



저작자표시-비영리-변경금지 2.0 대한민국

이용자는 아래의 조건을 따르는 경우에 한하여 자유롭게

- 이 저작물을 복제, 배포, 전송, 전시, 공연 및 방송할 수 있습니다.

다음과 같은 조건을 따라야 합니다:



저작자표시. 귀하는 원저작자를 표시하여야 합니다.



비영리. 귀하는 이 저작물을 영리 목적으로 이용할 수 없습니다.



변경금지. 귀하는 이 저작물을 개작, 변형 또는 가공할 수 없습니다.

- 귀하는, 이 저작물의 재이용이나 배포의 경우, 이 저작물에 적용된 이용허락조건을 명확하게 나타내어야 합니다.
- 저작권자로부터 별도의 허가를 받으면 이러한 조건들은 적용되지 않습니다.

저작권법에 따른 이용자의 권리는 위의 내용에 의하여 영향을 받지 않습니다.

이것은 [이용허락규약\(Legal Code\)](#)을 이해하기 쉽게 요약한 것입니다.

[Disclaimer](#)

2023년 2월

박사학위논문

강우침투를 고려한 저수지 사면의 안정성평가 및 보강방법에 관한 연구

조선대학교 대학원

토목공학과

신정

강우침투를 고려한 저수지 사면의 안정성평가 및 보강방법에 관한 연구

**A Study on the Stability Evaluation and Reinforcement Method
of Reservoir Slope Considering Rainfall Penetration**

2023년 2월 24일

조선대학교 대학원

토목공학과

신정

강우침투를 고려한 저수지 사면의 안정성평가 및 보강방법에 관한 연구

지도교수 김 대 현

이 논문을 공학박사학위신청 논문으로 제출함

2022년 10월

조 선 대 학 교 대 학 원

토 목 공 학 과

신 정

신정의 박사학위논문을 인준함.

위원장 조선대학교 교수 김 성 홍 (인)

위 원 조선대학교 교수 박 정 응 (인)

위 원 조선대학교 교수 장 우 식 (인)

위 원 조선이공대학교 교수 박 경 호 (인)

위 원 조선대학교 교수 김 대 현 (인)

2023년 1월

조선대학교 대학원

목 차

ABSTRACT

제 1 장 서 론	1
1.1 연구배경 및 목적	1
1.2 국내·외 연구동향	3
1.3 연구내용 및 방법	5
제 2 장 이론적 배경	6
2.1 농업용 저수지 사면파괴의 영향요인과 우리나라 강우특성	6
2.1.1 농업용 저수지 사면파괴의 영향요인	6
2.1.2 강우강도와 일반 사면붕괴와의 관계	7
2.1.3 우리나라의 강우특성	8
2.2 일차원 침투이론	10
2.3 불포화토의 특성	17
2.3.1 불포화토의 기본구조	18
2.3.2 모관흡수력	22
2.4 불포화토의 역학적 특성	24
2.4.1 함수특성곡선	24
2.4.2 이력현상	26
2.4.3 불포화토의 투수특성	28
2.4.4 불포화토의 전단강도	32
2.5 불포화토의 간극수압	34

2.5.1	간극수압의 변화	34
2.5.2	사면의 침투가정	37
2.5.3	포화영역의 확산	39
2.6	사면의 안정해석	40
2.6.1	전응력 및 유효응력해석	40
2.6.2	한계평형해석법	41
2.6.3	마찰원법	42
2.6.4	절편법	45
2.7	상사법칙	50
2.8	강우재현 모형실험 사례	54
제 3 장	실내모형실험 및 결과	59
3.1	강우재현 실험장치	59
3.1.1	강우에 대한 상사법칙	59
3.1.2	모형강우 규모의 결정	62
3.1.3	빗물방울의 낙하속도	63
3.1.4	강우에 의해 지반표면에 작용하는 압력	64
3.1.5	강우재현 실험장치의 분무 노즐 설계	65
3.2	강우재현 실험장치를 이용한 실내실험	69
3.2.1	실험장치	69
3.2.2	실내실험 준비	74
3.2.3	실내실험 결과	77
제 4 장	침투/사면안정 평가를 위한 수치해석	81
4.1	개요	81
4.1.1	모델링	81

4.1.2 입력자료	85
4.2 간접법과 직접법을 고려한 해석결과	86
4.2.1 해석결과 - A저수지	86
4.2.2 해석결과 - B저수지	96
4.2.3 해석결과 - C저수지	99
4.2.4 강우조건 고려에 따른 안전을 비교	102
4.3 저수지 사면안정 대책	104
4.3.1 저수지 외측사면 전면 사석 보강	104
4.3.2 저수지 외측사면 부분 사석 보강	106
4.3.3 저수지 외측사면 토우드레인 보강	107
4.3.4 저수지 외측사면 소단 보강(S=1:1.8)	108
4.3.5 저수지 외측사면 소단 보강(S=1:2.0)	109
4.3.6 각 보강공법에 따른 안전을 비교	110
제 5 장 결 론	109
참고문헌	114

표 목 차

표 2.1 2000~2020년 장마기간 및 총 강수량	9
표 2.2 포화와 불포화의 정의	17
표 2.3 선행 연구사례	55
표 3.1 강우재현을 위한 시험장치의 상사법칙	61
표 3.2 강우재현 실험장치의 실험조건 변수	62
표 3.3 빗물방울의 직경	63
표 3.4 미세분사용노즐	66
표 3.5 실험재료의 분류	76
표 3.6 입도분포시험 결과	76
표 3.7 실험재료(흙)의 삼축압축 시험표	77
표 4.1 A저수지의 제원	83
표 4.2 해석 Case	84
표 4.3 A저수지 설계지반정수	85
표 4.4 필댐의 안전율	87
표 4.5 강우지속시간에 따른 강우강도	95
표 4.6 B저수지 설계지반정수	96
표 4.7 C저수지 설계지반정수	99
표 4.8 영산강·섬진강유역 규모별 저수지 현황	102

그림 목 차

그림 2.1 사면붕괴 발생규모별 최대시간 강우강도와 누적강우량의 상관도	7
그림 2.2 깊이에 따른 함수비의 분포	11
그림 2.3 토층의 투수계수와 포화정도에 따른 습윤대 두께	13
그림 2.4 불화토의 3상 구조	18
그림 2.5 불포화토의 3상 및 4상 관계	19
그림 2.6 실트질 토사의 함수특성곡선	25
그림 2.7 흙의 종류에 따른 함수특성곡선의 유형	26
그림 2.8 함수특성곡선의 이력현상을 설명하는 모관현상	27
그림 2.9 접촉각의 변화	27
그림 2.10 함수특성곡선에서의 이력현상	28
그림 2.11 불포화토에서의 Darcy의 법칙 실험결과	30
그림 2.12 함수특성곡선과 투수곡선의 유사성	31
그림 2.13 불포화토에서 확장된 Mohr-Coulomb의 파괴포락선	33
그림 2.14 간극수압비	34
그림 2.15 침투양상에 따른 간극수압비의 판단기준	36
그림 2.16 강우 또는 용수에 의해 젖은 지반의 횡단면	37
그림 2.17 마찰원법	43
그림 2.18 사면경사와 안정계수	45
그림 2.19 절편법	46
그림 2.20 를 구하는 도표	49
그림 2.21 두 물체 주변의 흐름에 따른 역학적 상사	50
그림 2.22 Variation of FOS with slope angle	57
그림 2.23 Drop diameter calibration using flour pellet method	58
그림 3.1 강우 분사를 위한 물탱크의 설치	67
그림 3.2 강우분포 계량을 위한 소형 계량컵 배치	68
그림 3.3 강우재현 모형실험장치 모식도	69
그림 3.4 모형토조	70
그림 3.5 모형토조의 상세도	71

그림 3.6 노즐 설치 위치 상세도	71
그림 3.7 강우재현장치	72
그림 3.8 강우재현실험 수행과정	74
그림 3.9 간극수압계 상세 위치도	75
그림 3.10 입도분포곡선	76
그림 3.11 강우재현 실험 사면파괴 결과	77
그림 3.12 실내시험결과 사면파괴 깊이 측정	78
그림 3.13 강우재현실험 사면 위치별 간극수압	79
그림 3.14 저수지 사면의 파괴깊이 검토에 대한 흐름도	80
그림 4.1 해석 프로그램	81
그림 4.2 OO저수지 붕괴 현장	82
그림 4.3 경계조건	82
그림 4.4 OO저수지의 강우기록	86
그림 4.5 만수위시 하류사면 안전율 - A저수지	87
그림 4.6 홍수위시 하류사면 안전율 - A저수지	88
그림 4.7 간극수압비 산정방법	90
그림 4.8 간접법을 적용한 원호활동 안정성 검토 결과 - A저수지	90
그림 4.9 침투해석 결과(상시, 만수위 조건)	91
그림 4.10 침투해석 결과(우기시, 홍수위+강우조건)	92
그림 4.11 사면안정 검토결과(우기시, 홍수위+강우조건) - A저수지	92
그림 4.12 7월 20일 ~ 8월 7일 강우에 대한 사면안정 검토결과	93
그림 4.13 20일 강우량이 603mm일때 사면안정 검토결과	94
그림 4.14 만수위시 하류사면 안전율 - B저수지	97
그림 4.15 홍수위시 하류사면 안전율 - B저수지	97
그림 4.16 간접법을 적용한 원호활동 안정성 검토 결과 - B저수지	98
그림 4.17 사면안정 검토결과(우기시, 홍수위+강우조건) - B저수지	98
그림 4.18 만수위시 하류사면 안전율 - C저수지	100
그림 4.19 홍수위시 하류사면 안전율 - C저수지	100
그림 4.20 간접법을 적용한 원호활동 안정성 검토 결과 - C저수지	101
그림 4.21 사면안정 검토결과(우기시, 홍수위+강우조건) - C저수지	101
그림 4.22 저수지별 사면안정 검토 결과에 따른 안전율 비교	103

그림 4.23 외측사면 전면 사석보강 후 안전율	105
그림 4.24 외측사면 부분 사석보강 후 안전율	106
그림 4.25 외측사면 부분 토우드레인 보강 후 안전율	107
그림 4.26 외측사면 소단(S=1:1.8) 보강 후 안전율	108
그림 4.27 외측사면 소단(S=1:2.0) 보강 후 안전율	109
그림 4.28 보강공법 적용에 따른 안전율 비교	110

ABSTRACT

A Study on the Stability Evaluation and Reinforcement Method of Reservoir Slope Considering Rainfall Penetration

Shin, Jung

Advisor : Prof. Kim, Daehyeon, Ph. D.

Department of Civil Engineering

Graduate School of Chosun University

Most reservoir slope destruction is caused by torrential rain during the rainy season, and generally, the entire slope is not saturated by rainfall, but saturation from shallow depth and capillary absorption decreases rapidly as the rainfall time persists, the strength of the ground decreases, and most of the slope collapse begins in shallow failure or surface failure.

In this study, the change in rainfall penetration depth and infiltration line of the external slope of the reservoir according to the rainfall duration time of the reservoir facility was predicted, and the rainfall penetration depth and gap water pressure were calculated using the Lump's theoretical equation.. In addition, the indirect method of slope stability evaluation and the penetration analysis of actual rainfall records were performed, and the direct method of interpreting them in connection with slope stability was used to compare and analyze the stability of the OO reservoir's foreign slopes. In order to define the destruction mechanism of the slope due to long-term rainfall in the reservoir, the effectiveness of the numerical analysis was verified by comparing the radiation surface of the OO reservoir with the actual phenomenon through numerical analysis.

The current design standards suggest permanent facility reinforcement measures in response to natural disasters, but the damage to reservoir facilities

increases rapidly due to long rains in summer, accumulated rainfall, and abnormal weather phenomena, and it is not enough to prevent human and property damage. The purpose of this study is to be used in the design of reservoirs so that it can promote a safe farming base by reflecting climate change when designing agricultural reservoirs in the future.

In the case of destruction due to long-term rainfall on the slope of the reservoir, collapse behavior occurs through sliding of the surface layer due to the formation of the wet zone, and the effectiveness of the numerical analysis model was verified by confirming that it showed similar behavior compared to numerical analysis. It was confirmed that the loss thickness of the surface layer, which was shallowly destroyed during collapse, was 10 cm, which was the same as the numerical analysis obtained when applying the boss and the theoretical calculation wetting band thickness.

As a result of numerical analysis, the thickness of the surface wet zone was similar to 2.79~2.82m in the direct method and 2.54m in the indirect method, and the safety rate of arc activity was less than 1.0 in both methods, resulting in shallow failure. However, in the case of the direct method, similar to the reality, arc activity occurred on the upper slope, while the indirect method occurred on the lower slope. As a result of the penetration analysis (direct method), the surface wet zone was formed after 30 to 31 days of rainfall. In particular, the surface wet zone spread rapidly at the time of 31 days, and the safety rate of arc activities decreased rapidly to less than 1.0.

Due to the nature of long-term rainfall, most of them show a shallow failure form within the surface wet zone, so it is necessary to select an economical reinforcement method considering the strength and frequency of long-term rainfall. In order to prevent slope collapse due to long-term or concentrated rainfall in the future, it is necessary to determine an appropriate protection/reinforcement method suitable for the slope outside the reservoir.

제 1 장 서 론

1.1 연구배경 및 목적

국내 농업용 저수지는 한국농어촌공사와 지자체에서 관리하고 있으며 2020년 통계연보(한국농어촌공사) 기준 총 저수지 개소는 17,147개소이며 공사관리 저수지는 3,400개소, 지자체 관리 저수지는 13,747개소이다. 저수지 17,147개소 중 준공된 지 50년 이상 경과한 노후 저수지는 14,703개소로 85.7%를 차지하고 있으며, 이들 저수지 중 1950년대 이전에 설치한 저수지는 심벽(중심 점토)가 없어 침투 및 누수에 취약하고 상시 재해위험에 노출되어 있다.

2020년 국내 기상관측소 60개소에 대한 년도별 강우량은 1987년 6~8월 3개월 동안 1,100mm로 가장 높게 확인되었고, 2011년과 2020년에도 1,050mm, 1,031.4mm로 높은 강우량을 기록하였다.

국내 연 강수량의 70% 이상이 6~9월에 집중적으로 발생하고 있다. 강우로 인한 저수지 사면붕괴도 이 시기에 집중적으로 발생하고 있으며, 이로인해 인적·물적 피해가 지속적으로 발생한다. 최근에는 이상기후로 인하여 그 피해가 가중되고 있다. 이에 따라 지반 관련 공학자들은 강우시 사면의 안정성을 확보하여 인적·물적 피해를 줄이기 위해 끊임없이 연구하고 있지만 저수지 사면에 대한 안정성 연구는 부족한 실정이다.

저수지 사면은 내부침식이나 월류에 의한 붕괴가 대부분이었으나, 저수지의 수위 상승으로 인한 침윤선의 변화나 강우에 따른 침투깊이 증가로 제방사면의 슬라이딩 및 침하현상이 빈번히 발생하고 있다. 일반적으로 강우로 인한 사면파괴는 지하수위 상승으로 인하여 사면지반 내의 간극수압이 증가함으로써 발생하는 것으로 알려져 왔으나, 실제 지하수위 상승에 의한 사면파괴보다는 강우침투로 인한 습윤전선이 임계 깊이까지 하강함에 따른 얇은 파괴가 대부분 발생하고 있다.

대부분 저수지 사면파괴는 장마기간의 집중호우로 인해 발생하고 있으며, 일반적으로 강우에 의해 사면전체가 포화되는 것이 아니라 강우시간이 지속됨에 따라 얇은 깊이부터 포화, 모관흡수력은 급격히 감소하며, 이러한 상태가 지속되면 지반의 강도가 감소하여 대부분 얇은 파괴 또는 표층파괴 형태로 사면붕괴가 시작되었다.

본 연구에서는 저수지 시설물의 강우지속시간에 따른 저수지 외제사면의 강우침투 깊이와 침윤선의 변화를 예측하고, 이론식(Lumb)을 활용하여 강우침투 깊이 및 간극수압을 산정하였다. 또한, 사면안정평가법인 간접법과 실제 강우기록에 대한 침투해석을 수행하고, 사면안정에 연계하여 해석하는 직접법을 이용하여 저수지의 외제사면에 대한 안정성을 비교·분석하고자 하였다. 저수지 장기강우에 따른 사면의 파괴 메커니즘을 규명하고자 실제 강우에 따른 피해가 발생한 저수지 제방사면에 대하여 수치해석을 통해 실제 현상과 비교하여 수치해석의 유효성을 검증하였다. 수치해석시 강우강도 고려에 대한 신뢰도를 검증하고자, 대표저수지 사면을 포함한 저수지 2개소에 대한 간접법과 직접법을 통하여 그 결괏값을 확인하였다.

현행 설계기준에서는 자연재해에 대응하는 항구적인 시설물 보강대책을 제시하고 있으나, 여름철 장마일수, 누적 강우량의 증가와 이상기후 현상으로 인해 저수지 시설물의 피해가 급증하고 그에 따른 인명·재산피해를 예방하기에는 부족한 실정이다. 따라서, 본 연구를 통해 향후 저수지 설계 시 기후변화 등을 반영하여 안전영농기반을 도모할 수 있도록 저수지 설계에 활용되는데 그 목적이 있다.

1.2 국내·외 연구동향

일반적으로 저수지 사면안정해석은 제체재료의 성질과 기초지반상태 등을 고려해서 제체내부, 제체와 기초지반과의 접합부 및 부근에서의 활동과 제체 및 기초에 대한 변경 해석, 누수 등에 대한 검토를 하고 있다. 그러나 강우 시 지표수의 지반내 침투량 등도 저수지 사면안정에 큰 영향을 미치므로 강우시 지표수 침투로 인한 지표 습윤대의 두께 증가, 지하수위 상승과 지표 습윤대 두께 증가 및 지하수위 상승이 복합적으로 작용할 경우 사면의 안정성에는 큰 차이가 있을 것이다.

강우 시 일반 사면의 붕괴는 지표수가 지반내로 침투하여 사면의 함수비와 지표 습윤대의 증가와 지하수위 상승으로 인해 지반의 전단강도가 저하되어 파괴가 발생한다. 강우 시 사면내 침투를 고려한 사면안정에 관한 연구를 살펴보면 Buckingham(1907)은 불포화 지반에서 물의 흐름에 대하여 포화 지반과 같이 Darcy의 법칙이 타당함을 제안한 이후 Green and Ampt(1911)에 의해 침투에 대한 역학적 설명하였으며, 많은 학자들에 의해 불포화 지반의 침투거동에 대해 연구되어 왔다(Richard, 1931; Brooks and Corey, 1964).

Lumb(1975)는 강우로 인한 직접적인 침투가 파괴의 주된 원인이며, 붕괴 당시의 일 강우량뿐만 아니라 선행 강우량의 크기가 중요한 영향을 미친다고 주장하였다.

이후 Fredlund and Morgenstern(1977)은 불포화토의 거동을 묘사하기 위한 응력상태 변수의 개념을 연구하였으며, 강우발생시 지중침투수에 의한 간극수압의 상승, 흙의 포화로 인한 활동토층의 단위중량 증가, 표면유수에 의한 침식 등에 의해 사면을 붕괴시키려는 활동력은 증가되고 사면붕괴에 저항하려는 저항력은 감소되어 사면의 안정성은 극도로 저하된다고 주장하였다.

Yagi and Yatabe(1987)는 일본지역의 경우 선행 7일 누적강우량이 큰 경우 작은 강우에도 붕괴 될 수 있음을 밝혔다. Fredlund and Rahardjo(1993)에 의해 불포화 지반의 체적변화의 구성방정식, 전단강도 및 물의 흐름에 대한 체계적인 이론을 제시함에 따라 합리적인 공학적 접근이 이루어졌다.

최근에는 Fredlund 등(1994)이 강우가 자연사면 내의 모관흡수력과 지반의 투수특성에 미치는 영향에 대해 연구하는 등 포화도에 따른 불포화토 내부의 응력상태와 지반거동 및 투수특성에 대한 연구가 광범위하게 이루어지고 있다.

침투를 고려한 사면안정해석과 관련된 국내연구를 살펴보면 김영묵(1990)은 강우

시 무한사면의 침투거동에 대한 연구를 수행하였으며, 불포화 사면의 간극수압 변화를 측정하기 위한 부(-)의 간극수압계의 개발을 시도하였다.

홍원표 등(1996)는 전국을 대상으로 1977년부터 1987년 사이에 발생한 사면붕괴 자료분석을 통하여 누적 강우량, 파괴 당일 강우량, 그리고 최대 강우강도의 영향 등에 대해 연구하였으며, 지역에 따른 주된 영향 인자 및 예보 범위에 대한 연구 결과를 발표한 바 있다. 이후 1996년에 의하여 강우시 사면안정해석에 대한 연구가 수행되었으나, 이는 침윤선이 하강되는 깊이 및 분포를 가정한 후 한계평행해석을 실시하였다. 류지협(1997)에 의해 불포화 화강암질 풍화토의 투수특성과 강도특성에 대한 실험적 연구가 수행되기도 하였다.

이후 2000년대에는 조성은과 이승래(2000)는 국내 토사사면의 불포화 거동특성을 밝히고자 수치해석기법과 침투에 대한 수정 간략법을 제안하였다. 이광모 등(2005)에 의해 모형실험에 의한 강우시 불포화 무한사면의 간극수압 변화 특성을 정량적으로 제시되기도 하였다. 오희주(2008)는 강우시 침투영향을 고려한 사면안정에 관한 연구를 수행하였고, 성시용(2011)은 강우재현실험을 통한 준설토 성토사면의 침식방지에 대해 연구하였고, 이석영(2013)은 인공강우 모형사면실험을 통한 사면의 거동 특성에 관한 연구를 수행하였다. 김호겸(2014)은 강우의 시간적 분포를 고려한 불포화사면의 안정성에 대한 연구를 수행하였고, 윤승현(2015)은 선행강우 적용시 함수특성에 따른 불포화토의 사면안정에 대한 연구를 수행하였다.

이처럼 사면과 강우침투에 대한 연구는 2000년대 초까지 많은 연구들에 의해 수행되었으나, 현 설계에서는 저수지 사면에 대한 일반적인 안정해석(활동, 변형, 누수, 지진 등)에 대한 안전성 검토만 고려되고 있는 실정이다. 하지만 2020년에 7월과 8월에 전국적으로 800mm 이상의 강우가 내리면서 지역적 집중호우로 인해 많은 저수지 붕괴를 초래 하였고, 본 연구에서는 국내 장기강우 특성을 파악하고 이로 인한 저수지 외제사면의 파괴 유형을 분석하여 강우에 따른 저수지 사면의 안정성 검토 기법을 제안하고자 한다.

1.3 연구내용 및 방법

본 연구에서는 장기강우에 의한 저수지 사면의 지표 습윤대 깊이 증가, 지하수위가 상승한 경우에 저수지 사면안정 해석을 수행하고 실내시험과의 대조를 통하여 수치해석의 유효성을 검증하고자 한다. 그리고 장기강우로 인한 저수지 사면 안정성 확보를 위한 적절한 보강대책을 제시하고자 한다. 이에 따른 구체적인 연구내용은 다음과 같다.

(1) 저수지의 장기강우에 따른 저수지 사면 파괴 메커니즘을 규명하고자 실제 강우로 인한 OO저수지 제방 외제사면에 대하여 수치해석을 수행하여, 실제 OO저수지 파괴 현상과 비교·분석하였다.

(2) OO저수지의 사면붕괴 핵심인자를 고려하여 실내실험 설계를 진행하였으며, 실내실험에서 습윤대의 조속한 형성으로 사면의 포화조건을 만족시키기 위하여 심벽인 불투수층을 배제하고 실험을 수행하였다. 장기강우로 인한 실제적인 표층 거동 모사가 가능하고 저수지 외제사면 전역을 모델링할 수 있도록 25:1로 상사율을 선정하여 실험을 수행하였다. 수치해석과 실내실험의 결과를 비교·분석하여 수치해석의 유효성을 검증하였다.

(3) 수치해석시 지표 습윤대의 두께를 Lumb(1975)의 이론식으로 계산하고 지표 습윤대에 간극수압비를 적용하는 간접법으로 저수지의 사면안정해석을 수행하였고, 침투해석을 통한 제체 내부의 간극수압을 구현하는 직접법을 이용하여 저수지 사면안정해석을 수행하여 간접법과 직접법의 결과를 비교·분석하였다.

(4) 수치해석과 실내실험의 유효성 검증 후, 장기강우로 인한 저수지 제방 외제사면의 안정성 확보를 위한 적절한 보강공법을 제시하고 보강공법별 저수지 외제사면 안전율의 증가 특성을 확인하고자 한다.

제 2 장 이론적 배경

본 장에서는 저수지 사면파괴 영향요인 및 우리나라 강우특성에 대해 기술하며, 강우사면의 침투 특성을 살펴보고자 한다. 또한, 사면안정해석 방법과 강우를 고려한 실내시험에서 강우강도(mm/hr) 재현을 위하여 실물과 모형의 상사의 법칙에 대하여 고찰하였다.

2.1 저수지 사면파괴의 영향요인과 우리나라 강우특성

2.1.1 저수지 사면파괴의 영향요인

일반적으로 저수지 제방 사면파괴를 일으키는 가장 큰 영향요인은 누수와 월류이지만 사면의 형태와 지반의 전단특성 또한 제방 사면파괴의 중요한 영향인자이다. 저수지 제방사면의 파괴 영향요인은 크게 외적요인과 내적 요인으로 구분하여 설명할 수 있다.

저수지의 사면파괴 원인은 시간의 경과에 따라 변화지 않는 인자로 사면자체의 특성을 말하며 주요한 내적요인은 다음과 같다. 저수지 내·외제 사면의 폭이 좁고, 경사가 급하며, 저수지 제방 축제재료가 투수성 재료일 경우 제방사면의 파괴 영향을 미칠 수 있다. 또한, 저수지 제방의 부등침하로 인한 기초부 유실과 저수지 여방수로의 홍수 배제능력 부족, 누수 및 파이핑 발생 등이 있다.

저수지의 사면파괴 원인 중 인위적인 작용과 자연의 영향력처럼 시간의 영향을 받는 외적인 작용인자를 말하며 주요한 외적요인은 다음과 같다. 세굴에 의한 저수지 내·외제 사면의 형상 변화와 지진력 작용에 따른 저수지 기초부 연약화, 강우 및 용설에 의한 지하수위와 간극수압의 상승, 설계홍수량 이상의 집중호우로 인한 월류, 저수지 제방 축조재료 중 수용성 물질 존재, 저수지 제방에 동물의 이동 경로 발생, 배수불량 등 적절한 유지관리 부재 등이 있다.

2.1.2 강우강도와 사면붕괴의 관계

강우에 의한 사면붕괴는 누적강우량과 강우강도의 영향을 모두 받는 것으로 나타났고 최대시간 강우강도와 누적강우량과의 상호관계는 1977년부터 1987년까지 발생한 사면붕괴의 규모에 따라 구분하며 그림 2.1과 같다(홍원표 등, 1990). 그림 2.1과 같이 소규모 사면붕괴는 최대시간 강우강도가 10mm, 누적강우량이 40mm를 초과하면 발생하는 것으로 나타났고, 중규모 사면붕괴는 최대시간 강우강도가 15mm, 누적강우량이 80mm를 초과하면 발생하는 것으로 나타났다. 또한, 사면붕괴는 최대시간 강우강도가 35mm 및 누적강우량이 140mm를 초과하면 발생하는 것을 알 수 있다.

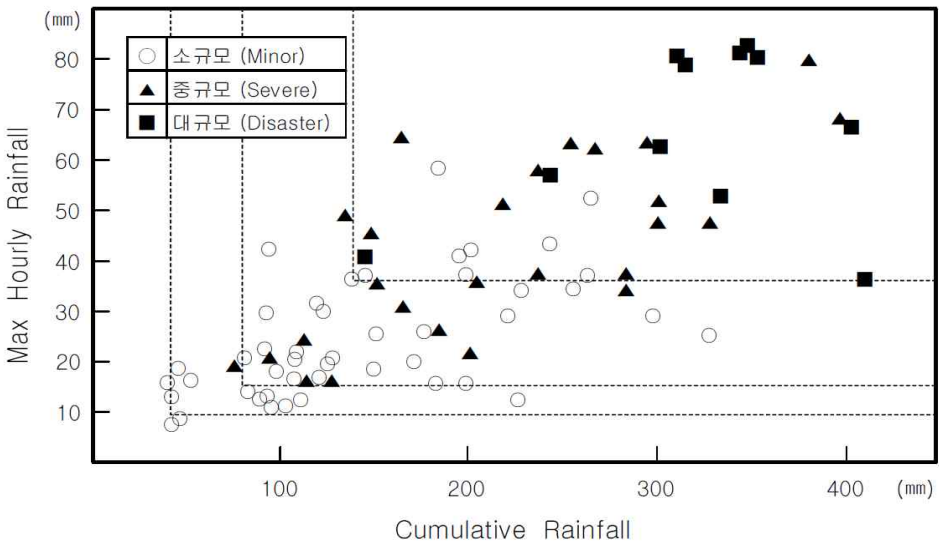


그림 2.1 사면붕괴 발생규모별 최대시간 강우강도와 누적강우량의 상관도
 (홍원표 등, 1990)

2.1.3 우리나라의 강우특성

우리나라의 저수지 제방의 사면파괴는 대부분 우기에 집중적으로 발생하므로 사면파괴의 가장 큰 요인은 강우임을 알 수 있다. 우리나라 연평균강우량은 약 1,100~1,400mm로서 이 중 60~70%가 6월에서 9월 사이에 집중적으로 내리기 때문에 강우로 인한 많은 피해가 이 시기에 발생한다. 우리나라 지역적 강우특성을 살펴보면, 중부지역은 기압골 형성에 의한 집중호우의 누적강우량이 크고, 남부지역은 태풍으로 동반되는 집중호우로 인한 당일 강우량의 영향을 많이 받는다.

표 2.1은 2000년도부터 2020년까지 우리나라 장마전선의 이동경로(중부, 남부, 제주지방) 별로 장마의 시작 및 종료시기와 강수량의 변화를 나타낸 것이다. 장마가 가장 길었던 해는 중부지방의 경우 2020년으로 54일, 남부지방은 2013년으로 46일, 제주지방은 2020년으로 49일 동안 장마가 지속되었으며, 그 기간 동안 중부지방은 856.1mm, 남부지방은 318.9mm, 제주지방은 591.8mm의 강수량을 기록하였다. 2014년과 2017년은 늦은 장마로 2014년은 남부지방에서 평년 장마기간인 6월 23일보다 9일 늦게 시작되었으며, 평년 강수량(348.6mm)은 53% 적고 강우일수 또한 28일로 4일 짧게 나타났다. 제주지방의 경우 평년보다 장마의 시작 시기는 빨랐으나, 남부와 중부지방에서는 평년보다 장마가 늦게 시작되었는데, 이는 시베리아 고기압이 남하하여 장마전선의 북상이 지연되었기 때문으로 확인된다.

표 2.1 2000~2020년 장마기간 및 총 강수량(기상청, 2020)

연도	중부지방		남부지방		제주지방		비고
	기간 (일)	총 강수량 (mm)	기간 (일)	총 강수량 (mm)	기간 (일)	총 강수량 (mm)	
2000	6.22~7.19 (28)	172.2	6.21~7.16 (26)	267.8	6.16~7.16 (31)	230.1	
2001	6.24~8.01 (39)	461.5	6.22~7.21 (30)	313.2	6.21~7.02 (30)	389.6	
2002	6.23~7.24 (32)	231.8	6.23~7.23 (31)	279.3	6.19~7.22 (34)	364.0	
2003	6.23~7.25 (33)	482.1	6.23~7.25 (33)	574.4	6.22~7.23 (32)	390.1	
2004	6.25~7.18 (24)	407.9	6.24~7.17 (24)	257.9	6.24~7.11 (18)	97.9	
2005	6.25~7.18 (23)	332.5	6.26~7.18 (23)	276.1	6.25~7.15 (21)	136.5	
2006	6.21~7.29 (39)	771.7	6.21~7.29 (29)	646.1	6.14~6.26 (43)	566.2	오랜 장마 ¹⁾
2007	6.21~7.29 (39)	340.1	6.21~7.24 (34)	295.7	6.21~6.24 (34)	416.2	동시 장마 ²⁾
2008	6.17~7.29 (40)	443.1	6.17~7.26 (40)	317.7	6.14~6.04 (21)	358.6	
2009	6.28~7.29 (24)	481.2	6.21~8.03 (44)	571.5	6.21~8.03 (44)	469.8	
2010	6.26~7.28 (33)	240.0	6.18~7.28 (41)	324.0	6.17~7.28 (42)	525.5	
2011	6.22~7.17 (26)	757.1	6.01~7.01 (31)	468.3	6.01~7.01 (31)	572.6	이른 장마 ³⁾
2012	6.29~7.17 (19)	309.0	6.18~7.17 (30)	280.5	6.18~7.17 (30)	282.8	
2013	6.17~8.04 (49)	526.5	7.18~8.02 (46)	318.9	6.18~7.26 (39)	115.3	오랜 장마
2014	7.02~7.29 (28)	145.4	6.02~7.29 (28)	145.8	6.17~7.28 (42)	441.5	늦은 장마 ⁴⁾
2015	6.25~7.29 (35)	220.9	6.24~7.29 (36)	254.1	6.24~7.23 (30)	518.8	
2016	6.24~7.03 (37)	399.5	6.18~7.16 (29)	283.8	6.18~7.16 (29)	347.4	
2017	7.01~7.29 (29)	439.0	6.29~7.29 (31)	184.1	6.24~7.26 (33)	90.2	늦은 장마
2018	6.26~7.11 (16)	281.7	6.26~7.09 (14)	284.0	6.19~7.09 (21)	235.1	
2019	6.26~7.29 (34)	197.6	6.26~7.28 (33)	358.4	6.26~7.19 (24)	475.3	동시 장마
2020	6.24~8.16 (54)	856.1	6.24~7.31 (38)	581.3	6.10~7.28 (49)	591.8	오랜 장마

주1) 오랜장마 : 평년보다 일주일 이상 긴 장마, 주2) 동시장마 : 전국적으로 동시에 시작되는 장마
 주3) 이른장마 : 평년보다 일찍 시작되는 장마, 주4) 늦은장마 : 평년보다 늦게 시작되는 장마

2.2 일차원 침투이론

강우 등이 지표면에서부터 흡수되어 지반내의 임의의 면을 통해 들어가는 과정을 침투라 한다. 이때 침투할 수 있는 최대치를 침투능이라 한다. 침투량은 불포화 지반의 투수계수, 간극수압, 함수량 조건 등의 여러 변수들에 따른 물의 재분포에 의해 결정된다.

불포화지반을 통한 침투율을 산정하기 위한 연구는 많은 연구자들에 의해 수행되어왔고, 이 방법들은 크게 습윤대 방법과 Green-Ampt 모델식에 근거한 모델들로 크게 나눌 수 있다.

(1) Green-Ampt 모델

Green and Ampt(1911)는 해석적인 방법에 의해 침투능을 구하기 위해 일차원 연직흐름에 기초를 둔 방법을 제안하였다. 명확한 침윤전선이 존재하는 피스콘 모양의 함수량 분포를 가정하였다. 침윤전선, 일차원 연직흐름에서의 일정한 모관흡수력과 침윤전선 위 부분에서의 함수량 결손, $\Delta\theta_i$ (함수량 결손량)과 투수계수, k_s 가 일정하다는 가정을 기본으로 하고 있다. Green and Ampt 모델은 침윤전선의 깊이, Z_w 까지는 완전히 포화되어 있고 그 아래는 초기상태의 포화도를 유지한다는 가정 아래 임의의 시간에서의 침투능을 Darcy의 법칙을 적용하여 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$f = k_s \left(\frac{Z_w + \psi_f}{Z_w} \right) = \frac{dF}{dT} \quad (2.1)$$

여기서 k_s : 포화투수계수

ψ_f : 침윤선에서의 모관흡수력

F : 누적침투량

침투능은 시간, t 가 증가할수록 감소하여 k_s 값에 점차로 수렴하게 된다. 이 때 누적침투량은 식 (2.2)를 적분하여 다음과 같이 구할 수 있다. 여기서 습윤 전후의 함

수비의 차이는 함수량 결손량, $\Delta\theta_i$ 로 나타낸다. 깊이 Z_w 까지 지반을 포화시키기 위해 필요한 시간은 다음 식 (2.3)과 같다.

$$F = Z_w \Delta\theta_i = k_s t + \Delta\theta_i \psi_f \ln\left(1 + \frac{F}{\Delta\theta_i \psi_i}\right) \quad (2.2)$$

$$T_w = \frac{\Delta\theta_i}{k_s} \left[Z_w - \psi_i \ln\left(\frac{\psi_f + Z_w}{\psi_f}\right) \right] \quad (2.3)$$

여기서 T_w : 지반을 포화시키기 위해 필요한 강우지속시간(hr)

Z_w : 습윤전선의 깊이(cm)

ψ_f : 침윤선에서의 모관흡수력

$\Delta\theta_i$: 포화 전, 후의 체적함수비 차

k_s : 포화투수계수(cm/hr)

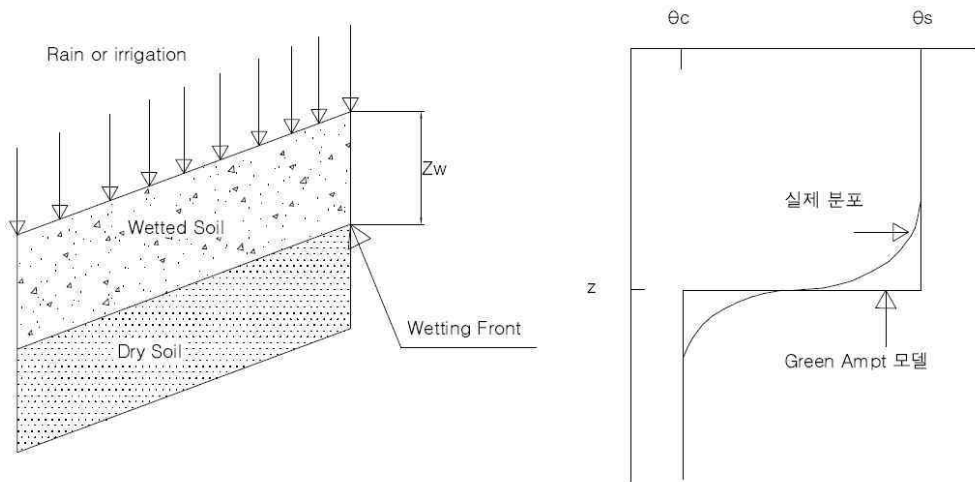


그림 2.2 깊이에 따른 함수비의 분포(최재영, 2008)

(2) Richards 모델

Darcy의 법칙과 연속방정식으로부터 일차원 연직흐름에 대한 지배방정식은 식 (2.4)와 같이 구할 수 있다(Richards, 1931).

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial z} [K(\theta) \left(\frac{\partial h}{\partial z} - 1 \right)] \quad (2.4)$$

여기서 θ : 체적함수비

h : 물의 압력수두

z : 연직좌표

K : 체적함수비의 함수인 불포화 투수계수

(3) Philip 모델

기본적으로 Richards 식은 비선형성을 띄고 있으므로 특정 가정 사항이 없다면 정확한 해를 구할 수 없으므로 불포화토에서의 물의 흐름에 대한 상세한 부분의 이론적으로 검증이 되지 않았다. 그러나 Philip(1957)은 실제 일어나는 중요한 문제에 대해 수치적인 방법을 통해 정확한 해를 푸는 방법을 연구하였다. Philip의 일차원 연직 침투 모델은 크게 침투 후 긴 시간 후와 침투 후 짧은 시간 후인 두가지 경우의 합으로 표현된다.

(4) 습윤대 방법

습윤대 방법은 강우강도가 포화투수계수 보다 큰 경우 침투율이 투수계수와 같다고 가정하며 침투깊이는 Lumb(1975)가 제안한 포화투수계수와 함수량 곱셈으로부터 계산된다.

$$Z_w = \frac{k_s \cdot t}{n(S_f - S_0)} = \frac{k_s \cdot t}{\Delta \theta_i} \quad (2.5)$$

여기서 Z_w : 습윤대의 두께

k_s : 포화투수계수

- n : 간극율
- S_f : 초기 포화도
- S_0 : 최종 포화도
- t : 강우지속시간
- $\Delta\theta_i$: 체적함수비 변화량

G.C.O(1984)는 침윤선깊이를 도해적으로 구할 수 있는 도표를 제안하였다. 그림 2.3은 식 (2.5)의 도해적 해의 한 예로서 강우량의 50%가 표면유출 되며, 지반의 간극율은 40%인 조건에서 10년 주기의 강우를 기준으로 침윤전선 깊이에 대한 포화투수계수 k_s 와 유효포화도 $(S_f - S_i)$ 와의 관계를 도시한 것으로 투수계수가 작을수록 침윤선 깊이가 증가함을 보여주고 있다. 이러한 의미는 투수계수가 작은 흙일수록 포화시키는데 요구되는 강우강도도 작기 때문이다.

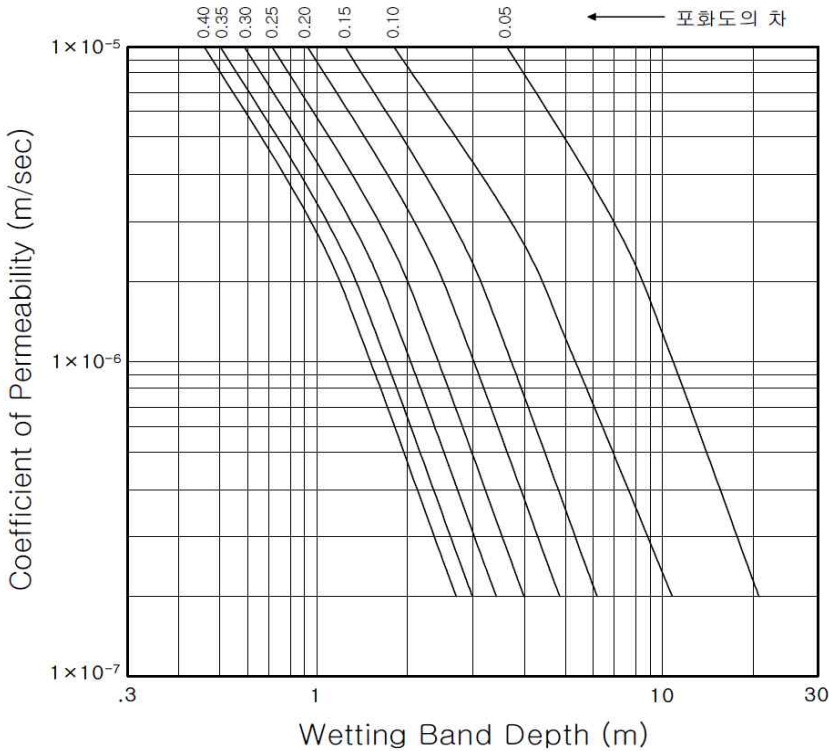


그림 2.3 토층의 투수계수와 포화정도에 따른 습윤대 두께(G.C.O, 1984)

Lumb(1975)는 또한 침윤선에서 물이 이동하는 속도 V 를 추정할 수 있는 식을 식 (2.6)과 같이 제안하였다.

$$V = \frac{k_s}{(1 - S_w)n} \quad (2.6)$$

여기서 k_s : 토층의 투수계수

n : 간극율

S_w : 포화도

식 (2.6)에서 침윤선의 이동속도는 포화투수계수와 선형 비례하며, 포화도가 증가할수록 이동속도 역시 증가한다. 실제 일정한 강우 아래에서 침윤전선의 이동속도는 침윤 초기에는 대단히 크게 되나 점차 침투 지속시간이 증가함에 따라 감소하여 최종 침투능에 도달하게 되면 일정한 침투속도를 유지하게 된다.

(5) Mein and Larson 모델

균일한 강우조건에서 폰딩의 발생과 그 후의 침투에 대한 해를 제안한 Mein and Larson(1973)의 방법을 적용하여 강우특성을 고려한 사면의 표면파괴에 대한 안정성을 평가하였다.

Mein and Larson(1973)의 침투모델은 침투 초기에는 강우가 지반으로 모든 침투할 수 있지만 침투능과 강우강도가 같아지면 지표면에서의 수압이 '0'이 되면서 폰딩이 발생한다는 개념이다. 이 모델은 초기 강우강도가 흙의 침투능보다 작은 경우에만 적합하며 폰딩 발생까지 누적침투량, F_p 은 식 (2.7)과 같이 계산되며, 이에 해당하는 폰딩 발생시간, t_p 은 식 (2.8)과 같다.

$$F_p = Z_w \Delta \theta_i = i \times t_p = \frac{k_s \Delta \psi_f}{(i - k_s)} \quad (2.7)$$

$$t_p = \frac{F_p}{i} = \frac{k_s \Delta \theta_i \psi_f}{i(i - k_s)} \quad (2.8)$$

폰딩 발생 후 침투능, f 은 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$f = k_s \left\{ 1 + \frac{\Delta\theta_i \psi_f}{F} \right\} \quad (2.9)$$

그리고 폰딩 발생 후 누적침투량, F 는 다음 식으로부터 계산된다.

$$F = F_p + k_s (t - t_p) + \psi_p \Delta\theta_i \left\{ \frac{(F + \psi_f \Delta\theta_i)}{(F_p + \psi_f \Delta\theta_i)} \right\} \quad (2.10)$$

여기서 k_s : 포화투수계수

ψ_f : 침윤선에서의 모관흡수력

F_p : 폰딩 발생 전 누적침투량

F : 누적침투량

$\Delta\theta_i$: 함수량 결손량

(6) 경험적 침투 모델

1) Kostiakov(1932)

Kostiakov(1932)는 다음과 같은 경험적 침투식을 제안하였다.

$$F = \gamma t^\alpha \quad (2.11)$$

여기서 F 는 시간(t)까지의 누적 침투량을 말한다. α 와 γ 는 현장계측 결과와 비교를 통해 얻은 상수이다. 침투능의 정의(dF/dt)에 의해 다음과 같이 침투능을 산정할 수 있다.

$$f = \alpha \gamma t^{\alpha-1} \quad (2.12)$$

2) Horton(1933)

Horton(1933)은 침투 연구자 중 한명으로 다음과 같은 경험식을 제안했다.

$$f = f_f + (f_0 - f_f)\exp(-\beta t) \quad (2.13)$$

f_f 는 최종 침투능, f_0 는 초기 침투능을 말하며, β 는 침투능의 시간에 따른 감소를 표현하는 상수이다. 이 모델의 침투능은 감소하여 최종적으로 포화투수계수 보다 더 작은 값에서 일정한 값을 보였으며 후에 이는 공기의 함입과 흙의 불완전한 포화상태로 인한 것임을 제안하였다.

2.3 불포화토의 특성

Aitchison and Selvey(1957)는 표 2.2와 같이 포화토 측면에서 불포화토, 포화토 이외에도 의사포화, 부분포화라고 하는 상태가 있다. 부분포화는 포화토의 중앙에 덩어리 상태의 불포화 부분이 존재하는 것이다. 의사포화는 포화정도가 100%로 외견상 포화이지만 간극수압이 부(-)의 값을 가지므로 정의상 포화토라고 말할 수 없다. 포화토란 포화도가 100% 뿐만 아니라 간극수압이 정(+)이어야 한다. Skempton에 의하면 지반내의 응력의 증분 $\Delta\sigma_1$, $\Delta\sigma_3$ 에 따른 간극수압의 증분 Δu 는 식 (2.14)과 같다.

$$\Delta u = B \{ \Delta\sigma_3 + A(\sigma_1 - \sigma_3) \} \quad (2.14)$$

여기서 B : Skempton의 과잉간극수압 B계수

A : Skempton의 A계수

표 2.2 포화와 불포화의 정의(Aitchison and Selvey, 1957)

수분포화	포화도	간극수압	간극공기압	B값
포화	100	≥ 0	-	1
부분포화	< 100	≥ 0	> 0	< 1
의사포화	< 100	< 0	-	1
불포화	100	< 0	0	< 1

이때, 간극수압 B는 포화시 1이며 불포화시 $B < 1$ 이 된다. 이 성질을 이용하여 실험실에서 포화상태를 확인하기 위해 B값을 측정한다(김찬기 등, 2006).

2.3.1 불포화토의 기본구조

불포화는 일반적으로 공기, 물, 흙 입자로 이루어진 체계로 알려져 있다. 하지만 최근에는 물리적 역학을 고려할 때 또다른 한 가지 상으로써 물-공기 접촉면 (Air-water interface 또는 Contractile skin)이 중요한 역할을 하고 있으며, 그림 2.4는 그 관계를 잘 설명해 주고 있다. 공기 상이 연속적일 때 물-공기 접촉면은 흙 입자와 상호작용하여 흙의 역학적 거동에 영향을 미치는 반면, 공기 상이 단편 공기 방울 형태로 이루어지면 유체의 압축성에 상당한 영향을 끼치게 된다. 물-공기 접촉면은 체적과 질량의 관계를 나타낼 때는 물 상의 한 부분으로 여겨져도 무관하다.

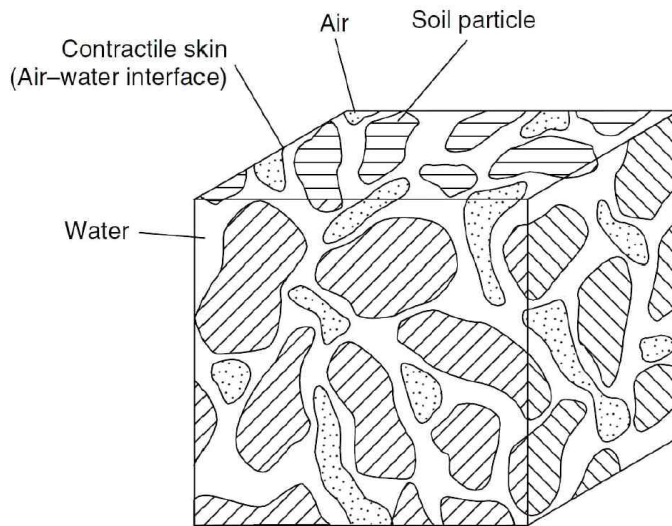


그림 2.4 불포화토의 3상 구조(Charles et al, 2007)

공학적 관점에서 공기, 물, 흙 입자의 체적-질량 관계는 유용한 기본적 성질으로써 흙의 중량 성질과 체적 성질을 서로 묶어준다. 그림 2.5는 전체적인 체적-질량 관계를 보여준다.

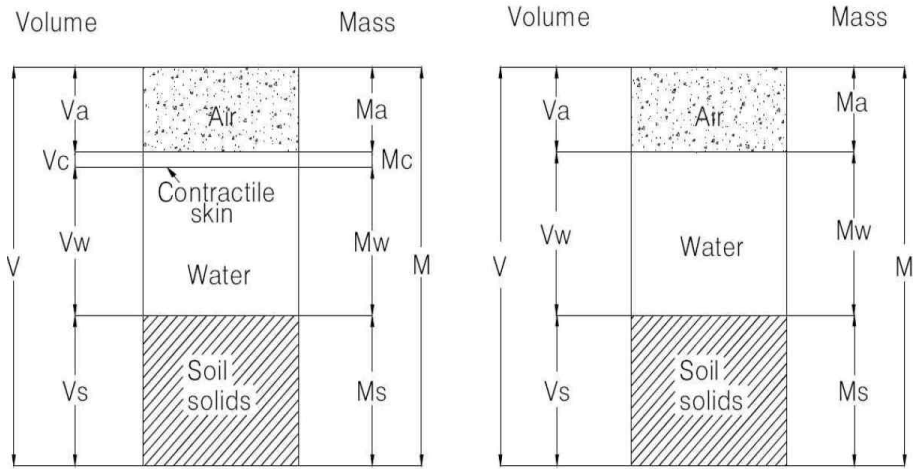


그림 2.5 불포화토의 3상 및 4상 관계(Charles et al, 2007)

간극률(n)은 전체 체적 V 에 대한 간극 체적 V_v 의 비로 정의 된다.

$$n = \frac{V_v}{V} \quad (2.15)$$

그리고 물에 대한 간극률(n_w)을 표현할 수 있는데, 일반적으로 체적함수비, θ_w 로 알려져 있다. 간극비(e)는 흙 입자 체적 V_s 에 대한 간극 체적 V_v 의 비로 정의 된다.

$$e = \frac{V_v}{V_s} \quad (2.16)$$

물의 간극 체적 중 차지하고 있는 비율은 포화도 S 로 표현 된다.

$$S = \frac{V_w}{V_v} \quad (2.17)$$

건조상태에서는 물이 존재하지 않고 오직 흙 입자와 공기만으로 이루어지기 때문에 포화도는 0이 된다. 반면 포화상태인 경우 공기가 없이 흙 입자와 물로 이루어지며 포화도는 100%이다. 불포화토는 이 중간상태에 위치하며 공기 상이 연속적인가, 단헨 상태인가에 따라 의미가 달라진다. 연속적인 공기가 있는 불포화토는 대략 80%보다 낮은 포화도를 가지며 단헨 공기방울이 존재하는 경우에는 포화도가 90%보다 더 높다.

함수비, w 는 흙 입자의 질량 W_s 에 대한 물의 질량 W_w 에 대한 비로 정의된다.

$$w = \frac{W_w}{W_s} \quad (2.18)$$

함수비 w 는 중량함수비로 알려져 있다. 그리고 앞서 언급된 체적함수비, θ_w 는 흙의 전체 체적 V 에 대한 물의 체적 V_w 에 대한 비로 정의된다.

$$\theta_w = \frac{V_w}{V} \quad (2.19)$$

이는 다시 포화도와 간극비의 관계로 표현할 수 있다.

$$\theta_w = \frac{S \cdot e}{1 + e} \quad (2.20)$$

체적함수비와 중량함수비는 흙에서 체적변형이 발생하지 않다고 가정할 때 다음과 같은 식을 가진다.

$$\theta_w = \frac{w \cdot G_s}{1 + e} \quad (2.21)$$

또한 체적함수비나 중량함수비를 포화함수비와 잔류함수비, θ_r 의 차이로 정규화

하여 사용하기도 하는데 이를 정규함수비라 한다. 식 (2.22)는 정규체적함수비, θ 를 나타낸다.

$$\theta = \frac{\theta_w - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} \quad (2.22)$$

여기서 θ : 정규 체적함수비

θ_w : 흙의 체적함수비

θ_s : 포화 체적함수비

θ_r : 잔류 체적함수비

포화도, S 와 정규체적함수비, θ 와 관계에서 잔류체적함수비, θ_r 가 0이라고 가정하면, 정규체적함수비는 포화도와 같아진다.

$$\theta = \frac{\theta_w}{\theta_s} = \frac{V_w/V}{V_s/V} = \frac{V_w}{V_v} = S \quad (2.23)$$

또한 정규중량함수비, W 도 식 (2.23)과 같이 포화도가 같아진다.

$$W = \frac{w}{w_s} = \frac{W_w/W_s}{W_{ws}/W_s} = \frac{W_w}{W_{ws}} = \frac{V_w \gamma_w}{V_v \gamma_w} = \frac{V_w}{V_v} = S \quad (2.24)$$

그리고 유효포화도(Effective degree of saturation)은 다음과 같이 정의된다.

$$S_e = \frac{S - S_r}{1 - S_r} \quad (2.25)$$

여기서 S_e : 유효포화도

S_r : 잔류포화도

2.3.2 모관흡수력

물은 물리화학적 작용에 의하여 흙의 간극 내에 유지된다. 이처럼 흙이 물을 보유하게 되는 이유는 간극 내 물과 공기의 접촉면에서 발생하는 모관력과 물 분자를 흡착하는 흙 입자의 표면력 때문이며 보통 점토함유량이 높을수록 표면력이 우세하다.

이렇게 흙이 보유하는 물을 에너지로 표현할 수 있다. 대기압 보다 낮은 압력에서 흙 내부에서 물이 평형상태에 있거나 흙이 물을 빨아들이기 위해 발휘하는 힘을 자유에너지 상태라 정의한다. 이러한 힘을 흙의 흡수력이라 한다(Edlefsen and Anderson, 1943). 자유에너지는 흙 속에 존재하는 물의 부분증기압에 의하여 측정된다(Richards, 1965). 흙의 흡수력과 간극수증기의 부분압력과 열역학적 관계는 다음과 같다.

$$\psi = - \frac{RT}{\nu_{w0} w_\nu} \ln \left(\frac{\bar{u}_\nu}{u_{\nu 0}} \right) \quad (2.26)$$

여기서 ψ : 흙의 흡수력 또는 전흡수력(kPa)

R : 절대기체상수 {8.31432 J/(mol K)}

T : 절대온도 { $T=(273.16+t^\circ)$ (K)}

ν_{w0} : 물의 비체적 (m^3/kg)

w_ν : 수증기의 분자질량(18.016 kg/kmol)

\bar{u}_ν : 간극수증기의 부분압력(kPa)

$u_{\nu 0}$: 순수한 물의 평평한 표면상에서 수증기의 포화압력(kPa)

흙의 흡수력은 전 흡수력이라 불리며, 이는 모관흡수력과 삼투압흡수력으로 구분된다. 전 흡수력은 흙 내부의 물의 자유에너지와 상응하고 모관흡수력과 삼투흡수력은 이러한 자유에너지의 요소들이다. 모관흡수력은 물 표면에서 공기압과 수압의 차이로 정의되고 삼투압흡수력은 간극수에 용해된 염분으로 인해 나타난다.

전흡수력은 식 (2.27)과 같이 표현될 수 있다.

$$\psi = (u_a - u_w) + \pi \quad (2.27)$$

- 여기서 ψ : 전 흡수력
 $(u_a - u_w)$: 모관흡수력
 u_a : 공기압
 u_w : 수압
 π : 삼투압 흡수력

모관흡수력은 외부환경의 변화에 의해 달라지며 흙의 평행상태에 영향을 준다. 흙의 역학적 거동 또는 염분함량의 변화로 인한 삼투압흡수력의 변화에 영향을 미치지만 일반적인 지반 공학적 문제에서 외부환경의 변화에 의한 전 흡수력의 변화는 모두 모관흡수력의 변화와 같다고 할 수 있다. 즉, 삼투압흡수력은 무시할 수 있을 정도로 미미하다. 그러나 화학적 오염 등에 의해 염분량이 변화하는 경우에는 삼투압 흡수력의 영향 또한 고려하여야 한다.

흙에서 간극은 물이 지하수면 위로 상승하게 하는 모세관 같은 역할을 한다. 이러한 모세관 현상은 모관흡수력과 관련이 있으며, 모관 흡수력의 크기는 간극의 크기 분포에 따라 영향을 받는다. 간극 내 흙과 물의 접촉면에서 평형은 모관흡수력과 표면장력이 균형을 이룸으로써 유지된다. 이때 물-공기 접촉면을 통해 물의 자중이 흙 구조에 압축력을 가하여 결국 모관흡수력에 의해 전단강도는 증가하게 된다.

2.4 불포화토의 역학적 특성

2.4.1 함수특성곡선

함수특성곡선(Soil-Water Characteristic Curve, SWCC)은 함수량에 따른 모관흡수력의 변화를 나타내는 곡선으로 불포화지반의 고유한 특성을 나타내며 지반의 강도와 거동특성을 결정하는 매우 중요한 기본물성 중 하나이다. 함수비는 흙 속의 간극이 함유한 물의 양으로 정의되며, 흙의 체적과 간극수 체적의 비로 표현되는데 체적함수비, 또는 물의 무게와 간극수의 무게의 비로 나타내는 중력함수비로 표현할 수 있으며, 포화도도 흙속에 포함된 간극수의 양을 나타내는 방법 중 하나이다. 지반공학에서 대부분의 경우, 중력함수비를 사용하지만 불포화토의 경우에는 전체 간극 중 물이 흐를 수 있는 가용공간을 나타내는 지표인 체적함수비를 사용하는 것이 일반적이다. 이는 공기, 물, 흙 입자의 3가지를 동시에 고려해야 하는 불포화토의 해석에서는 포화도 해석에 사용되는 중량함수비로 단순하게 그 특성을 표현할 수 없으므로 체적함수비 개념으로 간극공기압까지 고려해야 한다(최재영, 2008).

전형적인 함수특성곡선의 모양은 그림 2.6과 같이 S자 형태를 보인다. 그림 2.6에서 포화영역은 초기치인 공기함입값을 초과할때까지는 흙 속의 간극 밖으로 물이 유출되지 않는다. 이러한 공기함입치는 간극내부로 공기가 유입되기 시작하는 압력으로 정의된다.

전이영역은 흙 속의 간극으로 공기가 계속 유입되면서 물이 유출되어 지반의 모관 흡수력은 증가한다. 여기서 함수특성곡선의 가장 중요한 요소이며, 지반의 고유한 특징인 곡선의 경사가 정해진다.

잔류영역은 흙 속으로 공기가 유입이 계속되면 모관흡수력이 지속적으로 증가한다. 그러나 모관흡수력이 증가에도 불구하고 더 이상 물이 유출되지 않는 함수비가 존재하며 이때의 함수비를 잔류함수비라 한다. 이 함수비에서 남아있는 물은 열에 의해서만 제거될 수 있다.

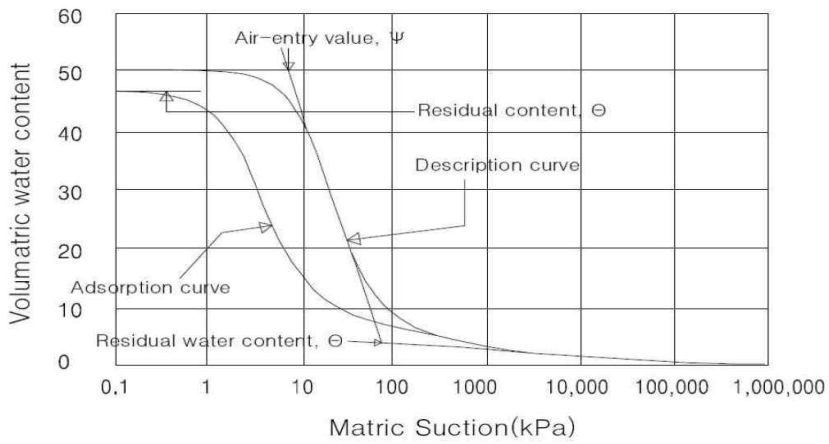


그림 2.6 실트질 토사의 함수특성곡선(Fredlund and Xing, 1994)

지반을 구성하는 대표적인 흙으로 모래나 실트, 점토의 대략적인 함수특성곡선은 그림 2.7과 같다. 체적함수비의 흡인력은 흙의 소성이 증가함에 따라 증가한다. 즉, 점토함량이 많으면 많을수록 특정 흡인력에서 수분 보유량은 더 커지고 곡선의 경사는 더욱 완만하게 된다.

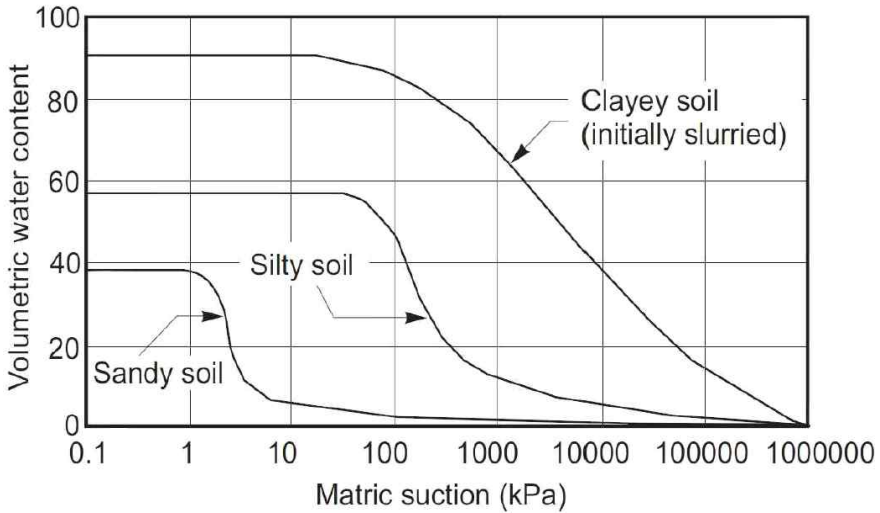


그림 2.7 흙의 종류에 따른 함수특성곡선의 유형
 (Fredlund and Morgenstern, 1997)

2.4.2 이력현상

동일한 흙에서 건조과정의 함수특성곡선과 습윤과정의 함수특성곡선이 서로 다른 경로를 나타내는 것을 함수특성곡선의 이력현상(Hysteresis)이라 한다. 동일한 흙이라 할지라도 건조 증발상태와 습윤 침투상태에 따른 동일한 모관흡수력에서 평행을 이루는 수분 함량은 다르기 때문에 나타나는 현상이다. 이력현상의 대표적인 원인으로서는 잉크병 효과와 접촉각의 변화를 들 수 있다. 모관상승현상은 건조과정에서 작은 간극에 영향을 받고 습윤과정에서는 큰 간극의 영향을 받는다. 따라서 그림 2.8과 같이 물의 이동에 대한 물리적인 과정에 차이가 생긴다고 보는 것이다.

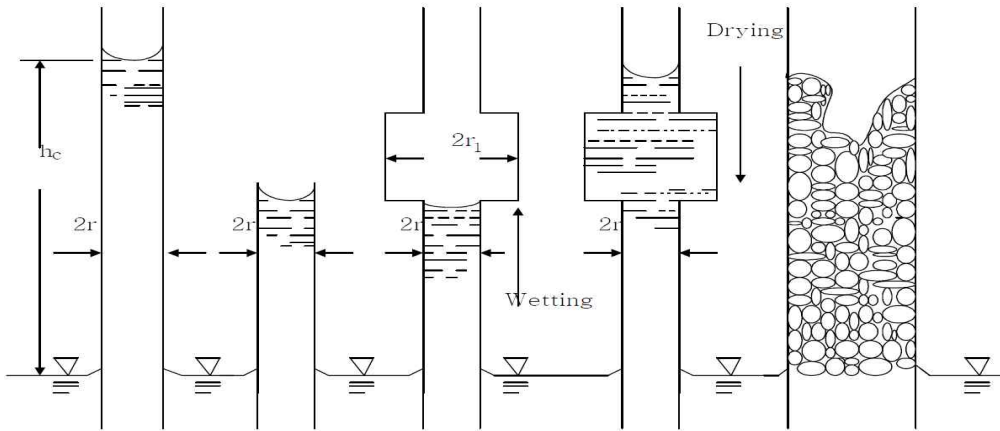


그림 2.8 함수특성곡선의 이력현상을 설명하는 모관현상(Taylor, 1948)

또한, 그림 2.9과 같이 액체와 기체의 접촉면을 기준으로 접촉각의 변화 또는 이력현상에 있어서 중요한 요인이다. 모관 상승과 수직침투에 대한 모래의 실험적 연구에 의하면 습윤 접촉각(α_w)은 약 $60\sim 80^\circ$ 의 범위로 나타나며, 건조 접촉각(α_d)은 $0\sim 20^\circ$ 내지 30° 의 범위로 습윤 접촉각에 비해 작은 것($\alpha_w > \alpha_d$)을 확인하였다.

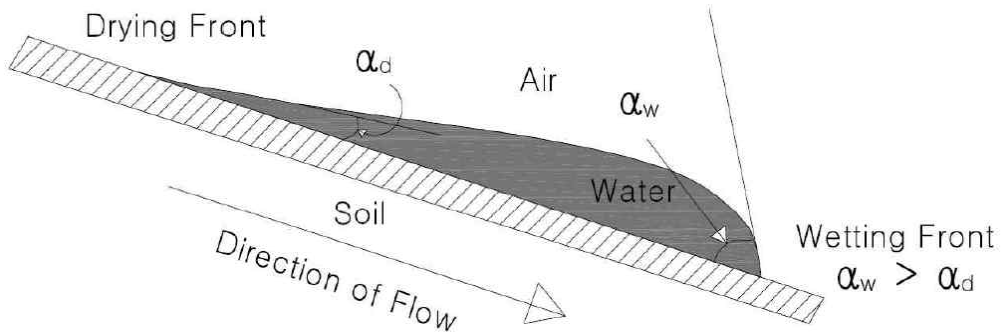


그림 2.9 접촉각의 변화(Lu and Likos, 2004)

건조과정의 함수특성곡선과 습윤과정의 함수특성곡선은 실내실험을 거쳐 획득할 수 있는데 그림 2.10과 같이 건조과정과 습윤과정의 경로상의 이력이 발생한다.

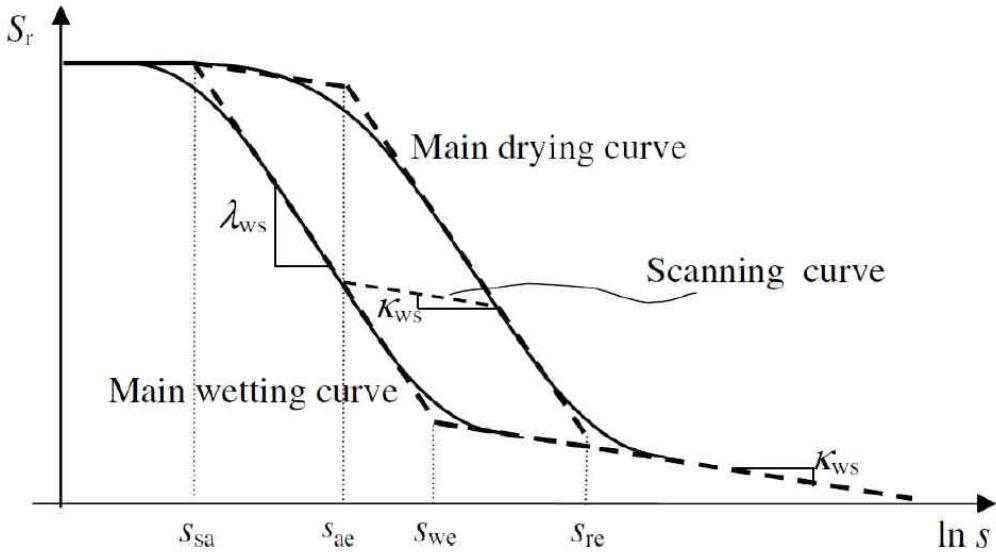


그림 2.10 함수특성곡성에서의 이력현상(Sheng, 2008)

2.4.3 불포화토의 투수특성

불포화지반에서 간극유체는 기체와 액체의 2가지 상으로 이루어져 있기 때문에 포화토와는 다른 유체의 흐름 특성을 갖게 된다. 불포화토에서의 유체는 부분적으로 흙 입자와 공기에 의해 둘러싸여 있다. 흙 입자의 물-공기 접촉면과 흡착력 사이의 표면장력에 의하여 부의 간극수압을 유발한다. 공기와 물로 이루어져 있는 간극유체의 흐름을 해석하기 위해서는 흐름률과 작용포텐셜의 상관관계를 알아야 하며, 이러한 상관관계를 나타내는 값은 투수계수라고 한다.

불포화토에서 유체의 흐름에 대한 작용포텐셜은 수두변화, 모관흡수력 변화, 함수비 변화 등이 논의 되어지고 있다. 하지만, 함수비의 경우 유체의 흐름은 지반물성의 변화나 이력효과 또는 응력변화에 의해서 함수비가 낮은 곳에서 높은 곳으로 흐를 수 있으므로 함수비 차이는 유체 흐름의 근본적인 원인이 될 수 없다. 모관흡수력도 수두차이가 유발될 경우 모관흡수력이 낮은 곳에서 높은 곳으로 흐를 수 있으므로 함수비 차이는 유체 흐름의 근본적인 원인이 될 수 없다.

모관흡수력도 수두차이가 유발될 경우 모관흡수력이 작은 곳에서 큰 곳으로도 유체의 흐름이 유발되므로 흐름의 작용포텐셜이라 할 수 없다(Fredlund, 1981). 물의 흐름을 유발시키는 원인은 수두의 변화라 할 수 있는데 이때 수두는 압력수두와 위치수두로 표현된다.

일반적으로 포화토에서 물의 흐름은 Darcy의 법칙을 따른다. 흙의 단위면적을 통과하는 물의 흐름 속도는 동수경사에 비례한다고 가정하였다. Childs and Collis-George(1950), Richard(1931)는 불포화토에서의 물의 흐름도 Darcy의 법칙을 만족함을 실험을 통해서 증명했다. 일정한 수압과 함수비를 갖는 불포화토 시료에 수두를 다양하게 변화시켜 실험한 결과, 그림 2.11과 같이 특정 함수비에서 다양한 동수경사에도 불구하고 투수계수가 일정하게 나타났다. 이는 불포화토를 통과하는 물의 흐름을 수두에 선형적으로 비례한다는 것을 의미한다.

$$V_w = -K_w \nabla \left(\frac{P_w}{r_w} + z \right) = -K_w \left(\frac{\partial h_w}{\partial y} \right) \quad (2.28)$$

여기서 V_w : 물의 흐름속도

K_w : 물의 투수계수

P_w : 압력수두

$\frac{\partial h_w}{\partial y}$: y 방향 동수경사

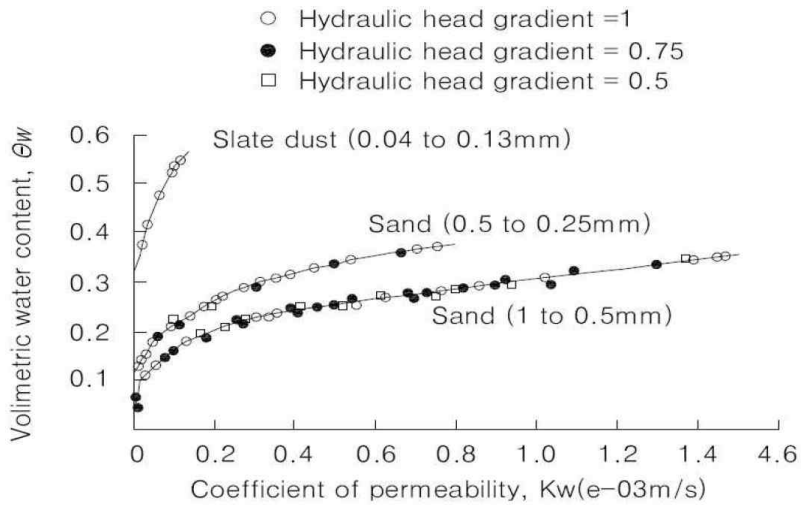


그림 2.11 불포화토에서의 Darcy의 법칙 실험결과
 (Childs and Collis-George, 1950)

함수특성곡선과 투수곡선은 함수비 조건에 따른 밀접한 관련성을 보인다. 투수곡선은 흙 내 간극에 존재하는 물의 양에 따라서 영향을 받는다. 이는 함수비에 따라서 투수성이 변하게 되는 것이다. 그림 2.12는 투수성과 함수특수곡선의 유사성을 보여주고 있다. 함수특성곡선과 투수곡선은 모래와 점토의 경우 모두에서 유사한 공기함입치를 보인다. 또한, 모래로 된 흙은 점토질 흙 보다 더 낮은 모관 흡수력을 보이지만, 투수값은 더 크다는 것을 알 수 있다.

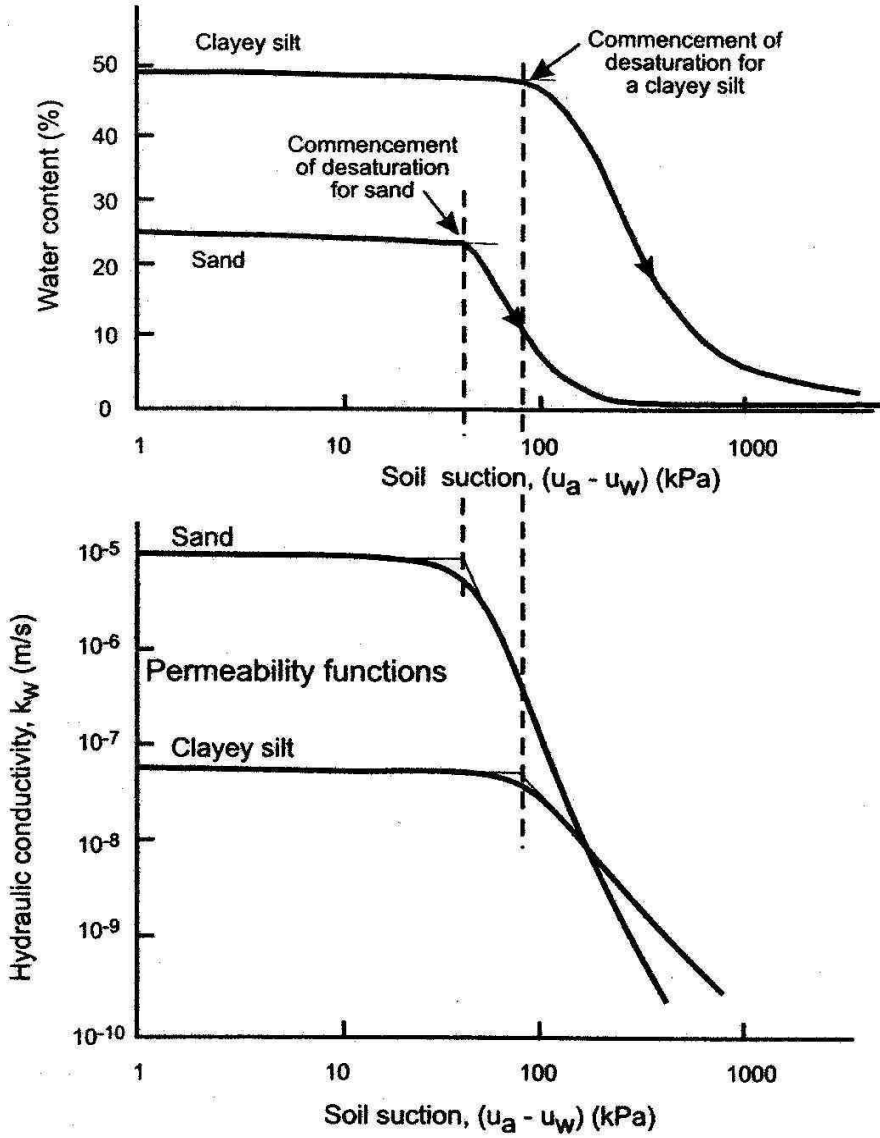


그림 2.12 함수특성곡선과 투수곡선의 유사성
 (Fredlund and Rahardio, 1995)

2.4.4 불포화토의 전단강도

포화토의 경우에는 외적인 하중에 대응하여 평형상태에서 간극수압이 주로 0 이상의 값을 가지므로 유효응력에 불리한 영향을 미치게 된다. 그러나 불포화토는 평형상태에서 간극수압이 음으로 작용하여 유효응력을 증가시키는 역할을 한다. 이러한 부(-)간극수압은 모관흡수력에 의해 유발되며 대기압이 일정할 때 모관흡수력은 함수비와 연관이 있고 지반의 입자크기에 영향을 받는다.

불포화토의 전단강도를 나타내는 파괴규준들이 여러 연구자들에 의하여 제안되었다. 초기의 접근방법은 간극공기압을 고려하지 않고, 불포화토를 포화토와 비슷한 방법으로 해석하려고 하였다.

일반적으로 포화토의 경우 지반의 Mohr-Coulomb의 파괴규준과 전단강도의 유효응력개념을 이용하여 식 (2.29)와 같이 나타낼 수 있다. 이와같이 초기의 연구자들은 두 개의 독립적인 상태변수를 이용하여 불포화토의 응력상태를 표현하였다.

$$\tau_{ff} = c' + (\sigma_f - u_w) \tan \phi' \quad (2.29)$$

그러나 불포화토의 경우 간극이 물로 포화되어 있지 않고 공기와 물이 공존하면서 간극속의 공기압이 지반의 응력상태에 영향을 미치게 된다. 간극 공기압과 간극수압에 대한 지식 없이 불포화토의 전단강도에 대한 많은 실험이 수행되었다. Fredlund 등(1994)은 새로운 전단강도식을 제안하면서 $(\sigma - u_a)$, $(u_a - u_w)$ 를 서로 독립적인 상태변수로 사용하였다. 불포화토의 전단강도를 유효점착력(Effective cohesion, c'), 순 수직응력(Net normal stress, $(\sigma_f - u_w)$) 및 모관흡수력(Matric suction, $(u_a - u_w)$)의 세가지 상태변수의 향으로 나누어 고려하여 순 수직응력의 영향을 ϕ' 으로 모관흡수력의 영향은 새로운 강도정수 겉보기마찰각, ϕ^b 로 다음과 같이 표현하였다.

$$\tau_{ff} = c' + (\sigma_f - u_w)_f \tan \phi' + (u_a - u_w)_f \tan \phi^b \quad (2.30)$$

여기서 c' : 포화토의 점착력

$(u_a - u_w)_f$: 모관흡수력

ϕ' : 순수직응력 $(\sigma_f - u_w)_f$ 에 대한 유효마찰각

ϕ^b : 모관흡수력 $(u_a - u_w)_f$ 에 대한 겉보기 마찰각

따라서, 포화토의 전단강도는 유효응력개념과 Mohr-Coulomb의 파괴규준을 이용하여 나타낼 수 있으며, 그림 2.13과 같이 불포화토에서는 새로운 상태변수인 모관흡수력을 포함하여 확장된 형태의 Mohr-Coulomb의 파괴면을 정의할 수 있다.

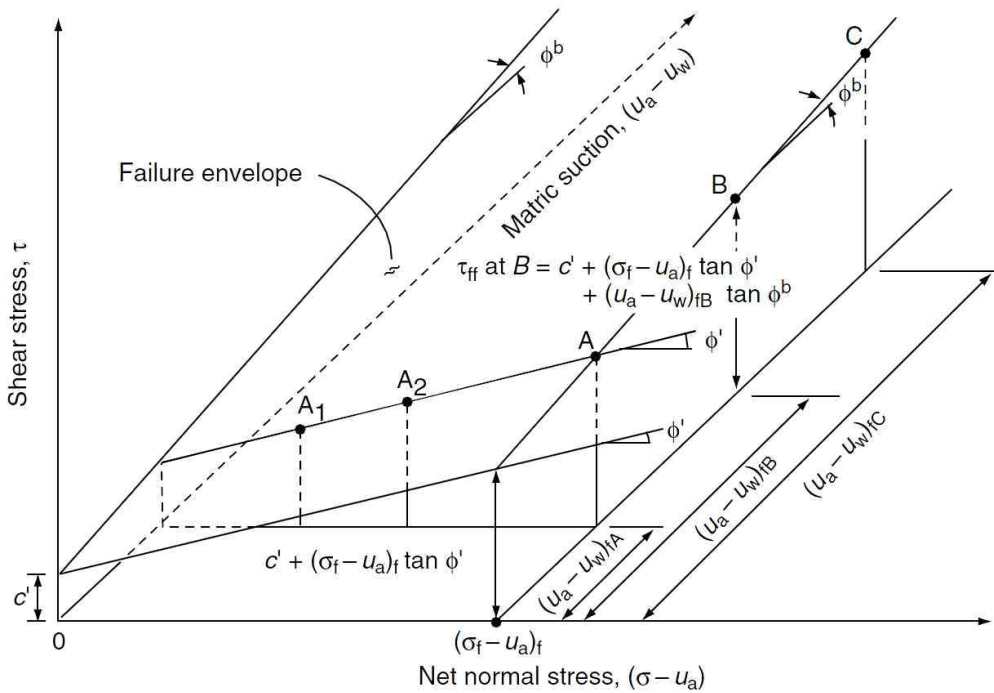


그림 2.13 불포화토에서 확장된 Mohr-Coulomb의 파괴포락선(Fredlund 등, 1995)

2.5 불포화토의 간극수압

2.5.1 간극수압의 변화

강우 시 사면내의 간극수압은 강우초기에는 지표부근이 충분히 포화되지 않아 부(-)의 간극수압을 보이다가 강우가 지속되면서 습윤대가 점차 확대되어 지표부근에서는 양(+)의 간극수압을 나타내고 지하수위 부근은 모세관 효과에 의해 부(-)의 간극수압을 나타낸다. 또한, 강우가 지속됨에 따라 습윤대가 점차 깊어져 불투수층에 도달하면 지하수위 상승이 발생한다. 사면안정해석 시 강우로 인한 간극수압의 영향은 간극수압비를 이용하여 간단하게 고려할 수 있으며, 간극수압비(r_u)는 그림 2.14와 식 (2.31)에서와 같이 임의의 깊이(Z)에서 발생하는 간극수압(U)에 대한 전 응력의 비로 정의한다.

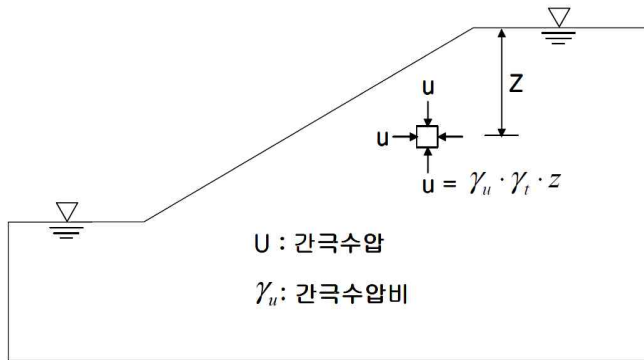


그림 2.14 간극수압비(오희주, 2008)

$$r_u = \frac{u}{r_t \cdot z} \quad (2.31)$$

- 여기서 z : 지표에서 사면내 임의의 위치까지의 깊이
 u : 사면내 임의의 깊이에서 발생하는 간극수압
 r_t : 토체의 습윤단위중량

일반적으로 r_u 는 0(최소) ~ 0.5(최대)의 범위의 값을 가지며, 평균적으로 0.25를 사용한다고 제한한 바 있다.

Lambe and Silva-Tulla(1992)에 의하면 간극수압비의 크기는 유선이 직선일 경우 식 (2.32)와 같이 계산할 수 있으며, 강우시 사면내의 침투양상에 따라 그림 2.15와 같이 결정할 수 있다.

$$r_u = \frac{u}{r_t \cdot z} = \frac{h_p \cdot r_w}{z \cdot r_t} = \frac{r_w \cos i \cdot \cos \theta}{r_t \cos(i - \theta)} \quad (2.32)$$

여기서 r_u : 간극수압비

r_w : 물의 단위중량

i : 사면경사

θ : 유선경사

r_t : 토체의 습윤단위중량

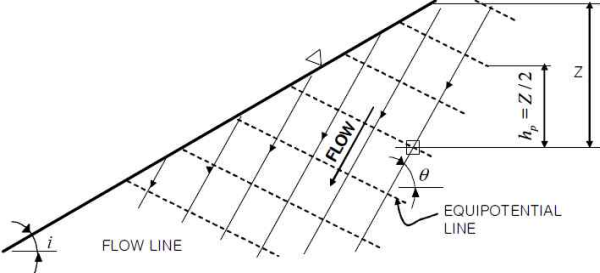
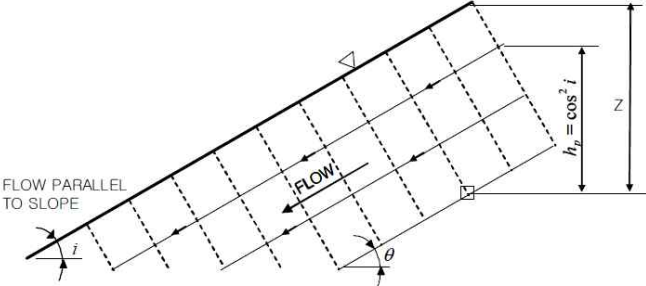
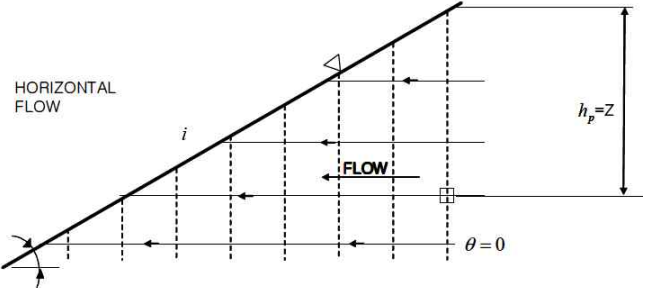
침투양상	간극수압비 (r_u)
	$\gamma_t \doteq 2\gamma_w \text{ 일 경우}$ $\gamma_u = \frac{h_p \cdot \gamma_w}{z \cdot \gamma_t}$ $\exists E \frac{(z/2) \cdot \gamma_w}{z \cdot (2\gamma_w)} = 0.25$
	$\gamma_t \doteq 2\gamma_w, i = 26.5^\circ \text{ 일 경우}$ $\gamma_u = \frac{\gamma_w \cos i \cdot \cos \theta}{\gamma_t \cos(i - \theta)}$ $\doteq \frac{\cos^2 i}{2} = \frac{\cos^2 26.5}{2}$ $= 0.40$
	$\gamma_t \doteq 2\gamma_w, \theta = 0^\circ \text{ 일 경우}$ $\gamma_u = \frac{\gamma_w \cos i \cdot \cos \theta}{\gamma_t \cos(i - \theta)}$ $= 0.50$

그림 2.15 침투양상에 따른 간극수압비의 판단기준
 (Lambe and Silva-Tulla, 1992)

2.5.2 사면의 침투가정

그림 2.16과 같은 무한사면을 고려할 때, 사면 표면은 강우나 용수로 인해 골고루 젖어있고, 사면은 불포화 지반이라는 가정이다. 불포화 지반이 젖는 비율은 사면의 표면 안정성에 대해 중요한 영향을 준다. 습도의 유지와 이동에 대한 복잡한 구성 때문에 수많은 학자들은 불포화 흐름을 지배하는 방정식과 흡속으로 물기가 스며드는 비율에 대한 특성(Lambe, 1992) 등에 관한 연구를 수행해 왔다. 결국, 수많은 모델과 모델링 기술은 많이 내리는 비와 수개월 동안 누적된 침투 상태를 사면에 적용하여 모형시험에 적용하였다.

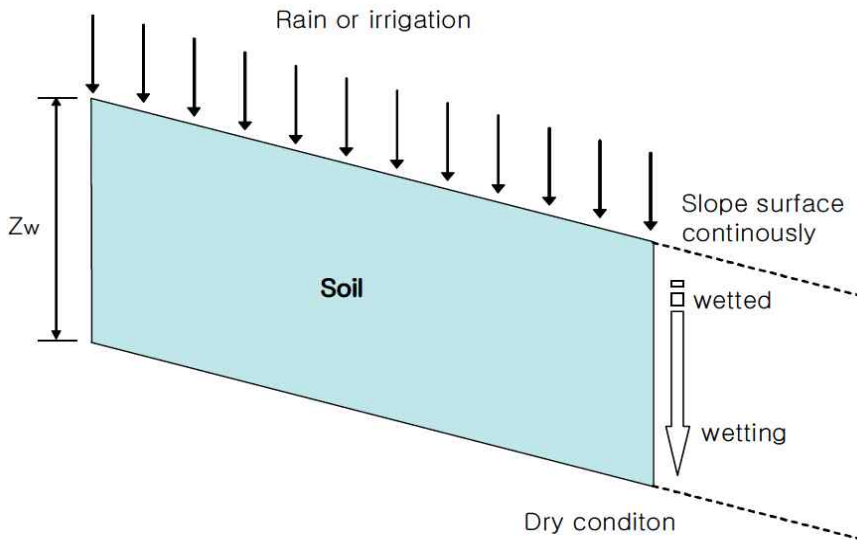


그림 2.16 강우 또는 용수에 의해 젖은 지반의 횡단면(오희주, 2008)

Green and Ampt(1911)는 Darcy의 법칙을 기초로 침투에 대한 간단한 모델을 가정하였다. 이 모델은 불포화 흐름을 기초로 하여 좀 더 명확하게 접근하여 현장과 비교했을 때 매우 타당성을 지니고 있다. 이 모델은 다음과 같은 가정 사항을 기본으로 한다.

흙의 표면은 연속성을 갖으며 포화상태이고, 그림 2.16과 같이 젖어 있는 면이

분명하다. 습윤 지역의 투수계수, K_s 는 시간에 따라 변화하지 않으며, 젖어 있는 면 위로 일정한 부(-)압력이 발생한다.

이 모델에 따르면, 포화깊이 Z_w 까지 포화되는 시간이 식 (2.33)과 같다.

$$T_w = \frac{u}{k_w} [Z_w - S \cdot \ln(\frac{S + Z_w}{S})] \quad (2.33)$$

여기서 T_w : 강우지속시간(hr)

K_w : 포화투수계수(cm/hr)

u : 체적함수비의 전·후 변화량($\theta_s - \theta_i$)

S : 젖은 경계면의 모관흡수력(cm)

Z_w : 포화깊이(cm)

u 는 $(\theta_s - \theta_i)$ 로써 강우 전·후 사이의 변화량이며 단위로는 물의 부피를 전체 토체의 부피로 나눈 값이다. 그러므로 u 에서 초기 체적함수비(θ_i)는 사면의 강도를 결정짓는 중요한 요소가 되며 식 (2.33)에서 중요한 수치이다. Green and Ampt(1911)의 모델식에서 나타나는 S 는 wetting front suction으로써 지표면으로부터 강우가 침투하는 동안 깊이별로 변화하는 suction값을 나타낸다. 즉, 지반이 포화되기 직전에 나타나는 최소 suction값이며, 사면의 자연함수비인 초기값에 따라 크게 영향을 받는 정수이다.

2.5.3 포화영역의 확산

강우 시 침투가 시작되면 지반내의 함수분포는 강우전과는 달라지고, 비포화 흐름으로 인해 불투수 경계면으로부터 포화영역이 형성되기 시작한다.

Weyman(1973)은 실험을 통하여 포화영역의 형성과정을 설명하였다. 침투수가 강우초기에는 수직으로 이동되며 이때 침투수에 의해 함수가 변한 영역은 거의 포화에 가깝더라도 실제 포화영역의 형성은 불투수 경계면에 나란하게 된다고 하였다. 즉, 포화영역의 경계면에 직각으로 나타난다고 하였다. 이러한 침투거동에 대해서 Beven and Germann(1982)은 유한요소법을 이용하여 분석하였다.

또한 포화투수계수 $K_s = 4 \times 10^{-3} \text{ cm/sec}$ 인 모형사면에 강우강도 $r = 2.83 \times 10^{-4} \text{ cm/sec}$ 의 강우를 재현시켜 침투거동을 파악하는데, 표면유출이 발생하지 않는 이 조건에서 포화영역의 확산은 불투수 경계면으로부터 서서히 형성된다. 풍화토로 구성된 실제 사면붕괴 사례를 분석하여 적은 선행강우로 인해 서서히 포화영역이 확산되다가 붕괴 전 폭우로 인해 갑자기 포화영역이 확산되고 이때 사면의 안정성이 갑자기 감소하고 붕괴된다. 즉, 포화영역의 확산은 궁극적으로 사면의 안정성을 감소시킨다.

2.6 사면의 안정해석

2.6.1 전응력 및 유효응력해석

사면의 안정해석에서는 간극수압을 고려하지 않는 비배수 전단강도 값을 이용하는 전응력해석과 간극수압의 크기를 고려하여 유효응력해석방법이 있다. 전응력 및 유효응력의 강도 식은 식 (2.34), 식 (2.35)과 같다.

$$\text{전응력 해석법 } s = c_u + \sigma \tan \phi_u \quad (2.34)$$

여기서 s : 전단강도
 c_u : 비배수 점착력
 σ : 수직응력
 ϕ_u : 마찰각

$$\text{유효응력 해석법 } s = c' + \sigma' \tan \phi' \quad (2.35)$$

여기서 s : 전단강도
 c' : 유효점착력
 σ' : 유효수직응력
 ϕ' : 유효마찰각

사면의 장기안정해석에 유효응력 해석은 물론 전응력 해석을 할 수 있다. 유효응력 해석의 경우 예상 활동면상의 파괴 시 응력조건과 같도록 전응력과 간극수압을 가한 상태에서 삼축압축시험을 실시한 비배수 전단강도 값을 가지고 해석을 실시할 수 있다. 그러나 현장의 조건과 일치되는 강도정수를 얻는다는 것은 대단히 어려우므로 간극수압을 측정하여 c' 과 ϕ' 을 구할 수 있는 유효응력으로 해석하는 것이 더 정확한 값을 얻을 수 있다.

2.6.2 한계평형해석법

한계평형해석은 파괴 순간 힘의 역학관계를 고려하는 것이다. 사면 하부의 활동면을 따라 파괴가 일어나려는 순간에 있는 토괴에 작용하는 힘의 평행상태를 고려하여 안정성을 해석하는 방법이다. 한계평형해석법은 절토나 성토사면의 안정해석에 많이 사용되고 있고 해석방법의 인지도나 신뢰성을 현재까지 축적된 경험을 통하여 잘 알려져 있다. 한계평행이론에 의한 사면안정해석방법은 여러 가지가 있으나 그 정확성을 강도정수와 사면의 기하학적 조건의 정확도 및 각 해석방법 고유의 정밀도에 따라 좌우된다. 그러나 대부분의 경우 해석결과에 있어 토체의 기하학적 조건이 각 해석방법의 차이보다 더 큰 영향을 미치게 된다.

한계평형해석방법에 있어 사면의 파괴는 토체가 파괴면을 따라 활동함으로써 발생한다고 가정하고 있다. 일반적으로 토사사면의 파괴면은 곡면이지만 때로는 평면일 수도 있다. 특히, 지형적인 문제가 있거나 수평방향의 성층면 또는 불연속면이 존재할 때 평면 활동면이 자주 일어나게 된다. 특정한 사면의 안정해석을 위해 해석방법을 선택함에 있어 적절한 파괴면의 형상을 추정하는 것이 매우 중요하다. 즉, 파괴면이 평면인가, 원호인가, 임의의 곡면인가 또는 이들의 복합면에 따라 정당한 방법이 결정된다. Chowdury(1978)에 의하면 한계평형해석법을 이용하여 사면 안정해석을 실시할 때 해석 전 고려사항 및 방법에 대해 다음과 같은 지침을 제시하였다.

(1) 해석 전 고려사항

해석 전 고려사항으로는 가능성이 큰 활동면의 형상을 마음속으로 그려보며, 이를 위해서는 현장의 지질학적 개요를 파악하는 것이 중요하다. 특히, 주의할 점은 불연속면인 기존의 활동면, 균질한 흙 사면이나 불연속면이 없는 연약한 암석 사면에 대해서는 원호 활동면을 우선적으로 고려한다. 흙댐이나 제방의 활동면을 가상하기 위해서는 시공방법, 이질 재료로 구성된 체제의 구역배치, 기초지반의 특성을 고려하여야 한다. 기존의 활동면이 존재할 때에는 최초활동과 차후 활동을 구분하여 생각해야하며, 기존의 활동면에 대해서는 잔류강도만 고려하여야 한다. 점착력과 내부마찰각에 대한 안전율을 상대적으로 어떻게 볼 것인가를 결정해야 한다. 강도정수와 간극수압에 대한 신뢰도를 조사하고 피압 지하수의 존재여부를 확인해야

한다.

전응력 해석법과 유효응력 해석법 중 어느 것을 택해야 할 것인가를 결정하며, 이때 흙의 종류, 단기안정해석인지, 장기안정해석인지의 판단, 정확한 간극수압의 추정이 사전에 가능한지 여부, 간극수압의 현장계측여부 등을 생각해 보아야 한다.

(2) 사면안정해석방법의 선택

활동면이 지표면과 평행한 평면인 균일 장대사면에 대해서는 무한사면 안정해석 방법이 정확하다. 활동면이 얇고 긴 평면이며 지표면과 평행하지 않는 경우에 대해서는 Fellenius 방법으로는 정확도가 낮은 결과를 얻을 수 있고 Janbu의 간편법을 사용하면 그 정확도를 향상시킬 수 있다. 임계활동면과 안전율을 보다 정확히 결정하기 위해서는 wedge 혹은 sliding block 방법을 사용해야 한다. 원호 활동면의 경우 예비해석 단계에서는 안전도표를 이용할 수 있다. 예비 해석단계에서는 Fellenius방법을 사용할 수도 있으나, 활동면의 깊이가 깊거나 간극수압이 큰 경우 부정확한 결과가 얻어진다. 보다 정확한 해석을 위해서는 Bishop의 간편법을 사용한다. 활동면이 임의의 형상인 경우, 예비해석 단계에서는 Janbu의 간편법을 사용한다. 보다 정확한 값을 얻기 위해서는 이론적인 방법, 예를 들면 Janbu의 보편법, Spencer의 방법, Morgenstern and Price의 방법, Fredlund and Krahn의 GLE방법 등을 사용한다. 이때는 컴퓨터를 이용한 해석을 실시하여야 한다. 사면하단부에서 활동면의 경사가 급한 경우에는 측면력의 분포를 예민하게 고려할 수 있는 방법을 선택한다.

2.6.3 마찰원법

마찰원법(Taylor, 1948)은 그림 2.17과 같이 사면의 활동면이 임의의 중심점을 가지는 원형의 마찰원(반지름 R)의 형태를 가지는 것으로 가정하고 해석을 하는 방법이다.

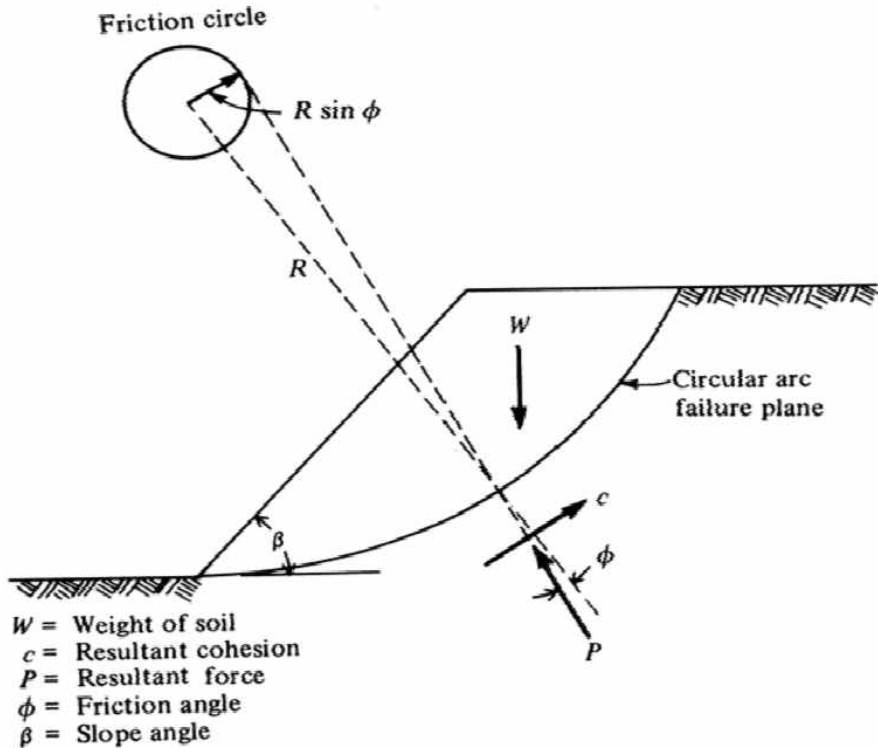


그림 2.17 마찰원법(Taylor, 1948)

토체의 자중과 활동면을 따라 저항하는 점착력(c)과 반력(p)의 평형을 고려하여 사면의 안정을 평가한다. 그림 2.17과 같이 만약 가상 활동면이 원호인 경우 작용하는 수직응력은 위치에 따라 그 값이 다르게 되고 활동원에 마찰력이 있다면 수직응력 ϕ 만큼 기울어져 반력이 작용하게 된다. 이 반력을 연장하면 활동원의 중심에서 $R \sin \phi$ 의 반경으로 그린원에 접하게 되고 이 원을 마찰원이라고 한다. 안전율은 마찰성분과 점착성분을 따로 계산하여야 하며 안전율은 다음과 같이 쓸 수 있다.

$$F_{\phi} = \frac{\tan \phi}{\tan \phi_n} \quad (2.36)$$

$$F_c = \frac{c}{c_n} \quad (2.37)$$

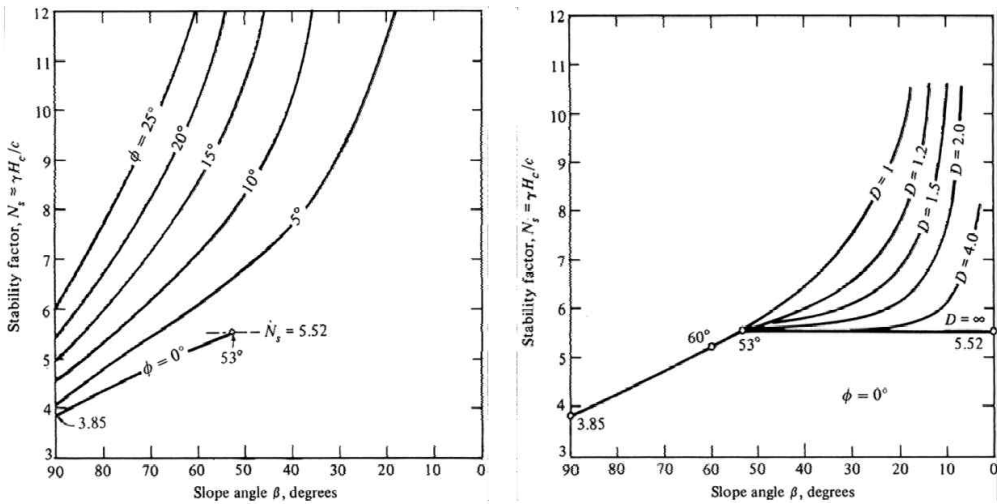
- 여기서 F_ϕ : 마찰성분에 대한 안전율
 ϕ_n : 사면안정에 필요한 마찰각
 F_c : 점착성분에 대한 안전율
 c_n : 사면안정에 필요한 점착력

위 식 (2.36)과 식 (2.37)에 의한 안전율은 해석의 편의상 분리하여 사용된 식이고 전체 전단저항에 대한 안전율은 $F_s = F_\phi = F_c$ 가 된다는 가정하에 사면의 안전율로 삼는다. 지반의 단위중량과 점착력, 내부마찰각을 알고 있으므로 해당 조건에서의 최대 성토높이를 의미하는 한계높이(H_c)를 식 (2.38)로 계산할 수 있다.

$$H_c = N_s \frac{c}{r} \quad (2.38)$$

- 여기서 H_c : 한계높이
 c : 점착력
 r : 단위중량
 N_s : 안정계수(stability factor)

안정계수(N_s)는 단순히 내부마찰각과 사면의 경사(β)에 의존하는 변수이며, 그림 2.18(a)에서는 내부마찰각과 사면의 경사가 주어진 경우에 쉽게 안정계수를 찾을 수 있다. 그림 2.18(b)는 사면 아래 지반에 단단한 층이 있을 경우, 사면높이에 대한 단단한 지반까지의 거리 비(D)에 따른 안정계수의 영향을 비교해 보았다.



(a) 내부마찰각에 따른 비교

(b) 단단한 층과의 거리에 따른 비교

그림 2.18 사면경사와 안정계수(오희주, 2008)

2.6.4 절편법

절편법은 사면안정해석에 가장 많이 사용되는 방법이다. 마찰원법은 활동사면의 전체가 동일한 단위중량과 점착력 및 내부마찰각을 가진 것으로 가정하고 해석을 수행하기 때문에 실제 사면과는 차이가 있다. 이러한 문제점을 해결하기 위해 그림 2.19와 같이 사면의 흩췌기를 여러개의 절편으로 분할하여 해석하는 방법이 절편법이다. 그러나 절편법은 절편에 작용하는 힘의 평행과 모멘트의 평행을 고려하여 해석을 해야 하지만, 미지수가 입력정수 보다 많기 때문에 적절한 가정을 통해 해를 구하게 된다. 이 방법은 임계활동면상의 흩덩어리를 6~10개 정도의 절편으로 분할하고 각 절편의 중량과 전단저항에 대하여 활동원 중심에서 모멘트 값으로 안전율을 구한다. 각 절편의 경계선은 토질조건이나 다른 경계면과 활동원의 교점, 자유수면과 사면과의 교점, 흩 구조물의 단면이 변화하는 점 등을 지나게 하면 계산 편리하다. 이때 각 절편의 폭은 일정한 값이 될 수 없다.

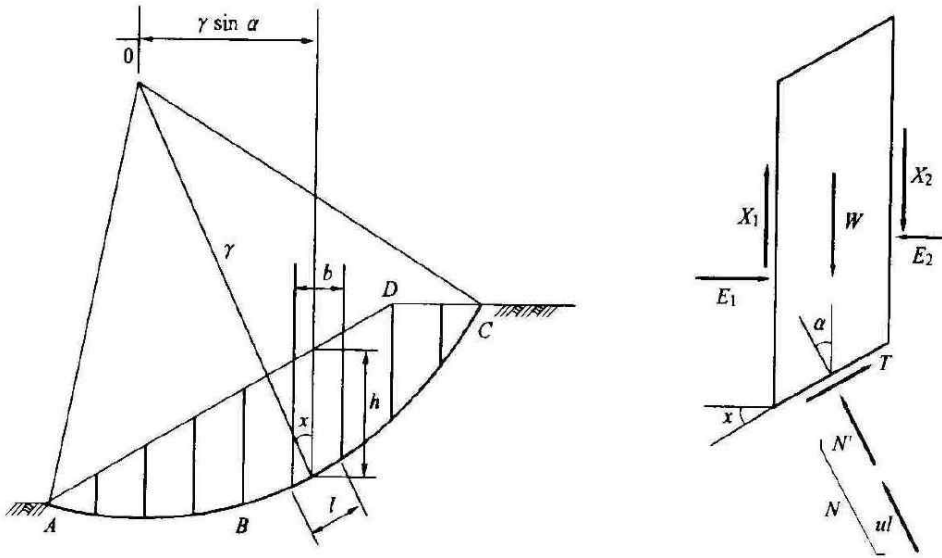


그림 2.19 절편법(오희주, 2008)

(1) Fellenius method

그림 2.19와 같이 절편과 절편 사이에 작용하는 전단력(X)과 연직력(E)를 0으로 가정하고 해석하는 방법이 Fellenius방법이다. 절편의 마찰면에 작용하는 연직반력(N')과 전단력(T)은 절편의 자중에 의해 식과 같이 얻어진다.

$$N' = W \cos \alpha - ul \quad (2.39)$$

$$T = W \sin \alpha \quad (2.40)$$

이것을 단위길이에 대해 작용하는 연직응력과 전단응력으로 표시하면 다음과 같다.

$$\sigma_n = \frac{1}{l} W \cos \alpha \quad (2.41)$$

$$\tau_n = \frac{1}{l} W \sin \alpha \quad (2.42)$$

흙의 전단강도는 식 (2.43)과 같이 표현된다.

$$s = c' + \sigma' \tan \phi' \quad (2.43)$$

전체 활동면에 작용하는 전단력은 각 절편의 전단력을 합산한 $\sum W \sin \alpha$ 와 같으며, 활동면을 따라 작용하는 전단저항력은 식 (2.44)와 같다.

$$sl = c'l + [W \cos \alpha - ul] \tan \phi' \quad (2.44)$$

여기서, 유효응력해석을 위해 간극수압(u)를 고려하였다. 최종적으로 전단력과 전단저항력과의 비로 정의되는 안전율은 식 (2.45)와 같이 정리할 수 있다.

$$F_s = \frac{s}{\tau} = \frac{\sum \{c'l + [W \cos \alpha - ul] \tan \phi'\}}{W \sin \alpha} \quad (2.45)$$

(2) Bishop method

Bishop 방법은 Fellenius 방법보다 정밀한 해석을 수행하기 위해 절편과 절편 사이에서 작용하는 전단력(X)과 연직력(E)을 고려하여 해석을 실시하는 방법이다. 그림 2.19에서 절편의 바닥에 작용하는 전단응력은 절편바닥에 작용하는 전단강도를 안전율로 나눈 값으로 식 (2.46)과 같다.

$$T = \frac{1}{F_s} [c'l + N' \tan \phi'] \quad (2.46)$$

연직방향의 합력은 식 (2.47)과 같다.

$$W = N' \cos \alpha + ul \cos \alpha + T \sin \alpha \quad (2.47)$$

식 (2.47)에 식 (2.46)을 대입하여 정리하면 식 (2.48)과 같다.

$$W = N' \cos \alpha + ul \cos \alpha + \frac{c'l}{F_s} \sin \alpha + \frac{N'}{F_s} \tan \phi' \sin \alpha \quad (2.48)$$

식 (2.48)을 정리하여 N' 를 구하면 식 (2.49)와 같다.

$$N' = \frac{W - ul \cos \alpha - \frac{c'l}{F_s} \sin \alpha}{\cos \alpha + \frac{\tan \phi' \sin \alpha}{F_s}} \quad (2.49)$$

여기서, $l = b \sec \alpha$ 이므로 이 값을 식 (2.49)에 대입하고 다시 정리하면 식 (2.50)과 같다.

$$F_s = \frac{1}{\sum W \sin \alpha} \sum [c'b + (W - ub) \tan \phi'] \left[\frac{\sec \alpha}{1 + \frac{\tan \alpha \tan \phi'}{F_s}} \right] \quad (2.50)$$

식 (2.50)을 식 (2.51)로 변화시켜 식을 얻을 수 있다.

$$F_s = \frac{1}{\sum W \sin \alpha} \sum [c'b + (W - ub) \tan \phi'] \frac{1}{m_\alpha} \quad (2.51)$$

m_α 의 계산 편의를 위해 제안된 도표인 그림 2.20을 이용하여 안전율(F_s)을 쉽게 구할 수 있다.

Bishop 방법도 정역학적으로 해석하기 위해서 가정 설정이 많기 때문에 정해가 될 수 없다. 식 (2.51)과 같이 F_s 가 양변에 있기 때문에 우변의 F_s 를 가정하여 좌변의 F_s 와 같이 값이 나올 때까지 시행착오법을 활용하여 결정하여야 한다.

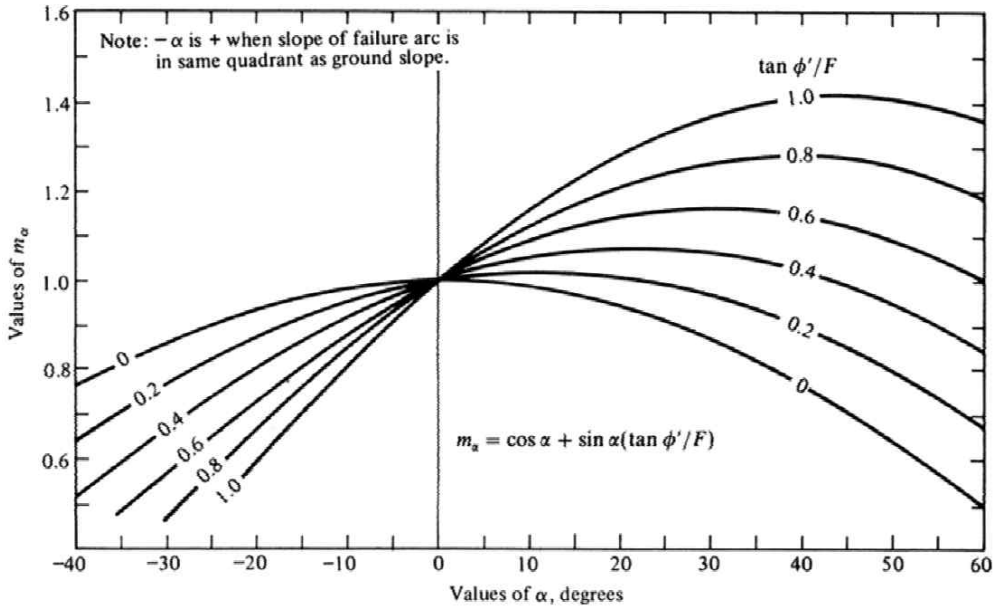


그림 2.20 m_α 를 구하는 도표(오희주, 2008)

2.7 상사법칙

어떤 물체에 또는 구조물 주변의 흐름의 상태, 또는 기계내부의 흐름의 상태를 추정하기 위해서 모형으로 실험을 하는 것은 편리하고 경제적이며 건전한 방법이다. 모형은 원형이 실제에 비해서 치수가 기하학적으로 작거나, 같거나, 또는 클 수도 있다. 모형에서 얻은 시험결과를 실물에 적용하기 위해서는 이들을 관계 지어주는 상사법칙(Law of Similarity)이 필요하다. 그림 2.21에서 두 물체 주변의 흐름은 어떤 조건하에서 역학적으로 상사가 된다.

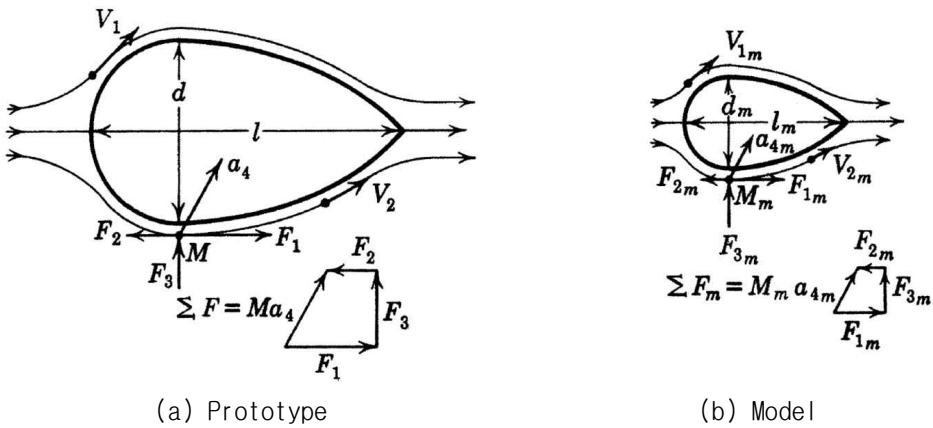


그림 2.21 두 물체 주변의 흐름에 따른 역학적 상사

역학적상사란 기하학적인 상사뿐만 아니라 작용하는 힘도 상사한다는 것을 뜻한다. 두 물체 주변의 흐름은 만약 그 물체의 형상이 기하학적으로 상사한다면 역학적으로 상사가 될 수 있다. 즉, 기하학적 상사는 역학적상사가 되기 위한 필요조건이다.

두 물체 주변의 흐름이 상사가 되기 위해서는 다음의 세가지 조건이 만족되어야 한다.

(1) 기하학적상사

실물과 모형의 대응하는 길이의 비가 일정하여야 한다. 그림 2.21에서 실물과 모형에서 치수비가 식(2.52)와 같다.

$$\frac{l}{l_m} = \frac{d}{d_m} = \lambda = const \quad (2.52)$$

기하학적 상사의 필연적인 결과로 대응하는 면적 및 체적의 비는 길의 치수비의 제곱 및 3승에 따라 각각 식 (2.53), 식 (2.54)과 같다.

$$\frac{A}{A_m} = \left(\frac{d}{d_m}\right)^2 = \left(\frac{l}{l_m}\right)^2 = \lambda^2 \quad (2.53)$$

$$\frac{V}{V_m} = \left(\frac{d}{d_m}\right)^3 = \left(\frac{l}{l_m}\right)^3 = \lambda^3 \quad (2.54)$$

(2) 운동학적상사

유선의 형상이 기하학적으로 상사이어야 한다. 즉, 실물과 모형의 모든 대응하는 두 점이 비례하는 시간에 기하학적으로 상사한 운동을 하여야 한다. 이 경우에는 대응하는 속도나 가속도의 분포상태는 상사가 된다. 실물과 모형의 시간의 비 즉, 시간축소율을 $t/t_m = C_t = const$ 라고 하고 각각의 속도를 V , V_m 이라 하면 식 (2.55)와 같다.

$$V_m = \frac{l_m}{t_m} \quad (2.55)$$

이므로 식 (2.66)과 같이 표현할 수 있다.

$$\frac{V}{V_m} = \frac{l/t}{l_m/t_m} = \frac{\lambda}{C_t} = const \quad (2.56)$$

같은 방법으로 각각의 가속도를 a , a_m 이라 하면, $a = \frac{V}{t}$, $a_m = \frac{V_m}{t_m}$ 이므로 식 (2.57)과 같다.

$$\frac{a}{a_m} = \frac{V/t}{V_m/t_m} = \frac{\lambda}{C_t^2} = const \quad (2.57)$$

(3) 역학적상사

실물과 모형의 모든 대응하는 두 점의 역학적으로 상사한 힘의 분포상태를 이루고 있어야 한다. 실물과 모형의 밀도 축소율을 $\rho/\rho_m = C_p = const$, 라고 놓으면 모든 대응하는 두 점에 작용하는 힘과 모든 대응하는 두 힘들 사이에는 식 (2.58)이 성립하여야 한다.

$$\frac{F}{F_m} = \frac{ma}{m_m a_m} = \frac{\rho l^3}{\rho_m l_m^3} \frac{\lambda}{C_t^2} = \frac{C_p \lambda^4}{C_t^2} = const \quad (2.58)$$

대응하는 유체의 질량 M 과 M_m 에 그림 2.21에 표시한 바와 같이 F_1, F_2 및 F_3 의 힘만이 작용한다고 가정한다.

$$\frac{F_1}{F_{1m}} = \frac{F_2}{F_{2m}} = \frac{F_3}{F_{3m}} = \frac{\Sigma F}{\Sigma F_m} \quad (2.59)$$

여기서 ΣF 과 ΣF_m 는 각각 식(2.60), 식(2.61)와 같다.

$$\vec{\Sigma F} = \vec{F}_1 + \vec{F}_2 + \vec{F}_3 \quad (2.60)$$

$$\vec{\Sigma F}_m = \vec{F}_{1m} + \vec{F}_{2m} + \vec{F}_{3m} \quad (2.61)$$

이며, 이 합력 ΣF 와 ΣF_m 를 관성력이라고 한다. 벡터선도의 특성에 의하면 식에서 4개의 대응하는 항 중에서 3개의 비가 같으면, 나머지 넷째에 대응하는 항의 비는 다른 셋사이의 비와 같아야 한다. 즉, 역학적상사는 작용하는 힘들의 수보다 하나 적은 수의 힘의 비를 등치함으로서 얻을 수 있다.

$$\frac{\Sigma F}{F_2} = \frac{\Sigma F_m}{F_{2m}}, \quad \frac{\Sigma F}{F_3} = \frac{\Sigma F_m}{F_{3m}} \quad (2.62)$$

한 유동장에 영향을 미칠 수 있는 힘들은 압력에 의한 힘 F_P , 점성력 F_V , 중력에 의한 힘 F_G , 탄성력 F_E , 표면장력 F_T 및 이들의 합력인 관성력 F_I 등이다. 이들 힘은 식 (2.63)~(2.68)과 같이 기본적인 관계로 일반화할 수 있다.

$$F_P = (\Delta p)A = (\Delta p)l^2 \quad (2.63)$$

$$F_V = u(dv/dy)A = u(V/l)l^2 = uVl \quad (2.64)$$

$$F_G = Mg = \rho l^3 g \quad (2.65)$$

$$F_E = EA = El^2 \quad (2.66)$$

$$F_T = \sigma l \quad (2.67)$$

$$F_I = Ma = \rho l^3 (V^2/l) = \rho V^2 l^2 \quad (2.68)$$

위의 힘들이 모두 작용할 때, 두 흐름이 역학적으로 상사가 되기 위해서는 모든 대응하는 점에서 대응하는 힘들의 비가 같아야 한다. 즉, 식(2.69)의 형태로 표시하면 다음의 5개의 식을 얻을 수 있다.

$$\left(\frac{F_I}{F_P}\right)_p = \left(\frac{F_I}{F_P}\right)_m, \quad \left(\frac{\rho V^2}{\Delta p}\right)_p = \left(\frac{\rho V^2}{\Delta p}\right)_m \quad (2.69)$$

$$\left(\frac{F_I}{F_V}\right)_p = \left(\frac{F_I}{F_V}\right)_m, \quad \left(\frac{Vl\rho}{u}\right)_p = \left(\frac{Vl\rho}{u}\right)_m \quad \text{또는} \quad \left(\frac{Vl}{\nu}\right)_p = \left(\frac{Vl}{\nu}\right)_m \quad (2.70)$$

$$\left(\frac{F_I}{F_G}\right)_p = \left(\frac{F_I}{F_G}\right)_m, \quad \left(\frac{V^2}{lg}\right)_p = \left(\frac{V^2}{lg}\right)_m \quad (2.71)$$

$$\left(\frac{F_I}{F_E}\right)_p = \left(\frac{F_I}{F_E}\right)_m, \quad \left(\frac{\rho V^2}{E}\right)_p = \left(\frac{\rho V^2}{E}\right)_m \quad (2.72)$$

$$\left(\frac{F_I}{F_T}\right)_p = \left(\frac{F_I}{F_T}\right)_m, \quad \left(\frac{\rho l V^2}{\sigma}\right)_p = \left(\frac{\rho l V^2}{\sigma}\right)_m \quad (2.73)$$

위 식은 모두 관성력에 대한 작용하는 힘들의 비이므로 무차원수 들이다.

2.8 강우재현 모형실험 사례

강우 재현 실험에 있어서 가장 중요한 장치인 강우재현장치에 대한 선행 연구들의 사례를 분석하고 강우재현시험장치의 경우 정확하게 자연현상을 모사한 경우는 없으며, 다만 유사한 환경조건을 통해 강우현상을 나타낼 수 있다. 강우재현 모형 실험을 통한 불포화 사면에 대한 연구는 1980년대에 국외에서부터 실시된 후 최근 국·내외에서 연구가 계속해서 진행되어 오고 있다. 지금까지 국·내외에서 강우재현 모형시험장치를 통해 수행된 연구사례들 중 대표적인 사례에 대해 간략히 기술하면 다음과 같다.

최근에 국내와 마찬가지로 중국과 인도 등 국외에서 강우재현장치를 이용한 연구가 활발하게 이루어지고 있다. 표 2.3은 강우재현장치를 이용한 선행연구 사례들이다.

표 2.3 선행 연구사례(계속)


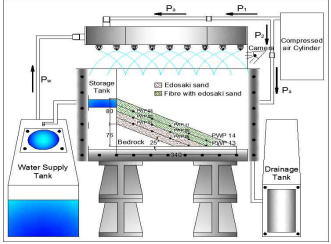
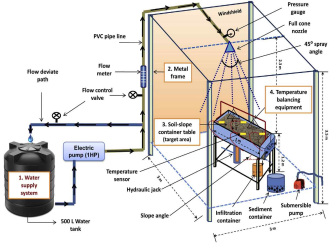
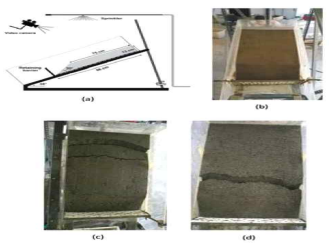
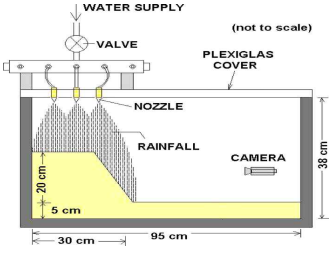
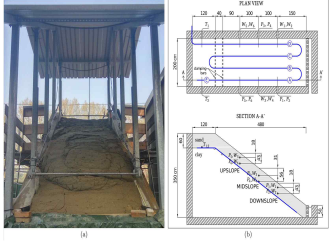

연구자	연구결과	실험장치
Egeli and Firat (2010)	<p>집중강우에 의한 강우강도를 고려하여 각 사면의 경사에 대비하여 사면붕괴 거동특성을 파악.</p> <p>표층토만을 모델링하여 집중강우에 대한 강우영향을 고려하여 실험</p>	
Suched et al (2016)	<p>토양사면에서 뿌리보강시스템의 지반공학 원심분리 및 수치 모델링을 수행.</p> <p>뿌리보강을 통해 빗물의 침투율 감소, 지하수면 응답지연, 토양 전단강도 증가 등을 유발.</p>	
Sushil et al (2019)	<p>포괄적인 강우 시뮬레이터를 설계하고 시뮬레이션 된 강우의 특성을 평가하여 이론적 모델을 제공을 통해 실험실에서 토양침식에 영향을 미치는 요인을 평가.</p>	
Lorella and Roberto (2019)	<p>강우로 인한 얇은 산사태의 유발과 이러한 현상의 영향을 받는 경사면의 불안정한 상태를 예측하기 위해 개발된 수학적 모델.</p>	

표 2.3 선행 연구사례

연구자	연구결과	실험장치
Ling et al (2009)	<p>경사면 불안정을 연구하기 위한 원심 분리기 모델링 기법을 사용.</p> <p>강우-지속시간 임계값 곡선, 국부 곡선이 테스트 슬로프에 대해 생성되었으며, 누적강우량이 보고된 현장관찰의 일부와 일치.</p>	
Schenato et al (2017)	<p>토양 수분 및 간극수압을 측정하여 산사태 진화의 여러 단계를 명확하게 식별하고 광학섬유 붕괴 전에 파괴의 전조징후를 감지할 수 있음을 확인함.</p>	
Arbanas et al (2020)	<p>강우로 인한 산사태 및 지진조건 및 1g 조건에서 이들의 조합에서 산사태 활성화 시 정적 및 주기적 거동에 대한 연구.</p>	

Lumb(1975)는 습윤대의 두께를 산출하여 비교하였으며, Soil-Water Interaction Modeling 시스템을 결과로 제안한 사면에 있어서 강우 영향 시 이로 인해 유수의 흐름이 사면에 미치는 영향을 모델링할 수 있는 방법을 제안하였다. 그림 2.22와 같이 사면의 각도를 변화시켜 가면서 집중 강우시 사면 거동과 이에 대한 안전도를 검토하였다.

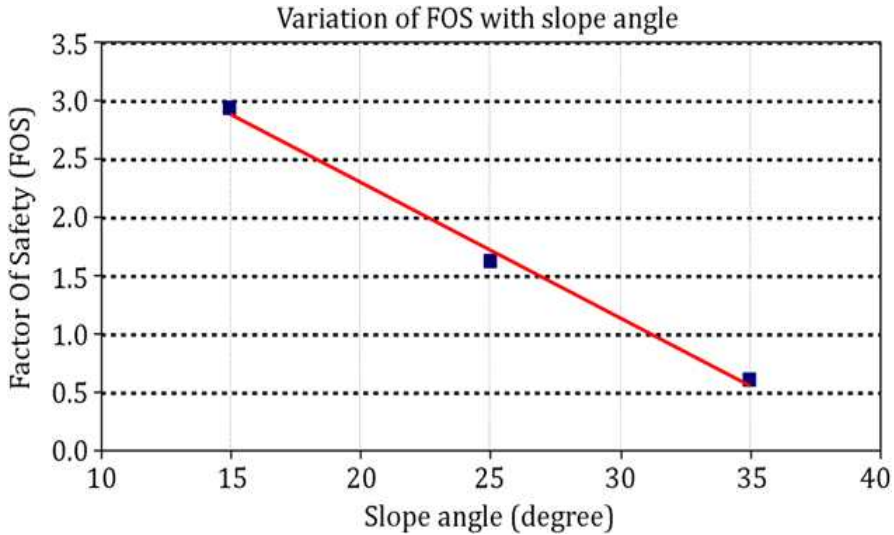


그림 2.22 Variation of FOS with slope angle
 (Egeli and Firat, 2010)

Sushil 등(2019)의 연구에서 강우재현 실험을 위한 강우 장치 성능평가를 실시하여 사면의 실내시험 및 모형시험 등을 위한 인공강우 재현 시스템 구축 방안에 대한 연구를 진행하였다. 강우입자 입경 및 강도에 따른 운동에너지 등 분석사례를 바탕으로 인공강우 재현을 위한 노즐 장치 선정 등의 기준을 제시하고 강우재현 실험에서 분사된 분사 액적의 운동에너지로 인하여 세류 침식이 발생하여 실제 강우와 다른 거동을 보인다.

강우재현 실험 위해서 액적 및 운동에너지 상사가 필요하며, 특히, 강우재현 시험을 위해서는 강우강도, 액적 크기, 액적 분산, 종말속도와 운동에너지 및 강우기간이 상사되어 표현되어야 한다. 액적 크기 분포는 강우재현 실험에서 매우 중요한 요소이며, 강우재현 시험기는 이러한 각 액적 크기 분포를 제공할 수 있어야 한다.

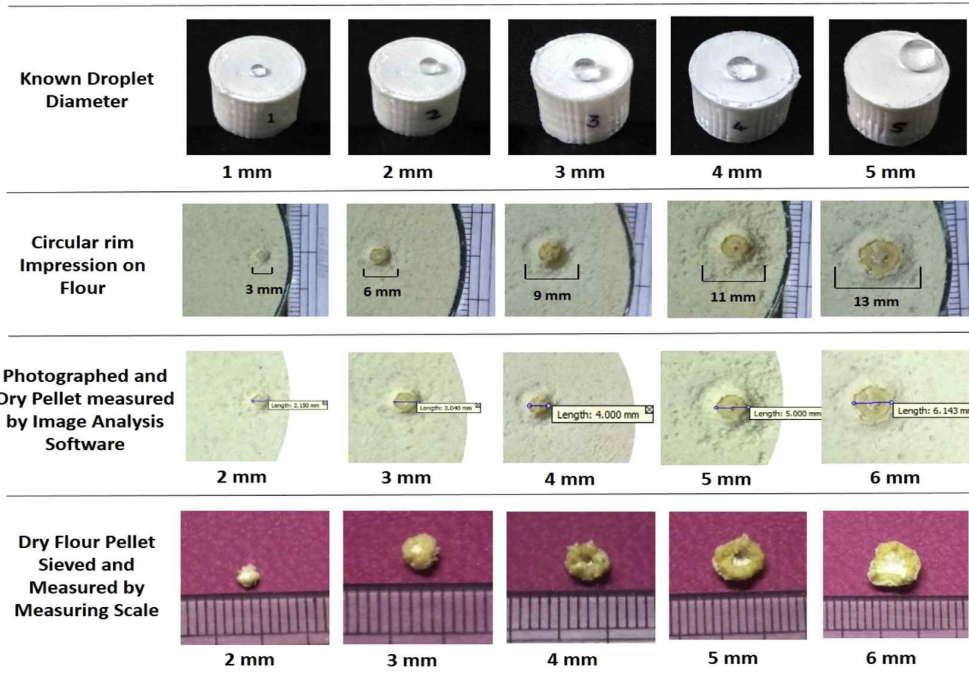


그림 2.23 Drop diameter calibration using flour pellet method (Sushil 등, 2019)

제 3 장 강우재현 실험 및 결과

3.1 강우재현 실험장치

3.1.1 강우에 대한 상사법칙

강우를 고려한 실험장치에서의 강우강도 $r(mm/hr)$ 를 하였다. 실험장치에서는 실물의 $1/N(25)$ 의 기하학적 상사모형이 $N(25)$ 의 실험장치를 설치한다. 모형지반은 실물과 같은 토질구성으로 제작됨을 가정하고, 실물과 모형의 상사의 법칙을 검토한다. 여기서 침차 p 는 실규모, 침차 m 은 $1/N(25)$ 의 축척모형을 나타낸다. 강우강도 $r(mm/hr)$ 은 속도의 차원을 갖는다. 실제 강우강도 r_p 와 모형에서의 강우강도 r_m 은 각각 식 (3.1)과 식 (3.2)로 나타내어진다.

$$r_p = \frac{R_p}{t_p} \quad (3.1)$$

$$r_m = \frac{R_m}{t_m} \quad (3.2)$$

여기서, R_p : 실제의 강우량(mm)
 R_m : 모형에서의 강우량(mm)
 t_p : 실제의 강우시간(hr)
 t_m : 모형에서의 강우시간(hr)

R_p 와 R_m 간에는 기하학적 상사의 관계로부터 식 (3.3)의 관계가 성립한다.

$$R_p = N \cdot R_m \quad (3.3)$$

다음으로는 지반내에서 물의 흐름을 Darcy의 법칙에 근거하여 t_p 와 t_m 의 관계를

검토한다. 실제의 유속 v_p 와 모형에서의 유속 v_m 은 각각 식 (3.4)와 식 (3.5)로 나타내어진다.

$$v_p = k_{sp} \cdot i_p \quad (3.4)$$

$$v_m = k_{sm} \cdot i_m \quad (3.5)$$

여기서, k_{sp} : 실제의 포화투수계수

k_{sm} : 모형의 포화투수계수

i_p : 실제의 동수구배

i_m : 모형의 동수구배

지반의 재료와 액체의 점성이 실물과 모형에서 같은 경우 $k_{sp} = k_{sm}$ 의 관계가 성립한다. 실제의 동수구배(i_p)와 모형의 동수구배(i_m)에 대하여 검토한다. i_p 와 i_m 은 식 (3.6)과 식 (3.7)의 관계가 성립한다.

$$i_p = \frac{\Delta h_p}{\Delta l_p} \quad (3.6)$$

$$i_m = \frac{\Delta h_m}{\Delta l_m} \quad (3.7)$$

여기서, Δh_p : 실제의 수두차

Δh_m : 모형의 수두차

Δl_p : 실제의 거리

Δl_m : 모형의 거리

실험장치에서는 모형과 실물에 있어 대응하는 수두차를 같게 할 수 있다. 즉, $\Delta h_p = \Delta h_m$ 이다. 그리고 거리에 대하여 기하학적으로 $\Delta l_p = N \cdot \Delta l_m$ 이다. 따라서 식 (3.8)의 관계가 얻어진다.

$$i_m = N \cdot i_p \quad (3.8)$$

이상으로부터, $k_{sp} = k_{sm}$ 과 식 (3.8)을 식 (3.4)와 식 (3.5)에 대입하면 식 (3.9)가 유도된다.

$$v_m = N \cdot v_p \quad (3.9)$$

그리고 시간에 대해서는 식 (3.10)의 관계가 성립한다.

$$t_p = N^2 \cdot t_m \quad (3.10)$$

따라서 식 (3.10)을 식 (3.1)과 식 (3.2)에 대입하면 강우강도(r)는 식 (3.11)의 관계가 성립한다.

$$r_m = N \cdot r_p \quad (3.11)$$

이상과 같이 강우를 고려한 시험장치의 강우재현의 상사법칙은 표 3.1과 같다.

표 3.1 강우재현을 위한 시험장치의 상사법칙

구분	k_{sp}/k_{sm}	R_p/R_m	r_p/r_m	t_p/t_m
축척	1	N	$\frac{1}{N}$	N^2
본 연구	1	25	$\frac{1}{25}$	25^2

3.1.2 모형강우 규모의 결정

본 연구에서는 간극유체로서 물을 사용하였으며, 강우재현 실험장치에 의해 실험을 수행하였다. 본 실험에서 실제규모 담양지역 2020년 7월 20일 ~ 8월 7일까지 누적강우량은 464mm이고 8월 8일 일 강우량은 413.0mm였다. 2020년 7월 20일 ~ 8월 7일까지 19일 평균 강우강도는 1.02mm/hr이며, 모형에서의 강우강도는 25.44mm/hr로 계산된다. 8월 8일 일강우량은 413mm이며, 일평균 강우강도는 17.21mm/hr이다. 강우조건을 모형에서는 강우강도(r_m) 430.2mm/hr, 강우시간(t_m) 138.24sec로 실제 2020년 8월 8일 담양지역에 내린 일강우량에 대한 것으로 설정하였다. 하지만 저수지 사면이 파괴될 때의 시간당 강우량을 고려하여, 강우재현 실험장치를 표 3.2와 같이 설계하였다.

표 3.2 강우재현 실험장치의 실험조건 변수

구분	7월 20일 ~ 8월 7일 (464mm, 19일)		8월 8일(413mm, 1일)			
	일평균		일평균		5시간 평균	
	실제 (Proto-type)	모형 (Model)	실제 (Proto-type)	모형 (Model)	실제 (Proto-type)	모형 (Model)
강우강도, r (mm/hr)	1.02	25.44	17.21	430.2	52.2	1,305
강우시간, t_e	24(hr)	138.24 (sec)	24(hr)	138.24 (sec)	5(hr)	28.8(sec)

3.1.3 빗물방울의 낙하속도

강우재현 실험장치에서 강우재현에서는 빗물방울의 낙하 충격력에 의한 침식 발생을 방지할 필요가 있으며, 이를 위해서는 강우재현 실험장치의 빗물방울의 입경을 충분히 작게 할 필요가 있다.

빗물방울은 공기저항을 받으면서 낙하하므로 그 속도는 일정한 값에 수렴한다. 이러한 속도의 수렴치를 종속이라고 한다. 일반적으로 빗물방울이 클수록 종속도 커진다. 종속은 식(3.12)에 의해 근사적으로 구해지는 것으로 알려져 있다. 여기서 U 는 종속(cm/sec)이며, D 는 물방울의 직경(cm)이다(Atlas and Ulbrich 1977).

$$U = 1,767 \cdot D^{0.67} \quad (3.12)$$

표 3.3은 실제 강우양상과 빗물방울의 입경의 관계를 나타낸다.

표 3.3 빗물방울의 직경(Ikeuchi, 2009)

Dry fog	Fine mist	Fine drizzle	Light rain	Rain to squall
under $10\mu m$	$10\mu m$ to $100\mu m$	$100\mu m$ to $300\mu m$	$300\mu m$ to $1,000\mu m$	over $1,000\mu m$ (1mm)

호우시에 있어 빗물방울의 평균입경은 1mm 이상임을 알 수 있다. $D=0.1cm$ 을 식 (3.12)에 대입하면 실제 빗물방울의 종속 U_p 는 $377.8(cm/sec)$ 로 구해진다. 다음으로는 강우재현 실험장치에서의 종속을 빗물방울의 입경을 고려하여 계산한다. 빗물방울의 직경이 $1\sim 40\mu m$ 에서의 종속의 이론해는 식 (3.13)으로 구할 수 있다.

$$U = C_{sc} \cdot \frac{2r^2g(\rho_w - \rho_a)}{9\eta_a} \quad (3.13)$$

여기서, C_{sc} : Cunningham의 보정계수

- r : 빗물방울의 반경
- ρ_w : 물방울의 밀도
- ρ_a : 공기의 밀도
- η_a : 공기의 점성계수

강우재현 실험장치에서 재현하는 모의 강우에 있어 다음과 같은 조건을 가정하여 종속계산치(U_c)를 구하였다. 모형내의 빗물방울의 반경(r)은 실제 빗물방울의 1/25인 $40\mu\text{m}$ 라고 하면, C_{sc} 는 1.01이다. ρ_w 의 값은 $1,000\text{kg}/\text{m}^3$, ρ_a 의 값은 $1.1\text{kg}/\text{m}^3$, η_a 의 값은 $1.818 \times 10^{-4}\text{g}/\text{cm}/\text{sec}$ 이다. 중력가속도는 1g 로 한다.

계산 결과, (U_c)의 값은 $4.93(\text{cm}/\text{sec})$ 가 된다. 실제 빗물방울과 강우재현 실험장치내 빗물방울의 낙하속도의 비는 식 (3.14)와 같이 76.63으로 구해진다. 따라서, 강우재현 장치의 빗물방울의 입경을 작게 함에 따라 충돌시의 속도를 충분히 줄일 수 있다.

$$\frac{U_p}{U_{c50}} \cong 76.63 \quad (3.14)$$

3.1.4 강우에 의해 지반표면에 작용하는 압력

실제 지반에 작용하는 압력(P_p)과 모형지반에 작용하는 압력(P_m)은 각각 식 (3.15)와 식 (3.16)에 의하여 나타내어진다.

$$P_p = \rho_p U_p^2 \quad (3.15)$$

$$P_m = \rho_m U_m^2 \quad (3.16)$$

여기서, ρ_p : 실제 대기중의 강우밀도

ρ_m : 강우재현 실험장치에서의 강우밀도

강우재현 실험장치에서 P_m 과 P_p 가 같아지기 위해서 필요한 빗물방울의 종속 (U_{mr})을 검토한다. 여기서, 단위시간당 강우밀도의 비와 강우강도의 비가 같으면 식 (3.17)의 관계가 성립한다고 가정한다.

$$\frac{\rho_m}{\rho_p} = \frac{r_m}{r_p} \quad (3.17)$$

즉 강우를 고려한 강우재현 실험장치에서는 식 (3.18)의 관계가 유도된다.

$$\frac{\rho_m}{\rho_p} = N \quad (3.18)$$

따라서, 강우재현 실험장치에서 $P_p = P_m$ 으로 하기 위하여 필요한 U_{mr} 의 값은 식 (3.19)로 나타내어진다.

$$\frac{U_p}{U_{mr}} = \sqrt{\frac{\rho_m}{\rho_p}} \cong 5 \quad (3.19)$$

식 (3.14)와 식 (3.19)의 비교로부터 강우재현 실험장치에서는 빗물방울의 직경을 $40\mu\text{m}$ 으로 설정함에 의해 거의 $P_p = P_m$ 이 재현 가능한 낙하속도를 발생한다.

3.1.5 강우재현 실험장치의 분무 노즐 설계

강우재현 실험장치의 강우재현에서는 빗물이 지반에 낙하하였을 때의 그 충격에 의해 파괴시키지 않은 수준으로 저감시킬 필요가 있다. 이를 위해서는 다음의 조건을 만족시켜야 한다.

모형강우의 빗물방울의 입경이 $(1000/N)\mu\text{m}$ 정도 즉 본 연구에서는 $40\mu\text{m}$ 정도를 재현할 수 있어야 한다.

빗물방울의 발사속도를 작게 해야 하며 또한, 물을 사용하는 실험에서는 모형의

강우강도(r_m)로 $N \cdot r_p$ 의 값이 요구되며, 본 실험에서는 7월 20일 ~ 8월 7일까지의 평균 강우강도 r_m 은 25.44mm/hr이며, 8월 8일 5시간 평균 강우강도 r_m 은 1,305mm/hr이다. 따라서 대량의 미소한 미스트(Mist)를 모형토조 내에 재현하여 이를 가능한 균일하게 부가할 필요가 있다. 이들 조건을 만족하는 모형강우를 재현하기 위해 본 연구에서는 미세분사용노즐(PJ/P)을 사용하였다. 이 노즐은 40 μ m이하의 미스트를 발생시킨다.

노즐의 형식의 선정에는 기존 연구에서 나타난 사면의 충격적 파괴를 막기 위하여 입경 d 의 감소를 중요조건으로 하였다. 이와 동시에 빗물방울의 처음 속도를 작게 하기 위하여 수압(P_w)을 최대한 작게 설정할 필요가 있었다. 그 결과, 본 연구에서는 미세분사용노즐(PJ/P) 시리즈 중 PJ/P20와 PJ/P48을 실험에 이용하기로 하였다. 이 노즐에 공급하는 압력은 선행강우(7월 20일~8월 7일) 시 수압(P_w)을 1kg/cm²로 결정하여 액체 9.18 L/hr의 유량을 분사하며, 파괴강우(8월 8일, 5시간) 시 수압(P_w)을 5kg/cm²로 결정하여 액체 122.4 L/hr의 유량을 분사한다. 이 노즐의 분무성능은 표 3.4에 나타내었다.

표 3.4 미세분사용노즐 : PJ/P(세진노즐)

● Flow Rates and Dimensions

Impingement, 90° Spray Angle, 1/8" or 1/4" Pipe Sizes, BSP or NPT

숫나사 파이프 사이즈	노즐 번호	K 계수	유량(l/min)									오리 피스 직경 (mm)	노즐치수(mm)			노즐 무게 급속 (g)
			1	2	3	5	7	10	20	30	A		B	C		
			kg/cm ²													
1/4	P20	0.153	0.153	0.216	0.264	0.341	0.404	0.483	0.683	0.836	0.508	50.8	16.0	310	57	
	P24	0.228	0.228	0.322	0.395	0.510	0.603	0.721	1.02	1.25	0.610			380		
	P28	0.296	0.296	0.419	0.513	0.662	0.784	0.937	1.32	1.62	0.711			460		
	P32	0.410	0.410	0.580	0.710	0.917	1.09	1.30	1.83	2.25	0.813			530		
	P40	0.638	0.638	0.902	1.11	1.43	1.69	2.02	2.85	3.49	1.02			610		
	P48	0.912	0.912	1.29	1.58	2.04	2.41	2.88	4.08	4.99	1.22			690		
	P54	1.21	1.21	1.71	2.09	2.70	3.20	3.82	5.40	6.62	1.37			760		
	P66	1.71	1.71	2.42	2.96	3.82	4.52	5.40	7.364	9.36	1.68			910		
	P80	2.46	2.46	3.48	4.26	5.50	6.51	7.78	11.0	13.5	2.03			1200		
	P120	5.54	5.54	7.83	9.59	12.4	14.7	17.5	24.8	30.3	3.05			1500		

다음으로는 이 조건에 근거하여 노즐의 필요 분수를 구하였다. 모형토조의 규격은 폭×깊이×길이 = 0.7×0.95×1.3m으로 평면 투영면적은 9,100cm²이 된다. 이 값을 선행강우 시 목표 강우강도인 25.44mm/hr(≅2.6cm/hr)에 곱하여 필요분무량(S_{rm})을 산정한 뒤, 수압(P_w) 1kg/cm²일 때의 분무량(S_e)인 9.18L/hr로 나누어 노즐의 필요분수를 계산하였다. 식 (3.20) 및 식 (3.21)에 나타낸 계산과정을 통하여, 노즐의 분수를 결정하였으며, 파괴강우 시 목표 강우강도인 1,305mm/hr(≅131cm/hr)에 투영면적을 곱하여 식 (3.22) 및 식 (3.23)에 나타난 계산과정을 통하여, 노즐 분수를 10분으로 결정하였다.

$$S = 2.6\text{cm/hr} \times 9,100\text{cm}^2 = 23,660\text{cm}^3/\text{hr} \cong 23.7\text{L/hr} \quad (3.20)$$

$$S = 9.18\text{L/hr} \rightarrow PJ/P20 \text{ nozzle} : 23.7/9.18 \cong 3\text{분} \quad (3.21)$$

$$S = 131\text{cm/hr} \times 9,100\text{cm}^2 = 1,192,100\text{cm}^3/\text{hr} \cong 1,192\text{L/hr} \quad (3.22)$$

$$S = 122.4\text{L/hr} \rightarrow PJ/P48 \text{ nozzle} : 1,192/122.4 \cong 10\text{분} \quad (3.23)$$



그림 3.1 강우 분사를 위한 물탱크의 설치

그림 3.2와 같이 강우 분사를 위한 물탱크의 설치장면을 나타내었다. 본 실험에서 노즐과 물탱크의 수면이 일치하도록 물탱크를 설치하여, 컴프레서의 압력조절밸브에 의해 선행강우 및 파괴강우 시 제어된 수압(P_w)을 각각 $1\text{kg}/\text{cm}^2$, $5\text{kg}/\text{cm}^2$ 으로 강우 노즐에 그대로 공급되도록 하였다. 목표 강우강도는 강우재현 실험장치에서 선행강우 및 파괴강우 시 각각 $25.4\text{mm}/\text{hr}$, $1,305\text{mm}/\text{hr}$ 이며, 강우 분사시간은 model scale로 각각 138.24sec, 28.8sec로 설정하였다.

그림 3.2는 본 연구에 사용된 소형 계량컵의 배치 상황을 나타내며, 총 10개의 소형 계량컵을 배치하였다. 본 연구에서 사용된 10개의 계량컵의 집수량으로부터 계산된 선행강우 시 강우강도의 평균치는 $25.6\text{mm}/\text{일}$ 로 나타나 목표 강우강도인 $24.48\text{mm}/\text{일}$ 에 대단히 근접하였고, 파괴강우 시 강우강도의 평균치는 $53.8\text{mm}/\text{hr}$ 로 나타나 목표 강우강도인 $52.2\text{mm}/\text{hr}$ 에 대단히 근접함을 알 수 있었다.



그림 3.2 강우분포 계량을 위한 소형 계량컵 배치

3.2 강우재현 실험장치를 이용한 실내실험

3.2.1 실험장치

강우재현 모형실험은 그림 3.3과 같은 실험장치를 제작하여 실시하였다. 실험장치는 크게 모형사면을 축조할 수 있는 모형토조(폭×깊이×길이=70×95×130cm)와 강우강도에 따라 인공강우를 재현할 수 있는 강우재현장치와 간극수압을 측정할 수 있는 계측기로 구성되어 있다. 그림 3.5는 강우재현장치의 개략적인 모식도를 나타낸 것이다.

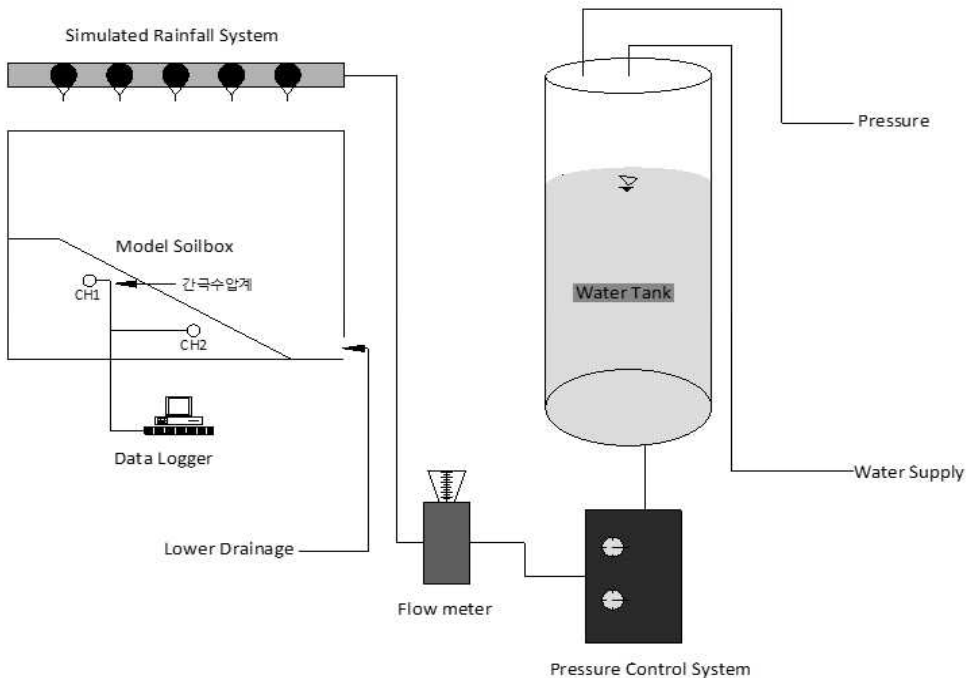


그림 3.3 강우재현 모형실험장치 모식도

모형사면(폭×높이×길이=70×50×110cm)은 저수지 사면을 형상화하여 우측 벽면 하부로 배수가 가능하게 구성하였다. 유량계에서 강우강도를 고정하면 공기압에 의해 유량만큼 물이 저수조를 통해 강우재현장치로 이동하여 인공강우를 재현할 수 있다. 모형저수지의 제방 상부와 하부에 간극수압계를 설치하여, 계측값이 데이터 로거에 연결되어 있어, 컴퓨터로 실시간 계측이 가능하도록 구성하였다.

(1) 모형토조

모형토조는 모형사면을 모사할 수 있도록 강판과 아크릴로 제작하여 실험 중 토조의 내부를 육안으로 관찰할 수 있도록 하였다. 모형토조의 전면에는 구멍 1.0cm의 구멍을 8.8cm 간격으로 뚫어 인공강우에 따른 배수가 되도록 하였다. 다음은 그림 3.4와 그림 3.5는 본 연구를 위해 제작된 모형토조의 실물과 상세도를 나타낸 것이다.



그림 3.4 모형토조

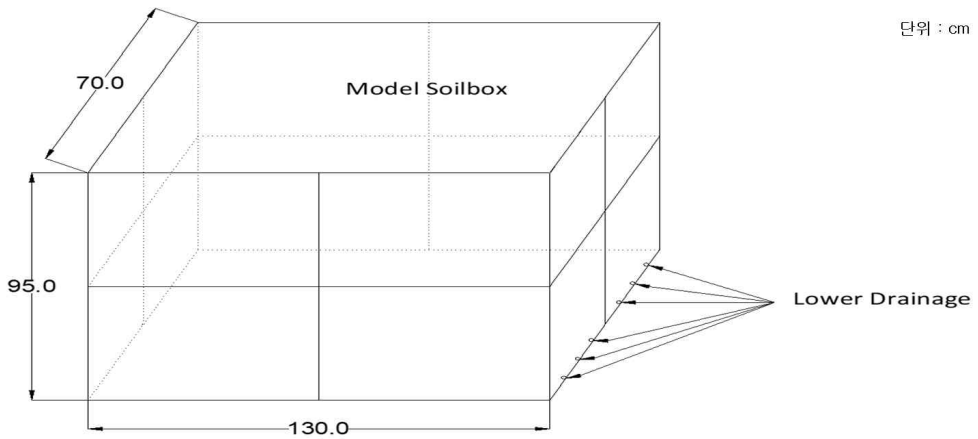


그림 3.5 모형토조의 상세도

(2) 강우재현장치

강우재현장치는 크게 강우조절장치와 저수조, 노즐과 유량계로 구성되어 있다. 상사비를 근거로 $40\mu\text{m}$ 이하의 빗방울을 재현할 수 있는 노즐을 사용하였으며, 실제의 강우량을 재현하기 위해 10개의 노즐을 그림 3.6과 같이 설치하였다.

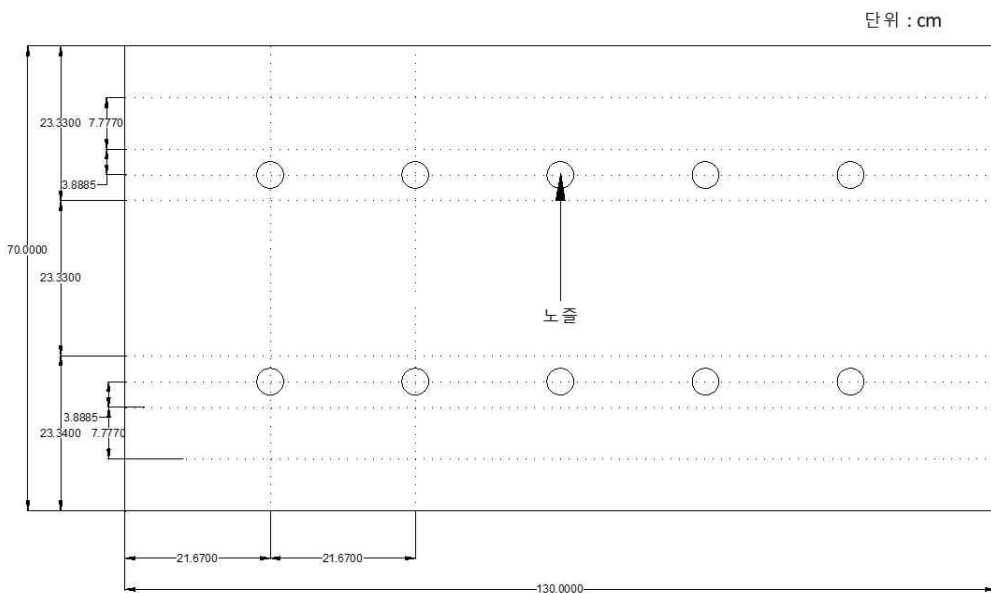
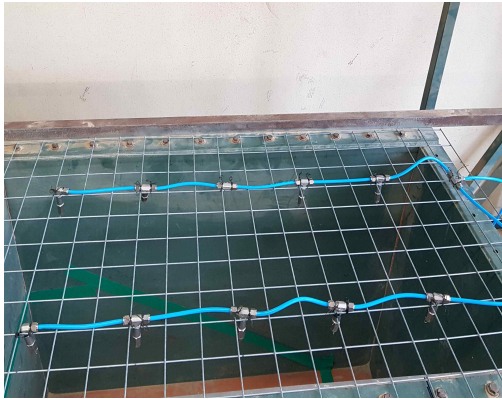


그림 3.6 노즐 설치 위치 상세도

강우조절장치는 다양한 강우강도를 재현할 수 있도록 제작되었으며, 강우 저수조로부터 유량계를 통과한 강우는 노즐을 통하여 분사되어 저수지 사면에 재현되게 된다. 그림 3.7은 본 연구에 사용된 강우재현장치를 나타낸 것이다.



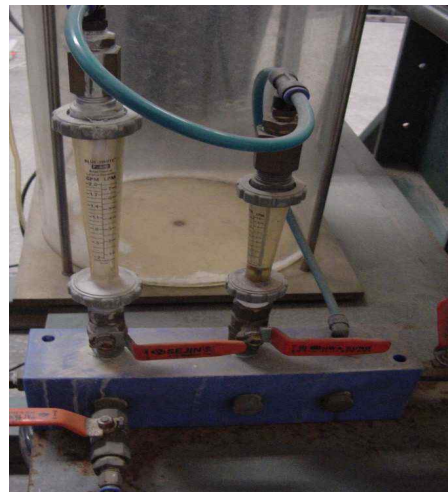
(a) 분사노즐



(b) 강우조절장치



(c) 저수조



(d) 유량계

그림 3.7 강우재현장치

강우량을 보내는 저수조(지름×높이=30×100cm)는 두께 1cm의 투명 아크릴 재질의 원통으로 제작하였으며, 저수조의 상부에는 급수를 위한 밸브, 하부에는 강우를 재현하기 위한 밸브를 설치하였다. 밸브의 개폐를 통해 수조 내의 수위를 조절할 수 있으며, 강우 재현 시 고르게 강우를 재현하기 위해 공기압을 통해 강우강도를 조절할 수 있도록 제작하였다. 저수조에서 공급되는 물을 강우재현장치에 보내기 전에 강우재현장치가 일정한 강우강도를 재현할 수 있도록 유량계를 설치하였다. 유량계는 일정한 유량을 강우재현장치에 보내게 되고 노즐을 통해 그 유량을 사면에 공급하게 된다.

(3) 간극수압 계측기

모형사면의 선행강우 및 파괴강우 재현시 발생하는 간극수압의 변화를 측정하기 위하여 설치하였다. 측정원리는 다이어그램에 고정된 진동현과 하우징으로 구성되어 있으며, 수압변화에 따라 다이어그램에 편차를 일으키면 진동현의 변화에 따른 공진주파수를 이용하여 간극수압을 측정한다.

3.2.2 강우재현 실내실험 준비

본 연구에서 강우재현실험을 실험조건 별로 다음과 같은 순서에 따라 반복 실시하였다. 그림 3.8은 실시된 강우재현실험의 전반적인 과정을 나타낸 것이다.

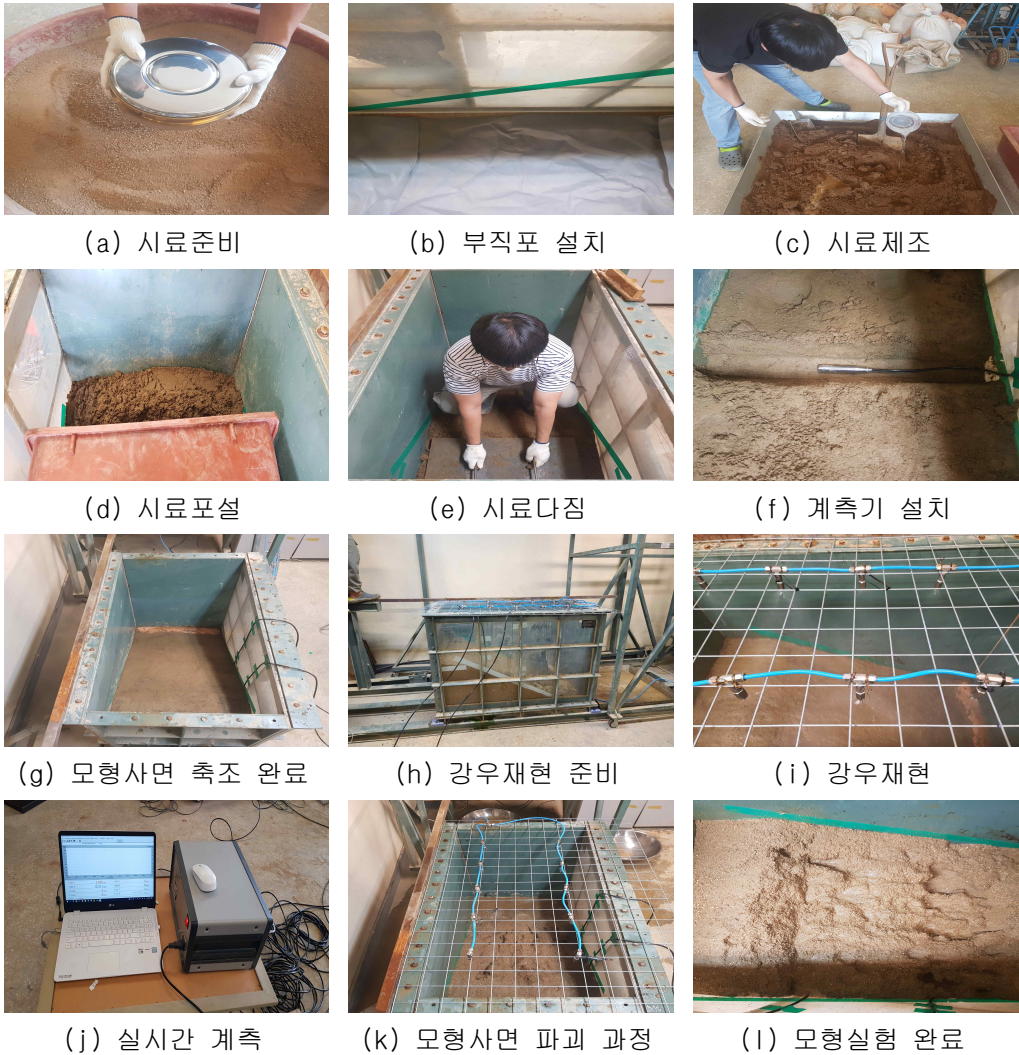


그림 3.8 강우재현실험 수행과정

(1) 실험조건에 따른 모형사면 재현 및 계측기 설치

토사유출을 방지하기 위해 실험토조 저부 및 전면부에 부직포를 설치하고 A저수지 외제사면에서 채취한 시료를 시험 전 건조로에서 24시간이상 건조시켰다. 건조된 시료는 다짐시험에서 얻은 습윤축 95%, 함수비(17.8%)로 조제하여 다짐도 95%로 실험토조에 모형사면을 성형하였다. 모형사면을 길이와 깊이에 따라 간극수압계 2개를 설치하였다. 간극수압계 상세설치 위치는 그림 3.9와 같다.

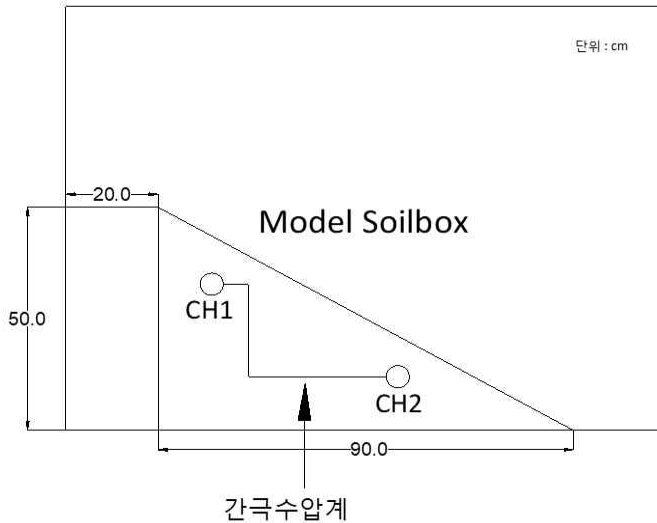


그림 3.9 간극수압계 상세 위치도

(2) 강우재현

유량계를 조절하여 본 연구에 계획된 소정의 강우강도로(2020년 7월 20일 ~ 8월 7일, 19일) 선행강우를 재현했으며, 8월 8일 파괴시에는 5시간 평균 강우강도(52.2mm/hr)를 사용하여 모형실험을 실시하였다.

실험토조에 흙을 성토하고 다짐작업을 실시하였으며, 사용재료의 토질시험결과는 각각 표 3.5~3.7과 같다.

표 3.5 실험재료의 분류

시료	Atterberg Limits			수직방향 투수계수 (cm/sec)	비중 (g/cm ³)	분류
	액성한계 (LL%)	소성한계 (PL%)	소성지수 (PI%)			
A저수지 (외제성토)	28.50	17.92	10.58	4.07×10^{-6}	2.686	SC

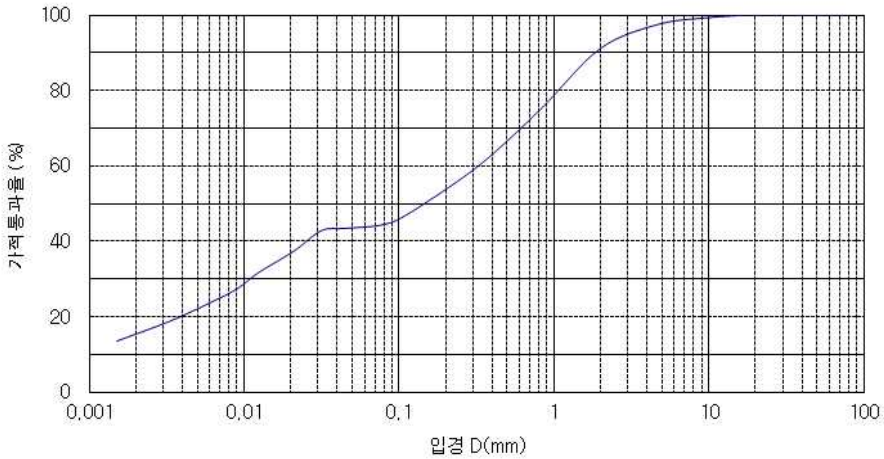


그림 3.10 입도분포곡선

표 3.6 입도분포시험 결과

시료	입도(%) Grain - size Percent					
	Clay (<0.005mm)	Silt (0.005 ~ 0.074mm)	Sand (0.074 ~ 4.76mm)	Gravel (4.76 ~ 76.2mm)	Cobble (76.2 ~ 127mm)	Oversize (127mm<)
A저수지 (외제성토)	22.0	22.1	53.3	2.5	-	-

표 3.7 실험재료(흙)의 삼축압축 시험표

시료	유효응력 Effective Stress		포화		건조 단위 중량 γ_d (kN/ m ³)	습윤 단위 중량 γ_{wet} (kN/ m ³)	포화 단위 중량 γ_{sat} (kN/ m ³)	수직 방향 투수 계수 k (cm/se c)	다짐 율 (%)	습윤 수비 w (%)
	점착 력	내부 마찰 각	점착 력	내부 마찰 각						
	C_{wet} (kPa)	ϕ_{wet} (°)	C_{sat} (kPa)	ϕ_{sat} (°)						
A저수 지 (외재 성토)	5.10	28	13.1	4	17.55	20.67	21.01	4.07E- 06	95	17.8

3.2.3 실내실험 결과

실험 결과를 시간에 따라 변화하는 사면 형상을 중심으로 간극수압 변화와 함께 관찰 하였다.

그림 3.11과 같이 실험 시작 35초 후 좌측사면 하부부터 붕괴가 진행하면서 세류 침식으로 인한 균열이 진전되어 파괴 거동을 보였다. 실험시작 40초 경과 우측사면 하부도 붕괴가 발생하였으며, 실험시작 50초 경과 상부 사면 좌/우 사면 붕괴가 발생하였다.



그림 3.11 강우재현 실험 사면파괴 결과

2020년 7월 20일 ~ 8월 7일, 19일 선행강우로 인하여 습윤대를 형성하였으며, 8월 8일 파괴강우 시 강우재현에 따라 간극수압이 지속적으로 상승하였고, 사면파괴에 이르는 순간 간극수압이 최고치에 달하였다. 이는 파괴 직전의 사면 내부 수분과 표층에서부터 침윤선과 만나서 형성된 것으로 판단된다.

그림 3.12와 같이 모형토조에서 사면파괴 깊이는 9.0~11.0cm으로 상사비를 적용하면 2.25~2.75m으로 실제 A저수지 사면파괴 깊이 2.30m로 실내시험 결과와 유사하게 나타났다.



그림 3.12 실내시험결과 사면파괴 깊이 측정

간극수압계를 이용하여 붕괴시까지 간극수압을 측정하였다. 그림 3.13과 같이 변화하였다. 강우재현에 따라 사면내 간극수압이 점차적으로 증가하다가 사면 붕괴시 토사와 간극수압이 빠져나오면서 간극수압이 감소하는 경향을 확인할 수 있다.

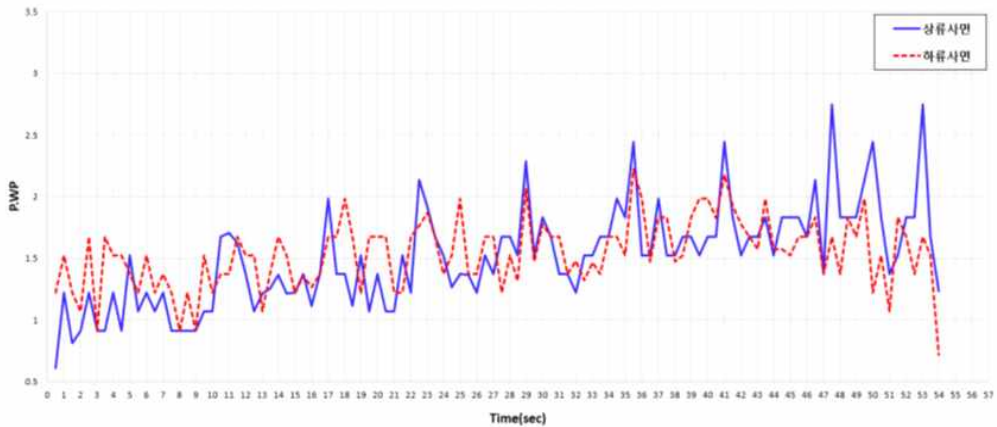


그림 3.13 강우재현실험 사면 위치별 간극수압

위 내용으로 미루어보아 실내 축소모형실험에서의 결괏값이 현장에서의 사면 파괴 깊이와 상사법칙상 유사한 두께인 2.3m 정도로 유사한 결괏값을 보이며, 간극수압이 감소하는 시점이 사면파괴가 일어나는 시점이고 그때의 파괴 두께가 실제 사면슬라이딩의 깊이와 같음을 이야기한다.

이는 상사법칙을 고려한 분사노즐에서의 물의 양과 실제강우의 양이 유사하고, 상사법칙을 고려한 분사노즐에서의 분사시간과 실제강우기간이 유사함을 이야기한다. 따라서 본 연구결과를 통해 실제 저수지 현장지반에 대해 강우강도를 고려한 실내 축소모형 실험이 가능하며, 이를 통해 실제 파괴깊이와의 상관관계를 증명할 수 있음을 나타낸다.

또한, 그림 3.14와 같이 4장에서 언급할 수치해석상 습윤대의 두께와 상관관계를 통하여 실제 지반의 거동, 축소모형실험, 수치해석의 관계의 신뢰도를 확인할 수 있다.

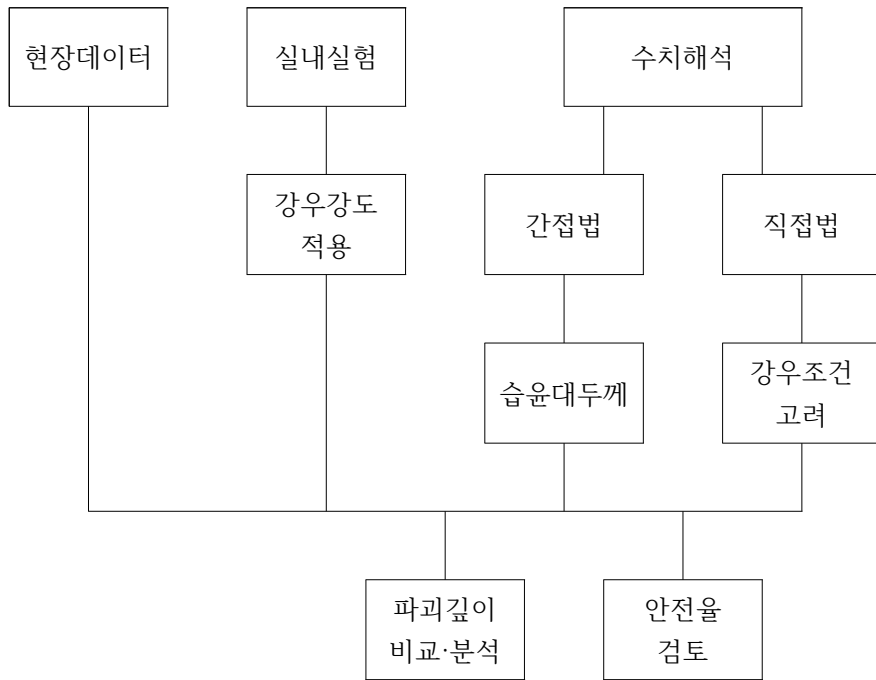


그림 3.14 저수지 사면의 파괴깊이 검토에 대한 흐름도

제 4 장 침투/사면안정 평가를 위한 수치해석

4.1 개요

강우시 제내측의 수위는 평수위에서 홍수위로 상승하며, 제외측 사면에서는 강우 침투가 발생하여 제체 내부의 지하수위 및 지반상태가 수시로 변화한다. 사면안정 단일해석 시에는 이와 같은 간극수압 특성을 명확하게 구현하는 데 한계가 있으며, 정확한 안전율을 평가하는 것이 불가능하다. 따라서, 강우시 사면안정을 평가하기 위해서는 강우조건별 침투해석을 통해 제체 내부의 간극수압을 명확하게 구현하고 사면안정과 연계하여 해석을 수행하여야 한다.

본 연구에서는 Geo-studio사의 Slope/W와 Seep/W를 이용하여 침투-사면안정 연계해석을 통한 강우 시 사면파괴의 원인 및 메커니즘을 규명하고자 하였다. 해석결과와 실제 현상과의 대조를 통해 수치해석의 유효성을 검증하였다.



그림 4.1 해석 프로그램(Geo-Studio, 2021)

4.1.1 모델링

그림 4.2와 같이 OO저수지는 전남 담양군 고서면 OO리 일원에 위치하고 있으며, 2020년 8월 8일 오전에 저수지-외제사면에서 활동과파가 발생하였다.

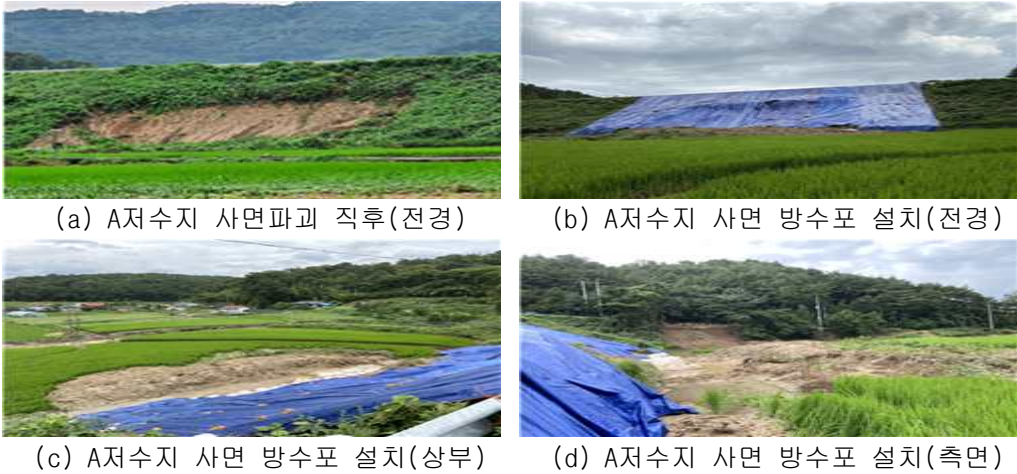


그림 4.2 A저수지 붕괴 현장

경계조건의 경우 침투해석에서는 저수지위 수위조건만 고려하기 때문에 상류사면의 수위높이까지 수위선을 고려하였으며, 유한요소해석법을 적용하여 상류사면과 하류사면에서의 침윤선의 경향을 확인하고자 하였다.

침투해석의 결과를 연계하여 사면안정해석을 수행하였으며, 사면안정해석의 경우 mohr-coulomb모델을 고려한 흙의 강도정수를 적용한 후, 실내실험과 설계시 반영된 지반의 물성값을 반영하였다.

그림 4.3은 해석수행을 위한 경계조건의 모식도를 나타낸 것이다.

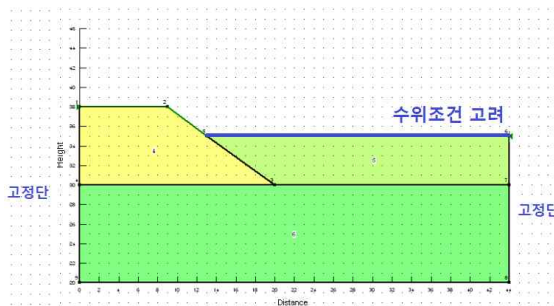


그림 4.3 경계조건

본 저수지는 한국농어촌공사에서 관리하고 있는 농업기반 2종 시설물(농어촌정비법)로 제체 길이 107m,저수량은 16.5만톤의 규모이며 상세 제원은 표 4.1과 같다.

표 4.1 A저수지의 제원

유역 면적 (ha)	수혜 면적 (ha)	유역 배율	홍수 면적 (ha)	만수 면적 (ha)	사수 면적 (ha)	홍수 위 (EL, m)	만수 위 (EL, m)	사수 위 (EL, m)	댐마 루 표 고 (EL, m)
250	117.8	2.4	4.84	4.66	-	101.0	100.0	93.0	102.78
저수량			제체				사면기울기		
단위 저수량 (mm)	총 저수량 (천 m ³)	유효 저수량 (천 m ³)	형식	높이 (m)	길이 (m)	댐마루 폭 (m)	상류측 (1:n)	하류측 (1:n)	
203	165.62	165.62	필댐 (존형)	12.5.0	107.0	4.0	2.5	2.3	
설계 홍수량 (m ³ /s)	여수토				방수로				
	형식	높이 (m)	월류수 심 (m)	연체길 이 (m)	재료	형식	길이 (m)	평균폭 (m)	
18.0	측수로형	1.8	1.0	22.3	콘크리트	슈트식	67.0	3.0	

저수지 사면은 평상시 제내지는 평수위를 유지하며, 제외지는 제체 중앙의 코어부와 제체 선단부의 사면을 통해 배수가 진행되어 제체 하부의 연암 상단에 지하수위가 분포한다. 우기시에는 강우가 지속됨에 따라 제내지의 수위가 평수위에서 홍수위로 변화하며, 동시에 제외측 사면부의 강우에 의해 제체 내부의 수위도 변화하게 된다. 따라서 제체 내부의 초기 지하수위 구현을 위해 상시 조건에 대해 선행

검토한 후 우기시 조건에 대해 해석을 수행하여야 한다. 이때 제내지 수위는 강우에 따른 저수량을 명확하게 구현하는데 한계가 있으며, 코어부의 영향으로 제체 내부 및 제외층 사면부에 직접적인 영향을 미치지 않는다. 따라서 제내지에 홍수위를 우선 적용한 후 다음 단계에서 제외층 사면에 강우를 구현하는 단계로 구분하여 해석을 수행한다.

강우시 사면안정성을 검토하는 방법으로는 다음과 같이 3가지 방법이 주로 사용된다. 첫 번째 방법은 지하수위를 지표면에 위치시켜 해석하는 방법으로 안전측 설계를 위해 적용한다. 다만 실제 지표면까지 지하수위가 상승할 가능성이 거의 없고 실제 거동과 매우 상이하다. 두 번째 방법은 간접법으로 지표 습윤대의 두께를 이론적으로 계산하고 지표 습윤대에 간극수압비를 적용하여 사면안정해석을 수행하는 방법이다. 강우에 의한 침투 거동을 모사할 수는 있으나, 경험적 방법에 의해 간극수압비를 적용하기 때문에 실제 거동을 정확하게 모사하기에 한계가 있다. 세 번째 방법은 직접법으로 침투해석을 수행하여 지반 내 간극수압을 도출하고 이를 토대로 사면안정해석을 수행하는 방법으로 현재로서 실제 거동을 모사할 수 있는 가장 적합한 방법이라고 할 수 있다. 따라서 실제침투에 의한 간극수압 변화를 고려할 수 있는 간접법 및 직접법을 이용하여 수치해석을 수행하였으며, 해석조건은 표 4.2와 같다.

표 4.2 해석 Case

해석조건	해석방법	침투해석	사면안정
Case1	간접법	생략	홍수위+강우조건(우기시)
Case2	직접법	평수위 조건(상시), 홍수위 조건(우기시) → 홍수위+강우조건(우기시)	평수위 조건(상시), 우기시(홍수위+강우 조건)

4.1.2 입력자료

(1) 설계지반정수

설계지반정수는 “OO지구 수해복구사업 계획서(한국농어촌공사, 2021)”와 실내시험을 통해 표 4.3과 같이 적용하였다.

표 4.3 A저수지 설계지반정수

구분	단위중량 (kN/m ³)	점착력 (kN/m ²)	내부마찰각 (ϕ)
필터모래	18.2	-	30
사석	19.6	-	40
기초암반 (Bed Rock)	-	-	-
기초풍화대	19.0	9.8	32
기설점토	17.5	9.8	20
기설성토	20.3	5.1	28
기설성토 포화	20.6	13.1	4

(2) 강우조건

2020년 7월 20일부터 8월 8일까지 20일에 걸쳐 강우가 지속되었으며, 누적 강우량이 877mm에 달한 것으로 확인되었다. 또한, 피해 당일인 2020년 8월 8일에는 413mm의 집중강우가 내렸으며, 강우침투에 의한 사면파괴는 당시의 강우조건도 중요하나 그 이전에 발생했던 선행강우에 의한 영향 또한 크게 작용한다.

Yagi and Yatabe(1987)의 연구결과에 따르면 선행강우가 큰 경우 작은 강우강도에서도 사면이 붕괴될 수 있으며, 선행 강우기간이 긴 경우 호우기간의 지속보다도 더 큰 영향을 미친다. 김영복과 정석완(2000)은 산사태의 발생 규모와 강우강도의 상관관계를 분석하였으며, 강우강도 30mm/hr, 누적강우량 110mm 이상에서는 소규모 산사태, 강우강도 60mm/hr, 누적강우량 150mm 이상에서는 중규모, 강우강도 30mm/hr, 누적강우량 230mm 이상에서는 대규모 산사태가 발생할 수 있다는 결과를 도출하였다. 따라서 선행강우에 의한 효과를 구현하고자 피해 발생일을

기준으로 20일간 실제 강우 기록을 적용하였으며 그림 4.4와 같다.



그림 4.4 A저수지의 강우기록(기상청, 2020)

기상청에서 관측소별 1시간 단위의 강우기록 데이터를 제공하고 있으며, 보다 명확한 침투현상의 구현을 위해 시간별 강우기록 데이터를 적용하였다.

4.2 간접법과 직접법을 고려한 해석결과

수치해석시 간접법과 직접법을 고려하여 해석을 수행하였으며, 강우조건을 고려했을때의 안전율 변화를 확인하고자 3개 저수지에 대하여 수치해석상 안전율 검토를 수행하였다.

4.2.1 해석결과 - A저수지

필댐의 활동에 대한 안정성 검토는 필댐 제체재료의 성질과 기초지반 상태 등을 고려해서 제체내부, 제체와 기초지반과의 접합부 및 부근에서의 활동에 대해서 충분한 활동저항을 갖도록 해야하며, 제체의 활동에는 일반적으로 제체사면의 활동과 제체의 기초면에 연한 활동을 생각할 수 있다. 표 4.4는 필댐의 안전율에 대한 설계기준이다.

표 4.4 필댐의 안전율(농업용 필댐 설계)

구분	제체 조건	저수위	지진	안전율		비고
				상류	하류	
1	완성직후 (간극수압최대)	바닥상태	있음	1.3	1.3	1)상류측 비탈면의 하부존이 암석등으로 되어 있어 간극압이 발생하지 않을 경우에 한함 2)수위는 보통 댐 높이의 45~50%를 적용하여 계산함
2	완성직후	일부수위1)	없음	1.3	-	
3	평상시	설계홍수위	없음	1.2	1.2	
4	평상시	만수위	있음	1.2	1.2	
5	평상시	일부수위2)	있음	1.15	-	
6	평상시	급강하	있음	1.2	-	

A저수지의 활동에 대한 수치해석 결과 만수위시 하류사면의 안전율은 그림 4.5와 같이 1.231이며, 홍수위시 하류사면의 안전율은 그림 4.6과 같이 1.210으로 필댐의 설계 안전율 기준에 적합한 것으로 나타났다.

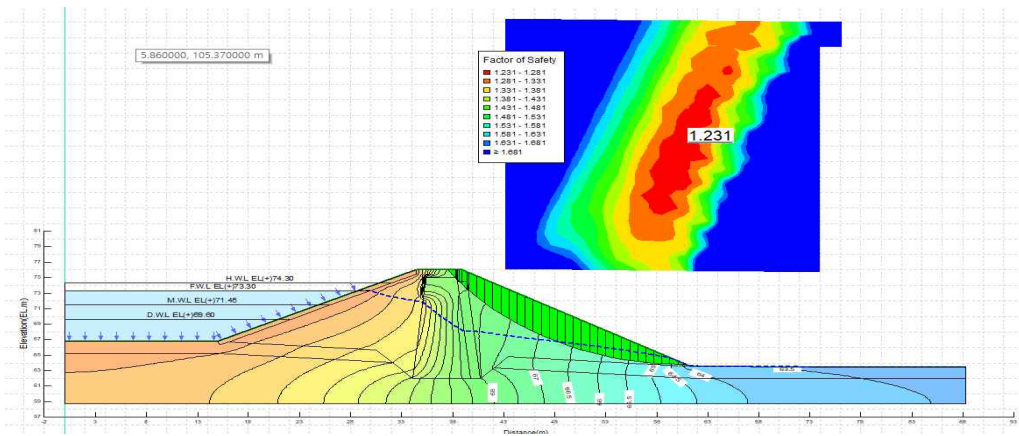


그림 4.5 만수위시 하류사면 안전율 - A저수지

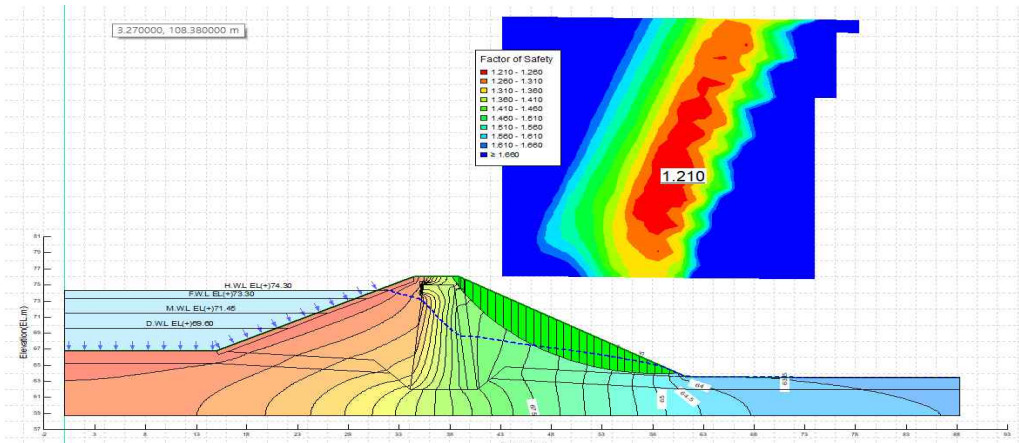


그림 4.6 홍수위시 하류사면 안전율 - A저수지

다음은 간접법과 직접법의 두가지 방법을 이용하여 A저수지 단면에 대한 우기시 사면안정성을 검토하였다.

(1) 간접법

간접법은 지표 습윤대의 두께를 이론식으로 산정하여 습윤대에 간극수압비 ($r_u = U/\gamma z$)를 적용하여 사면안정해석을 수행하는 방법이다. Lumb(1975)은 다음과 같이 지표 습윤대의 두께를 산정하는 방법을 제시하였다. 이는 지표면에서 포화 투수계수보다 큰 강우가 작용하는 경우 포화된 지반에서 침투율은 포화 투수계수와 같다는 이론으로 식 (4.1)과 같은 방법으로 산정한다.

$$Z_w = \frac{k_s \cdot t}{n(S_f - S_0)} = \frac{k_s \cdot t}{\Delta\theta_i} \quad (4.1)$$

- 여기서 Z_w : 습윤대의 두께
- k_s : 포화투수계수
- n : 간극율
- S_f : 초기 포화도
- S_0 : 최종 포화도

t : 강우지속시간
 $\Delta\theta_i$: 체적함수비 변화량

원호활동 안전율은 활동면을 여러개의 절편으로 분할하여 계산하는데, 이때 각 절편마다 간극수압비가 상이하므로 분할된 절편을 고려하여 간극수압비를 차등 적용하는 것이 정확한 방법이다. 다만 활동면을 고려하여 각 절편마다 간극수압비를 적용하는데 한계가 있어 대부분의 전산프로그램에서는 평균 간극수압비를 사용하고 있다. Lambe and Silva-Tulla(1992)는 간극수압비(r_u) 산정방법을 제시하였다. 이는 그림 4.7과 같이 유선이 직선이라고 가정하여 도출된 이론해로, 침투양상을 고려하여 흐름의 방향과 사면 경사에 따라 식 (4.2)같이 산정한다.

$$r_u = \frac{u}{r_t \cdot z} = \frac{h_p \cdot r_w}{z \cdot r_t} = \frac{r_w \cos i \cdot \cos \theta}{r_t \cos(i - \theta)} \quad (4.2)$$

여기서 r_u : 간극수압비
 r_w : 물의 단위중량
 i : 사면경사
 θ : 유선경사
 r_t : 토체의 습윤단위중량

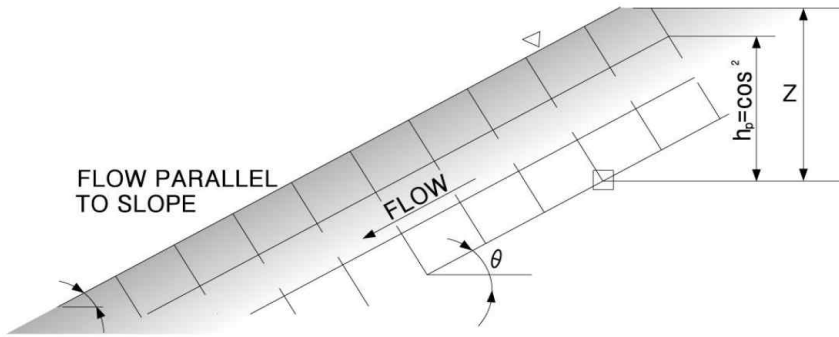


그림 4.7 간극수압비 산정방법

위와 같은 방법을 이용하여 지표습윤대의 두께는 3.22m, 간극수압비는 0.40으로 산정되었다. 사면 안정성 검토 결과 그림 4.8과 같이 하부사면에서 원호활동이 발생하며, 안전율은 0.986로 나타나 1.0 미만으로 얇은파괴가 발생하는 것으로 확인되었다.

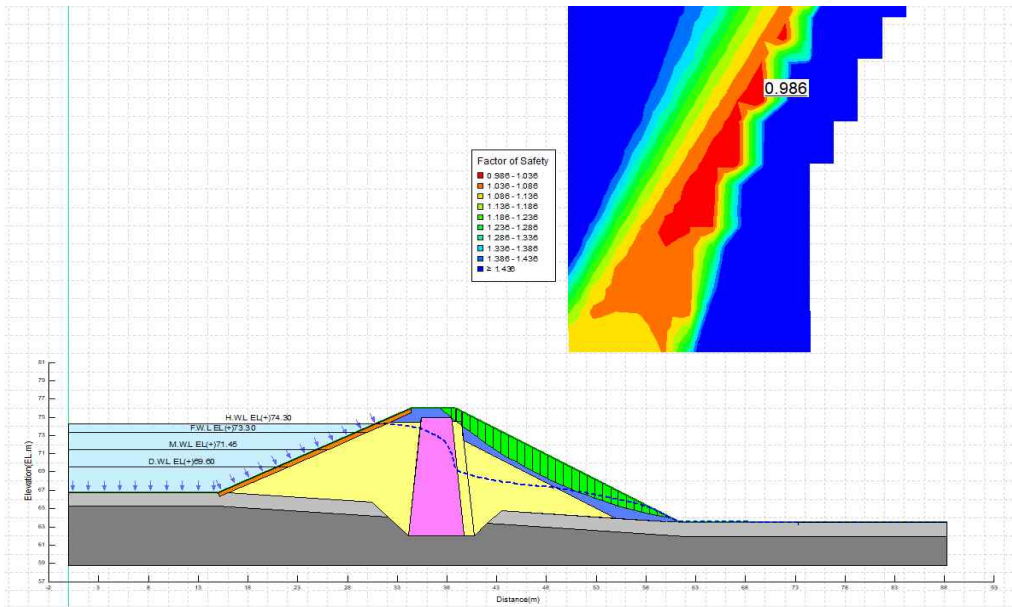
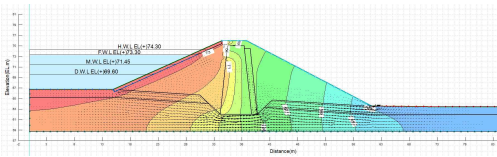


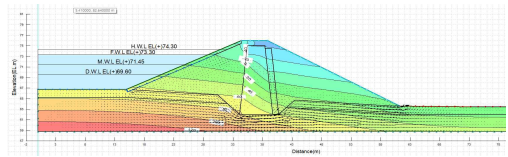
그림 4.8 간접법을 적용한 원호활동 안정성 검토 결과 - A저수지

(2) 직접법

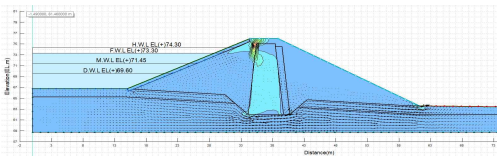
직접법은 침투 해석을 통해 제체 내부의 간극수압을 구현하고, 이를 이용하는 사면안정해석을 수행하는 방법으로 상시(정상류, 평수위 조건)조건에 대한 침투해석 결과 그림 4.9와 같이 제내지는 평수위 상태를 유지하며 제외지는 제체 중앙의 코어부로 배수가 진행되어 제체 하부의 연암 상단에 지하수위가 분포하는 것으로 확인되었다.



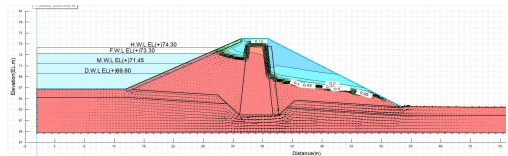
(a) 전수두 분포도



(b) 압력수두 분포도



(c) 동수경사 분포도



(d) 포화도 분포도

그림 4.9 침투해석 결과(상시, 만수위 조건)

우기시(비정상류, 홍수위+강우조건) 조건에 대한 침투해석 결과는 그림 4.10과 같이 강우가 지속됨에 따라 제외측 사면부에서 강우침투로 인해 간극수압이 증가하고 표층부의 포화도가 증가하는 경향을 보이고 있다. 강우 지속 20일에는 표층부가 완전 포화되면서 지표 습윤대가 형성되었으며, 지표 습윤대 두께가 두꺼워졌다.

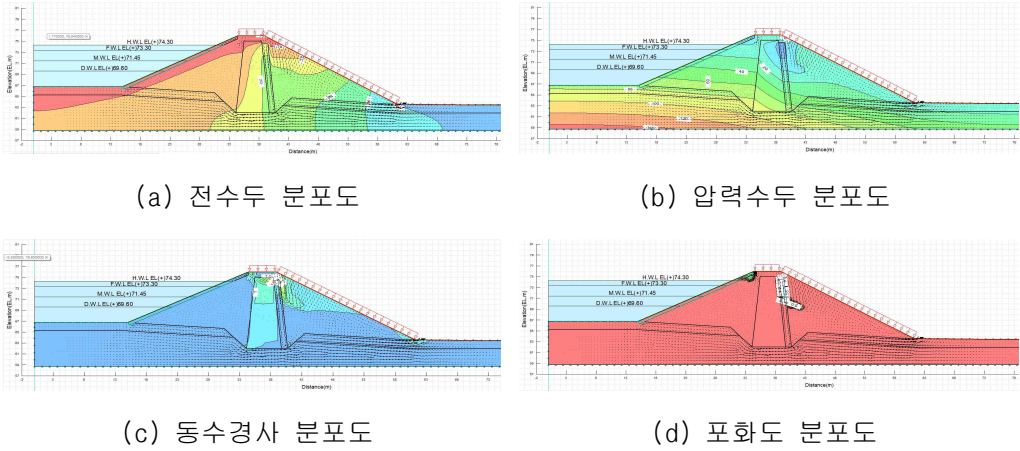


그림 4.10 침투해석 결과(우기시, 홍수위+강우조건)

이와 같은 침투해석 결과에 연계하여 우기시(홍수위+강우조건)의 사면 안정해석을 수행하였다. 해석결과, 그림 4.11과 같이 저수지 외측사면에서 원호활동이 발생하는 것으로 확인되었으며, 안전율은 0.987로서 1.0미만으로 나타나 얽은파괴가 발생하는 것으로 확인되었다.

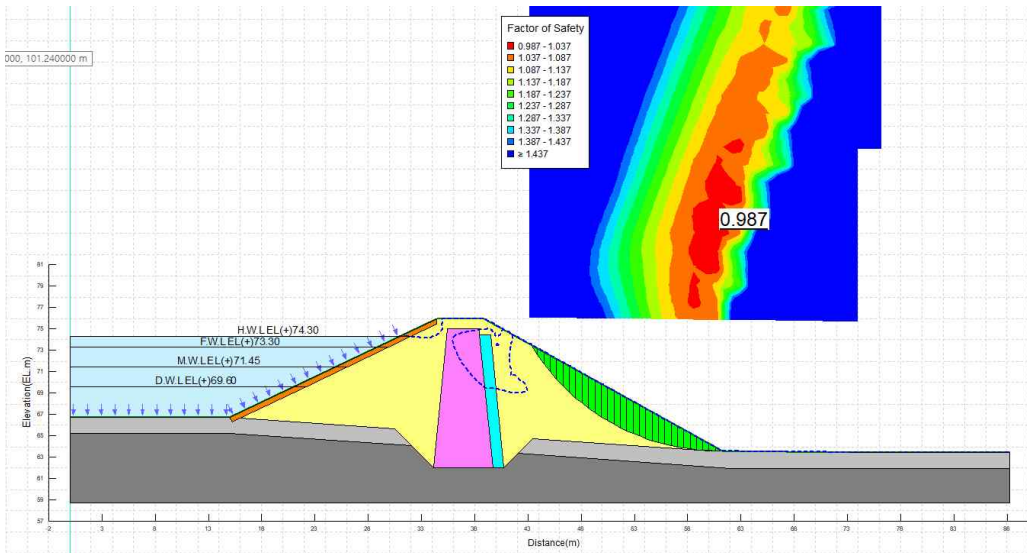


그림 4.11 사면안정 검토결과(우기시, 홍수위+강우조건) - A저수지

검토결과, 간접법과 직접법 모두 저수지 외측사면에서 원호활동이 발생하는 것으로 확인되었으며, 안전율은 간접법은 0.986, 직접법은 0.987으로 간접법과 직접법의 안전율이 유사하게 나타났다.

(3) 직접법과 실강우조건에 따른 안전율 검토

2020년 7월 20일 ~ 8월 7일 강우 464mm에 대한 사면안전율을 검토한 결과 안전율 1.063(그림4.12)으로 나타났으며, 실제 이 강우로 인해 8월 7일 A저수지의 사면활동이 일어나지 않았다.

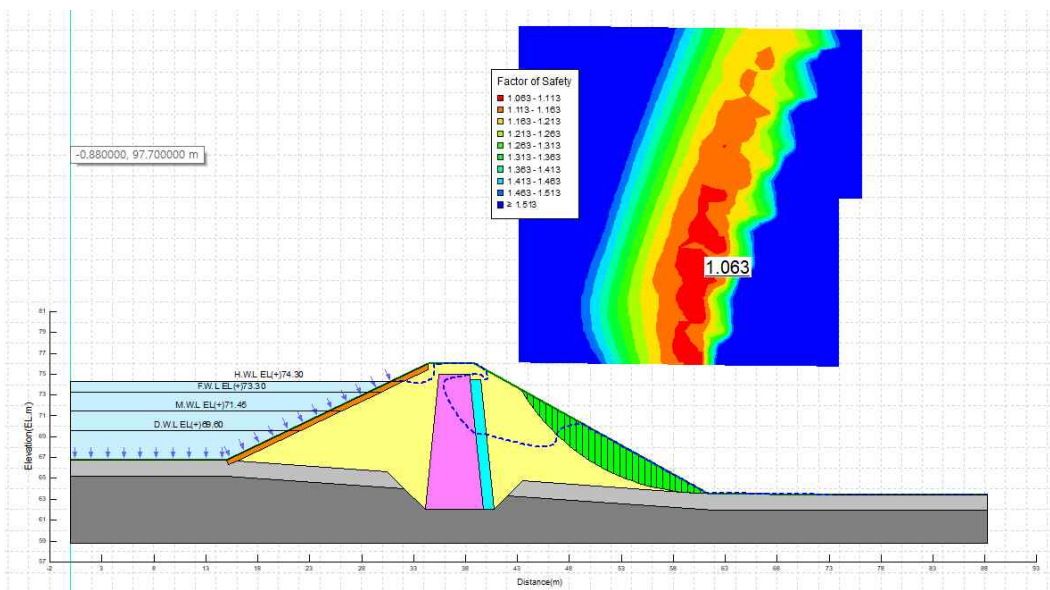


그림 4.12 7월 20일 ~ 8월 7일 강우에 대한 사면안정 검토결과

직접법으로 안전율이 1.000(그림 4.13)에 해당하는 강우를 검토한 결과 603mm로 나타났다, 선행강우 464mm를 제외한 139mm는 200년 빈도 지속시간 2시간을 초과하는 확률강우량(표 4.1)이다.

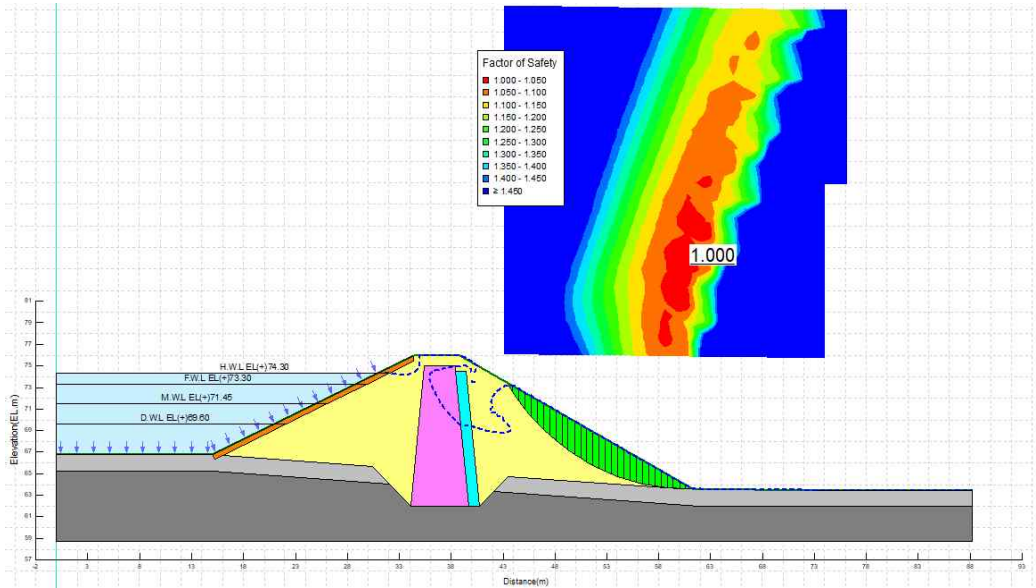


그림 4.13 20일 강우량이 603mm일때 사면안정 검토결과

2020년에는 8월 8일 3시부터 7시까지 5시간 평균 강우강도는 52.2mm/hr, 지속시간 5시간동안 261mm가 내려 500년 빈도 5시간 확률강우량 245.0mm를 초과하는 강우가 내렸다.

표 4.5 강우지속시간에 따른 강우강도

지속 기간 (시간)	재현기간(년)											
	2	3	5	10	20	30	50	70	80	100	200	500
1	43.7	49.6	56.1	63.9	71.1	75.1	80.1	83.2	84.5	86.5	92.7	96.2
2	57.1	65.4	74.6	86.0	96.9	103.1	110.8	115.8	117.8	121.1	131.2	137.1
3	69.6	80.3	92.3	107.4	122.0	130.5	141.1	148.0	150.8	155.4	169.9	178.3
4	78.5	90.7	104.2	121.2	137.5	146.9	158.5	166.2	169.2	174.3	189.9	199.0
5	86.3	100.0	115.5	135.3	154.6	165.8	179.9	189.3	193.0	199.3	218.8	230.4
6	91.9	106.8	123.7	145.4	166.7	179.2	195.1	205.7	209.9	217.0	239.3	252.6
7	96.3	112.1	130.3	153.9	177.4	191.4	209.3	221.2	226.1	234.2	259.9	275.3
8	101.6	118.7	138.4	164.4	190.7	206.3	226.6	240.2	245.7	255.0	284.7	302.7
9	105.3	123.2	144.1	171.9	200.2	217.2	239.4	254.4	260.5	270.7	303.8	324.0
10	109.9	128.8	151.0	180.9	211.6	230.3	254.8	271.5	278.2	289.8	327.1	350.1
11	113.6	133.1	156.2	187.2	219.3	238.9	264.6	282.2	289.4	301.5	341.0	365.5
12	117.2	137.2	160.9	192.8	225.8	246.0	272.4	290.5	297.9	310.4	351.2	376.4
13	119.6	139.9	163.8	196.0	229.1	249.3	275.7	293.7	301.0	313.5	353.8	378.7
14	122.2	143.1	167.6	200.5	234.4	255.0	281.9	300.4	307.8	320.5	361.6	386.9
15	123.7	144.8	169.6	203.2	238.0	259.3	287.2	306.3	314.1	327.3	370.4	397.0
16	125.7	147.1	172.5	207.0	242.8	264.8	293.7	313.6	321.7	335.5	380.4	408.4
17	127.7	149.4	175.3	210.3	246.9	269.3	298.9	319.3	327.6	341.7	387.9	416.7
18	129.6	151.7	178.0	213.8	251.1	274.0	304.3	325.1	333.6	348.1	395.4	424.9
19	131.9	154.4	181.0	217.0	254.5	277.5	307.7	328.4	336.9	351.2	398.1	427.2
20	134.2	157.0	184.1	220.7	258.7	282.0	312.6	333.7	342.2	356.8	404.3	433.8
21	135.8	158.9	186.4	223.6	262.3	286.0	317.3	338.8	347.6	362.5	411.1	441.4
22	137.4	160.8	188.6	226.4	265.8	289.9	321.7	343.6	352.6	367.7	417.3	448.1
23	138.9	162.6	190.8	229.1	269.2	293.8	326.3	348.7	357.9	373.4	424.4	456.1
24	139.7	163.4	191.6	230.1	270.5	295.4	328.3	351.0	360.3	376.1	427.9	460.3
36	148.9	174.8	205.3	246.1	288.0	313.5	346.8	369.5	378.8	394.4	445.0	476.2
48	157.8	185.0	216.4	257.6	299.2	323.9	355.9	377.4	386.1	400.7	447.4	475.7
60	169.2	198.6	231.3	272.4	311.8	334.4	362.8	381.3	388.7	401.0	439.0	461.2
72	176.2	206.3	239.4	280.0	318.2	339.8	366.4	383.6	390.4	401.7	436.1	455.9

4.2.2 해석결과 - B저수지

표 4.6은 B저수지의 설계지반정수를 나타낸 것이다.

표 4.6 B저수지 설계지반정수

구분	단위중량 (kN/m ³)	점착력 (kN/m ²)	내부마찰각 (ϕ)
필터모래	18.2	-	30
사석	19.6	-	40
기초암반 (Bed Rock)	-	-	-
기초풍화대	19.0	9.8	32
기설점토	17.1	8.8	23
기설성토	20.0	5.8	30
기설성토 포화	20.5	17.6	4

그림 4.14~ 그림 4.17는 B저수지에 대한 간접법과 직접법 해석 결과이다.

홍수위시 하류사면의 안전율은 1.430, 강우조건 고려시 안전율은 1.265로 안전율 A저수지와 마찬가지로 안전율이 감소하는 경향을 보인다.

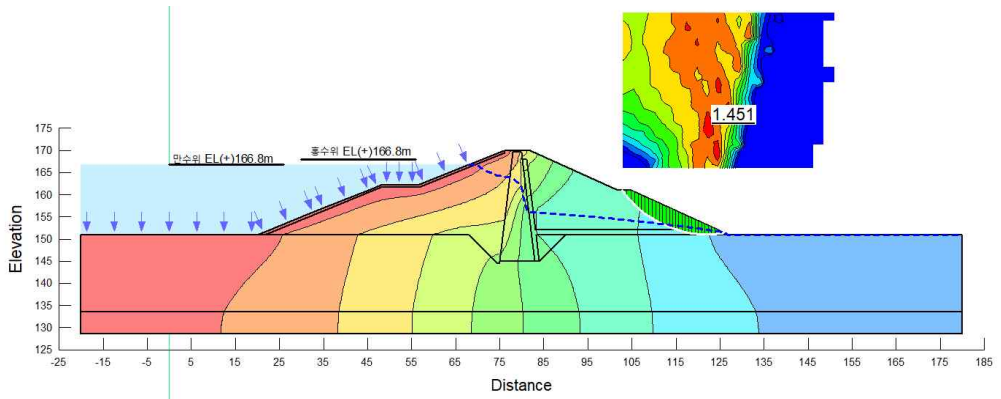


그림 4.14 만수위시 하류사면 안전율 - B저수지

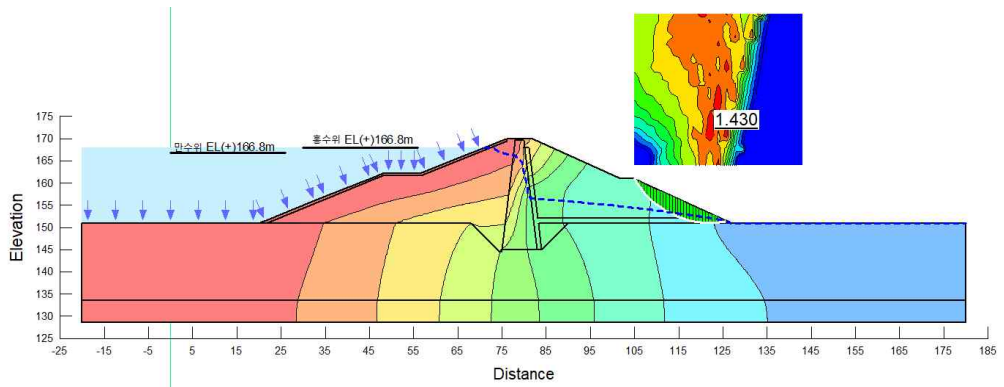


그림 4.15 홍수위시 하류사면 안전율 - B저수지

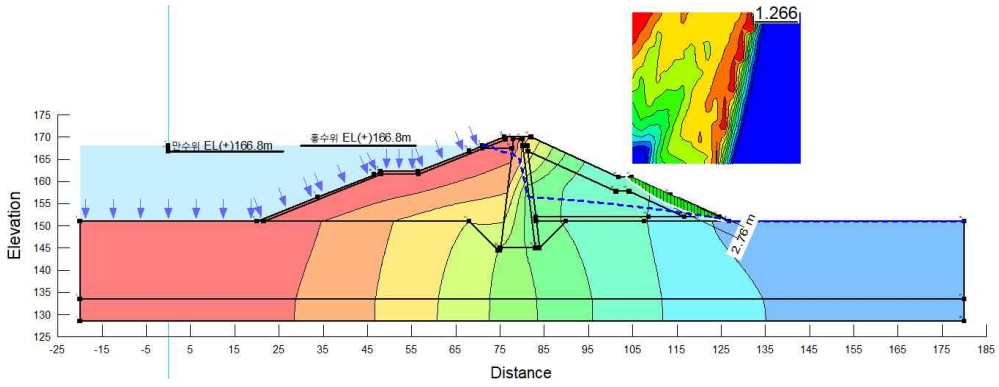


그림 4.16 간접법을 적용한 원호활동 안정성 검토 결과 - B저수지

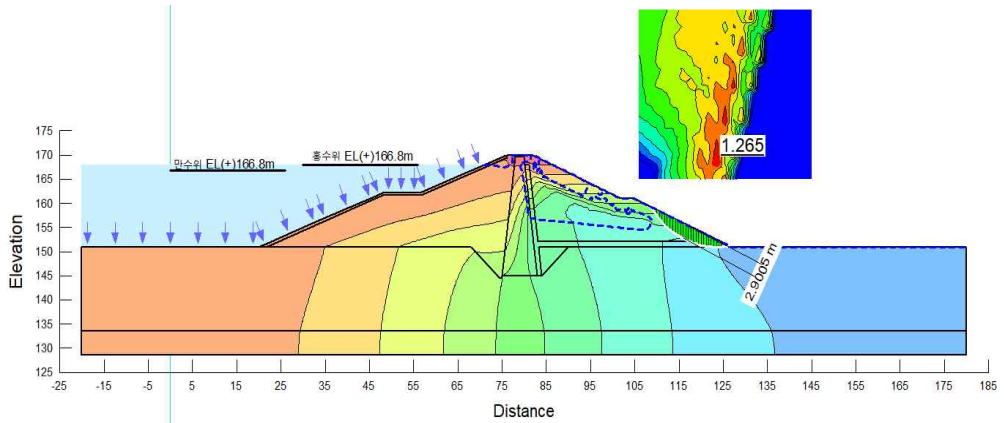


그림 4.17 사면안정 검토결과(우기시, 홍수위+강우조건) - B저수지

4.2.3 해석결과 - C저수지

표 4.7은 C저수지의 설계지반정수를 나타낸 것이다.

표 4.7 C저수지 설계지반정수

구분	단위중량 (kN/m ³)	점착력 (kN/m ²)	내부마찰각 (ϕ)
필터모래	18.2	-	30
사석	19.6	-	40
기초암반 (Bed Rock)	-	-	-
기초풍화대	19.0	9.8	32
기설점토	16.8	7.8	25
기설성토	20.9	7.8	28
기설성토 포화	21.0	15.7	5

그림 4.18~ 그림 4.21은 C저수지에 대한 간접법과 직접법 해석 결과이다.

홍수위시 하류사면의 안전율은 1.424, 강우조건 고려시 안전율은 1.180으로 안전율 A저수지와 마찬가지로 안전율이 감소하는 경향을 보인다.

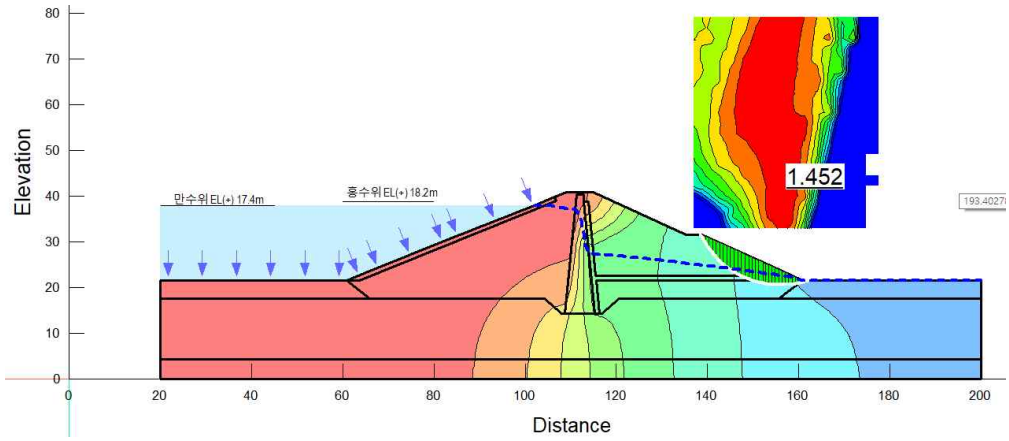


그림 4.18 만수위시 하류사면 안전율 - C저수지

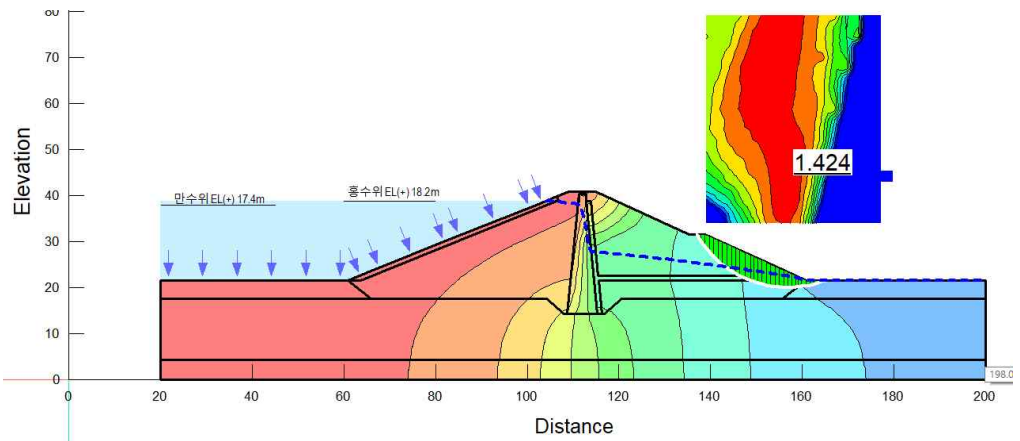


그림 4.19 홍수위시 하류사면 안전율 - C저수지

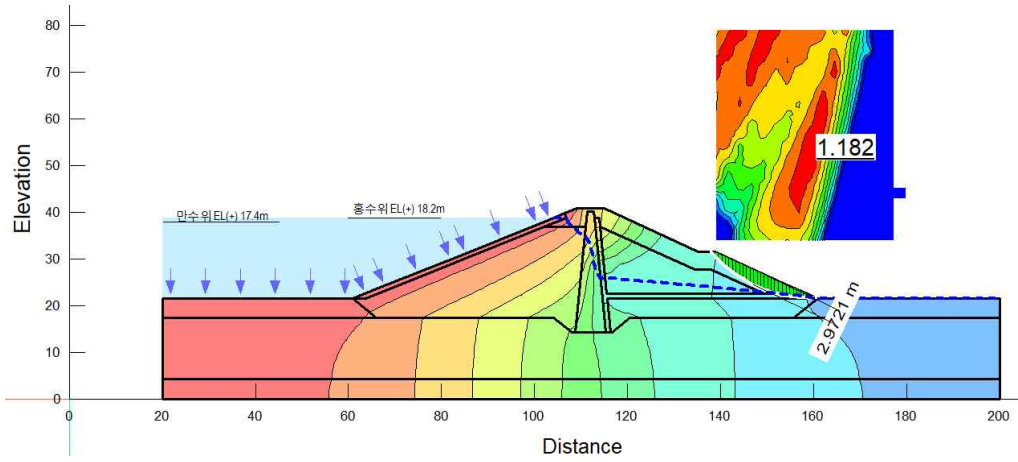


그림 4.20 간접법을 적용한 원호활동 안정성 검토 결과 - C저수지

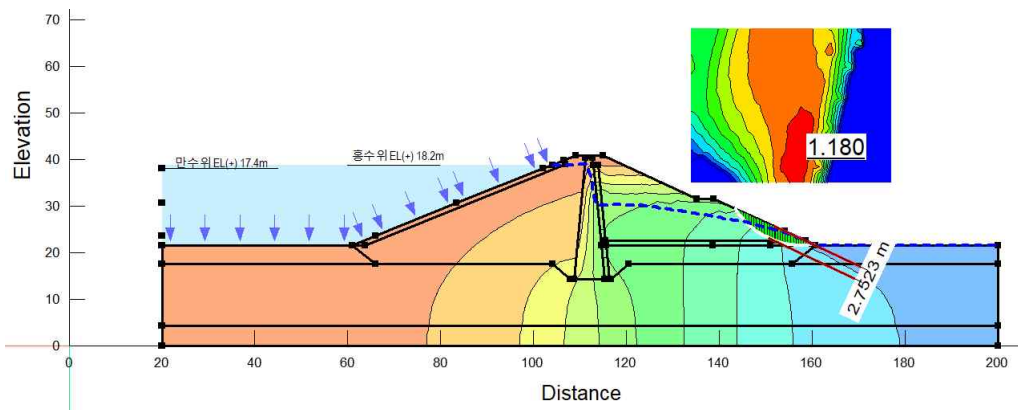


그림 4.21 사면안정 검토결과(우기시, 홍수위+강우조건) - C저수지

4.2.4 강우조건 고려에 따른 안전율 비교

그림 4.22은 각각의 저수지 사면의 홍수위시 및 강우조건 고려시 안전율을 변화를 나타낸 것이다. A저수지의 경우 강우조건 고려시 안전율이 1.0미만으로 사면파괴가 발생하였으며, B, C 저수지의 경우 사면파괴는 발생하지 않았으나 안전율이 급격히 감소하는 경향을 확인할 수 있다. 이는 기존설계 조건을 통한 저수지 설계시 대부분의 저수지는 안전율이 기준이상으로 확인되나, 강우조건 고려시 안전율이 급격히 낮아짐을 알 수 있다.

또한 A저수지의 경우 사면의 경사가 1:1.8이고, B, C저수지의 경우 사면의 경사가 1:2.2이상으로 안전율 감소에 따른 차이가 있으나, 대부분의 소규모 저수지는 1:1.8 경사로 시공되어 있기에 추후 저수지 개보수 등 설계시 강우조건 고려를 통한 저수지 설계가 필요함을 나타낸다. 2020년 통계연보에 따르면 영산강·섬진강 유역의 20만톤 이하의 소규모 저수지는 표 4.8과 같이 3,987개소로 약 89.2%를 차지하고 있다.

표 4.8 영산강·섬진강유역 규모별 저수지 현황(통계연보, 2020)

구분	합계	500만톤 이상	500 ~ 100만톤	100 ~ 50만톤	50 ~ 30만톤	30 ~ 20만톤	20만톤 이하
영산강유역 저수지	2,648	9	58	65	58	65	2,393
섬진강유역 저수지	1,823	8	62	57	51	51	1,594

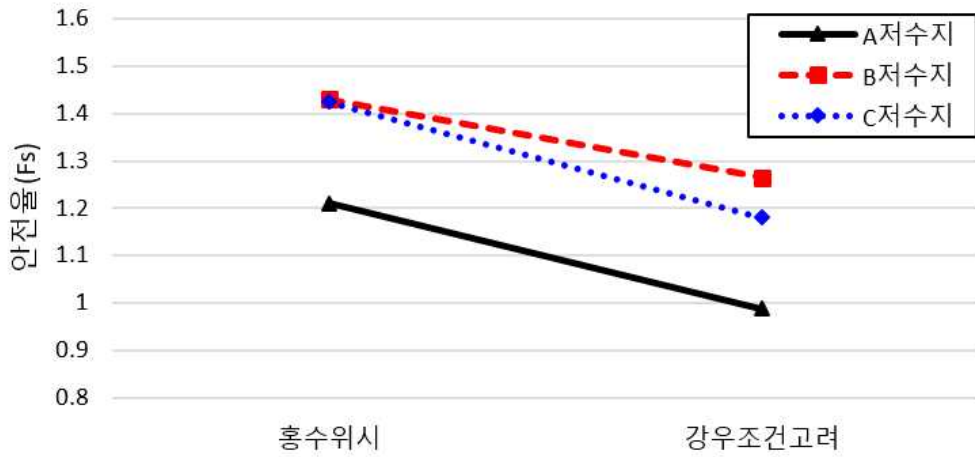


그림 4.22 저수지별 사면안전 검토 결과에 따른 안전율 비교

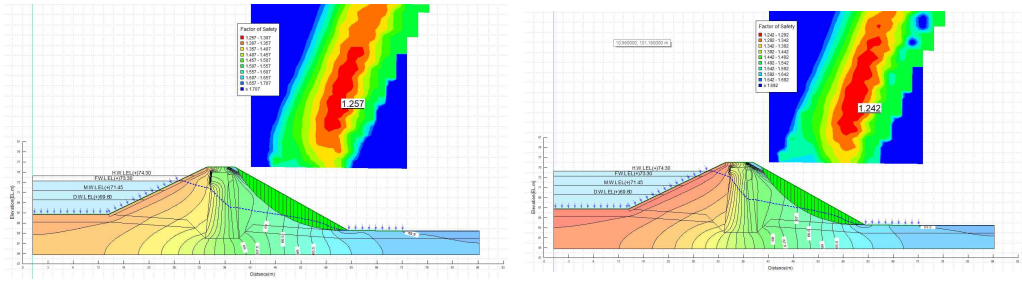
4.3 저수지 사면안정 대책

필댐의 체체 및 기초지반은 토질시험 결과에서 도출된 토질 정수값과 체체 및 기초에 작용하는 각종 하중을 고려하여 저수지 사면안정을 계산하여 정해진 안전율을 만족하도록 해야 한다.

4.3.1 저수지 외측사면 전면 사석 보강

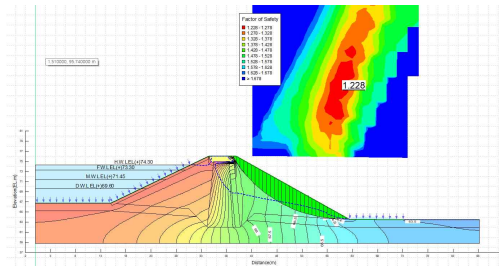
저수지 외측사면에 전면 사석보강을 했을 경우 만수위시 안전율은 그림 4.23(a)과 같이 1.231에서 1.257로 소폭 증가하였으며, 홍수위시 안전율 그림 4.23(b)와 같이 1.210에서 1.242로 증가하였으며, 만수위시 보다 홍수위시 안전율 증가가 더 크게 나타났다.

그러나 강우시 저수지 외측사면 안전율은 그림 4.23(c)와 같이 0.987에서 1.228로 나타나 안전율은 0.241만큼 증가하였으며, 강우에 대비한 저수지 외측사면 활동에 대한 안전성 향상이 크게 나타났다.



(a) 만수위 1.257

(b) 홍수위 1.242



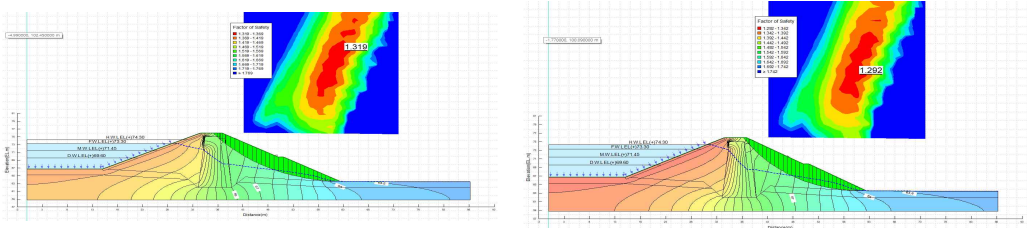
(c) 강우시 1.228

그림 4.23 외측사면 전면 사석보강 후 안전율

4.3.2 저수지 외측사면 부분 사석보강

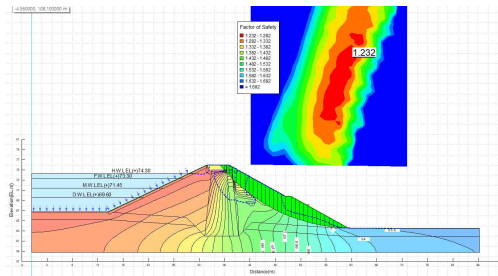
저수지 외측사면에 부분 사석보강을 했을 경우 만수위시 안전율은 그림 4.24(a)과 같이 1.231에서 1.319로 증가하였으며, 홍수위시 안전율 그림 4.24(b)와 같이 1.210에서 1.292로 증가하였다. 저수지 외측사면 전면 사석보강 보다 부분 사석보강이 만수위시와 홍수위시에 크게 나타난 이유는 상부 사석의 무게가 하중으로 작용하여 저수지 사면하부 안전율에 영향을 준 것으로 판단된다.

강우시 저수지 외측사면 안전율은 그림 4.24(c)와 같이 0.987에서 1.232로 나타나 안전율은 0.245만큼 증가하였으며, 저수지 외측사면 전면사석 보강보다 소폭 안전율이 증가한 것을 볼 수 있다. 또한 안전율 증가폭은 만수위와 홍수위 조건에서 더 크게 나타났다.



(a) 만수위 1.319

(b) 홍수위 1.292



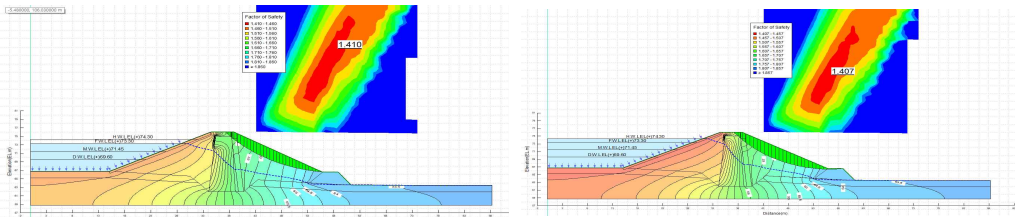
(c) 강우시 1.232

그림 4.24 외측사면 부분 사석보강 후 안전율

4.3.3 저수지 외측사면 토우드레인 보강

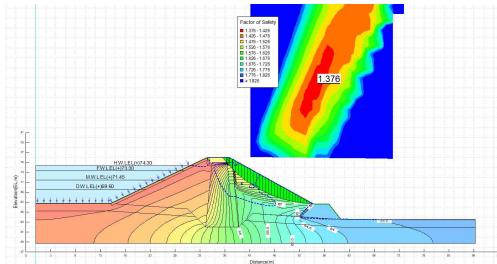
저수지 외측사면에 토우드레인으로 보강(H=3.0m) 했을 경우 만수위시 안전율은 그림 4.25(a)과 같이 1.231에서 1.410로 증가하였으며, 홍수위시 안전율은 그림 4.25(b)와 같이 1.210에서 1.407로 증가하였다. 토우드레인으로 외측사면 보강시 외측사면 전면 사석보강과 부분 사석보강보다 사면활동에 대한 안전율이 훨씬 크게 나타났으며, 토우드레인 보강이 사석보강 보다 공사비 측면에서 유리할 것으로 판단된다.

강우시 저수지 외측사면 안전율은 그림 4.25(c)와 같이 0.987에서 1.376로 나타나 안전율은 0.389만큼 증가하였으며, 저수지 외측사면 전면사석 보강 및 부분사석 보강 보다 대폭 안전율이 증가한 것을 볼 수 있다.



(a) 만수위 1.410

(b) 홍수위 1.407



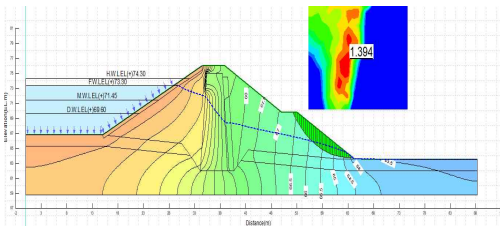
(c) 강우시 1.376

그림 4.25 외측사면 토우드레인 보강 후 안전율

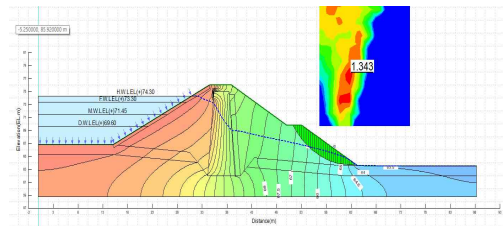
4.3.4 저수지 외측사면 소단 보강(S=1:1.8)

저수지 외측사면에 소단으로 보강(S=1:1.8) 했을 경우 만수위시 안전율은 그림 4.26(a)와 같이 1.231에서 1.394로 증가하였으며, 홍수위시 안전율은 그림 4.26(b)와 같이 1.210에서 1.343로 증가하였다. 저수지 외측사면 소단 보강시 외측사면 전면 사석보강과 부분 사석보강보다 만수위 및 홍수위 조건에서 사면활동에 대한 안전율이 크게 나타났다.

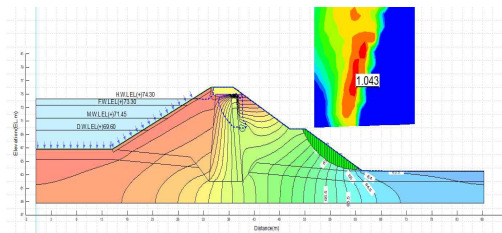
하지만 강우시 저수지 외측사면 안전율은 그림 4.26(c)와 같이 0.987에서 1.043로 나타나 안전율은 소폭 0.056만큼 증가하였으며, 저수지 외측사면 사석 보강 및 토우드레인 보강 보다 안전율이 증가 폭이 훨씬 적은 것을 볼 수 있다.



(a) 만수위 1.394



(b) 홍수위 1.343



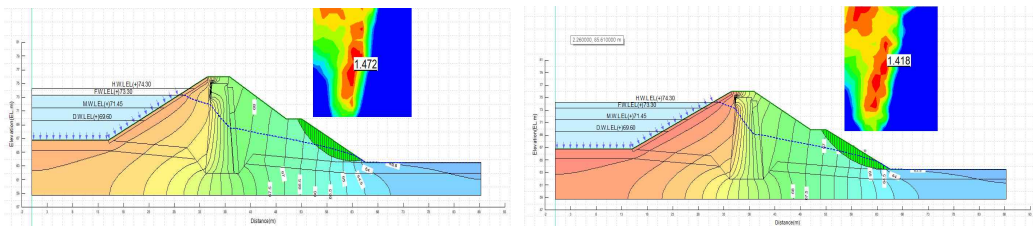
(c) 강우시 1.043

그림 4.26 외측사면 소단(S=1:1.8) 보강 후 안전율

4.3.5 저수지 외측사면에 소단 보강(S=1:2.0)

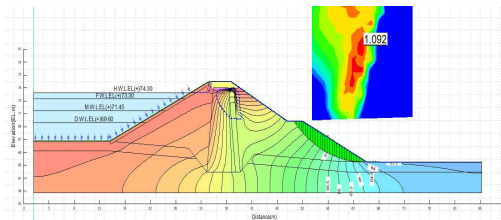
저수지 외측사면에 소단으로 보강(S=1:2.0) 했을 경우 만수위시 안전율은 그림 4.27(a)과 같이 1.231에서 1.472로 증가하였으며, 홍수위시 안전율 그림 4.27(b)와 같이 1.210에서 1.418로 증가하였다. 저수지 외측사면 소단 보강시 사면의 기울기에 따라 만수위 및 홍수위 조건에서 크게 안전율이 변화하는 것을 볼 수 있다.

하지만 강우시 저수지 외측사면 안전율은 그림 4.27(c)와 같이 0.987에서 1.092로 나타나 안전율은 소폭 0.105만큼 증가하였으며, 저수지 외측사면 소단(S=1:1.8)보강했을 때 보다 안전율이 0.049 증가 하였다.



(a) 만수위 1.472

(b) 홍수위 1.418



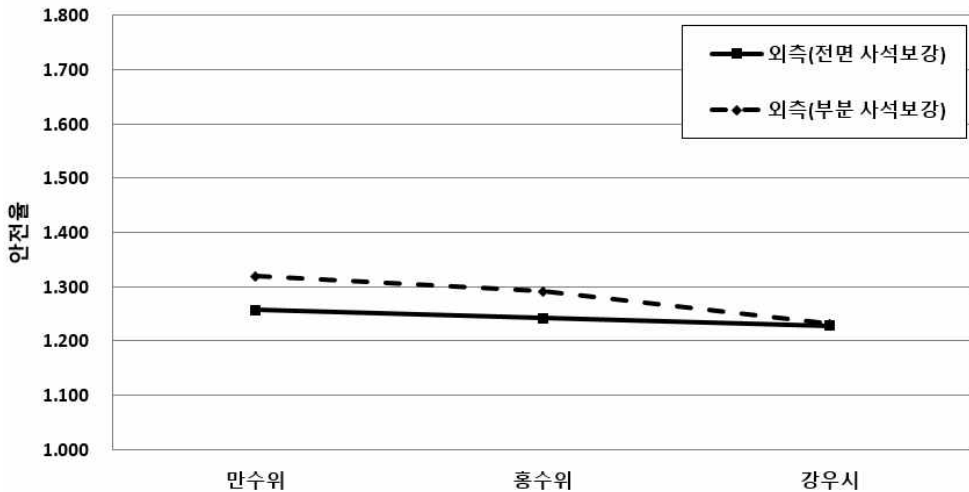
(c) 강우시 1.092

그림 4.27 외측사면 소단(S=1:2.0) 보강 후 안전율

4.3.6 각 보강공법에 따른 안전율 비교

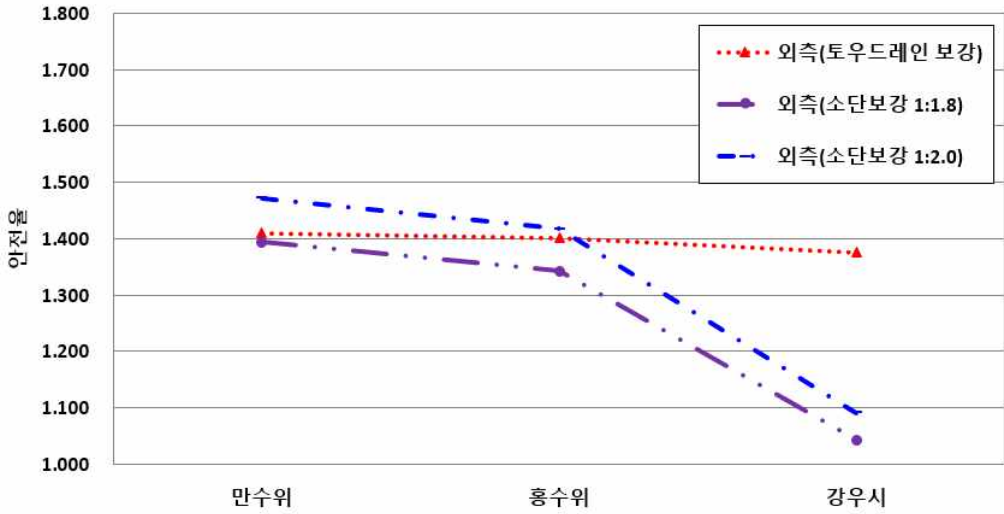
앞서 언급한 다섯가지 보강조건에서 사면안정 해석결과 토우드레인으로 보강했을 경우 만수위, 홍수위 및 강우시 조건에서 안전율 증가폭이 가장 크게 나타났다. 저수지 외측사면을 소단으로 보강했을 경우 만수위 및 홍수위 조건에서 안전율 증가 폭은 크게 나타났으나, 강우시 안전율의 증가 폭은 가장 적었다.

저수지 외측사면 사석보강의 경우 전면 보강보다는 부분보강이 강우시 더 효과가 큰 것으로 나타났다.

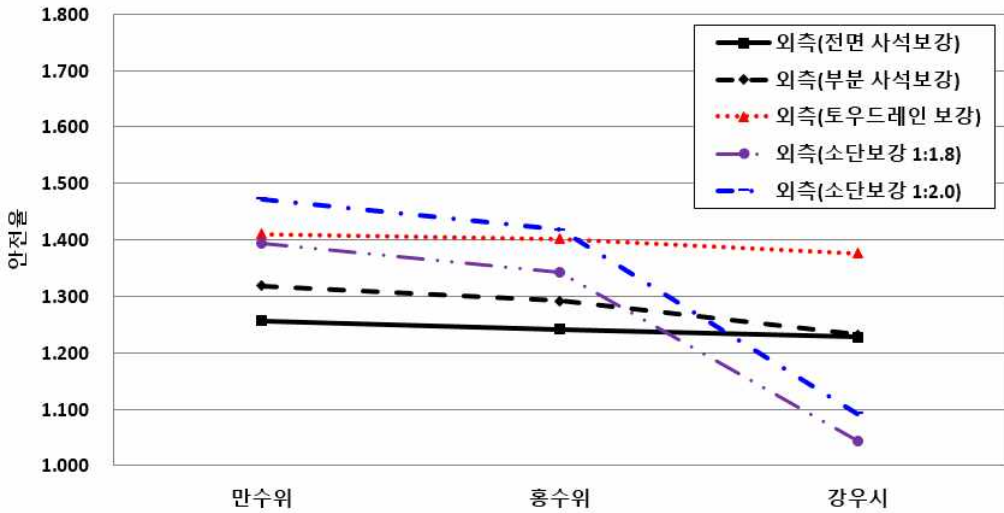


(a) 사석보강

그림 4.28 보강공법 적용에 따른 안전율 비교(계속)



(b) 토우드레인 및 소단보강



(c) 전체 안전율 비교

그림 4.28 보강공법 적용에 따른 안전율 비교

제 5 장 결 론

본 연구에서는 강우재현 실험장치 설계·제작을 통해 동일한 조건의 실험을 수행함에 있어 실험의 재현성을 확보하였으며, 강우 액적 사이즈 및 운동에너지 상사를 통하여 실제 강우와 유사한 하중 조건을 형성하였다. 이를 통하여 실험 결과 실제 거동과 유사한 결과를 얻어 강우 재현실험에서의 상사 실험조건을 만족할 수 있는 장치를 구현하였다.

본 연구를 통하여 다음과 같은 결론을 도출하였다.

1. 실내실험결과, 저수지 사면의 장기강우로 인한 파괴시 습윤대의 형성으로 인한 표층의 슬라이딩을 통하여 붕괴 거동이 일어나며, 수치해석과 비교시 유사한 거동을 보임을 확인하여 수치해석 모델의 유효성을 검증하고자 하였다. 붕괴시 얇은 파괴가 일어난 표층의 유실 두께는 9~11cm로 파괴깊이를 상사비를 적용했을때 2.25~2.75m로 나타났고, 이는 실제 A저수지의 사면파괴 깊이 2.30m로 실제 파괴 깊이, 실내실험 파괴깊이 및 수치해석상의 결과와 유사한 경향을 확인하였다.

2. 수치해석 결과, 사면파괴 깊이는 직접법 2.79~2.82m, 간접법 2.54m로 유사하며, 원호활동 안전율은 두가지 방법 모두 1.0 미만으로 얇은파괴가 발생하는 것으로 확인되었다. 다만, 직접법의 경우 실제와 유사하게 하부 사면에서 원호활동이 발생하는 반면 간접법은 상부사면에서 발생하였다. 침투해석(직접법) 결과, 강우지속 19~20일 경과시 지표 습윤대가 형성되었으며, 특히, 20일 경과 시점에서 지표 습윤대가 급격히 확산되어 원호활동 안전율이 1.0 미만으로 급격하게 감소하는 경향을 확인하였다.

3. 강우조건 고려에 따른 안전율 검토 결과, A, B, C 저수지에서 각각 18.4%, 11.5%, 17.1% 안전율이 감소하는 경향을 보였다. 특히, A저수지의 경우 강우조건 고려시 안전율이 1.0 미만으로 사면파괴가 확인되었으며, 이는 B, C 저수지와 같이 사면경사가 1:2.2인 사면보다 급한 1:1.8의 경사로 인해 파괴가 나타난 것으로 확인되며, 대부분의 소규모 저수지는 1:1.8 경사로 시공되어 있으므로 추후 저수지 개보수 등 설계시 강우조건 고려를 통한 저수지 설계가 필요한 것으로 판단된다.

4. 장기강우의 파괴 특성상 대부분 지표 습윤대 범위내 얇은 파괴형태를 보이므로 표면 보강공법을 통해 장기강우의 세기 및 빈도를 고려하여 경제적인 보강공법을 선정할 필요가 있다. 향후 장기 또는 집중강우에 의한 사면붕괴를 방지하기 위해서는 저수지 외제사면에 맞는 적절한 보강공법이 필요하며, 본 연구에서는 토우드레인을 적용한 보강공법이 타 공법들에 비해 비교적 안전율이 최소 0.2~0.4 이상 높은 것으로 확인되었다.

5. 여름철 장마일수, 누적 강우량의 증가와 이상기후 현상으로 인해 저수지 시설물의 피해가 급증하고 있으므로 추후 국내 장기강우 특성을 파악하여 저수지 설계시 강우에 따른 저수지 사면의 안정성 검토 기법을 활용한다면 보다 안전하고 경제적인 저수지 설계기준을 마련할 수 있을 것으로 판단된다.

참 고 문 헌

1. 기상청 기상자료개방포털, 기후통계분석(2020)
2. 김영목(1990), “강우시 무한사면의 침투거동”, 동국대학교 대학원 박사학위 논문.
3. 김윤원(1990). “우리나라 강우특성으로 인한 산사태에 관한 연구”, 중앙대학교 건설대학원
4. 김영목, 장석완(2000), “지질조건에 따른 강우와 산사태의 특성분석”, 대한지질공학회, 제 16권 2호, pp.201~214.
5. 김찬기, 이강일, 배기목(2006) “불포화”, 반석기술 pp 3~4.
6. 김호겸(2014), “강우의 시간적 분포를 고려한 불포화사면의 안정해석”, 단국대학교 대학원 석사학위논문.
7. 류지협(1997), “불포화 화강풍화토의 투수 및 강도특성”, 동국대학원 박사학위 논문.
8. 성시용(2011), “강우재현실험을 통한 준설토 성토사면의 침식방지에 관한 연구”, 인천대학교 공과대학원 석사학위논문.
9. 오희주(2008), “강우시 침투영향을 고려한 사면안정해석에 관한 연구”, 조선대학교 일반대학원 석사학위논문.
10. 윤승현(2015), “선형강우 적용 시 함수특성에 따른 불포화토 사면안정성 검토”, 경기대학교 대학원 석사학위논문.
11. 이석영(2013), “인공강우 모형사면실험을 통한 사면의 거동 해석”, 금오공과대학교 산업대학원 석사학위논문.
12. 이광모, 심태섭, 김선학, 최용준(2005), “강우강도에 따른 무한사면의 간극수압 변화 특성”, 대한토목학회 정기학술대회논문집, 대한토목학회.
13. 조성은, 이승래(2000), “강우특성을 고려한 사면의 표면파괴에 대한 안정성 평가”, 한국지반공학회지, 제16권, 5호, pp.107-116.
14. 최재영(2008), “선형강우특성에 따른 불포화 풍화토사면의 안정성분석”, 연세대학교 석사학위논문
15. 홍원표, 김상규, 김마리아, 김윤원, 한중근(1990), “강우로 기인되는 우리나라 사면활동의 예측”, 대한토질공학회지, Vol.6 ,No.2, pp.55~63.
16. Aitchison, J. and Silvey, S.(1957) The Generalization of Probit Analysis to the Case of Multiple Responses. *Biometrika*, Vol. 44, pp.131-140.
17. Atlas, D. and Ulbrich, C. W.(1977), “Path- and Area-Integrated Rainfall Measurement by Microwave Attenuation in the 1 - 3 cm Band”, *Journal of*

- Applied Meteorology, Vol. 16, No. 12 (December 1977), pp. 1322-1331
18. Beven, K., Germann P.(1982), "Mathematical Model for Regional Land Subsidence Due to Pumping(II)", Water Resources Reserch, Vol.17, No.4, pp.947-958.
 19. Brooks, R. H., and Corey, A. T.(1964), "Hydraulic Properties of Porous Media", Hydrol. Papers, Colorado State University, FortCollis, Colorado.
 20. Bathurst, J. C. and Cooley, K. R.(1996), "Use of the SHE hydrological modelling system to investigate basin response to snowmelt at Reynolds Creek, Idaho", Journal of Hydrology, Volume 175, Issues 1 - 4, February 1996, Pages 181-211
 21. Buckingham, E. (1907) Studies on the Movement of Soil Moisture. US Department of Agriculture, Bureau of Soils No. 38.
 22. Chowdhury, R. N.(1978), "Slope analysis. Developments in geotechnical engineering", Vol. 22, Amsterdam, Oxford, New York: Elsevier. p.423.
 23. Childs, E. C. and Collis-Gorge, N.(1950), 'The Permeability of Porous Materials', Proc. Royal Soc. Ser. A, Vol. 201, pp.392-405.
 24. Charles W.W. Ng and Bruce Menzies (2007), "Advanced unsaturated soil mechanics and engineering", Taylor & Francis Group.
 25. Daichao Sheng, Delwyn G. Fredlund, and Antonio Gens, (2008), "A new modelling approach for unsaturated soils using independent stress variables", Can. Geotech. J. Vol. 45, pp.511-534
 26. Espinoza, M. (1999) Assessing the Cross-Cultural Applicability of a Service Quality Measure: A Comparative Study between Quebec and Peru. International Journal of Service Industry Management, Vol. 10, pp.449-468.
 27. Fredlund D.G.(1981), "The shear strength of unsaturated soil and its relationship to slope stability problem in HongKong Engineering, pp.37-45.
 28. Fredlund, D.G. and Morgenstern N.R.(1977), "Stress State Variables for Unsaturated Soils", ASCE, Vol. 113,No. GT103, pp.447-464.
 29. Fredlund, D. G., and Rahardjo, H.(1993), "Soil Mechanics for Unsaturated Soils", John Wiley and Sons, Inc.
 30. Fredlund, D. G., Xing, A. and Huang, S.(1994), "Predicting of Permeability function for Unsaturated Soils using the Soil-water Characteristic curve", Can. Geotech. J., Vol. 31, pp.533-546.

31. Fredlund, D. G., H. Rahardjo, (1995), "Soil Mechanics For Unsaturated Soils," Wiley and Sons, Inc.
32. G.C.O.,(1984), 'Geotechnical Manual for Slope', Geotechnical Control, Hong Kong, pp.53-70.
33. Green, W. H., and Ampt, G. A.(1911), "Studieson Soil Physics: 1.Flow of Air and Water through Soils", Journal of Agricultural Science, Vol.4,pp.1-24
34. Horton, R. E.(1933) The Role of Infiltration in the Hydrologic Cycle. Transactions of the American Geophysical Union, 14, pp.446-460.
35. Ikeuchi, Co., Ltd. (2009) Lineup of Ikeuchi's spray nozzles, p. 1
36. Kostiaikov, A. N.(1932), The Dynamics of the Coefficient of Water Percolation in Soils and the Necessity for Studying It from a Dynamic Point of View for Purpose of Amelioration. Society of Soil Science, Vol. 14, pp.17-21.
37. Lumb P.(1975), "Slope Failures in Hong Kong", Quartly Journal of Engeering Geology, Vol. 9, pp.31-65.
38. Lambe, T. W. and Silva-Tulla(1992), "Stability Analysis of an Earth Slope", Proceedings of Stability and Performance of Slope and Embankments-II, ASCE Specialty Conference, University of California, Berkeley, CA, pp.439-473.
39. Luca, S., Luca, P., Matteo, C., Silvia, B., Simonetta, C., Alessandro, P., Andrea, G.,(2017), "Distributed optical fibre sensing for early detection of shallow landslides triggering"
40. Richards, L. A.(1931), "Capillary Conduction of Liquid sthrough Porous Mediums", Physics, Vol. 1.
41. Mein, R. G. and Larson, C. L.(1973)."Modeling infiltration during a steady rain", Water Resour. Res., Vol.9, No.2, pp.384-395.
42. Min, H, W, Dov, L,(2009), "Centrifuge Modeling of Slope Instability", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering
43. N. E. Edlefsen, and A. Anderson, (1943), "Thermodynamics of soil moisture"
44. Ning Lu,William J.Likos,2004,Unsaturated SoilMechanics, JOHN WILLY & SONS,INC.,p.185-186
45. Philip, J.(1957) Theory of Infiltration: The Infiltration Equation and Its Solution. Soil Science, Vol. 83, pp.345-357.
46. Richards, L. A., (1965), "Physical Condition of Water in Soil"

47. Sushil N. M, Khanindra P, Arnab B, (2019), "A comprehensive design of rainfall simulator for the assessment of soil erosion in the laboratory", *Catena*, Volume 172, January 2019, Pages 408-420
48. Sushil N. Mhaske, Khanindra Pathaka, Arnab Basakb(2019), "A comprehensive design of rainfall simulator for the assessment of soil erosion in the laboratory", *CATENA*, Volume 172, January 2019, pp.408-420
49. Taylor(1948), *Fundamentals of Soil Mechanics*.
50. Weyman, D. R.(1973), "Measurements of the Downslope Flow of Water in a Soil", *Journal of Hydrology*, Vol. 20, pp.267-288.
51. Yagi, N. and Yatabe, R.(1987). Prediction method of slope failure in sandy soil due to rainfall. In *Proceedings, 8th Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Kyoto, pp. 217-220.