
都市排水體系 改善을 위한 遊水池·排水펌프의 運營基準

Operation Rule of Pond and Pump Station for Improvement of Urban Drainage System

李 鍾 泰

(京畿大學校 土木工學科 教授)

〈目 次〉

- | | |
|------------------------|-------------------|
| I. 序 論 | III. 運營基準 適用結果 分析 |
| II. 降雨時 遊水池·排水펌프장 運營基準 | IV. 結 論 |

〈ABSTRACT〉

The effect of operation rule of pond and drainage pump station was inspected on the capability of urban drainage system against heavy flood. The study was performed for the '90 flood and design rainfalls which return period is 10, 20, 30 years for the 8 basins in Seoul. Two operation rules based on contrary concept each other, but till now have been used in design and practice, OR1 and OR2 was settled. The numerical simulation results with RRL and ILLUDAS model shows that the two operation models have made 6~33% of differences in highest water level of a pond between them. And, the capacity of the 8 ponds and pumps were insufficient against '90 flood and design rainfall flood condition under the operation rule, OR2. The drainage systems need a more elaborated operation rule in company with expansion of detention facilities and pumping capacity.

I. 序 論

都市排水體系의 改善을 위하여서는 합리적인 排水路網의 구성, 遊水池를 비롯한 각종 貯留施設의 확보, 排水펌프장 기능의 強化와 각종 시설물의 持續的 管理 및 豪雨時의 適正運營 등이 필요하다. 都市洪水는 그 到達時間이 짧고 流出率이 큰 특징을 보이고 있기 때문에 洪水制御 시설물의 확보와 더불어 豪雨時 이를 집중적으로 활용하여 浸水被害를 억제할 수 있는 水防體系가 마련되어야 한다.

都市 洪水로 인한 浸水の 범위와 기간은 비교적 소규모이지만 이로 인한 財產損失 및 다수의 罹災民, 交通遮斷, 斷電, 斷水 등으로 사회 기능에 주는 被害는 매우 크다.

排水管渠를 통하여 유출되는 洪水는 결국 하류부로 집중하게 되며 이를 河川이나 바다로 신속히 放出할 수 있어야 한다. 그러나 대부분의 下流部는 低地帶로써 自然 排水로서는 한계가 있기 때문에 이를 극복하기 위하여 遊水池 및 펌프장 등이 필요한 경우가 많다. 이러한 경우에 적정 규모의 遊水池 및 펌프용량의 확보도 중요하지만, 豪雨期間 동안에 遊水池의 貯留機能을 최대한 활용하면서 펌프의 排水能力을 극대화하는 방안이 강구되어야 한다.

그러나, 현행 우리나라 대도시의 排水펌프장 運營基準은 降雨量, 洪水流出特性, 遊水池 水位 및 經濟性 등을 고려한 最適의 방법을 강구하는데는 미흡한 감이 적지 않다. 펌프용량 결정을 위한 設計段階에서의 設計降雨에 대한 펌프의 일반적 運營에서는 雨水流入量이 펌프吐出 容量과 같은 시점에서부터 펌프를 降雨期間에 100% 稼動하는 것으로 가정하고 이 때의 遲滯流量은 遊水池에 貯留되는 개념을 일반적으로 채택하고 있다. 따라서 이러한 조건하에서 결정된 遊水池 容量은 주어진 設計降雨과 펌프용량에 대하여 最小의 것으로 算定될 것이다.

따라서 이러한 設計 段階에서의 假想 펌프장 運營概念은 실제의 펌프장 運營에서 충족시키기에 는 사실상 불가능하다. 왜냐하면 降雨初期에 이 降雨가 設計降雨에 해당되는 규모의 降雨일 것인 지를 펌프장 종사자가 예상하는 것은 불가능하기 때문이다. 잠시 豪雨의 기미를 보이던 降雨가 곧 소멸되는 경우도 흔히 있는 일이며, 한편 일정 水位(流入量)만 되면 무조건 펌프를 전부 稼動하는 것은 設計降雨에 미달되는 대부분의 降雨에서는 매우 비경제적인 運營이 되고 만다.

따라서 일반적으로 실제 遊水池·排水펌프장의 運營은 遊水池 水位를 기준으로 水位의 增減 정도에 따라 펌프의 稼動臺數를 線形的으로 결정하는 방법을 채택하고 있다.

이러한 설계와 실제운영에서의 차이점이 '90년 豪雨의 時間降雨強度가 頻度 10년의 것보다 작았음에도 불구하고 適正容量으로 설계된 遊水池·펌프장이 浸水被害를 겪게 되었던 한 원인이 된다. 실제의 펌프運營基準으로는 設計降雨에 상당하는 洪水量을 遊水池·펌프장이 소화하기에 는 過少하게 설계되었다고 볼 수 있다.

따라서 遊水池·펌프장운영에 관하여서는 개선하여야 할 두가지 문제점이 導出된다. 즉, 遊水池, 펌프장 설계시에는 실제의 運營基準이 고려되어야 한다는 것과, 실제 代象流域에 적용될 합리적인 適正 運營基準이 사전에 提示되어 있어야 한다는 점이다.

II. 降雨와 遊水池·排水펌프장 運營基準

본 연구에서는 遊水池·펌프장의 대조적인 두 운영방법, 즉 일반적으로 설계시에 채택하고 있는 일정 洪水量에 도달하면 무조건 全 펌프를 稼動運營하는 方法(OR1)과 현재 실무에서의 경험적으로 水位에 따른 線形的의 펌프稼動(OR2)방법의 차이가 遊水池, 排水펌프장의 기능 및 안전도에 주는 영향을 分析하고, 運營基準의 차이로 인하여 발생하는 遊水池의 最高水位 變動量을 산정하여 適正運營基準의 개발 필요성을 확인하고자 한다.

두가지 방법을 相互 比較하기 위하여 실제 降雨時에 對應한 결과를 비교·분석하였다. 이를 위하여 먼저 1990年 9月 9일부터 9月 11日 사이에 발생한 集中豪雨事象을 선택하고 이로 인하여 浸水被害를 입은 서울시 관내의 8개 遊水池에 대해 그 原因을 분석하여 遊水池 排水펌프 操作基準의 차이로 인한 영향을 산출하였다. 또한 각종 計劃降雨下에서 두 操作基準의 차이에 따른 각 遊水池의 水位 및 上昇率을 계산하고 분석하였다.

1990年 9월에 발생한 서울시 관내 8個 遊水池의 浸水被害 原因을 水文學的으로 분석하기 위하여 먼저 實績降雨資料(表 1)를 가지고 流出解析을 실시하였다. 流出量 測定資料의 獲得 不可로 인하여 여기에서는 都市排水 시스템해석에 주로 사용되는 ILLUDAS 모형(Terstriep, M. L. et al : 1974)과 RRL 모형을 이용하여 流出量을 산정하였다.

〈表 1〉 1990年 9月 豪雨

發 生 月 日 時	持 續 時 間	總 降 雨 量
9/10 09:10~9/11 20:00	2,100분	366.8mm

ILLUDAS 모형은 새로운 下水管渠의 설계와 既存 下水管渠의 평가를 할 수 있다. 실적강우의 총유출 규모를 파악하고 RRL 모형 결과와의 상호비교를 위해서는 설계모드에서의 계산 결과가 필요하다. 또한 실제 降雨-流出現象은 기존 下水管路를 流下하여 遊水池에 도달하게 되어 있음을 고려할 때 정확한 浸水被害原因 분석을 위해서는 評價모드에서의 계산결과가 필요하게 된다. 따라서 ILLUDAS 모형 적용시에는 設計모드와 評價모드의 두가지 경우에 대해서 계산하였다.

RRL 모형의 적용에 있어서는 流出係數의 推定이 중요하며, 精確한 實測資料는 얻을 수 없었다. 下水道整備 基本計劃에 채택하고 있는 日晝적인 流出係數(0.8 또는 0.9)의 적용은 실제 현상과는 차이가 크므로 여기에서는 用途別 土地利用狀態를 고려한 總括流出係數를 사용하였다.

또한 ILLUDAS 및 RRL 모형을 통하여 추정된 遊水池 流入水文曲線으로부터 遊水池內 洪水追跡을 Puls 방법으로 실시하여 遊水池의 水位變動을 산정하였다.

1. FULL 稼動 運營의 경우 (OR1)

국내의 기존 遊水池 설계시의 流出解析方法으로는 거의 대부분 RRL 모형이 사용되어 왔으며, 이 때 排水펌프의 용량은 Rippl의 累加容積曲線法을 적용하여 결정하였다. 그러나 이 방법은 排水펌프의 最低稼動시에 遊水池의 有效貯留容量은 0 즉, 遊水池는 低水位(LWL) 이하의 水位를 유지하고 있으며, 排水펌프 稼動시점 이후에는 시설용량 전부를 稼動하는 運營基準(OR1)하에 이루어진 것이다.

따라서 이 기준이 만족되었다고 가정하였을 때의 기존 遊水池의 貯留容量 및 排水펌프용량의 적정성 여부를 '90年 9月 豪雨에 대해 검토하였다. 排水펌프가 Full 稼動 運營되었다고 가정하였을 때 소요되는 貯留容量을 구하고 이를 현 遊水池의 貯留容量과 비교하였다.

1) ILLUDAS(設計모드)

1990年 9月의 實績降雨에 대하여 設計모드를 적용한 결과 각 遊水池에서의 尖頭流入量과 설계당시 가정한 바와 같이 OR1 運營基準으로 펌프를 稼動하였을 때의 遊水池 所要貯留容量은 <表 2>와 같다.

<表 2> 1990年 9月 降雨時 OR1 運營結果(ILLUDAS 設計모드)

유수지	침투유입량 (m ³ /sec)	소요저류용량 (m ³)	저류용량 (m ³)
뚝섬	39.5	53,250	180,000
개봉	88.8	59,167	170,000
양재	53.0	114,796	216,000
잠실 2	36.5	55,757	120,000
성내 1	20.4	7,506	48,000
성내 2	51.2	90,652	207,000
탄천	38.8	87,840	261,000
암사	27.4	52,044*	37,000

* : 불안전

表中에서 보면 암사 遊水池의 경우만 所要貯留容量이 현시설의 貯留容量을 초과하여 위험한 상태임을 보여주고 있고, 나머지 7개 遊水池는 所要貯留容量이 현시설의 貯留容量 보다 작아 浸水被害로부터 안전한 상태임을 보여주고 있다.

2) RRL

RRL 모형을 적용하기에 앞서 각 遊水池 排水區域의 總括流出係數를 용도별 土地利用狀態를 고려하여 결정하였다. <表 3>에서 보면 流出係數는 대체로 0.6~0.7 內外이다.

이 때 5분 等流下線圖의 면적은 기존 각 설계보고서(서울시 : 1984, 1991)의 값을 사용하였다.

1990年 9月의 實績降雨에 대하여 RRL 모형을 적용한 결과 OR1의 경우 각 遊水池에서의 尖頭流入量 및 所要 貯留容量은 <表 4>와 같다.

<表 4>의 결과와 ILLUDAS의 設計모드를 통한 流出解析結果(表 2)를 비교해 보면, 개봉 遊水池의 경우를 제외하고는 尖頭流入量은 비슷한 결과를 보이고 있다. 所要貯留容量의 경우는 모든 遊水池에서 당시의 許容貯留容量 보다 작아 안전한 상태로 나타나 전체적으로는 RRL에 의한 해석결과와 유사하였다. 그러나 所要貯留容量의 값은 ILLUDAS의 設計모드에 의한 결과와 비교적 상이한 결과를 보이고 있다. 이는 RRL 모형의 경우와 달리 ILLUDAS 모형에서는 下水管渠를 통해 遊水池로 유입되는 流入水文曲線이 얻어지게 되므로 인하여 水文曲線의 형상에 차이가 있기 때문으로 판단된다. 그러나 總流出容積에서는 큰 차이가 없었다.

<表 3> 總括流出係數

유 수 지	뚝 섬	개 봉	양 재	잠 실 2
유 출 계 수	0.60	0.47	0.64	0.75
유 수 지	성 내 1	성 내 2	탄 천	암 사
유 출 계 수	0.75	0.70	0.61	0.72

〈表 4〉 1990年 9月 降雨에 대한 OR1 運營結果(RRL 模型)

유 수 지		첨단유입량 (m ³ /sec)	소요저류용량 (m ³)	저 류 용 량 (m ³)
뚝	섬	36.2	42,622	180,000
개	봉	64.5	4,560	170,000
양	재	45.0	172,774	216,000
잠	실 2	38.1	74,101	120,000
성	내 1	20.2	6,172	48,000
성	내 2	48.4	105,064	207,500
탄	천	41.0	189,909	261,000
암	사	22.4	31,682	37,000

3) ILLUDAS(評價모드)

일반적으로 遊水池·펌프장의 容量 결정과정에서 排水管路의 체계는 그 疏通能力에 문제가 없다고 가정한다. 그러나 실제 해당 流域의 洪水 감당능력 평가에 있어서는 排水管路의 실제 疏通能力을 고려하여 遊水池, 펌프기능과 더불어 종합적인 洪水要因 분석을 수행하게 된다.

실제로 豪雨로 인한 尖頭流出量의 크기는 流域排水體系의 소통능력과도 밀접한 관계가 있다. 따라서 본 評價모드에서는 ILLUDAS의 設計모드나 RRL에서는 추적하지 못한 실제 排水管網의 疏通能力을 고려하여 降雨-流出 해석을 실시하고 이를 고려하지 않은 경우인 앞의 산출결과와 비교하였으며, 排水體系의 이상 여부를 진단하여 보았다.

排水體系가 불량하다는 것은 下水管路가 부분적으로 혹은 전반적으로 浸水되어 遲滯효과가 발생된다는 것을 의미하고 排水體系가 양호하다는 것은 下水管路의 浸水없이 유출이 잘 이루어진다는 것을 의미한다. 따라서 排水體系가 불량한 구역의 경우 單位面積當의 尖頭流量은 그렇지 않은 경우보다 작아진다.

ILLUDAS의 評價모드를 통하여 下水管路의 通水斷面積 및 排水體系 등의 적정성을 검토하고, 下水管路에서의 遲滯 및 減衰효과가 일어날 경우에 遊水池로 유입되는 流入水文曲線과 이에 대한 遊水池 및 排水펌프장의 거동을 분석하였다.

1990年 9月の 實績降雨에 대하여 각 遊水池에서의 尖頭流入量과 OR1으로 排水펌프를 운영하였을 때의 所要貯留容量을 〈表 5〉에 수록하였다.

〈表 5〉에서 보면, '90年 9月 豪雨의 경우 所要貯留容量이 현시설 貯留容量을 초과한 遊水池는 없으므로 모두 안전함을 보이고 있다. 양재, 잠실 2, 성내 1, 성내 2 遊水池의 경우는 尖頭流入量이 설계모드시의 계산결과와 거의 같으므로 下水管渠의 용량이 충분하여 流出量이 管渠내 지체없이 遊水池로 유입이 되고 있음을 보여주고 있다.

그러나 뚝섬, 개봉, 탄천, 암사 遊水池의 경우는 下水管渠의 소통능력 부족으로 인하여 流水가 管渠내에 지체되는 현상이 발생하여 尖頭流入量은 줄어들었으나 流出持續時間이 상당히 길게 지속되고 있다. 이와 같은 상황은 금번 '90年 9月 豪雨 뿐만 아니라 장래의 豪雨事象에 대해서도 동일한 현상을 유발시키게 될 것이므로 下水管渠의 용량 재검토와 所要斷面이 부족한 管渠에 대해서는 再設計 및 改良이 요구된다.

〈表 5〉 1990年 9月 降雨에 대한 OR1 운영결과(ILLUDAS, 評價모드)

유 수 지	첨두유입량 (m ³ /sec)	소요저류용량 (m ³)	저 류 용 량 (m ³)
뚝 섬	32.8	37,578	180,000
개 봉	54.2	—	170,000
양 재	53.0	121,282	216,000
잠 실 2	36.9	54,983	120,000
성 내 1	20.2	5,586	48,000
성 내 2	52.6	89,590	207,500
탄 천	22.6	30,414	261,000
암 사	15.3	35,772	37,000

이상의 계산결과를 미루어 볼 때 '90년 9월의 豪雨는 설계당시의 運營基準인 OR1로 遊水池·펌프장이 운영될 수 있었다면 별다른 위험을 초래하지 않을 정도의 豪雨였음을 알 수 있다. 그러나 실제로는 상당한 浸水被害가 발생하게 된 것은 실제 豪雨시 運營基準, OR1에 의한 운영은 불가능하였기 때문이며 이를 고려하지 않은 설계로 인한 遊水池, 펌프용량의 과소설계와 장기간에 걸쳐 지속된 강우에 따른 雨水排除 운영의 미숙 및 시설 고장 등에 있었던 것으로 판단된다.

2. 經驗的 線形 運營의 경우 (OR2)

外水位가 상승하여 遊水池의 自然放流가 불가능하면 水門을 폐쇄하고 排水펌프에 의한 強

制排水를 하여야 한다. 排水펌프의 運營基準은 遊水池 排水區域의 면적크기, 遊水池 혹은 溼水井의 용량, 펌프배제용량에 따라 정해진다. 보통 遊水池내의 수위가上昇하여 펌프稼動수위에 달했을 때 처음 1대를 稼動한 후 수위의 변화추세를 살핀 다음 수위가 증가하면 계속하여 稼動대수를 늘리고 수위의 변화가 없거나 下降하게 되면 稼動대수를 고정시키거나 줄여나가는 방식을 취하고 있다. 현재 서울시의 排水펌프장 運營基準을 살펴보면, 각 遊水池 排水펌프장별로 運營基準이 정해져 있지 못하여 排水펌프장 관리인들이 그간의 경험 및 구청의 지시에 의해 경험적으로 운영되고 있는 실정이다(서울시 : 1991).

여기에서는 현재 운영되고 있는 遊水池 排水펌프장의 우수배제상황을 시뮬레이션하기 위해 각 遊水池內의 수위가 펌프稼動수위가 되었을 때 펌프를 한대씩 稼動 시작하여 滿水位(HWL)의 80%에 달했을 때 우수배제펌프시설을 Full 稼動하는 運營基準, OR2를 채택하여 遊水池의 貯留機能을 검토하였으며, 이 때 遊水池의 수면적은 수심의 변화에 대하여 일정하다고 보았다.

OR2는 '90年 豪雨時 실제 運營基準과 유사하다고 볼 수 있으므로 해당 배수구역에서의 浸水原因 분석을 위하여 소요 遊水池 용량계산보다는 最高水位를 계산함으로써 범람여부를 직접 판단하였다.

1) ILLUDAS(設計모드)

ILLUDAS 모형의 設計모드로 계산된 각 遊水池의 流入量과 OR2에 의한 放流量(펌프 吐出量)을 계산하였으며, 이 때의 遊水池 最高水位는 <表 6>과 같다.

이 表에서, 성내 1 遊水池의 경우만 最高水位가 滿水位(H.W.L.) 이하가 되어 안전하나 그 외 7개 遊水池는 最高水位가 滿水位를 초과하여 현재 운영되고 있는 遊水池의 排水펌프 稼動기준은 문제점이 있는 것으로 판단된다. 이 결과는 앞에서의 OR1 운영결과와는 완전히 상이함을 알 수 있다.

단지, 성내 1 遊水池는 펌프容量에 상당한 여유가 있었으나 펌프장 受配電盤이 浸水되어 펌프稼動을 하지 못하게 됨으로써 역시 막심한 浸水被害가 발생하게 되었던 것으로 판단된다.

2) RRL

RRL 모형으로 계산된 각 遊水池의 유입량과 OR2에 의한 방류량(펌프 토출량)에 의해 계산된 遊水池 最高水位(表 6)에 의하면, 성내 1 遊水池와 뚝섬 및 개봉 遊水池는 最高水位가 滿水位 이하가 되어 비교적 안전한 상태이나 나머지 5個 遊水池는 最高水位가 滿水位를 초과

하여 현재 운영되고 있는 遊水池의 排水펌프 稼動기준은 문제점이 있는 것으로 나타났다.

3) ILLUDAS(評價모드)

評價모드로 각 遊水池의 유입량과 OR2에 의한 방류량(펌프 토출량) 및 이 때의 遊水池 最高水位를 계산하였다(表 6).

〈表 6〉 1990年 9月 降雨에 대한 OR2 運營結果의 最高水位

유수지	최 고 수 위(EL. m)			유수지 H.W.L. (EL. m)	
	RRL	ILLUDAS Design	ILLUDAS Eval		
뚝	섬	10.335*	10.509	10.250*	10.35
개	봉	8.329*	9.103	8.014*	9.00
양	재	13.597	13.888	13.883	11.00
잠	실 2	14.611	13.750	13.684	13.00
성	내 1	12.140*	12.189*	12.103*	13.00
성	내 2	12.727	12.323	12.304	12.00
탄	천	12.507	11.803	10.973*	11.60
압	사	17.861	21.951	21.131	15.00

* : 안전

현재 각 遊水池에서 경험적으로 사용되고 있는 排水펌프 운영지침(OR2)으로 운영하였을 경우에 실제 流出現象에 의거 ILLUDAS의 評價모드 계산결과로 미루어 볼 때 뚝섬, 개봉, 탄천 遊水池는 最高水位가 滿水位 이하가 되어 안전하였을 것으로 판단됨에도 불구하고 이 지역에서 발생한 浸水被害는 下水管渠용량의 부족에 의한 越流 浸水가 그 원인으로 판단된다.

그러나 나머지 4개 遊水池는 最高水位가 滿水位를 초과하여 浸水被害를 겪을 것으로 나타났다.

결국, '90年 9月의 豪雨는 出水 규모로는 그다지 큰 사상이 아니었으나 排水體系의 불량, 排水펌프운영의 부실, 排水施設物의 고장 등에 기인하여 浸水災害가 발생한 것으로 판단된다.

설계당시 가정된 排水펌프 稼動基準(OR1)에 의하면 모두 안전한 것으로 나타났으나, 반면에 실제 운영되고 있는 현실적인 稼動基準(OR2)에 의하면 대부분의 경우에는 遊水池, 펌프 용량 및 運營基準에 문제점이 있는 것으로 나타나 遊水池·排水펌프장 適正運營의 중요성이 지대함을 알 수 있다.

III. 運營基準 適用結果 分析

1. '90年 9月 實績降雨에 대한 綜合檢討

'90年 9月 實績降雨에 대한 遊水池·펌프장 運營基準의 차이로 인한 遊水池의 거동을 最高水位와 洪水追跡結果의 最高水位를 통해 살펴보았다. 이 때 最高水位는 流入 洪水로 수위가 遊水池의 許容最高水位를 넘으면 그대로 범람하여 더 이상의 수위증가가 해소됨에도 불구하고 이러한 경우에도 결과치의 일관성있는 비교를 위해 越流量이 遊水池에 그대로 축적된다고 보았을 때의 水位로 나타내었다.

〈表 7〉에서, '90年 9月 豪雨當時 排水펌프의 稼動이 運營基準, OR1으로 稼動되었다면 8개 遊水池 모두에서 最高水位가 滿水位 이하로 되어 현 시설용량으로서 충분히 대처할 수 있었던 것으로 나타난다. 그러나 降雨豫測이 불확실한 상황에서 OR1의 운영은 비현실적이거나, 매우 비경제적인 방법이다.

한편, 排水펌프의 稼動이 경험적인 運營基準, OR2로 이루어졌을 때는 성내 1 遊水池와 뚝섬, 개봉 遊水池를 제외하고는 最高水位가 滿水位를 초과하게 되어 주변 低地帶로의 浸水被害가 발생하게 되는 것을 보여주고 있다.

그러나 뚝섬, 개봉, 탄천 遊水池는 ILLUDAS 評價모드에서 안전하게 나타나고 있는데, 이는 이들 3個 遊水池의 排水體系가 원활하지 못하여 下水管渠내에서 우수가 저류, 지체되고 있기 때문이다. 양재, 잠실 2, 성내 1, 성내 2 遊水池의 경우는 ILLUDAS의 設計모드와 評價모드에서의 尖頭流量 및 最高水位가 거의 같으므로 下水管渠의 용량 및 排水體系가 원활하여 流出量이 管渠內에 지체함이 없이 遊水池로 流入되고 있음을 알 수 있다.

〈表 7〉 排水펌프 조작에 따른 遊水池의 最高水位 比較('90年 9月 降雨)

유수지	배수펌프 Full 稼動(OR1)			배수펌프 경험운영(OR2)			유수지 H.W.L. (EL. m)
	RRL	IDSGN	IEVAL	RRL	IDSGN	IEVAL	
뚝섬	8.15*	8.32*	8.07*	10.34*	10.51	10.25*	10.35
개봉	6.08*	7.05*	—	8.33*	9.10	8.01*	9.00
양재	10.20*	9.13*	9.25*	13.60	13.89	13.88	11.00
잠실 2	11.06*	10.29*	10.26*	14.61	13.75	13.68	13.00
성내 1	9.51*	9.63*	9.47*	12.14*	12.19*	12.10*	13.00
성내 2	10.03*	9.75*	9.73*	12.73	12.32	12.30	12.00
탄천	10.78*	9.61*	8.95*	12.51	11.80	10.97*	11.60
암사	14.49	16.43	14.88*	17.86	21.95	21.13	15.00

* : 안전

이상의 상황을 통해 볼 때, '90年 9月 降雨에 의해 浸水被害를 입은 8個 遊水池 중에서 뜻섬과 성내 1 遊水池는 현행 排水펌프 運營基準, OR2로 內水排除를 실시하였더라도 안전할 수 있었으나, 주변 제방의 漏水로 인한 外水の 침입(뜻섬)과 配電盤 浸水로 인한 排水펌프 稼動 불능(성내 1)상태로 인하여 浸水被害가 발생하였던 것으로 판단된다.

나머지 6個 遊水池는 排水펌프 稼動에 대한 설계시 적용 運營基準, OR1의 부적절로 인한 과소 설계 및 적정 運營基準의 부재로 인하여 浸水被害가 발생되었던 것으로 정리할 수 있다.

성내 1 遊水池는 遊水池 貯留機能에 비해 排水펌프의 기능이 주로 內水排除를 할당하고 있는 시스템이기 때문에 排水펌프의 고장이나 稼動불능은 바로 浸水被害에 직결되기 때문에 펌프장관리에 상당한 주의를 요한다.

排水펌프의 運營基準에 따라 내수배제능력에는 큰 차이가 발생하게 되며 이를 水位上昇率로 표현하여 보았다(表 8). 이 때의 水位上昇率은 다음 식과 같다.

$$\text{水位上昇率} = \frac{(\text{OR2 運營操作時의 最高水位} - \text{OR1 運營操作時의 最高水位})}{\text{OR1 運營操作時의 最高水位}}$$

〈表 8〉에서, OR1에 대한 OR2에서의 最高水位의 水位上昇率은, RRL 모형의 경우 : 16~37% 정도(평균 27.9%), ILLUDAS 設計모드인 경우 : 22~52% 정도(평균 31.3%), ILLUDAS의 評價모드인 경우 : 22~50% 정도(평균 32.8%)로써 最高水位가 상당한 크기로上昇하고 있음을 알 수 있다.

〈表 8〉 排水펌프 經驗的 運營操作基準(OR2)에 따른 最高水位 上昇率 ('90年 9月 降雨)

유수지		최고수위상승율 (%)		
		RRL 모형	ILLUDAS Design	ILLUDAS Eval.
뜻	섬	26.81	26.31	27.01
개	봉	36.99	29.12	-
양	재	33.30	52.11	50.09
잠	실 2	32.11	33.62	33.37
성	내 1	27.66	26.57	27.80
성	내 2	26.89	26.39	26.45
탄	천	16.02	22.82	22.60
암	사	23.26	33.60	42.01

2. 計劃降雨에 대한 運營基準의 檢討

앞에서의 '90年 洪水에 대한 비교 결과와 더불어 보다 다양한 水文事象에 대한 분석을 위하여 검토대상 降雨로서 計劃降雨(10年, 20年, 30年)들을 택하여 각각 모형 및 두 運營基準에 적용하였으며 그 결과를 비교 검토를 실시하였다. 이때의 計劃降雨로서는 최근의 降雨資料를 보완하여 새로이 개발·제안된 결과식(「河川沿岸 水工構造物 安全珍斷 및 管理對策 調查研究 報告書」, 1991, 서울시)을 이용하였다.

〈表 9〉 排水펌프 조작에 따른 遊水池의 最高水位 比較 (計劃降雨)

유수지	재현 기간 (년)	OR 1			OR 2			유수지 H.W.L. (EL. m)
		RRL	IDSGN	IEVAL	RRL	IDSGN	IEVAL	
뚝 섬	10	9.80*	10.21*	9.06*	10.75	11.07	10.40	10.35
	20	10.37*	10.86	9.34*	11.30	11.70	10.69	
	30	10.68	11.22	9.49*	11.61	12.06	10.83	
개 봉	10	8.89*	11.54	—	10.54	12.88	8.37*	9.0
	20	9.91	13.11	—	11.52	14.35	8.41*	
	30	10.50	14.00	—	12.07	15.23	8.41*	
양 재	10	11.49	12.16	12.13	12.51	12.99	13.05	11.0
	20	12.40	13.19	13.01	13.38	13.97	13.90	
	30	12.91	13.76	13.47	13.86	14.52	14.36	
잠실2	10	15.59	15.14	14.43	16.95	16.41	15.77	13.0
	20	17.22	16.74	15.74	18.54	17.96	17.07	
	30	18.13	17.63	16.52	19.43	18.84	17.76	
성내1	10	13.79	14.11	13.27	15.56	15.76	14.95	13.0
	20	15.25	15.67	14.54	16.97	17.26	16.14	
	30	16.10	16.57	15.24	17.77	18.11	16.80	
성내2	10	12.62	12.84	12.60	13.70	13.73	13.59	12.0
	20	13.64	13.93	13.38	14.67	14.77	14.37	
	30	14.20	14.53	13.85	15.21	15.36	14.82	
탄 천	10	11.19*	10.94*	9.46*	11.61*	11.33*	10.13*	11.6
	20	11.69*	11.41*	9.65*	12.08	11.78	10.28*	
	30	11.97	11.68*	9.75*	12.35	12.03	10.37*	
암 사	10	20.11	24.06	17.26	21.79	25.50	19.38	15.0
	20	21.99	26.66	18.12	23.55	27.93	20.22	
	30	23.04	28.10	18.56	24.50	29.28	20.65	

* : 안전 / IDSGN ; ILLUDAS design / IEVAL ; ILLUDAS evaluation

計劃降雨의 持續期間은 서울시의 遊水池 설계기준인 120분으로 정하였고, 시간적 配分은 Huff의 2nd Quartile 分布型(한국건설기술연구원 : 1989)으로부터 降雨柱狀圖를 작성하였다.

앞에서와 같은 수법을 통하여 계산된 결과는 〈表 9〉와 같으며, 運營基準, OR1의 경우 전반적으로 시설용량이 부족한 것으로 나타났다.

먼저, OR1 稼動시 ILLUDAS 設計모드의 경우 뜯섬 遊水池와 탄천 遊水池를 제외하고는 대체로 현재의 시설용량은 10년 頻度の 計劃降雨에 대해 부족한 시설임을 알 수 있으며, 뜯섬 遊水池는 약 10년, 탄천 遊水池는 약 30년 頻度の 計劃降雨에 대해 대처할 수 있는 시설임을 알 수 있다.

ILLUDAS 評價모드의 경우에 뜯섬과 탄천 遊水池는 30년 頻度の 計劃降雨에 대해서도 대처할 수 있는 시설임을 보여주고 있으나, 이는 管渠의 소용단면부족으로 인한 유출수의 遲滯·貯留現象때문에 上向評價된 것이다.

RRL 모형의 경우, 뜯섬, 개봉, 탄천 遊水池를 제외하고는 현재의 施設容量은 10년 頻度の 計劃降雨에 대해 부족한 시설임을 알 수 있으며, 現 排水펌프施設을 Full 稼動할 때 뜯섬과 개봉 遊水池는 약 10년, 탄천 遊水池는 약 20년 頻度の 計劃降雨에 대해 對處할 수 있는 시설임을 알 수 있다.

한편, OR2로 稼動할 경우에는 탄천 遊水池의 경우만 약 10년 頻度の 計劃降雨에 대해 안전함을 보여주고 있어 OR1에서의 결과보다 浸水危險이 증가됨을 보여주고 있다.

3. 排水펌프 運營基準 차이로 인한 最高水位 變動 分析

計劃降雨를 대상으로 經驗的 線形 運營基準, OR2로 내수배제를 실시하였을 때, OR1의 경우보다 상승되는 最高水位의 上昇率은 〈表 10〉과 같다.

〈表 10〉 OR2에 의한 最高水位 上昇率(計劃降雨)

유수지	재현기간(년)	최고수위상승율(%)		
		RRL 모형	ILLUDAS Design	ILLUDAS Eval.
뚝섬	10	9.73	8.37	14.82
	20	9.00	7.76	14.40
	30	8.74	7.52	14.14
개봉	10	18.53	11.58	—
	20	16.22	9.49	—
	30	14.98	8.76	—
양재	10	8.91	6.78	7.54
	20	7.93	5.94	6.84
	30	7.36	5.55	6.59
잠실2	10	8.72	8.36	9.30
	20	7.69	7.26	8.45
	30	7.18	6.83	7.48
성내1	10	12.82	11.67	12.64
	20	11.26	10.12	10.99
	30	10.40	9.28	10.26
성내2	10	8.54	6.91	7.83
	20	7.57	6.03	7.38
	30	7.14	5.69	6.97
탄천	10	3.71	3.53	7.09
	20	3.27	3.22	6.57
	30	3.17	2.98	6.37
암사	10	8.35	6.00	12.30
	20	7.09	4.75	11.58
	30	6.33	4.21	11.28

RRL 모형의 경우 10年 計劃降雨에 대해 4~19% 정도(평균 9.9%), 20年 計劃降雨에 대해 3~16% 정도(평균 8.8%), 30年 計劃降雨에 대해 3~15% 정도(평균 8.2%)로 最高水

위가 상승하고 있다. ILLUDAS의 設計모드인 경우에는 10年 計劃降雨에 대해 4~12% 정도(평균 7.9%), 20年 計劃降雨에 대해 3~10% 정도(평균 6.8%), 30年 計劃降雨에 대해 3~9% 정도(평균 6.4%) 最高水位가 상승하고 있다. 한편, 평가모드인 경우에는 10年 計劃降雨에 대해 7~15% 정도(평균 10.2%), 20年 計劃降雨에 대해 7~14% 정도(평균 9.5%), 30年 計劃降雨에 대해 6~14% 정도(평균 9.0%) 最高水位가 상승하고 있다.

이상의 결과로 볼 때 8個 遊水池中 단천 遊水池를 제외한 나머지 7個 遊水池는 설계당시 가정한 바와 같이 排水펌프를 Full稼動하는 기준, OR1으로 내수배제를 실시한다고 해도 새로운 計劃降雨에 대해 10年 미만의 再現期間을 갖는 시설물이 되므로 시설의 확충이 필요하다.

遊水池別로 流出解析方法에 따라 약간의 차이를 보이고 있으나 대부분 다음의 경향을 보이고 있다. 즉, 일반적으로 지속기간이 길어짐에 따라 最高水位의 水位上昇率이 증대하고 있고, 降雨強度가 증가함에 따라서는 水位上昇率이 감소하고 있음을 알 수 있다.

또한, 最高水位 上昇率은 평균강우강도(= 총강우량/ 강우지속기간)에 反比例하며, 지속기간이 길어짐에 따라 급격히 증가하는 경향을 보여주고 있다. 그러나, 동일 지속기간의 각 計劃降雨의 결과를 살펴보면 降雨強度크기의 변화는 水位上昇率에 비교적 무시할 수 있을 정도로 작은 변화를 보이고 있다.

이는 長期間 지속되는 降雨의 경우, 排水펌프의 규모 및 운영이 내수배제에 있어서 遊水池貯留機能 보다 훨씬 더 큰 비중으로 중요한 영향을 끼친다는 것을 의미하며, 현재의 遊水池 설계기준인 지속기간 120분인 경우에는 再現期間에 따른 차이도 거의 무시할 수 있을 정도의 차이를 보이고 있다.

따라서 실제 강우에 대처하는 雨水排除펌프장은 장기간 지속되는 강우인 경우 그 운영의 의미가 중요하게 되며, 排水펌프 運營基準에 따라 설계시 가정한 경우보다 最高水位가 '90년 降雨의 경우 16~52% 정도 증대하게 되어 遊水池 안전에 큰 영향을 미치게 된다. 그러므로 앞으로 遊水池·펌프장의 計劃 및 설계시에는 대상 排水區域에 대한 排水펌프의 運營基準을 확립한 후에 실시설계가 이루어질 수 있도록 제도적 장치를 강구해야 한다.

IV. 結 論

遊水池·排水펌프장의 運營基準이 洪水防禦能力에 미치는 영향을 분석하기 위하여 근래의 최대 豪雨인 '90년 洪水 및 10年, 20年, 30年 確率 設計降雨를 '90年 당시 浸水被害를 겪은

8個 遊水池에 대하여 적용하고 그 결과를 분석하였다.

1) 遊水池·펌프장의 극단적인 두 運營基準(OR1과 OR2)을 설정하고 각각의 경우에 대하여 數值實驗을 실시한 결과 遊水池 最高水位에 큰 격차를 보여줌으로써 遊水池運營基準의 중요성을 정량적으로 확인할 수 있었다.

2) '90年 당시의 浸水被害原因을 分析함으로써 앞으로의 水防對策을 위한 資料를 제시하였다.

3) '90年 既存의 서울시 遊水池·펌프장의 시설용량은 計劃降雨에 대하여 전반적으로 부족하였던 것으로 나타나 시설의 확충과 더불어 효율적인 運營基準의 확보가 필요하다.

4) 기존의 두 運營基準은 모두 부적절함을 알 수 있으며, 보다 과학적이고 경제적인 遊水池·펌프장 運營基準의 확보를 위한 지속적 연구가 필요하다.

參 考 文 獻

서울特別市(1991), 「河川沿岸 水工構造物 安全診斷 및 管理對策 調查研究報告書」.

서울特別市(1984,1991), 「下水道基本計劃 再整備(排水펌프장편)」.

서울特別市(1991), 「雨水排除 펌프장, 水門 管理指針」.

韓國建設技術研究院(1989), 「地域別 設計降雨의 時間的 分布」.

Terstriep, M. L. and J. B. Stall(1974), *The Illinois Urban Drainage Area Simulator, ILLUDAS*, State Water Survey Division, Urbana Champaign, Illinois.