

연천댐 사례를 통한 댐 파괴 부정류해석 및 하류 영향 검토(II) - 시나리오에 따른 댐 하류 부정류 해석 및 범람특성 연구 -

장 석 환

대전대학교 건설시스템공학과

(2008년 9월 30일 접수; 2008년 10월 28일 수정; 2008년 11월 18일 채택)

Dam Failure and Unsteady Flow Analysis through Yeoncheon Dam Case(II)

- Unsteady Flow Analysis of Downstream by Failure Scenarios -

Sukhwan Jang

Department of Civil Engineering, Daejin University, Pocheon, Kyunggi Do 487-711 Korea

(Manuscript received 30 September, 2008; revised 28 October, 2008; accepted 18 September, 2008)

Abstract

This study aims at the analyze of unsteady downstream flow due to dam failure along dam failure scenario and applied to Yeoncheon Dam which was collapsed August 1st 1999, using HEC-RAS simulation model. The boundary conditions of this unsteady flow simulation are that dam failure arrival time could be at 02:45 a.m. August 1st 1999 and failure duration time could be also 30 minutes. Downstream 19.5 km from dam site was simulated for unsteady flow analysis in terms of dam failure and non-failure cases. For the parameter calibration, observed data of Jeonkok station were used and roughness coefficient was applied to simulation model. The result of the peak discharge difference was 2,696 to 1,745 m³/sec along the downstream between dam failure and non-failure and also peak elevation of water level showed meanly 0.6m difference. Those results of these studies show that dam failure scenarios for the unknown failure time and duration were rational because most results were coincident with observed records. And also those results and procedure could suggest how and when dam failure occurs and downstream unsteady flow analyzes.

Key Words : Dam failure, HEC-RAS, Scenario, Peak Discharge, Unsteady flow

1. 서 론

댐 붕괴에 관한 연구로서는 Ritter, Dressler, Whitham 등에 의하여 급격한 붕괴로부터 발생하는 Positive Wave와 Negative Wave에 관한 연구가 있었다¹⁻³⁾. 댐

하류부의 홍수 추적과정에 관한 수치해석기법은 대부분의 경우 Saint-Venant 식을 지배방정식으로 사용하고 있는데 Sakkas와 Strelkoff, Rajar, Katopodes와 Strelkoff, Chen과 Ambruster, Ponce와 Tsvoglou는 유한차분기법(finite difference method)을 이용하여 댐 붕괴 홍수파를 해석하였다^{4,5)}. 댐 붕괴로부터의 홍수파 해석을 위한 방법은 그 해석 알고리즘이 비교적 정교한 해석모형으로 동역학과 홍수추적 방법을 사용하는 미국 기상청의 FLDWAV모형(Fread D.L.,

Corresponding Author : Sukhwan Jang, Department of Civil Engineering, Daejin University, Pocheon, Kyunggi Do 487-711, Korea
Phone: +82-31-539-2025
E-mail: drjang@daejin.ac.kr

1998), 수문학적 홍수추적방법을 사용하는 미육군 공병단 수문연구소(U.S Army corps of Engineers, Hydraulic Engineering Center, HEC)의 HEC-1(1987) 모형이 있으며 개수로에서 일차원 부정류 흐름해석을 모의할 수 있는 수치모형은 미국 기상청에서 개발한 DWOPER모형과 FLDWAV모형, 그리고 미육군공병단의 수문 연구소(HEC)에서 개발한 UNET 모형을 대표적으로 들 수 있다⁶⁻⁸⁾.

국내에서는 댐 붕괴에 의한 하류부 홍수파 해석이 많이 다루어져 왔다. 이 분야에 대한 연구로서 구 등⁷⁾에 의하여 댐 붕괴에 의한 하류부 부정류 흐름의 수리학적 영향검토와 1999년 장⁹⁾에 의한 연천소수력발전소(연천댐) 붕괴로 인한 수해원인조사감정평가서가 있었다. 댐 붕괴에 대한 연구로서 댐 붕괴 홍수파 해석을 위한 무차원 홍수추적곡선 유도가 있었으며, 또한 이⁹⁾에 의한 흩댐의 가상파괴로 인한 홍수파의 예측 모형에 대한 연구가 있었다.

그리고 한¹⁰⁾에 의한 흩댐의 파괴에 따른 홍수파 예측 모형의 개발과 이¹¹⁾에 의한 댐 파괴에 따른 무차원 홍수추적곡선의 유도가 있었다.

본 연구에서는 연천댐 사례를 통한 댐 파괴 해석 및 부정류 해석(I) -댐 파괴 시나리오와 부정류 해석을 통한 지속시간 및 파괴시간 해석-에서의 시나리오별 댐 파괴시간 및 지속시간의 결정에 따른 하류하천의 영향 검토를 위하여 관측 기록된 전곡수위표를 기준으로 각 지천의 유입상황과 댐 파괴의 홍수량을 고려하여 HEC-RAS모형의 부정류해석 모듈을 이용하여 상기 논문의 댐 파괴시간 및 지속시간을 검증하고 하류하천 구간의 수위특성을 분석하고자 한다.

2. 하류 홍수위 산정을 위한 모형의 검증

2.1. 댐 현황 및 유역홍수량

연천댐이 위치한 한탄강은 임진강의 제 1지류이며 유역면적이 2,436 km², 유로연장이 141 km로서

Table 1. Dimension of Yeoncheon Dam⁹⁾

Dam type	CFRD	Dam crest EL.	EL. 53.50 m(Height 22 m)
H.W.L.	EL. 50.0 m (Depth 18.5 m)	Gates	7 (10.5 m × 11.3 m x 7)
Length	165.6 m	Crest width	8.0 m
L.W.L.	EL. 45.0 m (Depth 13.5 m)	Bed EL.	EL. 30.0 m
Capacity	1,300mil. m ³	Design flood	5,230 m ³ /s

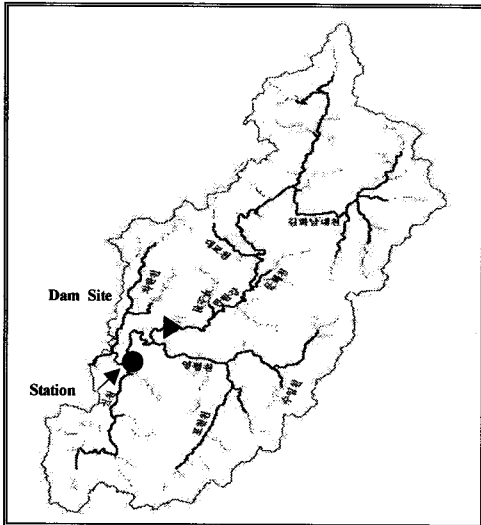


Fig. 1. Hantan River Basin.

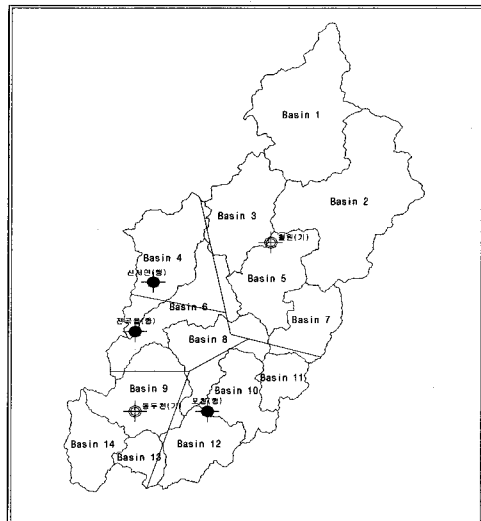


Fig. 2. Rainfall stations and thissen polygon.

영평천과 신천 그리고 차탄천의 주요 지류로 구성되어 있으며⁹⁾ 연천 댐은 유로 변경하여 낙차를 이용하는 댐 수로식으로 발전 시설용량이 6,000 kw(3,000 kw×2기)로 우리나라 최대의 소수력 발전 가능 댐이었다.

1996년 7월 홍수로 인하여 일부 유실된 연천댐은 1999년 7월 31일부터 8월 2일까지 700 mm 이상의 집중호우로 인하여 8월 1일 새벽에 연천댐이 또 다시 파괴되어 하류에 큰 피해가 발생하였으며 1999년 7월 31일 18:00시 이후에는 시간당 70 mm가 넘는 집중호우로 인해 수문 완전개방을 실시하였으나 댐 제체와 보수를 위한 가물막이공도 함께 파괴가 일어났으나 그에 대한 시간적 기록이 없는 상태로 8월 1일 00시 부터 04시 사이에 댐 파괴가 발생하였을 것으로 추측 하고 있었으며 이로 인한 하류의 홍수해석의 어려움과 논란이 있어 왔으며 정확한 파괴시간 추정과 하류 홍수추적이 필요하였다.

홍수량 분석결과 연천댐 지점의 첨두 홍수량은 10,324 cms이며 유출총량은 1,263.90백만m³로 모의되었다. 이때의 첨두 홍수량 발생시간은 1999년 8월 1일 05:00 경이고 주요지점의 홍수량 발생모의 결과 신천 합류점 지점의 첨두 홍수량은 12,502 cms이며, 발생시간은 8월1일 04:30 경으로 조사되었고 차탄천 합류점 지점의 첨두 홍수량은 13,961.0 cms, 첨두 발생시간은 8월 1일 4:30 경, 한탄강 하구지점의 첨두 홍수량은 14,142.0 cms, 첨두시간은 8월 1일 04:30 경으로 분석되었다.

2.2. 하도의 모형화

HEC-RAS모형은 미 공병단 수문 연구소에서 개발한 1차원 부정류 모형으로 지배방정식은 Saint-

Venant 식의 가중 4점 음해 차분법이다. Saint-Venant 방정식은 1차원 점변 부정류 방정식으로 한 쌍의 연속방정식과 운동방정식으로 구성되며, 이들 방정식은 각각 시간과 거리의 1차원 편미분 방정식으로 구성되어 있다⁶⁾. 본 연구에 적용되는 연천댐 유역의 하류 부정류 해석을 위해서 한탄강 유역에 위치한 신천, 차탄천 및 하구유입량을 모의대상에 포함하여 신천, 차탄천 및 하구유입량이 한탄강 직하류에 모의될 수 있도록 하였으며 한탄강 하류지역의 홍수와 해석을 실시하기 위하여 연천댐 직하류 19.5 km 구간에 대하여 HEC-RAS 모형을 구축하였다. 구축된 모형의 지형자료는 임진강수계 하천정비기본계획¹²⁾에서 실시한 측량성과를 이용하여 한탄강 직하류 19.5 km에 대하여 입력하였으며, 하도 내 교량 및 낙차공과 같은 수리구조물을 포함하여 구성하였다. 이때의 구성된 지형자료 단면 수는 교량 및 낙차공지점등을 포함하여 215개이다⁸⁾. 모형의 경계조건 중 상류 경계조건은 댐 유출량자료를 30분단위로 입력하였으며, 지천유입 경계조건은 신천과 차탄천 합류지점 및 하구 잔여지역에 대하여 HEC-HMS모형에 구한 홍수량 값을 30분 단위로 입력하였다.

또한 하류 경계조건은 등류수심조건을 지정하는 방법을 채택하였으며, 이는 정류해석을 통하여 도출된 수위-유량관계곡선식에 의한 방법과 등류수심조건을 지정하는 방법을 비교하여 채택한 것이다. 여기서 등류수심조건의 채택근거는 하구지점에 알려진 시간대별 수위자료가 없고 한탄강 하구지점은 하상경사가 급하고 변화가 심해 하구로부터 약 500 m 구간에서 이미 자체수위를 형성하고 있으며, 동구간에서 유량규모에 따라 형성되는 에너지 경사

Table 2. Peak discharges in Hantan River Basin

River	Location	Index	Peak discharge (m ³ /sec)	Peak time	Remark
Hantan R.	Yeoncheon Dam	Dam	10,324	08/01 05:00	
	Shincheon Jc.	J2	12,502	08/01 04:30	
	Chatan Jc.	J1	13,732	08/01 04:30	
	Outlet	Outlet	14,142	08/01 04:30	
Yeonpyong R.	pocheon Jc.	J2-1	2,832	08/01 12:30	
	Outlet	yp-Cr	3,624	08/01 12:30	
Shincheon R.	Outlet	Sin-Cr	2,717	08/01 03:00	
Chatan R.	Outlet	Basin14	1,263	08/01 05:30	

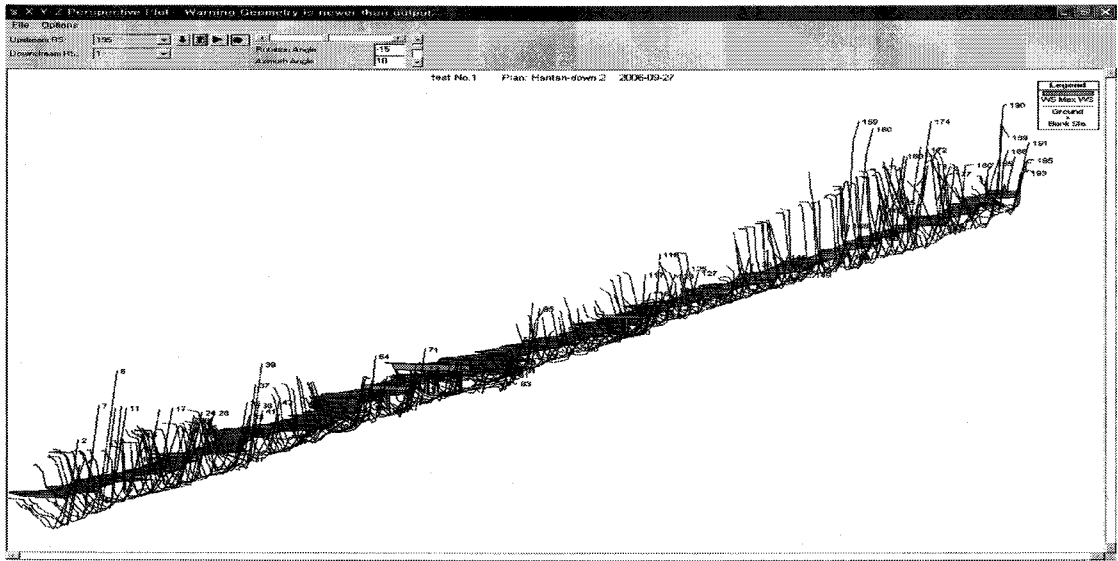


Fig. 3. HEC-RAS scheme in Hantan River.

(m/m)가 10^{-4} 범위를 벗어나지 않기 때문이다.

2.3. 모형의 매개변수 선정 및 검증

하도의 홍수와 해석에서 가장 중요한 영향을 미치는 매개변수로는 조도계수를 들 수 있다. 조도계수는 하도의 거칠기를 나타내는 값으로 임의 하도에서 일정량의 홍수량이 유하하는 경우 조도계수에 의하여 수위가 결정된다고 할 수 있다^{13),15)}.

조도계수는 수로 내를 흐르는 물에 대한 마찰 저항을 나타내는 수리학적 계수로서 일반적으로 Manning의 조도계수를 의미한다. Manning의 조도계수에 영향을 주는 요소들로서는 수로의 표면조도, 수로내의 식물, 수로의 부정, 수로법면 보전 및 세굴, 장애물, 수로의 크기와 형태, 수위 및 유량 계절적 변화 등 매우 다양하여 동일하천, 동일구간은 물론 경년적으로도 변하므로 정도가 높은 값을 얻기란 상당히 어려우나 본 연구에서는 현장조사에 의한 육안조사결과와 하천설계기준에서 제시하는 기준값 및 최신 관련자료 등을 이용하여 한탄강 연천댐 하류구간의 조도계수를 부여하였다.

우리나라 하천설계기준¹³⁾에 의하면 자연하천 중 큰하천의 조도계수 범위는 0.018~0.040까지이며 점토 또는 사질하상이며, 사행이 적은 하천의 조도계수는 0.018~0.035를 제안하고 있다. 또한 자갈하

상에 대해서는 0.025~0.040까지 제안하고 있으므로 한탄강에서의 조도계수는 0.035 내지 그 이상 값으로 설정할 수 있다¹³⁾. 미국 Haestad Methods Solution Center에서 출간한 “Floodplain modeling using HEC-RAS, 2003¹⁴⁾”에 의하면 하폭이 100ft 이상이고 하도 단면이 불규칙하며, 거친 단면형상을 가지는 하도에서의 조도계수 범위는 0.035~0.100까지로 제안하고 있으므로 한탄강 점토구간에서의 조도계수는 0.035이상을 채택할 수 있다고 사료된다.

또한 미국 FHWA(Federal Highway Administration)에서 채택하고 있는 조도계수 결정 공식은 다음과 같다¹⁴⁾.

$$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4) m_5 \quad (1)$$

여기서 n_0 은 직강하도에서 하상재료로 결정되는 기준 조도계수 값, n_1 은 하도 표면의 불규칙성에 의하여 가산되는 요소 값, n_2 는 하도단면의 형상 및 크기의 변화에 의하여 가산되는 요소 값, n_3 은 흐름 장애물의 다수에 의하여 가산되는 요소 값, n_4 는 하도 식생 정도에 의하여 가산되는 요소 값, m_5 는 하도 만곡에 의하여 가중되는 인자 값이다. 이를 평상시 하도의 한탄강 점토구간에 대한 값으로 계산하면 다음과 같다.

$$n = (n_1 + n_2 + n_3 + n_4) \times m_5$$

$$0.052 = (0.020 + 0.010 + 0.005 + 0.010) \times 1.15$$

점토 사질하상 보통 불규칙 상류흐름장애물 중간 식생 다소의 사행

(2)

이상과 같은 조도계수 범위는 평상시 하도의 모든 조건으로부터 검토한 내용으로 수심이 보통이고 상류인 조건으로부터 출발하므로 본 연구에서는 댐 파괴로 인한 유량규모가 큰 홍수파의 경우 하도 식생이나 장애물이 흐름에 영향을 거의 주지 않기 때문에 n_3, n_4 를 미소 값으로 고려하면 0.035~0.040가 된다.

$$n = (n_1 + n_2 + n_3 + n_4) \times m_5$$

$$0.040 = (0.020 + 0.010 + 0.002 + 0.003) \times 1.15$$

점토 사질하상 보통 불규칙 홍수시장애물 홍수시식생 다소의 사행

(3)

1999년 8월 홍수의 경우 유량규모가 크고 수심이

깊어 유량규모가 적은 일반적 상시흐름 경우 채택하는 조도계수 보다는 다소 작은 값을 사용하고 하류 수위조건과의 검증과정에서도 나타나듯이 0.035~0.038을 채택하는 것은 바람직하다고 판단된다. 채택된 조도계수의 검증을 위하여 1999년 7월 31일 12:00~8월 2일 23:30 까지 한탄강수계 내 전곡수위표에서 관측된 자료와 모의결과를 비교하였다. 여기서 검증을 위한 모형의 구축은 수해발생당시 상황이 반영된 조건에서 실시해야 하므로 상기 논문(I)에서의 “4.2 댐 운영 및 파괴에 대한 시나리오 설정”에서 제시한 Case 4의 경우 즉, 댐이 8월 1일 02:45경 30분 만에 파괴되고 우안 측 가시설인 존치되어있는 조건으로 구축하였다.

이때 유입홍수량과 지천의 홍수량 경계조건 및 전곡수위표 지점에서 관측수위와 계산수위를 비교하여 제시하면 다음과 같다.

검증결과 Fig. 6, Fig. 7, Fig. 8에서 볼 수 있는 바와 같이 본 연구에서 모의한 전곡수위표 지점의 계

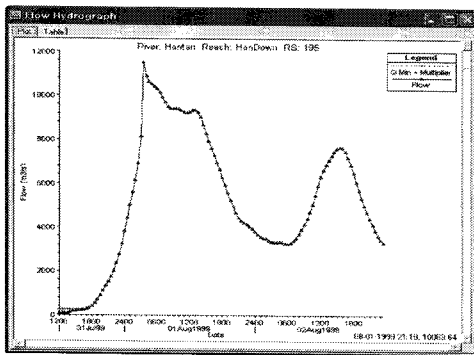


Fig. 4. Dam inflow condition.

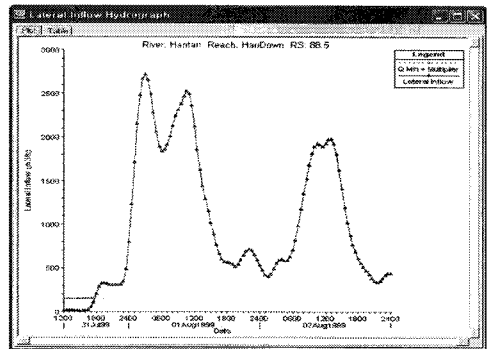


Fig. 5. Shincheon inflow condition.

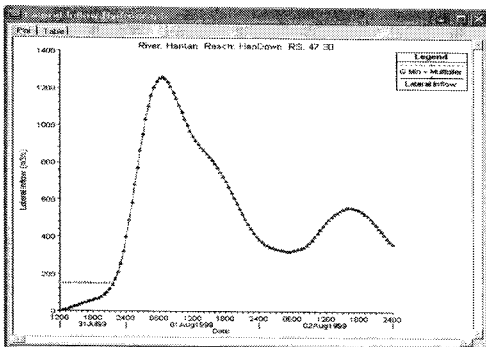


Fig. 6. Chatan River inflow condition.

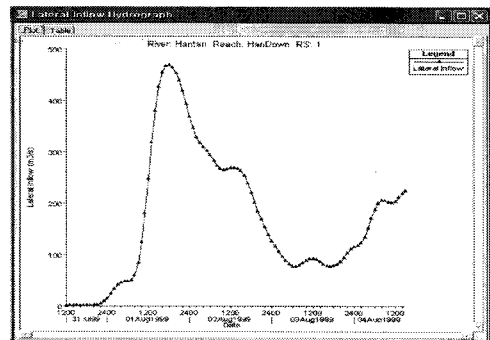


Fig. 7. Outlet inflow condition.

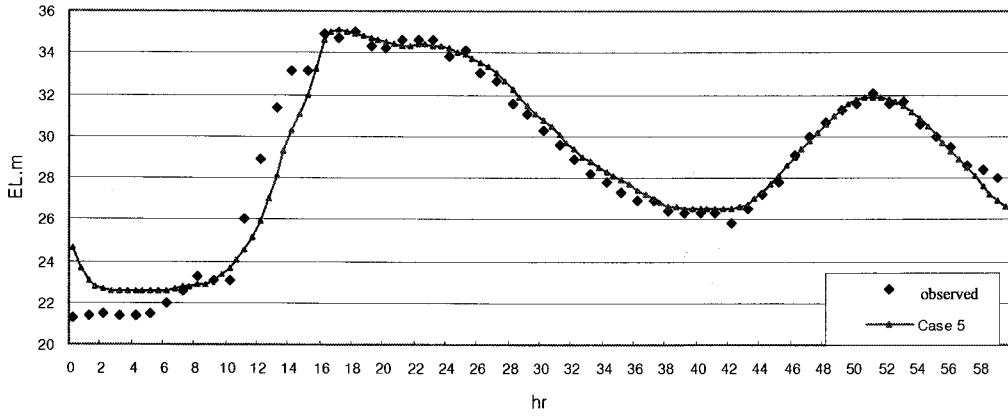


Fig. 8. Observed data vs. calculated data at Jeonkok station(7/31 12:00~8/2 23:30).

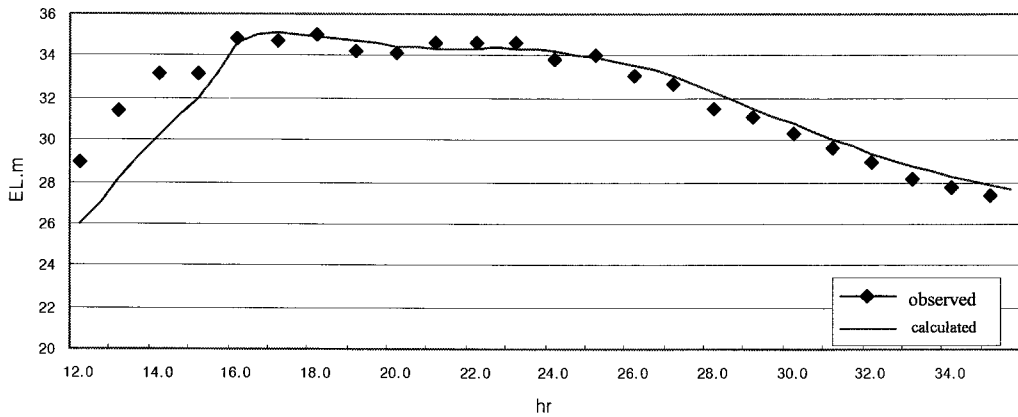


Fig. 9. Observed data vs. calculated data at Jeonkok station(8/1 00:00~8/1 23:30).

산수위는 초기 침투까지 도달하는 증수부를 제외하고 양과 경향에서 매우 근사한 결과를 제공하는 것으로 조사되었다. 그러나 Table 1의 8월 1일 05:00 전곡수위표 관측수위를 보면 EL.34.70 m로 전·후 시간대와 비교했을 때 0.17~0.28 m 정도 작은 값을 나타내고 있다. 여기서 이 시간대에 전곡수위표 지점 수위에 영향을 줄 것으로 예측되는 03:00~04:00경 댐 유출량은 침투 홍수량에 가까운 비교적 많은 양을 기록하고 있었고 전곡수위표 지점 1.9 km 상류에서 유입하는 신천 유입량 또한 04:00~05:00경 2,000 m³/sec(침투 홍수량 2,717 m³/sec) 정도를 보이고 있었으므로 상하류 수문량을 가지고 판단했을 때 05:00 전곡수위표의 관측수위는 양에서 뿐만 아

니라 경향에 있어서 04시나 06시의 수위와 비슷하거나 상회하는 경향이 더 타당하다고 판단된다. 특히 댐에서의 최대 방류량은 8월 1일 03:06경 12,054.8 m³/sec로 댐 파괴에 의한 홍수파가 유하하여 전곡수위표 지점에서 04:00경 최대 유하량 12,855.1 m³/sec를 보이고 30분 후 최고 수위인 EL.35.07 m에 도달한 것으로 분석되었다. 또한 05:00경 댐 유출량은 댐 상류 유입량이 침투를 나타내고는 있었으나 댐 파괴에 의한 영향이 줄어들면서 전시간대 보다는 줄어든 10,493.4 m³/sec를 보였고 이 영향으로 06:00경 전곡수위표 지점 수위는 EL.34.89 m로 계속 높은 수위를 유지하면서 수위 감소세는 둔화되는 현상을 나타내는 것으로 분석되었다.

Table 3. Observed data vs. calculated data at Jeonkok station

Time				Dam site(m ³ /sec · m)		Jeonkok station site(EL.m · m · m ³ /sec)			
Cal. Time	M/D	H	M	Q	W.L.	Obs. W.L.	Cal. W.L.	Difference	Q
13.0	8/1	1	00	5007.3	49.85	31.37	28.14	3.2	5443.9
13.5		1	30	5583.8	51.10		29.25		6395.8
14.0		2	00	6134.8	52.43	33.18	30.24	2.9	7398.9
14.5		2	30	6912.2	53.77		31.08		8285.7
15.0		3	00	8118.2	55.01	33.18	31.93	1.3	9255.1
15.5		3	30	11484.5	54.26		33.21		11153.2
16.0		4	00	10890.4	53.49	34.87	34.61	0.3	12855.1
16.5		4	30	10619.4	53.14		35.02		12804.7
17.0		5	00	10493.4	52.98	34.70	35.07	-0.4	12647.7
17.5		5	30	10396.5	52.86		34.99		12455.9
18.0		6	00	10277.3	52.71	34.98	34.89	0.1	12285.7
18.5		6	30	10119.6	52.50		34.79		12142.2
19.0		7	00	9913.4	52.25	34.28	34.68	-0.4	12014.6
19.5		7	30	9674.7	51.94		34.58		11856.7
20.0		8	00	9475.9	51.69	34.18	34.47	-0.3	11757.1
20.5		8	30	9385.9	51.58		34.40		11698.2
21.0		9	00	9383.6	51.58	34.60	34.36	0.2	11696.1
21.5		9	30	9393.3	51.59		34.36		11738.2
22.0		10	00	9363.8	51.55	34.60	34.38	0.2	11798.1
22.5		10	30	9293.0	51.47		34.40		11825.4
23.0		11	00	9219.1	51.37	34.58	34.37	0.2	11779.9
23.5		11	30	9189.7	51.34		34.30		11662.6

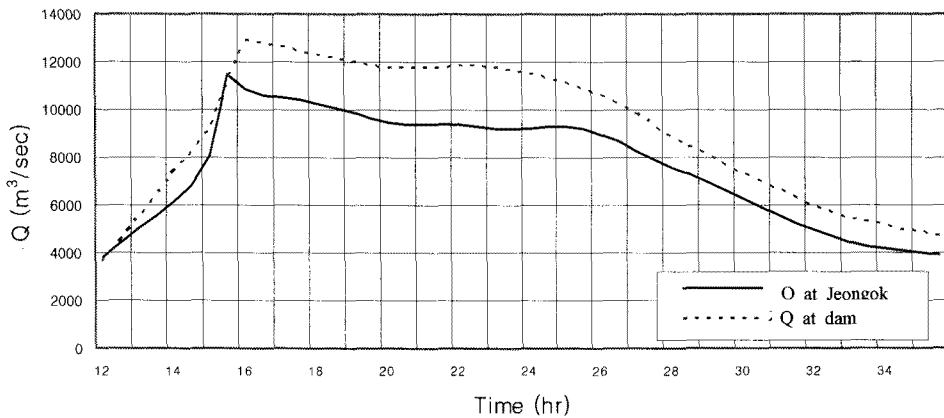


Fig. 10. Discharge hydrograph at dam site and Jeonkok station.

이를 시간대별로 정리하면 다음 Table 4와 같다.

3. 댐 붕괴에 의한 하류부의 영향

댐 붕괴로 인한 하류의 영향 검토를 위해 Case 2 (댐이 붕괴 되었을 때 : 이하 Case 2)과 Case 5(댐이

붕괴 되지 않았을 때 : 이하 Case 5)의 하류에서 유출량과 수위 영향을 모의하여 비교분석 하였다. 총 19.5 km 구간을 4구간으로 나누어 상류로부터 댐 하류 지점인 5 km, 신천 합류점 이전인 10 km, 차탄천 합류점 이전인 15 km, 임진강 합류점 이전인 19.5 km(한탄강 유출구)에서의 침투 홍수량과 침투 수위

Table 4. Dam failure process and hydrograph change at Y.C. dam and J.K. station

Calculation Time				Dam Site(EL.m · m ³ /sec)		J.K. Station(EL.m · m ³ /sec)		Remark
Cal. Time	M/D	H.	M.	W.L.	Q	W.L.	Q	
12.000	8/1	0	00	47.70	3,821.9	25.95	3,629.3	
12.250		0	15	48.20	4,128.3	26.29	3,918.7	Coffer facility overflow start
14.750		2	45	54.45	6,892.2	31.40	8,660.6	Dam failure start
14.770		2	46	54.50	6,912.2	31.40	8,660.6	
15.106		3	06	55.09	12,054.8	32.03	9,391.7	Peak discharge arrival
15.250		3	15	54.89	12,054.8	32.76	10,276.8	Dam failure finish
15.500		3	30	54.26	11,484.5	33.21	11,153.2	
16.000		4	00	53.49	10,890.4	34.61	12,855.1	Peak discharge at Jeonkok station
17.000		5	00	52.98	10,493.4	35.07	12,647.7	Peak water level at Jeonkok station
17.500		5	30	52.86	10,396.5	34.99	12,455.9	
18.000		6	00	52.71	10,277.3	34.89	12,285.7	Falling limb at Jeonkok station
19.000		7	00	52.25	9,913.4	34.68	12,014.6	

를 분석하였다.

3.1. 댐 하류 5 km 지점의 경우

Case 2와 Case 5의 첨두 홍수량을 비교하였을 때 가장 많은 차이를 보인 시간은 모의 후 16 hr로 Case 2는 10,745.3 cms를 나타내었고 Case 5는 8,049.0 cms를 나타내어 2,696.3 cms의 차이를 보였다. 첨두 홍수량을 기록한 시간을 살펴보면 Case 2는 16 hr에서 첨두 홍수량이 나타났고 Case 5는 18.5 hr일 때 첨두 홍수량이 나타나 약 2시간 30분의 시간차이를 보였다. 두 경우의 첨두 수위를 비교하여 보면 Case 2는 17.0 hr일때 EL.40.4 m를 나타내었고 Case5는 19.5 hr일때 EL.39.6 m를 나타내 5 km지점에서의 첨두 수위차이는 0.8 m로 모의 되었다. 이는 비슷한 첨두수위 조건에서 댐 붕괴 유무에 따라 댐 직하류의 주민이나 홍수피해에 대한 준비나 대피할 수 있

는 시간적 여유의 차이가 하류피해 영향을 경감할 수 있는 반증이라 할 수 있다.

3.2. 신천 합류점 이전 10 km 지점의 경우

10 km 지점에서 Case 2와 Case 5의 첨두 홍수량을 비교하였을 때 가장 많은 차이를 보인 시간은 16.5hr로 Case 2는 10,119.7 cms를 나타내었고 Case 5는 8,402.6 cms를 나타내어 1,485.1 cms의 차이를 보였다. 각각의 첨두 홍수량을 기록한 시간을 살펴 보면 Case 2는 16.0 hr에서 첨두 홍수량이 나타났고 Case 5는 19.5 hr일 때 첨두 홍수량이 나타나 약 3시간의 시간차이를 보였다. 두 경우의 첨두 수위를 비교하여 보면 Case 2는 16.5~17.0 hr일때 EL.38.0 m를 나타내었고 Case 5는 19.5~20.0 hr일때 EL.37.6 m를 나타내 10 km 지점에서의 첨두 수위차이는 0.4 m로 모의 되었다. 10 km 지점에서 첨두 홍수량과

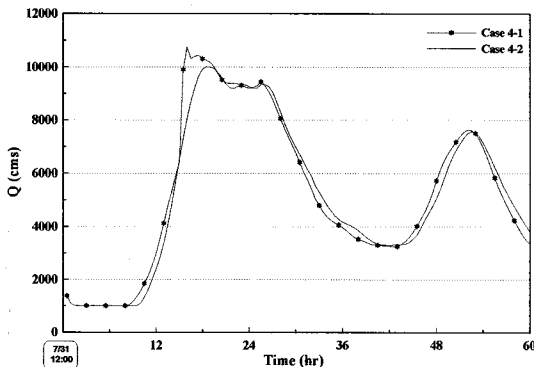


Fig. 11. Peak discharge at 5 km downstream.

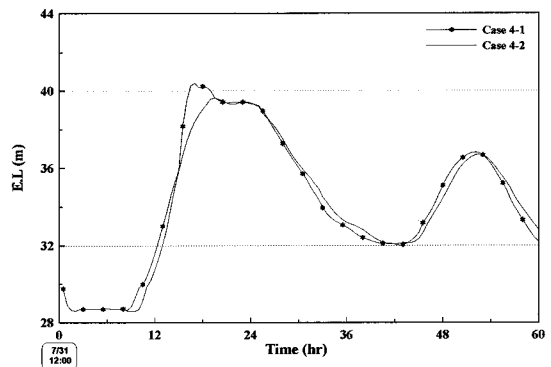


Fig. 12. Peak elevation at 5 km downstream.

침두 수위를 나타낸 그래프는 다음 Fig. 13 및 Fig. 14와 같다.

3.3. 차탄천 합류점 이전인 15 km 지점의 경우

15 km 지점에서 Case 2와 Case 5의 침두 홍수량을 비교하였을 때 가장 많은 차이를 보인 시간은 16.5 hr로 Case 2는 13,403.2 cms를 나타내었고 Case 5는 11,556.6 cms를 나타내어 1,846.6 cms의 큰 차이를 보였다. 각각의 침두 홍수량을 기록한 시간을 살펴보면 Case 2는 17.5 hr에서 침두 홍수량이 나타났고 Case 5는 19.5 hr일 때 침두 홍수량이 나타나 약 3시간의 시간차이를 보였다. 두 경우의 침두 수위를 비교하여 보면 Case 2는 17.5 hr일때 EL.33.6 m를 나타내었고 Case 5는 20.0 hr일때 EL.33.0 m를 나타내었다. 15 km 지점에서의 침두 수위차이는 0.6 m로 모의되었다. 10 km 지점과 비교하여 침두 수위 시간의 차이가 0.5 hr나타나는 것으로 보아 10 km지점에서

15 km지점까지의 유역도달 시간이 약 0.5 hr나타나는 것으로 분석할 수 있다. 다음 Fig. 15 및 Fig. 16는 15 km 지점에서 침두 홍수량과 침두 수위를 나타낸 그래프이다.

3.4. 한탄강 유출구 19.5 km 지점인 경우

유출구 지점에서 Case 2와 Case 5의 침두 홍수량을 비교하였을 때 가장 많은 차이를 보인 시간은 16.5 hr로 Case 2는 12,963.3 cms를 나타내었고 Case 5는 11,217.5 cms를 나타내어 1,745.8 cms의 차이를 보였다. 각각의 침두 홍수량을 기록한 시간을 살펴보면 Case 2는 17.5 hr에서 침두 홍수량이 13874.0 cms로 나타났고 Case 5는 20.0 hr일 때 13131.5 cms의 침두 홍수량이 나타났다. 두 경우의 침두 수위를 비교하여 보면 Case 2는 17.5 hr일때 EL.30.4 m를 나타내었고 Case 5는 20.0~20.5 hr일때 EL.29.8 m를 나타내 15 km 지점에서의 침두 수위차이는 0.6 m로

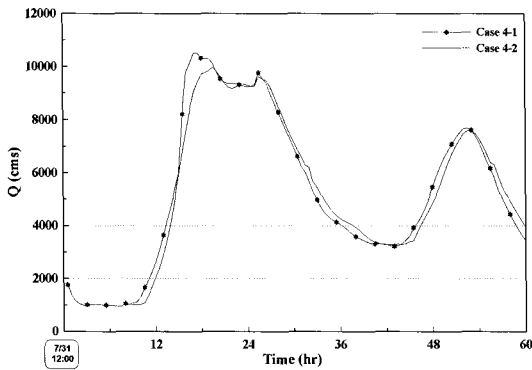


Fig. 13. Peak discharge at 10 km downstream.

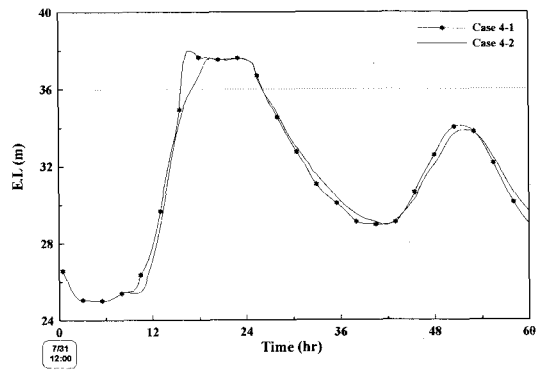


Fig. 14. Peak elevation at 10 km downstream.

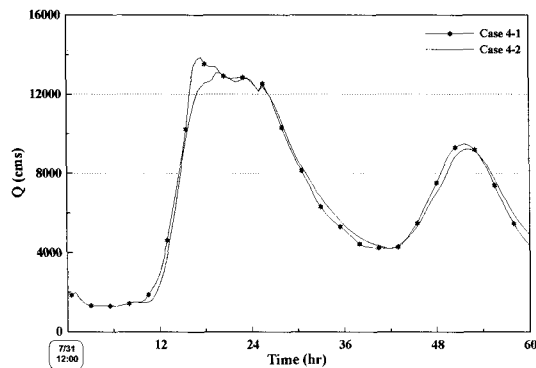


Fig. 15. Peak discharge at 15 km downstream.

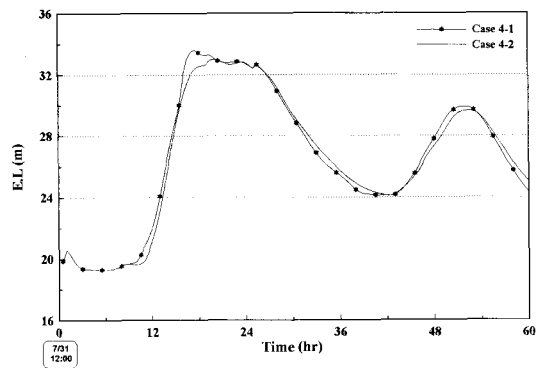


Fig. 16. Peak elevation at 15 km downstream.

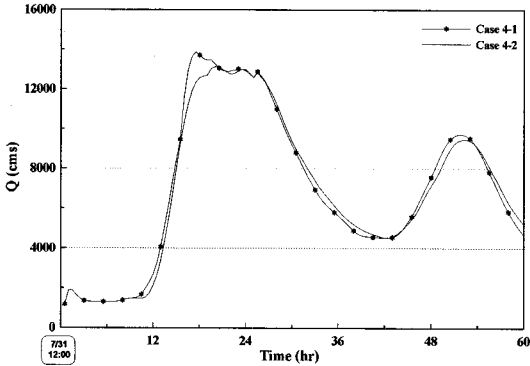


Fig. 17. Peak discharge at outlet.

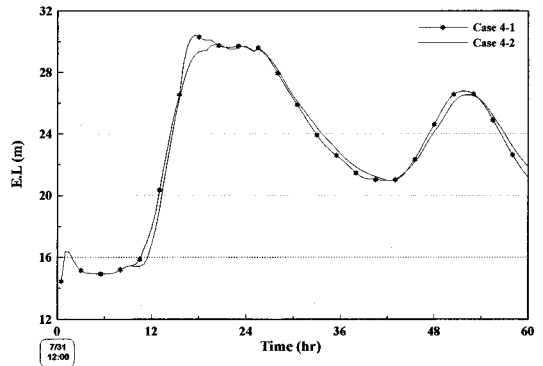


Fig. 18. Peak elevation at outlet.

모의 되었다. 다음 Fig. 17 및 Fig. 18은 유출구 지점에서 침투 홍수량과 침투 수위를 나타낸 그래프이다.

3.5. 분석결과 고찰

댐 파괴 유무에 따른 Case 2와 Case 5의 침투 홍수량을 비교하였을 때 댐 하류 5 km지점의 경우 가장 큰 2,696.3 cms의 차이를 보였고 차탄천 합류점 이전인 15 km 지점의 경우 1,846.6 cms의 차이를 보였으며 한탄강 유출구 19.5 km 지점인 경우 1,745.8 cms의 차이를 보였다. 또한 가장 큰 침투 홍수량 차이를 보인 댐 하류 5 km 인 지점에서의 침투 홍수량을 기록한 시간을 살펴보면 Case 2는 모의시간 16 hr에서 침투 홍수량이 나타났고 Case 5는 18.5 hr 일 때 침투 홍수량이 나타나 약 2시간 30분의 시간 차이를 보였다. 두 경우의 침투 수위를 비교하여 보면 5 km 지점에서의 침투 수위차이는 0.8 m로 모의 되었으며 차탄천 합류점 이전인 15 km 지점의 경우 0.6 m, 한탄강 유출구 19.5 km 지점인 경우에도 0.6 m의 차이를 보였다. 이는 댐 파괴 직 하류가 홍수파의 유출량이나 홍수위로부터 피해가 가장 커지고 하류로 갈수록 차이가 적어진다고 볼 수 있으며 본 연구 구간인 한탄강에는 댐 파괴 이후 하류 약 20 km 전체 영역이 댐 파괴로 인한 홍수파 영향 범위에 든다고 할 수 있다. 또한 댐 파괴에 따른 침투 홍수량 전파 시간은 약 2시간 30분~3시간 정도의 차이를 보이고 있어서 비슷한 침투수위 조건에서 댐 붕괴 유무에 따라 댐 하류의 주민이나 홍수피해에 대한 준비나 대피할 수 있는 시간적 여유로 인하여 하류피해 영향을 경감할 수 있는 반증이라 할 수 있다.

6. 결론

본 연구에서는 1999년 7월 31일부터 8월 3일에 걸친 한탄강 수계 내 연천댐 유역의 강우자료를 이용하여 댐 파괴 추정시간을 모의하였으며 모의된 댐 파괴시간과 지속시간을 유입 경계조건으로 하류 홍수파 전달을 부정류 모의를 통하여 검증을 실시하였으며 전곡수위표의 관측 기록을 기준으로 댐 파괴 모의 및 하류 부정류 해석을 실시하였다. 연천댐 파괴 시간 추정 모의를 위하여 8월 1일 01:00부터 04:00까지 30분 간격으로 연천댐 파괴 시간을 설정하여 연천댐 하류단에 있는 전곡지점의 수위와 비교하여 가장 근사한 값을 추정된 결과 댐파괴는 8월 1일 02:45에 발생한 것으로 모의되었고 댐파괴 지속 시간이 30분으로 추정되었다. 연천댐 하류지역의 홍수파 해석을 위하여 연천댐 직하류 19.5 km 구간에 대하여 HEC-RAS 모형을 이용하여 부정류 해석 결과, 댐 파괴가 일어난 경우와 댐 파괴가 일어나지 않았을 경우를 비교하였을 때 침투 홍수량 차이는 댐 직 하류 2,696.3 cms에서 한탄강 유출구까지 1,745.8 cms의 차이로 한탄강 전 유역에 걸쳐 발생하였으나 하류로 진행될수록 감소하는 경향이 나타났으며 침투 수위 차이는 지점평균 약 0.6 m로 모의 되었다. 또한 댐 파괴에 따른 침투 홍수량 전파 시간은 약 2시간 30분~3시간 정도의 차이를 보이고 있어서 비슷한 침투수위 조건에서 댐 붕괴 유무에 따라 댐 하류의 주민이나 홍수피해에 대한 준비나 대피할 수 있는 시간적 여유로 인하여 하류피해 영향을 경감할 수 있는 반증이라 할 수 있다. 이러한

분석결과를 종합해 볼 때 댐 파괴 시작과 지속시간 그리고 시나리오별 하류 홍수위 분석 방법으로 연구한 결과는 조사내용과 시간적으로 그리고 정량적으로 대부분 일치하는 결과를 제공하는 것으로 분석되었으며 이 방법을 통하여 미계측이나 불특정시간에 발생하는 댐 파괴의 경우에 분석할 수 있을 것이다.

참 고 문 헌

- 1) Ritter A., 1892, Die Fortpflanzung der Wasserwallen, Zeitschrift Des Vereines Deutscher Ingenieure, 33-36.
- 2) Dressler R. F., 1954, Comparison of and Experiments for The Hydraulic Dam-Break Wave, Publ. No.38, International Association of Scientific Hydrology.
- 3) Whitham G. B., 1955, The Effects of Hydraulic Resistance in The Dam-Break Problem, Pro. of Royal Society of London, Series A, 227.
- 4) Sakkas J. G., Strelkoff T., 1973, Dam-break flood in a prismatic dry channel. J. of Hyd, Div., ASCE, 99(12).
- 5) Katopodes N. D., Strelkoff T., 1978, Computing Two-Dimensionnal Dam-Break Flood Wave, J. Hydr., ASCE, 109(9).
- 6) 장영수, 2003, 댐붕괴시 DAMBRK를 이용한 하류 지역 홍수파 영향분석, 석사학위논문, 토목공학과, 경기대학교, 수원.
- 7) 구본웅, 2004, 댐 붕괴에 의한 하류부 부정류 흐름의 수리학적 영향검토, 석사학위논문, 토목공학과, 대진대학교, 포천
- 8) 장석환, 2006, 1999년 연천소수력발전소(연천댐)붕괴로 인한 수해원인조사 감정평가서, 대진대학교 건설연구소, 20-55.
- 9) 이종태, 1991, 댐붕괴 홍수파 해석을 위한 무차원 홍수추적곡선 유도, 한국과학기술재단.
- 10) 한건연, 1986, 흙댐의 파괴에 따른 홍수파 예측 모형의 개발, 박사학위논문, 토목공학과, 연세대학교, 서울.
- 11) 이기영, 1988, 댐 파괴에 따른 무차원 홍수추적곡선의 유도, 석사학위논문, 토목공학과, 경북대학교, 대구.
- 12) 건교부, 2002, 임진강 하천정비기본계획, 55-90.
- 13) 한국수자원학회, 2005, 하천설계기준.
- 14) Haestad Methods Solution Center, 2003, Floodplian modeling using HEC-RAS, Haestad, 15-20.
- 15) 대한토목학회, 2000, 연천소수력발전소 댐으로 인한 홍수피해원인 및 영향조사 연구, 135-158.