

1990년 9월 12일 발생한 일산제 붕괴 시나리오

A Scenario of the Ilsan Levee Failure Occurred on September 12, 1990

김 상 규*1

한 성 길*2

1. 서 론

행주대교 남쪽 한강 우안에 위치한 일산제는 2일간 계속된 폭우로 인한 한강의 범람으로 말미암아 1990년 9월 12일 03시 50분경 길이 392m가 완전히 붕괴되었다(그림 1.1). 그 당시의 신문보도에 의하면, 이 붕괴로 말미암아 농지 5,451 ha와 67개의 마을이 침수되었고 40,000명의 이재민이 발생하였으며 5명이 생명을 잃었다.

일산제를 비롯한 한강하류의 여러 제방들은

을측년 홍수(1925년)이후인 1930년대에 쌓았는데(서울지방국토관리청, 1991) 그 이후 60년동안 여러 차례의 위험한 홍수위가 있었음에도 붕괴의 고비를 용케 넘겨왔다. 한강 인도교의 수위를 기준으로 보면, 1972년 8월과 1984년 9월의 최고수위가 붕괴연도의 수위보다도 각각 1.21m, 0.77m 더 높았다(1990년의 최고수위 : EL. 13.22m). 그럼에도 불구하고 이 재난이 왜 이때 발생하였는가 하는 것은 하천공학적 관점에서는 물론 토질공학적인 관점에서 보아도 대단히 흥미 있는 일이다.

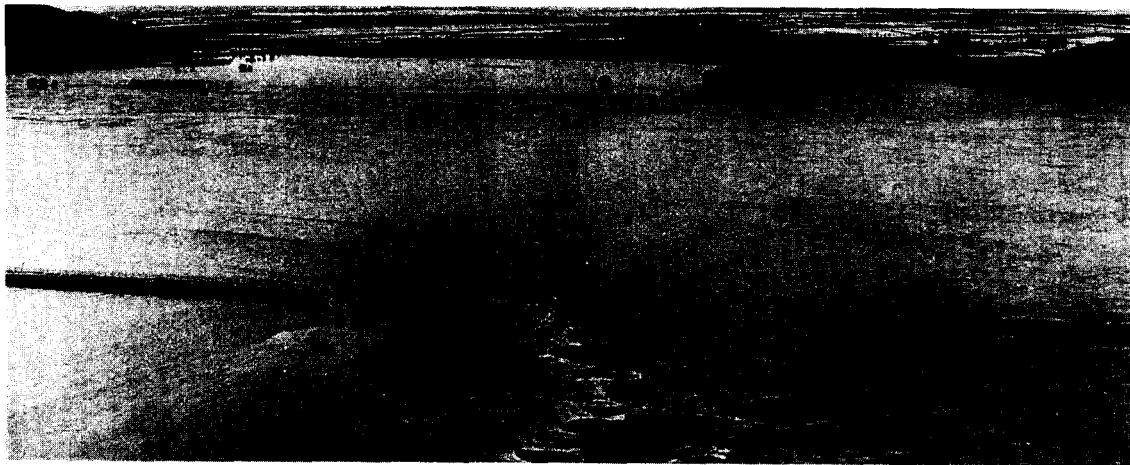


그림 1.1 일산제의 붕괴

*1 정희원 동국대학교 공과대학 토목공학과 교수

*2 동국대학교 대학원 토목공학과 박사과정

일산제의 붕괴원인에 관한 조사는 공식적으로 어느 기관에서도 수행되지 않았다. 현재에는 붕괴된 자리에 제방을 겸한 10차선의 고속도로(자유로)가 작년 완공되었으므로 이제 옛날 일산제의 흔적은 찾아 볼 수 없게 되었다. 따라서 이에 대한 자세한 조사는 이제 불가능하므로 이 엄청난 재난에 대한 철저한 원인규명없이 그냥 지나친다는 것이 이 시대에 산 기술자의 입장에서 보면 무척 안타까운 일이라 하지 않을 수 없다.

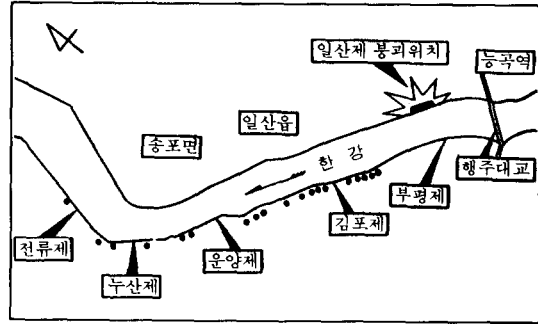
그러나 일산제 붕괴의 원인규명에 다소나마 도움이 되는 다행스러운 일은, 일산제와 마주보는 한강좌안의 김포제에 대한 개수공사를 위하여 일산제 붕괴 후 곧 지반조사가 수행되었다는 것이다. 김포제도 사실은 이때 거의 붕괴될 뻔하였기 때문이다. 따라서 김포제에 대한 자료는 일산제의 붕괴의 원인을 규명하는데 근거가 될 수 있는 유일한 조사자료라고 할 수 있을 것이다. 그러나 조사위치가 일산제로부터 2km가량 떨어져 있고, 이 조사도 실제로는 원인규명을 위한 것으로는 대단히 부족하다. 더욱이 1925년부터 일산제와 인접한 행주대교에서 측정해 왔던 수위관측도 1990년도에 대한 것은 없다. 따라서 현재의 상황으로는 여러가지를 가상하여 붕괴에 관한 시나리오를 작성하는 수밖에 다른 도리가 없다고 생각한다. 여기서 논제를 시나리오라고 한것은 이러한 이유때문에 붙여진 것이다.

2. 일산제와 인접한 김포제에 대한 조사 기록

2.1 파이핑 발생

김포제로부터 하류를 따라 운양제, 누산제, 전류제 등이 계속된다. 한국종합개발공사(서울 지방국토관리청, 1991)는 이 연장을 따라 1990년 대홍수로 인한 피해조사를 하였는데, 파이핑이 발생한 위치가 모두 71개소나 되었으며, 이 중에서도 김포제는 53개소나 발생하여 가장 심

한 피해를 입었다(그림 2.1).



주) * : 파이핑과 붕괴가 발생한 지점

그림 2.1 김포제 일대의 위치도와 파이핑이 발생한 지점

김포제에 대한 파이핑 발생의 위치를 보면, 53개소 중 8개소는 제체내에서 나머지 45개소는 제방의 비탈끝에서 주로 30m이내의 농경지(제내지)에서 발생하였다. 농경지에서의 발생깊이는 지표면에서 1m내외, 공동의 크기는 약 10~60cm이고, 이 공동으로부터 실트크기의 고른 입자가 유출되어 공동 주위에 10~30cm로 쌓였다(그림 2.2, 2.3 참조). 공동이 제체내의 어떤 경로를 따라 발생하였는가 하는 기록은 없다.



그림 2.2 김포제방의 제체에서 발생한 공동

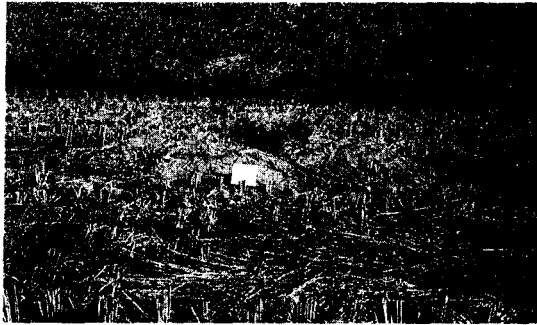


그림 2.3 김포제방의 제내지에서 발생한 공동

2.2 지반특성

김포제와 그 일대는 대체적으로 지표면으로부터 매립층, 퇴적층 및 풍화층으로 나뉜다. 매립층은 제방을 구성하는 지층인데, 실트질 모래, 모래질 실트로 구성되며 일부지역은 콘크리트, 자갈, 전석 등이 존재하여 불균질한 경우도 있다. N값은 5~11회이므로 대체적으로 느슨하다. 이 매립층의 입도분포가 바로 아래에 존재하는 퇴적층과 비슷한 것으로 보아 제방은 하상의 재료로 다짐없이 느슨하게 축조한 것으로 추정된다.

매립층 아래에 있는 퇴적층은 상류로부터 운반된 물질에 의해 지금까지 퇴적되어 온 것으로 그 두께는 11.5m 이상이 된다. 이 퇴적층은 유속에 따라 입자가 다른 퇴적물이 형성되었을 것이다. 그림 2.4에 보인 것은 김포제 39개의 시추조사에서 얻어진 대표단면이다. 퇴적층은 아래로부터 실트 및 가는 모래가 섞인 자갈층(GW), 실트 섞인 가는 모래층(SM) 및 실트층(ML) 등으로 구성된다. 그런데, 실트층사이에는 약 30cm 두께의 얇은 전석층의 존재를 유의할 수 있다. 이 전석층의 존재는 부평제의 경우 전체 시추조사한 9개 중 2군데가 있었고 김포제의 경우 39개의 시추공 중 3군데에서 발견되었다. 이 전석층은 부평제의 경우 붕괴된 일산제방과 마주보는 위치에 있고, 김포제는 부평제 쪽에 2군데와 김포제의 중앙부에 1군데가 있다. 이 퇴적

층 아래 풍화대층은 기반암의 풍화로 이루어진 것이다.

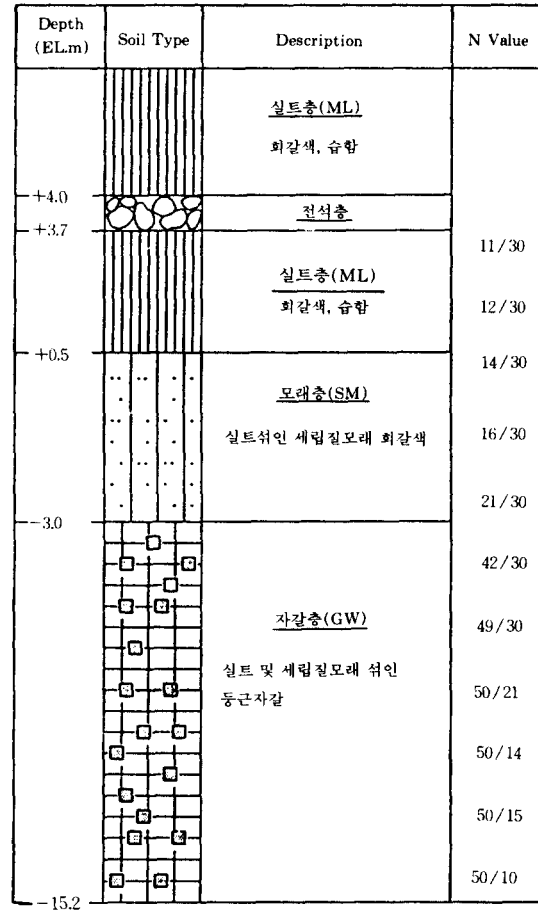


그림 2.4 김포제 일대의 대표적인 지층단면

투수계수는 단관을 이용하는 주수식 수위강하법(falling head test)으로 현장투수시험을 실시하여 얻었다. 즉, 시험을 하고자 하는 토층까지 굴착한 후 케이싱을 박고 주수를 한 다음, 정해진 시간 간격에 따라 수위변화를 측정한다. 이와 같은 시험법으로 결정한 투수계수는 다음과 같다.

표 2.1 각 토층의 투수계수

구분	투수계수(cm/sec)
실트층	4.56×10^{-4}
모래층	6.08×10^{-4}
자갈층	2.24×10^{-2}
전석층	8.33×10^{-1}

3. 강우와 홍수위

한강을 범람시킨 강우는 1990년 9월 10일 오전 7시경부터 시작되었다. 이 강우는 9월 11일 23시까지 약 40시간 계속되었으며, 인접한 구로관측소에서 조사한 강우기록에 의하면 최대시우량은 28mm, 약 40시간의 누적강우량은 350mm나 되었다(그림 3.1).

이 강우로 인한 한강 수위의 상승은 인도교와 행주대교에서 측정할 수 있다. 그러나, 일산제와 가장 가까운 행주대교의 수위기록은 과거의 기록은 있으나 불행히도 1990년에 대한 것은 없다. 과거의 기록을 보면 행주대교의 수위는 인도교에 비해 3~4m 가량 낮으나 일산제가 붕괴될 당시의 정확한 기록이 없다는 것은 이 제방의 붕괴원인을 규명하는데 가장 치명적인 문제라고 하지 않을 수 없다.

그러나 과거의 홍수기록을 이용하면 시간별 수위변화를 추정할 수는 있다. 과거 한강의 홍수위로서 대표할 수 있는 것은 1925년의 7월 홍수, 1972년의 8월 홍수, 1984년의 9월 홍수 등인데, 한강인도교와 행주대교의 수위기록을 조사해보면 행주대교의 수위는 인도교의 수위에 비해 69% 내지 79% 가량 된다(한, 1992). 물론 이 비율은 하상변동에 따라 다른 값을 보일 것이므로 이 중 어떤 값을 취하는 것이 가장 합리적인가 하는 것은 하천 공학적인 연구를 필요로 한다. 그러나 종전의 인도교의 홍수위가 1990년 9월의 홍수위(EL. 13.22m)보다 높았다는 것을 감안하면, 이 중 최대치를 취하는 것이 합리적이 라고 말할 수 있다.

한강 인도교에서의 시간별 수위는 정확히 측정하였으므로 행주대교의 수위는 이 수위에다 최대치 79%를 곱하여 시간별 수위로 추정하였다. 그림 3.2는 이와 같이 정한 행주대교의 수위가 일산제의 수위와 동일하다고 가정하고 시간별 수위변화를 보인 것인데, 이것이 실제와 가깝다고 가정한다면 일산제방은 최대홍수위가 발생하지 약 32시간 후에 붕괴된 것으로 추정된다.

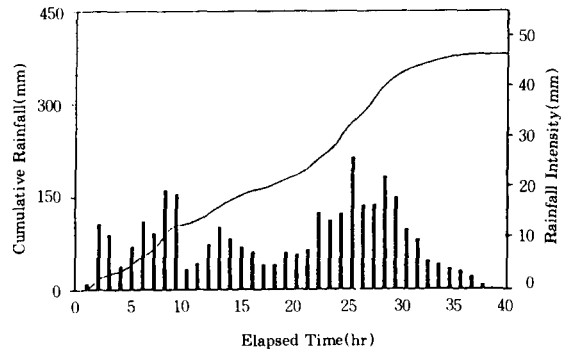


그림 3.1 시우량 및 누적강우량(구로관측소, 1990)

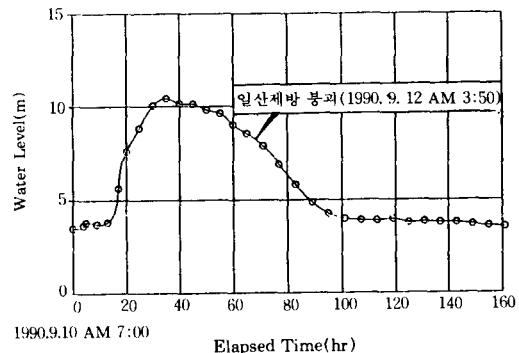


그림 3.2 김포제에서의 한강수위 변화곡선

4. 붕괴원인의 시나리오

일산제의 붕괴는 한강하류의 범람으로 발생한 것은 사실이지만, 직접적인 원인에 대해서는

여러가지 견해가 있을 수 있다. 그러나 그 당시의 신문보도에 의하면 제방의 누수로 말미암아 주민들의 진정도 여러번 있었고, 또 보수공사도 수행한 적이 있으므로 제방자체에 문제가 있었다고 보아도 거의 틀림이 없을 것 같다. 더욱이 일산제는 건너편의 김포제와 거의 동일한 지반상에서 동일한 단면으로 축조되었다고 가정할 수 있으므로, 붕괴되기 직전의 일산제는 김포제에 대한 피해조사기록에 나타난 바와 같은 상태에 있었을 것이라고 가상할 수 있다.

이와 같은 가정을 근거로 하여 일산제의 붕괴는 다음과 같은 원인에 의해 발생하였다는 추정 가능하다. 즉, 첫째는 제체 또는 제체아래 침투에 의한 붕괴이고 둘째는 제외측 사면의 활동에 의한 붕괴이다. 물론 이 두가지는 조합하여 일어날 수도 있다. 이에 대해서는 다음의 소절에서 더 자세히 언급하고자 한다.

4.1 침투로 인한 붕괴 가능성

수위가 점차로 증가하면 제방을 통해 침투가 제내지쪽으로 발생하여 파이핑 현상이 발생할 수 있다. 이 경우에 대한 파이핑에 관한 이론적 해석을 하려면 (1) 한강수위의 시간별 변화곡선을 알아서 (2) 불포화지반내로의 흐름을 포함하여 (3) 부정류 흐름(transient flow)으로 침투 해석을 해야 한다. 여기서 한강수위는 폭우가 발생한 후 평수위로부터 그림 3.2에 보인 바와 같은 곡선을 따라 시간별로 증가하였다고 가정한다. 불포화지반내로의 흐름을 고려할 때에는 불포화투수계수의 변화를 알아야 함으로 다음과 같은 방법으로 이것을 가정한다.

4.1.1 불포화토의 투수 계수

포화토에 대한 흐름과는 달리 불포화토에 있어서는 투수계수가 함수비 또는 부간극수압의 크기에 따라 변한다. 따라서 이들을 결정하기 위한 시험은 우리의 현실로서는 사실상 힘들다. 그러나 다행이도 이들을 추정할 수 있는 많은 연구가 수행되어 경험식에 의한 추정이 가능하게 되었다. 여기서는 부간극수압과 함수비의 관

계는 Mualem(1978)의 경험적인 자료를 이용하였고, 부간극수압과 투수계수와의 관계는 Green and Corey(1971)가 제안한 식으로 계산하였다. 각각의 관계는 그림 4.1과 4.2에 나타나 있다.

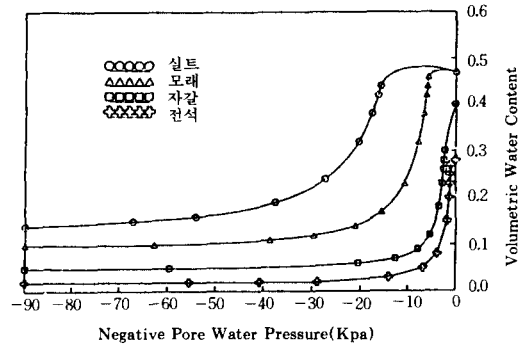


그림 4.1 부간극수압과 함수비와의 관계

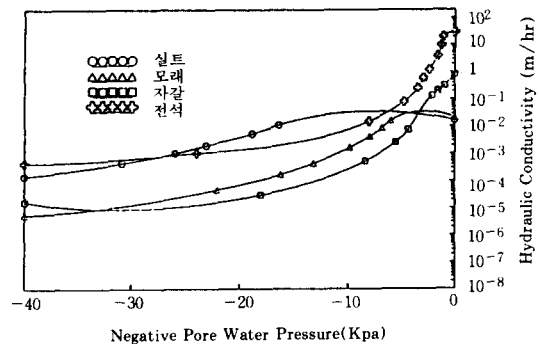


그림 4.2 부간극수압과 투수계수와의 관계

4.1.2 해석결과 및 분석

해석단면의 지층 및 제방단면의 모델은 그림 4.3에 보인 바와 같이 김포제에 대한 것을 그대로 사용하기로 한다. 평수위는 EL. 3.51m이고 이 수위가 최고 EL. 10.44m 까지 상승하여 다시 하강하며, 제내지의 지하수위는 EL. -4m에 있다. 포화-불포화 부정류 흐름에 대한 해석은 Krahn 등(1988)이 개발한 전산프로그램 PC-SEEP를 이용하기로 한다.

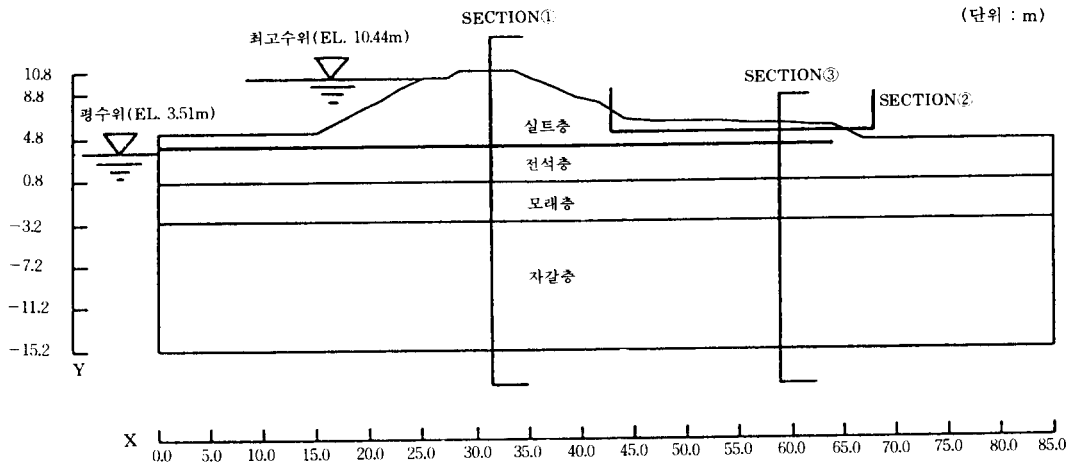
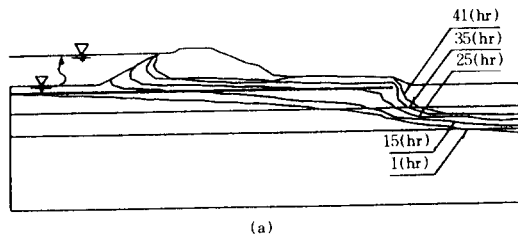


그림 4.3 해석단면의 모델

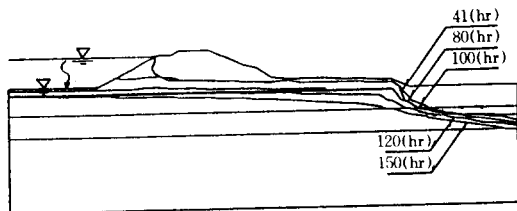
(1) 침윤선의 변화

제외측의 수위가 평상시의 수위인 3.51m로부터 최고 10.41m까지는 35시간만에 상승하고 그 이후에는 다시 하강하기 시작한다. 따라서 제체로의 침투는 외수위의 상승과 하강에 따라 변하므로 어느 시기에 침윤선이 지표면에 도달

하느냐를 아는 것은 대단히 중요하다. 이때가 바로 파이핑이 시작한다고 말할 수 있기 때문이다. 그림 4.4를 보면 41시간이 지난 후에 침윤선은 최대 상승하여 제방끝 6m~20m 사이에서 침출수가 유출되었고, 외수위가 상당히 하강한 80시간까지도 제내측의 침윤선은 거의 지표면에 있다가 150시간 이후에 이르러 평수위에 서의 정상침투상태로 복귀한다.



(a)



(b)

그림 4.4 침윤선의 변화(a) 수위가 3.51m→10.44m →10.1m로 변할 때 (b) 수위가 10.1m→3.54m로 하강할때

이 해석결과를 실제와 결부시켜보면 침윤선이 지표면에 나타나면서 파이핑이 발생하기 시작하였고, 그 이후 28시간만에(수위상승후 69시간) 일산제가 붕괴되었다고 말할 수 있다(1990. 9. 10. 10:00부터 수위상승, 동년 9.12. 3:50에 제방붕괴). 이 설명이 실제와 어느 정도 부합하는지 확인할 길이 없으나 포화 - 불포화 및 부정류 침투해석이 실제 상황을 어느 정도 예측할 수 있는 것으로 판단된다.

(2) 침출속도와 세립자의 이동

그림 4.5는 제내측 제방의 여러 위치에서의 유속을 보인 것이다. 이 그림을 보면 최대 유출 유속은 그림의 ①지점에서 42시간 경과후에 나타나며, 이 시간이 지난 다음에는 모든 위치에서 조금씩 유속이 떨어진다. 이 그림에서의 유속은 접근속도이므로 실제 침투 속도보다 더 작

다는 것을 유의해야 한다. 최대유출유속이 $2.4 \times 10^{-1} \text{cm/sec}$ ($8.5 \times 10^{-3} \text{m/hr}$)로 계산되었으므로 이것을 이 토층의 간극률($n=0.35 \sim 0.46$)로 나누면 실제유출 속도는 $5.22 \times 10^{-1} \sim 6.48 \times 10^{-1} \text{cm/sec}$ 가 된다.

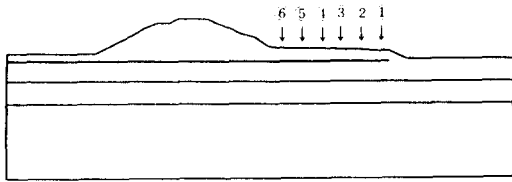
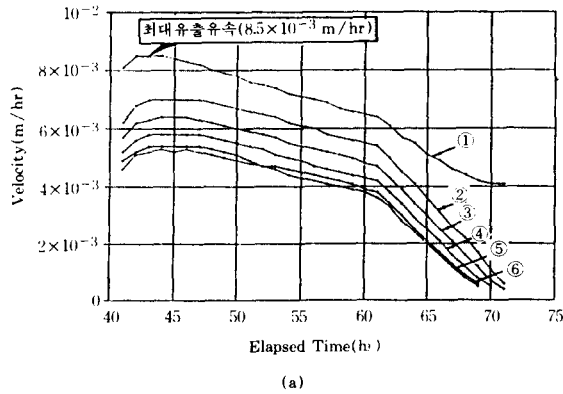


그림 4.5 제내지쪽 제체에서의 표면유출속도의 시간적 변화 (a) 시간-유출속도 관계 (b) 표면유출속도의 측정위치

침출속도는 침투가 발생하는 토층내 입자의 이동과 관련지어 생각할 수 있다. 다시 말하면, 어느 한계이상의 속도에 이르면 미립자가 유출될 수 있고 이로 말미암아 공동이 생겨서 파이프관 연결될 수 있기 때문이다.

토층내의 유속과 흡입자를 유동시킬 수 있는 입경과의 관계는 Justin(1928), Koslova(1936), Richardson(1961), 우노(1989)등에 의해 많이 연구되었다. 이 중 Richardson의 공식을 인용하여 이론적으로 구한 최대유속과 유동될 수 있는 입경과의 관계를 규명해보고자 한다.

Re (Reynolds 수) ≤ 1.0 일 때,

$$v_n = \frac{n^{1/m}}{18v} (G_s - 1)d^2g \quad (4.1)$$

$Re > 1.0$ 일때

$$v_n = n^{1/m} \sqrt{\frac{4}{3C_D} (G_s - 1)dg} \quad (4.2)$$

여기서,

V_n : 간극률 n 일때 한계 유속

m : Re 수($=v_c d/v$)에 의하여 정해지는 지수

n : 간극률

G_s : 토립자의 비중

g : 중력가속도(cm/sec^2)

d : 토립자입경(cm)

C_D : 저항계수(Reynolds 수의 함수)

이 식으로부터 한계유속을 구하고 제방을 이루는 실트층의 입경과 비교해보면, D_{40} , 즉 0.034mm 이하의 입경은 유동된다는 것을 알 수 있다.

그러나 실제로는 침투상태에 놓여 있는 토층내 토립자의 이동은 위의 공식으로 표시한 것처럼 단순한 것 같지는 않다. 작은 입자들은 침투수의 흐름을 따라 끊임없이 이동하므로 입도분포가 달라지고 체적이 변화한다. 이와 같은 입도불안정(grading instability)은 다음의 두가지 원인에 의해 발생한다. Kenney and Lau(1985)가 밝힌 첫째 이유는 느슨한 흙에 있어서는 대단히 작은 입경이 영겨있는 입자사이를 통과해서 멀리까지 씻겨내려간다는 것이다. 이 경우에 느슨한 입자의 입도분포를 구하는 식은 제시되었으나 이동정도는 부분적으로 밖에 예측할 수가 없다. 따라서 느슨하게 퇴적된 입자들은 침식에 불안정하다고 생각할 수 있다.

Aberg(1993)가 밝힌 두번째 이유는 입자의 이동으로 말미암아 흡입자가 물이 흐르는 방향으로 씻겨내려가면서 흙내부에 필터층이 형성된다는 것이다. 그는 실험과 이론을 통해서 이 사실을 입증하였다. 즉, 물이 흙을 통해 필터층으로 유입할 때 흙속의 가는 입자가 씻겨나감으로서 필터층에 가까울수록 본래의 흙의 입도분

포가 균등하게 될 뿐만 아니라 흙 전체의 체적이 감소한다. 이와 같은 사실은 현저히 다른 두 개의 토층을 통해서 침투가 발생할 때 파이핑이 촉진되는 좋은 설명이 될 수 있다.

그림 2.4의 토층단면을 보면 지표면 아래 얕은 깊이에 얇은 전석층이 있으므로 이 층을 통해 침투가 발생하는 동안 위와 같은 이유로 인해 입자의 이동이 있을 수 있다. 위에서 인용한 Aberg의 주장을 따른다면 전석층 상하에 있는 실트들은 전석층을 따라 유출속도가 한계속도까지 이르게 되지 않았다 할지라도 유동의 가능성이 충분히 있다. 그림 4.6의 유속벡터를 보면 제내지에서는 유속의 방향이 아래로 향하다가 제외지에 이르면 유속의 방향이 상향이 된다.

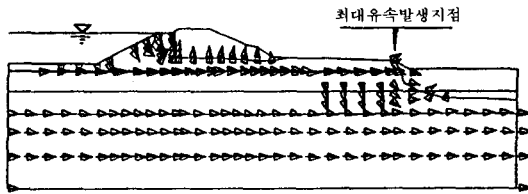


그림 4.6 표면 유출 유속이 최대일 때(42시간, 외수위 10.08m)의 유속벡터

전석층은 필터의 기준(Terzaghi and Peck: NAVFAC, 1971)을 만족하지 못한다는 것이 분명함으로 작은 입자들은 침투가 발생하는 동안 끊임없이 이동이 계속되었을 것이라는 것을 충분히 추측할 수 있다. 또한 그림 4.5의 유속은 제내지 표층의 유속이지만 전석층내에서의 유속은 이보다 훨씬 크다. 따라서 유속벡터가 상향일 때에는 전석층을 따라 생긴 더 큰 양압력 때문에 입자의 이동이 더 촉진되었을 것이다. 이와 같은 입자의 이동이 오랫동안 계속되면 이미 그림 2.2와 2.3에서 보인 바와 같이 실트 크기의 입자가 유출되면서 공동이 형성될 수 있을 것이다.

여기서 한가지 더 유의해야 할 것은 제내지의 지하수위 변동문제이다. 지하수위의 변화는 정확히 알 수가 없으므로 가정하는 수밖에 없다.

강우가 계속되고 침투가 발생하면서 지하수위도 상승하게 되므로 처음 0시간(1990. 9. 10 AM 7:00)에는 지하수위인 EL. -4.0m 에서 제외층 수위가 가장 높은 시간인 35시간엔 EL. -0.65m 까지 증가 했다가 160시간에 다시 EL. -3.5m로 감소하는 것으로 가정하였다. 그러나 설사 지하수위가 지표면 가까이까지 상승하였다하더라도 체체내의 침투현상은 크게 달라질 것 같지는 않다.

4.2 제외지 사면의 활동

제외지의 사면에 대해 간극수압을 알고 유효응력으로 구한 강도정수를 사용하여 유효응력 해석을 하면 활동에 대한 안전율을 구할 수 있다. 간극수압은 유선망으로부터 구할 수 있으나 정수압의 상태가 아니므로 부득이 부정류(transient flow)의 조건을 적용하여 이론적인 해석을 하지 않으면 안된다. 그림 4.4에서 보는 바와 같이 부정류조건에서의 침윤선의 형상은 정수압의 경우처럼 포물선이 아니고 이보다 훨씬 더 아래로 떨어진다. 따라서 정상침투의 경우가 훨씬 불안축이 된다는 것을 알 수 있다.

유효응력으로 결정하는 강도정수는 간극수압을 측정하는 비압밀비배수 삼축압축시험으로 구할 수 있다. 김포제에 대해서도 강도정수를 구하지 아니하였으므로 활동에 대한 안정해석을 하려면 부득이 N값을 기준으로 추정하는 수밖에 없다. 그러나 김포제가 부분적인 붕락은 있었으나 사면활동이라고 할 수 있는 징조가 발생되지 않았으므로, 이를 참고로 하고 앞서 설명한 침윤선의 형상으로 보아 일산체가 제외지의 사면활동으로 붕괴되었을 가능성은 거의 없는 것으로 판단된다.

5. 결 론

김포제의 조사자료를 가지고 이와 마주하고 있는 일산체가 붕괴한 원인을 추적하여 보았다. 그러나 이 자료도 극히 불충분하므로 확실한 원

인이라고 단정하기에는 부족한 점이 많다.

그러나 붕괴원인을 파이핑으로 가정하여 홍수위의 시간적 변화와 김포제의 토층단면 등을 위시한 여러가지 가정된 자료를 가지고 침투해석을 해 본 결과, 이론적인 설명이 가능하였다. 즉, 일산제는 지표면 아래 두께 약 30cm의 얇은 깊이에 있는 전석층을 통해 침투가 빠른 속도로 발생하여 상하의 가는 입자를 이동시킴으로서 공동이 형성되었고, 이로 말미암아 일산제가 붕괴에 이르게 된 것으로 추측할 수 있을 것 같다.

제외지의 사면활동도 가능한 원인으로 생각할 수 있으나, 김포제의 피해상황을 참고하고 비정상류시의 침윤선의 형상을 보면 이의 가능성은 거의 없는 것으로 보인다.

참고 문헌

1. Aberg, B.(1993). "Washout of Grains from Filtered Sand and Gravel Materials," Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 19, No. 1. pp 36-53.
2. Freeze, R.A. and Cherry, J. A.(1979). Groundwater, Prentice Hall
3. Kenney, T. C. and Lau, D.(1985). "Internal Stability of Granular Filters", Canadian Geotechnical Journal, 22, pp 215-225.
4. Krahn, J., Fredlund, D. G., Lam, L. and Barbour, S. L.(1988). PC-SEEP: A Finite Element Program for Modelling Seepage, Geo-Slope Programming Ltd., Saskatchewan.
5. Lam, L., Fredlund, D.G. and Barbour, S.L. (1987). "Transient Seepage Model for Saturated-Unsaturated Soil System: A Geotechnical Engineering Approach", Can. Geotechnical Journal, 24, pp. 565-580
6. Michio Nagase(1987). "The Concept of Seepage Failure, and Causative Condition" 應用地質株式會社, pp. 43-124
7. Mualem(1978). "Hydraulic Conductivity of Unsaturated Porous Media: Generalized Macroscopic Approach", Water Resources Research, Vol.14, No.2, pp 325-334
8. NAVFAC(1971). Design Manual-Soil Mechanics, Foundations and Earth Structures, NAVFAC DM-7, U.S. Department of the Navy, Washington D. C.
9. Terzaghi, K. and Peck, R.B.(1948). Soil Mechanics in Engineering Practice, John Wiley and Sons, New York.
10. 한성길(1992). "침투유속에 의한 제방의 파이핑 해석 : 사례연구", 석사학위논문, 동국대학교 대학원
11. 서울지방국토관리청(1991). 김포제 개수(보강)공사 용역 보고서
12. 杉井俊夫, 佐藤健, 宇野尚雄, 山田謹吾(1989), "浸透破壊の發生プロセスと土の非均質性" 土と基礎, 6, pp 17-22
13. 日本土木學會編, 水理公式集, (1971). pp 411-414
14. 林正夫(1978). "フィルター"ム着岩部の安定性向上に關する考察", 大タ"ム, 3, pp 7-9