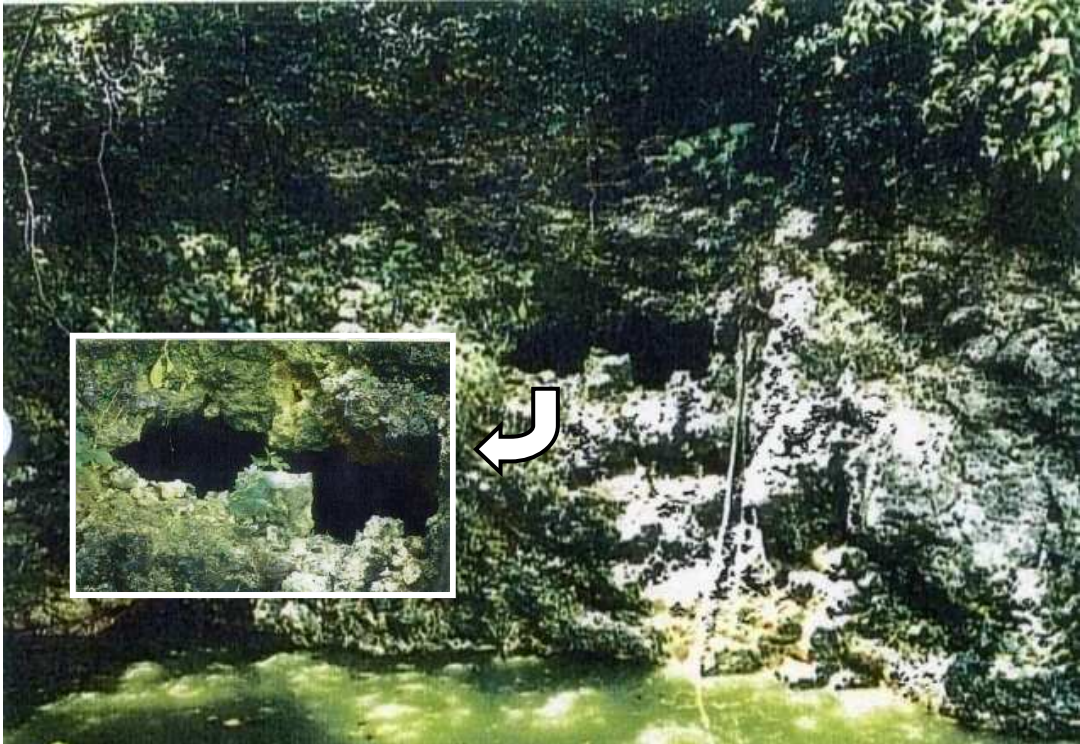


写真 3-1:アシチャガーの横浸透孔

### 3.3 研究の方法

一般に、広域排水解析において、排水路内の流れは不定流解析が基本となる。山地・宅地などから排水路への流入量は表面流モデルや、貯留関数法の降雨流出解析法で算定する(農業農村工学会, 2010c)。これに従い、本研究でも排水路の流れは、不定流として算定し、横流入量は特性曲線法を利用した表面流モデルにより求めた。浸透排水については、排水量を浸透孔の大きさと水位の関係式で表したトリチェリーの定理を用いた。解析のモデルは図2-5(第2章)に示す。

### 3.3.1 降雨データ

降雨については、2000年12月降雨（糸満市大度）と1999年9月降雨（那覇）の10分間降雨を用いた。2000年12月の降雨については、13日23時から14日10時までの雨量を用いた。最大時間雨量54.0mm，総雨量187.0mmと比較的まとまった降雨である（図3-4）。この降雨は11月22日より22日間に及んで先行降雨がなく，先行降雨が流入量に与える影響を排除できるので，純粹に浸透能力を評価できる。また，この時期は水位観測がされており，実測値を用いてモデルの精度を検証することが可能である。

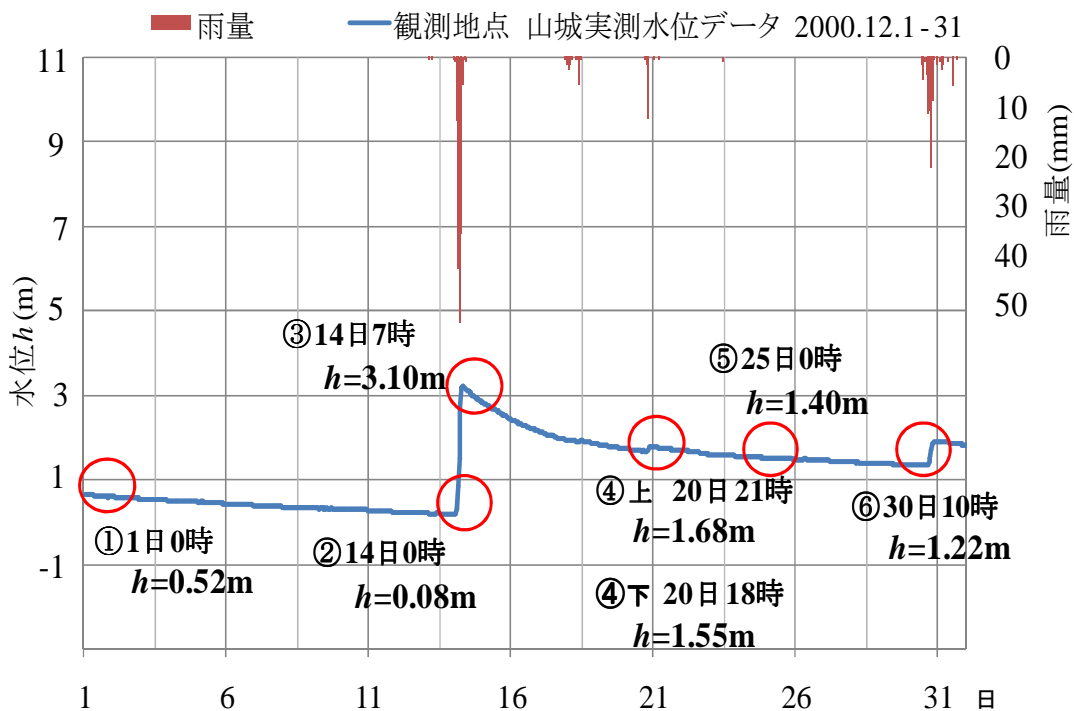


図 3-4: 2000 年 12 月の降雨と実測水位



一方, 1999年9月の降雨(那覇)は, 九州・沖縄へ上陸して甚大な被害をもたらした台風18号の降雨である. この降雨は, 最大24時間降水量477.0mm(9月22日)を記録し, これは那覇における24時間降水量としては観測史上(1971年観測開始)最大であった. なお, 台風期間中の総雨量(9月21日~24日)は555.0mmであった. この降雨については, 水位観測はされていないが, 写真3-2に示すように現地調査した時点ではアシチャガーに隣接する住宅の高窓まで湛水した. 水準測量で湛水の痕跡を測定するとEL=15.8m ( $h=6.7\text{m}$ )程度の水位上昇が認められた.



写真3-2: 既往最大24時間降雨時の湛水状況

### 3.3.2 降雨流出

本研究の対象地区は流域が大きく、アシチャガーのドリーネに流入する排水系統が複数存在するので、降雨流出の解析は、流域をブロック化して行う。

#### 3.3.2.1 2000年12月降雨による浸透排水の状況

旧況ドリーネの浸透排水のモデルの検証はアシチャガーで水位が観測された2000年12月14日の降雨を用いた。図3-4の水位の動きは12月1日0時では $h=0.52\text{m}$  (①)、14日0時は $h=0.08\text{m}$  (②)であった。降雨は14日0時頃から降り始め、6時までには $174.5\text{mm}$ 降り、1時間遅れで7時にピークを迎え、 $h=3.10\text{m}$ まで上昇した(②～③)。その後、一旦水位は低下して、20日18時には $h=1.55\text{m}$  (③～④下)になったが、17時から20時までの $20\text{mm}$ の降雨で、再び水位が $0.13\text{m}$ 上昇し、 $h=1.68\text{m}$  (④上)となった。降雨の影響が落ち着いた25日0時には $h=1.40\text{m}$ 、30日0時には $h=1.23\text{m}$ と減少、この時の水位は1日0時から14日0時(①～②)までの低下と同じ程度で減少した(⑤～⑥)。

#### 3.3.2.2 不定流モデル

1次元流れの不定流基礎式は下流端(河口)を原点として、上流方向に(1),(2)のように表される(農業農村工学会, 2010d)。河道流を追跡するには、これらの式を時間、距離方向とも中央差分で近似した差分式を用いる(農業農村工学会, 2010d)。

$$\frac{1}{g} \left( \frac{\partial v}{\partial t} \right) + \frac{1}{g} \frac{\partial}{\partial x} \left( \frac{v^2}{2} \right) + S + \frac{\partial h}{\partial x} + \frac{n^2 |v| v}{h^{4/3}} = 0 \quad (1)$$

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q \quad (2)$$

ここで,  $S$ :河床勾配,  $h$ :水深,  $n$ :粗度係数,  $x$ :距離,  $g$ :重力加速度,  $v$ :通水断面の流速,  $t$ :時間,  $A$ :流積,  $Q$ :流量,  $q$ :河道の単位長当たりの横流入量である.

### 3.3.2.3 表面流出モデル

降雨により地面に到達した水は, 斜面を流下して河川に流入し, 下流に到達する. この水の流れの現象は, 斜面から水路への流入量としてモデル化し, 流出量を求める表面流出モデルは, 特性曲線法を用いた. 降雨流出に対して, 斜面と開水路の流れを等流近似し, manning式を用いれば, 運動方程式は(3)式のように表される(丹治ら, 1986).

$$Q = V \cdot A = \frac{1}{n} \cdot R^{\frac{2}{3}} \cdot I^{\frac{1}{2}} \cdot A \quad (3)$$

連続の式は(4)式で表される.

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q_x \quad (4)$$

ここで,  $V$ :断面平均流速,  $n$ :manningの粗度係数,  $I$ :水路勾配,  $R$ :径深,  $q_x$ :横流入量,  $Q$ :流量である.

### 3.3.2.4 流域ブロック図の作成

山城地区の流域のブロック化については、地形や地目の急変するところや、排水路の合流点を境にして、地形図の分割を行い(図3-5)、一様勾配の斜面と排水路とでモデル化し、図3-6の流域ブロック図を作成した。

流域の下流端にあるアシチャガー(紺色)と幹線排水路及び支線排水路(①～⑤)の流れは、不定流モデルとして算定した。これらの排水路のメッシュ数は、41個で、これに直接流入する面積(縦線部)は26.5haであった。

一方、畑地や宅地などから幹線排水路及び支線排水路へ流入する横流入量(その他の色)は、流域をブロック化して、表面流モデルを用いて算定した。図3-6に示す周辺の14個のブロック(3～46)から横流入があり、これらのブロックの面積(その他の色)を合わせると137.5haであった。

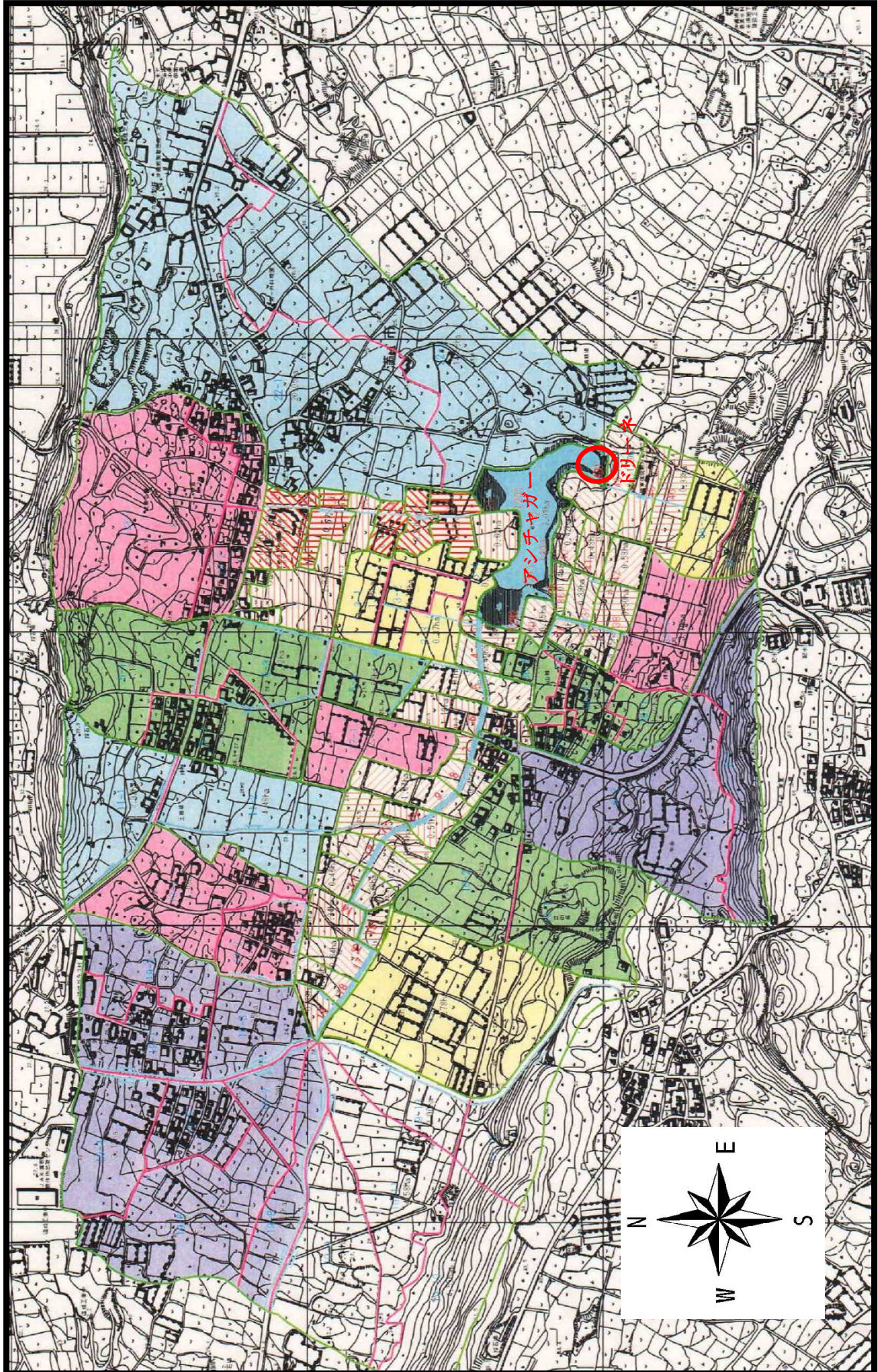


図 3-5 山城地区地形図及び流域図

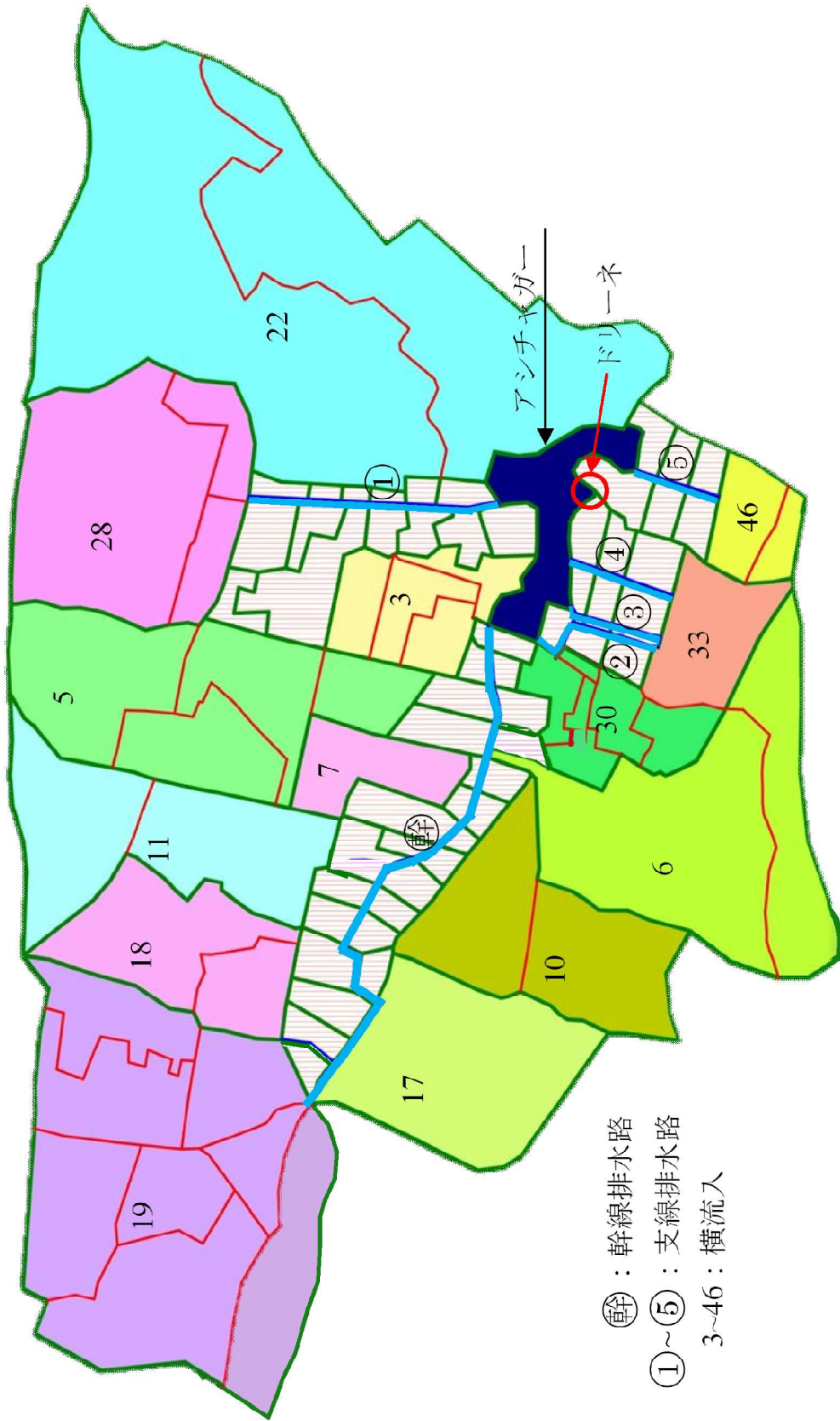


図 3-6 山城地区流域ブロック図

### 3.3.2.5 降雨流出の数理モデル

降雨流出をシミュレーションするため、図3-6に示した流域ブロックについて不定流モデルと表面流モデルを組み合わせた数理モデルを構築した(図3-7)。幹線排水路及び支線排水路の基本メッシュ長は50mで、幹線排水路のメッシュ番号は1～19番である。2番メッシュはアシチャガーであり、この中に示す括弧のメッシュ番号は、水路の接続点を表す。複数の排水路がアシチャガー(2番メッシュ)に合流するので、これらの流入水をまとめて、浸透孔への流入量として与えるために1番メッシュを設けた。支線排水路のメッシュ番号は20～46番でメッシュ数は22個である。各メッシュの下段に直接流域面積(排水路のみの場合は「水路」)を示す。一方、各メッシュの排水路に接続する横流入量は、図3-6に示した3～46の流域ブロックを、いくつかの支流域に分割し、各々の支流域を一様勾配の排水路とそれに付随する一様勾配の斜面からなる、矩形の流域モデルを作成した。各支流域のモデルは、斜面が片側勾配からなる片側斜面と斜面が両側にあり、その中央部に排水路がある両側斜面からなる。図3-7に表面流モデルの横流入のある各々の斜面に斜面長、排水路長、斜面勾配、排水路勾配、斜面の面積を示す。表面流モデルの各斜面における等価粗度 $N$ は、地目別に畑地0.5、宅地0.1を用いた(農業農村工学会, 2010a)。ハウスについては、ハウスの施設面積を約80%程度( $N=0.1$ )、露地面積を約20%程度( $N=0.5$ )と見積もり、加重平均して0.2とした。排水路の粗度係数 $n$ はコンクリート水路0.015、

土水路(草生被覆)0.04を用いた(農林水産省構造改善局, 2001)。

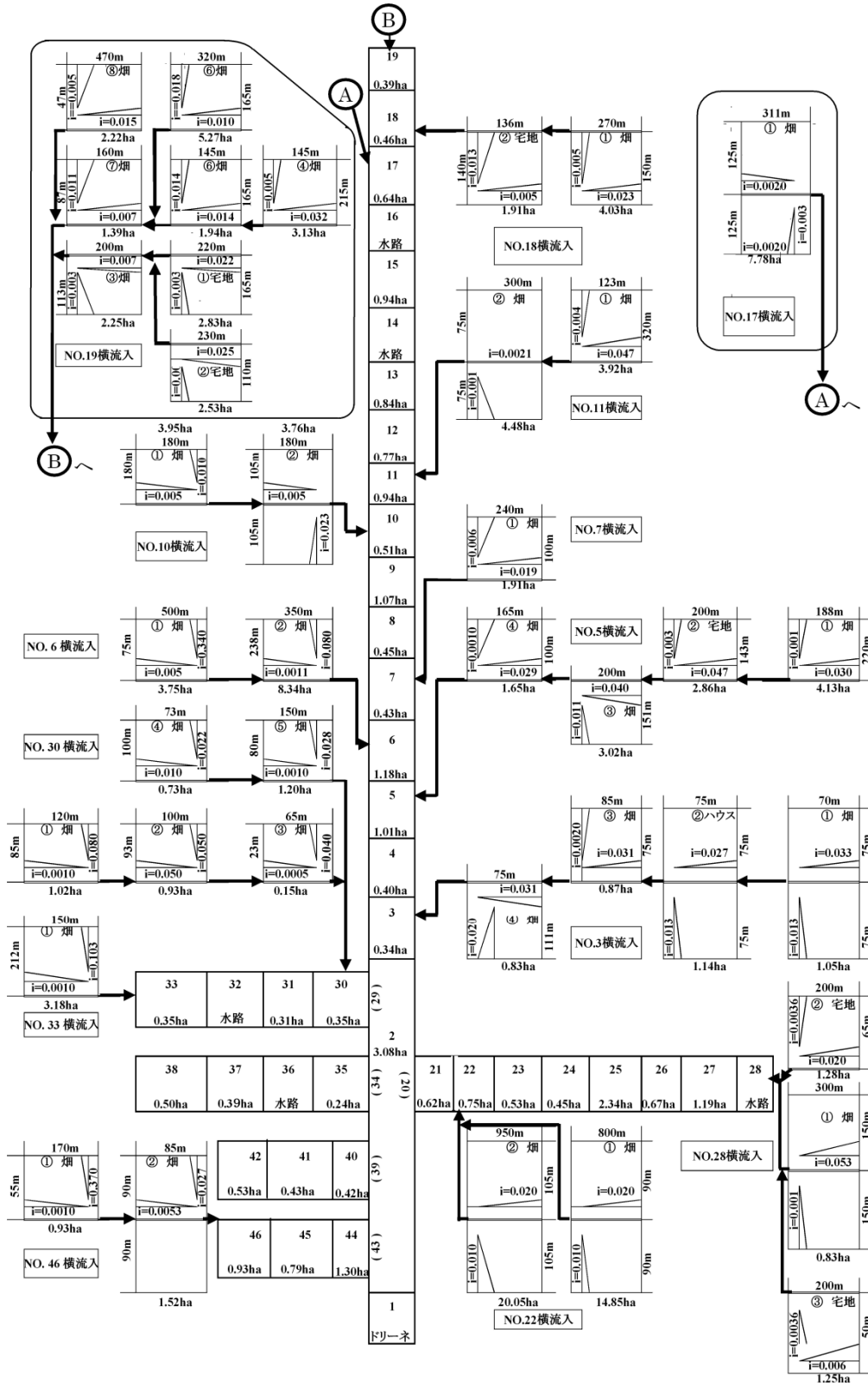


図 3-7: 降雨流出の数理モデル図



### 3.3.3 浸透排水

一般的に、時刻 $t$ における浸透排水量 $Q_2(t)$ はトリチェリーの定理を用いると次式で表される。

$$Q_2(t) = c \cdot a \cdot V = c \cdot a \sqrt{2gh(t)} \quad (5)$$

ここで、 $c$ :流量係数、 $V$ :排水速度、 $a$ :浸透孔面積、 $h$ :水位である。

#### 3.3.3.1 水位-湛水面積曲線及び水位-湛水量曲線

ドリーネ周辺の湛水域を地形図より読み取り、水位( $h$ )を0.5m～1.0m刻みとし、水位( $h$ )—湛水面積( $A$ )曲線(以下、 $h-A$ 曲線)、水位( $h$ )—湛水量( $Q$ )曲線(以下、 $h-Q$ 曲線)を、それぞれトンネル導入前の旧況ドリーネとトンネル導入後の現況ドリーネについて作成した。旧況ドリーネ及び現況ドリーネの解析では、湛水面積を求める際、地形図は等高線を実測補正し、航空写真測量により作成した。加えて、現況ドリーネの解析では、この地形図に沈砂池を組み込んだ。旧況ドリーネ(表3-1)と現況ドリーネ(表3-2)の湛水面積 $A$ 、湛水量 $Q$ を区別するために、旧況ドリーネは、それぞれ $Q_K$ 、 $A_K$ で、現況ドリーネは $Q_G$ 、 $A_G$ で表す。(6)式は、旧況ドリーネ、(7)式は、現況ドリーネの $h-A$ 曲線式である。

$$A_K = A_{m1} \cdot h + A_{m2} \quad (6)$$

$$A_G = A_{n1} \cdot h + A_{n2} \quad (7)$$

ここで、 $A_{m1}$ 、 $A_{m2}$ 、 $A_{n1}$ 、 $A_{n2}$ :パラメータである。

表3-1：旧況ドリーネの $h-A_K$ ,  $h-Q_{K2}$ ,  $h-Q_{K1}$ 曲線のパラメータ

水位の区間 (m)	$h-A_K$ 曲線 $A_K=A_{m1} \cdot h + A_{m2}$ $h-Q_{K2}$ 曲線 $Q_{K2}=(A_{m1}/2) \cdot h^2 + A_{m2} \cdot h + C_m$			区間 湛水量 ( $m^3$ )	$h-Q_{K1}$ 曲線 $Q_{K1}=Q_{m3} \cdot h + Q_{m4}$		累加湛水量 (区間最大値) ( $m^3$ )
	$A_{m1}$	$A_{m2}$	$C_m$		$Q_{JK}$	$Q_{m3}$	
	$0 \leq h \leq 0.25$	2020.0	0.0	0.0	63	252.0	0.0
$0.25 < h \leq 0.5$	2020.0	0.0	0.0	190	760.0	-127.0	253
$0.5 < h \leq 1.0$	136.0	942.0	-235.5	522	1044.0	-269.0	775
$1.0 < h \leq 1.5$	676.0	402.0	35.0	624	1248.0	-473.0	1399
$1.5 < h \leq 2.0$	676.0	402.0	35.0	792	1584.0	-977.0	2191
$2.0 < h \leq 2.5$	3916.0	-6078.0	6514.5	1366	2732.0	-3273.0	3557
$2.5 < h \leq 3.0$	7446.0	-14903.0	17546.0	2787	5574.0	-10378.0	6344
$3.0 < h \leq 3.5$	12750.0	-30815.0	41414.0	5311	10622.0	-25522.0	11655
$3.5 < h \leq 4.0$	11004.0	-24704.0	30719.5	8281	16562.0	-46312.0	19936
$4.0 < h \leq 4.5$	5858.0	-4120.0	-10448.5	10388	20776.0	-63168.0	30324
$4.5 < h \leq 5.0$	14620.0	-43549.0	78267.0	12948	25896.0	-86208.0	43272
$5.0 < h \leq 5.5$	9182.0	-16359.0	10292.0	15923	31846.0	-115958.0	59195
$5.5 < h \leq 6.0$	13692.0	-41164.0	78505.5	18782	37564.0	-147407.0	77977
$6.0 < h \leq 6.5$	8968.0	-12820.0	-6527.0	21615	43230.0	-181403.0	99592
$6.5 < h \leq 7.0$	8966.0	-12807.0	-6569.0	23857	47714.0	-210549.0	123449

表3-2：現況ドリーネの $h-A_G$ ,  $h-Q_{G2}$ ,  $h-Q_{G1}$ 曲線のパラメータ

水位の区間 (m)	$h-A_G$ 曲線 $A_G=A_{n1} \cdot h + A_{n2}$ $h-Q_{G2}$ 曲線 $Q_{G2}=(A_{n1}/2) \cdot h^2 + A_{n2} \cdot h + C_n$			区間 湛水量 ( $m^3$ )	$h-Q_{G1}$ 曲線 $Q_{G1}=Q_{n3} \cdot h + Q_{n4}$		累加湛水量 (区間最大値) ( $m^3$ )
	$A_{n1}$	$A_{n2}$	$C_n$		$Q_{JG}$	$Q_{n3}$	
	$h = 0.0$	130.0	3040.0	0.0	0	3072.0	0.0
$0 < h \leq 0.5$	130.0	3040.0	0.0	1536	3072.0	0.0	1536
$0.5 < h \leq 1.0$	130.0	3040.0	0.0	1569	3138.0	-33.0	3105
$1.0 < h \leq 1.5$	130.0	3040.0	0.0	1601	3202.0	-97.0	4706
$1.5 < h \leq 2.0$	130.0	3040.0	0.0	1634	3268.0	-196.0	6340
$2.0 < h \leq 2.5$	130.0	3040.0	0.0	1666	3332.0	-324.0	8006
$2.5 < h \leq 3.0$	130.0	3040.0	0.0	1699	3398.0	-489.0	9705
$3.0 < h \leq 3.5$	130.0	3040.0	0.0	1731	3462.0	-681.0	11436
$3.5 < h \leq 4.0$	434.0	1976.0	1862.0	1828	3656.0	-1360.0	13264
$4.0 < h \leq 4.5$	7446.0	-26072.0	57958.0	2786	5572.0	-9024.0	16050
$4.5 < h \leq 5.0$	12750.0	-49940.0	111661.0	5311	10622.0	-31739.0	21361
$5.0 < h \leq 5.5$	11004.0	-41210.0	89836.0	8281	16561.0	-61444.0	29642
$5.5 < h \leq 6.0$	5858.0	-12907.0	12003.0	10388	20776.0	-84626.5	40030
$6.0 < h \leq 6.5$	14620.0	-65479.0	169719.0	12948	25896.0	-115346.5	52978
$6.5 < h \leq 7.0$	9182.0	-30132.0	54841.0	15923	31846.0	-154021.5	68901
$7.0 < h \leq 7.5$	13692.0	-61702.0	165336.0	18782	37565.0	-194054.5	87683
$7.5 < h \leq 8.0$	8967.0	-26264.5	32445.5	21615	43230.0	-236542.0	109298
$8.0 < h \leq 8.5$	8967.0	-26264.5	32445.5	23857	47714.0	-272414.0	133155

(6), (7)式を積分して求めた, 旧況ドリーネの $h-Q_{K2}$ 曲線と現況ドリーネの $h-Q_{G2}$ 曲線は, それぞれ(8)式と(9)式で表される. なお,  $C_m, C_n$ は積分定数である.

$$Q_{K2} = \int A_K dh = \int (A_{m1} \cdot h + A_{m1}) dh$$

$$= \frac{A_{m1}}{2} h^2 + A_{m2} h + C_m \quad (8)$$

$$Q_{G2} = \frac{A_{n1}}{2} h^2 + A_{n2} h + C_n \quad (9)$$

(8)式より, 旧況ドリーネの水位が $h_1 < h \leq h_2$ 区間の湛水量 $Q_{\Delta K}$ は, (10)式で表される.

$$Q_{\Delta K} = \left( \frac{A_{m1}}{2} h_2^2 + A_{m2} h_2 \right) - \left( \frac{A_{m1}}{2} h_1^2 + A_{m2} h_1 \right) \quad (10)$$

同様に, 現況ドリーネの水位が $h_1 < h \leq h_2$ 区間の湛水量 $Q_{\Delta G}$ は, (11)式で表される.

$$Q_{\Delta G} = \left( \frac{A_{n1}}{2} h_2^2 + A_{n2} h_2 \right) - \left( \frac{A_{n1}}{2} h_1^2 + A_{n2} h_1 \right) \quad (11)$$

これより水位の区間毎に湛水量を累加し, 一次式で旧況ドリーネと現況ドリーネの累加湛水量 $Q_{K1}, Q_{G1}$ を求めると, それぞれ(12), (13)式となる.

$$Q_{K1} = Q_{m3} \cdot h + Q_{m4} \quad (12)$$

$$Q_{G1} = Q_{n3} \cdot h + Q_{n4} \quad (13)$$

ここで、 $Q_{m3}$ 、 $Q_{m4}$ 、 $Q_{n3}$ 、 $Q_{n4}$ :パラメータである。

表 3-1～表 3-2より旧 況ドリーネと現 況ドリーネの $h-A$  曲線、 $h-Q$  曲線を図 3-8に示す。

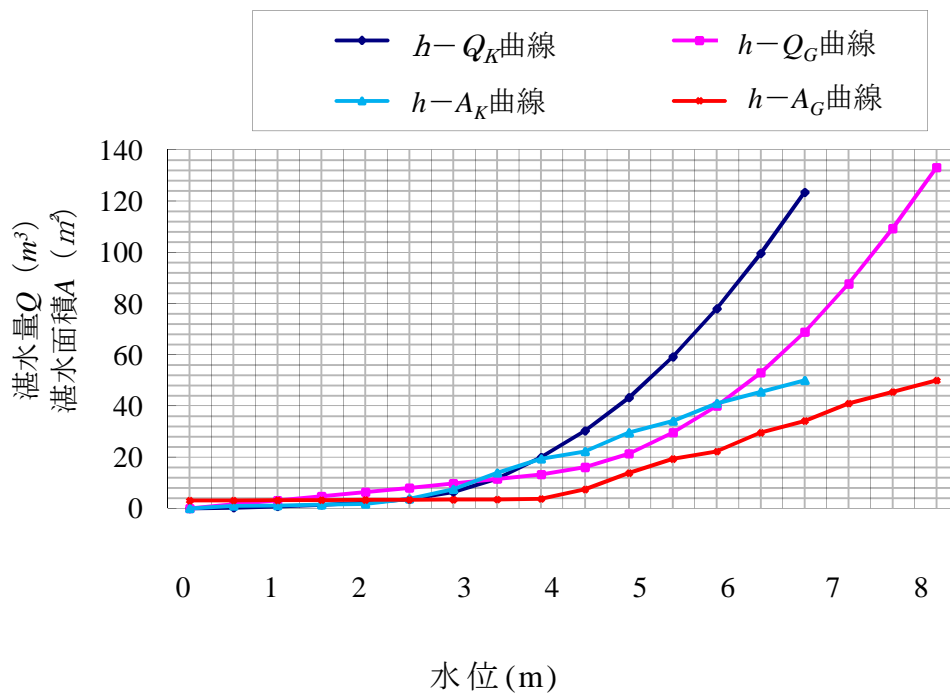


図 3-8: 水位と湛水量および湛水面積の関係

### 3.3.3.2 浸透排水の解析手法

浸透排水は、降雨の流入量、ドリーネの浸透量、アシチャガーの残留量の収支として求めた。ここで、浸透排水の解析の手法を以下に示す。

(12),(13)式を水位  $h$  について整理すると、それぞれ(14),(15)式に示すとおりである。

$$h = (Q_{K1} - Q_{m4}) / Q_{m3} \quad (14)$$

$$h = (Q_{G1} - Q_{n4}) / Q_{n3} \quad (15)$$

これより、 $Q_{K1}$  (旧況ドリーネ湛水量)、 $Q_{G1}$  (現況ドリーネ湛水量)、 $Q3$  (流入量  $Q1$  と浸透量  $Q2$  の差) における水位  $h$  の変化量  $\Delta h$  を求める。(14),(15)式より、旧況ドリーネ及び現況ドリーネの水位の変化量  $\Delta h_K, \Delta h_G$  は、(16),(17)式で示される。

$$\Delta h_K = \left( \frac{(Q_{K1} + Q3) - Q_{m4}}{Q_{m3}} \right) - \left( \frac{Q_{K1} - Q_{m4}}{Q_{m3}} \right) \quad (16)$$

$$\Delta h_G = \left( \frac{(Q_{G1} + Q3) - Q_{n4}}{Q_{n3}} \right) - \left( \frac{Q_{G1} - Q_{n4}}{Q_{n3}} \right) \quad (17)$$

ドリーネの湛水量はアシチャガー内に降雨が流入しながら浸透、残留が行われるので、水位  $h_I$  から  $\Delta h$  変化後の水位  $h_{I+1}$  は次のように示される。

$$h_{I+1} = h_I + \Delta h \quad (18)$$

ここで、計算を繰り返し行うため、 $h_{I+1}$  を  $h$  と置き換え、(5)式を用いて浸透量  $Q2$  を求める。流入量  $Q1$  と求めた浸透量  $Q2$  の差  $Q3$  を湛水量  $Q_I$  に加え、水位  $h_{I+1}$  の時の湛水量  $Q_{I+1}$  を次のとおり求める。

$$Q_{I+1} = Q_I + Q3 \quad (19)$$

これらの関係については、シミュレーションにより時系列で流入→浸透→

残留→湛水の収支を求める。また、湛水量，湛水面積については，表 3-1 の旧況ドリーネと表 3-2 の現況ドリーネの各々のパラメータを当てはめた式から，水位  $h$  を代入して求める。

### 3.3.3.3 浸透排水の解析モデルの設定条件

解析モデルの設定については，図3-4の降雨と水位の実測値がある2000年12月降雨の水位変動に基づき，異なる浸透孔の面積の条件を3ケース設定し，実測値と一致するモデルを決定した(表3-3)。

表-3のケース1は11月22日以来，降雨がなく流入量の影響を受けていない場合で，図3-4の①～②，⑤～⑥の区間の水位低下に合わせ浸透孔を設定した。ケース2は写真3-1に示す横浸透孔をモデル化して，水位と口径を与え，これと底部浸透孔の2孔を設定したものである。

ケース3は確認された横浸透孔の他に，アシチャガー周辺のさんご石灰岩等に横浸透孔や空隙等が存在していることも考えられるので，実測値に近似するように水位と浸透孔の関係を数式化して設定したものである。

表3-3: 浸透孔面積の設定条件

ケース	モデルの設定条件
1	流入量がない場合の水位低下と一致する浸透孔面積を設定
2	底部浸透孔と横浸透孔の2孔の面積を設定
3	実測値の水位と一致する浸透孔面積を数式化して設定

### 3.3.4 トンネル排水の解析方法

現況ドリーネの解析のモデルについては、前述の表3-3の3ケースのなかで、最も実測値に近似するケースを選定して用い、さらに、表3-2の沈砂池容量を加味した $h-A$ 曲線及び $h-Q$ 曲線の式と、トンネル排水を組み込んでモデル化した。トンネルからの排水量については、水位がトンネルの底部から頂部までの範囲の場合は開水路となるので、無圧トンネルを適用、頂部以上の場合は圧力トンネルを適用して、ケース分けを行い計算した。

#### 3.3.4.1 無圧トンネルの流量

アシチャガーの水位がトンネルの水位 $EL=10.0\text{m}\sim 12.0\text{m}$ の範囲内では、開水路系の無圧トンネルである。トンネルの通水量については、トンネル等流水位直接計算表〔標準馬てい形断面 $2r$ 型〕(農林水産省構造改善局,1996)を適用して、次のように求めた。 $\alpha=A/r^2$ , $\beta=R/r$ と置くと、次式が成り立つ。

$$\alpha\beta^{2/3} = \frac{QT_0 \cdot n}{I^{1/2} \cdot r^{8/3}} \quad (20)$$

ここで、 $r$ :半径、 $A$ :通水断面積、 $R$ :径深、 $QT_0$ :無圧トンネルの流量、 $I$ :水路底勾配、 $n$ :粗度係数、 $\alpha,\beta$ :上記計算表に用いるパラメータである。

(20)式より

$$\left(\frac{A}{r^2}\right) \cdot \left(\frac{R}{r}\right)^{2/3} = \left(\frac{QT_0 \cdot n}{I^{1/2} \cdot r^{8/3}}\right) \quad (21)$$

(21)式より半径  $r$  における無圧トンネルの流量  $QT_0$  は

$$QT_0 = \frac{1}{n} \cdot \left(\frac{A}{r^2}\right) \cdot \left(\frac{R}{r}\right)^{2/3} \cdot (I^{1/2} \cdot r^{8/3}) \quad (22)$$

が導かれ、無圧トンネルを適用した場合の水位  $h$  に対する現況ドリーネの排水量  $Q_{2T_0}$  は、(23)式に示すとおり、浸透排水にトンネル排水  $QT_0$  を加えたものとなる。

$$Q_{2T_0} = c \cdot a \sqrt{2g(h - h_0)} + QT_0 \quad (23)$$

ここで、 $h_0$ :旧況ドリーネと現況ドリーネの底部高の差、 $r=1\text{m}$ より水位と半径の比は $h/r=h/1$ 、 $\alpha=A/r^2$ より通水断面積は $A=\alpha$ 、 $\beta=R/r$ より径深は $R=\beta$ である。

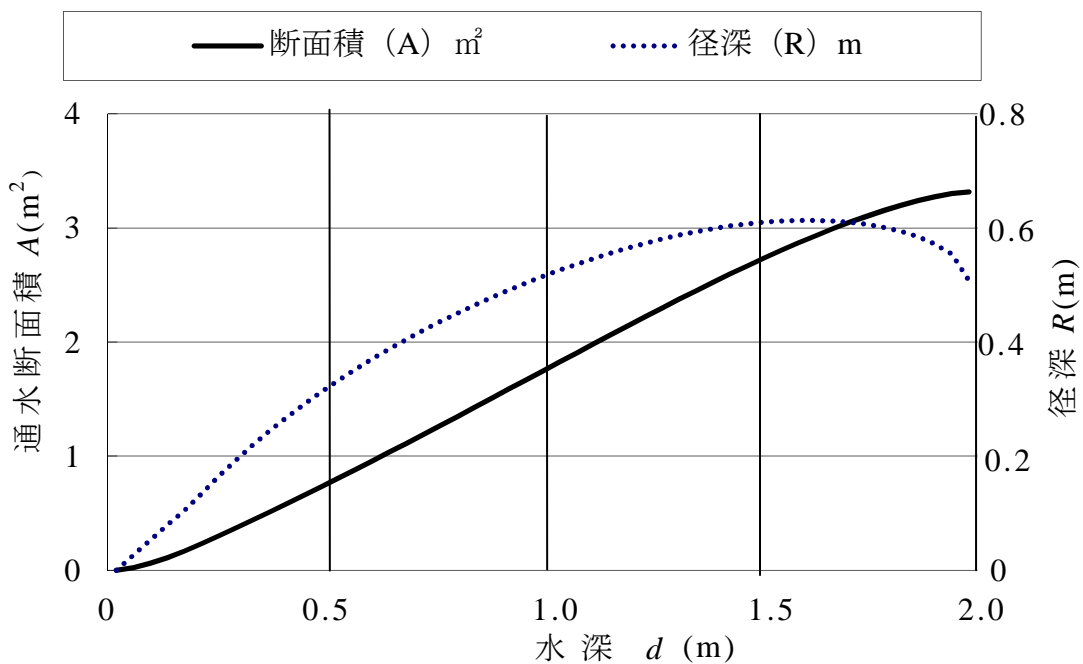


図 3-9:トンネルの水深と通水断面積および径深の関係



図3-9に水位－通水断面積曲線及び水位－径深曲線を示す. この曲線を近似して, (22)式に, 水位  $h$  における通水断面積  $A$  と径深  $R$  を代入して, 無圧トンネルの流量  $QT_0$  をシミュレーションした.

### 3.3.4.2 圧カトンネルの流量

アシチャガーの水位  $h$  がトンネルの頂部以上の水位の場合は, 圧カトンネルとなる. トンネルの呑口上面水位と末端吐口の水位差  $hf$  は, 流入口, 流出口, 摩擦損失を見込めば, 次式で示される(農林水産省構造改善局, 1998).

$$hf = \left( f_e + f_o + f \frac{L}{D} \right) \frac{V^2}{2g} \quad (24)$$

$$f = 124.5 \cdot \frac{n^2}{D^{1/3}} \quad (25)$$

ここで,  $f_e$ : 流入口の損失係数,  $f_o$ : 流出口の損失係数,  $f$ : 摩擦損失係数,  $n$ : 粗度係数(コンクリートライニング水路),  $L$ : トンネル・暗渠長,  $D$ : トンネル径(標準馬蹄形  $2r$  型)である.

トンネル内の通水断面積を  $A$ , 平均流速を  $V$  とすれば, 圧カトンネルの流量  $QT_1$  は, 次式で示される.

$$QT_1 = A \cdot V \quad (26)$$

(24)式から  $V$  について整理して, (26)式に代入すれば次式のとおりである.

$$Q_{T_1} = A \left( \frac{2g(h_T + h_{TT})}{f_e + f_o + \frac{124.5 \cdot n^2}{D^{1/3}} \frac{L}{D}} \right)^{1/2} \quad (27)$$

が得られる。ここで、 $h_T$ :水位とトンネル上部高さの差、 $h_{TT}$ :トンネル呑口と吐口の差である。

したがって、現況ドリーネにおける浸透排水に圧力トンネルの排水量 $Q_{T_1}$ を加えた排水量 $Q_{2T_1}$ は次式に示すとおりとなる。

$$Q_{2T_1} = c \cdot a \sqrt{2g(h - h_0)} + Q_{T_1} \quad (28)$$

## 3.4 結果及び考察

### 3.4.1 降雨流出量

浸透排水を解析するために、降雨流出量をアシチャガーへの流入量として与える。ここでは、表面流モデルと不定流解析による組み合わせで、モデル化して降雨流出量を求めた。

### 3.4.2 浸透排水のモデルの決定

図3-12に示すケース1では、図3-4に示す①～②、⑤～⑥区間の水位低下に合うような浸透孔面積を試行錯誤的に探索した結果、 $a=1.5 \times 10^{-4} \text{m}^2$

と推定されたので、この値を用いてシミュレーションを行い、水位変化を求めた。しかし、この値はアシチャガー底部からの水位が1.4m以下の時は近似するが、それ以上の水位になると、水位低下が見られず、水位は7.09mまで上昇しており、明らかに浸透孔が小さいといえる。

ケース2では、底部浸透孔と横浸透孔の2孔によるシミュレーションで水位変化を求めた。底部浸透孔は、ケース1から水位0～1.9mの範囲で、 $a = 1.5 \times 10^{-4} \text{m}^2$ を与え、水位が1.9m以上では横浸透孔の幅3.4m、高さ1.2mを与えた場合に、ピーク水位が実測値と近似した。しかし、この場合でも、水位がピークに達した後に急低下がみられ、実測値の水位変化と近似しなかった。また、シミュレーションにより求めた水位が、横浸透孔の高さ以下の場合には、実測値の水位より高い値を示した。これらの原因として、水位条件と浸透孔の関係が一定値ではなく変化していることが想定される。

ケース3では、これらの課題を解決するために、実測値の水位変化に近似するような水位と浸透孔面積の関係を表3-4のように数式化して、シミュレーションにより水位変化を求めたところ、実測値を最も正確に再現できた。それゆえ、本研究では旧況の浸透排水モデルを構築する際に、ケース3のパラメータ(表3-4)を用いることにした。

図3-13に2000年12月及び1999年9月のそれぞれの降雨について、旧況ドリーネの浸透排水のモデルを用い、シミュレーションした結果を示す。2000年12月降雨については、降り始めてから約6時間後にピーク流出量( $8.51 \text{m}^3/\text{sec}$ )に達する(図3-10)。湛水のピークは、流出量のピークより約1

時間遅れて現れ、最大水位は3.1mであった(図3-13)。この結果は図3-4の実測値(②～③)の湛水のピーク時間及びピーク水位と一致した。

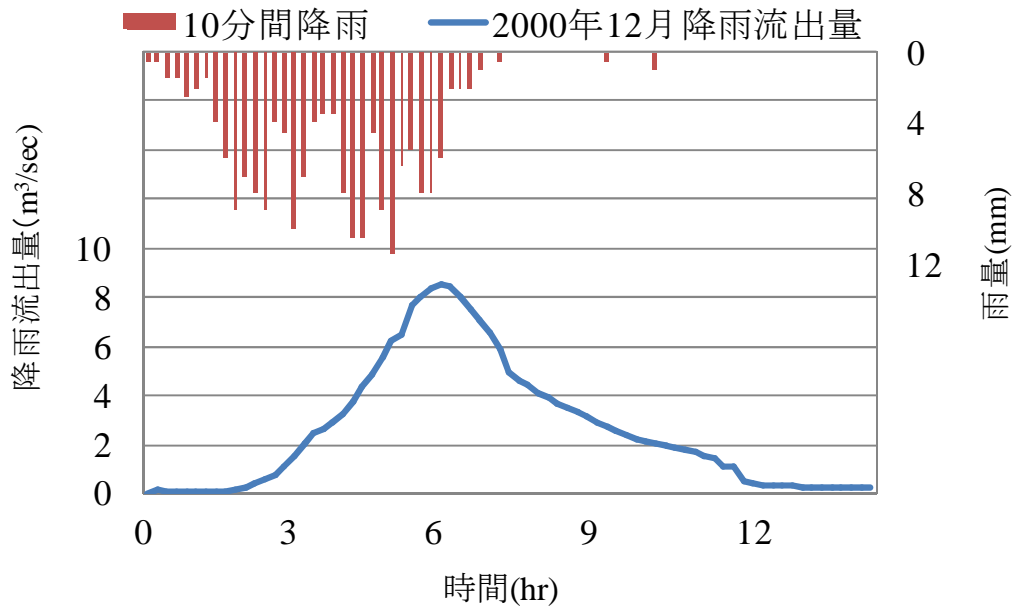


図 3-10:2000 年 12 月 降 雨 と 流 出 量

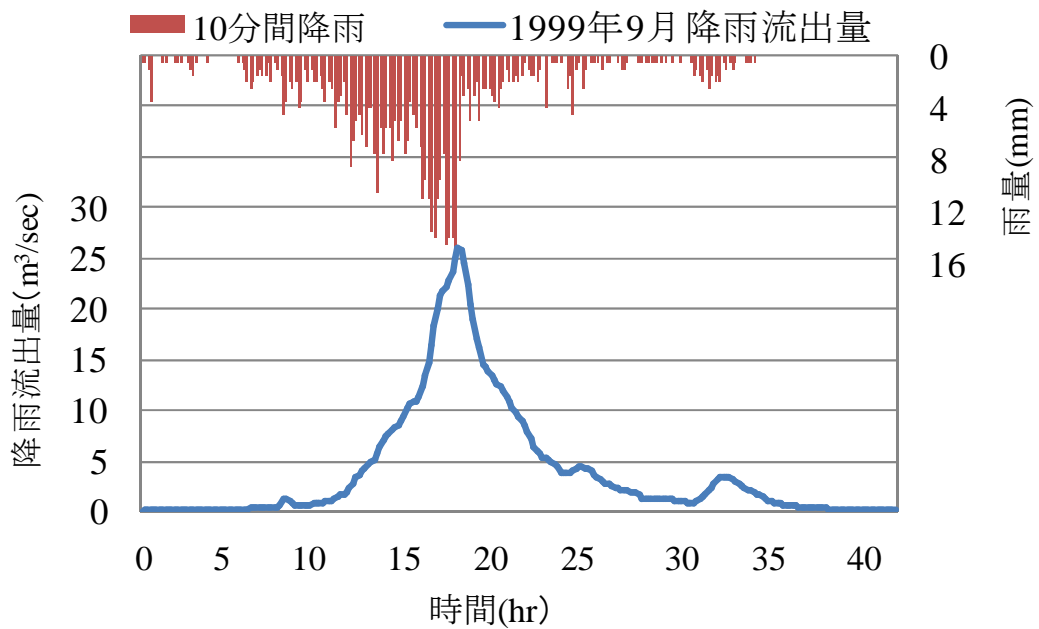


図 3-11:1999 年 9 月 降 雨 と 流 出 量

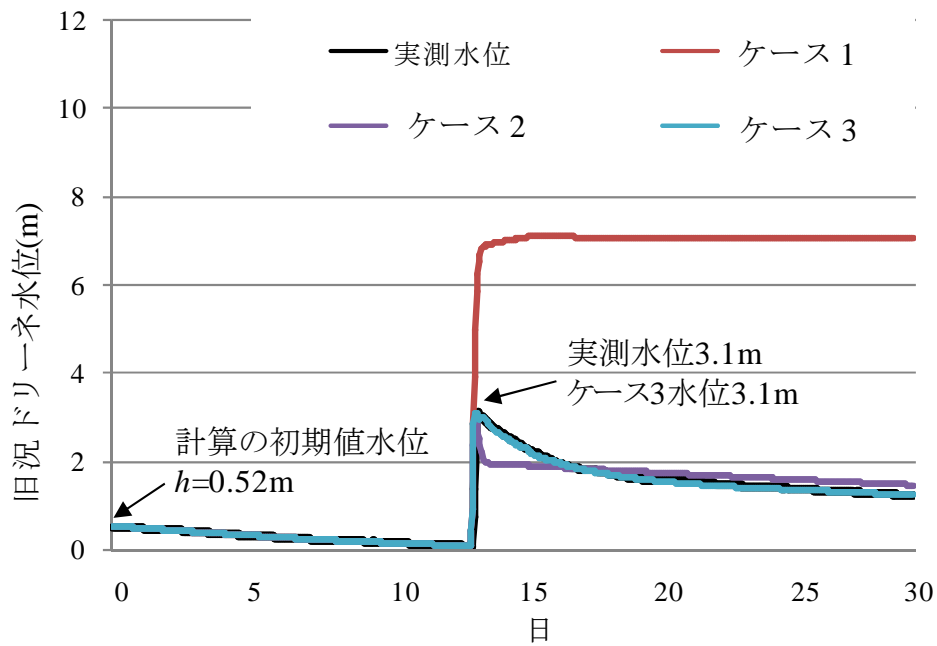


図 3-12:2000 年 12 月 降雨の実測水位と計算水位

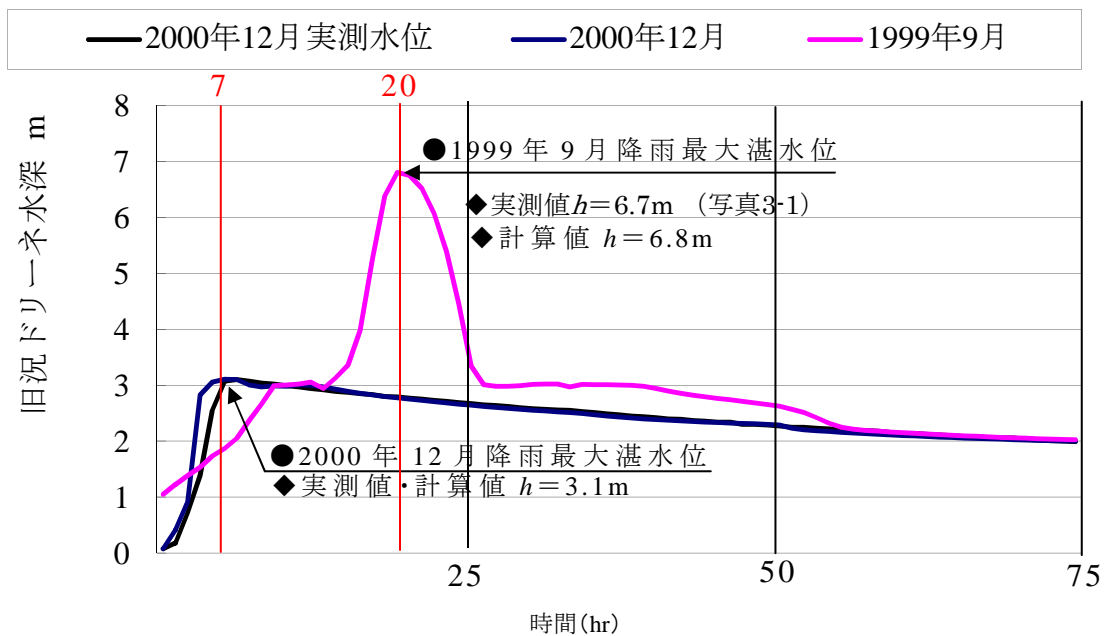


図 3-13:旧況ドリーネの湛水位曲線

表 3-4: ケース 3 における水位と浸透孔面積

水位 (m) $h$	水位一浸透孔面積の式 $A = A_1 \cdot h + A_2$
$0 \leq h \leq 1.40$	$1.5 \times 10^{-4}$
$1.40 < h \leq 1.80$	$1.125 \times 10^{-3} h - 1.425 \times 10^{-3}$
$1.80 < h \leq 2.00$	$2.000 \times 10^{-3} h - 3.000 \times 10^{-3}$
$2.00 < h \leq 2.20$	$1.000 \times 10^{-2} h - 1.900 \times 10^{-2}$
$2.20 < h \leq 2.30$	$1.400 \times 10^{-1} h - 3.050 \times 10^{-1}$
$2.30 < h \leq 2.40$	$1.000 \times 10^{-2} h - 6.000 \times 10^{-3}$
$2.40 < h \leq 2.50$	$2.000 \times 10^{-2} h - 3.000 \times 10^{-2}$
$2.50 < h \leq 2.80$	$1.667 \times 10^{-2} h - 2.167 \times 10^{-2}$
$2.80 < h \leq 3.00$	$1.250 \times 10^{-1} h - 3.250 \times 10^{-1}$
$3.00 < h \leq 3.05$	$9.000 h - 26.950$
$3.05 < h \leq 3.10$	$25.000 h - 75.750$
$3.10 < h \leq 3.20$	$0.500 h + 0.200$
$3.20 < h \leq 4.00$	$6.250 \times 10^{-2} h + 1.600$
$4.00 < h$	$6.250 \times 10^{-2} h + 1.600$

一方, 1999年9月降雨のピーク流出は, シミュレーションでは, 降り始めから約18時間後に現れ, この時の流出量は $25.91\text{m}^3/\text{sec}$ であった(図3-11).

また、湛水のピークは、これより約2時間後に現れ、 $h = 6.8\text{m}$ であった(図3-13)。この水位は痕跡(写真3-1)から推定される実際の水位6.7mを十分に近似したものと考えられる。それゆえ、本研究で構築したモデルは、一端ではあるがドリーネの浸透排水の水位変動を再現できていると考え、ドリーネの排水解析及び以降の排水トンネルの評価について、このモデルを用いることに差し支えないと判断した。

### 3.4.3 浸透排水の解析

図3-14、図3-15に旧況ドリーネと現況ドリーネの浸透排水モデルを用いたシミュレーションの結果を示す。図3-14は湛水位曲線を示す。旧況ドリーネにおいて2000年12月降雨では、最大湛水位3.10m、1999年9月降雨では、最大湛水位が6.80mであった。現況ドリーネにおいて2000年12月降雨では、最大湛水位3.68m、1999年9月降雨では、最大湛水位が5.28mであった。

図3-15は湛水面積曲線を示す。旧況ドリーネにおいて、2000年12月降雨では、最大湛水面積約1.0ha、また、1999年9月降雨では、最大湛水面積が約4.8haと、かなり広範囲に被害が及んだことがわかる。一方、現況ドリーネにおいて、2000年12月降雨では、最大湛水面積約0.36ha、1999年9月降雨では、最大湛水面積が約1.7haであった。

### 3.4.4 トンネル導入効果の評価

トンネル導入が水位に与える影響をシミュレーションにより評価した。図3-14に示したように、水位のピーク前後の形状は、旧況ドリーネが丸みを帯びているのに対し、現況ドリーネは鋭角である。即ち、現況ドリーネは、旧況ドリーネに比べ湛水時間も短いことが推察された。また、現況ドリーネでは、いずれの降雨ともEL=12.0m以上を示しているが、現況ドリーネのシミュレーションでは、2000年12月降雨で最大湛水位の標高がトンネルの頂部高のEL=12.0mより低く見積もられた。

一方、1999年9月降雨は、EL=12.43mまで水位が上昇し、トンネルの頂部を超えた。しかし、沈砂池の天端のEL=12.50mをオーバーフローすることではなく、トンネル排水の効果は大きかったと評価できる。次に、トンネル導入が湛水面積に与える影響を調べてみると、図3-15に示されるように、トンネル導入により最大湛水面積が2000年12月降雨、1999年9月降雨共に65%程度減少したものと評価できる。

トンネル導入後の現況ドリーネにおける排水量の内訳を表3-5にまとめた。この表から分かるように、2000年12月の降雨では総排水量の93%、1999年9月降雨では82%がトンネル排水によるものと評価できる。



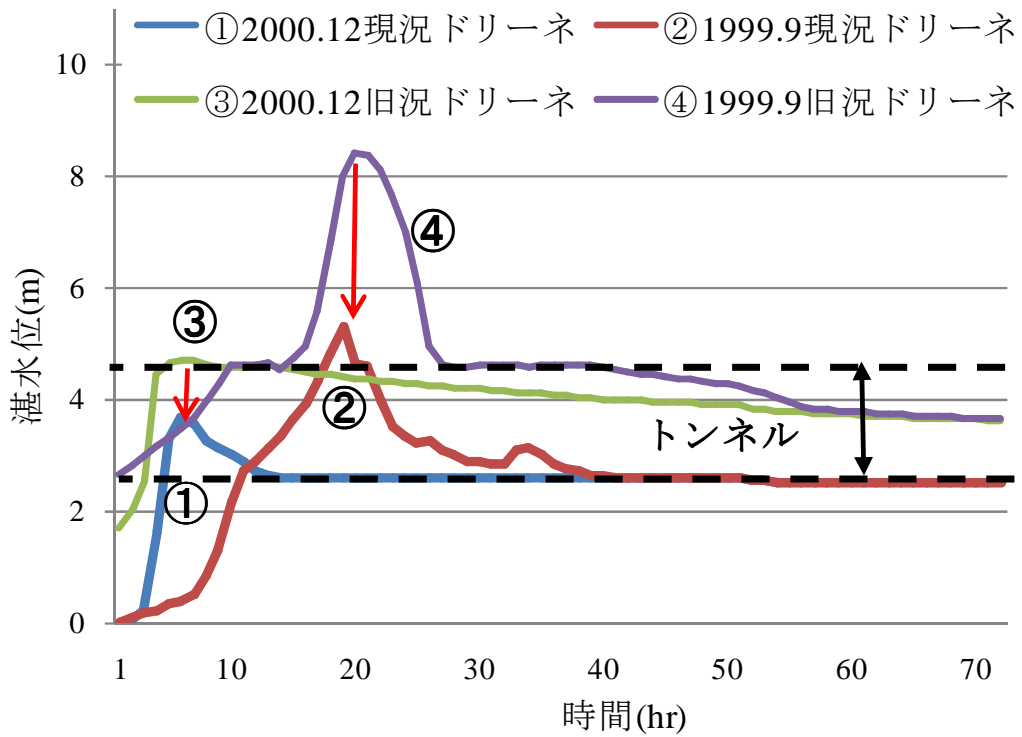


図 3-14: 旧況及び現況ドリーネの湛水位曲線

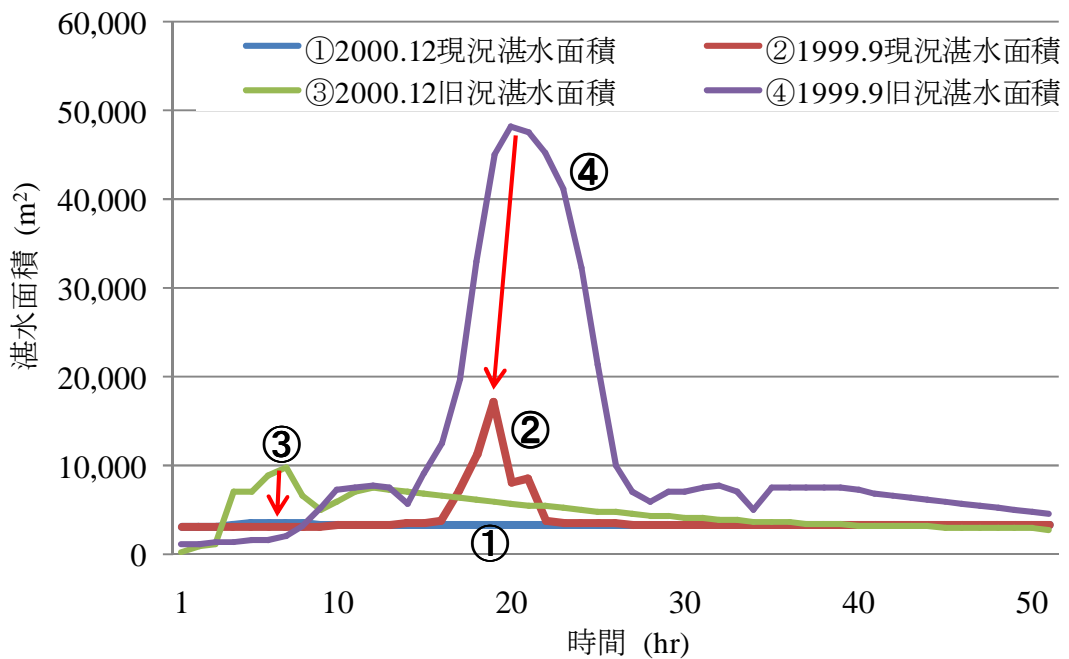


図3-15: 旧況及び現況ドリーネの湛水面積曲線

表3-5: 現況ドリーネの排水量

項 目	2000 年	1999 年
	12 月 降 雨	9 月 降 雨
累加浸透孔排水量(m <sup>3</sup> )	1,671	107,529
ピーク排水量(m <sup>3</sup> /sec)	0.011	11.187
累加トンネル排水量(m <sup>3</sup> )	111,126	487,209
ピーク排水量(m <sup>3</sup> /sec)	8.406	12.715
総排水量(m <sup>3</sup> )	119,797	594,738
ピーク排水量(m <sup>3</sup> /sec)	8.417	23.902

### 3.5 小括

糸満市山城地区アシチャガーでは、湛水被害の解消のため、国営かんがい排水事業でトンネルを設置している。今回の研究では、新しい試みとして、ドリーネにトンネルを組み込んで、トンネル導入の効果について解析した。これまでの研究では、浸透排水におけるドリーネの浸透孔は底部のみに存在するものと考えていたが、アシチャガーにおいては、横浸透孔の存在や水位で浸透能が異なる。それゆえ、本研究では、トリチェリーの定理を用いて、浸透量を浸透孔と水位の関数として表し、浸透排水をモデル化した。そして、このモデルを用いてトンネルの効果を評価した。

本研究のシミュレーション結果から、トンネルの効果として、湛水時間が

短くなるだけでなく、湛水面積及びピーク水位が著しく減少することが示唆された。このように、本研究で構築したシミュレーションモデルは、トンネル導入の効果として、湛水時間の短縮と湛水面積の減少程度の定量化を可能にした。トンネル排水の効果の検証は、今後、トンネル導入後の観測データからもなされる必要がある。また、これらの検証結果をモデルに反映させることができれば、シミュレーションの精度が高まり、今後、さまざまな降雨による水位変化や湛水被害の予測が可能になると考えられる。

## 第4章 琉球石灰岩域のパイプフローを伴う複数の浸透池ネットワークにおける浸透排水の解析

－沖縄県糸満市真壁地区を事例として－

### 4.1 緒言

真壁地区は地形が盆地状であるため、流域の降雨が表面排水できず、台風等の豪雨のたびに地区一帯は深刻な湛水被害に見舞われている。最近の湛水被害は、2007年8月10~12日の豪雨(観測地:糸満市真壁 沖縄県農業研究センター)によりもたらされた。日雨量457mm、日最大1時間降水量83.5mmの降雨により20haが湛水し、施設園芸作物等が多大な被害を受けた(沖縄県農林水産部, 2008a)。そのため、このような被害の対応策として、浸透池の規模拡大や排水トンネルの導入など様々な案が提案されている。しかし、この地区の浸透排水のメカニズムが明らかになっていないため、これらの対策の評価が困難になっている。今後これら対応策の効果の評価するためには、この地区の浸透排水の仕組みを再現し、そのメカニズムを解明することが重要な課題である。

しかしながら、これまでの浸透排水の研究では、浸透池の底部や横孔からの浸透を考慮に入れた解析の事例はあるが、暗渠で繋がった複数の浸透池から水が水位差により流出・流入する現象や、地下の空隙に浸透水が流れる現象(パイプフロー)など複雑な浸透排水については、山地斜面を

対象にした研究があるものの(堤ら, 2004), まだ十分に解明されていない. そこで, 本研究では, 暗渠で連結された異なる二つの流域の浸透池を対象に降雨流出をモデル化し, パイプフローによる排水を伴う浸透排水及び浸透池間の流入・流出メカニズムをシミュレーションにより検討する.

## 4.2 地区概要

真壁地区は沖縄本島南部の糸満市に位置し(図4-1), サトウキビを主体に野菜, 花き等の施設園芸作物が栽培されている畑作地帯である. 流域は標高20~80m程度の丘陵地で, 面積は約2.2km<sup>2</sup>である.

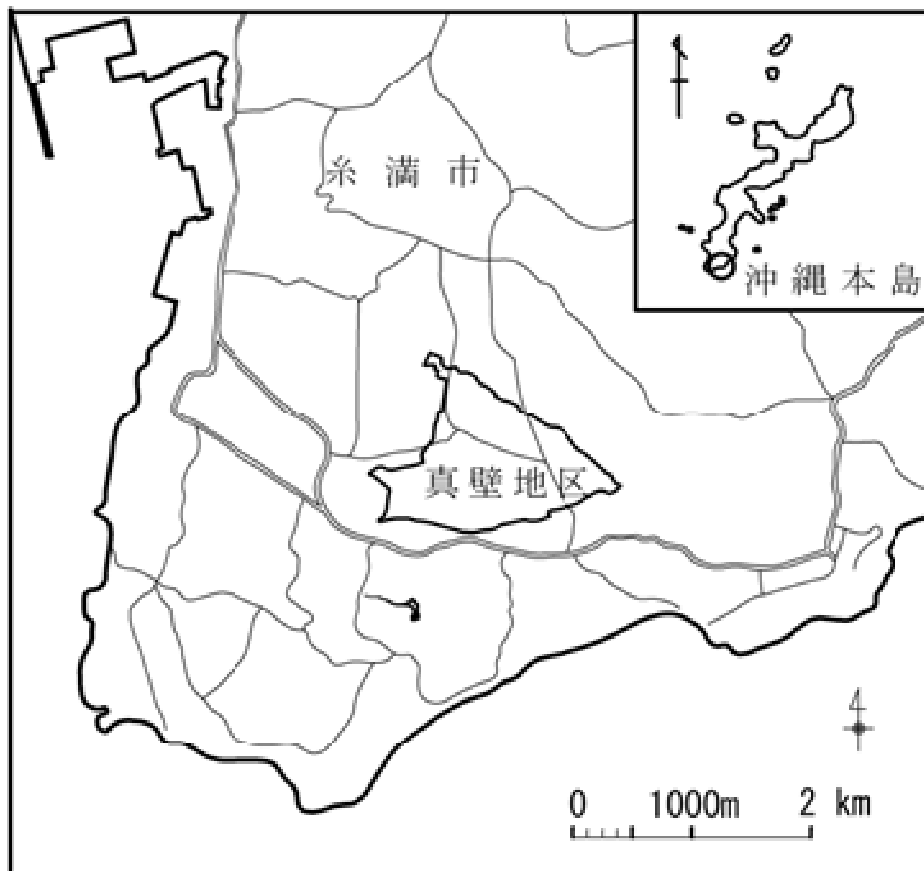


図4-1: 真壁地区位置図

図4-2に示すとおり、東側の宇江城断層、西側の名城断層、南側の米須断層に囲まれた地下水盆は、真壁地下水盆と呼ばれている。この地下水盆は、石灰岩台地とその周辺をとりまく石灰岩の急崖が特徴的に認められ、南側に東西に延びる石灰岩の崖地が見られる。

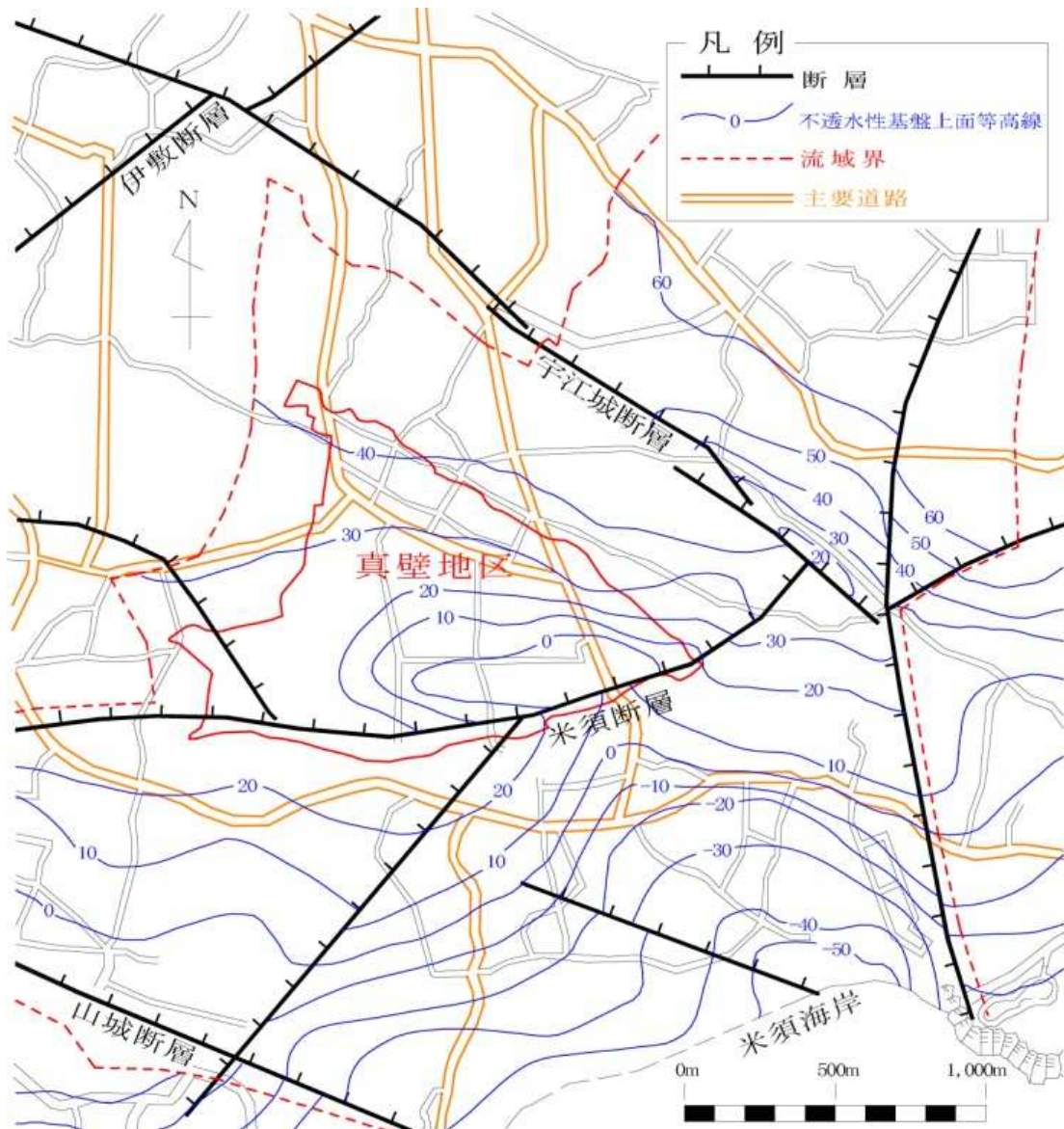


図 4-2: 真壁地区と断層及び不透水層等高線

地質は、第三紀鮮新世～第四紀更新世にかけて堆積した島尻層群を基盤として、その上位に知念砂岩、琉球石灰岩が分布している(沖縄総合事務局, 2000)。知念砂岩は島尻泥岩と琉球石灰岩との間に位置する石灰質な粗粒砂層である(沖縄総合事務局, 2000)。また、長期観測の結果、地下水位は標高16mより低くならないことから、断層崖付近の基盤標高は16mと考えられており、この断層崖は概ね25m前後と推定されている(沖縄総合事務局, 2000)。島尻泥岩は不透水性であるが、琉球石灰岩は大きな透水性( $10^{-1} \sim 10^{-3} \text{cm/sec}$ )を有し、両者は、対象的な性質を持っている(来間・稲嶺, 1993)。降雨は下流端の名城断層沿いにある1号浸透池及び8号浸透池のドリーネより地下浸透して排水されている。

### 4.3 研究の方法

真壁地区は流域が2系統あり、地区内の降雨は排水路を通して、下流端の米須断層沿いにある1号浸透池及び8号浸透池に、それぞれ流入する。図4-3に解析のモデルを示す。両浸透池は県道7号線(以下、県道)を横断する石橋部と、その両端をボックスカルバートで接続した暗渠で繋がっている。浸透池に湛水した流入水は、浸透池の水位が暗渠の底部より高くなると、この暗渠を通して水位の低い浸透池に流入する。また、水位が暗渠の天端を越えて県道より高くなると浸透池間の水位差により、この県道をまたいで越流が生じる。

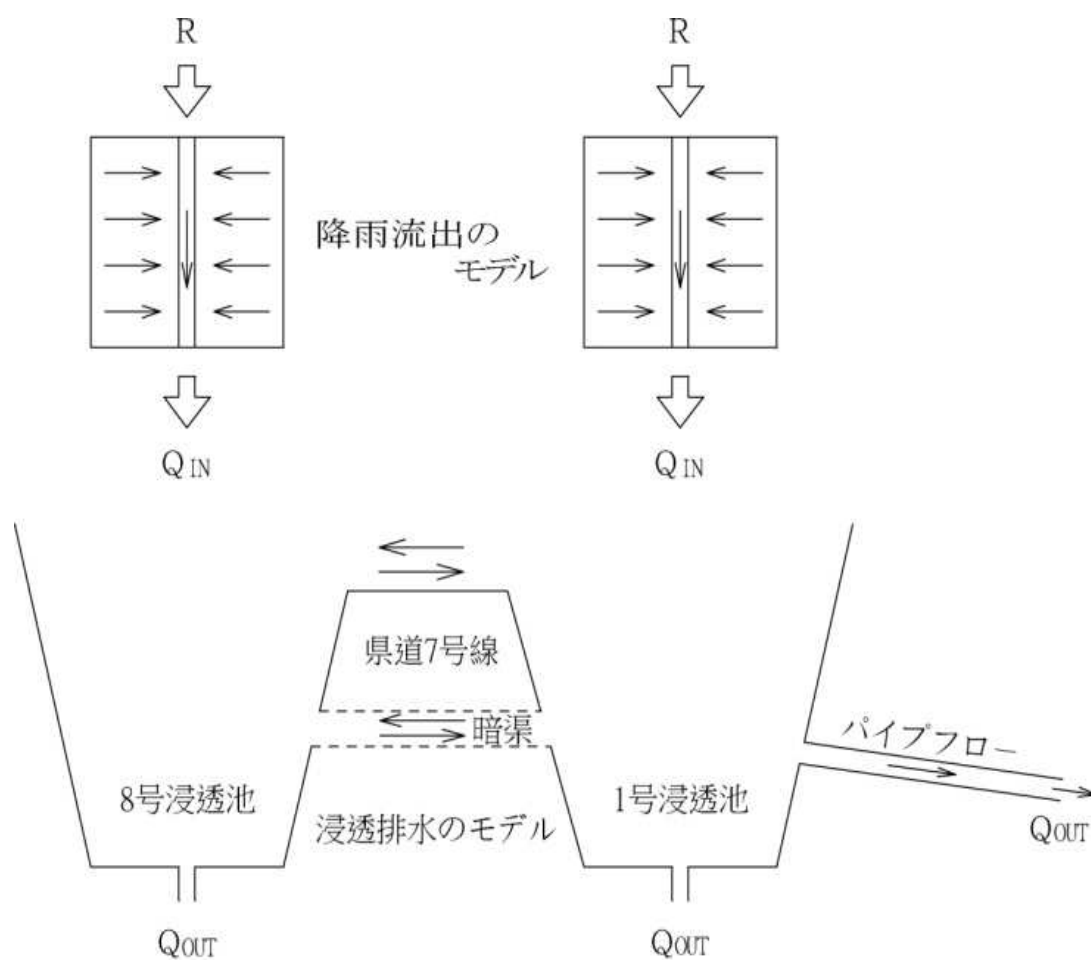


図 4-3: 解析のモデル

平成11年度に実施されたトレーサー試験による地下水流動調査では、真壁1号浸透池から地下へ浸透した排水は、鍾乳洞の地下河川に流れて、米須・大度流域に達している。洪水時には1号浸透池の水位高に応じて、パイプフローにより米須・大度流域にある米須塩泉やドリーネ(フクラシガー)から地下水が湧出している(沖縄県南部農林土木事務所, 2000)。真壁1号浸透池の水位の標高がおおよそEL=20.0mを超えると、700m下流にあるフクラシガーからの湧出が認められる(沖縄県南部農林土木事務所, 2000)。



本研究では、降雨流出は流域を1号浸透池と8号浸透池の流域別に特性曲線法を用いて求めた。浸透排水については、各々の浸透池への降雨流出量を浸透排水の排水量として与え、それぞれの浸透池のドリーネの浸透孔の大きさと水位の関係式で表したトリチェリーの定理を用いて解析した。また、1号浸透池の排水量については、パイプフローによるフクラシガーからの湧出状況を定式化し、解析のモデルに組込んで求めた。

#### 4.4 降雨流出の解析の手法

降雨については、隣接する沖縄県農業研究センターのデータを用いた。解析モデルの検証は、20haの湛水で農作物に多大な被害をもたらした2007年8月及び2007年9月の降雨データを用いた。

降雨流出の解析については、まず流域をいくつかの支流域に分割し(図4-4)、各々の支流域を河道とそれに付随する斜面からなる流域モデルを構築した。そして、雨水が斜面では有効雨量の供給を受け、河道では斜面からの流出水の供給を受けながらmanning型の抵抗則に従って流下していくと仮定して、雨水流を追跡した。表面流出モデルの解析は特性曲線法を用いた。特性曲線法では降雨流出を求めるにあたり、斜面と開水路の流れについて、運動方程式として(1)式のmanning式と、(2)式に示される連続の式を用いた。

$$Q = V \cdot A_2 = \frac{1}{n} \cdot R^{\frac{2}{3}} \cdot I^{\frac{1}{2}} \cdot A_2 \quad (1)$$

$$\frac{\partial A_2}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q_x \quad (2)$$

ここでは、 $V$ :断面平均流速、 $n$ :manningの粗度係数、 $I$ :水路勾配、 $A_2$ :流水断面面積、 $R$ :径深、 $q_x$ :横流入量、 $Q$ :流量である。

#### 4.4.1 累加雨量－累加損失雨量

流域の累加雨量( $\Sigma R$ )－累加損失雨量( $\Sigma RI$ )の曲線式は、丹治ら(1986)が示した(3)式で表した。

$$\Sigma RI = \Sigma R \cdot (1 - \alpha \cdot \Sigma R) \quad (3)$$

ここで、 $\alpha = (\Sigma R - \Sigma RI) / (\Sigma R)^2$ である。有効雨量 $Re$ は(4)式で示される。

$$Re = \Sigma R - \Sigma RI \quad (4)$$

#### 4.4.2 流域ブロック図の作成

真壁地区の2系統の流域のブロック化については、地形や地目の急変するところや、排水路の合流点を境にして、地形図の分割を行い、一様勾配の斜面と排水路としてモデル化し(農業農村工学会, 2010a), 図4-4の流域ブロック図を作成した。1号浸透池の流域面積は184.2haで、ブロック数は76個である。また、8号浸透池の流域面積は39.4haで、ブロック数は3個である。

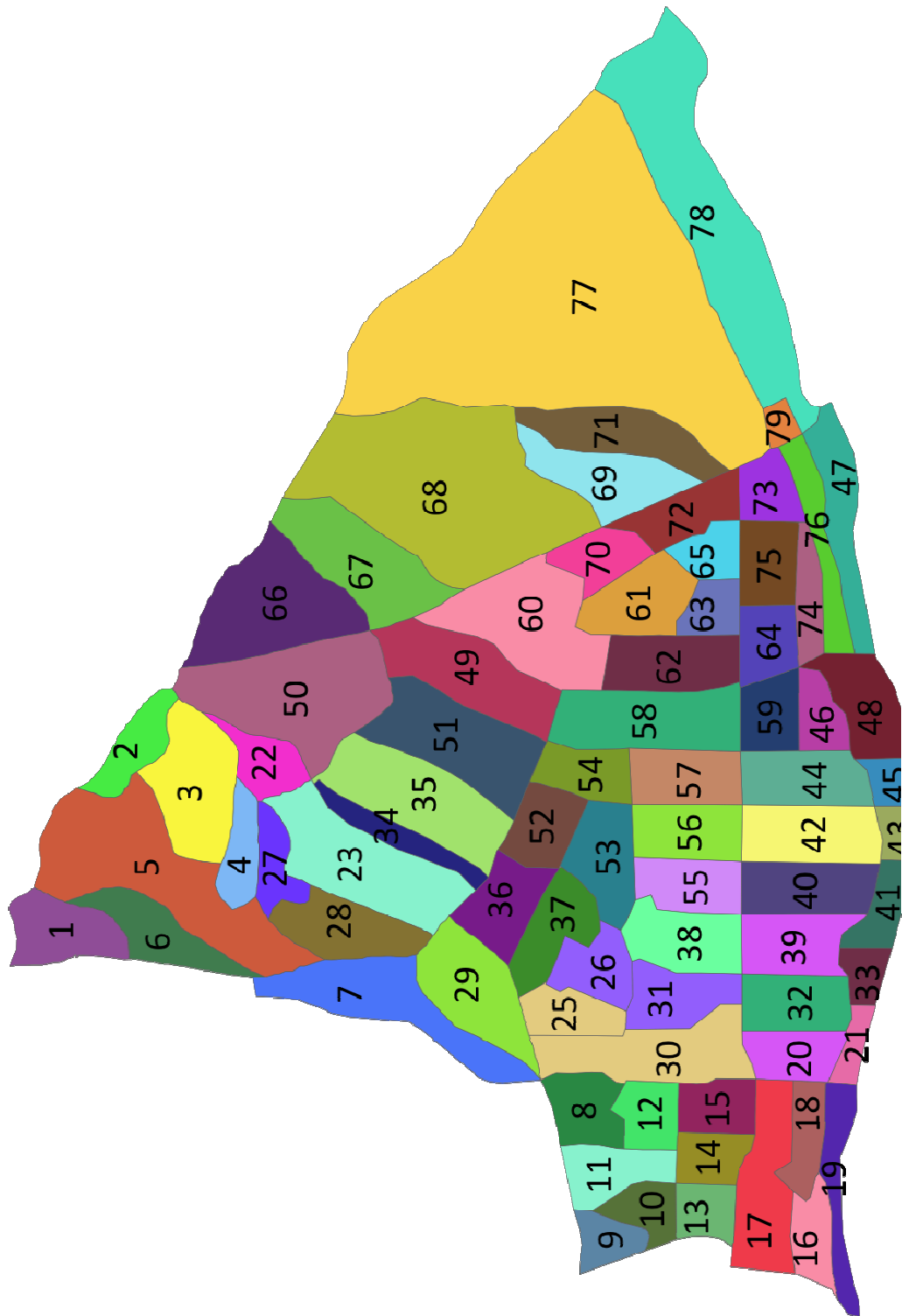


図 4-4: 降雨流出の流域ブロック図

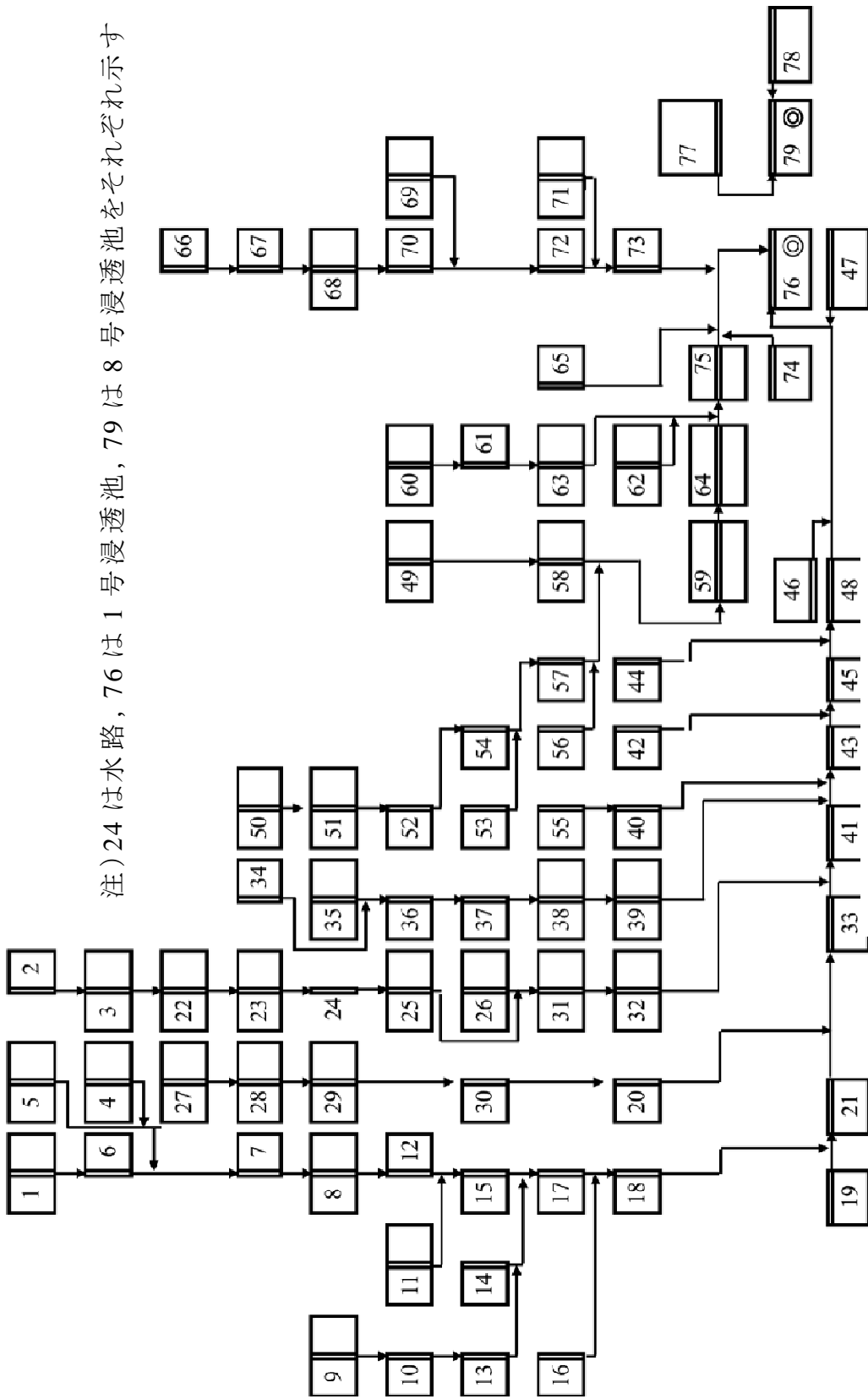


図 4-5: 降雨流出の数理モデル

表 4-1：真壁南地区降雨流出モデル斜面・排水路の寸法及び係数

番号	斜面		排水路		番号	斜面		排水路			
	面積 (ha)	斜面幅 (m)	勾配	水路長 (m)		勾配	面積 (ha)	斜面幅 (m)	勾配	水路長 (m)	勾配
1	2.29	52.0	0.0440	220.0	0.0145	41	1.24	72.9	0.4444	170.0	0.0085
2	1.55	62.0	0.4000	250.0	0.1300	42	2.82	268.6	0.0066	105.0	0.0065
3	3.72	60.0	0.0670	310.0	0.0300	43	0.75	65.2	0.3280	115.0	0.0052
4	1.37	27.4	0.1540	250.0	0.0760	44	2.46	105.1	0.0134	234.0	0.0037
5	7.57	65.8	0.1030	575.0	0.0178	45	0.78	84.8	0.5200	92.0	0.0042
6	2.18	87.2	0.0333	250.0	0.0400	46	1.16	77.3	0.0062	150.0	0.0064
7	4.17	72.5	0.0750	575.0	0.0267	47	2.53	56.2	0.4990	450.0	0.0100
8	1.71	68.4	0.0100	125.0	0.0200	48	2.38	116.1	0.4700	205.0	0.0100
9	1.02	40.8	0.0050	125.0	0.0050	49	3.93	52.8	0.0100	372.0	0.0541
10	1.17	106.4	0.0051	110.0	0.0082	50	6.34	105.7	0.0640	300.0	0.0404
11	1.83	43.6	0.0045	210.0	0.0053	51	4.33	72.2	0.0100	300.0	0.0475
12	1.40	112.0	0.0015	125.0	0.0070	52	1.78	158.9	0.0050	112.0	0.0050
13	1.20	109.1	0.0103	110.0	0.0083	53	2.30	264.2	0.0083	87.0	0.0277
14	1.26	86.9	0.0063	145.0	0.0074	54	1.60	97.0	0.0086	165.0	0.0118
15	1.53	105.5	0.0075	145.0	0.0081	55	2.05	100.0	0.0052	205.0	0.0143
16	1.31	87.3	0.0162	150.0	0.0100	56	2.14	107.5	0.0079	199.0	0.0139
17	3.27	90.8	0.0165	360.0	0.0124	57	2.15	104.9	0.0130	205.0	0.0093
18	1.29	61.4	0.0130	210.0	0.0080	58	4.08	56.0	0.0090	364.0	0.0222
19	1.67	37.5	0.4240	445.0	0.0130	59	1.61	55.1	0.0014	146.0	0.0058
20	1.62	81.0	0.0144	200.0	0.0072	60	5.05	88.0	0.0100	287.0	0.0600
21	0.68	43.9	0.4800	155.0	0.0100	61	2.44	130.5	0.0203	187.0	0.0347
22	1.46	36.5	0.0438	200.0	0.1010	62	2.67	56.1	0.0034	238.0	0.0195
23	4.95	66.0	0.0100	375.0	0.0397	63	1.07	52.5	0.0007	102.0	0.0185
24	0.05	2.0	0.0100	250.0	0.0232	64	1.54	58.5	0.0108	132.0	0.0042
25	1.56	39.0	0.0100	200.0	0.0170	65	1.15	79.3	0.0182	145.0	0.0052
26	1.71	59.0	0.0760	145.0	0.0270	66	5.05	142.3	0.0887	355.0	0.0154
27	1.24	62.0	0.0330	200.0	0.0300	67	4.19	220.5	0.0644	190.0	0.0362
28	2.56	56.9	0.0515	225.0	0.0487	68	12.4	435.4	0.0600	285.0	0.0403
29	3.43	64.7	0.0235	265.0	0.0145	69	2.97	138.1	0.0556	215.0	0.0404
30	3.94	98.5	0.0043	400.0	0.0119	70	1.48	92.5	0.0780	160.0	0.0429
31	2.14	101.9	0.0042	210.0	0.0069	71	2.78	34.8	0.0520	400.0	0.0520
32	2.21	55.3	0.0042	200.0	0.0073	72	1.86	67.6	0.0552	275.0	0.0470
33	0.80	72.7	0.0005	110.0	0.2667	73	1.35	108.0	0.0018	125.0	0.0048
34	1.32	35.7	0.0100	370.0	0.0506	74	1.19	44.1	0.0221	270.0	0.0113
35	4.52	62.8	0.0100	360.0	0.0579	75	1.73	53.4	0.0058	162.0	0.0042
36	2.06	196.2	0.0050	105.0	0.0050	76	1.71	40.7	0.0050	420.0	0.0128
37	2.10	168.0	0.0050	125.0	0.0050	77	29.0	380.6	0.0544	762.5	0.0367
38	2.47	56.1	0.0043	220.0	0.0090	78	9.97	145.0	0.0755	687.5	0.0367
39	2.27	57.6	0.0035	197.0	0.0078	79	0.42	56.0	0.0010	75.0	0.0010
40	2.55	117.5	0.0041	217.0	0.0072						

注) 1~76 番は 1号浸透池流域, 77~79 番は 8号浸透池流域

### 4.4.3 降雨流出の数理モデル

表面流出モデルを用いて降雨流出をシミュレーションするために、数理モデルを構築した(図4-5)。数理モデルでは、各々の支流域を一様勾配の排水路とそれに付随する一様勾配の斜面からなる、矩形として扱った。ここ

では各支流の斜面が、片側勾配からなる片側斜面の場合と、中央部に排水路がある両側斜面の場合に分けた。表4-1に図4-4と4-5に示す各支流の斜面の面積、斜面幅、斜面勾配、排水路長、排水路勾配を示す。表面流出モデルの各斜面における地目別の等価粗度 $N$ は、畑地、山林及び公園は0.7、宅地、学校及びハウスの施設は0.1を用い(来間・稲嶺, 1993)、地目が混在するときは面積比で加重平均して求めた。排水路の粗度係数 $n$ はコンクリート水路0.015、土水路(草生被覆)0.04を用いた(農林水産省構造改善局, 2001)。

## 4.5 浸透排水の解析の手法

1号浸透池と8号浸透池の容量を比較すると、1号浸透池は $21,325\text{m}^3$ 、8号浸透池が $12,250\text{m}^3$ である。つまり、流域面積では1号浸透池は8号浸透池の4.7倍、容量は1.7倍である。両浸透池の流域面積と容量を比較した場合、1号浸透池よりも8号浸透池は、貯留能力に余裕があると考えられる。しかし、実際の湛水状況の観察によると、1号浸透池は8号浸透池よりも早く空になり、8号浸透池はしばらく湛水が続く。このことから浸透能は、8号浸透池よりは1号浸透池が大きいと考えられる。以上の状況を考慮して、2系統の流域からの降雨流出量を、各々の浸透池への流入量として与え、浸透池のドリーネからの浸透量、暗渠や県道からの越流量、パイプフローによる排水量をシミュレーションにより検討した。

### 4.5.1 水位-湛水面積曲線及び水位-湛水量曲線

航空写真測量と実測補正に基づき、1号浸透池及び8号浸透池周辺の地形図を作成した。この地形図から等高線と面積を読み取り、水位( $h$ )-湛水面積( $A$ )曲線(以下、 $h-A$ 曲線)、水位( $h$ )-湛水量( $Q$ )曲線(以下、 $h-Q$ 曲線)を作成した。ここで湛水面積 $A$ 、湛水量 $Q$ の添え字1は1号浸透池を、添え字8は8号浸透池をそれぞれ表す。湛水面積及び湛水量の求める水位 $h$ は、浸透池の底部高(標高EL=16.5m)を $h=0$ として、水位の余裕を見込んで $h=0\sim 18\text{m}$ の範囲で設定した。 $h-A$ 曲線を、(5),(6)式に示す。

$$A_1 = Am1 \cdot h + Am2 \quad (5)$$

$$A_8 = An1 \cdot h + An2 \quad (6)$$

(5),(6)式をそれぞれ水位の区間 $h_1 \sim h_2$ で積分して旧況ドリーネの水位の各区間の湛水量を(7)式のとおり求めた。これより1号浸透池の $h-Q_1$ 曲線(表2)及び8号浸透池の $h-Q_8$ 曲線(表3)を求めた。

$$\begin{aligned} Q_1 &= \int_{h_1}^{h_2} A_1 dh = \int_{h_1}^{h_2} (Am1 \cdot h + Am2) dh \\ &= \left( \frac{Am1}{2} h_2^2 + Am2h_2 \right) - \left( \frac{Am1}{2} h_1^2 + Am2h_1 \right) \quad (7) \end{aligned}$$

表4-2: 1号浸透池の $h-A_1$ 曲線,  $h-Q_1$ 曲線のパラメータ

水位の区間 (m)	$h-A_1$ 曲線 $A_1=Am1 \cdot h + Am2$		
	$Am1$	$Am2$	
$h=0 \Rightarrow$ $EL=16.5m$	$Qm1$	$Qm2$	$Qm3$
$0 \leq h \leq 5.0$	206.0	3750.0	0.0
$5.0 < h \leq 6.75$	4273.0	-16585.0	50837.5
$6.75 < h \leq 7.50$	51697.0	-336698.0	1131222.0
$7.50 < h \leq 7.75$	21280.0	-108570.0	275739.0
$7.75 < h \leq 8.00$	78240.0	-550010.0	1986319.0
$8.00 < h \leq 8.25$	57216.0	-381818.0	1313551.0
$8.25 < h \leq 8.50$	101504.0	-747194.0	2820727.0
$8.50 < h \leq 9.00$	92440.0	-670150.0	2493290.0
$9.00 < h \leq 9.25$	73840.0	-502750.0	1739990.0
$9.25 < h \leq 9.50$	99040.0	-735850.0	2818077.5
$9.50 < h \leq 11.00$	109567.0	-835857.0	3293108.0
$11.00 < h \leq 11.75$	118213.0	-930963.0	3816196.5
$11.75 < h \leq 13.5$	137691.0	-1159829.0	5160781.0
$13.5 < h$	137691.0	-1159829.0	5160781.0

表4-3 : 8号浸透池の $h-A_8$ 曲線,  $h-Q_8$ 曲線のパラメータ

水位の区間 (m)	$h-A_8$ 曲線 $A_8=An1 \cdot h + An2$		
	$An1$	$An2$	
$EL=9.1m$	$Qn1$	$Qn2$	$Qn$
$0 \leq h \leq 5.0$	140.0	2100.0	0.0
$5.0 < h \leq 7.50$	156.0	2020.0	200.0
$7.50 < h \leq 8.00$	720.0	-2210.0	16063.0
$8.00 < h \leq 8.50$	2940.0	-19970.0	87103.0
$8.50 < h \leq 9.00$	1580.0	-8410.0	37973.5
$9.00 < h \leq 9.25$	2000.0	-12190.0	54984.0
$9.25 < h \leq 13.50$	1760.0	-9970.0	44716.5
$13.5 < h$	1760.0	-9970.0	44716.5



また、同様にして(6)式の8号浸透池の水位の各区間の湛水量を(8)式のとおり求めた。

$$Q_8 = \left( \frac{An1}{2} h_2^2 + An2h_2 \right) - \left( \frac{An1}{2} h_1^2 + An2h_1 \right) \quad (8)$$

(7),(8)式より表4-2, 表4-3中の水位の区間毎の湛水量を求めた。これより水位の区間毎に湛水量を累加して累加湛水量を求め、 $h-Q_1$ 曲線((9)式)及び $h-Q_8$ 曲線((10)式)を求めた。

$$Q_1 = (Qm1/2) \cdot h^2 + Qm2 \cdot h + Qm3 \quad (9)$$

$$Q_8 = (Qn1/2) \cdot h^2 + Qn2 \cdot h + Qn3 \quad (10)$$

#### 4.5.2 暗渠・県道の越流断面積及び越流量の算定

真壁地区の浸透排水の流入量については、2系統の流域からの降雨流出水が県道を挟んで、1号浸透池と8号浸透池に、それぞれ流入する。これらの浸透池は、図4-6に示す暗渠(幅B=1.62m×高さH=2.45m)で繋がっており、暗渠の底高(EL= 22.63m)より浸透池の水位が高くなると、水位の高い浸透池から低い浸透池へ、浸透池内の水が流出する。浸透池と暗渠と県道越流の関係を図4-7に示す。浸透池の水位が県道(最低標高EL=25.8m)を越えると県道より水位の低い浸透池へ越流が生じる。

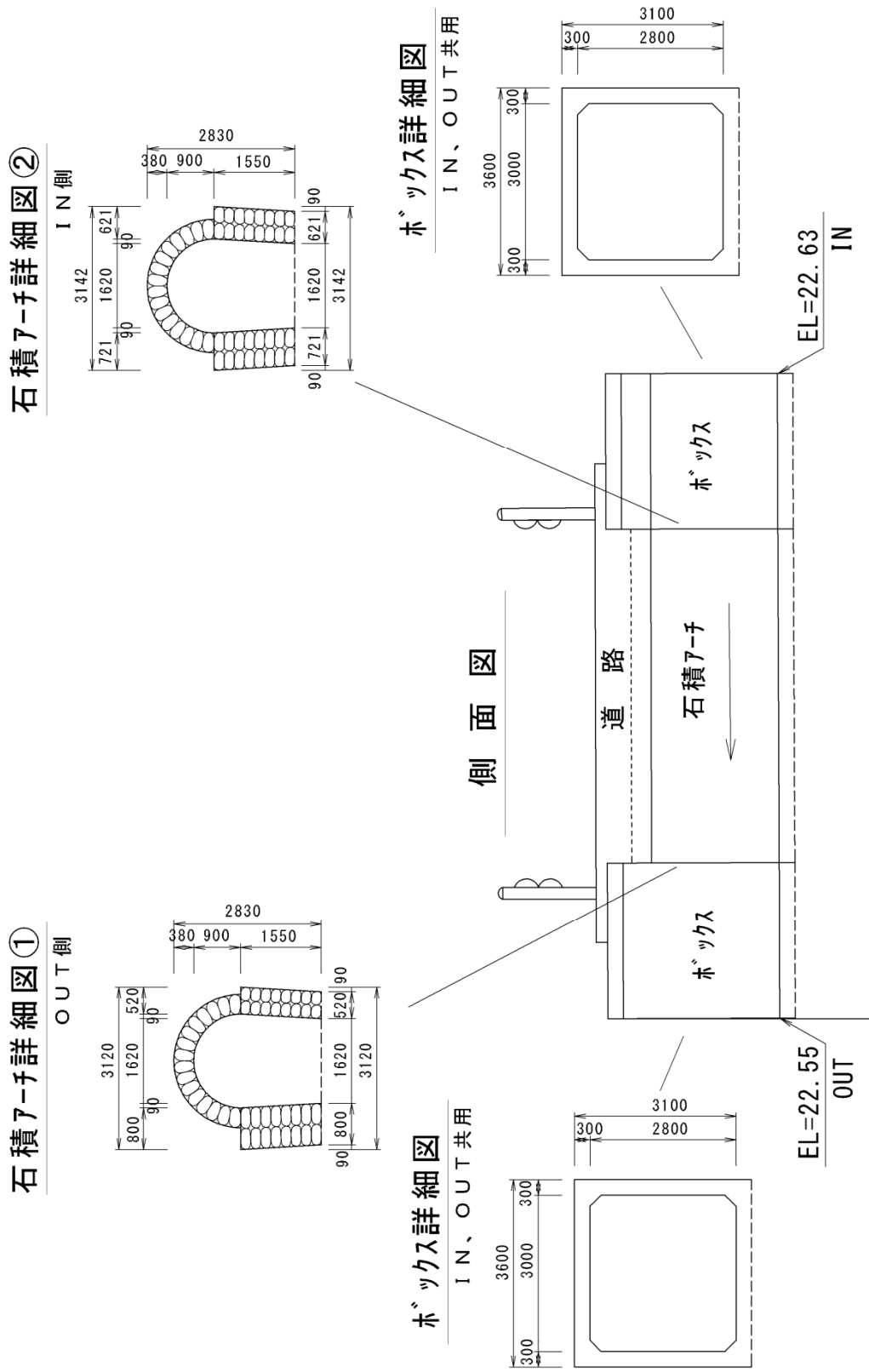


図 4-6: 県道に付帯する暗渠模式図

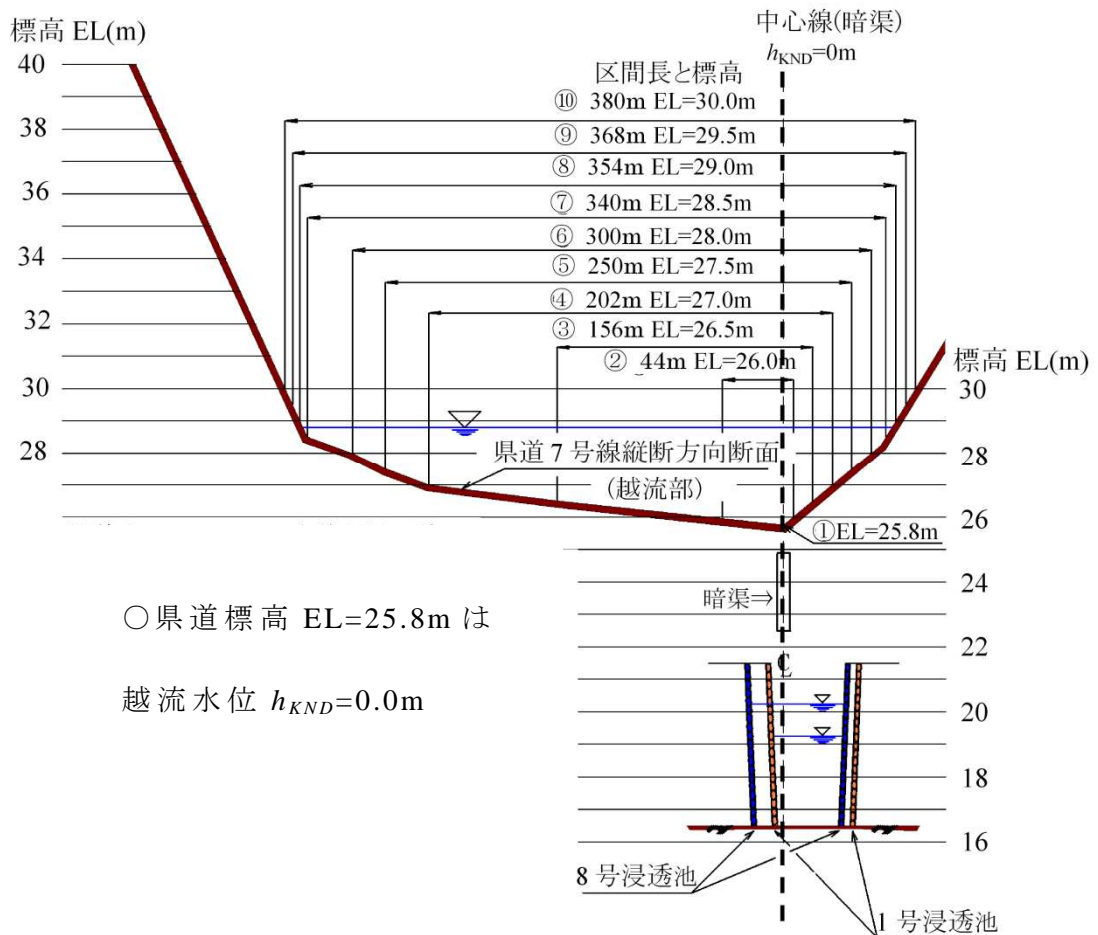


図 4-7: 浸透池・暗渠および県道の縦断面図

浸透池間の流入・流出量の計算は、暗渠の区間と暗渠と県道との区間及び県道を越えた場合の区間で別々に設定した。暗渠の区間の越流断面積は、暗渠の底部高  $H_{ankS}$  (EL=22.63m) と、天端高  $H_{ankt}$  (EL=25.08m) の範囲の水位  $h$  を高さとして、暗渠の幅  $B$  の積として計算した。また、暗渠の天端と県道最低標高の区間の越流断面積は、暗渠の高さ  $H$  と暗渠の幅  $B$  の積として計算した。県道を越えた越流断面積については、暗渠の断面積と表4-4に示す県道の越流断面積を用いて計算した。

表4-4: 県道越流の標高・水位と縦断長及び断面積

区間	標高 EL(m)	水位 $h_{KND}$ (m)	縦断長 L(m)	断面積 ( $m^2$ )
①	EL =25.8	$h_{KND} =0$	0	0
②	$25.8 < EL \leq 26.0$	$0 < h_{KND} \leq 0.2$	44.0	5.0
③	$26.0 < EL \leq 26.5$	$0.2 < h_{KND} \leq 0.7$	156.0	55.0
④	$26.5 < EL \leq 27.0$	$0.7 < h_{KND} \leq 1.2$	202.0	145.0
⑤	$27.0 < EL \leq 27.5$	$1.2 < h_{KND} \leq 1.7$	250.0	258.0
⑥	$27.5 < EL \leq 28.0$	$1.7 < h_{KND} \leq 2.2$	300.0	396.0
⑦	$28.0 < EL \leq 28.5$	$2.2 < h_{KND} \leq 2.7$	340.0	556.0
⑧	$28.5 < EL \leq 29.0$	$2.7 < h_{KND} \leq 3.2$	354.0	730.0
⑨	$29.0 < EL \leq 29.5$	$3.2 < h_{KND} \leq 3.7$	368.0	910.0
⑩	$29.5 < EL \leq 30.0$	$3.7 < h_{KND} \leq 4.2$	380.0	1097.0

1号浸透池の水位 $hh_1$ と8号浸透池の水位 $hh_8$ の水位差 $hh_{sa}$ で流入・流出は起こるので、この水位差を判定して $hh_1 > hh_8$ の場合は $hh_{sa} = hh_1 - hh_8$ とした。ただし、8号浸透池の水位が暗渠の底部高よりも低い関係にある $hh_8 < H_{ankS}$ の場合は、 $hh_{sa} = hh_1 - H_{ankS}$ とした。浸透池の水位差 $hh_{sa}$ における越流量 $Q_{etr}$ は次式で求めた。

$$Q_{etr} = A_{etr} \times c \times \sqrt{2g \times hh_{sa}} \quad (11)$$

ここで、 $A_{etr}$ :越流断面積、 $c$ :流量係数(0.6)、 $g$ :重力加速度である。

### 4.5.3 パイプフローによる排水

浸透池の水位の標高がEL=20.0m(水位 $h=3.5$ m)付近を越えると、1号浸透池からパイプフローにより、フクラシガーから湧出が生じると云われている

(沖縄県農林水産部2008b)(図4-8). フクラシガーから湧出する吐口の高さは、EL=12.0mである. 本研究では、1号浸透池からフクラシガーまでのパイプの区間は、円形断面で表すことにした. パイプの直径を $P_{dd}$ とすると、断面積 $P_{aa}$ は $P_{dd}^2 \pi / 4$ で表すことができる. 1号浸透池の底部からパイプ呑口の底高 $P_{sokoh}$ を基準に、水位が直径 $P_{dd}$ より大きい場合と小さい場合に分けて、パイプからの排水量 $P_{out}$ を求めた.  $h \leq P_{sokoh}$ の場合は $P_{out}=0$ である.

水位が $P_{sokoh} < h < P_{sokoh} + P_{dd}$ の範囲にある場合は、計算を簡素化するため、パイプの断面と、高さ及び面積が等しくなるような矩形断面の幅を決定し、開水路としてmanning式より排水量を求めた. つまり、円形断面の直径を $P_{dd}$ 、矩形断面の高さを $P_{dd}$ 、幅を $P_{bb}$ とすると、 $P_{dd}^2 \pi / 4 = P_{bb} \times P_{dd}$ が成り立つ. これより矩形断面の幅は $P_{bb} = P_{dd} \times \pi / 4$ となる. 水位 $h$ における矩形断面積は $P_{aa} = h \times P_{bb}$ で表すことができる. ここで水位 $h$ における潤辺を $P_{pp}$ とすると $P_{pp} = 2h + P_{bb}$ となるので、径深は $P_{RR} = P_{aa} / P_{pp}$ である.

勾配 $P_{ii}$ については、フクラシガーの吐口(EL=12.0m)から1号浸透池の底部(EL=16.5m)までの高さ4.5mに $P_{sokoh}$ を加えたものと、1号浸透池の呑口からフクラシガーの吐口までの区間距離 $L$ から、 $P_{ii} = (P_{sokoh} + 4.5) / L$ と求められる. これより排水量 $P_{out}$ は、(12)式で表すことができる.

$$P_{out} = P_{aa} \times P_{vv} = P_{aa} \times \frac{1}{P_{nn}} \times P_{RR}^{\frac{2}{3}} \times P_{II}^{\frac{1}{2}} \quad (12)$$

ここで、 $P_{vv}$ :平均流速、 $P_{nn}$ : manning粗度係数である.

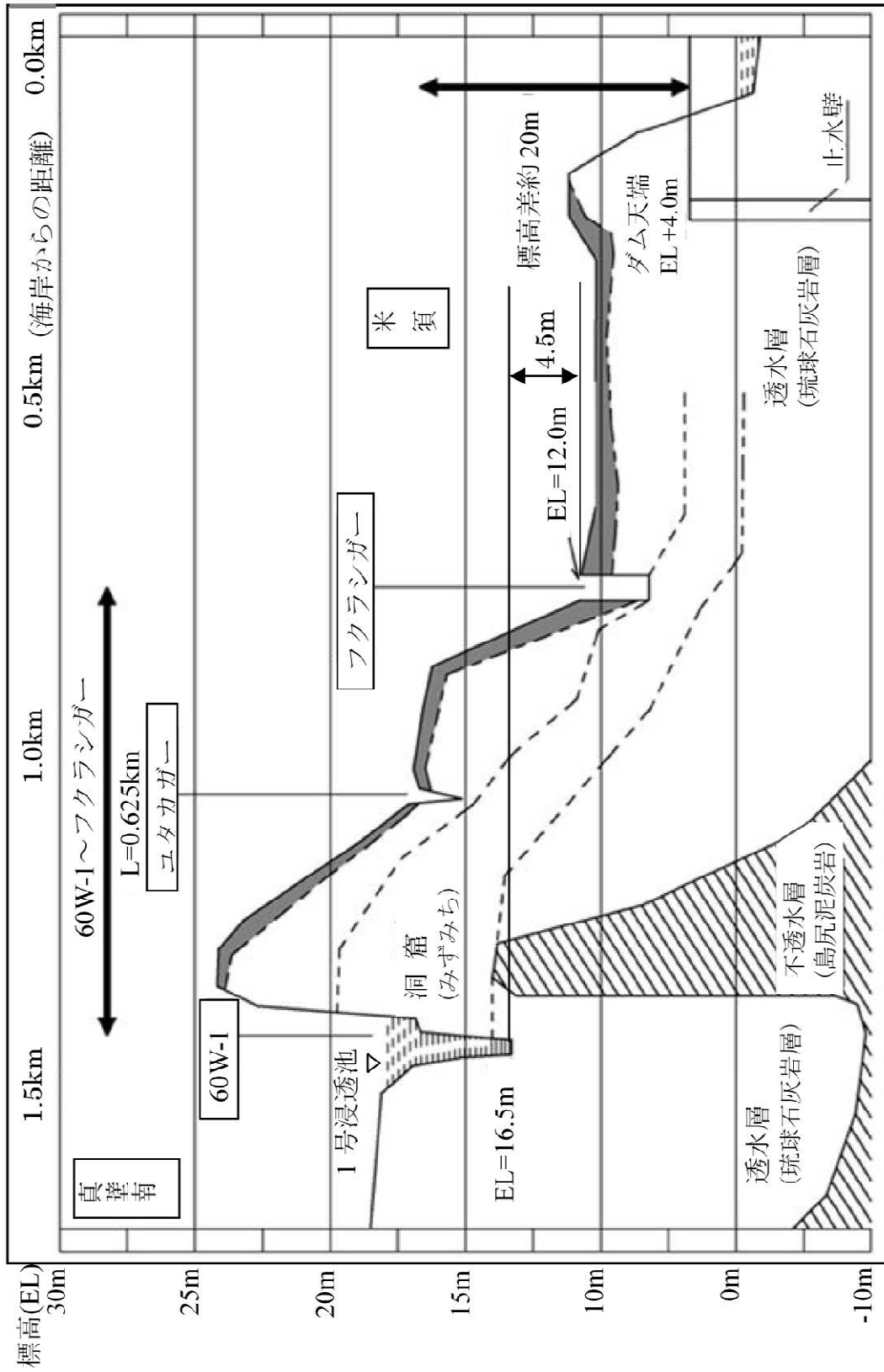


図 4-8: 地下断面模式図

次に水位が  $h > P_{sokoh} + P_{dd}$  の範囲にある場合のパイプフローを求めた。パイプの損失水頭  $h_f$  は(13)式で求められる。摩擦損失係数  $f$  は(14)式に示すとおりである(農林水産省構造改善局, 1998)。ここで,  $h_f$  はパイプの呑口と吐口の水位差と見なすことができるので, フクラシガーの吐口から1号浸透池の底部までの高さ4.5mに, 1号浸透池の水位を加えた  $h_f = h + 4.5\text{m}$  と表すことができる。

$$h_f = h + 4.5 = f \cdot \frac{L}{P_{dd}} \cdot \frac{P_{vv}^2}{2g} \quad (13)$$

$$f = \frac{124.5 \cdot P_{nn}^2}{(P_{dd})^{1/3}} \quad (14)$$

(14)式を(13)式に代入して流速  $P_{vv}$  について整理すると,  $p_{out}$  は(15)式で与えられる。

$$P_{out} = P_{aa} \times P_{vv} = P_{aa} \times \left( \frac{2g(h + 4.5)}{\frac{124.5 \cdot P_{nn}^2 \times L}{P_{dd}^{4/3}}} \right)^{1/2} \quad (15)$$

#### 4.5.4 浸透排水量の算定

一般的にドリーネからの排水量はトリチェリーの定理で表される。1号浸透池からのパイプフローによるフクラシガーへの排水量を  $P_{out}$  とすると, 時刻  $t$  における浸透排水量  $SQ$  は(16)式で示される。

$$SQ(t) = c \cdot a \cdot V = c \cdot a \cdot \sqrt{2gh(t)} + P_{out} \quad (16)$$

ここで、 $SQ$ :浸透排水量、 $c$ :流量係数、 $V$ :排水速度、 $a$ :浸透孔面積、 $h$ :水位である。ただし、 $h \leq P_{sokoh}$  の時は  $P_{out}=0$  である。

## 4.6 結果及び考察

### 4.6.1 降雨流出量

2007年8月降雨のデータを用いて降雨流出量を求めた。この時の累加雨量450mmに対する累加損失雨量を100~300mmの範囲で、50mm刻みで5つのケースを設定した。ケース別のピーク流出量と累加流出量を表4-5に示す。

累加損失雨量が小さい場合は、有効雨量が大きくなるので、降雨流出量は大きくなる。一方、累加損失雨量が大きい場合は、降雨流出量は小さくなる。ここで検討した5つのケースのなかで浸透排水の収支計算と近似したのは、ケース3の累加損失雨量200mmの場合であった。図4-9にケース3の降雨と降雨流出量を示す。この場合の収支計算によると、ピーク時における1号浸透池への降雨流出量は、8月11日19時に $28.4\text{m}^3/\text{sec}$ 、累加流出量は $445,029\text{m}^3$ 、8号浸透池の場合は、それぞれ $6.2\text{m}^3/\text{sec}$ 、 $113,706\text{m}^3$ であった。



表 4-5: ケース別ピーク流出量及び累加流出量

ケース名 2007年 8月降 雨	累加 損失 雨量 (mm)	ピーク流出量 (m <sup>3</sup> /sec)		累加流出量 (m <sup>3</sup> )	
		1号浸透 池流域	8号浸透 池流域	1号浸透 池流域	8号浸透 池流域
ケース 1	100	42.4	9.6	600,782	153,639
ケース 2	150	35.2	7.9	522,346	133,641
ケース 3	200	28.4	6.2	445,029	113,706
ケース 4	250	21.4	4.7	366,568	94,162
ケース 5	300	15.7	3.2	289,770	73,740

注) 上段:1号浸透池流域 下段:8号浸透池流域 累加雨量:R=450mm

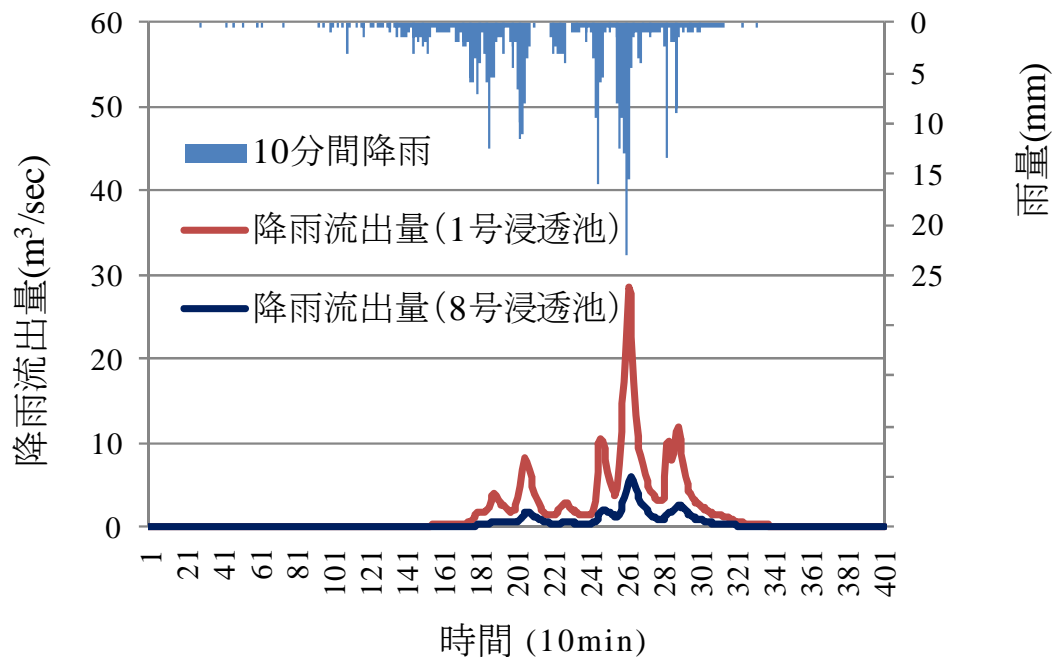


図 4-9: 2007年8月降雨と降雨流出量

## 4.6.2 浸透排水のモデルの決定

図4-9に示すケース3の降雨流出量を用いて浸透排水のモデルを検証した。シミュレーションにより計算される水位が、1号浸透池の地下水観測井及び8号浸透池の地下水観測井の実測水位に近似するように、両浸透池の水位に対する浸透孔面積及び1号浸透池からのパイプフローによる排水量の諸係数を、試行錯誤的に探索した。

浸透孔断面積については、各ケースの降雨流出量に対する水位との関係をシミュレーションにより試算した(表4-6・表4-7)。

表 4-6: 1号浸透池の水位と浸透孔面積

水位(m) $h$	水位—浸透孔面積の式 $A = A_1 \cdot h + A_2$
$0 \leq h \leq 1.50$	$1.33 \times 10^{-3} h + 2.00 \times 10^{-3}$
$1.50 < h \leq 2.00$	$5.20 \times 10^{-2} h - 7.40 \times 10^{-2}$
$2.00 < h \leq 3.00$	$3.00 \times 10^{-2}$
$3.00 < h \leq 4.00$	$3.00 \times 10^{-2}$
$4.00 < h \leq 5.00$	$1.00 \times 10^{-2} h - 1.00 \times 10^{-2}$
$5.00 < h \leq 6.00$	$1.00 \times 10^{-2} h - 1.00 \times 10^{-2}$
$6.00 < h \leq 7.00$	$5.00 \times 10^{-2} h - 2.50 \times 10^{-1}$
$7.00 < h \leq 8.00$	$1.00 \times 10^{-1}$
$8.00 < h \leq 9.00$	$5.00 \times 10^{-2} h - 3.00 \times 10^{-1}$
$9.00 < h \leq 10.00$	$5.00 \times 10^{-2} h - 3.00 \times 10^{-1}$
$10.00 < h \leq 11.00$	$2.00 \times 10^{-1}$
$11.0 < h$	$2.00 \times 10^{-1}$

表 4-7: 8 号浸透池の水位と浸透孔面積

水位(m) $h$	水位—浸透孔面積の式 $A = A_1 \cdot h + A_2$
$0 \leq h \leq 2.50$	$1.40 \times 10^{-3}$
$2.50 < h \leq 3.00$	$1.32 \times 10^{-2} h - 3.16 \times 10^{-2}$
$3.00 < h \leq 4.00$	$2.00 \times 10^{-3} h - 2.00 \times 10^{-3}$
$4.00 < h \leq 5.00$	$2.00 \times 10^{-3} h - 2.00 \times 10^{-3}$
$5.00 < h \leq 6.00$	$2.00 \times 10^{-3} h - 2.00 \times 10^{-3}$
$6.00 < h \leq 7.00$	$1.00 \times 10^{-3} h - 8.00 \times 10^{-3}$
$7.00 < h \leq 8.00$	$1.50 \times 10^{-2}$
$8.00 < h \leq 9.00$	$1.50 \times 10^{-2}$
$9.00 < h \leq 10.00$	$1.50 \times 10^{-2}$
$10.0 < h \leq 11.00$	$1.50 \times 10^{-2}$
$11.0 < h$	$1.50 \times 10^{-2}$

これと併せて、パイプ径については、直径  $R=70\text{cm}$  程度の空洞が確認されているので、 $R=0.4 \sim 1.2\text{m}$  の範囲で設定し、また、粗度係数  $n$  については、 $n=0.04 \sim 1.0$  の範囲で設定した。底部高については、 $EL=16.50 \sim 23.50\text{m}$  の範囲で設定した(図4-10)。パイプの底部高については、 $EL=18.50\text{m}$  の時にシミュレーションと実測の水位が一致したので、この高さが妥当と考えた。

浸透排水のモデルの決定にあたり、表4-5に示すケース3の降雨流出量(図4-9)を用いて、表4-6と4-7に示す水位  $h$  と浸透孔断面積の関係を与えたところ、パイプの底部高を  $EL=18.50\text{m}$ 、直径を  $R=80\text{cm}$ 、粗度係数を

n=0.1として与えた場合に、計算水位と実測の水位が最も一致した(図4-11, 4-12). ケース3の1号浸透池と8号浸透池の実測値と計算値の水位を比較してみると(図4-13), 降雨開始の頃は両浸透池の水位は、ほぼ同時に急勾配で立ち上がり、水位変化のグラフが重なる. そして両浸透池のピーク水位とピーク水位に達した時間(ピーク時間)は、それぞれほぼ一致している. 図4-13で示すとおり、1号浸透池の実測水位は水位計のトラブルにより、EL=25.0mで計測が打ち切りされているが、ここでの計算値は、EL=25.0m以上の水位変化をほぼ再現したものと考える.

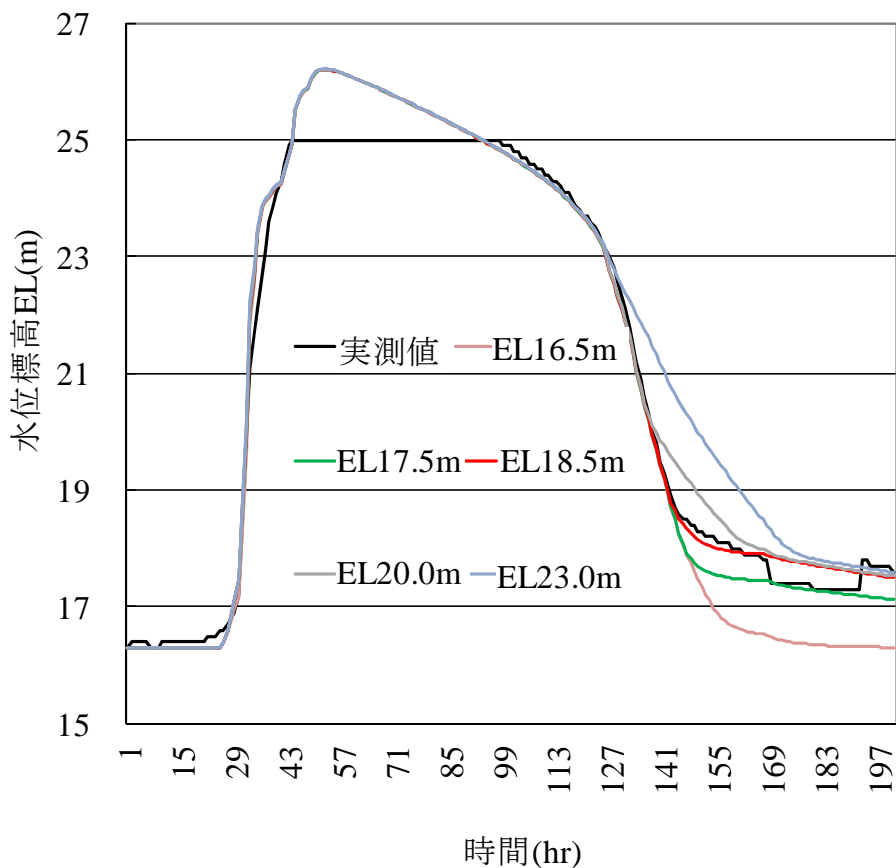


図 4-10: パイプ底部高別の標高

図4-13では水位がピークに達し、暗渠の底部 (EL=22.63m) より水位が低くなった時点から、1号浸透池と8号浸透池では、水位の低下速度が大きく異なることが示されている。具体的には、1号浸透池の水位が8号浸透池の水位よりも早く低下している。この違いは、浸透能やパイプフローによる水位低下機能のみが働く水位 (浸透池間の流入・流出が起こらない暗渠の底部より低い水位) において、1号浸透池はパイプフローによる排水効果を発揮することに加えて、8号浸透池より浸透能が大きいことが考えられる。

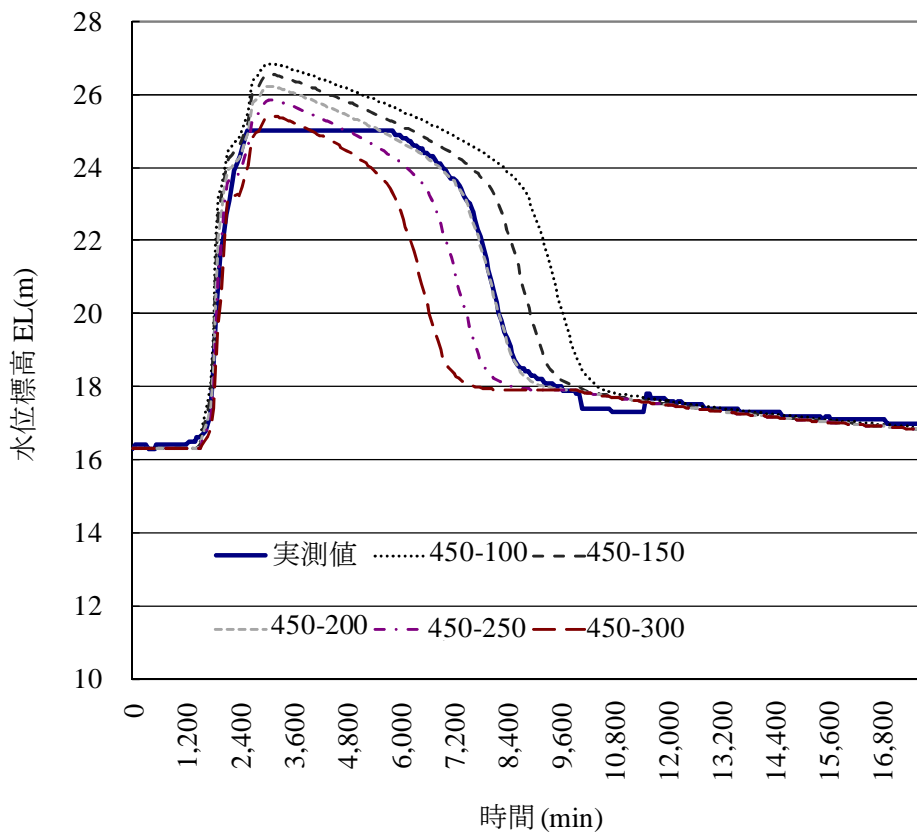


図 4-11: 1号浸透池の累加損失雨量別水位標高

一方，8号浸透池は浸透孔のみで排水されるので，1号浸透池より水位低下が遅れて現れている．1号浸透池と8号浸透池における浸透能の違いは，ピーク後の水位低下の勾配が，1号浸透池の方がより急であることから示唆される(図4-11, 4-12)．

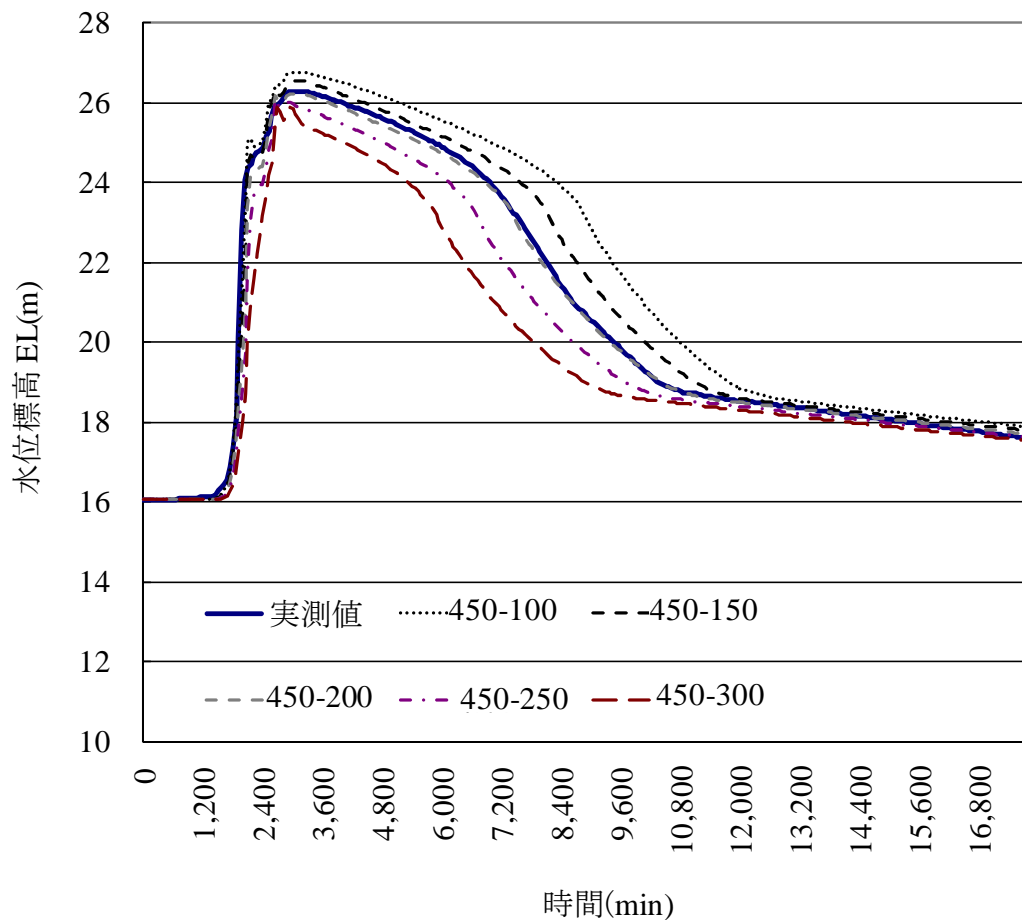


図 4-12: 8号浸透池の累加損失雨量別水位標高

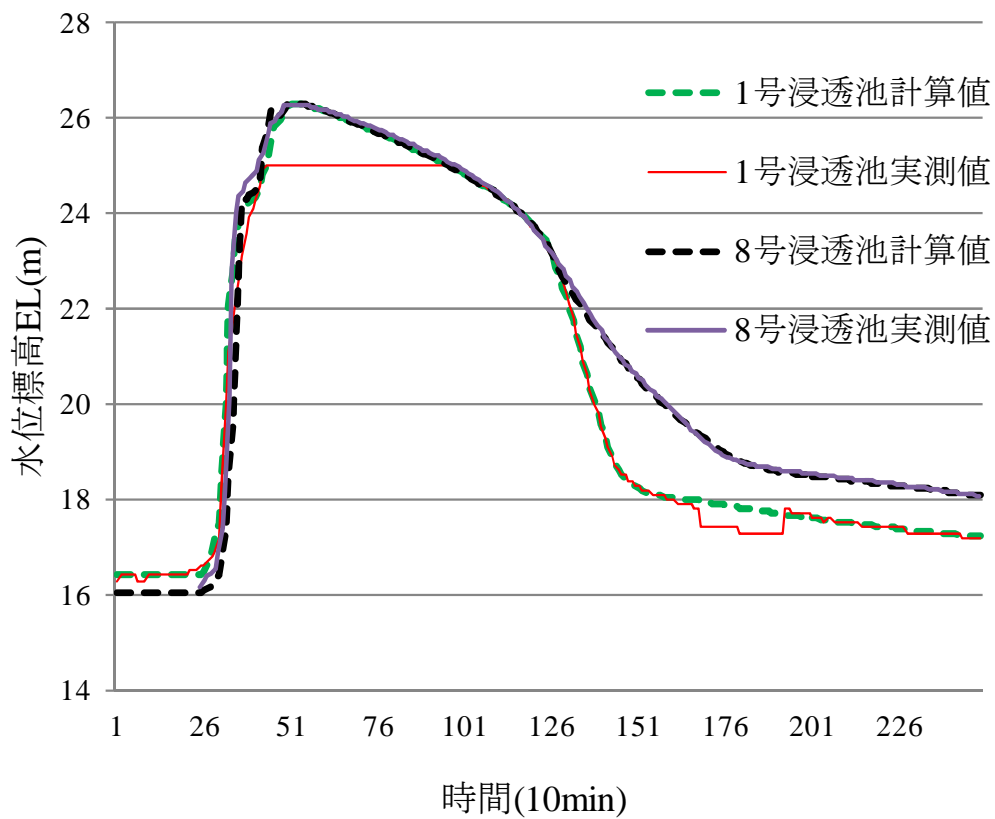


図 4-13: ケース3の実測値と計算値の水位標高

浸透池への流入量，浸透孔及びパイプフローによる排水量及び浸透池間の暗渠や県道からの越流量を図4-14，4-15に示す．県道では，県道の最低標高が25.80mであるため，水位がこれ以上になると冠水が始まると考えられるが，図4-13に示されるとおり，ピーク水位が約EL=26.30mとなっている．つまり，図4-7によると最大で道路長約110mの区間で冠水が生じたことになる．

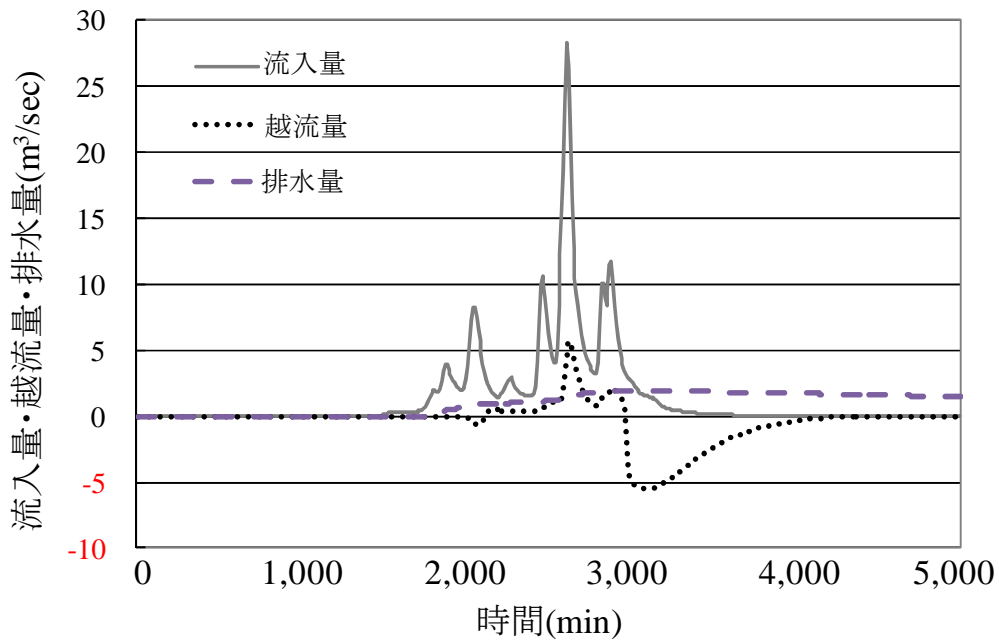


図 4-14: ケース3の流入量・越流量・排水量(1号浸透池)

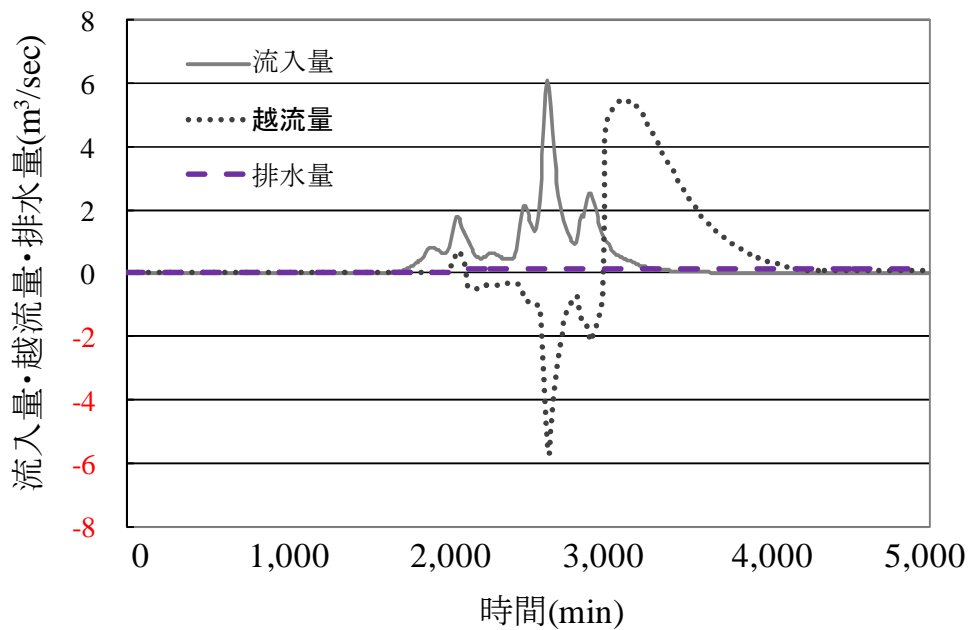


図 4-15: ケース3の流入量・越流量・排水量(8号浸透池)



### 4.6.3 浸透排水の解析

2007年8月降雨の浸透排水の解析で用いた諸係数を用いて、同年9月降雨(沖縄県農業研究センター)について浸透池の湛水、排水状況を検証してみた。9月は二つの降雨があった(図4-16)。

まず、一つ目の降雨は9日5時から降り始め18時までに209mm、10日23時までに310mmの降雨があった。二つ目の降雨は、14日13時から降り始め140mmの降雨があり、併せると450mmの降雨があった。これらの降雨を用いて、様々な条件で降雨流出量を求めた。図4-17は、1号浸透池における異なる条件で行ったシミュレーションの水位と実測水位の変化を比較している。

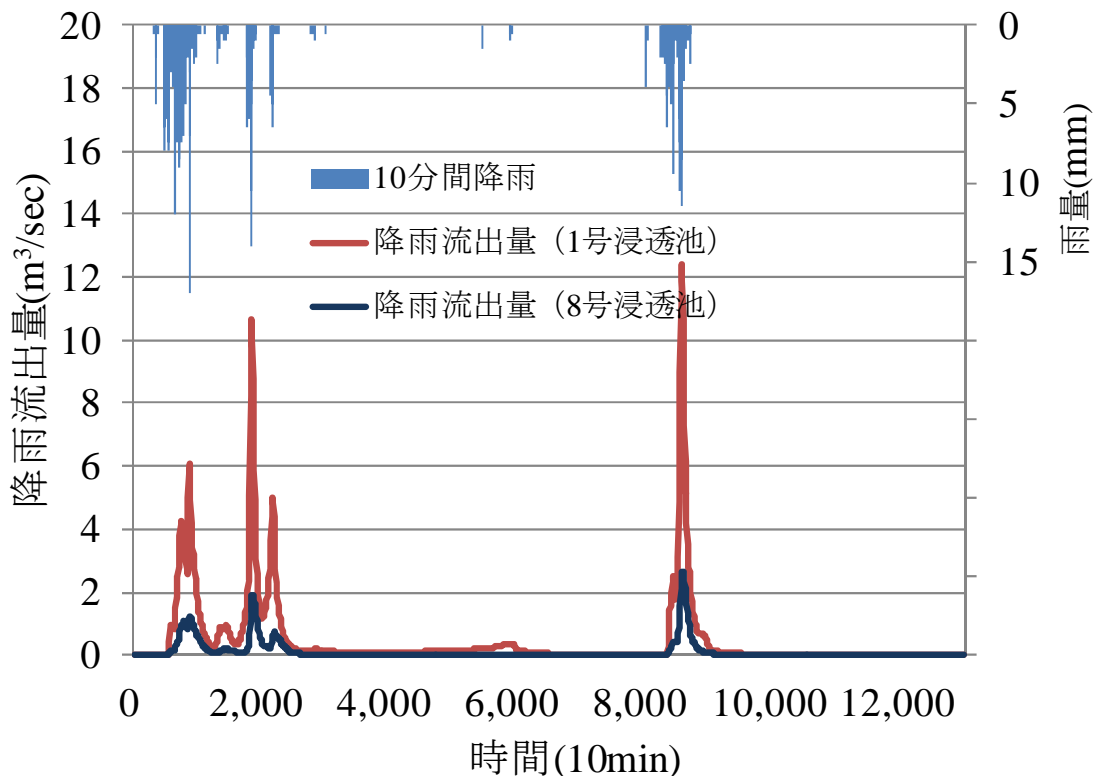


図 4-16: 2007年9月降雨と降雨流出量

ケース1は上記2つの降雨の累加雨量450mmに対して、9日降雨のシミュレーションによるピーク水位が、実測のピーク水位に近似するように累加損失雨量200mmを設定した場合の水位変化である。ピークを過ぎた頃から実測水位より高めに水位の変化が見られる。このシミュレーションでは14日降雨の水位が実測水位を大きく上回り、水位の低下も実測値より大きく遅れて現れている。この場合のピーク流入量は $18.635 \text{ m}^3/\text{sec}$ 、累加流入量は $493,502\text{m}^3$ である。

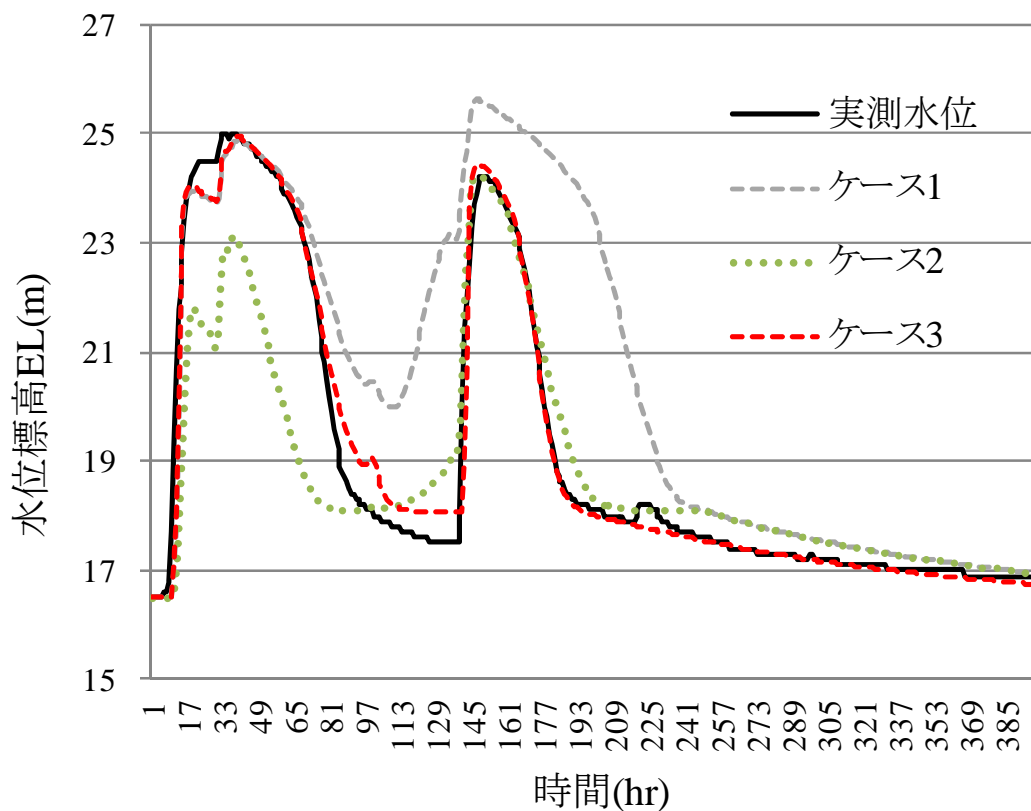


図 4-17: 1号浸透池のケース別水位と実測水位

ケース2ではケース1同様に、2つの降雨の累加雨量450mmに対して、シミュレーションによるピーク水位が14日降雨の実測ピーク水位に近似するように、累加損失雨量350mmを用いた場合の水位変化で、累加流入量は $190,337\text{m}^3$ である。14日以前の水位変化は、実測水位より低めに現れている。この場合シミュレーションによる9日降雨による水位は、実測水位を下回っている。この2つのケースは降雨が連続していない複数降雨の場合は、シミュレーションにおいて降雨を1つ連続的な降雨として扱うことができず、降雨毎に累加雨量－累加損失雨量を設定する必要性を示唆している。

そこで、ケース3では9日降雨と14日降雨を2つの別の降雨として各降雨の累加雨量より、シミュレーションによる各降雨のピーク水位が、実測のピーク水位に近似するように累加損失雨量を求めた。9日降雨では、累加雨量(310mm)－損失雨量(180mm)を与えた時に、シミュレーションによる水位が実測水位と近似した。この時の累加流入量は $249,716\text{m}^3$ であった。14日降雨については、累加雨量(140mm)－累加損失雨量(70mm)を与えた場合、実測値と近似した。この時、累加流入量は $112,246\text{m}^3$ であった(図4-17)。1号浸透池について、これらの流入量・越流量・排水量を図4-18に示す。なお、ケース1とケース2については、実測値に近似しないため流入量・越流量・排水量の関係は、ここでは示さない。2つの降雨を合わせて累加雨量とした場合(ケース1とケース2)に、実測水位と近似しないのは、14日の降雨前の地下水位が高く、浸透池内に残留水があり、累加損失雨量が小さいことが考えられる。また、流域の降雨流出水は、一般的な河川による排水で

はなく、浸透排水により排出されるので、それ以外の残留水は、地下水盆に賦存されながら、徐々に排水されるものと考えられる。このように、浸透排水は地下水の影響を大きく受けるため、累加雨量と累加損失雨量の関係が、降雨毎に変わるものと考えられる。したがって、一降雨毎に累加損失雨量を与える必要があると考える。

図4-16、4-18に示されるように、浸透池への降雨流入量が降雨と連動して流量が大きく変動しているのに対して、図4-17に示されるように、浸透池の水位は比較的ゆるやかな変動を示している。今回のシミュレーションでは、このような応答について、パイプフローを伴う浸透排水、暗渠で連結された浸透池間の越流をモデルに組み込むことで、ほぼ正確に再現することが出来たと考える。

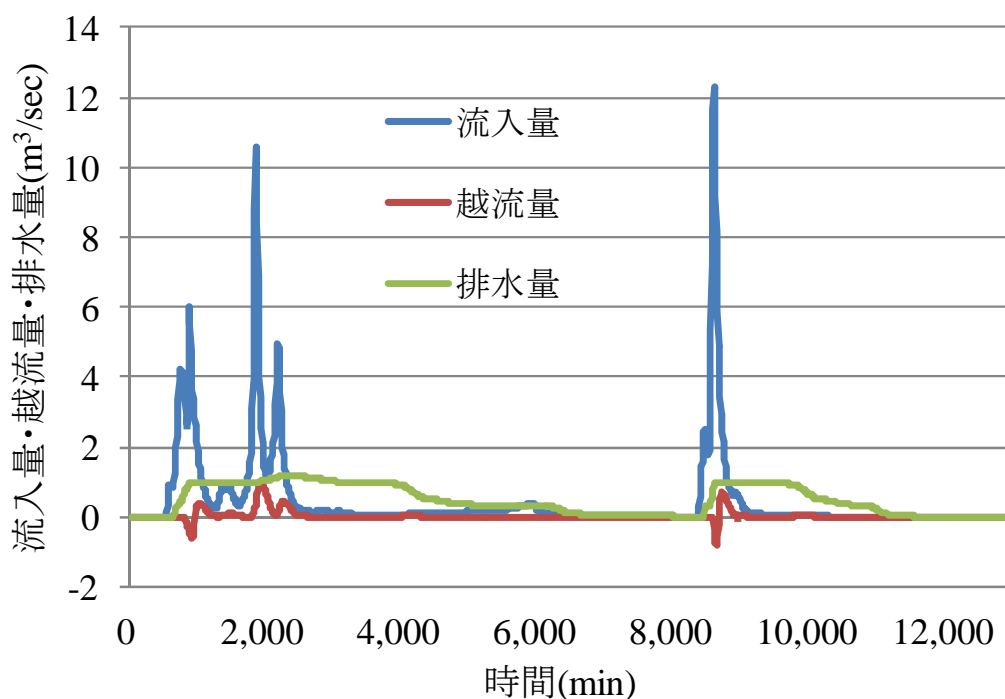


図 4-18: ケース 3 の流入量・越流量・排水量(1号浸透池)

#### 4.6.4 小括

糸満市真壁地区では、豪雨の度に湛水が生じ、施設園芸やサトウキビ等の農作物が多大な被害を受けている。そのため、湛水被害解消に向けた取組として、排水トンネルの導入や、流域内に縦坑を設置して、これより地下水盆に浸透させて貯留する方法や、浸透池の規模拡大等の案が検討されている。これらの対策の効果を評価・比較するためには、この地域における降雨流出と浸透排水の仕組みを明らかにする必要がある。今回の研究では流域をブロック化し、表面流出モデルを用いて降雨流出を求めた。浸透排水については、県道と隣接した2つの浸透池における異なる浸透能、暗渠による浸透池間の越流、パイプフローによる排水等のメカニズムを解析モデルに組み込むことで、シミュレーションにより浸透排水を再現することができた。しかしながら、本研究では真壁地下水盆の浸透池底部以下の地下水位による影響が考慮されていないため、今後はこのメカニズムを組み込むためのデータ整備が必要と考える。

このように必要なデータが揃えば、モデルの拡張・改良を行うことで、より精度の高いシミュレーションが可能になるであろう。本研究で構築したシミュレーションモデルは、今後、このような改良を通して、湛水被害の対策工法として検討されている浸透池の規模拡大等の浸透排水の効果の客観的な評価に繋がるため、湛水被害の解消に向けた基礎研究として有効なものと考えられる。

### 第5章 結論

琉球石灰岩域では、河川が未発達な地域が多く、流域の多くは、すり鉢状の地形をなしているため、降雨はその底部付近に存在するドリーネの浸透孔から、地下に排水される事例が多い。このような地域では、台風等の豪雨の度に、ドリーネの浸透能力の機能低下が原因で、周辺農地は深刻な湛水被害に見舞われ、農業経営上、大きな問題を引き起こしている。

本研究は、このような地域における降雨流出と、ドリーネによる浸透排水の関係を解明することを目的に行ったものである。解析手法としては、降雨流出と浸透排水を一連の現象として有機的に捉えることにした。まず降雨流出量を浸透池であるドリーネへの流入量とし、この流入量とドリーネからの浸透量との差を浸透池の残留量とした。これから流入量－浸透量－残留量の収支関係について、解析モデルを構築してシミュレーションにより再現し、そのメカニズムを明らかにした。

これまでの研究では、浸透孔はドリーネの底部に設定して、浸透排水のシミュレーションを行っていたが、このような手法では、この地域にみられる横浸透孔や鍾乳洞のトンネル「パイプフロー」の役割を十分に捉えることができない。本研究では、これらの複雑な役割を考慮するために、浸透池の水位に応じて浸透孔を設定し、水位と浸透孔面積の関係を数式化して解析モデルに組み込んだ。各章を纏めると、以下の通りである。

## 第5章 結 論

---

第 1 章では、研究の背景、既往の研究、研究の目的と方法について述べ、本研究の構想と位置づけを行った。

琉球石灰岩域で、台風等の豪雨の度に、ドリーネの浸透能力の機能低下が原因で、周辺農地は深刻な湛水被害に見舞われ、農業経営上、大きな問題を引き起こしている点について指摘し、本研究の意義と課題の設定を行った。

既往の研究については、琉球石灰岩域の降雨流出とドリーネによる浸透排水の解析の手法の変遷、本研究との関係、そして既往研究を踏まえ、本研究が進展していく過程を示した。

本研究は、琉球石灰岩地域における降雨流出と、ドリーネによる浸透排水の関係を解明することを目的に行った。調査事例として、糸満市の山城地区と真壁地区を取り上げた。

研究方法については、ドリーネからの浸透排水を解明するために降雨流出と浸透排水の解析モデルを構築して、実測値に近似するようシミュレーションを行い、湛水状況を再現する手法を示した。

第 2 章では、真壁南地区のほ場整備前の自然の状態でのドリーネの浸透排水の解析を行った。流域をモデル化して特性曲線法により降雨流出量を求めた。降雨流出と浸透排水の解析のモデルの諸係数を実測値に近似するように求めた。

降雨流出の解析では、さとうきび畑を主体とする斜面の等価粗度を  $N=0.7$  とした場合に実測値と良く一致した。この値は本州の転換畑を特性

## 第5章 結 論

---

曲線法で解いた事例と一致しており、妥当な値と考えられた。一方、ドリーネの浸透排水については、トリチェリーの定理を用い、水位－湛水面積曲線、水位－湛水量曲線については、近似式を用いて解析のモデルに組み込み、シミュレーションにより湛水状況を再現した。真壁南地区のパイプフローについては、これらの諸元を新たにモデルに組み込むことで、より実測値の水位変動とほぼ一致することができた。

第3章では、アシチャガーのドリーネの底部の浸透孔だけではなく、ドリーネの側面に存在する横浸透孔からも浸透排水が起こっていることが分かった。これを浸透排水のモデルに組み込み、旧況の浸透排水の検証と沈砂池・トンネル導入後の排水効果を検証した。まず、降雨流出解析については、排水路の流れは不定流として算定し、横流入量は特性曲線法を用いた表面流モデルにより求めた。浸透排水については、排水量を浸透孔の大きさと水位の関係式で表したトリチェリーの定理を用いた。アシチャガー周辺を調査したところ、横浸透孔が確認できたので、本研究では、この横浸透孔を浸透排水のモデルに組み込むことで、実測水位の変動と近似するシミュレーション結果が得られた。また、アシチャガー周辺の湛水被害を解消するため、国営かんがい排水事業でトンネル工法による排水対策が取られている。今回の研究では、新しい試みとして、シミュレーションによりドリーネにトンネルを導入した場合の効果を検証した。1999年の降雨データを用いた結果、トンネル導入により最大湛水面積が65%程度減少し、総排出量の82%がトンネル排水によることが明らかになった。



## 第5章 結 論

---

第4章では、真壁南地区の、ほ場整備後の浸透排水の効果を検証した。真壁南地区では、豪雨の度に湛水が生じ、施設園芸やサトウキビ等の農作物は、多大な被害を被っている。そのため、湛水被害解消に向けた取組が課題となっている。この解決策として、排水トンネルの導入や、流域内に縦坑を設置して、これより地下水盆に浸透させて貯留する方法や、浸透池の規模拡大等の案が検討されている。これらの対策の効果を評価・比較するためには、この地域における降雨流出と浸透排水の仕組みを明らかにする必要がある。今回の研究では流域をブロック化し、表面流出モデルを用いて降雨流出を求めた。浸透排水については、県道と隣接した2つの浸透池における異なる浸透能、暗渠による浸透池間の越流、パイプフローによる排水等のメカニズムを解析モデルに組み込んで、シミュレーションを行い、浸透排水を再現することができた。

残された研究課題として、次の事が考えられる。

- ①地下水位の変動は、降雨流出と浸透排水に影響していると考えられるので、地下水の変動を組み込んだ総合的な解析モデルの構築が必要である。
- ②本研究の解析モデルを応用して、他の琉球石灰岩域との比較研究が必要である。

## 引用文献

- [1] 沖縄県南部農林土木事務所(1991):平成3年度県営圃場整備事業  
真壁南地区(排水解析編)報告書,沖縄県南部農林土木事務所.
- [2] 沖縄県南部農林土木事務所(1996):真壁・米須地区排水対策等検  
討業務,沖縄県南部農林土木事務所,pp.75-83.
- [3] 沖縄県南部農林土木事務所(2000):真壁・米須地区調査設計業務  
pp.3-6.
- [4] 沖縄県農林水産部村づくり計画課・農地水利課(2008a):糸満市南  
部地域湛水被害対策検討資料Ⅱ「糸満市宇江城及び真壁地域の  
湛水状況について」
- [5] 沖縄県農林水産部村づくり計画課・農地水利課(2008b):糸満市南  
部地域湛水被害対策検討資料Ⅱ「地下断面模式図(真壁一大度方  
面)」
- [6] 沖縄総合事務局沖縄本島南部農業水利事業所(2000):沖縄本島  
南部農業水利事業真壁地下水盆取水位置検討業務(p.29,p.43)
- [7] 沖縄総合事務局農林水産部(1992):土地改良事業計画指針 畑地  
整備(改訂I版),沖縄総合事務局農林水産部,p.88.
- [8] 沖縄農林水産統計情報協会(2005):2005.3アグリおきなわ,沖縄農林  
水産統計情報協会,p.22.
- [9] 来間玄次・稲嶺盛晃(1993):県営真壁南地区における湛水状況シミ  
ュレーション,第74回農業土木学会九州支部講演会集,pp.51-54.

- [10] 丹治肇・柚山義人・大西亮一・来間玄次(1986):排水路末端の滞留池の規模決定,第67回農業土木学会九州支部講演会集,pp.43-46.
- [11] 堤大三・Roy C. SIDLE・藤田正治・小杉賢一朗(2004):斜面土層内のパイプによる選択流のモデル化,京都大学防災研究所年報 第47号B
- [12] 農業農村工学会(2010a):改訂七版 農業農村工学ハンドブック 本編, p.201.
- [13] 農業農村工学会(2010b):改訂七版 農業農村工学ハンドブック 基礎編,農業農村工学会, p.186.
- [14] 農業農村工学会(2010c):改訂七版 農業農村工学ハンドブック 本編,農業農村工学会,pp.206-207.
- [15] 農業農村工学会(2010d):改訂七版 農業農村工学ハンドブック 本編, 農業農村工学会, p.202.
- [16] 農林水産省構造改善局(1996):土地改良事業計画設計基準 設計「水路トンネル」,農林水産省構造改善局,pp.202-225.
- [17] 農林水産省構造改善局 (1998):土地改良事業計画設計基準 設計「パイプライン」,農林水産省構造改善局, p.172, p.191.
- [18] 農林水産省構造改善局 (2001):土地改良事業計画設計基準 設計「水路工」,農林水産省構造改善局, p.156.

## 謝 辞

本論文は、琉球大学農学部教授仲間勇栄先生の御指導のもとに、著者が鹿児島大学大学院農学研究科に在学中の成果をまとめたものであります。研究を遂行し論文をまとめるに当たり、多くの方々から御指導と御支援を頂きました。ここに記して感謝の意を表します。

仲間先生には、本論文における主査および主指導教員として、研究に対する姿勢について常々「汝の足下を深く掘れ、そこに泉あり」の言葉をかけて頂き、これが励みになり研究を続けることができました。物心両面からの御指導、御鞭撻を賜り、誠にありがとうございました。

琉球大学農学部教授井上章二先生、鹿児島大学農学部教授曾根晃一先生には、本論文における副査および副指導教員として審査会、その後の論文を纏めるに当たり御助言、御指導を頂き、感謝の意を表します。

佐賀大学農学部教授稲岡司先生には、本論文における副査として御助言を頂き、誠にありがとうございました。

前鹿児島大学農学部教授下川悦郎先生には、副指導教員として研究を始めた頃からの的確な御助言を頂き、誠にありがとうございました。

琉球大学農学部准教授木島真志先生には、本論文の副査として、また、日頃から本論文を纏めるに当たり、的確な御助言、御指導を頂き、感謝の意を表します。

恩師の琉球大学農学部名誉教授幸喜善福先生には、本連合大学院の社会人入学の機会を導いて頂き、琉球大学農学部教授砂川勝徳先生

には、研究に対する御指導を賜りました。心より感謝申し上げます。

本研究で用いた貴重な実測の地下水位データ・降雨データは、内閣府沖縄総合事務局土地改良総合事務所、沖縄本島南部土地改良区より御提供頂いたものであり、厚くお礼申し上げます。また、降雨データは、沖縄气象台及び沖縄県農業研究センターより御提供頂いたものであり、厚くお礼申し上げます。降雨流出の解析に用いた不定流解析、特性曲線法は農村工学研究所で開発されたプログラムを用いました。本研究を行うにあたり沖縄県農林水産部村づくり計画課、同農地水利課、沖縄県南部農林土木事務所、沖縄県土地改良事業団体連合会の関係機関の皆様には御指導、貴重な資料を御提供頂きました。厚く御礼申し上げます。

沖縄県土地改良事業団体連合会の稲嶺盛晃氏には、研究初期のドリーネによる浸透排水の調査研究で、株式会社大成建設コンサルタントの川上博司氏には、浸透排水のプログラム開発で、株式会社琉球サーベイの大濱正之氏には、図面作成で多大な御協力を頂きました。ここに感謝の意を表します。また、株式会社新生建設コンサルタントの与那覇博一氏、株式会社碧コンサルタンツの藤田智康氏、元同僚の友利盛義氏には多大な御協力を頂きました。ここに記して御礼申し上げます。

この研究を支えて頂いた琉球大学農学部森林政策研究室の大学生、大学院生の皆さん、同院卒業生の兼城克夫氏に感謝申し上げます。

最後に、私を支えてくれた友人、母、妻輝美、長男玄基、長女葵、妹弟に感謝を捧げます。