〈Dam Break Wave〉

댐 破壞波의 洪水追跡에 관한 고찰

(A Review of Flood Routing for Dam Break Wave)

李 吉 成*

1. 序 言

降雨에 의한 開水路의 不定流는 현재까지 1차원 模型인 Saint Venant 식을 이용하여 解析하여 왔다:

$$\partial A/\partial t+\partial Q/\partial x=q \quad (1a)$$

$$\partial Q/\partial t+\partial/\partial x(Q^2/A)+gA(\partial Z_w/\partial x+S_f)=0 \quad (1b)$$

여기서 A는 流水斷面積, Q는 流量, q는 횡방향 유입량, Z_w는 일정한 기준면으로부터 자유수면까지의 거리, S_f는 마찰 경사이다. 이 식의 기본 가정들은, 壓力分布가 靜水壓이고, 流體 내부와 바닥 경계에서의 마찰이 Manning 혹은 Chezy 식으로 표시되며, 단면에 대한 유속분포는 均一(uniform)하고, 河床의 勾配는 작다는 것 등이다.

한편 댐의 파괴에 의하여 형성되는 홍수파는 강우에 의한 부정류와 類似性 뿐만 아니라 여러가지 차이점을 가지고 있으며, 解析模型의 선택을 위한 흐름의 特性들은 다음과 같다. 우선 파괴부 가까이에서는 3次元의 가속도가 존재한다고 볼 수 있다. 그리고 下流通水部에서는 단면의 縮小나 擴大, 枝流의 流入과 構造物의 존재, 堤防으로의 越流 등이 있어 흐름축에 鉛直 또는 垂直의 가속도가 형성된다. 이러한 점을 고려한다면 댐 파괴 홍수파는 3차원이나 2차원의 수식으로 기술해야 할 것이나 다차원 모형은 1차원 모형보다 훨씬 복잡한 구조를 가지고 그 해석방법도 많은 시간을 요구하게 되므로 현재의 기술 수준에서는 보통 적용되지 않고 있다.

댐 파괴 홍수파를 1차원으로 해석하는 경우에 대해서도 다음과 같은 특성들이 있다. 즉 파괴시의 급격한 流量增加部는 이미 압력분포를 정수압이라고 할 수 없으며 에너지 손실에 있어서도 마찰 저항에 의한 손실과는 다르다. 또한 이 부위를 자유수면의 불연속으로 생각한다면 미분계수가 무한하므로 이를 기술한 미분방정식은 없다. 그리고 댐 파괴시에는 貯留되었던 물이 한꺼번에 쏟아지므로 보통 홍수파보다 몇 배 이상이 되는 유량을 갖게되어 하도단면의 특성을 나타내는 매개 변수 추정(calibration)시 과대한 外揷이 행하여지게 된다.

위와 같은 shock 부분의 존재와 매개변수 추정에 따른 난점을 안고서 많은 사람들이 댐 파괴 홍수파를 해석하였는데, 크게 두 가지로 분류할 수 있다. 하나는 水文學的 추적법으로 HEC-1에서 채택하고 있는 방법에서와 같이 運動量 방정식 대신에 유량과 저류량(혹은 수위)의 관계를 이용하게 된다. 다른 하나는 水理學的 추적법으로 개수로의 1차원 모형인 St.-Venant 식을 쓰거나 몇개의 항들을 제거시킨 형태에 대한 해석법이다. 완전한 운동 방정식(full dynamic equation)에 대한 해석은 Ritter(1892)의 해석적인 해를 필두로 特性曲線法, 陽解法, 陰解法 등이 있고, 단순화된 형태에 대한 해석으로는 kinematic 또는 monoclinal wave, diffusion analogy (zero inertia) 방법 등이 있다(표 참조).

2. 洪水波의 數値解析과 追跡模型

(1) 特性曲線法(characteristic method)

$\partial Z_w/\partial x$를 $\partial y/\partial x-S_0$로 놓고 식 (1)에 대한 특성곡선식을 쓰면 아래와 같다.

$$D/Dt\ \ (V\pm2\sqrt{gA/B})=g(S_0-S_f)$$

* 本學會 理事 서울대학교 토목공학과 부교수(工博)

표 댐 파괴 홍수파의 추적방법

著者 또는 모델	追跡模型의 解析方法	shock 의 처리	未知數	발표연도
Sakkas 와 Strelkoff	특성곡선법	Whitham 의 가정 (1955)	v, y	1976
Rajar	양해법 : · diffusive · Lax-Wendroff	단면 급변화 부위에 대한 dissipative 항의 고려	v, y	1978
Chen	특성곡선법	Rankine Hugonoit 식 (bore 식)	v, y	1980
Katopodes	Saint Venant : · 특성곡선법 · 특성방정식에 대한 predictor-corrector 방법	Whitham 의 가정	v, y	1983
	zero-inertia · 음해법	Whitham 의 가정		
	kinematic wave : · 특성곡선법	Smith (1972)의 방법에 의한 shock 궤적의 계산		
	kinematic shock profile : · 부등류의 상미분방정식 수치해석	〃		
Amein	Preissmann 의 4 점 음해법	bore 식	Q, A	1983
HEC-1	수문학적 추적법	-	Q	1981
DAMBRK	Preissmann 의 4 점 음해법	추적 시간간격 Δt 의 조정	Q, A	1984
SMPDBK	DAMBRK 실행군을 이용한 추적법	-	Q, y	1984

(q 는 생략) (2a)

$$dx/dt = V \pm \sqrt{gA/B},$$

B : 자유수면의 폭 (2b)

즉 2개의 연립 편미분식을 특성곡선식으로 고치면 특성방향(characteristic direction)을 따른 4개의 연립상미분식이 된다. 여기서 이전 시간에서 출발한 前方 특성 곡선과 後方 특성곡선이 만나는 지점에서 미지수인 유속(또는 유량)과 수위를 계산할 수 있다. 이 두 특성곡선이 만나는 점을 구성하는 방식에 따라 固定格子와 可變格子가 있다. Sakkas[14] 는 가변격자를 이용하여 비선형 상미분식을 푸는데 predictor(Euler) corrector(trapizoidal) 방법을 반복 적용하였다. 또한 Chen[3] 은 고정격자를 사용하였다. 이 때 새로이 계산되는 격자에서 두 특성 곡선이 교차한다고 보고 이전 시간 準位(time level)의 출발 위치에 대한 종속 변수의 값을 모르므로 주위의 값들로 보간한 값을 이용하였으며 비선형 특성곡선식의 미지수를 결정하기 위해서는 Newton-Raphson 법이 사용되었다.

급격한 상승 부위를 처리하기 위하여 Chen[3] 은 shock 의 양쪽에 대한 연속 방정식과 운동량 방정식인 Rankine Hugonoit 식을 사용하였다.

Sakkas[14] 는 마른 하도에 댐 파괴파가 흐를 경우를 해석하면서, 수위가 0으로 가면 두 특성곡선의 교각도 0으로 접근하여 종속 변수를 구할 수 없다는 사실을 극복하기 위하여 다음과 같은 식을 사용하였다 :

$$dy_*/dx_* = -\bar{S}\ V_*^2/R_*^{4/3},$$

$$\bar{S} = (n/C_u)^2 g\,\bar{Y}^{-1/3} \quad (3)$$

이는 운동 방정식을 無次元化한 후 몇개의 항을 생략한 형태로 '*' 표시된 것은 모두 무차원량을 나타낸다. 여기서 y_*, V_*, R_* 는 각기 수심, 유속, 동수반경에 대한 무차원량을 나타내고 n 은 Manning 의 粗度係數, C_u 는 단위 환산계수, $\bar{Y}$ 는 무차원화에 사용된 특성길이(characteristic length)이다. (3)식이 의미하는 바는, 波頭의 끝부분에서는 局部, 移流 가속도 항이 유한하고 바닥 경사도 무시할 수 있는 반면 수면 경사항은 마찰저항을 상쇄시킬 만큼 커진다는 것으로 Whitham(1955)이 제시한 식이다. 또한 波頭쪽으로 갈수록 시간 간격을 작게하여 주어진 정도를 만족시킨 결과를 얻었다.

(2) **陽解法**(explicit finite difference scheme)

Liggett 과 Woolhiser[10]는 Leap Frog 과 Richtmyer 해법, Chaudhry 는 Lax-Fredrich 해법, Price[12]는 Leap Frog 과 Richtmyer 해법 등의 양해법을 보통의 개수로 부정류 해석에 사용하였다. 그러나 이 해석법은 비교적 단순하다는 장점을 가진 반면 안정성의 측면에서는 격자의 크기에 대한 강한 제약이 있으므로 사용이 제한되어 왔다. 이 해법을 댐 파괴 홍수파에 적용한 사람으로는 Rajar[13] 가 있는데 단면 형상이 변화하지 않는 경우와 변하는 경우에 대하여 Lax-Fredrich 해법과 Lax-Wendroff 해법의 특성을 분석하였다. 이들 양해법의 精度는, Lax-Fredrich 의 경우에는 1차이고 Leap Frog, Richtmyer 와 Lax-Wendroff 의 경우에는 2차이다.

보통 Saint Venant 식의 양해법에 대한 安定條件은 Courant 조건인 $\Delta t \leq \Delta x/[|V|+C]$ ($C=\sqrt{gA/B}$ 는 長波의 전달속도)가 언급되지만 이는 바닥 경사와 마찰 경사항을 무시하고 유도되는 형태이므로 Rajar 는 이보다 강화된 안정조건을 사용하였다. 不變斷面의 경우에 최대 오차가 5% 이내로 만족할만한 결과를 보인 반면 變斷面의 경우는 測定値와 計算値의 오차가 최대 20%까지 발생하였다.

사각형의 變斷面 하도에 대한 주요 결과는 다음과 같다. 첫째, diffusive (Lax-Fredrich) 해법으로는 단면의 급축소로 인한 shock 부분을 근사하는데 많은 오차를 보인다. 둘째, 단면의 急擴大나 急縮小 부위에 대하여 dissipative 項을 첨가하지 않고 계산한 Lax-Wendroff 해법은 실측치에 근사한 결과를 보이기는 하지만 급확대 부위를 지나서 불안정한 결과를 보였다. 셋째, dissipative 항을 첨가한 Lax-Wendroff 해법은 shock 이외의 부위에서는 안정하고 정확한 결과를 보이지만 shock 부위에서는 dissipative 항이 없는 경우보다 현저히 열등한 결과를 보였다.

(3) 陰解法 (implicit finite difference scheme)과 DAMBRK.

Terzidis 와 Strelkoff[15], Liggett 과 Woolhiser[10] 등이 보통의 홍수파에 대하여 사용한 6점 해법은, 거리상의 계산간격이 불규칙할 경우에 하나의 차분식에 두 개의 공간 계산간격 (space step)이 사용되므로 보편적으로 사용하기 불편하다. 반면에 4점 해법은 상자형의 네 점을 이용하므로 하나의 차분식에 하나의 공간 계산간격이 쓰여 계산식을 형성하기가 보다 용이하다. 그러므로 근래의 해석 방법은 4점을 이용한 일반화된 (generalized) Box 해법으로 귀착될 수 있는 여러가지 형태들 이었다.[1,5,6]

일반화된 Box 해법의 두 매개변수중 시간 미분항의 가중치 ϕ를 1/2로 고정한 Preissmann 형태에서, 공간 미분항에 관한 가중치 0에 대하여 다음과 같은 견해를 Fread 가 제시하였다.[6] 즉 $\theta \geq 1/2$인 값을 쓰되 θ가 0.5보다 커져서 1로 접근할수록 精度는 떨어지고, 精度와 함께 安定性까지 고려하기 위하여 $\theta=0.55$를 쓸 것을 제안하였다.

이 Preissmann 형태로부터 개발된 DAMBRK 의 기본식은, (1a)식의 단면적 A를 off-channel 단면적 A_0를 고려한 $A+A_0$로 하고 (1b)식에는 擴大, 縮小 경사항인 S_e를 첨가한 다음과 같은 형태이다.[5]

$$\partial/\partial t(A+A_0)+\partial Q/\partial x-q=0 \qquad (4a)$$

$$\partial Q/\partial t+\partial/\partial x(Q^2/A)$$
$$+gA(\partial Z_w/\partial x+S_f+S_e)=0 \qquad (4b)$$

그리고 이 식을 좀더 변경하여 주하도와 주하도 좌, 우 세 부분에 대한 保存式으로 확장하였으며, 이의 差分式은 기본적으로 세 가지 형태의 합으로 구성된다:

$$\partial K/\partial t=(K^{j+1}{}_{i+1}-K_i{}^j+K^{j+1}{}_{i+1}$$
$$-K^{j+1}{}_{i+1})/2\Delta t_j \qquad (5a)$$

$$\partial K/\partial x=\theta(K^{j+1}{}_{i+1}-K^{j+1}{}_{i+1})/\Delta x_i$$
$$+(1-\theta)(K^{j+1}{}_{i+1}-K^{j+1}{}_{i+1})/\Delta x_i \qquad (5b)$$

$$K=\theta(K^{j+1}{}_{i+1}+K^{j+1}{}_{i+1})/2$$
$$+(1-\theta)(K^{j+1}{}_{i+1}+K^{j+1}{}_{i+1})/2 \qquad (5c)$$

이 때 初期條件은 局部 가속도 항을 제외한 不等流 식을 풀어서 정하였고, 境界條件으로는 上流에 대하여 시간에 따른 유량 $Q(t)$ 下流에 대하여 유량과 수위에 대한 관계식이 사용된다.

한편 DAMBRK 에서는 shock 부위에 대하여 특별한 고려를 하지 않고 Martin 과 Zovne[11] 이 shock 를 무시하고 그대로 계산한 것과 같은 "through computation"을 수행한다. 단지 shock 부위에서의 정확성과 비선형 차분식을 풀기 위한 Newton-Raphson 법의 수렴을 위하여 시간 계

산간격을 조절하여 계산한다.

일반적으로, 음해법은 양해법보다 안정성에 있어서 현저한 우세를 보이며 Price[12]가 제시한 바와 같이 精度와 효율성에서도 좋은 결과를 보이므로 DAMBRK 모델은 양해법보다 우위에 서는 댐 파괴 홍수파 해석 모델이라고 볼 수 있다. 그리고 固定 格子를 사용하는 특성 곡선법에서의 보간도 불필요하여 이에 따른 精度의 감소를 막을 수 있다.

(4) DAMBRK에 의한 단순화 추적법 : SMPDBK

위에서 언급한 DAMBRK 모델은 상대적으로 복잡한 차분식을 풀어야 하므로 많은 자료와 계산 시간, 적절한 컴퓨터 장치, 전문적 기술자 등을 필요로 한다. 그러나 댐 파괴에 대한 예경보 시간이 짧고 이용 가능한 자료가 적은 경우, 또한 대형의 컴퓨터 설비가 없는 경우에는 이 모델을 적용하기 어렵다. 이와 같은 상황에 대처하기 위하여 미국 國立氣象廳(NWS)은 DAMBRK 모델을 여러 차례 실행시킨 후 그 결과를 이용한 댐 파괴 모델 SMPDBK을 개발하였다.

이 모델은 Froude數에 따라 몇 개의 洪水 追跡 曲線群을 나누고 각 Froude數에 대해서는 하도 특성에 따른 하나의 parameter에 따라 다시 곡선군을 이룬 무차원 추적 곡선을 이용하여 댐 파괴의 전달 양상을 각 지점별로 계산한다. 그리고 여러가지 입력 자료들을 내부적으로 고정시켜서 외부에서 주어지지 않는 경우라도 계산을 수행할 수 있도록 되어 있다. 꼭 필요한 최소 입력 자료는 댐의 높이, 저수지 貯留量, 하류 계곡의 수심—면적 관계 자료로서 보다 상세한 자료들이 입력됨에 따라 정확성이 개선된다. 그러나 SMPDBK는 하류 단면을 不變斷面으로 보아 off-channel storage를 무시하고, 하류의 댐이나 다리 등에 의한 背水 효과를 무시한다는 제약을 가지고 있다.

Fread[4]는 Teton 댐과 Buffalo Creek 댐에 이를 적용한 결과 첨두 유량과 도달시간(travel time)에 있어서는 10~20%의 오차를 보였고 이에 대한 수위의 오차는 1ft라고 기술하고 있다. 또한 DAMBRK와 SMPDBK로 가상적 댐 파괴를 계산한 결과 DAMBRK에 대해 평균 10% 이하의 차이를 보인다고 하였다. 이러한 간편성과 실제 자료로부터 확인된 신뢰성으로부터 댐 파괴파의 實時間(real time) 예경보에 SMPDBK가 잘 이용될 수 있음을 알 수 있다.

(5) 水文學的 河道 追跡法 : HEC-1

수문학적 하도 추적에서는 운동량 방정식 대신에 流量과 貯留量 또는 流量과 水位에 대한 관계식을 사용하여 추적을 수행한다. HEC-1에서 댐 파괴 홍수파의 추적법으로 선택하고 있는 수문학적 추적법은 Muskingum, Modified Puls, Working R and D, Level-pool Reservoir Routing 등이다. 이 방법들은 모두 jump나 bore에 의한 수면의 불연속과 背水효과를 무시하고 있다.

HEC-1[8]에서는 댐 파괴시의 수문곡선 형성에 대하여 보통의 홍수파에 사용하는 추적 시간간격보다 작은 시간 간격을 사용할 것을 주지시키고 있다. 그리고 보다 높은 精度의 계산이 필요한 경우에는 DAMBRK 모델을 사용할 것을 추천하고 있다.

(6) 近似된 運動方程式(dynamic equation)에 의한 추적법

완전한 운동 방정식을 푸는 것은 수식의 복잡함과 아울러 계산시간이 많이 걸리기 때문에 보다 간편한 식으로도 큰 오차를 보이지 않는 결과를 보인다면 그것이 오히려 실제적으로 유용한 경우가 있다. Katopodes와 Schamber[9]는 (1)식에서 몇개의 항을 생략한 근사모델로서 zero-inertia, kinematic wave, kinematic shock profile (monoclinal wave)에 대하여 Saint Venant 모델과 비교하였다. 특히 다양한 저수지 크기, 저항 특성 및 하도형상등에 대한 일반성을 갖도록 無次元化한 식으로 비교하였다.

zero-inertia 모델에서는 적분형태의 연속방정식과 다음과 같은 운동량 방정식을 사용하였다 :

$$\partial y/\partial x = S_0 - S_f \qquad (6)$$

Katopodes는 이들 기본식을 음해법으로 풀되 波頭의 수면 형태(profile)가 알려져 있다는 Whitham의 주장을 援用하여, 波頭를 포함한 차분식에서는 유량과 수위를 그 이전 위치의 변수들에 대한 일정한 비율로 생각하여 사용하였다.

kinematic wave 모델은 운동량 방정식을 $S_0=S_f$로 단순화하여 사용하고 Manning식을 마찰경사 S_f의 계산에 이용함으로써 유량을 수위만의 함수로 나타낼 수 있게 함이 특징이다. 이때 사용되는 연속 방정식은 다음의 형태이다:

$$\partial y/\partial t+(1/B)(dQ/dy)(\partial y/\partial x)=0 \qquad (7)$$

따라서 특성방향 $dx/dt=(1/B)dQ/dy$를 따라서 $dy/dt=0$으로 표현될 수 있다. 일반적인 하도 형태에서 dQ/dy는 y에 대한 증가 함수이므로 해의 영역인 $x-t$ 평면의 t축으로부터 나오는 특성 곡선은 그 기울기의 역수가 점점 커져 특성 곡선들은 교차하게 되며 이 교차의 물리적 의미는 수면과 유속의 불연속이다. 이 kinematic shock의 軌跡을 구하기 위하여 Smith(1972)가 제시한 방법을 사용하였고 해를 구하고자 하는 대상 영역은, 하도가 不變斷面이고 粗度도 거리에 따라 일정하다는 가정아래, 직선의 특성곡선들로 채워져 미지수를 구할 수 있게 된다.

kinematic shock는 유량 Q가 수심 y만의 함수라고 가정한 것으로부터 유도된 결과이나 댐파괴파의 급격한 상승부는 강력한 부정류의 특성을 가지고 있어서 Q가 y만의 함수로 나타내질 수 있다는 가정을 위배하게 된다. Henderson[7]은 이러한 점을 개선한 수면형태를 제시하였는데 이 홍수파는 수면형상의 변화없이 위에서 언급한 kinematic wave의 파속으로 이동하는 성질을 가졌다. 가는 하천에 대한 수면형상은 다음의 상미분 방정식을 풀어서 얻는다:

$$dy/dx=S_0-n^2\bar{w}^2/C_u^2R^{4/3},$$

$\bar{w}$: kinematic shock

이렇게 계산된 파형의 前面은, kinematic shock profile의 전체 부피가 kinematic wave의 부피와 같도록 이동시켜서 계산을 끝낸다.

이들 근사모델들을 비교한 水理模型은 400 ft의 길이를 가진 하도이다. Manning의 粗度계수를 $n=0.05$와 $n=0.009$로 하여 비교한 결과 "매끈한"(smooth) 하도에서는 Saint Venant식의 결과와 위의 세 모델이 큰 차이를 보이지 않는 반면 "거친"(rough) 하도에서는 kinematic wave에 의한 결과가 현저히 誇大함을 보였다. 그리고 두가지 경우 모두에서 zero-inertia 모델과 kinematic shock profile은 거의 일치된 결과를 보였다. 한편 무차원화 해석에서의 계산비용에 있어서 Saint Venant $20~$40, zero inertia는 $2~$4, kinematic wave는 10¢~20¢로 근사 모형을 썼을때 비용이 1/10 이하로 급격히 감소함을 알 수 있다. 정확도에 있어서 zero inertia의 신뢰성을 보장해 주는 指標로는 Froude數가 0.5보다 작은 경우이고 kinematic wave 모델은 사용에 있어 Froude 數나 粗度에 많은 제약을 받는다.

3. 結 言

여러가지 댐 파괴 홍수파의 추적 방법들은 각기 장단점을 가지고 있으므로 어떠한 방법이 모든 상황에 대하여 좋다는 주장을 하기는 어렵다. 그러나 심각한 취약성에 의한 배제와 보편적 경우에 대한 신뢰성을 주는 모형을 찾고자 한다면 선택의 폭은 좁아들게 된다. 즉 수치 해석법에서 중요한 문제인 안정성에 대한 제약을 덜 받는 방법을 선택하자면 양 해법이 제외될 것이고 정확성을 보장하자면 근사 해석법들이나 수문학적 추적법을 피해야 할 것이다. 또한 보편성의 입장에서는 근사 해석법은 배제되어야 한다. 결국 특성곡선법이나 DAMBRK의 방법 또는 SMPDBK의 방법 등이 좋다고 볼 수 있다.

한편 Wurbs[16]는 미국에서 사용되고 있는 댐 파괴 컴퓨터 프로그램들을 비교하여 우열을 비교하였다. 비교된 것들은 dynamic model로서 DAMBRK, FLOW SIM1(양 해법), FLOW SIM2(음 해법) 등이 있고 수문학적 방법으로서 HEC-1, SCS의 단순화된 추적법 TR66, NWS의 단순화된 추적법 SMPDBK 등이다. 비교 실험으로는 Teton 댐과 Laurel Run 댐 그리고 가상 댐이 선택되었다. 이들은 컴퓨터의 필요성, 사용자의 경력, 사용의 편의성, 이론적, 관측적 정확성 등의 요건별로 가중치를 두어 우열이 비교되었다. 컴퓨터 설비가 충분한 경우에 주로 정확성에 비중을 많이 둔 분석에서는 DAMBRK가 가장 좋다고 판명되었고, 컴퓨터 설비가 부족한 경우에 사용의 편의성에 비중을 두고 분석한 결과는 SMPDBK가 좋다고 판명되었다. 이러한 결과들로 미루어 보아 현재의 수준에서 추천되는 방

법은 음해법인 DAMBRK 나 SMPDBK 라고 볼 수 있다.

앞으로 연구되어야 할 과제들을[16] 나열하면, 우선 현재 해석방법들의 가정인 固定床의 河道에 대한 문제를 들 수 있는데 실제로는 댐 파괴파에 의해 상당량의 침식(erosion)과 침전 (sedimentation)이 발생하여 하도 형상과 精度가 변하므로 이에 대한 평가가 필요하다. 그리고 침투(infiltration)나 그 외의 손실 등에 의하여 복잡해지는 흐름 양상도 분석되어져야 할 것이다. 마지막으로, 급격한 단면변화에 의하여 발생되는 非線型 不安定性을 제거하는 algorithm 도 연구되어야 한다.

참고문헌 (References)

1) Amein, M., "*Implicit Flood Routing in Natural Channel,*" Journal of the Hydraulics Division, ASCE, Vol. 96, No. HY12, Proc. Paper 7773, December, 1970, pp. 2481~2499.
2) Amein, M., J.C. Li, and T.S. Wu, "*Direct Computation of Dam Break Waves,*" Proceedings of the Conference on *Frontiers in Hydraulic Engineering*, ASCE, New York, 1983, pp. 331~336.
3) Chen, C., "*Laboratory Verification of a Dam-Break Flood Model,*" Journal of the Hydraulics Division, ASCE, Vol. 106, No. HY4, Proc. Paper 15324, April, 1980, pp. 535~556.
4) Fread, D.L. and T.E. Harbaugh, "*Transient Hydraulic Simulation of the Breached Earth Dams,*" Journal of the Hydraulics Division, ASCE, Vol. 99, No. HY1, Proc. Paper 9466, January, 1973, pp. 139~154.
5) Fread, D.L., *DAMBRK: The NWS Dam Break Flood Forecasting Model,* National Weather Service, Office of Hydrology, Silver Spring, Md., 1984, pp. 1~37.
6) French, R.H., *Open-Channel Hydraulics,* McGraw-Hill, New York, 1985, pp. 560~576.
7) Henderson, F.M., *Open Channel Flow*, Macmillan Pub. Co., New York, 1966, pp. 365~373.
8) Hydrologic Engineering Center, HEC-1 Flood Hydrograph Package, Users Manual, U.S. Army Corps of Engineers, Davis, California, Sept., 1981, pp. 32~42 and pp. 53~57.
9) Katopodes, N.D. and D.R. Schamber, "*Applicability of Dam-Break Flood Wave Models,*" Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 109, No. 5, May, 1983, pp. 702~721.
10) Liggett, J.A. and D.A. Woolhiser, "*Difference Solutions of the Shallow-Water Equation,*" Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE, Vol. 93, No. EM2, Proc. Paper, 5189, April, 1967, pp. 39~71.
11) Martin, C.M. and J.J. Zovne, "*Finite Difference Simulation of Bore Propagation,*" Journal of the Hydraulics Division, ASCE, Vol. 97, HY7, Proc. Paper 8234, July, 1971, pp. 993~1010.
12) Price, R.K., "*Comparison of Four Numerical Methods for Flood Routing,*" Journal of the Hydraulics Division, ASCE, Vol. 100, No. HY7, Proc. Paper, 10659, July, 1974, pp. 879~899.
13) Rajar, R. "*Mathematical Simulation of Dam-Break Flow,*" Journal of the Hydraulics Division, ASCE, Vol. 104, No. HY7, Proc. Paper, 13883, July, 1978, pp. 1011~1026.
14) Sakkas, J.G. and T. Strelkoff, "*Dam-Break Flood in a Prismatic Dry Channel,*" Journal of the Hydraulics Division, ASCE, Vol. 99, No. HY12, Proc. Paper, 10233, 1976, pp. 2195~2216.
15) Terzidis, G. and T. Strelkoff, "*Computation of Open-Channel Surges and Shocks,*" Journal of the Hydraulics Division, ASCE, Vol. 96, No. HY12, Proc. Paper, 7780, December, 1970, pp. 2581~2610.
16) Wurbs, R.A., "*Dam-Breach Flood Wave Models,*" Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 113, No. 1, January, 1987, pp. 29~46.