# 環状七号線地下調節池のピーク流量 低減効果と降雨特性による治水安全度の評価 REDUCTION EFFECT OF PEAK FLOW IN THE ANNULAR NO.7 LINE UNDERGROUND RESERVOIR AND EVALUTION OF SAFETY FACTOR ON RAINFALL CHARACTERISTICS

# 石森久仁子<sup>1</sup>・土屋十圀<sup>2</sup> Kuniko ISHIMORI・Mitsukuni TSUCHIYA

<sup>1</sup>学生会員 前橋工科大学大学院 工学研究科 (〒371-0816 群馬県前橋市上佐鳥町460番地の1) <sup>2</sup>正会員 工博 前橋工科大学教授 工学部建設工学科(〒371-0816 群馬県前橋市上佐鳥町460番地の1)

Recently, in Tokyo, a local torrential rain more than 100 mm for one hour has been happened by heat island effect. In this study, reduction effect of peak flow with increased storage capacity on the annular No.7 line underground reservoir was analyzed by simulation based on data. As regards to characteristics of rainfall distribution, it was quantitatively evaluated using runoff rate and reduction rate. As a result, difference of reduction rate was clarified by rainfall characteristics. Therefore, those influences, which characteristics of rainfall gave to reduction effect of peak flow was examined by rainfall analysis by Gumbel method. As a result, the case that heavy rain persistently from two hours for four hours has low reduction rate was led.

Key Words : storage capacity, reduction rate, a time distribution characteristic of the rain

## 1. はじめに

東京都は都市型水害の早期軽減を図るため、河川の拡 幅や調節池の設置とともに、雨水を直接貯留・浸透させ るなど流域での対策を併せて実施する総合的な治水対策 の推進に努めてきた.

一方,気象現象においては,近年集中豪雨や相次ぐ台 風の上陸が頻発している.2004年には,活発な梅雨前線 の活動により,記録的な豪雨が福井,新潟・福島を襲っ た.また,10個もの台風が上陸し,日本各地に甚大な被 害をもたらした.

東京都でもヒートアイランド現象などの異常気象による集中豪雨が頻発しており、1時間50mmの治水計画を上回るような豪雨も度々発生している.2005年9月4日の豪雨で1時間に100mmを超える猛烈な豪雨を記録し、河川の氾濫、浸水被害が発生した.

環状七号線地下調節池は、地下河川方式による1時間 75mm計画の中心をなす施設で、神田川水系の浸水被害 を低減させてきた.

本研究では、環状七号線地下調節池の貯留能力の経年変化に伴うピーク流量低減効果を検討し、さらに近年の

降雨波形の違いによる低減効果を定量的に評価すること を試みた.

#### 2. 対象流域の概要

神田川は、東京都三鷹市の井の頭池に源を発し、途中、 善福寺川及び妙正寺川と合流し、日本橋川と分派し隅田 川に注ぐ、延長24.6km、流域面積105km<sup>2</sup>の都市河川であ る.市街化率は、昭和初期には50%以下であったが、昭 和30年代から40年初期にかけて急速に市街化し、現在は 約94%にも及ぶ.このため神田川流域は、雨水の貯留・ 浸透機能が低く、雨が降ると一挙に河川へ流出しやすい、 環状七号線地下調節池は、神田川と善福寺川の洪水調節 を目的とした貯留施設である.本研究では、その下流の 合流地点である和田見橋を検証地点とし、それより上流 域33.3km<sup>2</sup>を対象流域とした.対象流域を図-1に示す.

# 3. 環状七号線地下調節池の概要<sup>1)</sup>

環状七号線地下調節池は1時間75mm計画の中心をなす



図-2 斜面分割図

貯留施設で、都道環状七号線の地下に設置されている. 第一期事業は神田川の洪水を貯留するために、延長 2.0km, 貯留量24万m<sup>3</sup>の調節池として平成9年4月に供用 を開始し、第二期事業は善福寺川の洪水を貯留するため に、延長2.5km, 貯留量54万m<sup>3</sup>の調節池として平成17年9 月に供用を開始した.

#### 4. 適用モデルの概要

本研究では、短期的降雨流出を精度良く再現できる kinematic waveモデル<sup>2)</sup>を適用する.対象流域は市街地で あるため、雨水は直接河川へ流入する.また、建物など による雨水流の阻害を考慮すると、流域斜面状況が流出 に及ぼす影響は大きい.従って流域モデル上の雨水流は 地表面流のみで追跡し、流出量を計算した.

本研究では、LaxWendroffスキームによる直接差分解 法を用いて計算を行った. LaxWendroffスキームは陽解 法の一つであり、微小時間 $\Delta t$ 後の水深 $h(x,t + \Delta t)$ を時刻 t での水深h(x,t)を用いて求めることが基本となる.こ の解法の特徴は、空間的に分布する降雨を入力すること ができ、また様々な斜面形状に対応できるようになって いる. 直接差分法は本プログラム中では河道流の計算は 含まれていない. そこで, 各斜面からの検証地点までの 遅れ時間を考慮し各斜面の流量を時系列に累積させた検 討を試みた.しかし、ピーク発生時刻とピーク流量が実 測値と一致せず、遅れ時間を考慮しない場合の方が精度 良く再現できた. これは流域面積が小さく, 市街地であ り流出速度も速いことがその原因であると推察される. よって各斜面からの流量は、ほぼ同時に検証地点に到達 することにした. 流れは斜面幅方向で水深・流速は一様 であるとすると、連続式は式(1)のとおりである.

表─1 解析期間											
Na	网长期月	総降雨量	時間最大	貯留量	浸水被害						
INO.	丹牛1/1 丹11日]	(mm)	雨量(mm)	(m <sup>3</sup> )	件数(棟)						
1	1981(S56)/10/22/7:10~10/23/23:00	182.4	32.4	調節池無し	4939						
2	1982 (S57)/9/11/14:10 <sup>~</sup> 9/13/6:00	237.5	53.2	調節池無し	6193						
3	1989(H1)/7/31/18:10 <sup>~</sup> 8/2/6:00	211.9	43.3	調節池無し	2648						
4	1989(H1)/8/10/16:10 <sup>~</sup> 8/11/3:00	66	58.6	調節池無し	442						
5	1993(H5)/8/26/13:00 <sup>~</sup> 8/28/0:00	249.7	32.6	調節池無し	4706						
6	1996(H8)/9/22/0:10~9/23/15:00	220.2	28.5	調節池無し	33						
7	1997(H9)/8/23/16:10 <sup>~</sup> 8/24/11:00	76	35.6	37,000	0						
8	1997(H9)/9/3/20:10 <sup>~</sup> 9/4/13:00	37.5	33.2	20,000	0						
9	1998(H10)/9/15/20:10 <sup>~</sup> 9/16/0:00	158.3	29.6	147,200	13						
10	1999(H11)/8/13/15:00 <sup>~</sup> 8/15/21:00	149.5	32.6	52,000	9						
11	2000(H12)/7/7/16:00~7/9/0:00	189.6	25.8	214,000	2						
12	2001(H13)/9/9/13:10~9/11/22:00	173.9	24.7	59000	1						
13	2003(H15)/10/13/12:10~18:00	50.8	44.4	148000	0						
14	2004(H16)/10/8/10:00~10/10/2:00	240.5	39.9	215,270	7						
15	2005(H17)/9/4/18:00 <sup>~</sup> 9/5/3:00	181.3	73.6	420,000	1932						

$$\frac{\partial H(X,t)}{\partial t} + \frac{1}{B} \frac{\partial}{\partial X} \left\{ B(X)Q(X,t) \right\} = r_e(X,t)\cos\theta \tag{1}$$

ただし,  $0 \le X \le L$ 

X: 斜面上端からの距離 <math>t:時間 B(X): 斜面幅H(X,t): 水深 <math>Q(X,t):単位幅あたりの流量  $r_e(X,t):$ 有効降雨  $\theta:$ 斜面勾配 L:流下方向の斜面幅

また、運動方程式は、(2)のとおりである.

$$Q(X,t) = \alpha H(X,t)^m \tag{2}$$

$$\hbar t \in \mathcal{L}, \quad \alpha = \frac{\sqrt{\sin \theta}}{N}, m = \frac{5}{3}$$

なお, B(X)は等高線から流下方向を予測し一斜面を同 じ流下方向となるよう図-2に示すように30個の矩形斜面 に分割し,流下方向に垂直な方向の幅とした.

### 5. 解析降雨

調節池の貯留能力の経年変化に伴うピーク流量低減効 果を検討するために,調節池完成前の主要洪水(No.1から No.6),第一期事業完成後(No.7からNo.14),第二期事業完成 後(No.15)で調節池を稼動させた洪水,計15洪水を選出し た.表-1に各々の降雨状況及び浸水件数を示した.なお, 総降雨量,時間最大雨量は流域内に存在する13箇所の東 京都の観測所から算出した流域平均雨量である.調節池 完成前後で浸水被害件数は大きく減少しており,調節池 の効果が一目瞭然である.No.15の洪水は調節池より上流 で浸水したため多くの浸水被害が発生したが,調節池の 下流では発生しなかった.このとき,第一期事業24万m<sup>3</sup> の調節池が満水となったため,緊急措置として完成間近 だった第二期工事区間にも約18万m<sup>3</sup>の洪水を流入させた.

#### 6. 洪水カット流量の算定<sup>3)</sup>

平成9年以降に,調節池が存在しなかったと仮定して, その降雨の流出波形を再現した.再現手法は,環状七号



図-3 環状七号線地下調節池の模式図

表-3 パラメーターの同定結果

	Na	実測	計算	相関係数	有効雨量を算定する	等価粗度係数
	No.	流出率	流出率	R	ための流出率f	N
	1	0.47	0.58	0.994	0.78	0.03
	2	0.52	0.52	0.998	0.8	0.03
調節池	3	0.63	0.74	0.99	1	0.05
完成前	4	0.58	0.42	0.995	0.93	0.033
	5	0.62	0.9	0.965	1	0.03
	6	0.59	0.63	0.997	0.89	0.038
	7	0.46	0.49	0.99	0.67	0.02
	8	0.47	0.57	0.992	0.76	0.025
	9	0.47	0.51	0.991	0.68	0.025
調節池	10	0.56	0.73	0.989	0.78	0.03
完成後	11	0.48	0.57	0.994	0.77	0.02
	12	0.33	0.46	0.999	0.62	0.02
	13	0.46	0.48	0.998	0.67	0.02
	14	0.46	0.52	0.991	0.7	0.028
	15	0.4	0.42	0.98	0.6	0.05

線地下調節池上流の和泉観測所と下流の方南橋観測所の 流出波形を重ね合わせ、その差分を調節池への流入量と するものである.環状七号線地下調節池の模式図(図-3) をもとに洪水流量は式(3)で表される.

$$Q_1 + q_1 + q_2 - Q_c = Q_2 \tag{3}$$

 Q1:和泉水位観測所の流量
 q1:取水口までの小流域の流量

 Qc:調節池カット流量
 q2:取水口から下流の小流域の流量

 Q2:方南橋水位観測所の流量

ここで、2地点の観測所から調節池までの距離は短く その間の流入量は微少であるためこれらを無視すると、 洪水カット流量は式(4)で表される.

$$Q_1 - Q_c = Q_2 \tag{4}$$

洪水カット流量を和田見橋地点の流出波形に累加させ て調節池が存在しなかった場合の流出波形を再現した. また,再現波形と実測波形より,ピーク流量低減率を算 定することができる(式(5)).

$$R_{QP} = \frac{Q_{po} - Q_{pd}}{Q_{po}} \times 100 \tag{5}$$

*R<sub>QP</sub>*:ピーク流量低減率

 $Q_{po}:$ 調節池が無い場合のピーク流量  $Q_{pd}:$ 調節池がある場合のピーク流量

調節池完成後の調節池が無かった場合の再現波形とそれ より算定したピーク流量低減率<sup>4</sup>を表-2に示す.

7. パラメーターの同定

表-2 再現ピーク流量と低減率

	総降雨量	時間最大	時間最大 再現ピーク 実測値ピーク流量 低減		実測値ピーク流量		咸率
NO.	(mm)	(mm)	流量(m <sup>3</sup> /s)	24万m <sup>3</sup> 42万m <sup>3</sup>		24万m <sup>3</sup>	42万m <sup>3</sup>
7	76	35.6	176.6	103.3	-	41.5	-
8	37.5	33.2	89.6	84.1	-	6.1	-
9	158.3	29.6	148.4	123.6	1	16.7	-
10	149.5	32.6	177	152.9	-	13.6	-
11	189.6	25.8	140.3	122.8	-	12.5	1
12	173.9	24.7	125	109.3	-	12.6	-
13	50.8	44.4	218	135.3	I	38	-
14	240.5	39.9	219.7	148.3	-	32.5	-
15	181.3	73.6	370.4	-	268.1	-	27.6

調節池が稼動した降雨に対し、その流域平均雨量をそのままモデルに適用した場合、実測波形と計算波形には 誤差が生じた.その要因は、地表面に留まっている分や 下水管の貯留分、そして最も重要な要因である調節池へ の貯留分が考えられる.よって、この貯留分を総降雨量 から差し引いた有効降雨をモデルに与えることにする. そのため、本研究では雨水流を地表面流のみで追跡して いるため、パラメーターは等価粗度係数 N のみである が、有効降雨を算定する際の流出率 f' もパラメーター に加えた.従って、f' は、次項のシミュレーションに 適用させるための一つのパラメーターであり、同定結果 の妥当性について検討する指標とはしていない.流出率 f' は式(6)より算定される.

$$f' = \frac{q_d}{R} = \frac{R_E}{R} \tag{6}$$

 $f': 流出率 q_d: 直接流出高(mm) R_E: 有効降雨(mm) R: 総降雨量(mm) Q: 流量(m<sup>3</sup>/s) A: 流域面積(km<sup>2</sup>)$ 

パラメーターの同定条件は、ピーク流量とピークが到来 した時間が一致することとし、その時点で同定操作を終 了し、そのときのNと f'を決定する.

調節池完成後の主要洪水9個に対し,パラメーターの 同定を行った.結果を表-3に示す.計算流出率と実測流 出率は概ね一致しており,高い相関も得られた.

### 8. ピーク流量低減効果の検証

# (1) 検討手法

調節池完成前(No.1~No.6)の降雨イベントに第一期事業, 第二期事業の調節池が存在したとして,その貯留能力の 段階的貯留能力の増加に伴うピーク流量低減効果を検討 した.その手法は、24万m<sup>3</sup>の調節池が存在したとしてシ ミュレーションを行い、和田見橋地点の計画高水流量 160m<sup>3</sup>/s<sup>5</sup>)以下に低減できるかを検討し、できない場合は、 さらに42万m<sup>3</sup>の調節池が存在しているとしてシミュレー ションを行った.そのために、7で算出した調節池完成 後のパラメーターを調節池完成後の降雨に与えることに した.シミュレーションは調節池完成前の再現ピーク流 量と調節池完成後の実測ピーク流量がほぼ同規模であっ











図-6 No.14(2004/10/8~10/10)のパラメーターの同定結果





図-8 No.1 (1981/10/22~10/23)のシミュレーション結果







	表-4 シミュレーション結果 I - 低減率の比較										
No	No	シミュレーション期間		24万m <sup>3</sup>	42万m <sup>3</sup>						
L	NO.	ノスエレーノヨン一別同	<sup>※1</sup> 低減率(%)	パラメータの同定期間	<sup>※2</sup> 低減率(%)	<sup>※1</sup> 低減率(%)	パラメーターの同定期間	<sup>※2</sup> 低減率(%)			
Γ	1	1981(S56)/10/22~10/23	12.8	No.9. 1998(H10)9/15~9/16	16.7	-					
ſ	2	1982(S57)/9/11 <sup>~</sup> 9/13	12.3			36.8	No.15				
Ľ	3	1989(H1)/7/31 <sup>~</sup> 8/2	27	No.14	22.5	43.7	2005(H17)/9/4~9/5	07.6			
	4	1989(H1)/8/10 <sup>~</sup> 8/11	27.8	2004(H16)/10/8~10/10	52.5	64.2		27.0			
I	5	1993(H5)/8/26 <sup>~</sup> 8/27	41.1			-					
Γ	6	1996(H8)/9/22~9/23	10.2	No.10. 1999(H11)/8/13 <sup>~</sup> 8/15	13.6	-					

表-5 シミュレーション結果Ⅱ-ピーク流量と流出率の低減効果

		実約	責	24万	m³	42万m <sup>3</sup>		
No.	シミュレーション期間	ピーク流量 流出率f		ピーク流量	<b>流出</b> 率f	ピーク流量	流出率	
		$(m^3/s)$		(m <sup>3</sup> /s)	ла	(m <sup>3</sup> /s)	»«ш+	
1	1981(S56)/10/22~10/23	154.5	0.471	134.8	0.47	-	-	
2	1982(S57)/9/11 <sup>~</sup> 9/13	261.5	0.518	229.3	0.508	165.2	0.443	
3	1989(H1)/7/31 <sup>~</sup> 8/2	257.3	0.625	187.9	0.519	144.9	0.439	
4	1989(H1)/8/10 <sup>~</sup> 8/11	227.2	0.582	164.1	0.503	81.4	0.422	
5	1993(H5)/8/26 <sup>~</sup> 8/27	244.3	0.624	143.8	0.528	-	-	
6	1996(H8)/9/22~9/23	160.3	0.587	143.9	0.575	-	-	

表-4※1:実測波形とシミュレーションにより算定された 計算波形のピーク流量より算定した

表-4※2:実測波形と再現波形のピーク流量より算定した

表-6〇:24万m<sup>3</sup>貯留能力で計画高水流量以下に低減できる降雨

表-6☆:24万m<sup>®</sup>貯留能力で計画高水流量以下に低減できないが, 42万m<sup>®</sup>貯留能力であれば低減できる降雨

表-6★:42万㎡貯留能力で計画高水流量以下に低減できない降雨

表6	降雨強度と	:確率年
1	11111111	- P PLA

ſ	NI-	ムフ ナニ サロ 日日	10分值	直最大	60分值	直最大	120分	値最大	180分	直最大	240分	値最大	48時間	値最大
	INO.	D. 所作们,————————————————————————————————————	雨量(mm)	降雨確率										
0	1	1981(S56)/10/22~10/23	6.2	1.2	32.4	2	60.5	3.7	83.5	5.1	99.7	5.7	182.4	3.6
*	2	1982(S57)/9/11 <sup>~</sup> 9/13	10.5	2.2	53.2	10	84.6	16.8	109.7	17.5	121.7	13.3	237.5	9
☆	3	1989(H1)/7/31 <sup>~</sup> 8/2	9.4	1.8	43.3	4.2	71.5	7.2	100.6	11.2	117.4	11.3	211.9	6
☆	4	1989(H1)/8/10 <sup>~</sup> 8/11	15.2	5.8	58.6	15	65.8	5.1	66	2.4	66	1.9	66	
☆	5	1993(H5)/8/26 <sup>~</sup> 8/28	7	1.3	32.6	2	56.9	3	75.8	3.6	98	5.4	249.7	12
0	6	1996(H8)/9/22 <sup>~</sup> 9/23	6.1	1.2	28.5	1.6	54.5	2.7	78.7	4.1	98.1	5.4	220.2	7
0	7	1997(H9)/8/23 <sup>~</sup> 8/24	7.6	1.4	35.6	2.5	40.3	1.4	47.2	1.4	58.4	1.5	76	
0	8	1997(H9)/9/3 <sup>~</sup> 9/4	10.5	2.2	33.2	2.2	37	1.3	37.2	1.1	37.3		37.5	
0	9	1998(H10)/9/15~9/16	7.7	1.4	29.6	1.7	51.7	2.3	69	2.7	86.8	3.6	158.3	2.5
0	10	1999(H11)/8/13 <sup>~</sup> 8/15	7	1.3	32.6	2	57.7	3.2	71.3	3	98.1	5.4	149.5	2.2
0	11	2000(H12)/7/7 <sup>~</sup> 7/9	6.6	1.2	25.8	1.4	45.4	1.7	64.5	2.3	83.9	3.3	189.6	4
0	12	2001(H13)/9/9~9/11	6	1.2	24.7	1.3	47.9	1.9	59.5	1.9	65.2	1.8	173.9	3.2
0	13	2003(H15)/10/13	10.1	2.2	44.4	4.7	50.2	2.2	50.8	1.5	50.8	1.3	50.8	
0	14	2004(H16)/10/8~10/10	12.2	3	39.9	3.5	54.1	2.6	69.7	2.8	88.2	3.8	240.5	10
*	15	2005(H17)/9/4 <sup>~</sup> 9/5	13.7	4.1	73.6	60	127.9	307	157.9	195	168.8	90	181.3	3.6

た降雨で行った. 調節池完成前の降雨に与えたパラメー ターの同定期間を表-4に示し、パラメーターの同定結果 を図-4から図-7に示す.いずれも実測値と計算値の相関 係数は0.99程度であり、以降のシミュレーションに適用 するために、よい再現性が得られたといえる.

#### (2) シミュレーション結果

図-8から図-13にシミュレーション結果を示す.表-5 はシミュレーションにより算出された流出率とピーク流 量を示している. 流出率の平均値は、調節池が無かった 場合0.57から、24万m<sup>3</sup>貯留能力では0.52、42万m<sup>3</sup>貯留能 力では0.44に低減した.また、ピーク流量低減率は、24 万m<sup>3</sup>貯留能力では10%から40%, 42万m<sup>3</sup>貯留能力では 37%から60%であった. No.1とNo.6は与えたパラメーター の降雨イベントの低減率とほぼ同規模の低減効果が表れ、 計画高水流量を下回っている. №5は、それ以上の効果 をもたらした. しかし, No.2, No.3, No.4は与えたパラ メーターの降雨イベントの低減率より小さく,24万m<sup>3</sup>の 貯留能力では計画高水流量を下回らなかった。特にNo2 の洪水は、No.14の低減率よりもはるかに小さく42万m<sup>3</sup>の 貯留能力であっても低減効果をもたらさなかった. その 要因としては、降雨強度の違いとNo.2は後方集中型の降 雨であったことが推察される.また, No5の降雨がより

効果を発揮した要因として、二山降雨という点でNo.14の 降雨波形と類似していたことが推察される.

#### 9. 降雨解析

シミュレーション結果より、調節池の低減効果は降雨 特性により様々であることがわかる. そこで降雨特性と 調節池が寄与できる治水安全度の関係を検討した. 1978 年から2005年までの28年間の雨量データを用いて、 Gumbel法により降雨解析を行った. ここでは降雨強度に 着目し、10分値、60分値、120分値、180分値、240分値、 48時間値の確率年を算定した.なお、雨量は流域平均雨 量とする.結果を表-6に示す.第二期工事区間の18万m<sup>3</sup> も稼動させた2005年9月4日の集中豪雨は、降雨が終了す るまでの48時間値の確率年からしてそれほど規模は大き くないが、60分値、120分値、180分値、240分値からす ると、この3時間に異常な程強い雨が集中して降ったと いうことがわかる. 60分値最大に着目すると24万m<sup>3</sup>貯留 能力では1/4.7,42万m<sup>3</sup>貯留能力では1/15の治水安全度を 確保できていることがわかる.しかし、№3の降雨は, 24万m<sup>3</sup>貯留能力で低減できるNo.13の降雨よりも小さい降 雨強度であったにもかかわらず、同規模の貯留能力で



図-16 長時間の持続的な弱雨 - (III)

あっても低減できていない. また, №2の降雨は42万m<sup>3</sup> 貯留能力で低減できたNo.4の降雨よりも小さい降雨強度 であったにもかかわらず、同規模の貯留能力であっても 低減できていない. このような傾向は120分値以外の継 続時間にみられ、調節池が寄与できる確率年を明確に断 定できない.しかし、120分値の降雨強度で評価すると 対処できる治水安全度の明確な値を決定でき、上記のよ うな矛盾はみられない.従って、治水計画において、 120分値の降雨強度を基準に進めることで、より高い安 全性が得られると推察される. 降雨の時間的分布により, 低減効果に違いが見られることから、15個の降雨イベン トを3つの降雨パターンに分類し、その低減効果を検討 した. 図-14から図-16は、継続時間とその確率年をプ ロットし、降雨の時間的分布を示したものである. 確率 年の規模は、降雨強度の規模に相当し、これらの図から 降雨の時間的分布特性を把握できる.分類項目は、I.1 時間以内の強雨,Ⅱ.2時間から4時間の持続的な強雨, Ⅲ. 長時間の持続的な弱雨とした. ΙとⅢは30%から 40%の高い低減率を示したが、Ⅱは10%から30%の低い

低減率であった.従って、2時間から4時間の持続的な強 雨による流出を低減する効果は低いことがわかった.

## 10. 結論

本論文では、環状七号線地下調節池のピーク流量低減 効果を検討し、さらに降雨の時間的分布特性との関係を 検討した.ここで得られた知見を以下に述べる.

- 調節池完成前の和田見橋地点の流出率は0.57であったが、24万m<sup>3</sup>貯留能力では0.52、42万m<sup>3</sup>貯留能力では0.42万m<sup>3</sup>貯留能力では0.44に低減している.
- ピーク流量低減率は、24万m<sup>3</sup>貯留能力では12%から40%、42万m<sup>3</sup>貯留能力では37%から60%である。
- 環状七号線地下調節池は、24万m<sup>3</sup>貯留能力では 1/4.7、42万m<sup>3</sup>貯留能力では1/15の降雨規模に対処で きる.
- 環状七号線地下調節池の低減量は120分値の降雨強 度によって影響される.
- 5) 一時的な強雨や,長時間の持続的な弱雨は低減効 果が高い.しかし,2時間から4時間の持続的な強 雨は低減効果が低い.

以上より,環状七号線地下調節池は治水安全度の向上 に大きく寄与しているが,その低減効果は降雨の時間的 分布特性によって異なる.従って治水計画において,短 期継続時間の降雨分布特性を考慮する必要がある.

謝辞:本研究では、東京都土木技術研究所から雨量、水 位、調節池流入量データなど数多くの貴重な資料や助言 を頂きました.ここに記し深甚な謝意を表します.

#### 参考文献

- 1)東京都建設局河川部:神田川・環状七号線地下調節池平成17 年6月発行,16年度,登録番号第7号
- 2) 立川康人(京都大学防災研究所): CD-ROM 水理公式集 例題プログラム集(平成13年度版), 土木学会(2001), pp.14
- 3) 増田信也,高崎忠勝:神田川流域の豪雨出水時の地下調節池 洪水抑制効果,平成17年度、東京都土木技術研究所年報
- 4)北川義廣, 久保田康司, 植野公博, 鮭川登:雨水貯留施設の 規模の違いが洪水調節効果に及ぼす影響の評価, 2005年, 水工学論文集, pp.193
- 5) 東京都建設局河川部:東京都中小河川計画資料集,平 成5年3月, pp.7
- 6) (財)国土技術研究センター:水文統計ユーティリ ティーVersion1.5Robinson, S. K.: Coherent motions in the turbulent boundary layer, Ann. Rev. Fluid Mech., Vol.23, pp.601-639, 1991

(2006.9.30受付)