

하천제방의 월류 붕괴 메커니즘 규명을 위한 모형실험

Model Tests for Examination of Overflow Failure Mechanism on River Levee

김진만¹, 박민철^{2*}, 문인종³, 진윤희⁴

Jin-Man Kim¹, Min-Cheol Park^{2*}, In-Jong Moon³, Yoon-Hwa, Jin⁴

¹Member, Researcher, Geotechnical Engineering Research Institute, Korea Institute of Civil Engineering and Building Technology, 283, Goyangdae-ro, Ilsanseo-gu, Goyang-si, Gyeonggi-do, 411-712, 156-756, Republic of Korea

²Member, Postdoctoral researcher, Department of Civil Engineering, Kumoh National Institute of Technology, 61, Daehak-ro, Gumi-si, Gyeongbuk, 39177, Republic of Korea

³Researcher, Geotechnical Engineering Research Institute, Korea Institute of Civil Engineering and Building Technology, 283, Goyangdae-ro, Ilsanseo-gu, Goyang-si, Gyeonggi-do, 411-712, 156-756, Republic of Korea

⁴Graduate Student, Department of Civil Engineering, Kumoh National Institute of Technology, 61, Daehak-ro, Gumi-si, Gyeongbuk, 39177, Republic of Korea

ABSTRACT

This research conducted the two types of model tests to examine the failure parameters by levee overflow, those were the pilot-scale levee (model height 0.4~0.8 m) and real scale levee (model height 1.0 m). The procedure of levee failure by overflow was succeeded to the following three steps: At first step, the local scouring on levee slope was happened and the overflow velocity was increased slowly. At second step, the enlarged scouring surface and the rapid overflow velocity were succeeded. At last, the levee section was broken totally and the overflow velocity was decreased because of the wide failure surface of levee. The levee failure angle (θ) was appeared bigger than slope failure angle of Rankine earth pressure. The enlarged levee height (H) made the faster overflow velocity (v) of the levees, therefore additional tractive force was applied to it, futhermore the failure angle (θ) and failure surface (A) were enlarged. Because the sand sample for pilot-scale and real scale tests had the same diameter, the critical scouring velocity of each type was also the same, and the scouring properties were governed by variation of overflow velocity.

요 지

본 연구에서는 월류에 의한 붕괴 메커니즘의 규명을 위해 모형제방(제방고 0.4~0.8m)과 실물제방(제방고 1.0m)을 대상으로 월류 붕괴실험을 수행하였다. 월류에 의한 제방붕괴는 1단계에서는 월류에 의해 비탈표면에서 세굴이 발생되었으며, 월류의 유속은 완만히 증가되었다. 2단계에서는 붕괴면적이 커지고 유속도 급격히 증가되었다. 3단계에서는 월류에 의해 제방 단면이 완전히 붕괴되고 붕괴면적이 넓어져 유속이 상대적으로 감소되었다. 월류에 의한 제방의 붕괴각(θ)은 큰 차중, 감소된 전단저항력 및 월류의 흐름에 의한 추가 소류력으로 인해 랭킨토압의 사면붕괴각보다 크게 나타났다. 제방고(H)가 증가될수록 월류에 의한 제방의 월류 유속(v)이 증가되었으며, 이로 인해 소류력이 추가로 작용되어 제방의 붕괴각(θ)과 붕괴면적(A)이 함께 증가되었다. 모형실험과 실물실험에 사용된 모래 시료가 동일한 입경크기로 한계세굴유속이 같아 월류 유속변화에 의해 세굴 특성이 지배되는 것으로 나타났다.

Keywords : Levee, Overflow failure, Levee breach, Levee failure angle, Levee failure rate

1. 서 론

Received 10 Jan. 2017, Revised 10 Mar. 2017, Accepted 13 Mar. 2017

*Corresponding author

Tel: +82-54-478-7618; Fax: +82-54-478-7618

E-mail address: xlage0@naver.com (M.-C., Park)

Korea Institute of Civil Engineering and Building Technology, KICT(2004)는 1987년~2003년까지의 제방붕괴

에 대한 통계자료를 조사하였으며, 노후화 및 이상홍수로 인하여 조사건수 758건 중 침식 300건(39.6%), 월류 295건 (38.9%), 제체 불안정 87건(11.5%), 구조물에 의한 파괴 76건(10.0%) 등으로 인해 발생하는 것으로 나타났다. 이들 중에 월류에 의한 월류 파괴과정은 Nakajima(2003)에 의해 보고되었으며, 먼저 강우 침식에 의한 뒷비탈 포화 및 흙의 강도 저하가 발생되고, 하천수 월류 발생, 월류수심 증대 및 월류수에 의한 뒷비탈기슭의 세굴 발생된다. 세굴이 점차적으로 진행되면서 비탈어깨까지 세굴이 발생되고 독마루의 붕괴가 시작된다. 이후 독마루의 붕괴와 하천수의 유출로 인한 뒷비탈면의 붕괴가 유발된다. 이러한 월류에 의한 흙댐과 제방의 붕괴메커니즘을 규명하기 Mohamed et al.(2004)는 모형제방의 붕괴실험을 수행하였으며, Hanson et al.(2005)은 식물제방의 붕괴실험을 수행하였다. Mohamed et al.(2004)와 Hanson et al.(2005)에 의해 보고된 흙댐의 월류에 의한 붕괴 과정은 먼저, 제체 비탈면의 국부적인 붕괴와 월류수의 유로가 형성되어 붕괴면의 세굴 및 침식이 발달된다. 이러한 세굴 및 침식이 점진적으로 발달되면서, 붕괴단면과 유로가 확대 진전되며, 하류측의 독마루가 붕괴되고 이후 상류측의 독마루도 붕괴된다. 월류수의 흐름이 증가되며 붕괴 단면이 확대되고 최종 붕괴단면이 형성되는 것으로 나타났다. 국내에서는 Kim et al.(2015)에 의해 모형제방의 붕괴실험이 수행되었으며, 월류에 의한 비탈면의 국부적인 세굴이 발생되고, 월류 단면에서 직각 형태의 깊은 파괴면이 발달되고 파괴면의 자중에 의해 국부적인 파괴가 발생하는 것으로 보고하였다. 이러한 국부적인 세굴이 반복되며, 월류수의 소류력에 의해 붕괴 단면에 확대되며 최종 붕괴단면을 형성하는 것으로 나타났다. 기존 문헌들에서 제시된 월류 붕괴메커니즘은 결과적으로 월류수의 세굴에 의해 붕괴단면과 유로가 발달되며 최종적으로 붕괴단면을 형성하는 것으로 나타났다.

월류에 의한 붕괴단면의 형상은 앞서 언급되었던 붕괴 메커니즘의 규명과 홍수해석 연구에 활용된다. Singh(1982)에 의하면 흙댐의 붕괴단면은 사다리꼴 유형이 대표적이고 붕괴단면의 폭(B)은 $2H \leq B \leq 5H$, 붕괴각(θ)는 $60 \sim 90^\circ$ 이다. MacDonald and Langridge-Monopolis(1984)는 기록적인 댐 붕괴 사례를 검토하였으며, 일반적인 붕괴형상은 붕괴초기에는 2:1의 경사를 갖는 삼각형의 측면경사를 이루다가 붕괴가 제체 바닥까지 도달할 때에는 2:1사면을 갖는 사다리꼴 형상임을 규명하였다.

월류에 의한 붕괴단면의 형성은 제내지의 침투예측모형에 적용된다. 홍수파 해석을 통한 침수해석이 Strelkoff et al.(1977), Fread(1985), Hromadka and DeVries(1985) 등에 의해 수행되었으며, 제방붕괴 및 유출에 관한 연구는 Cristofano(1965)와 Harris and Wagner(1967)에 의해 이루어졌다(Park, 2012). 국내에서는 Han and Park(2006)에 의해 제방 월류 붕괴로 인한 제내지의 침투예측모형을 개발하였고, Yoon and Kim(2006)은 수공학적 측면에서 하천제방의 안정성을 조사하였다. Park et al.(2011)은 하천제방의 설계인자들을 수치모형을 이용하여 검토하였으며, Park(2012)는 제방붕괴 해석모듈을 도입하여 하천흐름과 제방붕괴 그리고 제내지의 침투해석이 유기적으로 계산될 수 있는 종합적 제방붕괴 제내지 침수해석 모형을 구축하였다. Lee et al.(2013)은 홍수위험지도 작성을 위해 댐 붕괴로 인한 유량곡선을 작성하였다. 하지만, 국내에서는 흙댐과 제방의 붕괴 모델링을 위한 실측자료가 거의 없어 미국 Lawn Lake댐과 중국 장지산 댐과 같은 외국자료를 이용하고 있는 실정이다(Kim et al, 2015).

본 연구에서는 월류에 의한 하천제방의 붕괴 메커니즘을 규명하고자, 제방고가 0.4~0.8 m인 축소모형과 제방고가 1.0m인 실물모형의 월류 붕괴실험을 수행하였다. 실험결과를 토대로 월류에 의한 붕괴 메커니즘을 규명하고 매개변수인 붕괴각(θ)과 붕괴율(k)을 산정하였다. 그리고 Kim et al.(2015)이 수행한 축소모형제방의 월류 붕괴실험과 달리, 식물제방 실험을 수행하여 축소모형 실험과의 월류 붕괴 메커니즘을 비교분석하였다.

2. 월류에 의한 하천제방의 붕괴메커니즘

월류에 의한 하천제방의 붕괴메커니즘을 규명하기 위해서는 월류에 의해 발생하는 제방의 세굴수로(breach channel)의 폭을 결정하는 것이 중요하다. 세굴수로의 폭은 초기 사각형 형상에서 소류력에 의해 사다리꼴 형상으로 변해가는 과정에 따라 결정한다. 월류에 의한 초기 붕괴면은 사각형 형상을 가지며, 이때 세굴수로의 폭(B_0)은 Eq. (1)에 의해 결정되어진다.

$$B_0 = B_r y \quad (1)$$

여기서, B_r : 수리학적 최량수리단면(사각형 형상에서의 최대 통수단면적)에 기초한 인자(파이핑 붕괴시

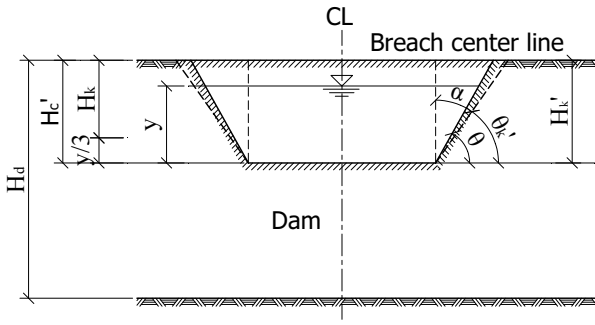


Fig. 1. Front view of levee with breach

$B_r = 1.0$, 율류 붕괴시 $B_r = 2.0$)

y : 붕괴면의 흐름깊이(m)

사각형 형상의 세굴수로에서 사다리꼴 형상으로 변화되어가는 과정은 사다리꼴 단면의 양쪽 비탈면에 대한 활동 해석에 의해서 유도되어진다(Spangler, 1984). 초기 사각형 형상에서 양쪽 비탈면의 활동이 시작되면 수직면에 대한 경사각(α)을 형성하고 사다리꼴 형상으로 변화된다. 비탈면들의 붕괴는 붕괴단면의 깊이(H_c')가 제체 재료의

내부마찰각(ϕ)과 점착력(c), 단위중량(γ)에 의해 식 (2)에 제시된 한계수심(H_k')에 도달되었을 때 발생된다. 초기 사각형 형상에서 수평면과 붕괴단면이 θ 만큼의 각을 이루게 되고 비탈면의 활동에 의해 θ'_k 각으로 점진적인 변화가 발생된다. 최종적으로 붕괴단면을 형성하게 된다.

$$H_k' = \frac{4c \cos \phi \sin \theta'_{k-1}}{\gamma [1 - \cos(\theta'_{k-1} - \phi)]} \quad (k = 1, 2, 3) \quad (2)$$

여기서, θ : 수평면과 붕괴단면이 이루는 각 ($^\circ$)

$\theta'_k = (\theta'_{k-1} + \phi)/2$ ($^\circ$), k : 점진적인 비탈면 붕괴를 의미함.

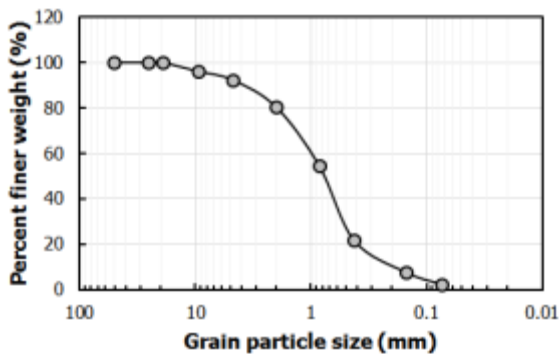
3. 붕괴실험

3.1 대상토사와 균열저항등급

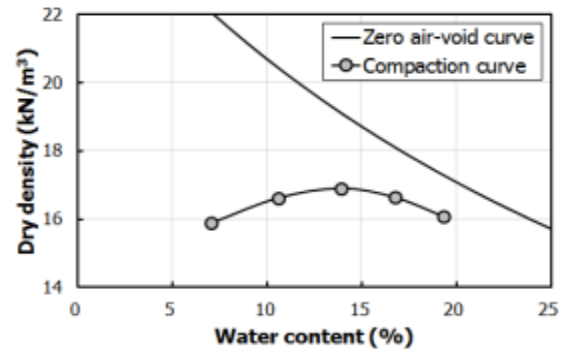
본 실험은 안동지역의 낙동강 하상토를 사용하였으며, 공학적 특성은 Table 1과 같고 Fig. 2는 제방실험에 사용

Table 1. soil physical properties

Property		Value
Specific gravity G_s		2.674
Plastic Index PI		N.P
Particle-size characteristic	Passing Percentage of No. 200 Sieve(%)	2.4
	Coefficient of curvature(C_g)	0.9
	Coefficient of uniformity(C_u)	3.6
	USCS Index	SP
Compaction characteristic	Maximum dry density $\gamma_{d, \max}$ (kN/m^3)	17.24
	Optimum water content OMC (%)	13.9
Shear strength characteristic	Cohesion c (kPa)	1.6
	Internal friction angle ϕ ($^\circ$)	38.2

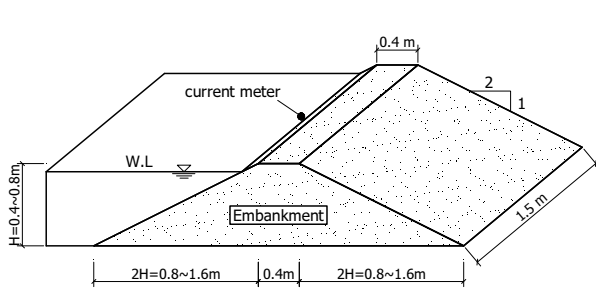


(a) Particle-size distribution curve

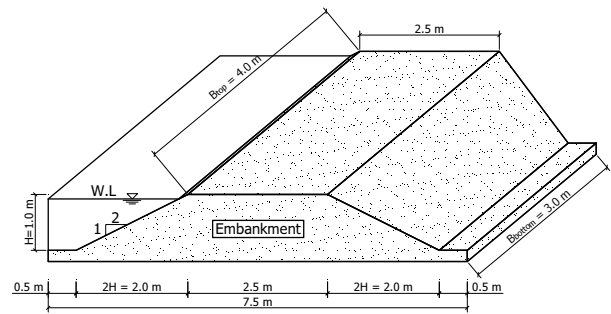


(b) Compaction curve

Fig. 2. Particle-size distribution curve and compaction curve



(a) Scaled model levee



(b) Full-scaled model levee

Fig. 3. The schematic view of experiment levee

된 흙의 입도분포곡선과 A 다짐에 의한 다짐곡선이다. 통일분류법에 의해 SP로 분류되며, 곡률계수는 0.9이고 균등계수는 3.6이다. 다짐곡선에서 최대건조밀도 $\gamma_{d,max}$ 는 $17.24 kN/m^3$ 이고, 최적함수비는 13.9%이다. 직접전단시험을 통해 산정된 내부마찰각 ϕ 는 38.2° 이고, 점착력 c 는 $1.6 kPa$ 이다.

Korea Water Resources Association, KWRA (2009)은 원칙적으로 통일분류법에 근거하여 최대입경이 100mm 이하인 입도가 균등한 하상모래(SP) 사용을 금지하며, 예외로 사용할 경우 안정성이 확보되는 것을 확인하도록 권장하고 있다. Casagrande(1950)의 제언을 기초로 Sherard (1953)는 심각한 균열이 발생한 6개의 흙 댐과 지형조건이나 시공조건이 매우 취약하였음에도 불구하고 균열피해를 입지 않은 제방 12개를 포함하여 균열영향인자를 평가하였다. 균열 영향인자 평가에서는 균열의 정도, 시공법, 지형조건 등이 고려되었으며, 현지 채취시료에 대해 기본적인 물성시험을 실시하여 입도와 소성도를 분석하고 균열저항등급을 제안하였다(Korea Geotechnical Society, 2012). 실험에 사용된 시료는 NAVFAC Manual(1986)의 DM 7.02에 제시된 제체 재료별 누수에 대한 저항성을 평가하면, 통일분류법에서 SP로 균열에 취약한 흙으로 판정된다. 본 연구에서 모형제방을 균열에 취약한 흙으로 축조한 이유는 월류 붕괴단면의 형성을 유도하기 위함이다. 그리고 Kim et al.(2015)에 수행된 월류 붕괴실험과의 비교 검토를 수행할 수 있기 때문이다.

3.2 제방단면 및 실험방법

본 연구에서 수행된 월류에 의한 붕괴실험의 제방단면은 Fig. 3과 같다. Fig. 3 (a)의 축소모형제방은 제방의 폭

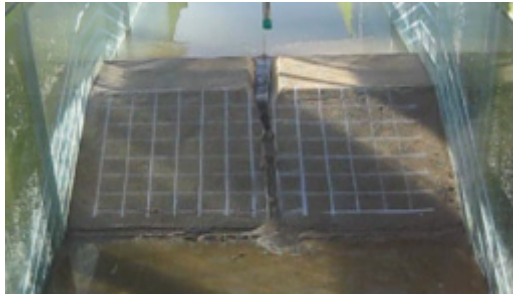
(B)은 1.5m, 높이(H)는 0.4~0.8m이다. Fig. 3 (b)의 실물 제방은 폭(B)은 하단폭(B_{bottom})은 3.0 m, 상단폭(B_{top})은 4.0m이고 높이(H)는 1.0m이다.

월류에 의한 붕괴실험의 순서는 Kim et al.(2015)과 동일하게 ① 3.1절에 제시된 낙동강 하상도를 낙하고 80 cm에서 낙사시켜 제체 지반을 조성하고, ② 조성된 제체 지반에 물다짐을 수행하고 1시간 동안 방치하였다. ③ 축조된 지반은 현장단위중량시험을 통해 단위중량과 함수비를 측정하였다. 실험제방의 전체단위중량은 $16.30 kN/m^3$, 함수비는 20.02%이다. ④ 축조된 제방의 제외지에 수위를 재현하여 월류에 의한 제방붕괴를 유도하였다. ⑤ 월류에 의한 제방 붕괴메커니즘의 규명을 위해 측벽의 붕괴각(θ)와 제방붕괴율(k) 그리고 유속(v)을 측정하였다. 유속계는 일본 KENEK사의 VOT2-100-05모델로 5mm 프로펠러 8개와 평균시간 1, 5, 10, 30, 60초, $\pm 3 \sim \pm 190 cm/sec$ 의 측정범위를 갖는다.

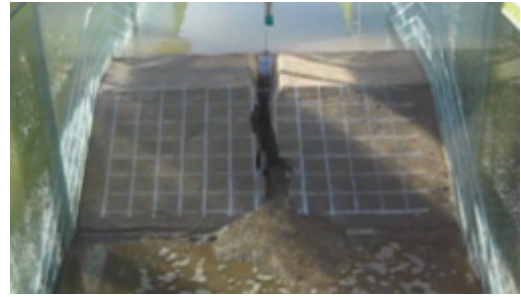
4. 실험결과

4.1 제방고에 따른 붕괴 메커니즘

Fig. 4에서 Fig. 9는 제방고 0.4~0.8m의 모형제방과 제방고 1.0m의 실물제방의 월류에 의한 붕괴 메커니즘을 나타낸 것이다. Fig. 4의 제방고 0.4m 모형제방은 초기에 월류에 의해 국부적인 세굴이 발생되었으며(Fig. 4 (a)), 세굴이 점차적으로 진행되고(Fig. 4 (b)), 붕괴단면의 좌우 비탈면이 붕괴되어 단면이 점진적으로 확대되었으며(Fig. 4 (c)), Fig. 4 (d)와 같이 최종 붕괴단면을 형성하였다. 제방고 0.5m의 Fig. 5, 제방고 0.6m의 Fig. 6, 제방고 0.7m의 Fig. 7, 제방고 0.8m의 Fig. 8, 제방고 1.0m의 Fig. 9에서도



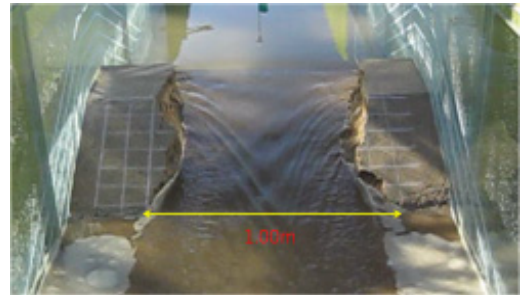
(a) Local scouring occur due to overflow



(b) Deep scour progress of vertical wall form

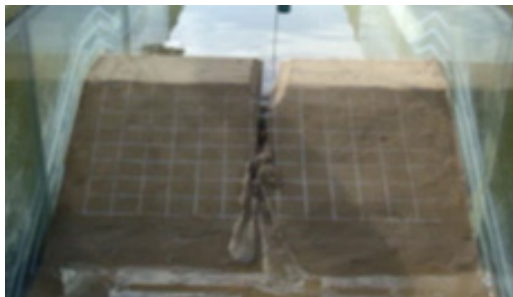


(c) Local activity occur by vertical wall scour surface weight



(d) Scour surface expanded by tractive force

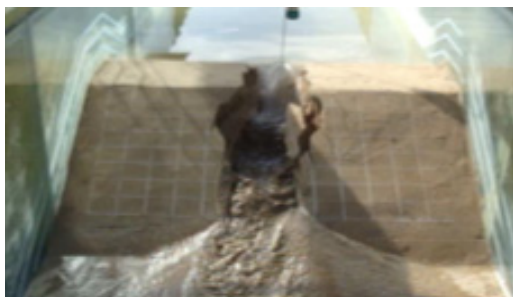
Fig. 4. Overflow failure mechanism on levee (H = 0.4 m)



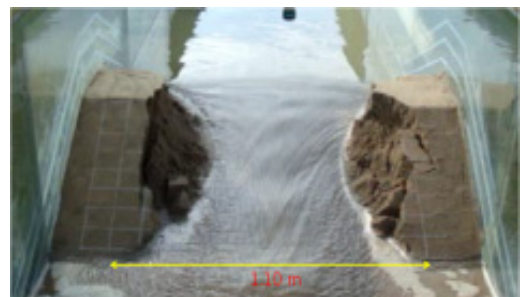
(a) Local scour occur due to overflow



(b) Deep scour progress of vertical wall form



(c) Local activity occur by vertical wall scour surface weight



(d) Scour surface expanded by tractive force

Fig. 5. Overflow failure mechanism on levee (H = 0.5 m)

동일한 월류 붕괴 메커니즘을 나타내었다.

Kim et al.(2015)은 제방고 0.2~0.4m의 모형제방에 대한 붕괴 메커니즘으로 ① 월류에 의한 비탈면 국부 세굴 발생, ② 직벽 형태의 계단형 깊은 세굴면 진전, ③ 직벽 세굴면 자중에 의한 국부활동 발생, ④ 소류력에 의한 세굴면 확대 순 등으로 발생되어 ②번~④번의 붕괴 과정이

반복됨으로서 전체 제방붕괴가 유도되는 것으로 보고하였다. 본 연구에서는 수행된 제방고 0.4~1.0m의 제방과 Kim et al.(2015)이 수행한 제방고 0.2~0.4m의 모형제방의 월류 붕괴 메커니즘은 동일한 과정을 나타내었다. 이는 Mohamed et al.(2004)와 Hanson et al.(2005)에 의해 보고된 월류 붕괴 메커니즘과도 동일하였다.



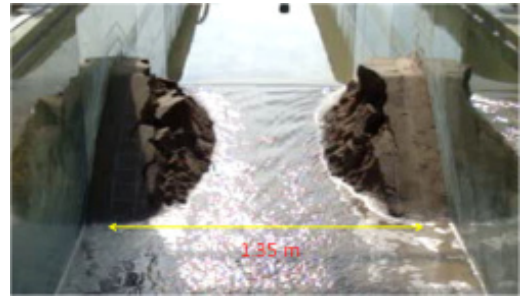
(a) Local scour occur due to overflow



(b) Deep scour progress of vertical wall form

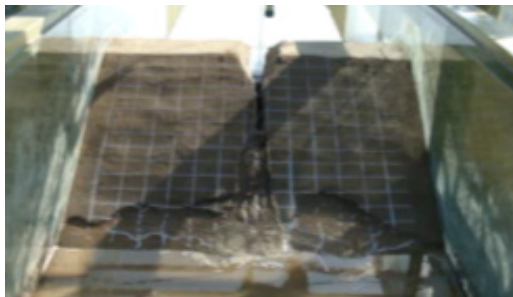


(c) Local activity occur by vertical wall scour surface weight

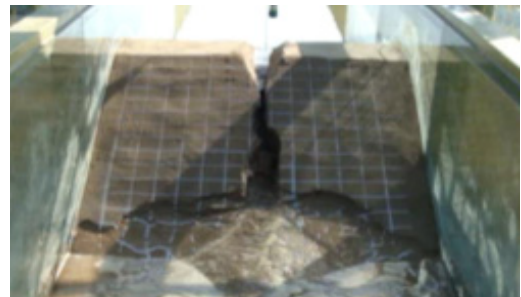


(d) Scour surface expanded by tractive force

Fig. 6. Overflow failure mechanism on levee ($H = 0.6 \text{ m}$)



(a) Local scour occur due to overflow



(b) Deep scour progress of vertical wall form



(c) Local activity occur by vertical wall scour surface weight



(d) Scour surface expanded by tractive force

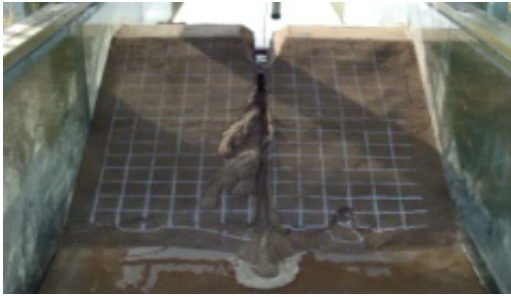
Fig. 7. Overflow failure mechanism on levee ($H = 0.7 \text{ m}$)

4.2 제방고별 유속변화

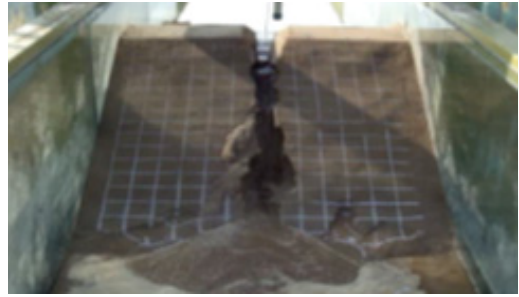
Fig. 10은 월류에 의한 제방붕괴 과정에서의 제방고별 유속변화를 나타낸 것이다. 축소모형실험에서 측정된 유속이며, 제방고 0.4m의 최대 유속은 0.81m/sec, 제방고

0.5m은 1.01m/sec, 제방고 0.6m은 1.19m/sec, 제방고 0.7m은 1.45m/sec, 제방고 0.8m은 1.53m/sec로 제방고가 높아 질수록 최대유속이 증가되는 것으로 나타났다.

본 연구에서와 같은 제방 모형실험의 흐름상사성은 원형(prototype) 및 모형(model)의 중력(gravity)과 관성력



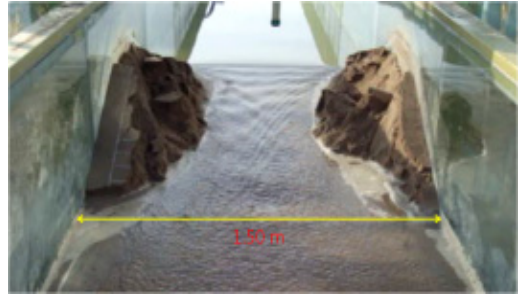
(a) Local scour occur due to overflow



(b) Deep scour progress of vertical wall form



(c) Local activity occur by vertical wall scour surface weight

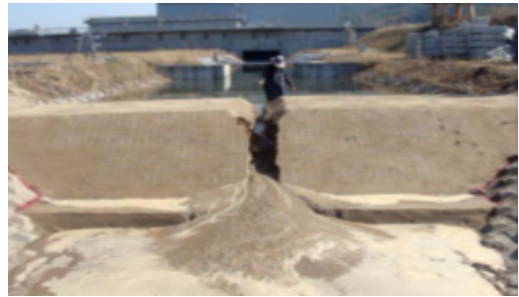


(d) Scour surface expanded by tractive force

Fig. 8. Overflow failure mechanism on levee (H = 0.8 m)



(a) Local scour occur due to overflow



(b) Deep scour progress of vertical wall form



(c) Local activity occur by vertical wall scour surface weight



(d) Scour surface expanded by tractive force

Fig. 9. Overflow failure mechanism on levee (H = 1.0 m)

(inertia force)의 비를 일치시키는 플루드(Froude) 상사 ($\lambda_{Fr} = 1$)를 가정하여 식 (3)과 같이 산정하였다.

$$\lambda_{Fr} = \frac{\frac{V_p}{\sqrt{g_p L_p}}}{\frac{V_m}{\sqrt{g_m L_m}}} = \frac{\lambda_V}{\lambda_g^{1/2} \lambda_L^{1/2}} = 1 \quad (3)$$

여기서 V : 유속

L : 길이

g : 중력가속도

p : 원형인 prototype, m : 모형인 model을 의미함

상사실험은 실험현장의 조건에 맞게 모형의 길이비를

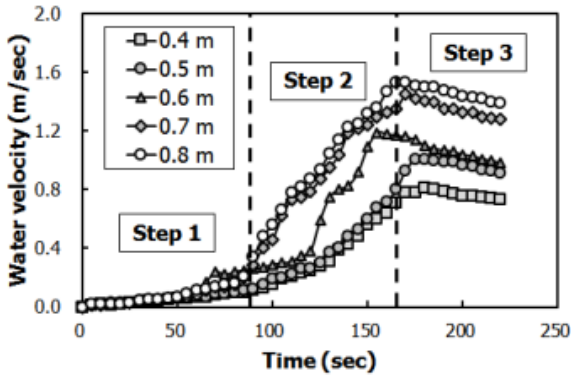


Fig. 10. Variation of flow velocity of the Scaled model levee due to overflow

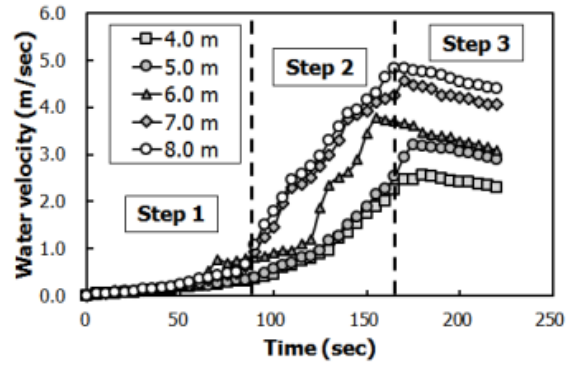


Fig. 11. Variation of flow velocity of the full-Scaled prototype levee due to overflow

결정한 후 속도비와 시간비 등을 일치시켜 상사성을 맞춘다. 모형의 길이비에 따른 속도비는 식 (4)로 산정한다.

$$\lambda_v = \lambda_L^{1/2} \quad (4)$$

Fig. 11은 식 (4)에서 길이비 $\lambda_L = 10$ 을 이용하여 제방고 4.0~8.0m의 원형 제방의 환산유속을 추정한 결과이다. 제방고 4.0m에서는 2.57m/sec, 제방고 5.0m은 3.20m/sec, 제방고 6.0m은 3.78m/sec, 제방고 7.0m은 4.58m/sec, 제방고 8.0m은 4.85m/sec 로 나타났다.

월류에 의한 제방붕괴는 Fig. 10에서 보듯이 제방 붕괴면 상류유속(제외지의 유속)과 관련하여 1단계 월류가 진행되는 시점, 2단계 제방붕괴가 진행되는 시점, 3단계 제방붕괴가 완료된 시점으로 구분된다. 월류에 의한 제방 붕괴 메커니즘을 고려하여 유속변화를 검토하면, 1단계에서는 월류에 의해 국부적인 세굴이 발생되며 월류의 유속은 완만히 증가된다. 2단계에서는 붕괴단면의 좌우 비탈면의 붕괴와 세굴이 동시에 발생되면서 붕괴단면이 확대되고 유속도 급격히 증가된다. 3단계에서는 월류에 의해 제방

단면이 완전히 붕괴되고 최종 붕괴단면에 도달한 시점이며, 붕괴면적이 넓어져 유속이 상대적으로 감소된다.

Kim et al. (2015)이 수행한 제방고 0.2~0.4m의 축소모형 제방 중에서 제방고 0.4m의 축소모형 제방에서만 유속 변화가 세 단계로 구분되는 것으로 나타났다. 본 연구에서의 제방고 0.4m와 동일하였으며, 제방고가 높아질수록 2 단계에서의 유속이 급격히 변화되는 것으로 나타났다. 이는 제방고가 높아져 사각형 형상의 붕괴단면의 크기가 상대적으로 커지기 때문이다.

4.3 월류에 의한 제방 붕괴각(θ)

월류에 의한 제방 붕괴단면의 좌우 비탈면의 붕괴각(θ)은 Fig. 12의 비탈면 안정해석을 위한 한계평형법을 이용하여 산정한다. 활동 파괴면 θ_1 및 θ_2 을 가정하는 2분할 흩췌기 방법과 간단한 가정 없이 강체(rigid-body) 메커니즘을 적용하는 대수나선형(logarithmic spiral) 방법(Leshchinsky and Ralph, 1989) 등이 있다. 이때 비탈면 안정해석에 필요한 붕괴각(θ)은 랭킨토압에 의해 $45 + \frac{\phi}{2}$ 로 가정한다.

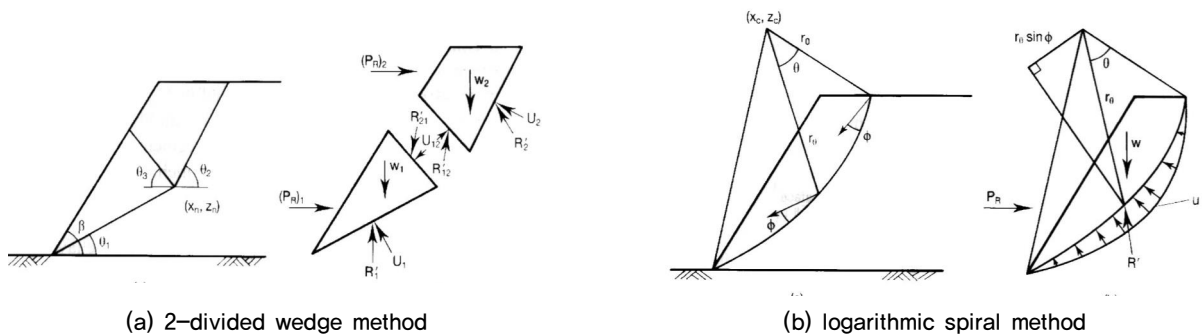


Fig. 12. The schematic of failure surface on the slope stability analysis

Table 2. Variation of failure angle caused to levee overflow

H (m)	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	1.0
θ_l	68	69	70	71	74	81
θ_r	70	71	72	72	73	69
θ_{ave}	69	70	71	71.5	73.5	75

Table 3. Variation of failure area due to overflow

H (m)	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	1.0
$A_R(m^2)$	0.039	0.061	0.087	0.119	0.155	0.243
$A_s(m^2)$	0.031	0.045	0.062	0.082	0.095	0.134
$A_t(m^2)$	0.008	0.016	0.025	0.037	0.060	0.109
$(A_R/A_t)(\%)$	20.5	26.2	28.7	31.1	38.7	44.9

모형제방의 내부마찰각(ϕ)은 38.2° 이므로 랭킨토압에 의한 붕괴각(θ_R)은 $45 + (38.2/2) = 64.1^\circ$ 이다.

Table 2은 제방고(H)별 월류에 의한 제방 붕괴각(θ)을 나타낸 것이다. 월류에 의한 붕괴단면의 좌측 붕괴각(θ_l)과 우측 붕괴각(θ_r)의 평균 붕괴각(θ_{ave})을 보면, 랭킨토압의 붕괴각(θ) 64.1° 보다 $5.1 \sim 11.1^\circ$ 가 큰 $69.0 \sim 75.0^\circ$ 로 나타났다. 월류에 의한 제방의 붕괴각(θ)이 랭킨토압의 파괴각보다 큰 이유는 제방이 포화되어 붕괴단면의 활동력은 증가되고 저항력인 전단강도는 감소되었기 때문이다. 또한, 월류에 의한 추가 소류력이 작용되었기 때문이다. Kim et al.(2015)이 수행한 제방고 0.2~0.4m의 축소모형 제방의 붕괴각(θ)는 $67 \sim 71^\circ$ 로 나타났으며, 제방고가 높아질수록 붕괴각(θ)은 증가되는 것으로 나타났다.

월류의 소류력(tractive force)에 의해 발생한 제방 붕괴면적 A_t 은 식 (5)와 같이 산정하였다.

$$A_t = A_R - A_s \quad (5)$$

여기서, A_R : 랭킨토압의 파괴면에서 산정된 붕괴면적(m^2)

A_s : 실험에서 산정된 파괴각(θ)을 고려한 붕괴면적(m^2)

A_t : 소류력에 의한 붕괴면적(m^2)

Table 3와 Fig. 13은 월류에 의한 제방 붕괴면적을 나타낸 것이다. 축소모형실험의 소류력에 의한 붕괴면적(A_t)은 제방고가 0.4~0.8m 까지 증가될수록 $0.008 \sim 0.060 m^2$ 로 증가되었다. 랭킨토압의 붕괴각(θ_R)에서 산정된 붕

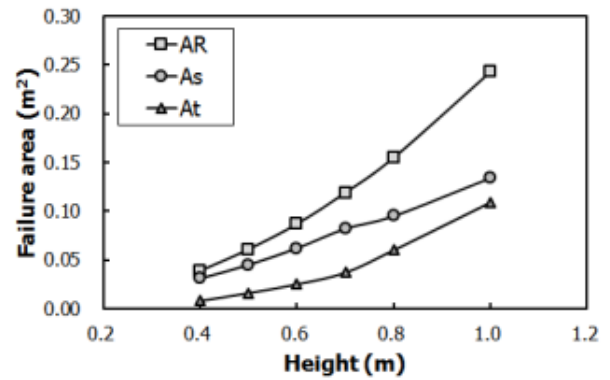


Fig. 13. Characteristic of failure area due to overflow

괴면적(A_R)과 소류력에 의한 붕괴면적(A_t)의 비율은 제방고가 0.4~0.8m로 증가될수록 20.5~38.7% 까지 증가되었다. 소류력에 의한 붕괴면적(A_t)이 증가되는 것은 붕괴시 하천유속이 $0.81 \sim 1.53m/sec$ 로 증가되었기 때문이다.

Kim et al. (2015)이 수행한 제방고 0.2~0.4m 축소모형 제방의 붕괴면적(A_t)과 비교하면, 제방고가 높아질수록 소류력에 의한 붕괴면적(A_t)도 증가되는 것으로 나타났다. 이는 제방고가 높아지면 제내지와 제외지의 수위차가 커져 Fig. 10에서와 같이 월류의 유속이 증가되고 소류력도 함께 증가되기 때문이다.

월류에 의한 제방 붕괴면적을 나타낸 Table 3와 Fig. 13에서 제방고 1.0m의 실험결과를 살펴보면 다음과 같다. 제방 붕괴각(θ)은 θ_l 이 81° 이고 θ_r 은 69° 로 나타났으며, 랭킨토압의 파괴면 64.1° 보다 $4.9 \sim 16.9^\circ$ 크게 산정되었다. 소류력에 의한 붕괴면적(A_t)은 $0.109m^2$ 이고 랭킨토압의 파괴면에서 산정된 붕괴면적(A_R)과 소류력에 의한

Table 4. Variation of failure wide due to overflow

H (m)	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	1.0
B (m)	1.00	1.10	1.35	1.50	1.50	2.60
B/H	2.50	2.20	2.25	2.14	1.88	2.60

Table 5. Variation of failure rate (m/hr) due to overflow on model levee

B (m)	H (m)					
	Scaled model levee					Full-scaled model levee
	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	1.0
0.3	18.5	21.4	31.3	40.7	47.2	48.0
0.5	11.6	16.4	21.2	26.5	31.7	36.3
0.7	9.8	12.7	15.32	17.5	20.3	25.9
1.0	6.6	11.0	13.3	14.5	17.3	21.4
1.2	-	-	-	9.9	15.4	17.9

Table 6. Variation of failure rate (m/hr) due to overflow on prototype levee

B (m)	H (m)				
	4	5	6	7	8
3.0	58.4	67.8	99.0	128.5	149.3
5.0	36.7	51.8	67.0	83.9	100.1
7.0	31.0	40.1	48.4	55.3	64.1
10.0	20.7	34.7	42.2	45.8	54.5
12.0	-	-	-	31.4	48.7

붕괴면적(A_t)의 비율은 44.9%로 나타났다. 또한, 월류에 의한 실물실험 제방의 붕괴각(θ)은 축소모형실험의 69~73.5°에 비해 다소 크게 나타났다. 이러한 원인은 축소모형실험과 실물실험의 제방에 사용된 모래시료가 동일한 입경크기로 한계세굴유속은 같지만, 월류 유속은 증가되었기 때문이다.

4.4 월류에 의한 제방 붕괴율(k)

본 절에서는 월류에 의한 제방붕괴 메커니즘의 특성을 규명하기 위해 제방 붕괴폭(B)의 변화와 붕괴 지속시간(T)을 고려하여 제방 붕괴율(k , m/hr)을 검토하였다.

Table 4는 월류에 의한 제방 붕괴폭(B)를 나타낸 것이다. 제방고 0.4 m에서는 제방 붕괴폭(B)가 1.00m로 나타났으며, 제방고 0.5m는 1.10m, 제방고 0.6m는 1.35m, 제방고 0.7m는 1.50m, 제방고 0.8m는 1.50m로 나타났다. Singh(1982)은 제방 붕괴폭(B)은 제방고(H)의 약 2배~5배로 보고하였으며, 본 연구에서는 1.88~2.60배로 나타났다.

Table 5은 월류에 의한 제방 붕괴율(k) 변화를 나타낸

것이다. 제방 붕괴폭(B)인 0.3m일 때 축소모형 제방(제방고 0.4~0.8m)의 제방 붕괴율(k)은 18.46~47.21m/hr로 변화되었다. 제방 붕괴폭(B)이 0.5m일 때 11.61~31.65 m/hr, 0.7m에서는 9.80~20.28m/hr, 1.0m에서는 6.55~17.25m/hr, 1.2m에서는 9.92~15.40 m/hr로 나타났다. 실물실험 제방(제방고 1.0m)의 제방 붕괴특성은 제방 붕괴폭(B)이 0.3~1.2m로 넓어질수록 제방 붕괴율(k)은 48.0 m/hr~17.9m/hr로 감소되는 것으로 나타났다.

실물실험 제방의 월류 붕괴 특성은 환산된 실물제방보다 축소모형실험과 유사한 경향을 보였다. 이러한 원인은 앞서 언급된 축소모형실험과 실물실험에 사용된 모래시료가 동일한 입경으로 한계세굴유속이 같아 유속변화에 의해 세굴특성이 지배되기 때문이다.

Table 5의 제방 붕괴율(k)을 원형 제방으로 환산하면 Table 6과 같다. 제방고가 4.0~8.0m로 변화될 때, 제방 붕괴폭(B)인 3.0m의 제방 붕괴율(k)은 55.38~149.30m/hr, 제방 붕괴폭(B)인 5.0m는 36.72~100.08m/hr, 7.0m는 30.98~64.14m/hr, 10.0m는 20.70~54.54m/hr, 12.0m는 31.37~48.70m/hr로 평가되었다.

5. 결론

본 연구에서는 월류에 의한 하천제방의 붕괴 메커니즘을 규명하고자, 축소모형과 실물모형의 월류 붕괴실험을 수행하였다. 이를 토대로 월류에 의한 붕괴 메커니즘을 규명하고 매개변수인 붕괴각(θ)과 붕괴율(k)을 산정하였다. 본 연구를 통해 도출된 결론은 다음과 같다.

- (1) 월류에 의한 제방 붕괴 메커니즘은 3단계로 구분되었다. 1단계에서는 월류에 의해 국부적인 세굴이 발생되며 월류의 유속은 완만히 증가된다. 2단계에서는 붕괴 단면의 좌우 비탈면의 붕괴와 세굴이 동시에 발생되면서 붕괴단면이 확대되고 유속도 급격히 증가된다. 3단계에서는 월류에 의해 제방 단면이 완전히 붕괴되고 최종 붕괴단면에 도달한 시점이며, 붕괴면적이 넓어져 유속이 상대적으로 감소된다.
- (2) 월류에 의한 제방의 붕괴각(θ)은 랭킨토압의 붕괴각(θ_R)보다 크게 나타났다. 이는 제방이 포화되어 붕괴 단면의 활동력은 증가되고 저항력인 전단강도는 감소되었으며, 월류에 의한 추가 소류력이 작용되었기 때문이다. 그리고 제방고가 높아질수록 붕괴각(θ)은 증가되는 것으로 나타났다.
- (3) 월류에 의한 실물실험 제방의 붕괴율(k)은 제방 붕괴 폭(B)이 넓어질수록 감소되었으며, 환산현장실물계보다 모형실험계와 유사한 경향을 보였다. 이러한 원인은 축소모형실험과 실물실험에 사용된 모래 시료가 동일한 입경으로 한계 세굴유속이 같아 유속변화에 의해 세굴특성이 지배되기 때문이다.

Acknowledgement

This research was supported by a grant (16SCIP-B065985-04) from Smart Civil Infrastructure Research Program funded by Ministry of Land, Infrastructure and Transport (MOLIT) of Korea government and Korea Agency for Infrastructure Technology Advancement (KAIA).

Reference

1. Casagrande, A. (1950), "Notes on the design of earth dams", Proc. of Boston Society of Civil Engineers.

2. Cristofano, E.A. (1965), "Method of computing erosion rate for failure of earth fill dams", United States Bureau of Reclamation, Denver, Colorado.
3. Fread, D.L. (1985), "Channel Routing", in Anderson, M.G., and Burt, T.P.(eds), Hydrological Forecasting, John Wiley & Sons, New York, pp. 437-503.
4. Han, K. Y. and Park, J. H. (2006), "Development of Urban Inundation Analysis Model", Urban Flood Disaster Management Research Center.
5. Hanson, G. J., Cook, K. R., and Hunt, S. L. (2005), "Physical modeling of overtopping erosion and breach formation of cohesive embankments." Trans. ASABE, Vol.48, No.5, 1783-1794.
6. Harris, G.W. and Wagner, D.A. (1967), "Outflow from breached earth dams", University of Utah, Salt Lake City, Utah.
7. Hromadka, T.V. and DeVries, J.J. (1985) "A Two-Dimensional Dam-Break Model of the Orange Country Reservoir", Int. Symposium on Urban Hydrology, Hydraulic Infrastructures and Water Quality Control, Univ. of Kentucky.
8. Korea Institute of Civil Engineering and Building Technology (2004), The final report of the river embankment related advanced technology development, pp. 23-31, pp. 68-78 (in Korean).
9. Kim, J. M., Cho, W. B., Choi, B. H. and Oh, E. H. (2015), "Model Tests for Deriving Failure Parameter during Levee Overflow", Journal of Korean Geosynthetics Society, Vol. 14, No.2, pp.11-21.
10. Korea Geotechnical Society (2012), "Dam and embankment design and construction safety management technology", Goomibook, pp.391-573 (in Korean).
11. Korea Water Resources Association (2009), Design criteria rivers commentary, Korea Water Resource Association, pp.354-371 (in Korean)
12. Lee, K. H., Kim, S. W., Yu, S. Y., Kim, S. H., Cho, J. W., and Kim, J. M. (2013), "Development of a Hydrograph Triggered by Earth-Dam-Break for Compiling a Flood Hazard Map", Journal of Korea Society of Engineering Geology, Korea Society of Engineering Geology, Vol.23, No.4, pp.381-387.
13. Leshchinsky, Dov. and Ralph, H. B. (1989), "Geosynthetic reinforced soil structures", Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol.115, No.10, pp.1459-1478.
14. MacDonald, T. C., and Langridge-Monopolis, J. (1984). "Breaching characteristics of dam failures", Journal of the Hydraulic Engineering, Vol.110, No.5, pp.567-586.
15. Mohamed, M.A.A., Morris, M., Hanson, G.J. and Lakhali, K.(2004), "Breach Formation: Laboratory and Numerical Modeling of Breach Formation", Proc. Dam Safety 2004, ASDSO Phoenix, Arizona, USA.
16. Nakajima, H. (2003), River Levee, Kibodang Press, pp.65-89 (In Japanese).
17. NAVFAC Manual (1986), "Foundation & Earth Structures".
18. Park, J. H. (2012), Development of Technique to Estimate

- Inundation Hazard Level Caused by River Levee Failure, Journal of Korean Society of Hazard Mitigation, Vol.12, No. 6, pp.287-296(in Korean).
19. Park, J. H., Kim, S. H., and Lee, C. H. (2011) Investigation about Design Parameter of Levee using Numerical Model. Journal of Korea Society of Hazard Mitigation. Vol.11, No.6, pp.259-268(in Korean).
 20. Sherard, H. L. (1953), Influence of soil properties and construction methods on the performance of homogeneous earth dams, Technical Memorandum 645, U. S. Department of the Interior, Bureau of Reclamation, pp.1-71
 21. Singh, K. P. (1982), "Sensitivity of outflow peaks and flood stages to the selection of dam breach parameters and simulation models (Dam Safety Program)", Ph.D. thesis, University of Illinois, Champaign, Illinois.
 22. Spangler, M. G. (1984), "Soil Engineering. 4th Ed. Harper & Row Publishers", New York, pp.482-484.
 23. Strelkoff, T., Schamber, D. R. and Katopodes, N. D. (1977) "Comparative Analysis of Routing Techniques for the Flood-wave from a Ruptured Dam", Proc. of the Dam-Break Flood Routing Workshop, Water Resources Council, pp. 229-291.
 24. Yoon, K.S. and Kim, K.H. (2006), "Stability of River Levee (Aspect of Hydro-Engineering)", Water and Future, Korea Water Resources Association, Vol.39, No.5, pp.14-19.