

〈報文〉

## 도시 하천제방의 붕괴와 제내지 침수

李 鍾 泰\*

### 1. 서 론

홍수재해로부터 많은 인명과 각종 산업시설을 보호하고 있는 도시 하천제방은 그 설계와 관리에 만전을 기하고 있음에도 불구하고 이상 홍수, 지진 등의 천재지변과 상류측 수위조작 실수, 댐의 파괴 등으로 인하여 제방으로 부터 하천수가 범람해 들어올 수 있는 경우를 완전히 배제할 수 있다고는 볼 수 없다. 가상의 하천제방의 붕괴로 인한 홍수재해시 제내지의 보호대책과 관련하여 수리·수문학적 개념을 도입한 침수지역의 예측, 단계적 대피, 주요 시설의 보호 및 이동 등을 포함한 재해예방 및 피해 경감대책의 수립은 긴요하다고 본다.

본고에서는 하천제방의 붕괴원인 및 양상과 아울러 범람피해 지역의 예측수법에 관한 일반론을 소개함으로써 이에 관한 관심과 노력을 같이 하고자 한다.

### 2. 붕괴 원인과 양상

제방 붕괴의 근원적 원인으로서는 설계홍수량의 과소책정, 이상홍수위, 지진, 상류부의 수위조작실패, 상류댐의 붕괴 등의 외적인 요인과 제방설계단면의 부족, 제방구성재료의 부적합 및 시공, 토질, 기초공학적 약점, 관리 소홀로 인한 제방단면의 결손, 수문, 암거 등 하천 시설물의 부적합 등의 자체적 요인으로 크게 대별될 수 있다. 제방의 붕괴시에 일어나는 구체적인 현상으로는 월류(overtopping)와 세굴, 활동(sliding), 침투와 파이핑(piping)현상 등으로 나타나며, 경우에 따라서는 이러한 현상이 동시에 복합적으로 나타나기도 한다.

파괴부는 제체를 구성하는 토립자가 침식되어 나감에 따라 점차적으로 확대되어 나간다. 파괴부의 크기와 형상, 파괴시간 등은 토립자의 침식성과 흐름의 수리특성 등에 의하여 결정된다. 제

표 1.3 하천범람과 홍수피해

분 류	구 분	피 해 내 용
인명피해		사·부상·행방불명
일반자산 피 해	일반자산	가옥·가정용품·사업용자산(생산시설·원료·제품)·농업용 자산의 손실
	농작물등	농작물 등의 손실
	영업정지손실	사업 등의 영업정지로 인한 간접손실
공공토목 시설피해	공공토목시설	철도, 교량, 하천, 사방 등 시설의 손실
	농지, 농업시설	농지, 농업용 시설 등의 손실
	도시수도시설	도시시설, 수도시설등의 손실
운수통신 시설피해		철도, 지하철, 자동차 통신시설 피해

\*경기대학교 공과대학 토목공학과 부교수

외지의 수위가 계획고수위를 넘어서게 되면 제방 마루의 제내지측 단부에서 부터 침식으로 인한 파괴가 시작되고 제내지의 침수위가 상승하는 영향을 받아 침식이 억제되거나, 침식성이 작은 자연지반에 이르면 파괴부의 확대는 중지된다. 침투와 파이핑으로 인한 파괴는 물이 제체를 통하여 누수되면서, 공동을 형성하고 누출되는 유속이 점차 증대되면서 제체내의 토립자의 유실이 가속화되어 제방 전단면이 붕괴에 이른다.

하천제방 붕괴 단면의 특성은 붕괴 폭, 붕괴 시간 등으로 표현될 수 있는바, 토사범의 경우에서의 자료(한 건연, 1985)를 참조하면 대체로, 제방고 ha와 평균 파괴폭 B와는  $hd < B < 3hd$ , 붕괴시간T(hr)는  $0.1 < T < 3$ 의 정도일 것으로 짐작할 수 있다. 한편, T. Ariga(1977)가 일본 하천에서 수집한 자료에 의하면 파괴부의 폭은 하폭의  $1/8 \sim 1$ 배의 범위내에 분포하고 있음을 소개하고 있다.

3. 제내지 범람 해석

3.1 범람 홍수량

제방의 붕괴로 인하여 제내지로 유입되는 홍수량을 적절히 예측하는 것은 매우 중요하다. 그러나 그 파괴의 요인이 다양하며 복합적이기 때문에 이를 정확히 추정하는 것은 매우 어렵다. 그러나 어느정도의 오차를 허용하는 범위내에서라면 제방이 붕괴되어 나가는 양상을 몇가지로 단순화하여 근사적으로 파괴규모를 결정하고, 이에 준하는 범람 홍수량의 계산이 가능하다. 각종 파괴 양상하에서의 범람 수리현상은, 결과부와 제방 마루에서의 월류(overtopping)와 제체·암거등을 관통하는 파이핑(piping)등의 두가지로 대별할 수 있다. 그 기본적 이론은 시간의 개념이 배제된 단순 최대 홍수량  $Q_{max}$ 를 구하는 경우와 시간의 변화에 따른 홍수량  $Q_w$ 를 구하는 두가지 경우로 나누어 설명할 수 있는 바,  $Q_{max}$ 에 관한 각종 표현식들은 토사범 파괴의 경우를 많이 고려하게 되며 다음의 표 2와 같다.(이 중태, 1987)

표 2에 소개된 식들은 활용하기 간편하나 홍수

표 2 제방붕괴로 인한 가상 침투 홍수량의 근사식

제안자	년도	$Q_{max}$	비고
de Saint Venant	1871	$\frac{8}{27} W_d \sqrt{g} Y_o^{3/2}$	순간파괴, 이론식 마찰 하류수위 무시
A. Schoklitsch	1917	$\frac{8}{27} W_d \left(\frac{W_d}{W_b}\right)^{1/4} \left(\frac{Y_o}{D_b}\right)^{0.33} g D_b^{3/2}$	부분파괴, 마찰고려(수리모형 실험식)
WES	1960	$\frac{0.29 \sqrt{g} W_b D_b^{3/2}}{\left(\frac{Y_o}{D_b}\right)^{0.28}} \left(\frac{W_a}{W_b}\right)$	수리모형 실험식
Price	1977	$\frac{8}{27} \sqrt{g} Y^{3/2} (0.4b + 0.6T)$	이론식
Kirpatrick	1977	$2297(H+1)^{2.5}$	경험식(21개 댐자료)
V.S. SCS	1981	$65H^{1.85}$	경험식(13개 댐자료)
Coasta	1985	$48H^{1.63}$	경험식(31개 댐자료)

피해 양상을 보다 구체적으로 표현함에는 미흡하며, 잠정적 근사해석에 활용할 수 있다. 범람 홍수량에 관한 수문곡선을 유도하기 위하여서는 하천의 수위, 파피부의 형상 및 침수지역의 수위를 고려하여 월류로 인한 파피의 경우에는 광정웨어 공식, piping의 경우에는 오리피스 공식이 기본적으로 사용된다. 즉, 임의의 시간 t에서 총유출량  $Q_{b(t)}$ 는 식 (1)과 같다.

$$Q_{b(t)} = C_1 \beta (h - h_b)^{1.5} + C_2 \beta (h - h_b)^{2.5} + C_3 a (h - h_b)^{0.5} \dots \dots \dots (1)$$

$C_1, C_2$  : 광정구형웨어 및 광정삼각형웨어의 유량계수

$h, h_b$  : 임의의 시간에서의 하천수위 및 파피부의 높이

$h_b$  : piping 발생 높이

$a$  : piping 발생 단면적

$\beta$  : submergence factor

$C_1, C_2$ 는 엄격한 의미에서 광정 side weir에서의 값이 부여되게 되며 경험치 또는 W.H. Hager 등의 이론식 등을 활용한다. 제방의 파피는 제외지 홍수과가 형성되면서 발생하는 경우가 일반적이며 적절한 하천수위  $h(t)$ 를 산정하기 위한 하도에서의 홍수와 해석이 먼저 수행되며, 이를 위하여서는 수문 또는 수리학적 방법[식 (2, 3)] 등이 활용된다.

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + B_r \frac{\partial \eta}{\partial t} - q_r = 0 \dots \dots \dots (2)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left( \frac{Q^2}{A} \right) + gA \left( \frac{\partial \eta}{\partial x} + S_f + S_e \right) + W_r B_r - q_r \cdot V_r = 0 \dots \dots \dots (3)$$

제방 유실부 지점에서의 유량  $Q$ 는 주하도방향 유량  $Q_s$ 와, 파피부로의 범람 유입량  $Q_b$ 로 배분이 되며, (1)  $Q_s \gg Q_b$ , (2)  $Q_s > Q_b$ , (3)  $Q_s \approx Q_b$ , (4)  $Q_s < Q_b$ , (5)  $Q_s \ll Q_b$  등의 다섯가지로 나누어 생각할 수 있다. (1)의 경우에서는 하도의 유량이 제내지 범람 유량에 비해 매우 큰 경우로서  $Q_b$ 로 인한 하도의 수위 변동에는 큰 영향을 주지 않으며 하도에서의 홍수추적에 의한 결과치가 해당 위치에 그대로 활용된다. (2)의 경우에는 하도

의 유량이 제내지 침투 유량에 비해 크나  $Q_b$ 의 방출로 인한 영향이 하도 수위에 영향을 주므로 파피부를 주하천의 지천으로 간주하여 파피지점에서의 수위~유량 관계를 추적한다. (3)은 하도 유량과 침투유량이 양배분되는 경우이며, (4), (5)의 경우에는 하도 홍수량의 대부분이 제내지로 유입되는 경우로서 하상고가 제내지의 높이보다 상대적으로 높은 경우에 발생되는 경우이다. 1947년 9월 일본 要橋地先, 1967년 8월 加治川 하류부에서의 경우에는 본천의 최대유량의 1/3 정도가 범람수량으로 기록되어 있다.

### 3.2 제내지 침수 범위 예측

유실된 제방의 범람 홍수류는 붕괴지점을 기점으로 하여 먼저 제내지의 저지대로 유입해 들어가며 제내지의 지형, 구조물 등의 영향을 받으면서 그 침수범위를 확대해 간다. 파제부에서 급류의 상태로 월류한 범람수는 초기에 사류(射流)의 상태이나 그 침수역을 확대시켜 나가기 시작하면서 급격히 유속과 수심이 감소되면서 도수현상을 거쳐 상류의 상태로 흐른다. 유속은 더욱 점차 감소되어 침수역 외곽에서의 유속은 매우 작아진다. 일반적으로 침수역의 확대 형태는, 중심좌표가 이동되는 상태에서 반경이 증대되어 나가는 원호상으로는 볼 수 있다. (T. Ariga, 1977) 또한 파제부의 수위가 침수범위의 확대규모에 지배적인 영향을 주게되며, 침수역의 형태는 대체로 다음 그림 1과 같이 구분할 수 있다.

그림 1에서 A, B는 파제부의 폭에 따른 침수범위 확대양상을 비교한 것이며, B와 C는 침수역에서의 바닥 조도계수의 크기에 따라 원의 중심 이동속도에 차이가 남을 설명해 주고 있다. 즉, C의 조도계수가 B의 것보다 큰 경우 C에서의 중심 이동속도가 B보다 느리게 된다. 한편, Y방향의 경사도가 급하면 D의 경우처럼 중심 이동속도는 커지며, 그 반대의 경우(역경사)에서는 E처럼 중심이동이 크게 억제된다. 또한 침수역에서의 각종 구조물(건물, 가옥)의 배열이 침수역에 주는 영향을 설명하기 위한 그림이 F.G로서 장애물이 직교형 또는 방사형으로 배열됨에 따라

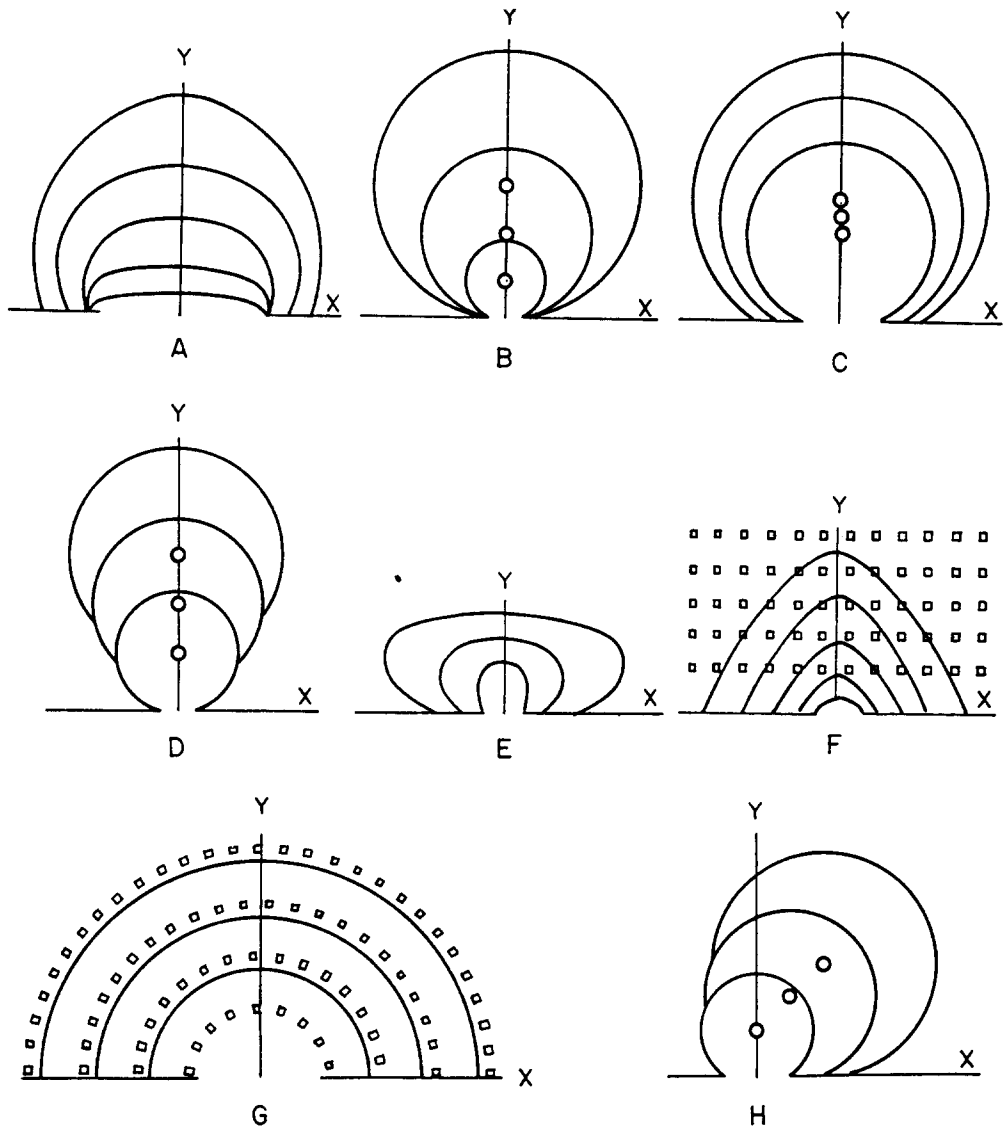


그림-1 범람 홍수류의 파급 양상

그 범람영역의 모습이 다르게 나타난다. H의 경우에는 원의 포락선과 제방선이 이루는 범위가 침수역이 된다.

파제부로부터 제내지로의 홍수류를 해석하기 위한 수법은 저류방정식, 1차원 부정류 해석, 2차원 부정류 해석 등의 세가지 방법으로 크게 구분할 수 있다. 저류 방정식(식 4)에 의한 방법은 유입량과 침수면적과의 관계성만 고려한 것이므로 홍수파의 파급에 따른 시간적 분포를 고려하

지 않는 약점이 있으나, 비교적 소규모의 침수역에서는 침수가 거의 동시에 일어나며 가옥·건물·가로망 등의 복잡한 지형에서는 타 방법에 비해 그 적용이 편리한 이점이 있다.

$$\frac{d(A \cdot d)}{dt} = Q_b - Q_1 - Q_m - Q_L \dots \dots \dots (4)$$

여기서, A : 침수면적

d : 침수위

Q<sub>b</sub> : 파제부로부터의 유입량

$Q_1$ : 침수역에서의 지하 침투량  
 $Q_2$ : 지하(기준표고 이하)저수량  
 $Q_L$ : 타 하천 또는 제내지로의 유로 변경으로 인한 유출량

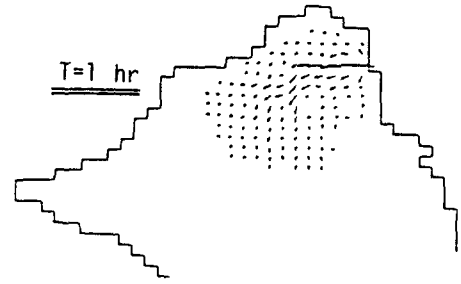
파제부로 부터의 범람수는 제내지의 지형이 일 정방향으로 발달되어 그 경사도가 뚜렷할 때는 그 방향으로의 강한 흐름이 유발될 수 있으며 이 때에는 예상 흐름 방향축을 따라 주 하천에서 작 용한 바 있는 수문·수리학적 일차원 흐름해석수 법으로부터 범람수의 전과양상을 추정하여 침수 역을 결정한다. 일반적인 형태로서의 침수역이 확대되어 나가는 양상은 그림 1에서 예시된 바와 같이 2차원 평면에서의 흐름으로 간주될 수 있으 므로, 제내지의 침수예상 범위에 대하여 격자망 을 구성하고, 연속·운동량 방정식 식(5~7)을 유한차분법 또는 유한요소법을 적용하여 흐름을 해석할 수 있다.

$$\frac{\partial \eta}{\partial t} + \frac{\partial p}{\partial x} + \frac{\partial q}{\partial y} = 0 \dots\dots\dots (5)$$

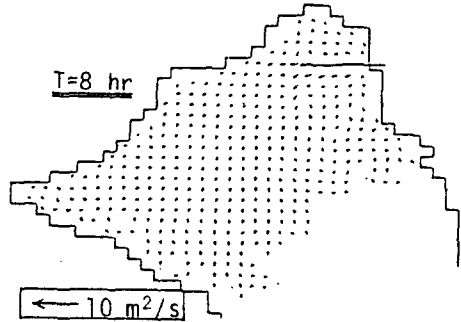
$$\frac{\partial p}{\partial t} + P \cdot \frac{\partial}{\partial x} \left( \frac{p}{d + \eta} \right) + \eta \frac{\partial}{\partial y} \left( \frac{p}{d + \eta} \right) - f q + g(d + \eta) \frac{\partial \eta}{\partial x} + \frac{\tau_{xb}}{\rho} - W_{xl} = 0 \dots\dots\dots (6)$$

$$\frac{\partial q}{\partial x} + P \frac{\partial}{\partial x} \left( \frac{q}{d + \eta} \right) + q \frac{\partial}{\partial y} \left( \frac{q}{d + \eta} \right) + f p + g(d + \eta) \frac{\partial \eta}{\partial y} + \frac{\tau_{yb}}{\rho} - W_{yl} = 0 \dots\dots\dots (7)$$

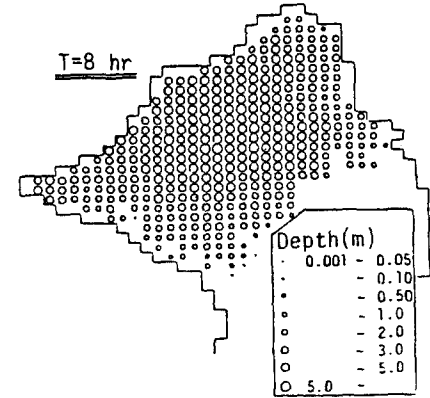
그림 2는 일본 守治川の 제방과괴로 인한 巨諒池地改良區의 침수과정을 2차원 해석한 한 예이다(岩佐, 1980). 이 방법은 이론적으로는 정교하며 홍수과의 시간과 공간분포를 계산해낼 수 있는 반면에 지형과 각종 구조물의 배치가 복잡한 지역에서는 그 해석이 매우 복잡하며 오히려 저류 방정식에 의한 방법보다 큰 오차를 유발할 수 있는 위험도 내포하고 있으므로, 농경지, 미개발 지 등의 비교적 지형이 단순한 지역에 적용하면 비교적 만족할 만한 결과를 기대할 수 있을 것으로 기대된다.



(a) 1 hour after breaking.



(b) 8 hours after breaking.  
Distribution of discharge fluxes.



Depth distribution at 8 hours after breaking.

그림-2 범람 홍수과의 2차원해석 결과

#### 4. 결 론

인류는 하천으로 생존하기 위한 각종 용수를 공급받아 오고있는 한편, 홍수로 부더의 재난도 동시에 겪어오고 있다. 특히 인구·산업시설의 급증 및 토목기술의 발달로 인하여 각종 토지의 이용 극대화가 이루어지고 있으며, 하천에 매우 근접한 곳까지도 생활권을 넓혀 나가게 되었으므로, 홍수 재해로부터 인명과 재산을 보호하여 주는 제방의 역할은 더욱 중요하게 되었다. 특히, 도시하천과 같이 주변에 많은 인구와 건물과 각종 산업시설이 밀집해 있는 곳에서 불의의 제방의 붕괴로 인한 홍수류의 범람은 막대한 인명의 손상 및 경제적인 손실은 물론이려니와 사회적 혼란까지도 야기시킬 수 있는 큰 재해가 될 수 있다.

특히 1984년 홍수시 서울 망원동의 제방누수로 인한 피해는 그 제방손상규모와 침수 범위에 비해서 경제적, 사회적 물의를 크게 이르킨 예가 있었으며, 1987년 금강 하천 제방의 붕괴로 광범위한 농경지와 부여, 논산, 강경 등의 도시가 물에 잠기는 등의 막대한 피해를 겪은 바 있다. 도시 하천의 제방은 국가안보차원에서 세심한 관리가 되어야 할 것이다.

#### 참고문헌

- 1) 한 건연 외, "Earth Dam의 파괴로 인한 유출 수문곡선의 해석", 대한토목학회 논문집 5(2), 1985
- 2) 이 종태, "댐의 파괴원인과 침투홍수량의 예측", 대한토목학회지 35(1), 1987
- 3) \_\_\_\_\_, "댐의 파괴 양상", 한국수문학회지 20(3), 1987
- 4) 有賀世治, "有堤河川の 破堤による 汎濫區域推定に 關する 實證的 研究(第1報)", 東海大學紀要, 1977
- 5) 岩佐義明 外, "汎濫水の 水理の 數値解析法", 京大防火 研究所年報 Vol. 23, B-2, 1980
- 6) Barre de saint Venant, A., "Theorie du mouvement nonpermenant des eaux" Comptes Rendus des Seances del Academe des Sciences, Vol. 73, 1971, pp 147-154, 237-240.
- 7) Schoklitsch, Armin, "Uberdammbruchwellen", Sitzber. Akad. Wiss. Wien. 126, 1917.
- 8) Kirpatrick, G.W., "Evaluation guidelines for spillway adequacy, in the evaluation of dam safety", Engineering Foundation Conference, Pacific Grove, California, 1977, p. 395-414.
- 9) Price, J.T., Lowe, G.W., and Garrison, J.M., "Unsteady flow modeling of dam-break waves", Dam-Break Flood Routing Model Workshop. Bethesda, Maryland, 1977, U.S. Water Resources Council. Hydrology Committee, 1977.
- 10) Soil Conservation Service, "Simplified dam-break routing procedure", U.S. Department of Agriculture, Technical Release 66, 1981.
- 11) Coasta, J.E., "Floods from dam failures", U.S. Department of the Interior Geological Survey. Open file report 85-560, 1985.
- 12) Hager, W.H., "Lateral outflow over side weirs", ASCE, HY. 113(4), 1987.