さんご石灰岩地帯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

-糸満市山城地区 アシチャガーの事例-

来間玄次¹・仲間勇栄²・井上章二³・木島真志⁴・陳碧霞⁵

Analysis of Infiltration Drainage and Evaluation of Tunnel Effects for a Doline in a Coral Limestone Region

- A Case study of Ashichaga District of Itoman City, Okinawa Prefecture -

Genji Kurima¹, Yuei Nakama², Shoji Inoue³, Masashi Konoshima⁴ and Bixia Chen⁵

Abstract: In coral limestone regions, river systems are often primitive and water is drained through underground infiltration from a doline in watershed areas. In these areas, if the infiltration capability is lowered, for example, by trash and dirt piled up at the mouth of a doline, heavy rain often triggers flood damages. In order to mitigate flood damages in a district of Itoman City, Okinawa Prefecture, a tunnel drainage was constructed. In this study, we conduct simulation analysis to examine the effect of the tunnel drainage on the degree and extent of flood damages. Our simulation model utilizes overland flow model and analysis of unsteady flow to assess rainfall outflow into the doline and applies Torricelli's theorem to model drainage capacity by explicitly considering both seepage holes and hydraulic pressure. Our simulation model can quantify the effect of tunnel drainage on flood damages and is deemed useful for a doline improvement plan intended to mitigate the damage from submergence in the areas where the infiltration capability has deteriorated.

Keywords: Doline; Infiltration; Simulation; Tunnel drainage; Torricelli's theorem; Rainwater

1 はじめに

さんご石灰岩地帯では、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、トンネルの効果を考慮した研究はない。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）による浸透排水の能力と、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する。

2 地区概要

山城地区は、沖縄本島南部の糸満市宇山城に位置し（図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2）へ流入し、ドリーネを通じて地下浸透により下

¹鹿児島大学大学院連合農学研究科博士課程, Ph.D Student, The United Graduate School of Agricultural Sciences, Kagoshima University, 1-21-24 Korimoto, Kagoshima 890-0065, Japan

²琉球大学農学部教授, Professor, Faculty of Agriculture, University of the Ryukyus, 1 Senbaru, Nishihara-Cho, Okinawa 903-0213, Japan (Corresponding Author) E-mail: ynakama@agr.u-ryukyu.ac.jp

³琉球大学農学部教授, Professor, Faculty of Agriculture, University of the Ryukyus, 1 Senbaru, Nishihara-Cho, Okinawa 903-0213, Japan

⁴琉球大学農学部准教授, Associate Professor, Faculty of Agriculture, University of the Ryukyus, 1 Senbaru, Nishihara-Cho, Okinawa 903-0213, Japan

⁵国連大学高等研究所 ポストドクトラルフェロー, Post Doctoral Fellow, United Nations University-Institute of Advanced Studies Operating Unit Ishikawa/Kanazawa, Shiinoki Cultural Complex, Ishikawa Prefecture 3F 2-1-1 Hirotsuka, Kanazawa, Ishikawa 920-0962, Japan

図 1: 山城地区位置図

図 2: 山城地区と断層

図 3: 山城沈砂池平面図及び概略縦断面図

流の米須海岸へ流出している。

図2に示す2005年に新設された山城排水路（全延長1000.5m）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。また、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 $h=0.0\text{m}$ とする。

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1）。これまでのドリーネの研究では、この横浸透孔を浸透排水の解析に組み込んだ事例はない。

写真 1: アシチャガーの横浸透孔

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, 2010a）。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。解析のモデルを図4に示す。

ドリーネのある凹地状のアシチャガー一帯への降雨による流入水は、ドリーネの浸透孔から地下浸透して、排水されている。降雨によるドリーネへの流入量が浸透孔の排水能力より大きいと、アシチャガーの残留量が増えるので、水位は上昇する。一方、流入量より浸透量が大きいと、残留量が減少するので、水位は低下する。また、ドリーネの浸透能は、水位が高くなっていくと、それに伴って増加する水圧により浸透量が増していく。流入量が同じ場合でも、水位の違いで浸透能は変わる。このことに着目して、山城地区流域からの降雨流出水をアシチャガーのドリーネへの流入量として与え、トリチェリーの定理を用いて浸透排水をシミュレーションする。

図 4: 解析のモデル

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分間降雨を用いる。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5）。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、純粋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 5: 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、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）最大の降雨である。台風期間中の総雨量（9月21日～24日）は555.0mmである。この降雨については、水位観測はされていないが、写真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ている。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。

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

写真 2: 既往最大 24 時間降雨時の湛水状況
(1999 年 9 月)

〔筆頭著者撮影・編集〕

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。

3.2.1 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日の降雨を用いる。図5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）である。降雨は14日0時頃から降り始め、6時までは174.5mm降り、1時間遅れで7時にピークを迎え、 $h=3.10\text{m}$ まで上昇している（②～③）。この後、一旦水位は低下して、20日18時には $h=1.55\text{m}$ （③～④下）になるが、17時から20時までの20mmの降雨で、再び水位が0.13m上昇し、 $h=1.68\text{m}$ （④上）となる。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ている（⑤～⑥）。

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, 2010b）。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, 2010b）。

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

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

ここに、 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。

3.2.3 表面流モデル

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、マニング式を用いれば、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 :流量を表す。

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、一様勾配の斜面と排水路とでモデル化し、図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する。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である。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である。

3.2.5 降雨流出の数値モデル

降雨流出をシミュレーションするため、図6の流域ブロック図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値モデルを構築した（図7）。幹線排水路及び支線排水路の基本メッシュ長は50mである。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6に示す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7に示す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、2010c）。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 6: 山城地区流域ブロック図

図 7: 降雨流出の数理モデル図

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。

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

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。

3.3.1 水位－湛水面積曲線及び水位－湛水量曲線

アシチャガーにおいて湛水するドリーネの周辺を地形図より読み取り、水位を $h=0.5\text{m} \sim 1.0\text{m}$ 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、湛水面積を求めるに際し、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、

表 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_{m3}	Q_{m4}	
$0 \leq h \leq 0.25$	2020.0	0.0	0.0	63	252.0	0.0	63
$0.25 \leq h \leq 0.5$	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 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_{n3}	Q_{n4}	
$h = 0.0$	130.0	3040.0	0.0	0	3072.0	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

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1）と現況ドリーネ（表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、 Q_K 、 A_K で表し、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。ここで、 A_{m1} 、 A_{m2} 、 A_{n1} 、 A_{n2} はパラメータである。

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

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

(6)、(7)式を積分して、旧況ドリーネの $h-Q_{K2}$ 曲線を(8)式のとおり求める。同様にして求めた現況ドリーネの $h-Q_{G2}$ 曲線を(9)式に示す。尚、 C_m 、 C_n は積分定数である。

$$\begin{aligned} Q_{K2} &= \int A_K dh = \int (A_{m1} \cdot h + A_{m2}) dh \\ &= \frac{A_{m1}}{2} h^2 + A_{m2}h + C_m \end{aligned} \quad (8)$$

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

(8)式より水位の $h_1 < h \leq h_2$ 区間の湛水量 $Q_{\Delta K}$ は(10)式に示すとおりである（表1）。

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

また、同様にして(9)式の現況ドリーネの水位の $h_1 < h \leq h_2$ 区間の湛水量 $Q_{\Delta G}$ を(11)式に示す（表2）。

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

これより水位の区間毎に湛水量を累加し、一次式で累加湛水量を求めたものを(12)、(13)式に示す（表1、表2）。

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

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

表1～表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8に示す。

3.3.2 浸透排水の解析の手法

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る。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）、 Q_3 （流入量 Q_1 と浸透量 Q_2 の差）における水位 h の変化量 Δh 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 Δh_K 、 Δh_G は(16)、(17)式のとおりである。

$$\Delta h_K = \left(\frac{(Q_{K1} + Q_3) - Q_{m4}}{Q_{m3}} \right) - \left(\frac{Q_{K1} - Q_{m4}}{Q_{m3}} \right) \quad (16)$$

$$\Delta h_G = \left(\frac{(Q_{G1} + Q_3) - Q_{n4}}{Q_{n3}} \right) - \left(\frac{Q_{G1} - Q_{n4}}{Q_{n3}} \right) \quad (17)$$

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。これより水位 h_1 から Δh 変化後の水位 h_{1+1} は次のとおりである。

$$h_{1+1} = h_1 + \Delta h \quad (18)$$

ここで、計算を繰り返す行うため h_{1+1} を h と置き換え、(5)式を用いて浸透量 Q_2 を求める。流入量 Q_1 と求めた浸透量 Q_2 の差 Q_3 を湛水量 Q_1 に加え、水位 h_{1+1} の時の湛水量 Q_{1+1} を次のとおり求める。

$$Q_{1+1} = Q_1 + Q_3 \quad (19)$$

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1の旧況ドリーネと表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。

図 8: 水位と湛水量および湛水面積の関係

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5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）。

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5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、アン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: 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

3.4 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。

3.4.1 無圧トンネルの流量

アンチャガーの水位がトンネルの水位EL=10.0m～12.0m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〔標準馬蹄形断面2r型〕（農林水産省構造改善局, 1996）を適用して、次のように求める。 $\alpha=A/r^2$, $\beta=R/r$ 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, α, β :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

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

したがって、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_{2T0} は、(23)式に示すとおり、浸透排水にトンネル排水 QT_0 を加えたものである。

$$Q_{2T0} = c \cdot \alpha \sqrt{2g(h - h_0)} + QT_0 \quad (23)$$

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9に水位一通水断面積曲線及び水位一径深曲線を示す。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する。

図 9: トンネルの水深と通水断面積および径深の関係

3.4.2 圧力トンネルの流量

アンチャガーの水位 h がトンネルの頂部以上の水位の場合は、圧力トンネルとなる。トンネルの呑口上面水位と末端吐口の水位差 h_f 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、 hf :トンネルの損失水頭, 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、圧力トンネルの流量 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。

$$QT_1 = A \left(\frac{2g(h_T + h_{TT})}{f_e + f_o + \frac{124.5 \cdot n^2}{D^{1/3}} \frac{L}{D}} \right)^{1/2} \quad (27)$$

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 QT_1 を加えた排水量 Q_{2T1} は次式に示すとおりである。

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

4 結果及び考察

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。その結果を図10と図11に示す。

4.2 浸透排水のモデルの決定

図12のケース1では、図5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、 $a = 1.5 \times 10^{-4} \text{m}^2$ と求めたので、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い。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は、実測値の水位より高めに現れている。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。図12に示されるとおり、ケース3では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4）を用いることにした。

図13は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である。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10）。湛水のピークは、流

図 10: 2000 年 12 月降雨と流出量

図 11: 1999 年 9 月降雨と流出量

図 12: 2000 年 12 月降雨の実測水位と計算水位

出量のピークより約1時間遅れて現れ、最大水位は3.1mである（図13）。この結果は図5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する。

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 $25.91 \text{m}^3/\text{sec}$ である（図11）。また、湛水のピークは、これより約2時間後に現れ、 $h = 6.8 \text{m}$ である（図13）。この水位は痕跡（写真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。それゆえに、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、

表 4: ケース 3 における水位と浸透孔面積

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

図 13: 旧況ドリーネの湛水位曲線

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。

4.3 浸透排水の解析

図14, 図15に旧況ドリーネと現況ドリーネの浸透排水モデルのシミュレーション結果を示す。図14は湛水位曲線を示す。この図が示すように、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15は湛水面積曲線を示す。この図が示すように、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でいることがわかる。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。

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14からも分かるように、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見積もられた。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る。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いと評価できる。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 14: 旧況及び現況ドリーネの湛水位曲線

図 15: 旧況及び現況ドリーネの湛水面積曲線

表 5: 現況ドリーネの排水量

項 目	2000 年 12 月降雨	1999 年 9 月降雨
累加浸透孔排水量(m³)	1,671	107,529
ピーク排水量(m³/sec)	0.011	11.187
累加トンネル排水量(m³)	111,126	487,209
ピーク排水量(m³/sec)	8.406	12.715
総排水量(m³)	119,797	594,738
ピーク排水量(m³/sec)	8.417	23.902

5 おわりに

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の評価した。

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。

謝辞

本研究で使用した、実測の雨量・水位データ、山城排水路のデータは内閣府沖縄総合事務局農林水産部土地改良課によって提供されたデータである。また、数値シミュレーションに用いた不定流解析及び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た。本研究を行うにあたり沖縄気象台、内閣府沖縄総合事務局土地改良総合事務所、沖縄県南部農林土木事務所、糸満市経済観光部農村整備課、沖縄本島南部土地改良区、沖縄県土地改良事業団体連合会、株式会社新生建設コンサルタント、株式会社琉球サーベイの大濱正之氏にご協力を頂いた。付記して謝意を表します。

引用文献

- [1] 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.
- [2] 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，農業農村工学会，pp.206-207.
- [3] 農業農村工学会(2010b)：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.
- [4] 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，p.201,207.
- [5] 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.
- [6] 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.
- [7] 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.
- [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] 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.
- [10] 丹治肇・柚山義人・大西亮一・来間玄次 (1986)：排水路末端の滞溜池の規模決定，第67回農業土木学会九州支部講演会集，pp. 43-46.

この論文の公開の質疑または討議は2013年6月30日まで受付けます。