

横浜市 正員 片 桐 晃

1. まえがき

横浜市中では昭和49年より独自の設置基準に基づき、開発行為等に対して遊水池の設置指導を行ってきている。本報は昭和57年9月12日台風18号により観測された雨量、水位記録によって開発後の現時点における流出係数の逆推定を行い、そのような開発状況での横浜市基準の標準遊水池モデルによる滞水状態をシミュレートし、遊水池の洪水調節効果を検討、考察するものである。

2. 流出係数の逆推定

(1)対象遊水池の概要

検討対象遊水池の概要は表-1

のとおりである。

(2)台風18号による雨量、水位記録

K遊水池に設置されている自記雨量計、自記水位計による雨量、水位記録は図-1のとおりである。

(3)単位流入量の算出

雨量から流入量へは合理式により変換する。

$Q = \frac{R}{L} \times \text{集水区域}$ Inflow

洪水到達時間は等流流速法、土研式並びに角屋式により計算した結果を表-2に示す。¹⁾

表-2 洪水到達時間

等流流速法	土研式	(R:有効降雨) (min)		
		角	屋	式
25	15	30	40	50
		17	15	14

ここでは洪水到達時間を20分とする。

(4)滞水位の計算

滞水位は連続式を適用して求める。放流量は

図-1 雨量、水位記録 (1982 台風18号)

オリスモデルにより計算し、滞水量から滞水位への変換はH-V curve図を用いて行う。

Inflow $\rightarrow$ [Detention Pond] $\rightarrow$ Outflow

連続式 $dV/dt = I - O$ (C:流量係数 a:オリス面積)
放流量 $O = Ca\sqrt{2gH}$ (H:オリス中心と滞水面の差)

(5)流出係数の逆推定及び考察

流出係数fを仮定して滞水位を計算し、実測データと比較して現時点での土地利用状況における流出係数を逆推定する。²⁾ 流出係数(到達時間流出係数)は降雨強度、ハイエト、先行降雨等により変化するけれども³⁾、主な水位変動までの先行降雨により土壌は湿潤状態(保水能を満たす)になり⁴⁾、当該集水区域固有の流出率に近づいて図-2に示すように最終流出係数は $f=0.75$ 程度に達するものと思われる。

表-1 K遊水池の概要

集水面積 (ha)	遊水池面積 (㎡)	ダム高 (m)	有効水深 (m)	計画流入量 (㎡/sec)	オリス径 Φ (mm)	最大放流量 (㎡/sec)	最大滞水量 (㎡)
67.44	12430	10.0	6.85	8.430	680	3.43	67,000

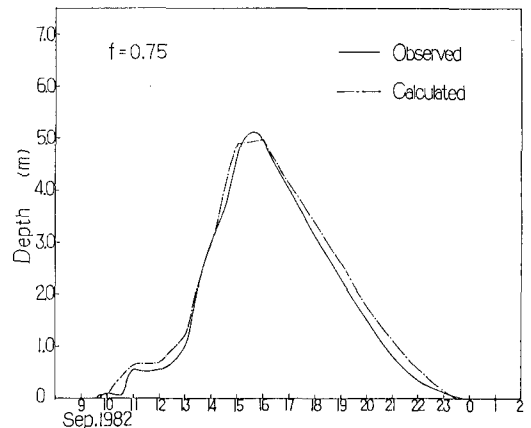
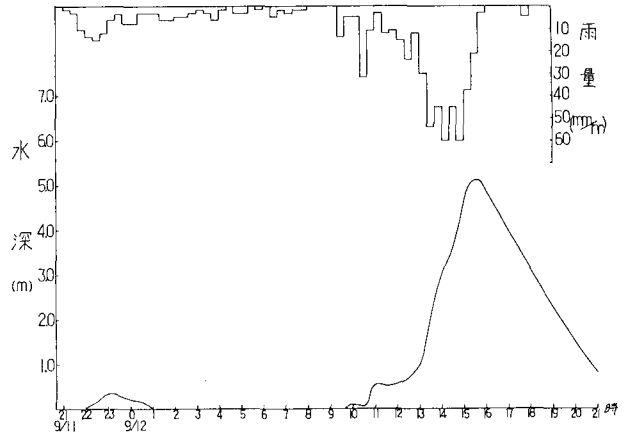


図-2 滞水位の比較

3. 遊水池の洪水調節効果

横浜市型標準遊水池モデルを用いて、台風18号程度の降雨に対する滞水状態を検討する。

(1)対象降雨（ハイエトグラフ）

対象降雨は横浜気象台観測の1/10降雨強度式により図-3のような後方集中型とする。

ピーク時間雨量 $R = 57.84 \text{ mm}$ （洪水到達時間 $t_c = 10 \text{ min}$ ）
24時間累加雨量 $SR = 204.71 \text{ mm}$ （降雨継続時間24hr）

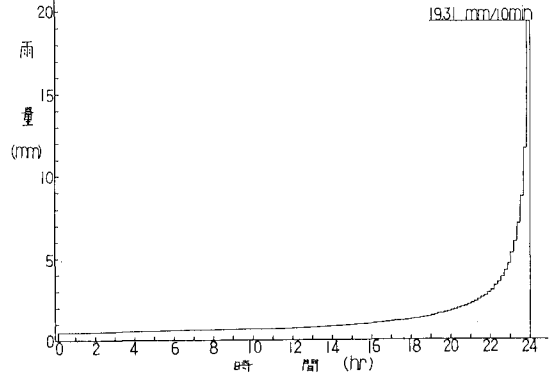


図-3 雨量分布図

(2)横浜市基準による標準遊水池モデル

本市遊水池設置基準は表-3のとおりである。人為的操作を要しない穴あきダム方式をとり、標準水深3～4m、開発面積に占める遊水池の用地面積の割合2～3%、必要滞水量は1ha当り500～800m³であ

て⁶⁾、ここに標準遊水池モデルを表-4のように設定する。なお開発規模は洪水到達時間により判断した。

(3)滞水状態のシミュレート

集水区域の現時点での流出係数（今回は $f = 0.75$ とする）を設定して、対象降雨を単位流入量に変換し、遊水池に入力する。これによる滞水位変動を連続式により計算する。 $f_i \rightarrow \text{Standard D.P.} \rightarrow f_a$

表-3 横浜市遊水池設置基準

項目	開発面積		
	15 ha以上	1～15 ha	1～5 ha
降雨強度	50 mm/hr	40 mm/hr	30 mm/hr
継続時間	2時間30分	3時間	3時間
確率	1/50	1/30	1/10
流出係数	開発前		
	0.4		
流出係数	開発後		
	0.9		

(4)検討結果及び考察

各Caseについての結果は表-5のとおりである。Case Studyにより台風18号程度の降雨に対して、標準遊水池モデルは現時点の開発状況においても十分に洪水抑制効果があると思う。Case 2について少し説明すると、現在の流末河川治水安全度を考慮して許容放流量係数 f_a を0.2（基準値の1/2）に制限している場合であ

表-4 標準遊水池モデル

Case	1	2	3	4
開発面積 (ha)	10	10	20	20
許容放流量係数	0.4	0.2	0.4	0.2
開発率 (%)	0.75 (0.90-83)	83	83	83
水深 (m)	3.0	3.0	4.0	4.0
滞水面積 (m ²)	2,200	2,200	3,500	3,500
オリフィス径 (mm)	340	240	500	350

あって、この場合は降雨継続時間内に滞水位がダムの高さをオーバーフローしてしまっている。

4. まとめ

遊水池の設置基準において開発後の流出係数を設定しているけれども、流出係数の逆推

表-5 Case Study の結果

Case	計画水深 (m)	計算水深 (m)	滞水率 (%)	最大流出量 (m ³ /sec)	最大放流量 (m ³ /sec)
1	3.0	2.314	77	2.414	0.390
2	3.0	3.0 (overflow)	100	2.414	0.218
3	4.0	2.509	63	4.829	0.890
4	4.0	3.761	94	4.829	0.521

定によれば現時点での推移値によって遊水池の応答は変化して行く。また遊水池の洪水調節対象降雨及び流末河川の治水安全度の評価によって、遊水池の滞水状態は自ずと決ってくるであろう。最後に貴重な御助言を賜った立命館大学大同淳之教授に深く感謝致します。

【参考文献】 1)日本河川協会；防災調節池技術基準(解説と設計実例)P6 2)日野幹雄、長谷部正彦；流量時系列のみによる流出解析について。土木学会論文報告集。第300号、1980.8月。 3)木下武雄；小流域からの表面流出。第26回水理講演会論文集。1982.2月。 4)山田正、山崎幸二；流域における保水能の分布が流出に与える影響について。第27回水理講演会論文集。1983.2月。 5)横浜市；独川雨水貯留施設の調節効果の検討報告書 6)石橋友治；横浜市における遊水池の指導と洪水調節効果に関する一考察。月刊河川。1979.9月 P27