제 2 장 연구개발 수행 내용 및 결과

제 1절 연구수행 전략 및 방법론



그림 2.1 연구수행전략

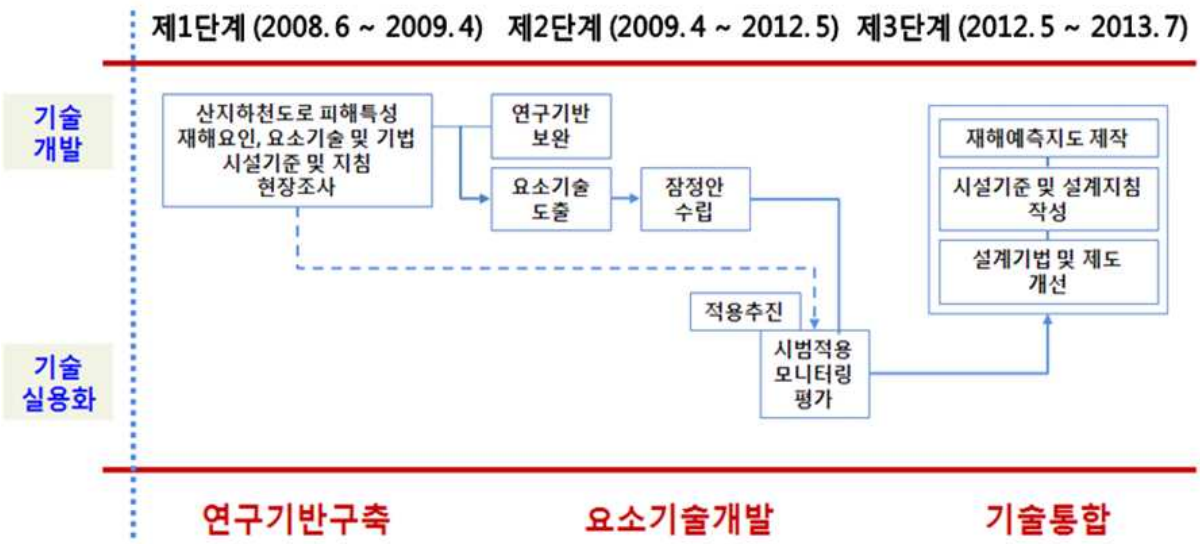


그림 2.2 연구수행 방법론

1. 산악지 도로 선형/배수 설계 및 재해예측지도개발

본 연구에는 강원지역에 산악지 도로 선형/배수 설계 및 재해예측지도 개발을 목표로 하고 있으며, 이에 대한 연구수행전략은 그림 2.3과 같다. 성공적인 연구수행을 하기 위해서 4개의 세세부로 나누어서 연구를 실시하였다.

산지하천도로 방재를 위한 도로 선형설계 기술 개발부분에서는 도로선형설계 S/W개발을 위한 산지하천부 대안노선 선정설계 및 평가 기법을 개발하였으며 최종적으로 대안노선 선정 평가 시스템 개발 및 방재형 산지하천부 도로선형 설계 기법을 개발하였다.

토석유입을 고려한 산지하천도로 배수 구조물 설계 개선부분에서는 기존 산지하천도로 배수구조물의 취약성을 분석하고 개선된 도로배수시설의 현장적용 및 모니터링을 통하여 배수구조물 설계개선안을 개발하였으며 토석유입을 고려한 산지하천도로 배수구조물 설계 지침안 및 기준을 작성하였다.

강원 산지하천도로피해 DB 조사 및 분석부분에서는 강원권 및 전국 단위의 산사태 및 토석류 피해지에 대한 현장조사 실시로 DB를 구축하고 산사태 및 토석류 위험도 평가 모델을 개발하였으며 강원권 국도 3개 노선 및 서울시 우면산에 대해 모델의 신뢰성 검증을 실시하였다.

산지하천도로 재해예측지도 개발 부분에서는 개발된 산사태 및 토석류 위험도 모델을 DB를 이용하여 GIS기반의 강원권 재해예측지도를 작성하고 도로재해예측 지도 관리 시스템을 개발하였다.



그림 2.3 연구수행전략

▸ 산지하천도로 방재를 위한 도로 선형설계 기술 개발

- 도로 선형설계 S/W개발을 위한 산사태 및 토석류 예측모델 제공
- 산지하천도로 방재를 위한 도로 선형설계 S/W 개발

▸ 토석유입을 고려한 산지하천도로 배수 구조물 설계 개선

- 토석유입을 고려한 산지하천도로 배수 구조물 설계 개선안 개발
- 토석류를 고려한 배수구조물 설계개선안에 지침 및 기준 작성

▸ 강원 산지하천도로피해 DB 조사 및 분석

- 산사태 및 토석류의 DB 구축
- 산사태 및 토석류 발생예측모델 개발 및 현장검증
- 산사태 및 토석류 이동경로, 규모 예측모델 개발

▸산지하천도로 재해예측지도 개발

- 유역단위 토석류, 산사태 위험도 분석 및 재해예측지도 DB 구축
- GIS 기반의 산지하천도로 재해예측지도 관리 시스템 개발

본 연구에서는 그림 2.4와 같은 연구수행 흐름도를 작성하여 최종 목표인 산악지 도로 선형/배수 설계 및 재해예측지도 개발을 위한 연구를 수행하였다.

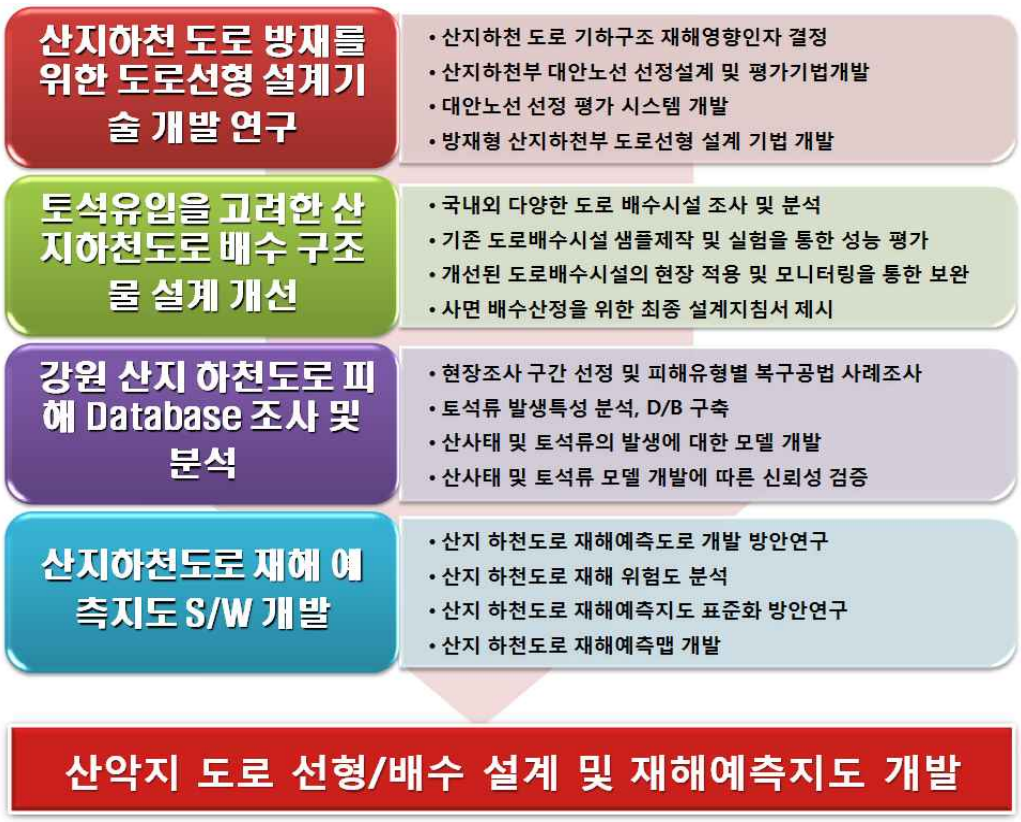


그림 2.4 연구수행 방법론

2. 산지하천 수충부 방재기술 개발

이 연구과제의 연구개발 수행체계의 개념 및 수행 기관 별 담당 연구 과제를 각각 도시하면 아래 표와 같다. 주관연구기관은 강릉원주대학교이며, 세세부과제 공동연구수행기관은 (주)한국종합기술 외 3개 기업과 상지대학교이며 위탁연구수행기관으로는 아주대학교이다. 이 연구에서 개발된 다양한 기술을 실용화하여 산업계에 이전할 수 있도록 10개 기업이 성과활용에 참여한다. 전체적으로는 연간 약 80여명의 전담 연구인력이 투입될 예정이다. 이상과 같은 연구추진체계는 제4차년도의 연구성과를 바탕으로 제5차년도에는 종합적인 성과의 정교화를 지향하는 조직으로 개편하였다.

이 연구는 강원지역 산지하천유역 도로의 선형 및 배수 설계, 하천 만곡수충부의 방재설계, 토석류의 제어설계 기법 개발로 산지하천도로 호우피해 방지를 위한 방재설계 선진화에 기여하고자 하는 것이다. 기술 발전 추세에 부응하는 연구를 수행하기 위하여 이 연구과제의 수행 주체는 국내에서 산지하천 연구 실적을 보유한 기관으로 구성되어 있으며, 연구 인력은 각 수행 주체 기관에서 수충부 해석 및 방재 설계에 관련하여 오랜 경험과 우수한 연구 실적을 가진 연구원으로 구성하였다. 연구과제는 강원지역 산지하천유역 하천 만곡수충부의 방재설계를 위한 것이다. 홍수량 및 토석류 유출을 예측하고 이들로 인한 피해를 저감시키기 위한 방재 구조물 설계 기술은 토목구조공학 분야를 중심으로 하여 위성 정보를 포함하는 첨단 정보통신 기술까지를 포함하고 있는 종합 공학 분야로 발전하고 있다. 연구수행개념도는 아래 그림과 같다.

구 분	협동연구기관	공동연구기관	공동연구기관	공동연구기관	공동연구기관	공동연구기관	위탁연구기관
수행기관	강릉원주대학교	상지대학교	(주)방재안전기술원	㈜도우엔지어즈	㈜한국종합기술	(주)이산	아주대학교
연구과제	산지하천 수충부 방재설계 기술개발	산지하천 시험유역 운영(영서)	산지하천 1차원 하상변동 설계실무 가이드라인 개발	산지하천 만곡수충부 하상 특성조사	산지하천 수충부 호안공법 개발	산지하천 수리시설물 안전 설계연구	산지유역 홍수유출 해석 시스템 개발
1차년도 (2008.06~2009.04)	수충부 및 토석류 방재 설계기술 기반 구축	시험유역운영 (영서)	안정하상설계 기법 분석	-	수충부호안 피해사례조사	호안설계현황 조사	산지하천 홍수유출 해석기법 검토
2차년도 (2009.04~2010.04)	요소기술 도출	시험유역운영 (영서) 및 산지하천특성 분석	산지하천 흐름모형 개발	만곡 수충부 하상조사	역학적 호안공법 정립	보수공법타당성 분석	산지하천 홍수유출 분포형 모형 적합성 검토
3차년도 (2010.05~2011.05)	잠정안 수립	시험유역운영 (영서) 및 수리특성 분석	1차원하상변동 모형개발	산지하천 만곡수충부 하상 특성조사	호안공법 잠정안 제시	유속저감시설물 안전설계 잠정안 제시	산지하천 홍수유출 분포형 모형 구축
4차년도 (2011.05~2012.05)	적용 및 평가	시험유역운영 (영서) 및 거석이동 분석	모형의 실무적용성	산지하천 만곡수충부 하상 특성조사	호안공법 보완	안전설계기법 보완	홍수유출해석 시스템개발
5차년도 (2012.05~2012.07)	설계기술 지침 작성	Testbed 운영	산지하천 1차원 하상변동 설계실무 가이드라인 개발	산지하천 만곡수충부 하상 특성조사	호안공법 편람작성	안전설계지침 작성	홍수 유출해석 사용자 시스템 구축

그림 2.5 연구수행전략

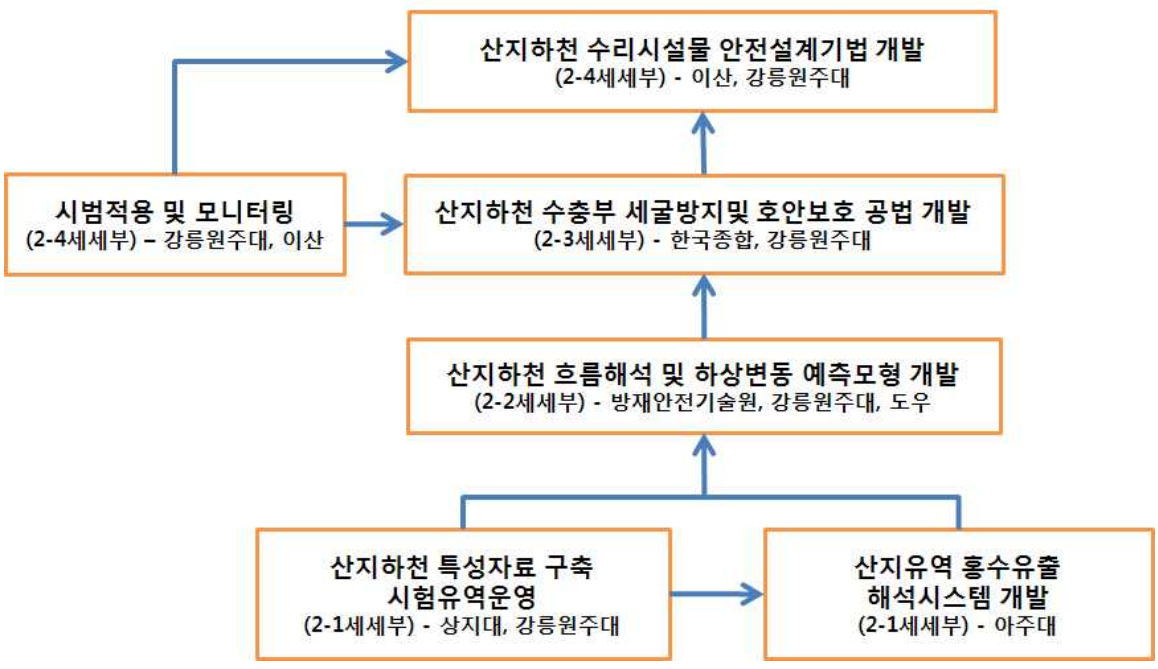


그림 2.6 연구수행 방법론

3. 토석류 제어기법 개발

구 분	협동 연구기관	공동 연구기관	공동 연구기관	공동 연구기관	공동 연구기관	공동 연구기관	공동 연구기관
	(주)이산	강릉원주 대학교(화신)	(주)다산 컨설턴트	서경대학교 (건기연)	(주)용마 엔지니어링	한국시설 안전공단	국립산림과학원
1차년도	토석류 특성 파악 및 기존의 공법, 시설기준 분석	강원 산지지역 지형 및 지질 특성 분석 -(주)화신엔지니어링	기존 사방공법의 효과조사 분석 및 설계법 조사	토석류 대책 구조물의 특성 -건설기술 연구원	토석류 저감공법 현황조사	토석류 특성 파악 및 기존의 공법, 시설기준 분석	
2차년도	토석류 거동 분석 및 위험지역 특성별 효율적 사방대책 선정방법 선정	토석류발생 현황 조사-(주)화신엔지니어링	토석류 거동 예측모형 재현을 위한 이론적 연구수행	토석류 대책 구조물의 충격 저항 설계 정수 특성(Ⅰ)-건설기술연구원	토석류 발생 환경인자와 저감공법 거동 물리특성 파악	토석류 거동 분석 및 위험지역 특성별 효율적 사방대책 선정방법 선정	
3차년도	조건별 토석류 제어공법의 최적의 결정 방법 개발	강원 산지지형과 토석류 발생의 상관관계 분석 -(주)화신엔지니어링	토석류 발생 및 거동 예측 모델의 개발 및 검증 토석류 제어 설계 잠정안 수립	토석류 대책 구조물의 충격 저항 설계 정수 특성(Ⅱ)-건설기술 연구원	토석류 제어공법 적용 특성별 분류 및 수치해석 모델 결정	조건별 토석류 제어공법의 최적의 결정 방법 개발	
4차년도	토석류 제어공법의 시험시공 및 모니터링	토석류 발생 특성 분석 및 저감공법 잠정(안) 도출	토석류 제어 설계 잠정안의 시범적용	다중제어시스템 개발 및 특성분석	토석류 저감공법 거동특성 분석방안 도출	토석류 제어공법의 시험시공 및 모니터링	
5차년도	토석류 재해저감을 위한 시설기준 확립	토석류 발생 저감공법 개발	사방시설의 효율적 유지관리 방안제시	다중제어 시스템 시뮬레이션 및 시공메뉴얼 제시	토석류 저감공법 거동특성 분석방안 실무지침서 작성	토석류 재해저감을 위한 시설기준 확립	토석류 재해저감을 위한 시설기준 확립 및 실제규모토석류 실험 지원

그림 2.7 연구수행 전략 및 방법론

제 2절 연구수행과정 및 내용

1. 산악지 도로 선형/배수 설계 및 재해예측지도개발

가. 산사태 및 토석류 DB 구축 및 GIS기반의 산사태 및 토석류 위험도 분석 시스템

(1) 산사태 DB 구축

전국을 대상으로 총 455개의 산사태 발생 DB가 구축되었으며 구축된 DB의 위치를 그림 2.8처럼 지도에 표시하였다. 강원도 42%(192개소), 서울 및 경기도 35%(160개소), 충청도 5%(21개소), 전라도 4%(18개소), 경상도 13%(58개소)등의 DB가 구축되었다. 주로 강원도 및 서울 경기도권에 많은 Data들이 구축되었다.

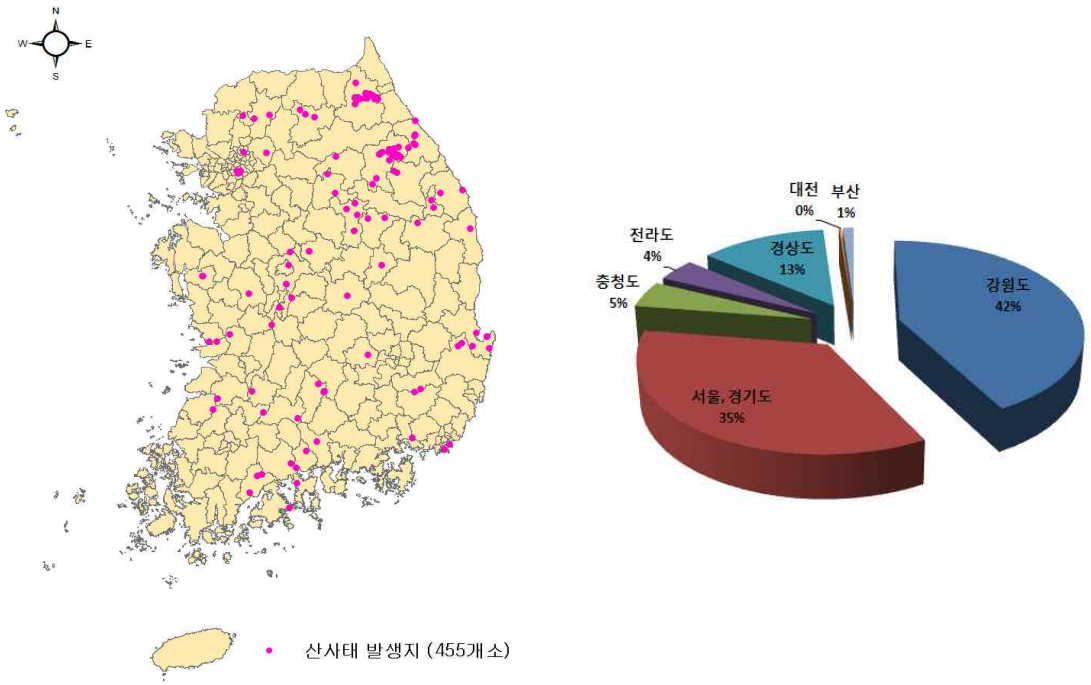


그림 2.8 지역별의 산사태 발생 위치 및 분포

산사태 위험도 예측 모델 개발을 위해서 산사태 및 토석류 피해가 반복적으로 발생하는 인제군, 평창군, 강릉시, 정선군, 제천시 등을 대상 지역으로 선정하였고 2002년부터 2010년까지 도로 재해 대장에 수록된 산사태 피해 위치를 기반으로 현장조사, 보도자료 수집, 탐문조사 등을 통하여 산사태 발생 당시 조건과 위치정보를 조사하였다. 또한 표 2.1과 같이 GIS기반의 수치지형도(DEM, Digital Elevation Map)를 기반으로 사면의 경사, 형상, 방향 등을 산출하였으며, 산사태 발생 지역에서 가장 가까운 기상청의 자동기상관측소(AWS, automatic weather station)의 강우기록을 수집하였다. 이에 더하여, 산

림청의 산불연보(산림청, 2010)를 이용하여 과거 산불발생이력을 조사하였으며, 토양도와 임상도를 이용하여 표층의 두께, 토양특성 및 식생현황 등에 대한 자료도 함께 수집하여 DB로 구축하였다.

표 2.1 산사태 발생 주요 영향 인자 및 조사방법

주요 영향 인자	조사 내용	조사 방법	
		산사태 발생지역	산사태 미발생지역
사면경사	- 산사태 발생부의 사면경사	현장조사 DEM	DEM
사면형상	- 사면의 형상(오목사면, 볼록 사면)	DEM	DEM
사면방향	- 사면의 방향(8방위)	현장조사 DEM	DEM
토층두께	- 잠재적 파괴면의 깊이	현장조사 토양도	토양도
표토의 토성	- 사면을 구성하는 토양의 종류	현장조사 토양도	토양도
강우량	- 최대시우량, 연속강우량, 3일, 7일, 14일, 21일, 28일 누적강우량	자동기상관측소 (AWS)	자동기상관측소 (AWS)
산불발생이력	- 과거 산불발생에 의한 토층의 약화 및 식생파괴	산림청 산불 발생 현황 DB	산림청 산불 발생 현황 DB
식생현황 (나무의 종류)	- 나무의 종류 - 지반의 움직임의 억제요인(영급, 경급)	임상도	임상도

산사태 미발생 지점에 대해서도 산사태 발생지점과 같은 인제군, 평창군, 강릉시, 정선군, 제천시 등을 대상으로 조사를 수행하였다. 산사태 미발생 지점은 그림 2.9와 같이 이미 조사된 산사태 발생 지점에 대한 지도 및 항공사진 자료를 토대로 육안으로 식별하여 지도상에 표기하고 GPS 좌표정보로 변환하였다. 이와 같이 표시된 지점에 대해서는 수치지형도, 토양도, 임상도, 산불현황, 기상자료 등을 이용하여 산사태 발생지점의 자료와 동일한 영향인자를 추출하고 이를 DB로 구축하였다.

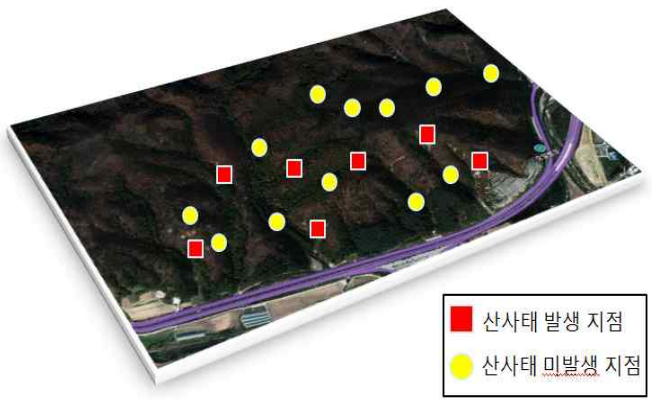


그림 2.9 항공사진을 이용한 산사태 미발생 지점 식별 예 (강원도 평창군)

최종적으로 산사태 발생지역과 산사태 미발생지역의 각 지점에 대한 산사태 영향인자에 대하여 표 2.2와 같이 정리하였다.

표 2.2 산사태 DB 예

위치 (주소)	지형인자			강우량 (mm)							기타				식생		
	사면 경사	경사 방향	경사 형태	최대 시간	연속	3일	7일	14일	21일	28일	유효토심 (mm)	표토 토성	산불 유무	산사태 발생 이력	나무의 종류	경급	영급
인제군 덕산리	24.31	서	평면	48	426	255	442	460	558	561	20-50	양토	유	발생	소나무림	3	5
인제군 덕산리	26.98	북서	오목	48	426	255	442	460	558	561	20-50	양토	유	발생	소나무림	3	5
인제군 덕산리	29.71	북서	오목	48	426	255	442	460	558	561	20-50	양토	유	발생	소나무림	3	5
인제군 덕산리	31.4	북서	오목	48	426	255	442	460	558	561	20-50	양토	유	발생	소나무림	3	5
인제군 덕산리	35.06	남	볼록	48	426	255	442	460	558	561	50-100	사양토	유	발생	소나무림	2	3
인제군 덕산리	41.75	남서	평면	48	426	255	442	460	558	561	50-100	사양토	유	발생	혼효림	2	3
인제군 덕산리	38.94	남서	오목	48	426	255	442	460	558	561	20-50	양토	무	미발생	소나무림	3	5
인제군 덕산리	18.94	남	오목	48	426	255	442	460	558	561	50-100	사양토	무	미발생	소나무림	3	5
인제군 덕산리	32.96	남서	볼록	48	426	255	442	460	558	561	20-50	양토	유	미발생	혼효림	3	5
인제군 덕산리	32.51	북서	오목	48	426	255	442	460	558	561	50-100	사양토	무	미발생	활엽수림	2	2

(2) 산사태 DB 분석

산사태 발생 예측을 위하여 구축된 DB는 강우, 토양, 임상, 지질 및 지형정보에 대하여 총 31개의 세부 인자로 정리되었다. 이와 같이 산사태 발생에 영향을 주는 것으로 정리된 인자 중에서 가장 산사태 발생과 상관성이 높은 것을 선정하고 각 인자들에 대한 분석을 수행하였다. 또한 조사된 영향인자 중 일부는 이를 제작한 기관에 따라 각기 다른 방식으로 표현되어 있어 공학적인 의미를 갖는 인자로 수정 및 보완 작업을 수행하였다.

(가) 사면경사

본 연구에서는 사면인자를 식 (2.1)과 같이 제안하였다. 도출된 식을 이용하여 산사태 발생과의 상관분석을 수행한 결과는 그림 2.10과 같으며, 94%의 매우 높은 상관성을 보였다.

$$\text{사면인자} = |\text{위험경사도}(29°) - \text{사면경사}| \quad (2.1)$$

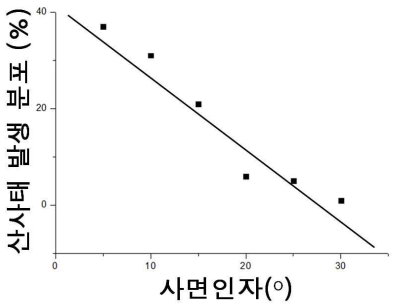


그림 2.10 사면인자-산사태 발생확률 상관분석

(나) 강우량

강우량의 경우 산사태 발생에 직접적인 영향을 주는 인자로 고려되었으며, 산사태 발생 시점을 기준으로 최대시우량과 연속강우량을 조사하였다. 그림 2.11은 각 강우인자가 산사태 발생에 미치는 영향도를 분석한 내용으로 비교에 사용된 대응위험도(Odds ratio)는 입력변수와 목표변수사이의 인과관계를 나타낸다.

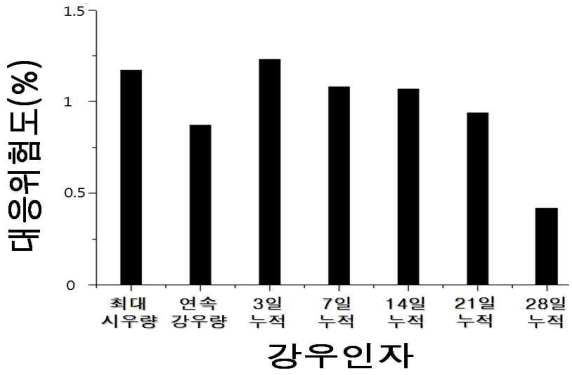


그림 2.11 강우량에 따른 산사태 발생 영향도 평가

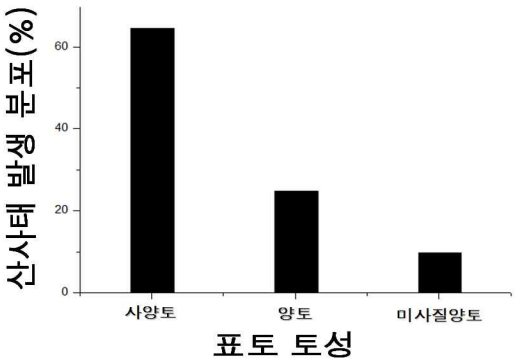


그림 2.12 산사태 DB의 표토 토성 분포

(다) 표토 토성

표토 토성은 지반의 강도 및 침투특성 등과 같이 산사태 발생의 물리적 특성과 직접적으로 관련된 중요한 인자이다. 그림 2.12는 표토 토성과 산사태 발생빈도에 대해서 구축된 DB를 분석한 결과를 나타내며, 사양토의 경우 64%로 산사태 발생 확률이 높다. 사양토, 양토, 미사질양토는 공학적인 분류가 아닌 농업에서 사용되는 흙의 분류 기준으로, 이를 정량화하기 위하여 각각의 분류된 토양특성을 표 2.3과 같이 단위중량, 간극비, 투수계수 등의 공학적 인자로 변환하여 입력하였다(양인태 등, 2007).

표 2.3 토성 입력 방식 변경 (양인태 등, 2007)

표토 토성	건조단위중량(t/m3)	간극비	투수계수(cm/hr)
사양토	1.7	0.529	9
양토	1.65	0.576	4
미사질양토	1.5	0.733	0.5

(라) 유효토심

유효토심이 얕을수록 강우에 의한 사면포화현상이 빠르게 진행되어 산사태 발생에 취약하다. 실제로 본 연구에서 구축한 DB를 이용하여 분석한 결과를 보면 그림 2.13과 같이 유효토심이 20~50cm인 경우 산사태 발생분포는 54%이며, 50~100cm에 해당하는 경우 산사태 발생분포는 34%로 토심이 얕아질수록 산사태 발생 가능성이 높아진다. 유효토심은 범위의 형태로 기록되어 있어 DB상에서 20~50cm의 경우 평균값 35cm, 50~

100cm의 경우 평균값 75cm와 같이 변환하였다.

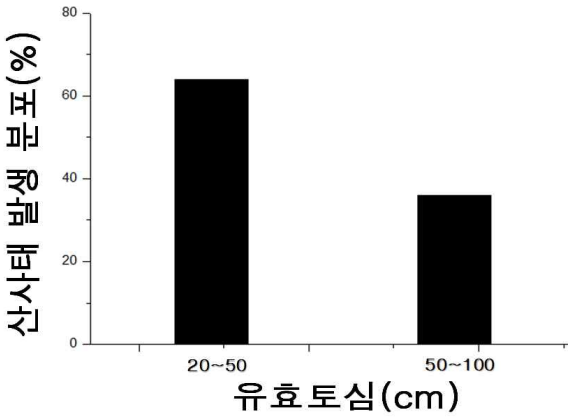


그림 2.13 산사태 DB의 유효토심 분포

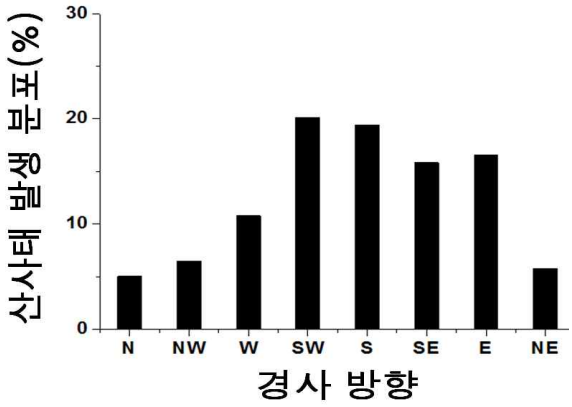


그림 2.14 산사태 DB의 경사 방향 분포

(마) 경사방향

경사방향은 일반적으로 태풍 혹은 집중호우의 이동경로에 의하여 같은 지역에서도 사면의 방향에 따라 집중적으로 강우가 더 내리거나, 태풍으로 인한 나무의 흔들림이 심하거나, 혹은 방위별 일사량 차이로 나무의 종류에 따른 특성차이가 있기 때문에 산사태 발생에 영향을 미친다. 그림 2.14는 경사방향에 따른 산사태 발생확률 관계를 나타내며, 산사태 위험도 예측식을 제안하기 위하여 서, 남서, 남, 남동 지역은 산사태 발생에 영향을 많이 주는 그룹으로 1의 값으로 분류하고 북, 북서, 동, 북동의 경우 산사태 발생에 영향을 미치지 않는 그룹으로 0의 값으로 분류하여 DB에 입력하였다.

(바) 사면형태

사면의 모양이 오목한 경우 지중으로 침투된 지하수가 집중되고 이로 인하여 산사태 발생이 더 많을 것으로 예측하여 조사를 수행하였다. 그림 2.15와 같이 사면형태와 산사태발생 확률간의 관계를 분석한 결과, 오목한 사면은 53%, 볼록한 사면은 47%로 사면의 형태가 산사태 발생에는 큰 영향을 미치지 않는 것으로 나타났다.

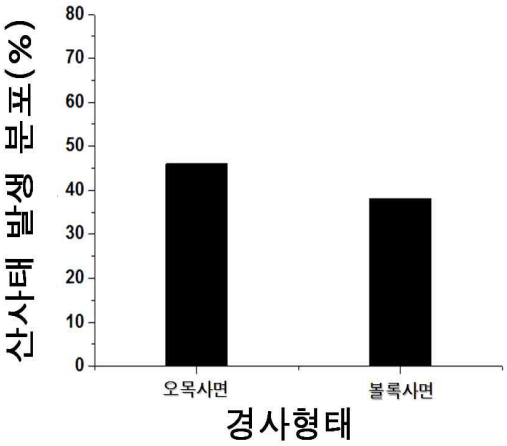


그림 2.15 산사태 DB의 사면형태 분포

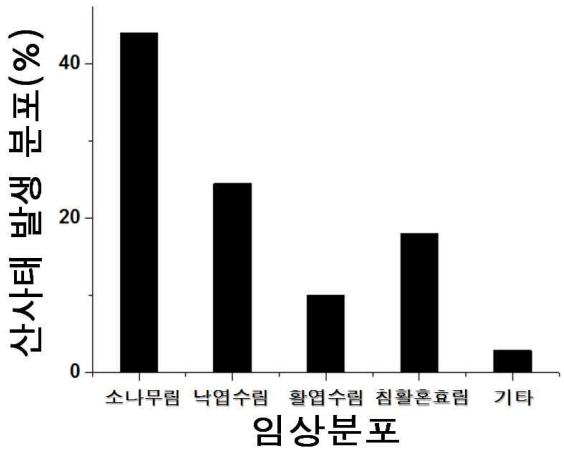


그림 2.16 산사태 DB의 나무의 종류 분포

(사) 나무의 종류(임상)

일반적으로 나무의 종류에 따라 뿌리의 발달정도와 인장강도가 상이하므로 사면 안정성에 영향을 줄 수 있어 영향인자로 선택하였다. 그림 2.16은 본 연구에서 DB를 구축한 연구지역에서 나무의 종류에 따른 산사태 발생확률을 비교한 결과를 나타내며, 기존의 연구와 유사하게 소나무림의 경우 산사태 발생확률이 43%로 활엽수림에 비해 약 2배정도 많은 산사태가 발생하였으며, 다른 종류의 수목에서는 전체적으로 낮은 규모의 발생률을 보였다.

(아) 경급 및 영급

식물 뿌리의 인장강도는 식생의 성장과 관련이 있으며, 이에 따라 뿌리의 성장정도를 판단할 수 있는 척도인 나무의 나이를 표현하는 영급과 나무의 직경을 표현하는 경급을 조사하였다. 그림 2.17은 경급에 따른 산사태 발생확률의 관계를 나타낸다. 경급의 경우 1급(0~6 cm)~3급(18~28 cm)의 경우 산사태 발생확률이 증가하는 경향을 보이며, 4급(30cm 이상)의 경우 산사태 발생확률이 큰 폭으로 증가하는 것을 알 수 있다. 그림 2.18은 영급에 따른 산사태 발생확률의 관계를 나타낸다. 영급의 경우 1급(10년생 이하)~5급(41~50년생)까지는 산사태 발생확률의 증감에 대한 뚜렷한 경향을 보이지 않으나 6급(51년생 이상)에서는 산사태 발생확률이 큰 폭으로 증가한다. 이는 나무의 뿌리인장강도에 비해 나무의 크기가 과도하게 증가하여 나무의 무게와 길이가 오히려 산사태 발생을 증가시키며 나무의 노화에 의하여 뿌리인장강도가 약해지기 때문인 것으로 판단된다.

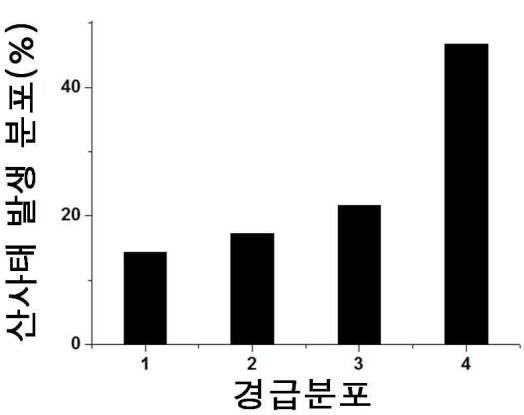


그림 2.17 산사태 DB의 경급분포

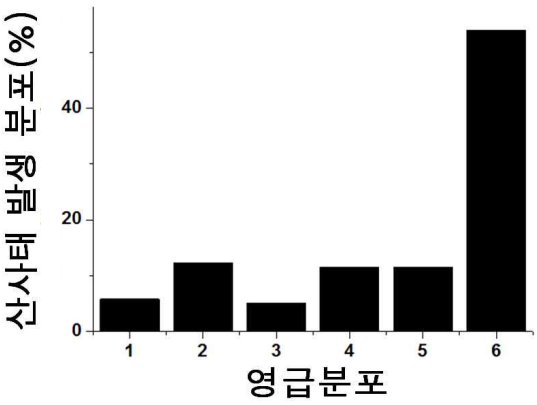


그림 2.18 산사태 DB의 영급분포

(3) 산사태 위험도 예측모델 개발

로지스틱 회귀분석은 산사태와 관련 있는 다른 요인들을 이용하여 향후 발생 가능한 사면 재해 발생을 예측하려는 시도에 적용 가능한 통계분석 방법이다. 예측하려는 변수를 종속변수라 칭하며 '발생'을 뜻하는 '1'의 값과 미발생을 뜻하는 '0'의 값을 갖는다. 산사태와 같이 발생에 영향을 주는 독립변수가 많고, 두 개의 종속변수를 갖는 경우에 그 상관성을 일반적인 선형 회귀분석으로 도출하는 것은 불가능하다. 따라서 다양한 독립변수와 종속변수간의 상관성 도출을 위하여 로지스틱 회귀분석을 이용하였다. 로지스틱 회귀분석은 각 인자간의 상관성이 크게 중요하지 않을 때 효과적이며, 로지스틱 회귀분석의 결과로 나타나는 식으로부터 바로 해당 지역의 발생확률을 계산할 수 있어 산사태 발생확률을 예측하는 이상적인 통계 분석방법이라고 할 수 있다. 또한 일반적인 회귀분석의 경우 x, y값이 무한대 값으로 수렴하거나 발산하는 것이 보통이지만 로지스틱 회귀분석의 경우 0에서 1사이의 값을 가지며 S형태의 곡선을 갖는다. 따라서 이를 선형적인 함수로 변환시키기 위하여 로지스틱 함수로 변환시키게 된다.

산사태 발생 영향 인자의 선택은 단계별 선택법에 의하여 진행하였다. 단계별 선택법은 전체 인자에 대한 회귀분석을 수행하고 신뢰성에 따라 변수를 제거, 혹은 다시 선택하여 최대한의 신뢰성을 확보할 수 있는 인자들이 선택되도록 분석식의 신뢰성 및 유의성 분석을 반복수행하는 방법이다. 이에 따라 최종적으로 선택된 변수는 표 2.4에 정리된 바와 같이 사면인자, 경사향, 건조단위중량, 강우량, 산불이력, 영급분포이며, 유효토심, 나무의 종류, 사면형태는 산사태 발생과의 상관성이 낮은 것으로 판정되어 회귀분석에서는 제외되었다. 경급의 경우 유의확률이 유의수준 범위에 포함되지만 영급이 산사태 발생과의 상관성이 더 높은 것으로 나타나 개발된 최종 모델에서는 제외되었다.

표 2.4 산사태 발생 확률모델 예측 유발 인자

영향 인자	산사태 발생 여부(Target,1: 발생 0 : 미발생)
사면인자 (o), S	|위험경사도(29o) - 경사도|
경사방향지수, SI	남. 남동, 남서, 서 = 1 북, 동, 북동, 북서 = 0
표토토양지수 (t/m3), Ɣd	사양토 = 1.7, 양토 = 1.65, 미사질양토 = 1.5
강우량 (mm), R3day	3일 누적 강우량
산불이력, F	산불 발생 유무 (재해 발생이전 7개년) 1 : 발생, 0 : 미발생
영급분포 (year), T	1급 = 5, 2급 = 15, 3급 = 25, 4급 = 35, 5급 = 45, 6급 = 60

최종적으로 개발된 산사태 위험도 예측식은 식 (2.2)와 같으며 분자와 분모에 로지스틱 회귀분석을 통해 개발된 식 (2.2)의 산사태 예측 Logit(p)를 대입하여 해당 지역의 산사태 발생 확률을 계산할 수 있다. 식 (2.2)의 Logit 식의 경우 지형정보시스템기반의 수치지도를 통하여 사면인자, 3일누적강우량, 표토토양지수, 산불발생여부, 영급분포, 경사방향 지수의 입력 값을 대입하여 계산할 수 있다.

$$\text{산사태 발생확률}\,(P) = \frac{\mathrm{EXP}\,(Logit(p))}{1+\mathrm{EXP}\,(Logit(p))} \tag{2.2}$$

$$\text{산사태 발생확률}\,(P) = -84.480 - 0.1S + 0.001T + 2.22S_I + 44.125\Gamma_d + 2.517F + 0.023R_{3day} \tag{2.3}$$

여기서 S는 사면인자, T는 영급, S_I는 경사방향지수, Υ_d는 표토토양지수, F는 산불 발생 이력, R_{3day}는 3일 누적강우량을 뜻한다. 각 인자에 곱해지는 지수가 음수인 경우 인자가 커질수록 산사태 발생 확률이 낮아지며 양수인 경우 인자가 커질수록 산사태 발생 확률이 증가한다. 표 2.5의 경우 산사태 위험도 예측식의 경우 유의수준 0.05 이내의 조건에서 수행된 산사태 위험도 예측식의 회귀분석 결과 값으로 각 인자별 회귀분석 계수, 표준편차, 유의확률이 표기되어 있다. 유의확률은 최소 설정된 가설에 대한 오류발생 확률로 0~1사이의 백분율로 표시되며, 이때 사용되는 유의확률의 기준값을 유의 수준이라고 부른다. 회귀분석계수를 살펴보면 사면인자의 경우 29°에 가까울수록 산사태 발생 확률이 증가하는 것으로 나타났다. 강우량의 경우 산사태 발생 일을 기점으로 한 최대시우량, 연속강우량, 누적 7일, 14일, 21일, 28일 강우량에 비하여 3일누적강우량의 신뢰성이 가장 높아 선택하였다. 또한 영급 분포에 따라 강우가 직접적으로 표토에 침투하는 것을 억제하며 수목의 뿌리인장강도에 의해 산사태에 대한 저항성을 확보하여 산사태 발생 확률이 낮게 나타나는 것을 확연하게 볼 수 있다. 같은 원리로 식생의 상태에 영향을 미치는 산불 발생 지역도 산사태 발생확률을 증가시키는 주요 원인이다. 또한 영급의 증가에 따라 산사태 발생확률이 증가하는 경향을 보인다.

표 2.5 로지스틱 회귀분석 결과

인자	회귀 분석 계수	표준 편차	유의확률
사면인자(o)	-0.100	0.031	0.001
3일누적강우량(mm)	0.230	0.008	0.003
표토토양지수(t/m3)	44.125	5.225	0
산불발생이력	2.517	0.505	0
나무의 영급(year)	0.110	0.013	0
경사방향지수	2.220	0.393	0

단, 제안된 모델식의 경우 다음과 같은 조건에서 사용범위가 제한된다.

(가) 표토토성을 나타내는 표토토양지수의 경우 사양토, 양토, 미사질양토 등의 모래, 점토, 실트질 토양으로만 제한된다. 표층이 자갈, 암석층으로 구성된 경우는 제안된 모델의 적용범위에 포함하지 않는다.

(나) 제안된 모델의 기반이 된 DB에는 식생조건이 항상 존재했다. 따라서 식생이 없는 경우 제안된 산사태 위험도 예측식의 적용범위에 포함하지 않는다.

(4) 토석류 DB 구축

전국을 대상으로 총 160개 유역의 토석류 발생 DB가 구축되었으며 구축된 DB의 위치를 그림 2.19처럼 지도에 표시하였다.

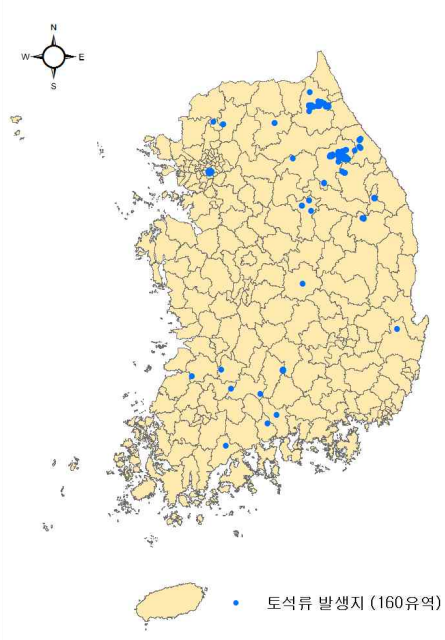


그림 2.19 지역별의 토석류 발생 분포

표 2.6 토석류 발생 위치

발생위치	시,군,구	발생위치	시,군,구
강원도	양양군	전라남도	광양시
	인제군		보성군
	정선군	전라북도	군산시
	춘천시		남원시
	평창군		임실군
경기도	동두천시		정읍시
	양평군	경상남도	하동군
	여주군		함양군
	포천시	경상북도	경주시
서울시	서초구 우면산		봉화군
충청북도	제천시		상주시

유역별 토석류 위험도를 평가하기 위해 2002년부터 2006년 까지 토석류 피해가 기록된 도로재해대장 및 보도 자료를 통하여 토석류 피해 이력이 있는 4개 국도에서 시험 유역을 설정하였다. 시범 유역은 총 48개로 지정하였으며, 실제 토석류 피해 발생 지점 25개 유역, 계곡을 포함한 토석류피해가 발생하지 않은 23개 유역을 항공사진 및 GIS를 이용하여 지정하였다. 시범 유역의 경우 피해 예상 지점을 토사 출구 지점으로 지정하여, 중력에 의해 도달 가능한 범위를 유역으로 GIS 툴을 이용하여 생성하였다. 그림 2.20은 2006년 집중호우에 의하여 토석류가 발생된 국도 59호선 나전-진부구간의 유역이며, 그림 2.21은 2002년 루사에 의해 토석류가 발생된 국도 31호선 영월-방림구간의 유역 사진이다. 그림 2.22는 2006년 집중호우에 의하여 토석류가 발생된 태백-상사미구간의 유역이며, 그림 2.23은 2002년 루사에 의하여 토석류가 발생된 국도 35호선 성산-왕산에 대한 유역이다. 또한 그림 2.24는 집중호우에 의하여 2011년 서울시 서초구 우면산의 토석류 발생 유역의 모습을 나타내고 있다.

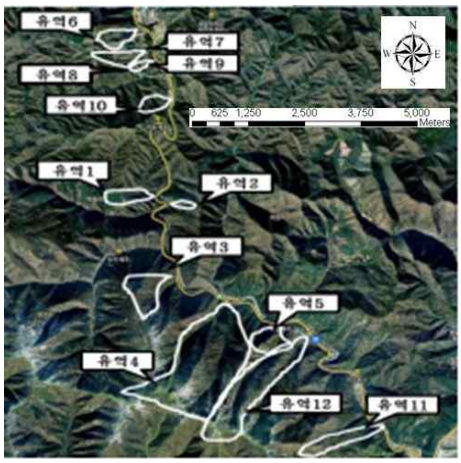


그림 2.20 59호선 나전-진부 구간 유역 표시도

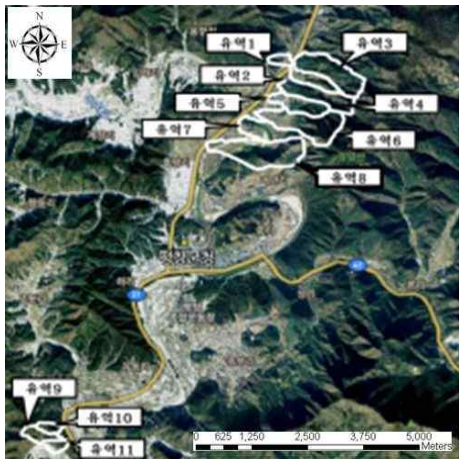


그림 2.21 31호선 영월-방림 구간 유역 표시도

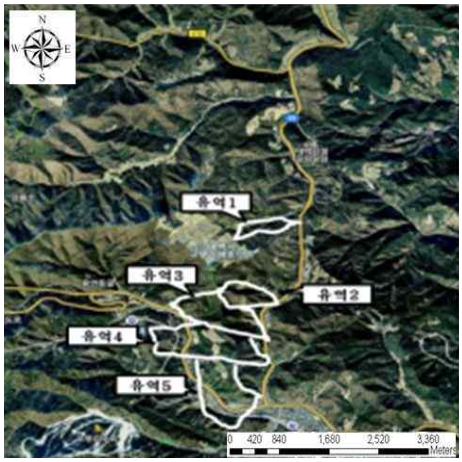


그림 2.22 35호선 태백-상사미 구간 유역 표시도

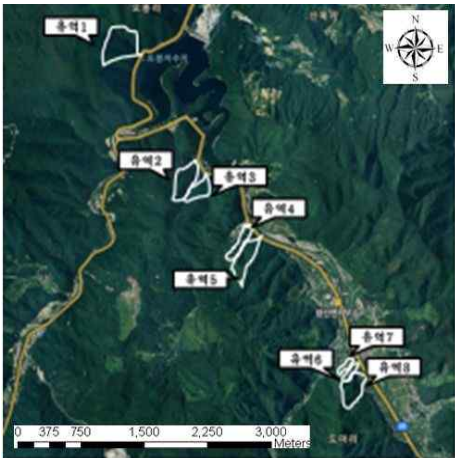
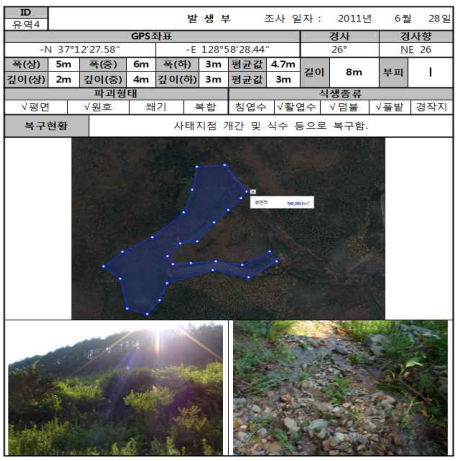


그림 2.23 35호선 성산-왕산 구간 유역 표시도



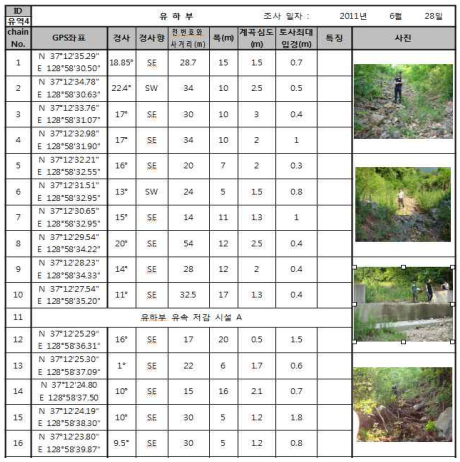
그림 2.24 우면산 유역분류도

또한 항공사진 판독 및 GIS 조사 결과 특이사항이 발견된 59호선 3개 유역, 35호선 6개 유역, 31호선 3개 유역, 우면산 12개 유역에 대한 현장조사를 수행하였다. 현장조사 결과는 그림 2.25와 그림 2.26과 같이 발생부, 유하부로 구분하여 폭, 넓이, 깊이, 길이, 경사, 경사방향 등을 조사하였으며, 퇴적부의 경우 시간경과로 인하여 흔적을 발견할 수 없기 때문에 탐문조사 및 보도 자료를 통하여 Data를 수집하여 야장으로 정리하였다.



ID	발 생 부	조사 일자 : 2011년 6월 28일						
유역4								
GPS좌표						경사	경사향	
-N 37°12'27.58"		-E 128°58'28.44"				26°	NE 26	
폭(상)	5m	폭(중)	6m	폭(하)	3m	평균값	4.7m	길이 8m 부피 I
깊이(상)	2m	깊이(중)	4m	깊이(하)	3m	평균값	3m	
파괴형태						식생종류		
√평면	√원호	쐐기	복합			침엽수	√활엽수	√덤불 √풀밭 경작지
복구현황	사태지점 개간 및 식수 등으로 복구함.							

그림 2.25 59호선 나전-진부 구간 4번 유역 현장조사 야장 (발생부)



ID	유 하 부								조사 일자 : 2011년 6월 28일
유역4									
chain No.	GPS좌표	경사	경사향	전 번호와 사거리 (m)	폭(m)	계곡심도 (m)	토사최대 입경(m)	특징	사진
1	N 37°12'35.29" E 128°58'30.50"	18.85°	SE	28.7	15	1.5	0.7		
2	N 37°12'34.78" E 128°58'30.63"	22.4°	SW	34	10	2.5	0.5		
3	N 37°12'33.76" E 128°58'31.07"	17°	SE	30	10	3	0.4		
4	N 37°12'32.98" E 128°58'31.90"	17°	SE	34	10	2	1		
5	N 37°12'32.21" E 128°58'32.55"	16°	SE	20	7	2	0.3		
6	N 37°12'31.51" E 128°58'32.95"	13°	SW	24	5	1.5	0.8		
7	N 37°12'30.65" E 128°58'32.95"	15°	SE	14	11	1.3	1		
8	N 37°12'29.54" E 128°58'34.22"	20°	SE	54	12	2.5	0.4		
9	N 37°12'28.23" E 128°58'34.33"	14°	SE	28	12	2	0.4		
10	N 37°12'27.54" E 128°58'35.20"	11°	SE	32.5	17	1.3	0.4		
11	유하부 유속 저감 시설 A								
12	N 37°12'25.29" E 128°58'36.31"	16°	SE	17	20	0.5	1.5		
13	N 37°12'25.30" E 128°58'37.09"	1°	SE	22	6	1.7	0.6		
14	N 37°12'24.80 E 128°58'37.50	10°	SE	15	16	2.1	0.7		
15	N 37°12'24.19" E 128°58'38.30"	10°	SE	30	5	1.2	1.8		
16	N 37°12'23.80" E 128°58'39.87"	9.5°	SE	30	5	1.2	0.8		

그림 2.26 59호선 나전-진부 구간 4번 유역 현장 조사 야장 (유하부)

(5) 토석류 DB 분석

토석류 발생 조건에 대한 주요인자 분석은 다음과 같다.

(가) 산사태 발생량

본 연구에서는 GIS를 이용하여 유역 내 산사태 발생 가능면적, 붕괴지역의 평균 토심 Data를 추출하였고 붕괴지역의 평균 토심은 유역내의 산사태 발생확률이 50%이상인 면적(셀)중 유하거리를 고려하여 토석류 퇴적부까지 도달하는 면적(셀)에 대한 토심의 평균값을 사용하였다. 강원지역 유역의 평균 토심이 20cm 이하의 경우는 10cm, 20~50cm 사이의 경우는 35cm, 50~100cm 사이의 경우는 75cm, 100cm 이상의 경우는 100cm을 사용하였고, 우면산의 경우는 강원지역의 토심 깊이와 다르므로 평균 토심 150cm를 사용하였다. 또한 식 2.4와 같이 추출된 Data를 계산하여 산사태 발생량을 산정하였다.

$$\text{산사태발생량}(m^3) = \text{산사태발생가능면적}(m^2) \times \text{붕괴지평균토심}(m) \qquad (2.4)$$

산사태 발생 가능 면적은 이승우 등(2011)이 제안한 산사태 위험도 예측 모델을 기반으로 제작된 산사태 위험 예측지도를 이용하여 추출하였다. 산사태 위험 예측지도의 경우 강우량 인자가 적용되어 강우량별로 산사태 발생 확률을 예측할 수 있는 장점이 있다. 또한 그림 2.27은 2011년 토석류 피해가 발생한 서울시 서초구 우면산 산사태 발생 지점에 대한 산사태 발생 확률예측 결과이며, 강우량은 우면산 산사태 발생 시간까지의 3일 누적 강우량인 329mm를 적용한 것으로 높은 정확도를 보이는 것을 알 수 있다.

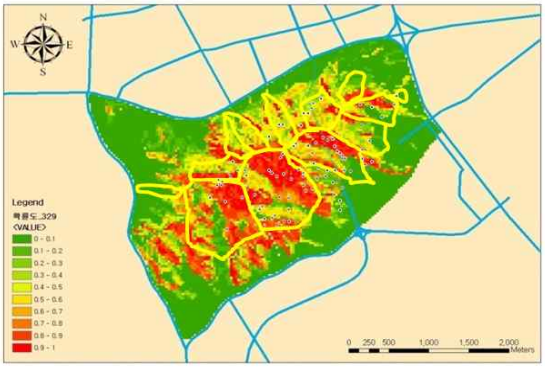


그림 2.27 우면산 산사태 발생확률 예측(강우량 329mm)

유역별 토석류 위험도 평가 모델의 경우 산사태 및 토석류에 의해 인명 및 재산 피해가 발생할 확률을 예측하여 위험도를 판단하는 모델이다. 따라서 실제 피해발생 여부를 고려하기 위하여 출구지점까지 도달 가능한 면적을 선택하여 DB에 구축하였다. 토석류 도달거리는 그림 2.28과 식 2.5에서와 같이 토석류 발생 지점의 고도차와 퇴적부까지의 거리간의 관계이며, 국내에서 발생된 토석류의 일반적인 도달거리 지수인 R값이 4.3이라는 연구 결과가 있다(백중철 등, 2011). 로지스틱 회귀분석을 이용하여 산사태 발생여부를 판단하는 본 논문에서는 산사태 미발생을 0, 그리고 발생을 1로 구분하였고 회귀분석상 0과 1을 산사태 발생 확률 값으로 볼 수 있다.

그러므로 산사태 발생과 미발생의 판단 기준을 50%(0.5)로 하여 확률이 50%이상 일시에는 발생 그리고 50%미만일 경우에는 산사태 미발생으로 분류하게 된다. 산사태 발생으로 분류된 면적의 경우 GIS를 이용하여 산사태 발생 확률 50%이상인 면적에 대해서만 Data를 추출하였고 이렇게 추출된 면적Data를 대상으로 고도, 실제 토석류 이동거리를 산정하였다.

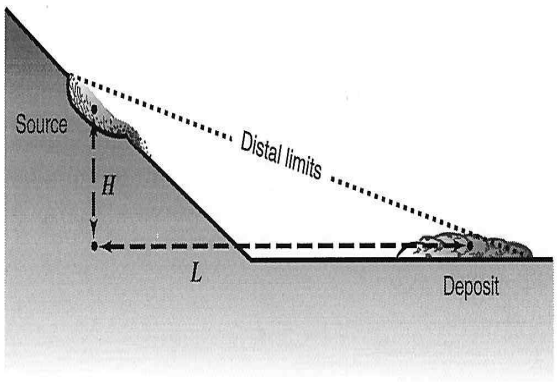


그림 2.28 토석류 영향범위 모식도 (Heim, 1932)

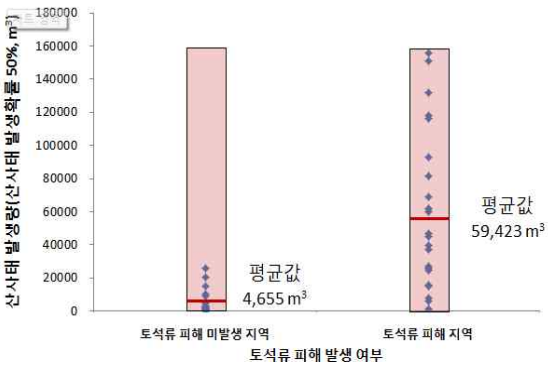


그림 2.29 산사태 발생량과 토석류 발생 확률 관계

$$R = \frac{H}{L} \qquad (2.5)$$

여기서 R은 도달거리 지수, H는 발생 지점의 고도(m), L은 발생 지점에서 퇴적 지점까지의 거리이다. 그림 2.29는 각 유역별 토석류 피해발생 여부와 산사태 발생량의 관계를 분석한 그래프이다. 50% 산사태 발생확률을 적용한 산사태 발생량의 경우 토석류 피해발생 지역의 평균값은 59,423m^{3}이고 산사태 발생량이 많은 경우 토석류 피해발생 확률도 증가하는 경향을 보였다.

(나) 토석류 침식량 산출

국내의 경우 침식에 의한 토석류 증가량 산정에 대한 확립된 연구결과가 미흡한 실정이다. 따라서 토석류 침식량에 관련된 국외 연구사례를 통하여 결정하였다. Lorenzo Marchi(2004)는 식 2.6과 식 2.7의 토석류 침식량 산정식을 제안하였다. 또한 Joseph E 등(2008)은 미국에서 발생된 토석류 침식에 대한 연구를 수행하여 유역면적, 유역 경사, 경사길이 등의 인자와 토석류 침식량과의 관계를 분석하여 경험식을 개발하였다. 토석류 침식량은 토석류 유로평균경사와 유역면적과 상관성이 있는 것으로 판단할 수 있다.

$$M = 65000A^{1.35}S^{1.7} \qquad (2.6)$$

여기서 A는 유역면적이며 S는 유로평균경사이다.

$$M = V_r \alpha S^{\beta} \qquad (2.7)$$

여기서 Vr은 유거수의 부피이며 α는 1.6~2.9사이 값이고 β는 2값을 사용한다.

토석류 피해발생 확률과 침식에 의한 토석류 발생 여부는 유로평균경사와 유역면적과의 함수에 의해 결정되며, 토석류 피해 발생과의 관계는 그림 2.30과 같다. 계산된 결과에서 5% 절삭평균에 의해 이상치를 제거하였다. 토석류 피해 미발생지역의 경우 평균적으로 9,414m^{3}의 침식량을 보였으며, 토석류 피해 발생지점의 경우 토석류에 의한 침식량이 13,427m^{3}로 토석류 피해 지역이 더 많은 침식량을 보였다.

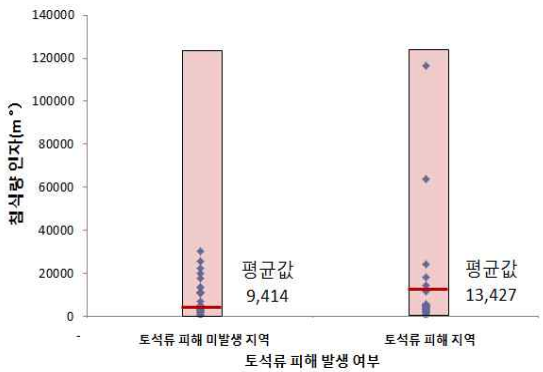


그림 2.30 침식량 인자를 통해 계산된 토석류 침식량과 토석류 피해발생여부와의 관계

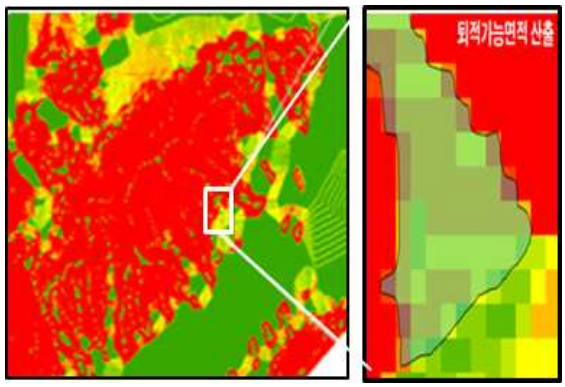


그림 2.31 퇴적가능면적 산출 (우면산)

(다) 토석류 퇴적가능 면적 산출

토석류 피해지역에 대한 현장조사의 경우 대부분 어느 정도 시간이 경과된 후 수행되기 때문에 토석류의 퇴적에 대한 조사는 매우 어려운 실정이다. 그러나 퇴적 가능면적이 유로 내에 존재할 경우 실제 토석류의 이동거리가 감소하기 때문에, 이를 토석류 피해 경감에 대한 인자로 선정하였다. 본 연구에서는 그림 2.31과 같이 GIS를 이용하여 유로 내 경사도가 10°이하에 해당하는 면적을 토석류 퇴적가능 면적으로 산출하였다 (VanDine, 1996).

그림 2.32는 토석류 퇴적가능면적과 토석류 발생확률에 대한 분석결과이며, 토석류 퇴적가능면적이 증가함에 따라 토석류 피해발생확률은 감소하는 경향을 보인다. 따라서 유로 내 토석류 퇴적가능면적이 증가할수록 토석류 피해는 감소할 것으로 판단된다.

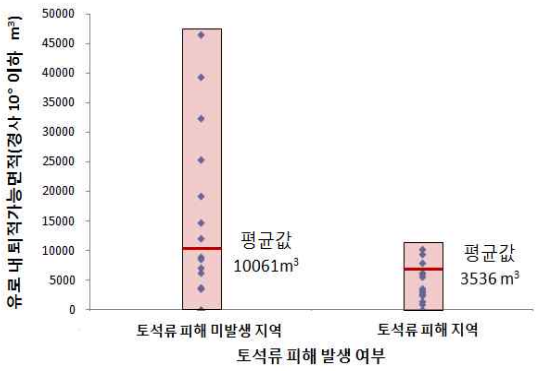


그림 2.32 토석류 퇴적가능면적과 토석류 발생 확률과의 관계



그림 2.33 Thiessen망을 이용한 강우량 조사

(라) 강우량

토석류 발생의 가장 큰 원인은 강우로서 일정 이상의 강우강도가 발생할 경우 산사태가 발생되어 토석류 형태로 흐름으로 전환하게 된다. 강우량은 자동강우관측소의 강우정보를 이용하여 조사하였으며, 유역별 토석류 위험도 평가를 위해 선정한 유역들은 자동강우관측소와 거리가 있어 정확한 강우량 산정을 위해 그림 2.33 같이 Thiessen의 강우망도를 이용하였다.

그림 2.34는 연속강우량을 대상으로 토석류 피해발생확률과의 관계를 분석한 것이다. 연속강우량의 토석류 피해 발생지역 평균값은 486mm이며 3일 누적강우량에 비해 상관성이 더 높은 것을 알 수 있다. 따라서 연속강우량이 증가할 경우 토석류에 의한 피해발생확률 또한 증가하는 것으로 판단된다.

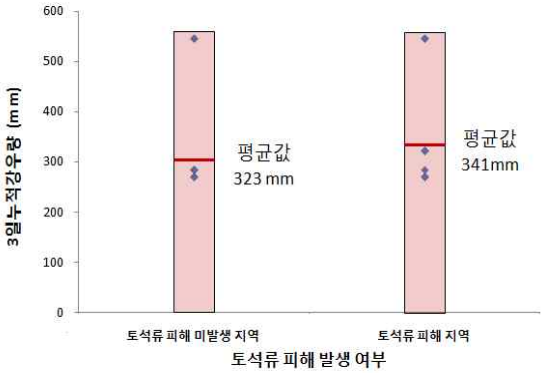


그림 2.34 3일 누적강우량과 토석류 피해 발생확률과의 관계

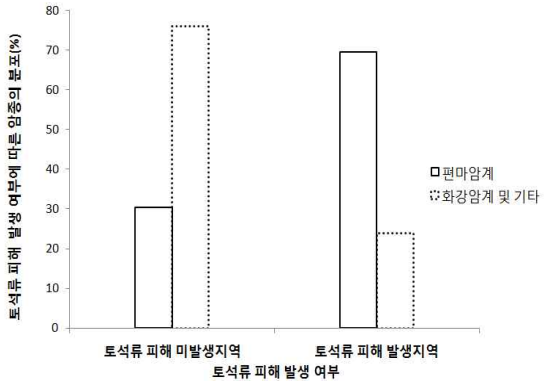


그림 2.35 표토의 모암에 따른 토석류 발생 분포 비교

(마) 표토의 모암

사면을 구성하고 있는 표토는 암반에 의해 그 성질이 결정되며, 구성암에 따라 마찰력 등의 강도정수에 영향을 줄 수 있다.

김원영 등(2009)은 자연사면 산사태 지역의 강우, 지질 및 산사태 기하형상에 대한 고찰을 수행하였으며, 화강암지역보다 편마암계 지반에서의 산사태 발생 건수가 2배 이상인 것을 확인하였다. 또한 점토질 및 세일의 경우 사질토에 비하여 전단강도가 떨어져 토석류에 의한 침식에 약한 것으로 판단하였다. 따라서 표토의 모암이 편암, 편마암일 경우 지수 1로, 화강암 및 기타 표토의 모암일 경우 지수 0으로 입력하여 분석하였으며, 여기서 표토의 모암 지수는 정량적인 수치가 아닌 산사태 발생 경향임을 확인할 수 있다. 그림 2.35는 국도 31호선, 35호선, 59호선, 서울시 우면산에 대해 한국지질자원연구소에서 제공되는 지질도를 이용하여 조사된 표토의 모암과 토석류 발생 여부와의 관계를 분석한 내용으로서 토석류 피해발생 유역을 구성하고 있는 표토의 모암은 주로 편암, 편마암으로 분포되어 있는 경우가 많이 있는 것을 알 수 있다.

(6) 토석류 위험도 평가모델 개발

유역별 토석류 인자 조사 DB를 이용하여 로지스틱 회귀분석을 수행하였다. 유역별 토석류 위험도 평가모델의 프로세스는 해당 유역에서 발생된 토석류가 피해가 발생할 수 있는 구조물이 존재하는 출구점에 피해를 발생시킬 확률을 계산하는 것이다. 따라서 종속변수는 각 유역의 토석류 피해 발생 여부가 된다. 또한 토석류 영향인자의 경우 단계적 선택법에 의하여 표 2.7과 같은 변수가 선택되었다. 최종적으로 수행된 로지스틱회귀분석 결과는 표 2.8과 같으며 영향인자 A, B, C, D는 표 2.7의 유역내 산사태 발생확률이 80%이상인 지역의 면적 x 토피(m^3/100), 연속강우량(mm), 암종, 토석류 침식인자에 해당한다. 또한 식 (2.8)은 로지스틱 회귀분석을 통하여 개발된 토석류 위험도 판정 로짓 모델이다.

표 2.7 유역별 토석류 위험도 평가 영향인자 정리

영향인자 기호	영향인자 상세 설명
A	유역내 산사태 발생확률이 80%이상인 지역의 면적 x 토피(m3/100)
B	연속강우량(mm)
C	암종(퇴적암, 변성암(편마암):1),(화성암:0)
D	토석류 침식인자 (유로평균경사 x 유역면적(° x m2)/100))

표 2.8 토석류위험도산정을 위한 로지스틱 회귀분석 결과표

영향인자	회귀분석계수	표준편차	유의확률
A	0.004	0.002	0.022
B	0.01	0.005	0.030
C	5.487	1.908	0.004
D	0.015	3.587	0.119

$$Logit(p) = -9.949+0.004*A +0.01*B +5.487*C+0.015(D) \quad (2.8)$$

위 식은 로지스틱의 형태로 산사태 발생 확률을 얻기 위해선 식 (2.9)의 과정을 수행하여야한다.

$$\text{재해 발생확률} = \frac{\mathrm{EXP}(Logit(p))}{1+\mathrm{EXP}(Logit(p))} \quad (2.9)$$

토석류 위험도 예측식을 이용하여 도로피해를 줄 수 있는 위험도를 산정한다. 산정된 위험도에 따른 위험도는 매우 위험(90%이상), 위험(90~70%이상), 다소위험(70~50%), 그리고 안전(50%이하)로 등급을 정하여 판단한다.

(7) 산사태 및 토석류 위험도 분석 시스템 개발

산사태 및 토석류 위험도 분석을 위한 로지스틱 회귀식 모형을 적용하여 산사태 및 토석류 위험도 분석 시스템을 개발하였다. 다음 그림 2.36은 산사태 및 토석류 위험도 분석 시스템의 흐름도 이다.



그림 2.36 산사태 및 토석류 위험도 분석 시스템 흐름도

(8) 시스템 개발 개요

산사태 및 토석류위험도 분석 시스템은 크게 산사태발생확률지도 작성, 소유역 추출, 유역단위 토석류위험도 분석 등 크게 3가지 기능과 FillDEM생성 등 영향인자 생성과 같은 세부 기능으로 나누어 분석한다. 우선 사용자들이 산사태발생확률지도를 작성하기 위한 영향인자를 생성하기 위하여 레이어 혹은 레스터를 입력하고, 영향인자별 소유역을 추출하기 위해 대상지역의 지형자료를 이용하여 하천망 및 유역출구 등을 생성해야 한다. 마지막으로 유역추출 후 유역단위 토석류위험도 분석을 수행한다.

(가) 산사태발생확률지도 작성 기능

산사태발생확률지도 작성을 위한 산정식은 전술한 로지스틱 회귀식을 이용했다. 사용된 산정식은 다음 식(2.10), (2.11)과 같다.

$$\text{산사태발생확률}(P) = \frac{\mathrm{EXP}(\mathrm{logit}(p))}{1+\mathrm{EXP}(\mathrm{logit}(p))} \tag{2.10}$$

$$\begin{aligned} Logit(p) = &-84.480 - 0.1*(\text{사면인자}) + 0.110*(\text{나무의 영급}) + 2.220*(\text{경사방향지수}) \\ &+ 44.125*(\text{건조단위중량}) + 2.517*(\text{산불발생여부}) + 0.023*(\text{3일누적강우량}) \end{aligned} \tag{2.11}$$

표 2.9 산사태발생확률 영향인자 산정 방법

항목	입력Data	ArcGIS프로그램을 이용한 산정방법
사면인자	DEM	Fill DEM->Slop(degree)->$\lvert 29 - slop \rvert$
경사향지수	DEM	Fill DEM-> 경사향 추출(Aspect) 재분류: Flat,N,NE,E,NW=0; S, SE, W, SW=1
나무의 영급	임상도-영급분포	재분류:1급 = 5, 2급 = 15, 3급 = 25, 4급 = 35, 5급 = 45, 6급 = 60
표토토양지수	토양도-배수분포별	재분류: 1,2=1.7; 3,4=1.65; 5,6,49=1.5
산불발생여부	발생지점의 TM좌표 및 면적 포함된 엑셀파일	좌표에 의해 포인트 생성 후 발생면적을 원형으로 가정하고 반경을 Buffer로 그린다. 발생면적부분은 값 : 1, 미발생면적부분은 값: 0
3일누적강우량	사용자 입력	강원도전체로 입력 혹은 관측소별 입력 후 강우보정 가능

식에서 사면인자와 경사방향지수는 모두 DEM을 이용하여 산정할 수 있으며, 우선 DEM자료를 보정하여 각각 경사도(Slope)와 경사향(Aspect)분석을 통하여 로지스틱회귀식의 영향인자 산정방법에 의하여 산정 혹은 재분류하여 값을 부여한다. 나무의 영급과 토양지수인자는 현재 국가수자원관리정보시스템 (WAMIS, http://www.wamis.go.kr/)에서 제공하고 있는 임상도-영급분포 자료와 토양도-배수분포별 자료를 이용하여 재분류하여 값을 부여한다. 다음 그림 2.37은 산사태발생확률지도 작성 흐름도를 나타내고 있으며, 그림 2.38과 그림 2.39는 영향인자 생성 및 산사태 발생확률지도 작성 시스템 화면을 보여주고 있다.

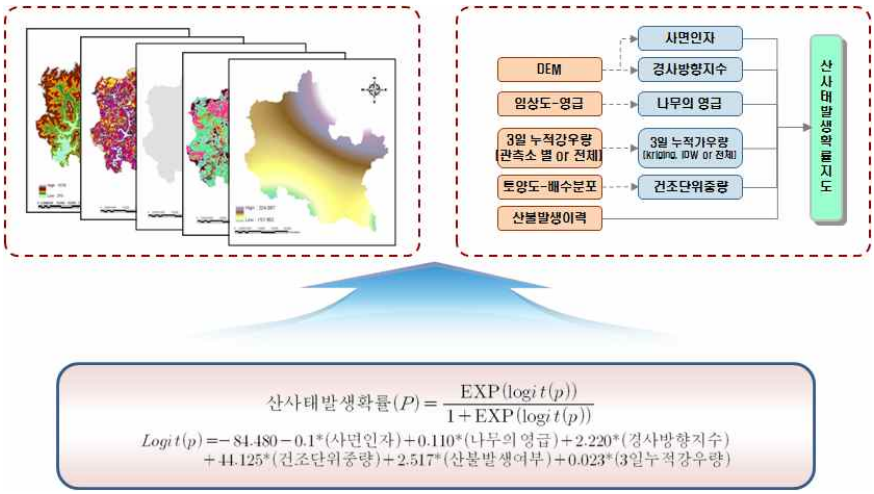


그림 2.37 산사태 발생확률지도 작성 흐름도

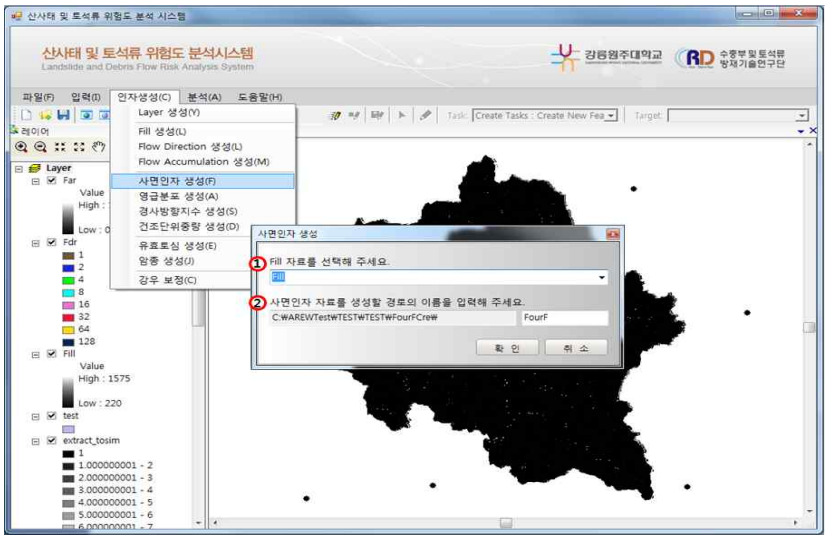


그림 2.38 영향인자(사면인자)생성 화면

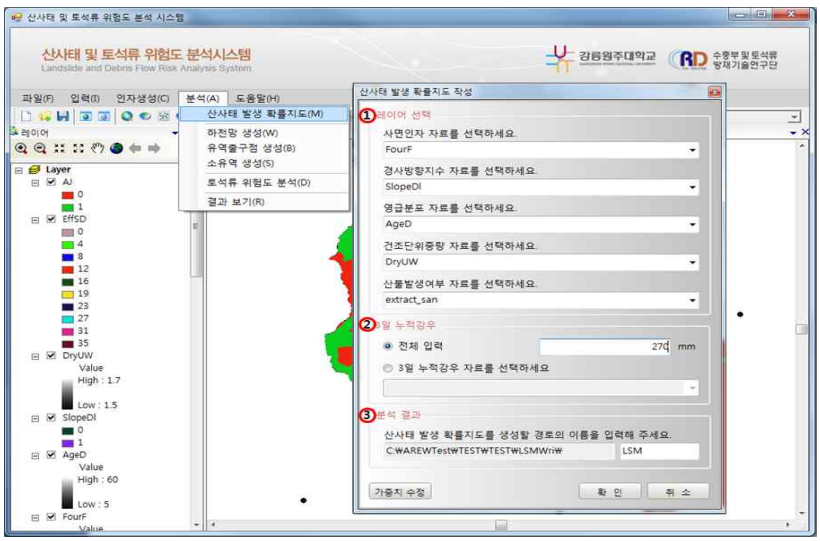


그림 2.39 산사태 발생 확률지도 작성 화면

(나) 소유역 추출 기능

소유역 추출을 하기 위해서는 먼저 DEM을 보정한 후 격자의 흐름방향(Flow direction) 및 흐름누적(Flow accumulation) 분석을 통하여 하천망을 생성하여야 한다. 다음 사용자가 지정한 유역출구를 기준으로 흐름방향이 유역출구로 연결되는 모든 셀들을 구분하여 하나의 유역범위로 설정해줌으로써 소유역추출 분석을 수행한다.

흐름방향은 물의 흐름방향을 나타내는 것으로 하나의 격자를 중심으로 주변의 8개 격자를 대상으로 각각의 최대경사값을 계산하여 가장 큰 최대경사값을 갖는 방향을 흐름방향으로 결정한다. 최대경사를 계산하는 식은 아래와 같다.

$$\text{최대경사값} = \frac{\text{표고값의 차이}}{\text{거리}} \tag{2.12}$$

여기서 거리는 격자와의 간격으로서 직각으로 접하는 격자의 경우 거리는 1이고 대각

선으로 인접한 격자의 거리는 1.414216 또는 $\sqrt{2}$의 값을 가진다.

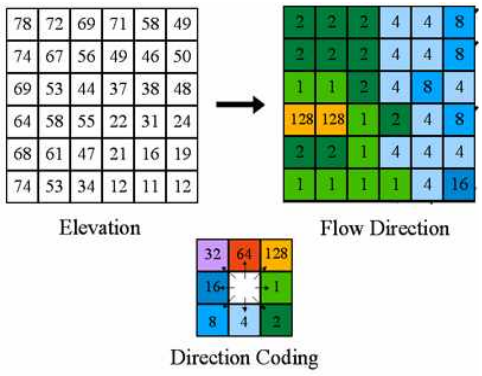


그림 2.40 흐름 방향 화면과 수행 결과 예시

흐름 누적은 유수의 누적정도를 나타내며, 흐름 방향 화면에서 추출된 방향 값을 이용하여 각 격자로 누적된 전체 격자들의 개수를 나타낸다.

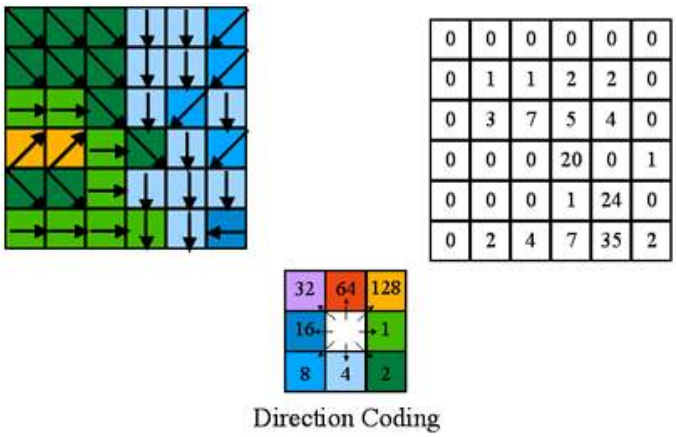


그림 2.41 흐름 누적 화면과 수행 결과 예시

하천망 생성은 실제 수계(stream)를 정의하는 부분으로 흐름 누적의 결과를 바탕으로 수계를 정의한다. 이 때 하천을 이루는 최소의 흐름 누적의 수를 어떻게 정의하느냐에 따라 수계의 형상이 좌우되는데, 즉, 하천을 정의하는 누적 셀의 최소개수의 설정치가 너무 크면 하천의 길이가 너무 짧아질 수 있고, 반대의 경우는 하천의 길이가 너무 길어지며 유입지점의 개수가 많아질 우려가 있어 현실과 많은 차이가 날 수 있다. 그렇기 때문에 현실과 부합하는 적절한 수치의 입력이 필요하다. 아래의 그림 2.42는 셀 개수의 설정을 달리하였을 때의 수계 형상의 예를 나타낸다.

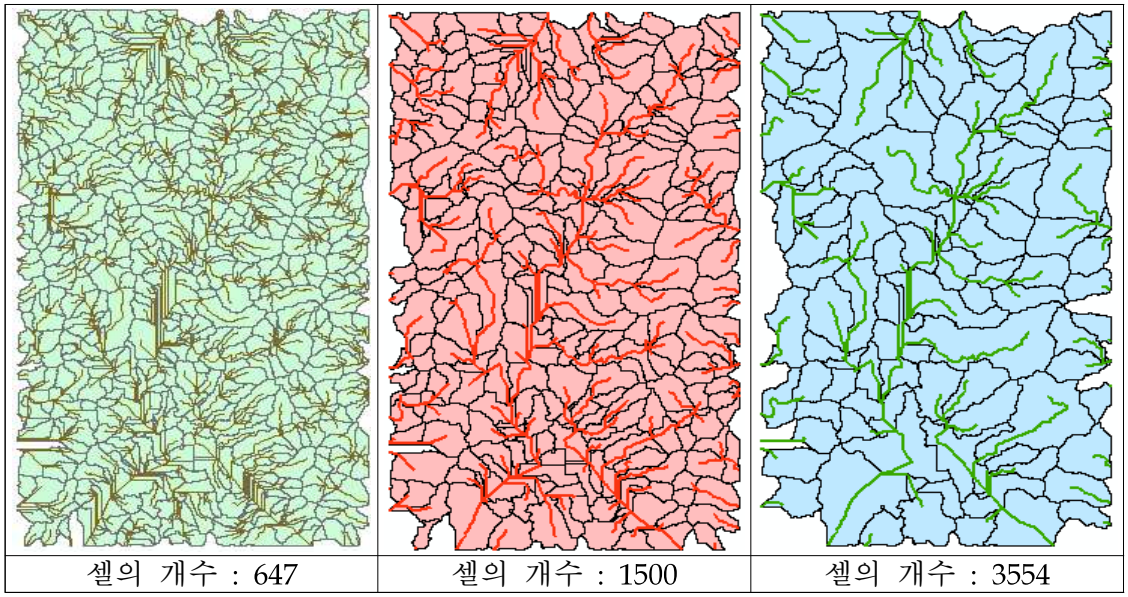


그림 2.42 셀의 개수를 다르게 정의하였을 때의 결과 예시

마지막으로 사용자가 정의한 유역출구를 생성하고, 유역출구를 기준으로 유역범위를 분석하면 소유역 추출이 완성된다. 다음 그림 2.43은 소유역 추출 흐름도를 나타내며 그림 2.44, 그림 2.45는 하천망 및 유역출구 생성 시스템 화면을 나타내고 있다.

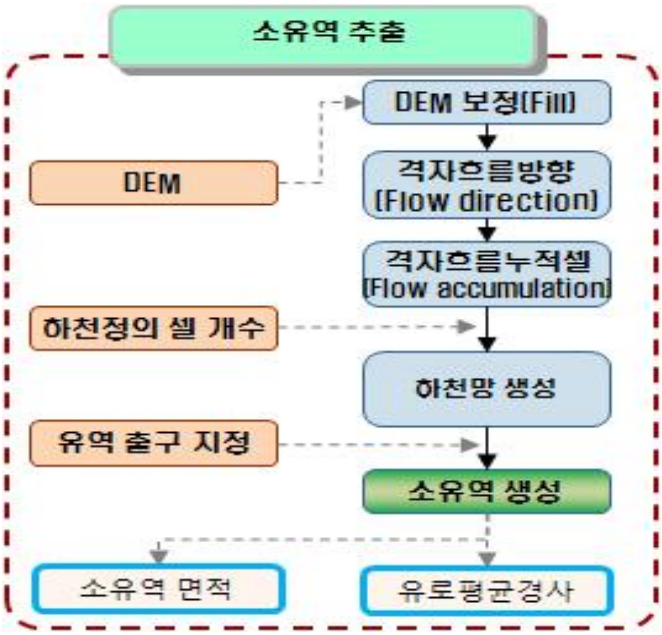


그림 2.43 소유역 추출 흐름도

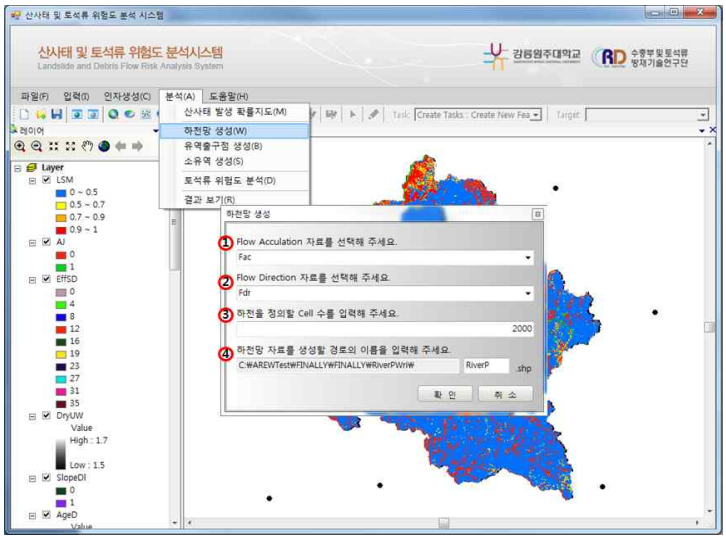


그림 2.44 하천망 생성화면

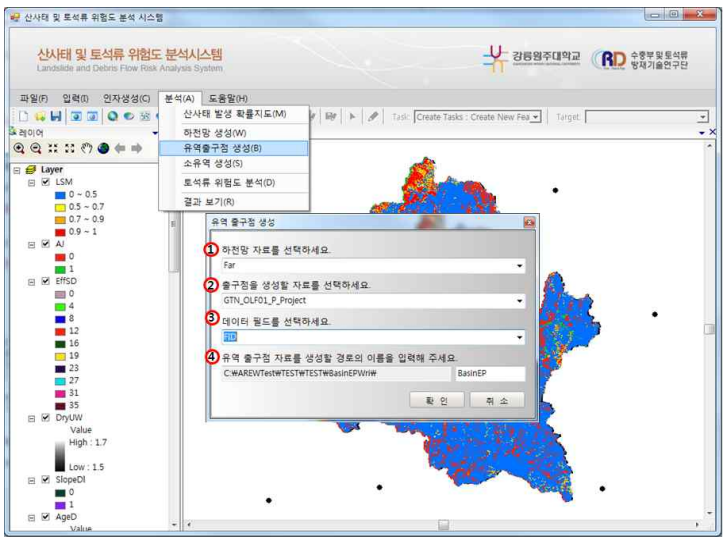


그림 2.45 유역출구점 생성 화면

(다) 토석류 위험도 분석 기능

토석류 위험도 분석을 위한 산정식은 2장 2절 (6)의 결과인 로지스틱 회귀식을 이용하였다. 사용된 산정식은 다음 식 (2.13), (2.14)와 같다.

$$\text{Logit}(p) = -9.949+0.004*A+0.01*B+5.5487*C+0.015D \quad (2.13)$$

$$\text{재해 발생확률} = \frac{\text{EXP}(Logit(p))}{1+\text{EXP}(Logit(p))} \quad (2.14)$$

여기서, A, B, C, D는 표 2.10과 같다.

표 2.10 토석류 위험도 영향인자별 설명

영향인자	설명
A	유역내 산사태 발생확률이 50%이상인 지역의 면적 x 토피(m3/100)
B	연속강우량(mm)
C	암종(퇴적암,변성암(편마암):1),(화성암:0)
D	유로평균경사 x 유역면적((° x m2)/100)

여기서, 영향인자별 산정방법은 다음과 같다.

① 유역내 산사태 발생확률이 50% 이상인 지역의 면적

유역내에서 사용자가 입력한 산사태발생 임계확률값(50%)과 같거나 큰 격자들이유역출구까지 이동한 거리를 산정하였으며, 위험한 격자만 추출하여 산정하였다.

산정식은 다음과 같다.

이동거리/(격자의고도－유역출구의고도)<= 4.3 이면 위험함 (2.15)

이와 같이 위험한 격자를 추출한 후 이들 격자의 면적은 $cellsize \times cellsize$로 산정한다(예; 10mX10m=100m^2).

② 토피

여기서 토피는 유효토심을 말하며 유효토심은 국가수자원관리정보시스템(WAMIS, http://www.wamis.go.kr/)에서 제공하고 있는 토양도-유효토심별 자료를 활용하여 재분류 후 새로운 값을 부여하는 것으로 산정할 수 있다.

표 2.11 유효토심 재분류 방법

VAlUE	설명	토심(cm)	재분류(cm)
1	매우 깊음	150 이상	135
2	깊음 매우 깊음		
3	깊음	100~150	
4	보통~깊음		
5	보통	50~100	75
6	얕음~보통		
7	얕음	20~50	35
8	매우 얕음	20 이하	10
49	암석노출지		

③ 연속강우량

연속강우량은 사용자가 직접 입력한다.

④ 암종

한국지질자원연구원에서 제공하고 있는 지질도를 이용하여 재분류한 값을 부여한다 (퇴적암류, 변상암류 :1, 화성암류:0).

⑤ 유로평균경사와 유역면적

앞서 소유역 추출 시 유로평균경사 및 유역면적을 산정하여 토석류 위험도 평가에 활용한다.

이와 같이 유역단위 토석류위험도를 분석하기 위해서는 산사태 발생확률지도, 소유역, 유효토심자료, 지질도 자료 등이 입력되어야 하며 그 분석 흐름도는 다음 그림 2.46과 같다. 그림 2.47과 그림 2.48은 토석류위험도 분석 및 결과보기 화면을 나타내고 있다.

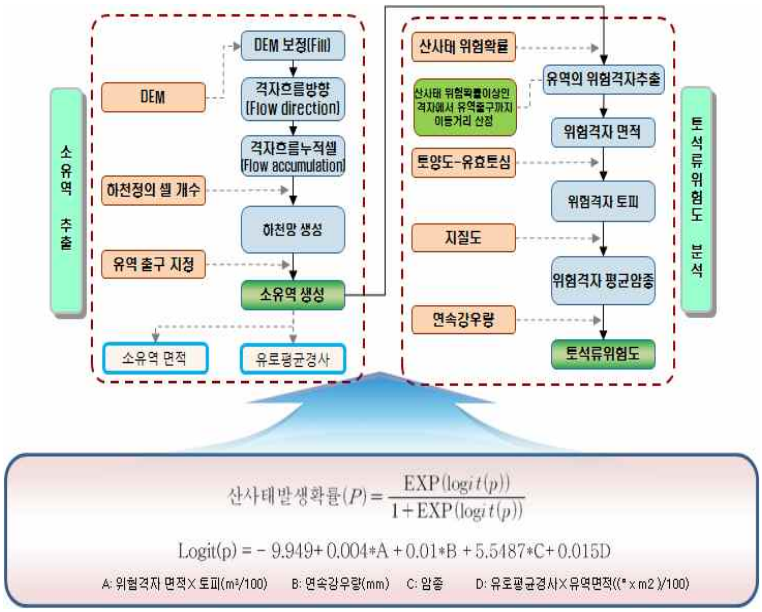


그림 2.46 유역단위 토석류위험도 분석 흐름도

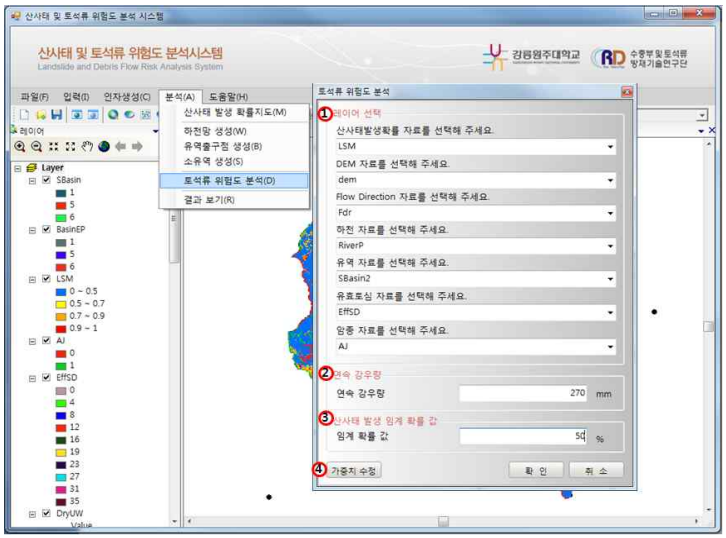


그림 2.47 토석류 위험도 분석 화면

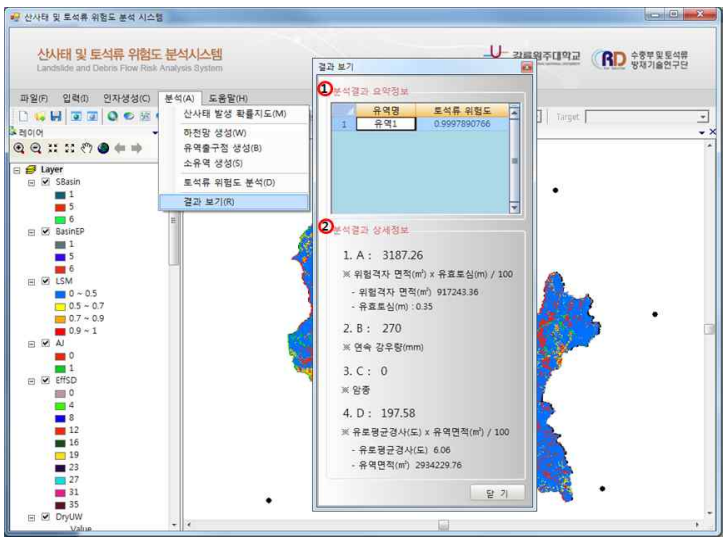


그림 2.48 결과보기 화면

나. GIS 기반의 강원도 지역 재해지도 작성

본 연구에서는 강원도 지역의 재해지도를 작성하기 위하여 산사태 및 토석류 위험도 분석 시스템을 적용하여 빈도별 지속시간 72시간에 따른 확률강우량에 따른 산사태발생 확률지도를 작성하였으며, 전체 강원도 지역을 시군구 단위로 구분하여 지도첩을 작성하였다.

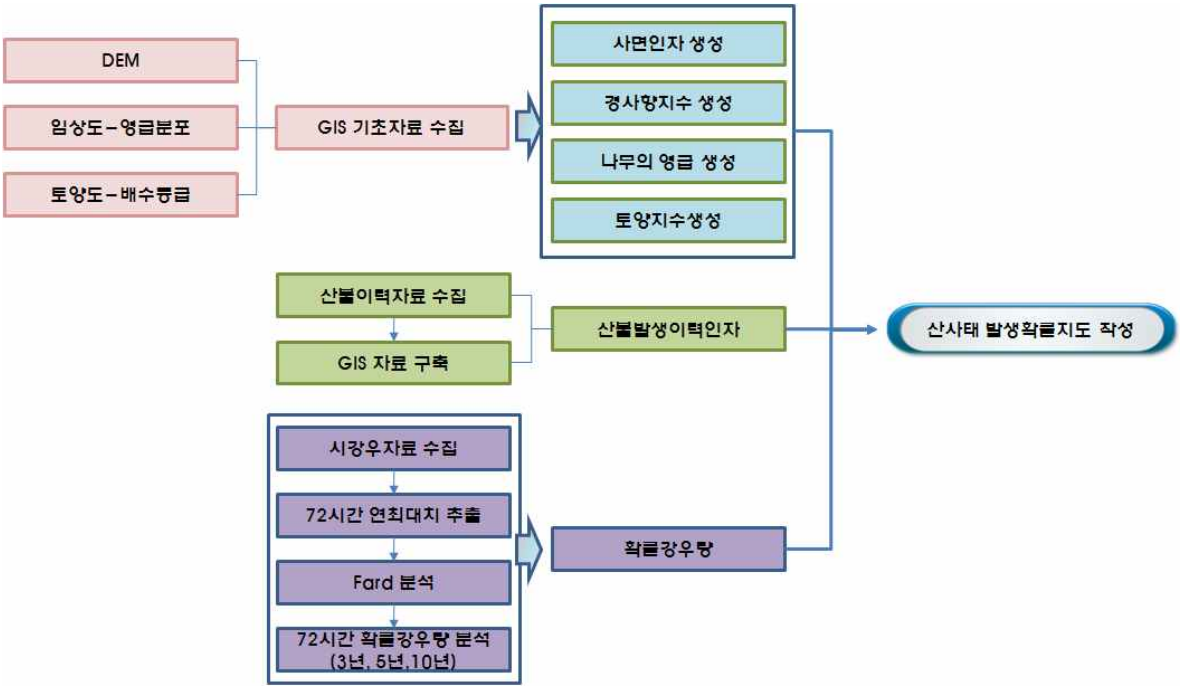


그림 2.49 재해지도 작성 흐름도

(1) 재해지도 영향인자 GIS 자료 구축

(가) 사면인자

DEM의 함몰부(sink)와 평탄지역(flat)과 같은 오류를 제거하기 위하여, ArcGIS 툴을 이용하여 "Fill"이라는 보정을 하고 보정된 DEM을 활용하여 "Surface Analysis" 툴을 이용하여 Slope(degree)을 추출한다.

$$\text{사면인자} = |\text{위험경사도}(29^\circ) - \text{사면경사}| \quad (2.16)$$

여기서, 사면경사=Slope(degree)

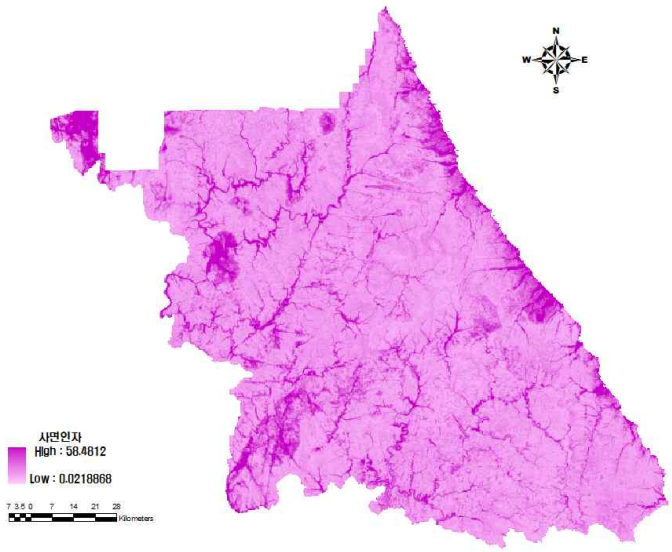


그림 2.50 사면인자

(나) 경사방향지수

사면인자와 보정된 DEM을 이용하여 “Surface Analysis” 툴을 적용하여 Aspect를 추출한다. 추출된 경사향들을 아래와 같이 재분류하여 값을 부여한다.

N, NE, E, NW = 0; S, SE, W, SW=1

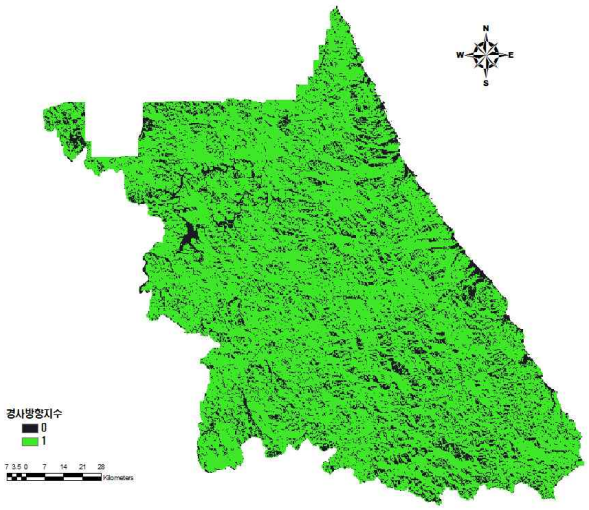


그림 2.51 경사방향지수

(다) 나무의 영급

나무의 영급인자는 국가수자원관리종합정보시스템(WAMIS)에서 제공하고 있는 임상도-영급분포자료를 활용할 수 있으며, 영급분포별 값을 부여하여 나무의 영급인자를 분석하면 다음과 같다.

1급 = 5, 2급 = 15, 3급 = 25, 4급 = 35, 5급 = 45, 6급 = 60, NoDate = 0

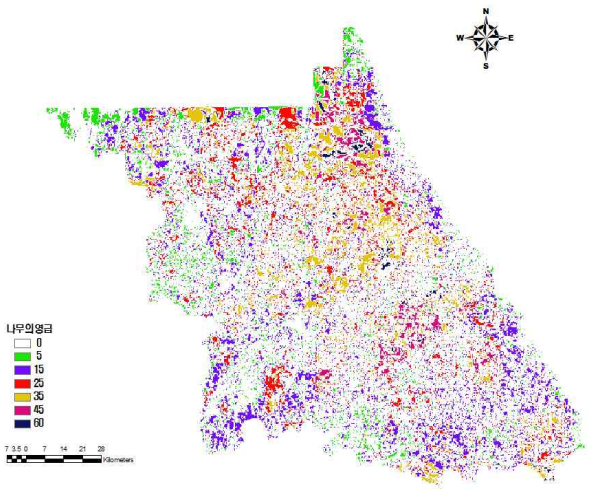


그림 2.52 나무의 영급

(라) 토양지수

토양지수인자는 표토토성에 따라 세 가지로 분류하여 토양지수값을 부여하며 다음과 같다. 이를 GIS자료로 구축하기 위하여 수문학에서 분류되는 토양군분류로부터 토양도-배수등급을 매우 양호, 양호, 불량, 매우불량(A, B, C, D)으로 구분하여 이를 토양의 배수특징에 따라 다음 표와 같이 분류하였다. 이와 같은 재분류를 통해, 토양지수는 토양도-배수등급 자료를 활용하여 다음과 같이 값을 부여할 수 있다.

1, 2 = 1.7, 3, 4 = 1.65, 5, 6, 49 = 1.5

표 2.12 표토토성에 따른 속성

분류	토양지수	간극비	투수계수(cm/hr)
사양토	1.7	0.529	9
양토	1.65	0.576	4
미사질양토	1.5	0.733	0.5

표 2.13 토양도-배수등급

Value	설명	Value	설명
1	매우양호	5	불량
2	매우양호 내지 양호	6	매우 불량
3	양호	49	암석노출지
4	약간양호 내지 양호		

표 2.14 토양군분류(A,B,C,D)의 배수특징에 따른 재분류

Value	설명	토양군분류	재분류	Value	설명	토양군분류	재분류
1	매우양호	A	사양토	5	불량	C	미사질양토
2	매우양호 내지 양호			6	매우 불량	D	
3	양호	B	양토	49	암석노출지		
4	약간양호 내지 양호						

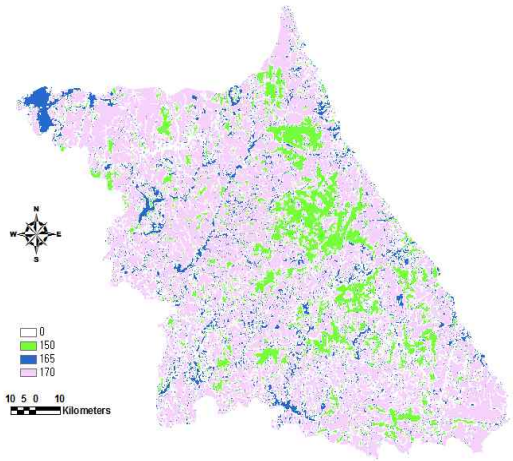


그림 2.53 토양지수

(마) 산불발생여부

산불발생 여부인자는 산불발생이력자료를 이용하여 발생위치 및 발생면적을 토대로 GIS자료를 구축하고 발생지역은 1, 미발생지역은 0으로 분류한다. 본 연구에서는 산림청에서 제공한 산불피해대장(2001년~2011년) 자료를 활용하여 다음과 같이 산불발생여부 인자를 구축하였다.

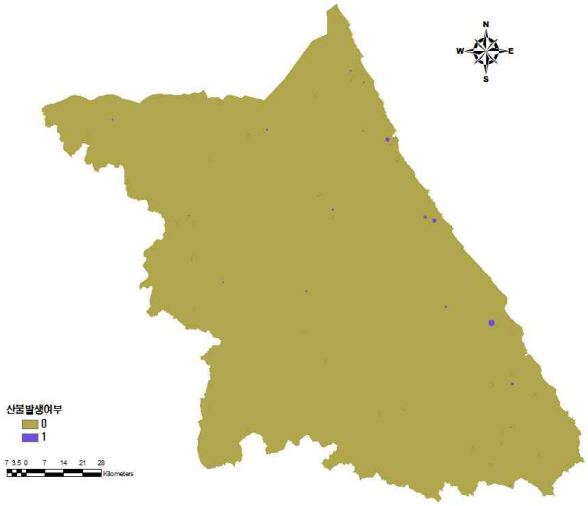


그림 2.54 산불발생여부

(바) 3일누적강우량

본 연구에서는 강원도 지역에 시군구별로 관측소가 모두 위치하지 않아, 강원도 지역에 위치한 관측소 혹은 강원도 지역에 인접하여 위치한 관측소의 강우자료를 이용하였다. 또한 강우자료의 빈도분석을 하기 위하여 자료보유기간이 30년 이상인 관측소를 선택하였으며, 다음의 표 2.15는 강원도 지역 관측소 현황 및 본 연구에서 사용한 관측소를 나타내고 있으며, 그림 2.55는 관측소 위치를 나타내고 있다.

표 2.15 강원도 지역 관측소 현황

구분	관측소 개수	관측소
강원도에 위치한 관측소	12	춘천, 인제, 속초, 홍천, 대관령, 강릉, 철원, 원주, 영월, 동해, 삼척, 태백
30년 이상 자료를 보유한 관측소	6	춘천, 인제, 속초, 홍천, 대관령, 강릉
강원도 지역에 인접하여 위치한 관측소	7	양평, 이천, 원주, 충주, 제천, 영주, 울진
본 연구에서 사용한 관측 소	13	춘천, 인제, 속초, 홍천, 대관령, 강릉, 양평, 이천, 원주, 충주, 제천, 영주, 울진

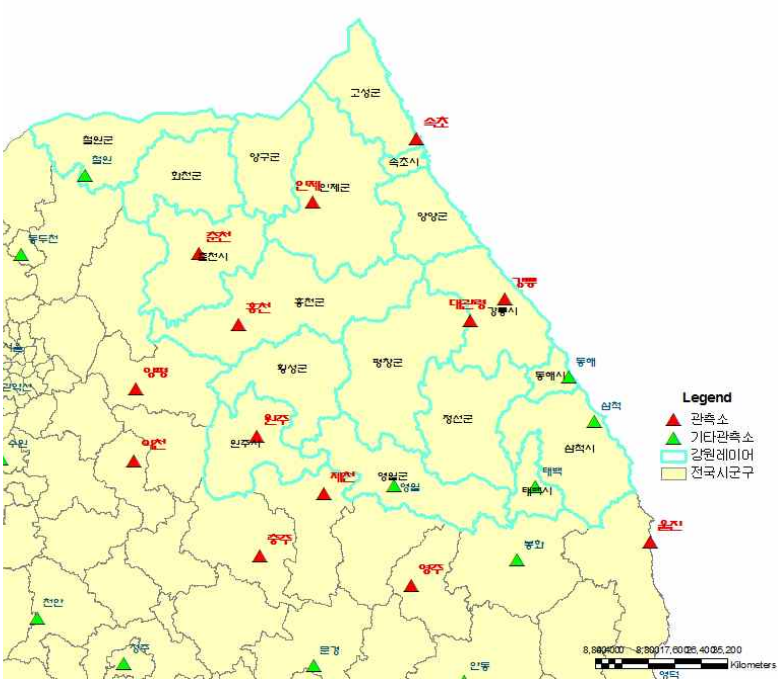


그림 2.55 관측소 위치(빨간색으로 표시된 관측소자료 이용)

강우 빈도분석을 하기 위하여 표 2.15의 관측소의 시강우량을 이용하여 지속시간 72시간의 연최대치를 추출한 후 Fard2002 프로그램으로 빈도분석을 통하여 확률강우량을 분석하였으며, 3년, 5년, 10년, 20년, 25년, 50년빈도에 대한 확률강우량은 다음의 표 2.16과 같으며 본 연구에서는 3년, 5년, 10년 빈도에 대한 확률강우량을 이용하여 위험지도를 작성하였다.

표 2.16 Fard 2002 프로그램으로 분석한 확률강우량(지속시간 72시간)

No	관측소	3년빈도	5년빈도	10년빈도	20년빈도	25년빈도	50년빈도
1	강릉	274.5	328.9	397.4	463.0	483.8	547.9
2	대관령	315.5	377.6	455.6	530.5	554.2	623.9
3	속초	266.1	315.0	376.5	435.4	454.1	511.7
4	양평	273.9	325.3	389.9	451.8	471.4	531.9
5	영주	199.6	236.8	283.5	328.3	342.5	374.2
6	울진	190.0	228.0	275.7	321.4	335.9	380.6
7	원주	248.4	293.9	351.0	405.8	423.1	476.7
8	이천	257.6	301.6	356.8	409.8	426.6	478.4
9	인제	249.5	297.0	356.6	413.9	432.0	487.9
10	제천	247.2	293.5	351.8	407.6	425.3	479.9
11	춘천	262.2	307.3	363.9	418.3	435.5	488.6
12	충주	217.4	253.8	299.6	343.5	357.5	400.4
13	홍천	265.9	313.9	374.3	432.2	450.6	507.2
평균		251.4	297.9	356.4	412.4	430.2	483.8

표 2.16의 13개 관측소의 빈도별 강우량에 대한 공간분포를 반영하기 위하여 내삽기법인 Kriging 기법을 적용하였다. Kriging 기법은 내삽법의 일종으로 관측값을 이용하여 미관측 지점의 값을 추정하는 방법으로 격자기반으로 구성되어 본 연구의 적용에 적합하다고 판단되었으며 결과는 다음 그림 2.56, 그림 2.57, 그림 2.58과 같다.

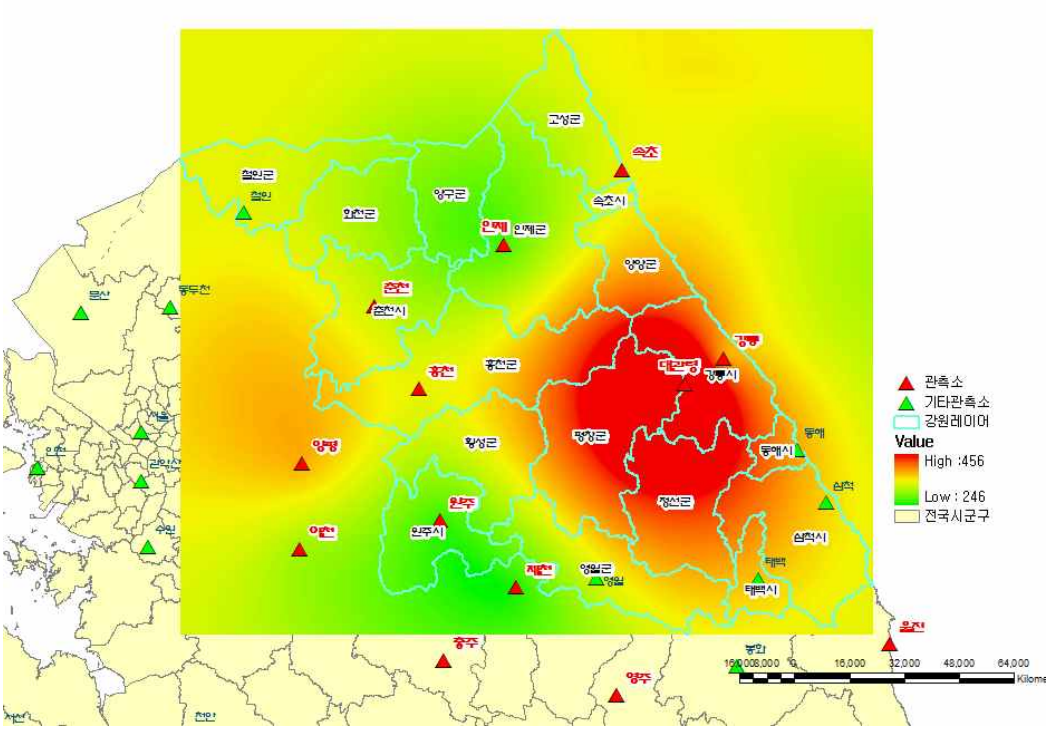


그림 2.56 3년빈도 확률강우량 공간분포

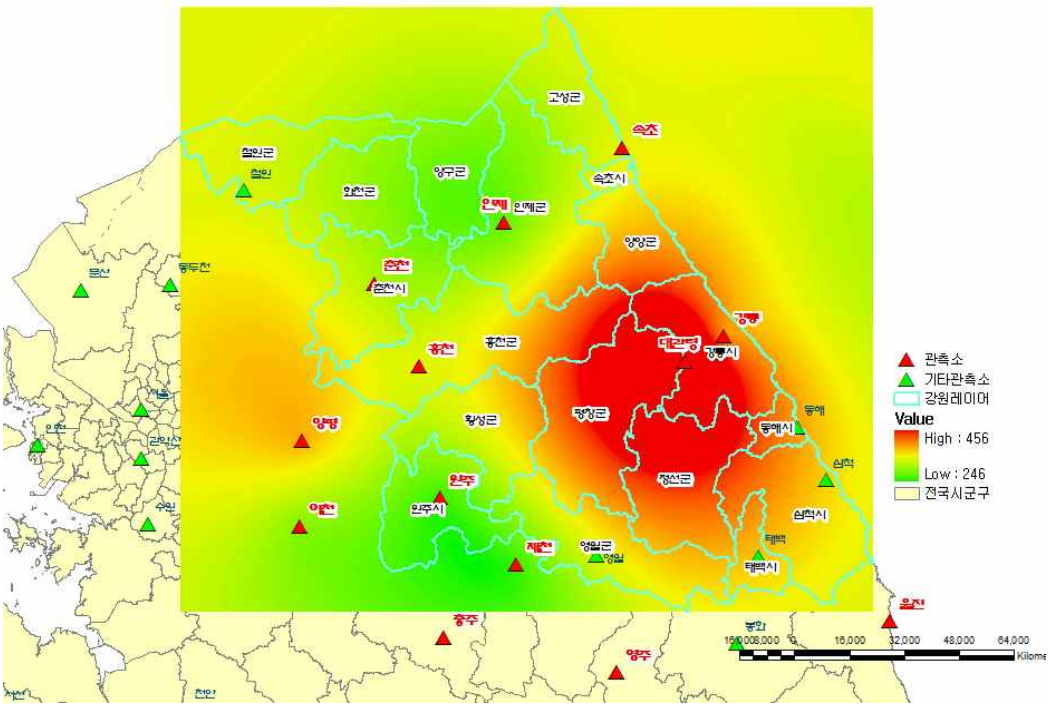


그림 2.57 5년빈도 확률강우량 공간분포

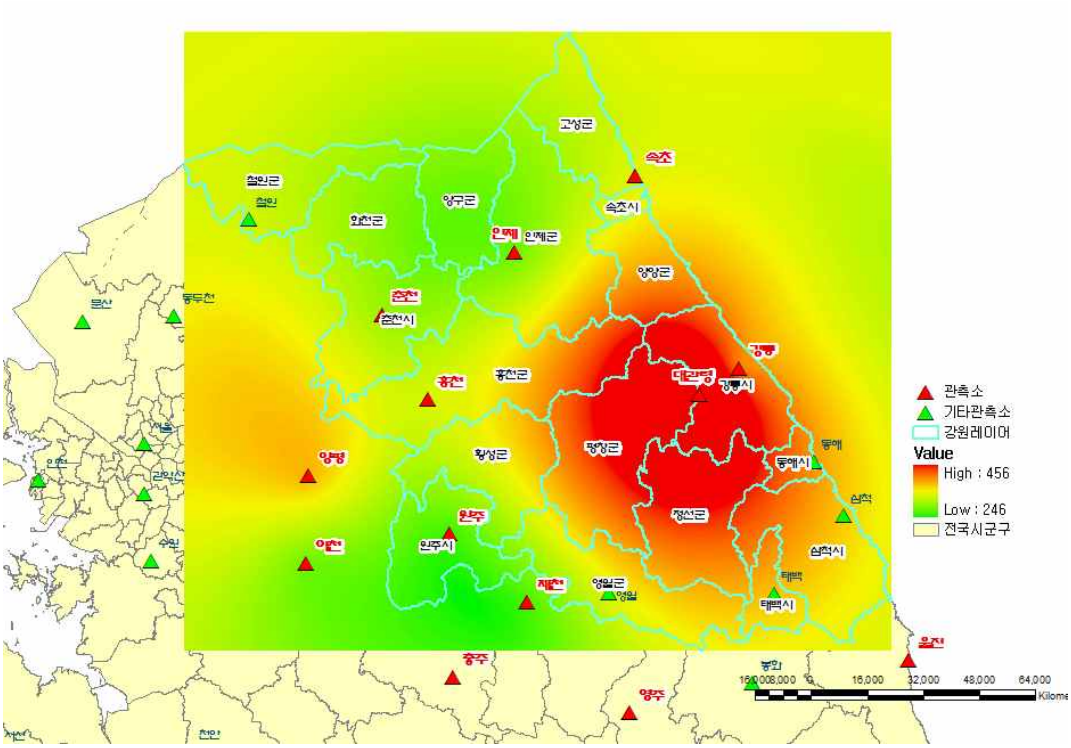


그림 2.58 10년빈도 확률강우량 공간분포

(2) 강원지역 재해지도 작성

앞 절에서 구축한 영향인자들의 GIS자료를 로지스틱 회귀식에 대입하여 격자단위로 산사태발생확률지도를 작성한다.

(가) 3년빈도 확률강우량에 의한 산사태발생확률지도

지속시간 72시간 3년빈도 확률강우량을 로지스틱 회귀식에 적용하여 산사태발생확률지도를 추출한 다음 산사태발생확률을 0~0.5, 0.5~0.7, 0.7~0.8, 0.8~0.9, 0.9~1.0의 5개 등급으로 구분한 결과는 다음 그림 2.59와 같다.

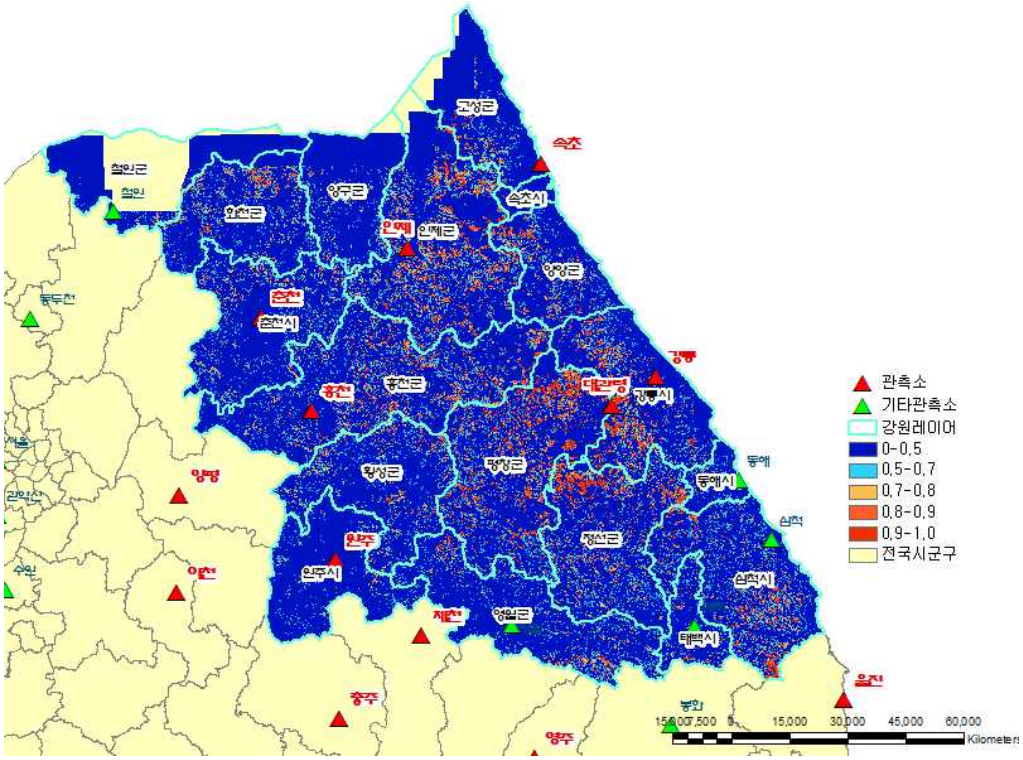


그림 2.59 산사태발생확률지도(3년빈도) 등급 구분

(나) 5년빈도 확률강우량에 의한 산사태발생확률지도

지속시간 72시간 5년빈도 확률강우량을 로지스틱 회귀식에 적용하여 산사태발생확률지도를 추출한 다음 산사태발생확률을 0~0.5, 0.5~0.7,0.7~0.8, 0.8~0.9, 0.9~1.0의 5개 등급으로 구분한 결과는 다음 그림 2.60과 같다.

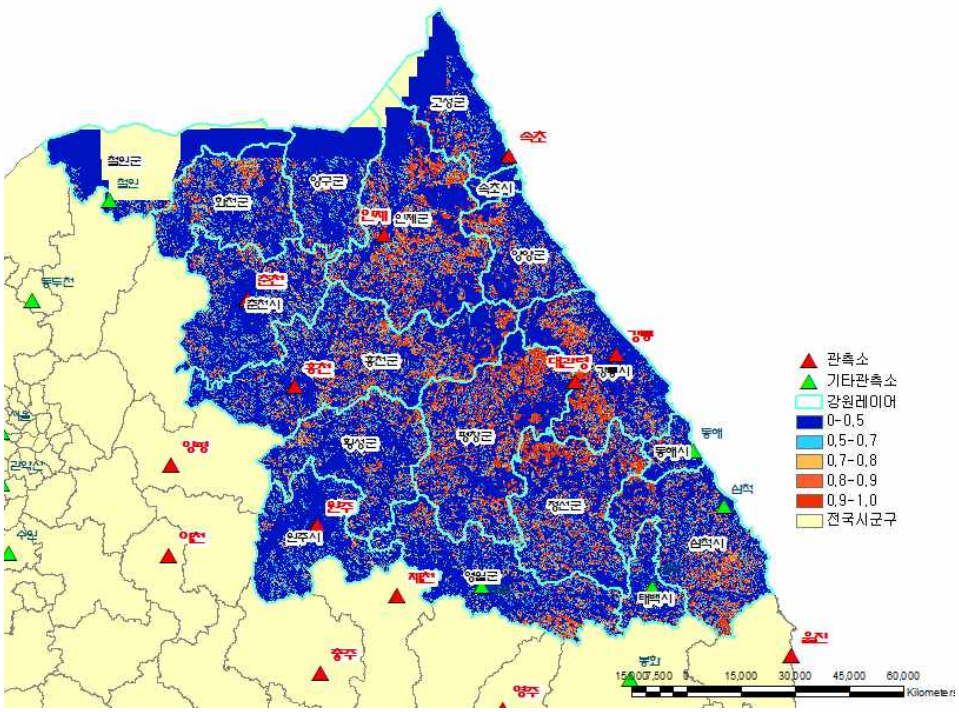


그림 2.60 산사태발생확률지도(5년빈도) 등급 구분

(다) 10년빈도 확률강우량에 의한 산사태발생확률지도

지속시간 72시간 10년빈도 확률강우량을 로지스틱 회귀식에 적용하여 산사태발생확률지도를 추출한 다음 산사태발생확률을 0~0.5, 0.5~0.7,0.7~0.8, 0.8~0.9, 0.9~1.0의 5개 등급으로 구분한 결과는 다음 그림 2.61과 같다.

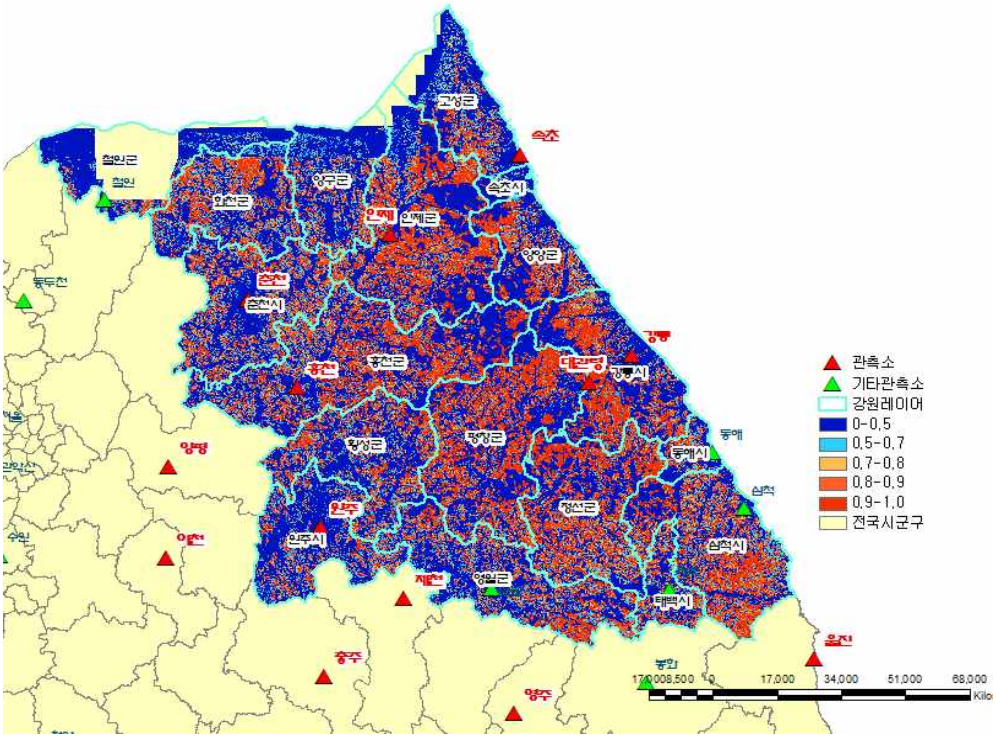


그림 2.61 산사태발생확률지도(10년빈도) 등급 구분

(라) 강원도 지역 시군구(18개)별 확률강우량에 따른 지도 작성

본 연구에서는 위와 같이 작성한 강원도 전체지역에 대한 재해지도(산사태발생확률지도)를 18개 시군구별로 지도첩을 작성하였다. 다음 그림은 시군구별 3년, 5년 10년빈도에 따른 72시간(3일누적) 확률강우량에 따른 산사태발생확률지도의 예시로 강릉시에 대한 재해지도를 나타내고 있다(그림 2.62, 그림 2.63, 그림 2.64).

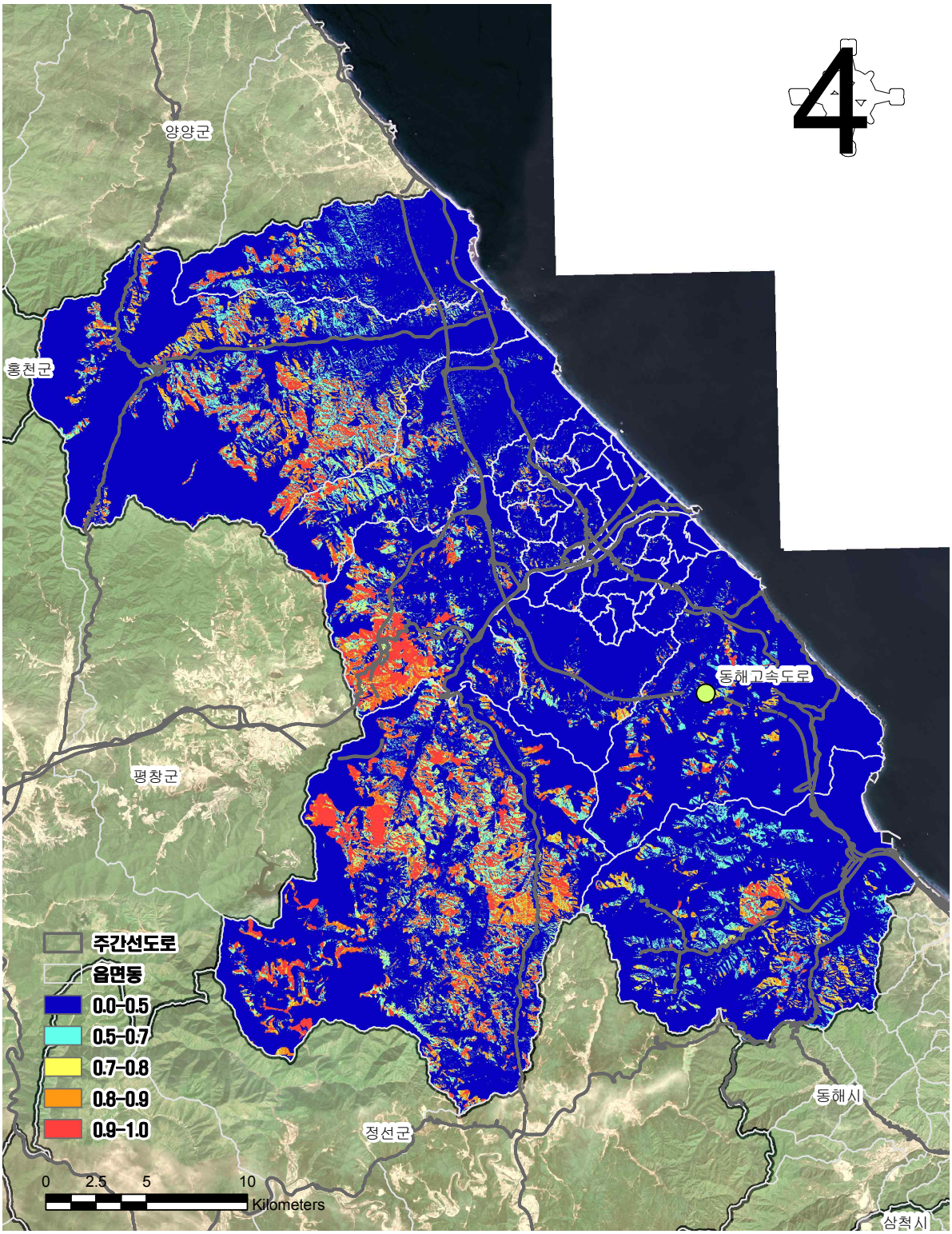


그림 2.62 강릉시 산사태발생확률지도(3년빈도)

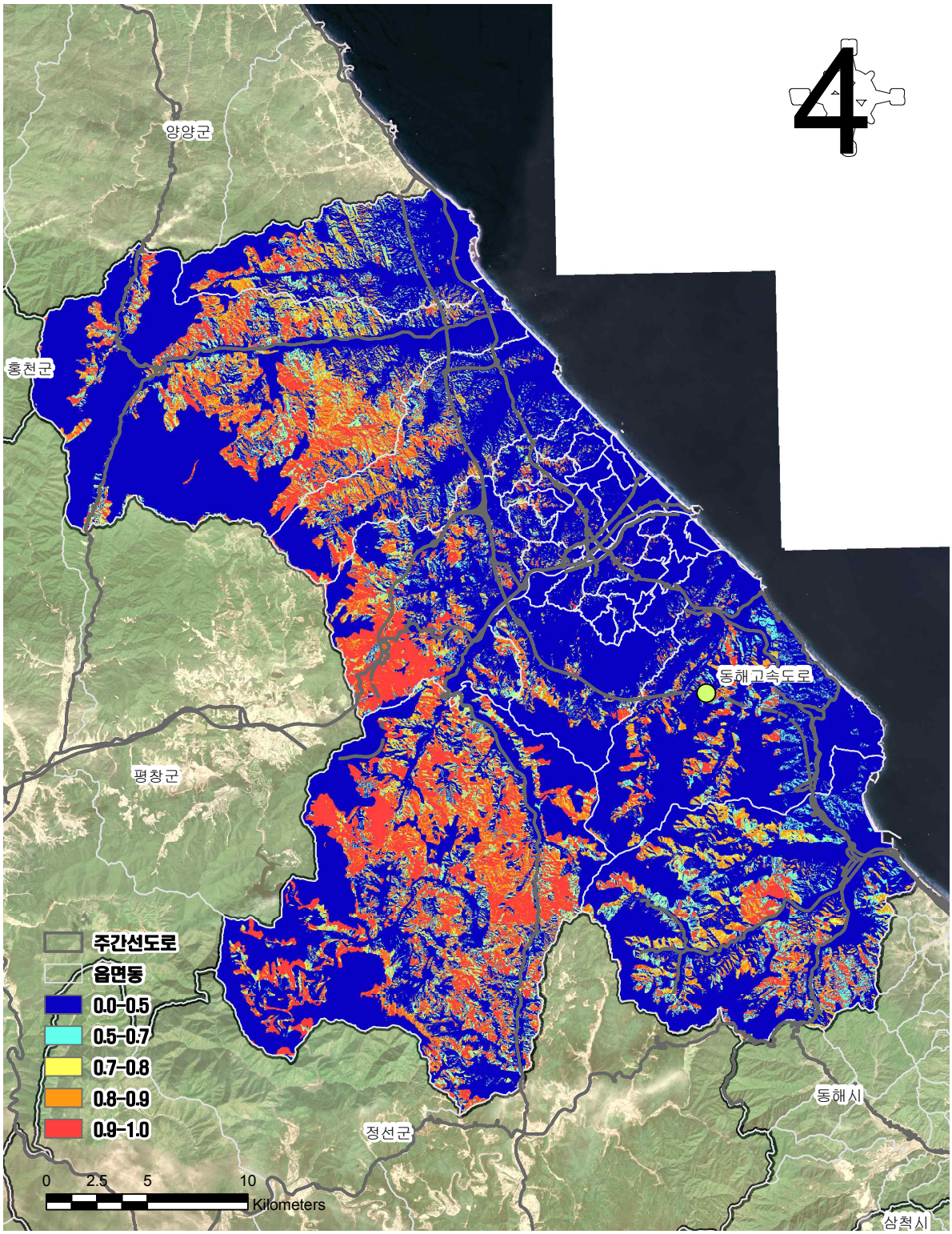


그림 2.63 강릉시 산사태발생확률지도(5년빈도)

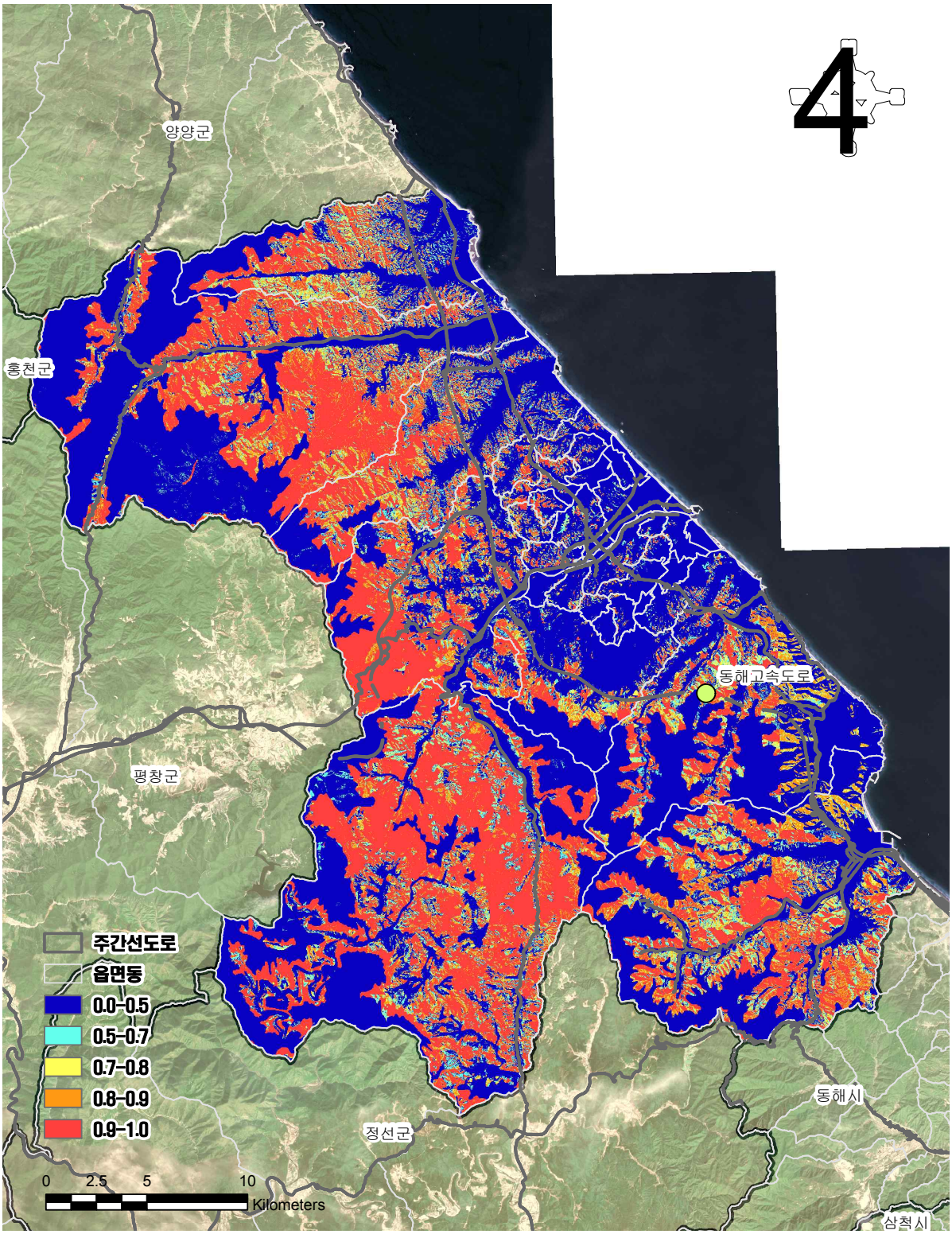


그림 2.64 강릉시 산사태발생확률지도(10년빈도)

다. 산지방재 및 LCC를 고려한 대안노선 평가시스템 개발

(1) 산지하천 도로의 피해구간 자료조사

(가) 피해구간 선정 및 조사방법

산지하천도로의 재해에 영향을 미치는 영향인자와 재해점감 위한 대책방안을 제안하기 위해서는 재해 당시 국도의 설계도면을 검토하여 현장조사를 통해 기하구조의 제원을 정확히 파악하고, 재해대장을 분석하여 복구공법 및 세부 복구내용을 분석하여야 한다. 이를 위해 당해연도에는 기 분석된 국도 31호선 이외에 추가적으로 피해구간을 선정하여 분석하였다.

피해구간의 선정기준은 집중호우시 발생한 산지하천도로의 재해 기록이 있는 국도의 도로 대장과 설계도면이 존재하는 지역으로 선정하였다. 선정된 국도로는 국도 35호선, 38호선, 56호선, 59호선과 1차년도에 분석된 31호선 총 5개 국도로 재해영향인자의 신뢰성을 확보하였다. 조사방법으로 재해대장과 종·평면도를 중심으로 재해구간의 피해기록 및 선형특성을 조사하여 기하구조상의 문제점을 분석하였고, 실제 현장조사를 통해 자료에 기록되지 못한 구간까지 분석하여 보다 신뢰성 있는 재해영향인자를 결정하였다.

(나) 피해구간 자료조사

조사된 피해구간은 총 5개 노선으로 총 연장 336.8km이며 피해건수는 239건이다. 분석에 사용된 종·평면도는 총 375장으로 선정된 국도의 노선별 현황은 표 2.17과 같다.

표 2.17 국도 노선별 현황

노선번호	노선구간	연장	피해건수	비고
국도 31호선	태백～양구	175.3 km	39 건	1차년도
국도 35호선	강릉왕산～성산	30.8 km	60 건	2차년도
국도 38호선	태백～삼척	66.4 km	34 건	
국도 56호선	홍천～양양	43.7 km	63 건	
국도 59호선	마평～진부, 나전～진부	20.6 km	43 건	
합 계		336.8 km	239 건	

(다) 피해도로 재해구간 분석 결과

재해구간의 주요 피해내용을 분석한 결과 도로파손으로 인한 피해가 가장 많았으며, 그 다음으로 법면붕괴, 수충부 피해, 배수구조물 유실 순으로 피해가 많이 발생하는 것으로 나타났다. 주요 피해에 영향을 미치는 세부 피해발생 원인들은 독립적으로 발생하는 것이 아니라 상호 연관성을 가지고 복합적으로 발생되지만, 여기서는 그림 2.65에서 보는바와 같이 가장 큰 영향을 제공하는 것으로 판단되어지는 원인으로 분류하였다.

주요 피해를 일으키는 세부 피해발생 원인으로 도로파손에서는 도로유실과 법면피해에서는 절토부 토사유출이 다른 피해발생 원인보다 가장 두드러진 것으로 나타났고, 수

충부 피해와 배구구조물 유실에서는 개거유실과 석축유실이 가장 큰 피해발생 원인으로 나왔지만 다른 피해발생 원인과 크게 차이가 없는 것으로 분석되었다.

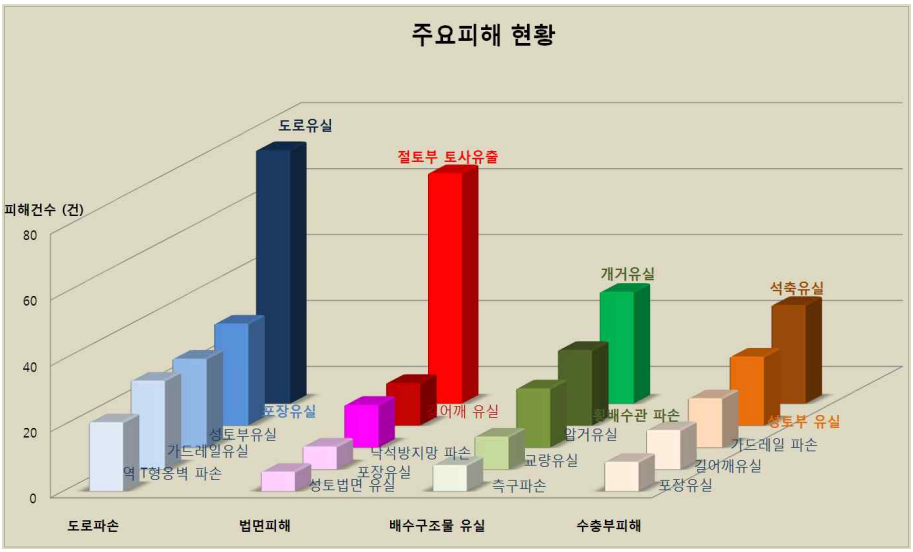


그림 2.65 피해유형 및 세부내용 분류

(2) 기하구조 재해영향인자

(가) 기하구조 재해영향인자의 도출

앞에서 분류한 유형 및 내용을 분석하여 그림 2.66과 같이 피해를 저감시킬 수 있는 도로설계요소로 나누어 재해영향인자를 도출하였다. 도로설계요소는 평면선형, 종단선형, 횡단구성, 배수구조물로 구분하였고, 세부적인 재해영향인자는 평면곡선반경, 하천과 도로의 접속각도, 종단계획고, 하천이격거리, 산지측 이격거리, 측방여유폭, 산지측 경사, 배수구조물 규격으로 도출하였다. 이는 1차년도의 결과에 비해 산지측 이격거리, 산지측 경사의 2가지 영향인자가 추가되었고, 다른 피해노선을 검토하여 보다 높은 신뢰성도 확보하였다.

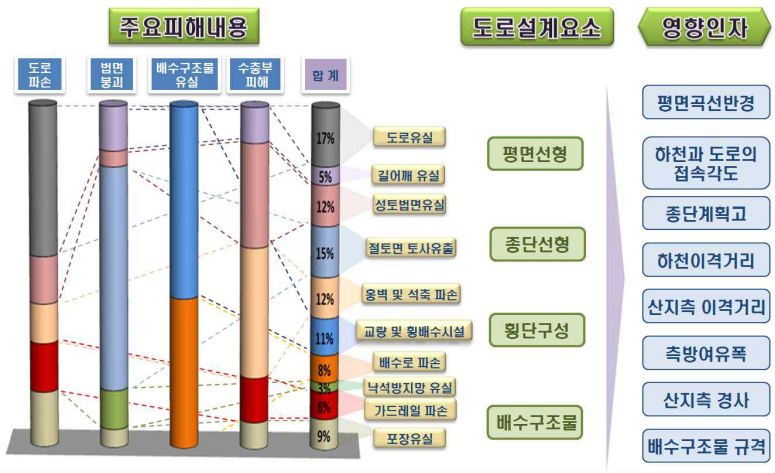


그림 2.66 도로설계 재해영향인자 도출

(나) 재해영향인자의 구조화

선정된 8개의 재해영향인자를 지형에 따라 특성에 맞는 분석을 하기위해 산지부와 하천 수충부 2개 분야로 분류하였다. 산지부는 평면곡선반경, 산지측 경사, 산지측 이격거리, 측방여유폭, 배수구조물의 규격의 5개 재해영향인자로 구성하였다. 하천 수충부는 평면곡선반경, 하천 홍수위와 종단계획고와의 관계, 하천과의 이격거리, 하천과 도로의 접속각도, 배수구조물의 규격으로 5개의 재해영향인자로 구성하였다. 지형별로 분류된 재해영향인자는 표 2.18과 같다.

표 2.18 재해영향인자의 구조화

산 지 부	하천 수충부
■ 평면곡선반경 ■ 산지측 경사 ■ 산지측 이격거리 ■ 측방여유폭 ■ 배수구조물의 규격	■ 평면곡선반경 ■ 하천 홍수위와 종단계획고와의 관계 ■ 하천과의 이격거리 ■ 하천과 도로의 접속각도 ■ 배수구조물의 규격

(3) 기하구조 재해영향인자 도출 결과

(가) 산지부 기하구조 재해영향인자

① 평면곡선반경

산지부는 지형여건상 주로 능선을 따라서 도로의 선형설계가 이루어지는 특성 때문에 그림 2.67과 같이 곡선반경이 작은 구간이 나타나는 경우가 많이 발생한다. 피해구간을 분석한 결과 산지부 평면곡선반경이 100m이하인 구간에서 다수의 피해가 발생하였고, 평면곡선반경이 250m이상에서는 피해가 점차 감소하는 경향을 나타내는 것으로 분석되었다. 산지부의 지형여건상 곡선반경의 무리한 확대는 불가능하지만, 양보차로 및 확폭 등을 통한 곡선반경의 결정이 필요하다.

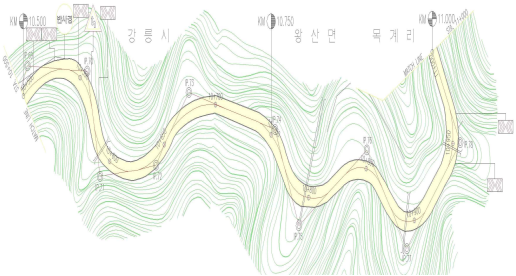


그림 2.67 능선을 따른 도로선형

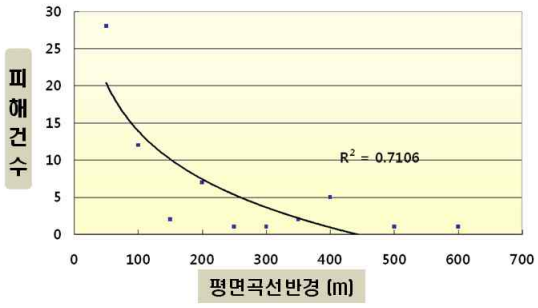


그림 2.68 곡선반경에 따른 피해

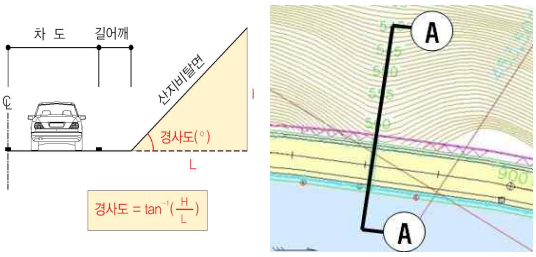
② 산지측 경사

산지부 도로 설계시 법면이 발생하게 되고, 집중호우시 산지부 법면붕괴로 인한 도로

피해가 많이 발생하게 된다. 특히, 자연사면의 경우 산지측 경사는 재해에 영향을 미치는 비중이 크고, 낙석의 에너지와 규모에 영향을 미치는 주요 원인이 된다.

피해구간 분석결과 산지측의 경사가 주로 31~60도의 범위에서 다수의 피해가 발생하는 것으로 나타났고, 그 외의 범위에서는 피해건수가 적은 것으로 분석되었다.

산지측 경사에 의한 피해대책 방안으로 선형계획시 경사도 분석을 통한 Control Point를 설정하여 사전에 피해발생지역을 고려한 도로설계가 필요하다.



(a) 경사도 개념 (b) 경사 단면

그림 2.69 산지측 경사

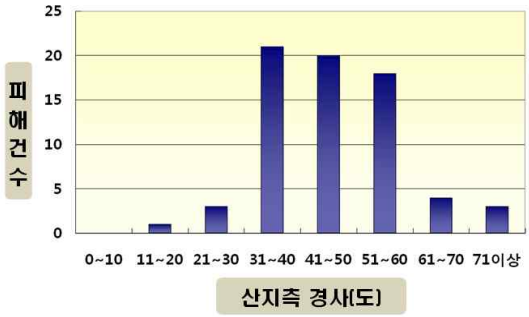
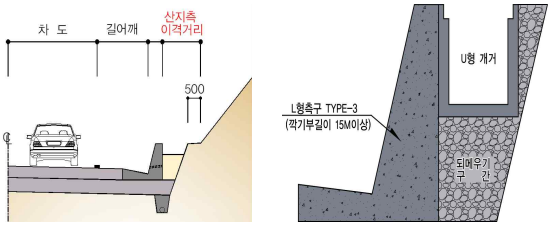


그림 2.70 산지측 경사에 따른 피해

③ 산지측 이격거리

산지측 이격거리의 부족은 낙석 및 토사 유출시 차량의 대피공간이 부족하게 되어 교통 소통에 지장을 주며 복구에도 많은 시간이 소요된다.

산지측 이격거리는 설계시 L형 측구의 높이에 따라 결정하게 되는데 [도로 안전시설 설치 및 관리지침, 낙석방지시설 편]을 살펴보면 낙석방지 울타리 설치시 최소 이격거리를 0.96m이상 확보해야 한다고 명시되어 있다. 다음 그림 2.71은 산지측 이격거리에 대한 개념도와 노면수의 유입을 억제하기 위하여 U형개거를 설치한 산악지 도로 배수시설을 나타낸 것이다.



(a) 산악지 이격거리 개념도 (b) 산악지 도로 배수시설(U형개거)

그림 2.71 산지측 이격거리

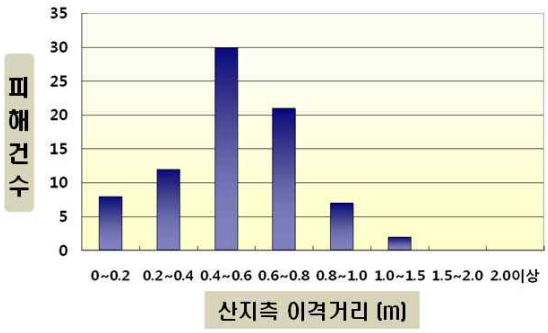


그림 2.72 산지측 이격거리에 따른 피해

피해구간 분석결과 그림 2.72에서 보는바와 같이 산지측의 이격거리가 1m 이내의 범위에서 다수의 피해가 발생하는 것으로 나타났다. 그러므로 비탈면 토사나 낙석 등에 의한 피해를 고려한 적절한 산지측 이격거리 확보가 필요하고, 깍기비탈면 배수처리를 통

해 포장하부의 침식 예방의 필요성이 있다고 판단된다.

④ 측방여유폭

도로의 측방여유폭은 적설지역에 해당하는 구간의 제설을 위한 공간으로서 산지부의 낙석 및 토석류 발생시 여유공간 확보의 역할을 하여 최소한의 교통소통 유지에 활용할 수 있을 것으로 판단된다.

다음 그림 2.73은 현장 조사시 확인한 측방여유폭이 설치된 설계도면이다. 도로의 구조 및 시설기준에 관한 규칙(2009)을 살펴보면 그림 2.74에서 보는바와 같이 적설지역 제설관련 측방여유폭의 개념이 제시되어 있다. 따라서 산지부 낙석 및 토석류 발생 예측지점이나 수충부 피해발생 예측지점에 피해저감대책으로 측방여유폭의 설치가 필요하다고 판단된다.

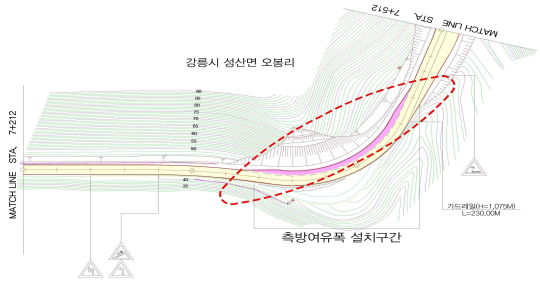


그림 2.73 도로 측방여유폭

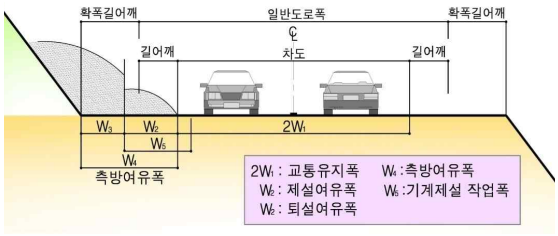


그림 2.74 측방여유폭의 개요도

(5) 배수구조물의 규격

산지부는 지형적 특성상 계곡부의 유목과 토석류에 의한 횡단배수시설의 피해가 많이 발생한다. 피해구간 분석결과 그림 2.75에서 보는바와 같이 배수관의 지름이 Φ1000mm인 암거에서 다수의 피해가 발생하는 것으로 나타났고, 주로 계곡부 토석류 및 유송잡물의 유입으로 인해 피해가 발생한 것으로 분석되었다.

수해 예방을 위한 산악지 도로설계 매뉴얼(2007)에서는 기존도로 유실 기록이 있는 구간에 설치되는 횡단배수 암거의 규격은 지형여건을 고려하여 전문가의 자문 등을 통하여 규격을 확대하여 설치하도록 되어있다. 특히 토석류의 유입이 예상되는 지역에서는 토사퇴적 및 유송잡물을 고려한 수리계산을 실시하여 원형배수관 사용보다는 최소규격 2.0×2.0의 수로암거 사용을 권장하고 있다.

따라서 배수구조물의 규격은 수리계산시 최소기준 적용보다 집중호우시 재해저감을 고려한 상향된 배수구조물의 설치가 필요하고, 토석류 및 유송잡물 유입을 저감하기 위한 차단시설의 설치가 필요하다고 판단된다.



그림 2.75 배수구조물 피해현황

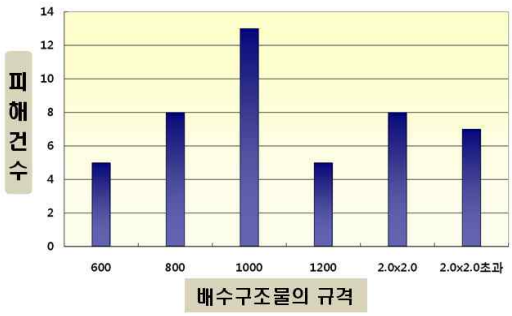


그림 2.76 배수구조물 규격에 따른 피해건수

(나) 하천 수충부 기하구조 재해영향인자

① 평면곡선반경

현재 산지하천도로 설계시 평면선형은 하천을 고려하지 않고 도로선형 기준만 적용하여 설계하게 된다. 하천과의 곡선형태를 고려하지 않기 때문에, 하천과 나란하게 도로의 평면선형이 설계된 구간은 도로의 평면곡선반경에 따라 피해가 발생하는 것으로 나타났다. 다음 그림 2.77은 수충부 피해의 대표구간이다.

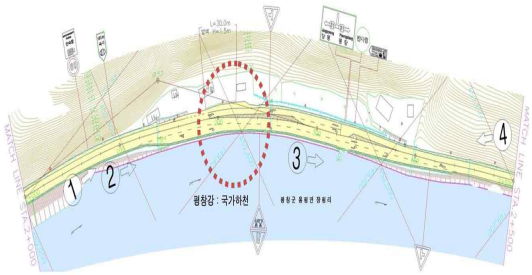


그림 2.77 수충부 피해 대표구간

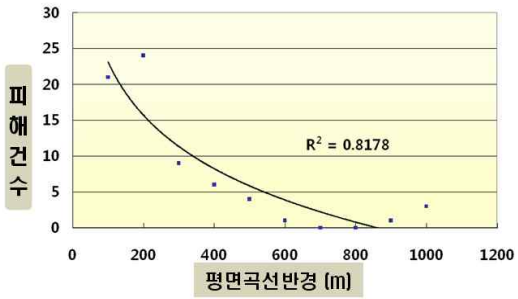


그림 2.78 평면곡선반경에 따른 피해건수

피해구간을 분석한 결과 그림 2.78에서 보는바와 같이 평면곡선반경이 200m이하인 구간에서 다수의 피해가 발생하는 것으로 나타났고, 평면곡선반경이 300m이상에서는 피해가 점차 감소하는 경향을 나타내는 것으로 분석되었다.

산지하천도로의 평면선형은 도로의 설계기준에는 적합하게 이루어져 있지만 하천의 형상이나 흐름을 충분히 고려하지 못하여 집중호우시 수충부의 피해가 다수 발생하였다. 따라서, 산지하천도로 평면선형 설계시 하천의 형상을 고려하여 곡선반경 설계기준의 상향된 바람직한 범위 제시가 필요하고 호안의 침식 및 세굴방지방안을 수립하는 것이 필요하다고 판단된다.

② 하천 홍수위와 종단계획고와의 관계

도로의 종단계획고는 하천계획홍수위에 따른 여유고를 고려하여 설계하게 된다. 하지

만 집중호우시 [하천설계기준, 2009]에서 제시하는 여유고를 만족하였다 할지라도 하천 범람 및 도로유실 등의 피해가 많이 발생한 것으로 나타났다.

표 1.2.19 종단계획고와 홍수위 관계

계획홍수량(㎥/sec)	여유고(m)
200 미만	0.6 이상
200 이상 ~ 500 미만	0.8 이상
500 이상 ~ 2,000 미만	1.0 이상
2,000 이상 ~ 5,000 미만	1.2 이상
5,000 이상 ~ 10,000 미만	1.5 이상
10,000 이상	2.0 이상

피해구간을 분석한 결과 그림 2.79에서 보는바와 같이 여유고를 확보하지 못한 구간이 다수 존재하는 것으로 나타났고, 여유고를 고려한 설계기준을 만족한 2m이내 구간에서도 피해가 다수 발생한 것으로 분석되었다.

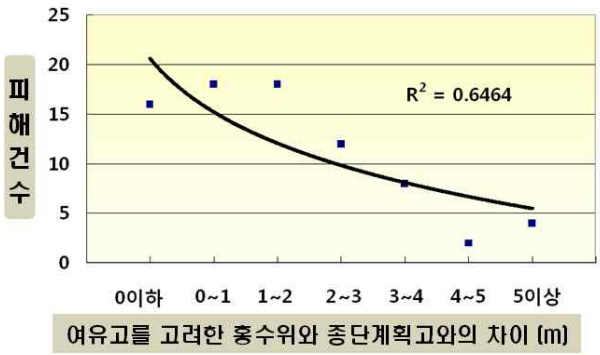


그림 2.79 여유고에 따른 피해건수

따라서, 산지하천도로 설계시 집중호우를 대비하여 피해발생지역의 침수흔적 및 하천의 위치등을 고려하여 하천설계기준에서 제시하는 여유고보다 상향된 종단계획고의 계획이 필요하다고 판단된다.

③ 하천과 도로의 이격거리

산지하천도로는 하천의 제방 역할을 해주기 때문에 하천과 도로를 나란히 설계하는 경우가 많다. 피해구간을 분석한 결과 그림 2.80에서 보는바와 같이 하천과 도로의 이격거리가 2m이내 구간에서 대다수의 피해가 발생하는 것으로 나타났고, 3m이상일 경우는 피해가 감소하는 것으로 분석되었다. 따라서 하천이 범람할 경우 도로유실을 방지하고 피해시에도 도로의 기능을 최소한 유지하기 위해서 지형적 여건과 공사비 등을 종합적으로 고려한 하천과 도로의 충분한 이격거리의 확보가 필요한 것으로 판단된다.

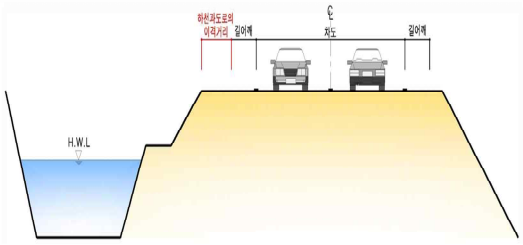


그림 2.80 하천과 도로의 이격거리



그림 2.81 이격거리에 따른 피해

④ 하천과 도로의 접속각도

하천과 도로의 접속각도는 그림 2.82와 같이 하천의 곡선형태에 도로가 접하는 지점의 각도를 말한다. 집중호우시 하천의 유속상승으로 인해 도로에 충격이 발생하게 되는데, 접속각도는 충격의 크기에 영향을 주는 요인이다.

피해구간을 분석한 결과 그림 2.83에서 보는바와 같이 접속각도가 26~30도의 범위에서 피해 발생건수가 많은 것으로 나타났다.

접속각도에 의한 피해를 줄이기 위해 산지하천도로 설계시 하천과 도로의 접속각도에 대한 기준의 마련이 필요하고, 선형계획시 하천의 형상 및 흐름을 고려하여 도로와의 접속각도를 20도 이하로 계획하고 부득이한 경우에는 교량 및 옹벽 등의 구조물을 설치하여 피해를 저감하는 것이 필요하다고 판단된다.

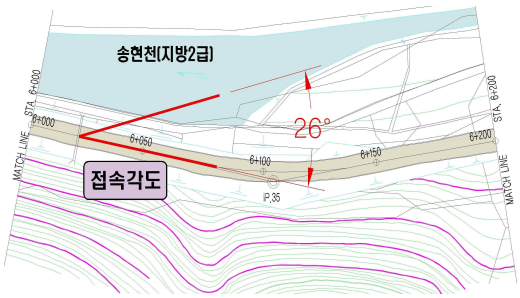


그림 2.82 하천과 도로의 접속각도

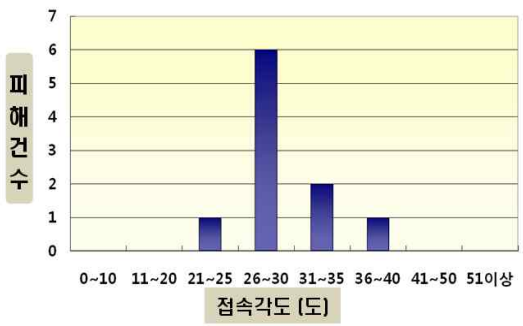


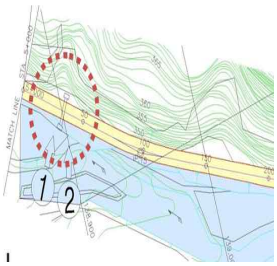
그림 2.83 접속각도에 따른 피해

⑤ 배수구조물의 규격

피해구간을 분석한 결과 그림 2.85와 같이 재해 당시 배수관 규격이 Φ 600~800mm에서 대다수의 피해가 발생하는 것으로 나타났고, 복구 공사시 배수규격을 상향하여 설치한 피해구간은 15구간으로 나타났다.

집중호우에 의한 배수구조물 기능상실 피해를 줄이기 위해 기본적으로 수문 분석자료 및 기법의 개선이 우선되어야 하며 배수구조물 설계를 위한 수리계산시 최소기준 보다

는 재해저감을 고려한 상향된 배수구조물의 설치가 필요하고, 교량 및 암거 적용에 따른 적절한 종단계획을 고려해야할 것으로 판단된다.



(a) 배수구조물 피해구간



(b) 배수구조물

그림 2.84 배수구조물

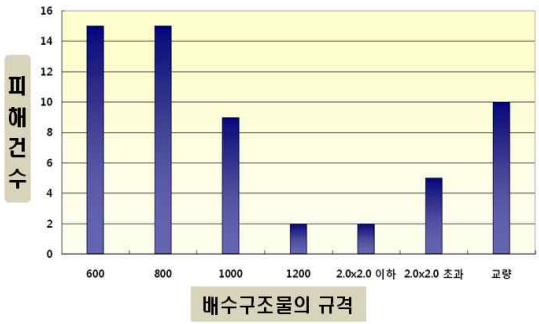


그림 2.85 배수구조물 규격에 따른 피해건수

(4) 산지도로 경제성 분석 모델

수충부를 고려한 산지도로 경제성 모델은 기존의 경제성 모델에 수충부 시설이 추가된 것으로 생애주기비용에 영향을 준다.

초기건설 및 유지보수 시에 수충부 시설의 시공 및 파손부분 보수에 따른 관리자비용이 추가되며 공사로 인한 사용자의 차량운행비용, 운행지연비용, 환경비용이 발생한다. 산악지형의 특성을 고려하여 집중호우 시 피해를 최소화 할 수 있도록 대안에 따라 일반토공 구간을 교량 및 터널 등의 구조물로 대체할 수 있다.

(가) 피해 크기에 따른 재해규모

피해규모는 누적피해 비용에 따라 대일 경우는 누적피해비용 66% 이상, 중일 경우 33% 이상 66% 이하, 소일 경우 33% 이하로 분류하여 피해 규모에 따라 표 2.20과 같은 공법을 적용한다.

표 2.20 피해 크기에 따른 대안

피해 규모	적용가능 공법
피해규모 대	터널 및 교량
	사면 개량
	배수시설 개량
피해규모 중	사방댐
	배수로 보강시설 (암거, 소규모 교량 등)
	수충부 보강시설 (옹벽, 링네트 등)
피해규모 소	법면 정비 (게비온, 낙석방지망, 돌망태 등)
	도수로 정비 (횡단배수관, L형 측구)

(나) 경제성분석 모델의 구성요소

산지도로 설계 대안의 경제성분석을 하기위해서는 기본 입력정보가 필요하다. 이는 기본정보, 수충부 관련 정보, 공사비 정보, 교통량 정보, 공사 관련 정보로 이루어진다.

① 기본정보

대안별 도로의 위치, 프로젝트명, 설계자, 감독청, 구간정보, 차로수, 도로연장, 교량연장, 터널연장의 정보를 입력한다.

② 수충부 관련정보

수충부 관련 정보에는 수충부 대상 공사길이, 최단 우회도로, 설계최고속도/제한속도, 재해 피해 등급, 재해 빈도(년), 재해 발생 크기를 입력한다.

③ 공사정보

공사정보는 각 항목에 따른 유지보수 시 필요한 정보로 구조물 유지보수 공사 기간, 수충부 유지보수 공사기간, 포장 유지보수 공사기간, 보수 시 제한속도를 입력한다.

④ 공사비정보

경제성 분석을 위하여 비용항목을 입력받는다. 공사비구성 항목에는 초기공사비, 수충부 공사비가 있다.

⑤ 교통량 정보

경제성 분석을 위해서는 미래 교통량 예측이 필요하다. 따라서 이에 필요한 교통량, 차종별 AADT비율 Data를 입력한다.

⑥ 경제지표

경제성 분석을 하기 위하여 경제지표의 입력이 필요하다. 분석을 하기 위한 분석기간, 할인율과 차종별 통행시간가치지표, 소비자 물가지수를 입력한다.

(다) 생애주기비용

생애주기비용을 구성하는 항목으로 설계 구조에 따라 구조물의 생애주기비용, 수충부의 생애주기비용, 도로 포장의 생애주기비용으로 구분한다. 또한 공사 시점에 따라 초기비용 및 유지보수비용으로 구분하여 계산한다. 수충부를 고려한 산지도로 경제성 모델의 비용계산 로직은 그림 2.86과 같다.



그림 2.86 산지도로 경제성 모델의 비용계산 로직

① 교통량 분석

생애주기비용의 사용자비용 항목을 산출하기 위해서는 미래에 설계 도로를 이용할 것으로 예상되는 미래교통량 예측이 필요하며 다음과 같이 계산한다.

$$n\text{년도 미래교통량} = \text{개통년 교통량} * (1 + \text{연간 교통량 증가율})^n \quad (2.17)$$

$$n\text{차년의 시간당 1방향 교통량} = n\text{차년도 미래교통량} * \text{시간대별 변동계수}(\%) * \text{방향계수}(\%) \quad (2.18)$$

② 초기비용 입력

초기비용의 경우, 산지도로 설계 대안 생성 시, 설계 프로그램에 의하여 각 대안별 토공 및 설계비용이 계산되며 이를 산지도로 경제성분석 모델에 적용한다.

③ 유지보수비용 산출

유지보수비용은 크게 구조물 보수 시에 지출되는 유지보수비용과 도로 이용자가 도로를 이용함으로 발생되는 사용자비용으로 나누어져 계산한다. 각 부분은 세부적으로 터널 및 교량 등의 구조물 유지보수비용, 수충부 시설의 유지보수비용, 도로 포장의 유지보수비용으로 구분된다.

㉮ 구조물 유지보수비용

구조물의 유지보수비용은 설계자가 선택한 구조물의 유무에 따라 계산한다. 일반적인 포장의 경우 아스팔트가 사용되고 보수는 10년 주기로 시공 후 10년, 20년, 30년에 재포장한다고 가정한다.

㉯ 수충부 유지보수비용

산지도로의 설계 대안은 피해발생 확률 및 빈도에 대한 설계자의 판단에 따라 다른 수충부 피해저감 시설을 설치한다. 피해빈도에 따라 각 시설의 보수 횟수는 달라지며 이에 따라 유지보수비용도 달라진다.

㉰ 포장 유지보수비용

포장 유지보수는 구조물 포장을 제외한 일반 토공부 포장의 유지보수를 의미하는 것으로 아스팔트 포장을 기본으로 하여 10년 주기 보수로 가정하여 계산한다.

④ 사용자비용 산출

사용자비용은 도로 사용자가 이용함으로서 발생되는 비용으로 차량운행비와 운행지연비용, 환경비용으로 나누어 계산한다. 정상운영 상태에서 차량운영비용은 도로상태에 직접적으로 영향을 받는 비용과 속도변화에 따른 비용으로 구분된다.

㉮ 차량운행비용

차량운행비용은 차량의 운행으로 인하여 발생하는 비용으로 연료소모비, 엔진오일비 등이 있다. 이 비용은 차량의 종류, 속도, 중량뿐만 아니라 교통량, 보수 시 공사기간에 따라 변화하는 비용이다. 차종은 승용차, 소형버스, 대형버스, 소형트럭, 중형트럭, 대형트럭 등 6종의 분류를 하였으며 속도변화에 따른 차량운영비용은 차량별 및 속도에 따른 평균 오염물질 배출비용을 기초로 하여 산정한다.

$$VOC_S = 365 \times AADT_i \times PL \times (CVOC_0 - CVOC_i) \tag{2.19}$$

여기서, VOC_S는 속도변화에 따른 차량운영비용, AADTi는 차량별 일평균 교통량이며, PL은 대안의 사업구간 길이, $CVOC_0$와 $CVOC_i$는 차량별 및 속도에 따른 평균 차량운영비용을 나타낸다.

㉯ 운행지연비용

운행지연비용이란 도로상태의 저하 및 보수작업으로 인해 차량 운행이 지연됨으로써 운전자의 시간에 대해 발생하는 비용이다. 속도조절계수에 따른 운행지연비용은 다음 식 (2.20)을 이용하여 산정한다.

$$DC = 365 \times AADT_i \times PL \times \left(\frac{V_0 - V_i}{V_0 \times V_i} \right) \tag{2.20}$$

여기서, $AADT_i$는 차량별 일평균 교통량이며, PL은 대안의 사업구간 길이, V_0는 설계속도/제한속도, V_i는 포장상태에 따른 차량속도를 나타낸다.

㉰ 환경비용

정상운영 상태에서 환경비용은 포장상태 변화에 따른 속도의 차이에서 발생하며 다음 식 (2.21)을 이용하여 산정한다.

$$EC_S = 365 \times AADT_i \times PL \times (CE_0 - CE_i) \tag{2.21}$$

여기서, EC_S는 속도변화에 따른 차량운영비용, CE_0와 CE_i는 차량별 및 속도에 따른 평균 오염물질 배출비용을 나타낸다.

㉱ 순현재가치

각 년도에 발생한 비용은 시간이 지나면서 물가변동에 따라 그 가치가 달라진다. 따라서 할인율을 이용하여 순현재가치로 변환해 주어야하며 식은 다음과 같다.

$$NPV = C_t \times \frac{1}{(1+r)^t} \tag{2.22}$$

여기서, C_t는 계산된 비용이고, r은 할인율, t는 해당년도를 나타낸다.

(5) 산사태를 고려한 대안노선 평가 알고리즘 개발

(가) 시스템 개요

산사태를 고려한 대안노선 평가시스템은 도로선형 설계시 산사태 발생 위험도와 경제적비용의 분석으로 최적의 대안노선을 선정하기 위한 프로그램으로 산사태발생확률지도를 기반으로 대안노선의 위험도를 평가하는 시스템이다.

본 시스템은 대안노선 위험도 분석과 경제성 분석 등 크게 2가지 기능을 가지고 있다. 위험도 분석은 산사태발생확률도를 기반으로 대안노선의 전체위험도를 분석하는 기능을 나타내며 경제성 분석기능은 주요하게 LCC(Life Cycle Cost)분석을 통한 대안노선의 총비용을 분석하는 기능을 나타낸다.

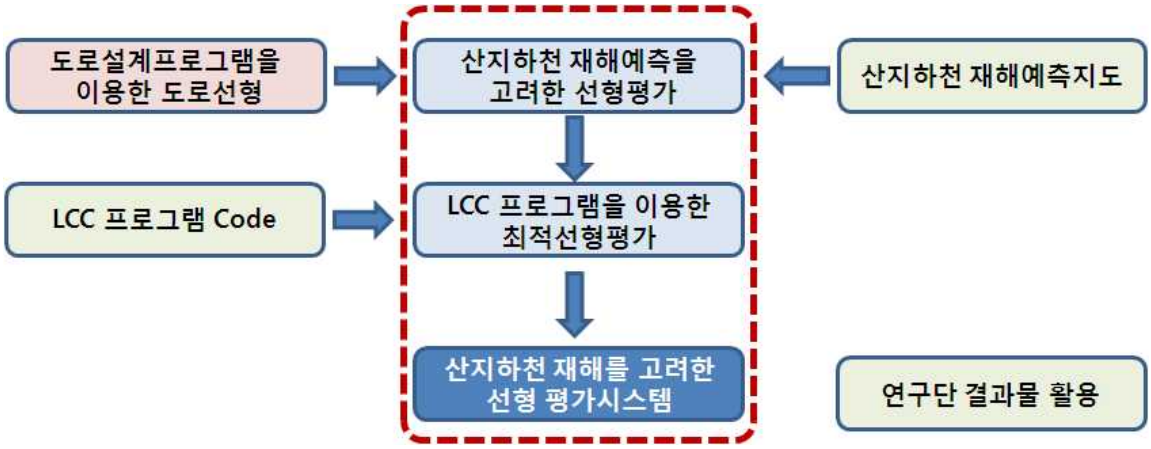


그림 2.87 대안노선 평가시스템 개요

(나) 시스템 구조 및 평가항목별 알고리즘 설계

시스템은 사용자가 산사태발생확률지도 및 대안노선 기본정보입력을 통하여 자동으로 분석되어 대안노선별 위험도 및 경제성 평가를 실행하게 된다. 시스템을 실행하기 위해서 입력해야 할 파일로는 Raster 형식의 산사태발생확률지도, Cad 형식의 대안노선 경계파일과 교량, 터널 등의 구조물 파일이며 이외 대안노선의 기본정보를 사용자가 직접 입력하거나 기본값으로 설정되어 있는 값들을 사용하여 분석할 수 있도록 하였다.

(다) 프로그램 주요기능

본 시스템은 대안노선을 평가하기 위한 위험도 분석과 경제성 분석을 목적으로 하는 시스템으로 위험도 분석 기능과 경제성 분석 기능이 주요 기능으로 되고 이외 GIS표출 등 보조기능들이 있다.

① 위험도 분석 기능

위험도 분석 기능은 산사태발생확률지도를 기반으로 실행되는 것으로 시스템 화면상에서 산사태 발생확률지도를 GIS화면으로 표출하게 된다. 또한 화면의 확대 및 축소 등

기본 화면의 도구모음들이 있어 지도를 확인할 경우 편리하다. 위험도 분석 기능은 산사태발생확률지도(Raster 파일)와 도로 및 구조물위치 파일(Cad 파일)을 입력받아 대안노선에 해당되는 확률값들의 합을 추출함으로써 위험도 분석을 실행한다.

② LCC 경제성 분석 기능

경제성 분석기능은 대안노선의 초기비용과 분석기간년동안의 유지비용을 산정하는 기능으로서 대안노선의 공사정보, 공사비용, 교통량정보, 경제지표 등 인자들을 입력받아 분석이 실행된다. 대안노선 추가시 새로 입력할 수 있고 기존 대안노선의 값을 수정 및 대안노선 삭제를 할 수 있으며 구체적인 입력인자들은 표 2.21과 같이 나타낼 수 있다.

표 2.21 대안노선 입력인자

공사정보	공사비정보	교통량정보	경제지표
도로위치 (*dwg)	토공 (억원)	개통년의 AADT (대/일)양방향	분석기간(년)
구조물위치 (*dwg)	배수공 (억원)	년간 교통량 증가율(%)	할인율(%)
차로수	교량공 (억원)	승용차 AADT비율(%)	기준년도(선택)
도로연장(km)	터널공 (억원)	소형버스 AADT비율(%)	승용차 통행시간 가치지표
교량연장(km)	기타공 (억원)	대형버스 AADT비율(%)	소형버스 통행시간 가치지표
터널연장(km)		소형트럭 AADT비율(%)	대형버스 통행시간 가치지표
교량공용년		중형트럭 AADT비율(%)	소형트럭 통행시간 가치지표
터널공용년		대형트럭 AADT비율(%)	중형트럭 통행시간 가치지표
포장공용년			대형트럭 통행시간 가치지표

(6) 시범적용을 통한 알고리즘 수정 및 최종 알고리즘 개발

(가) 시범적용을 통한 문제점 분석

3차년도에 개발된 대안노선 평가시스템을 검증하기 위해 시범적으로 국도 59호선에 대해 적용하였다. 현재 시스템상의 재해위험도 산정 방법은 노선이 지나가는 해당 격자의 위험도 합으로 계산되도록 되어 있으나 우회하는 노선의 경우 도로 연장이 길어져 위험도가 높게 나오는 문제점이 발생되었다. 각 격자별 위험도는 낮으나 전체 위험도는 높게 판정되는 경우가 발생되어 위험도 계산에 대한 알고리즘의 수정이 필요하게 되었다.

또한, 현재 프로그램은 노선이 지나가는 해당 격자의 산사태 재해위험 확률의 합에 의한 계산으로 위험도를 나타내고 있으나 해당 격자의 주위에 분포하는 격자에 대한 고려와 대표 위험구간에 대한 도출의 필요성도 제기되었다.

이러한 문제점을 보완하기 위해 산사태 위험도 평가 알고리즘 수정을 위해 다음과 같은 2가지 방법을 고려하여 검토하였다.

㉮ 노선에 대한 평균위험률 계산

노선이 지나가는 해당 격자의 합이 아닌 격자의 평균 위험률을 산정하는 방법으로 식은 다음과 같다.

$$R_{route} = \frac{R_{total}}{C_{route}} \times 100(\%) \tag{2.23}$$

여기서, R_{route} : 노선의 재해위험률(%)

R_{total} : 재해위험률의 합(점수)

C_{count} : 노선이 지나간 셀의 개수

재해위험률의 합은 산사태 발생 재해확률지도의 격자를 통과하는 각 격자의 재해위험률의 합(0~1.0의 범위)을 계산하며 이 중 교량, 터널 등 구조물 구간은 합에서 제외하였다. 이는 교량이나 터널구간의 경우 산사태 재해위험에서 안전하다고 판단하여 값에서 제외하였다. 국도 59호선에 대하여 다음과 같이 시범노선을 적용하였으며 결과는 표 2.22와 같이 도출되었다.

표 2.22 국도59호선 평균위험률 적용 결과

노선명	위험률의 합		노선셀 개수	위험도 (%)
	노선전체구간	구조물 구간		
대안1 (경제성 노선)	207.98	96.97	805	13.79
대안2 (우회노선)	109.06	59.09	818	6.10
대안3 (구조물 대체)	207.98	124.59	805	10.36

㉯ 발생확률 50%이상에 대한 노선평균위험률 계산

두 번째 방법은 산사태 발생 재해확률지도상에 있는 격자 중 산사태 발생, 미발생 판단기준인 50%를 기준으로 50% 이상에 해당하는 값만 계산하여 위험도를 표기하는 방법이다. 이는 50% 미만의 낮은 확률값이 위험도의 합에 계산되어 위험도가 높아지는 것은 무의미하다고 판단되었기 때문이다.

노선의 재해위험률은 다음과 같이 산정하였다.

$$R_{route} = \frac{R_{total-50\%}}{C_{route}} \times 100(\%) \tag{2.24}$$

여기서, R_{route}: 노선의 재해위험률(%)

$R_{total-50\%}$: 50%이상 재해위험률의 합(점수)

C_{count} : 노선이 지나간 셀의 개수

50%이상의 위험률의 합은 재해확률지도의 셀을 통과하는 각 격자의 재해위험률 중 50%이상의 값(0.5~1의 범위)을 계산하며 마찬가지로 교량, 터널 등 구조물 구간은 합에서 제외하였다.

표 2.23 국도59호선 50%이상 평균위험률 적용 결과

노선명	위험률의 합 (50%이상)		노선셀 개수	위험도 (%)
	노선전체구간	구조물 구간		
대안1 (경제성 노선)	159.87	83.07	216	35.55
대안2 (우회노선)	57.84	34.74	83	27.84
대안3 (구조물 대체)	159.87	89.64	216	32.51

위에서 검토한 (1)안과 (2)안의 경우 재해위험도 확률의 합에 의한 방법보다는 각 노선의 재해위험도 확률에 대한 상대적 비교가 잘 나타나고 있으며 (2)안의 경우 50% 이하의 재해위험도 확률은 고려하지 않고 50%이상의 위험한 구간만 선정하여 재해위험도 평가를 하는 것이 더 타당하다고 생각되어 본 연구에서는 (2)안으로 알고리즘을 수정하였다.

(나) 산사태 대표위험구간 선정 및 평가방안

산사태 재해위험도에 평가는 각 비교노선에 대한 재해위험도를 정량적으로 비교하는 것으로 위험도의 절대적인 수치가 아닌 상대적인 비교라고 할 수 있다. 그러나 도로의 계획 및 설계에 있어서는 해당노선이 재해에 얼마큼 취약한 지 또한 노선 중 어느 구간이 가장 재해에 취약한 지가 더 중요하게 작용될 수 있다.

현재 시스템의 경우 각 노선에 대한 상대적 위험도의 비교는 가능하나 해당노선에 대해 어느 구간이 가장 위험한 지 얼마큼 위험한 지 알 수 없으므로 이에 대한 평가방법이 필요하다.

또한, 각 노선에 대한 절대적 위험도 및 노선들에 대한 상대적 위험을 동시에 표기할 수 있는 방안도 고려해 볼만 하다. 이에 본 연구에서는 산사태 재해위험에 관하여 대표위험구간을 선정하는 방법을 검토하였다.

① 대표위험구간에 대한 선정

산사태 재해발생확률 격자를 기반으로 하여 해당노선에 대해 어느 구간이 가장 위험한지를 도출하고자 2가지 방법을 검토하였다.

첫 번째 안은 노선이 지나가는 전 구간에 대해서 연속된 5개의 격자의 산사태 위험확률의 합을 구해서 구간별 상위 5개 구간을 선정하는 방법으로 그림 2.83과 같이 나타낼 수 있다.

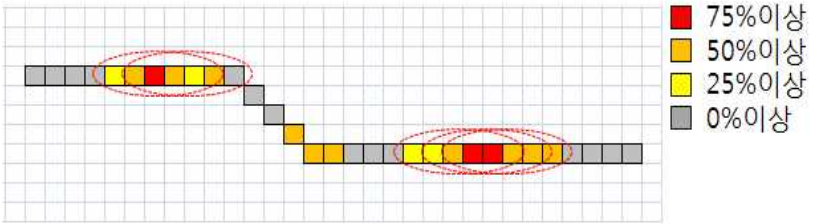


그림 2.88 위험구간 선정개념도 (상위 5개구간 선정)

두 번째 안은 노선 전 구간에서 연속된 3개의 격자가 50%이상 산사태 재해발생위험확률인 지역 즉, 3개의 연속된 격자의 발생확률의 합이 150% 이상인 지역을 선정하는 방법으로 그림 2.89와 같이 나타낼 수 있다.

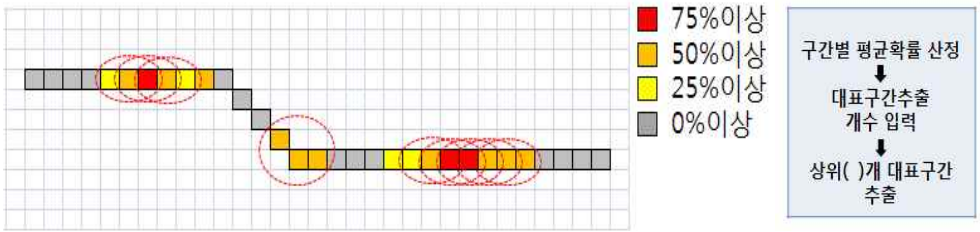


그림 2.89 위험구간 선정 개념도 (대표구간 추출)

첫 번째 안의 경우 5개의 연속된 격자는 주변 중복 가능성이 높은 문제점이 발생할 수 있으며 두 번째 안의 경우 상당히 많은 지점이 도출될 가능성이 있으므로 구간별 평균확률을 산정한 후 사용자가 대표구간 추출 개수를 직접 선택하여 상위 대표구간을 추출할 수 있도록 하는 것이 필요하다. 본 연구에서는 두 번째 안을 대표위험구간 도출 방법론으로 결정하였다.

라. 산지도로 대안노선 평가시스템 통합프로그램 개발

(1) 통합프로그램 알고리즘 개발

(가) 시스템 개요

통합프로그램은 크게 산사태 발생확률 지도에 의한 산사태발생 위험도 평가, 토석류 위험도 평가 및 LCC 분석의 3가지 주요 기능으로 구성된다.

(나) 통합프로그램 주요기능

① 재해지도 입력

② 대안노선 자료 입력(노선파일, 기본정보, 공사비 정보)

③ 대안노선 산사태발생 위험률 평가(고(高) 위험구간 추출)

④ 소유역 추출(유역단위 토석류 평가)

⑤ 유역단위 토석류 위험도 평가

⑥ 대안노선 LCC분석

⑦ 위험도 및 LCC분석 계산 결과 저장 및 출력

(다) 통합프로그램 알고리즘

통합프로그램은 크게 산사태 발생 위험도 평가, 토석류 위험도 평가, LCC 분석의 세 가지로 구성이 되어 있으며 알고리즘은 다음 그림 2.90과 같다.

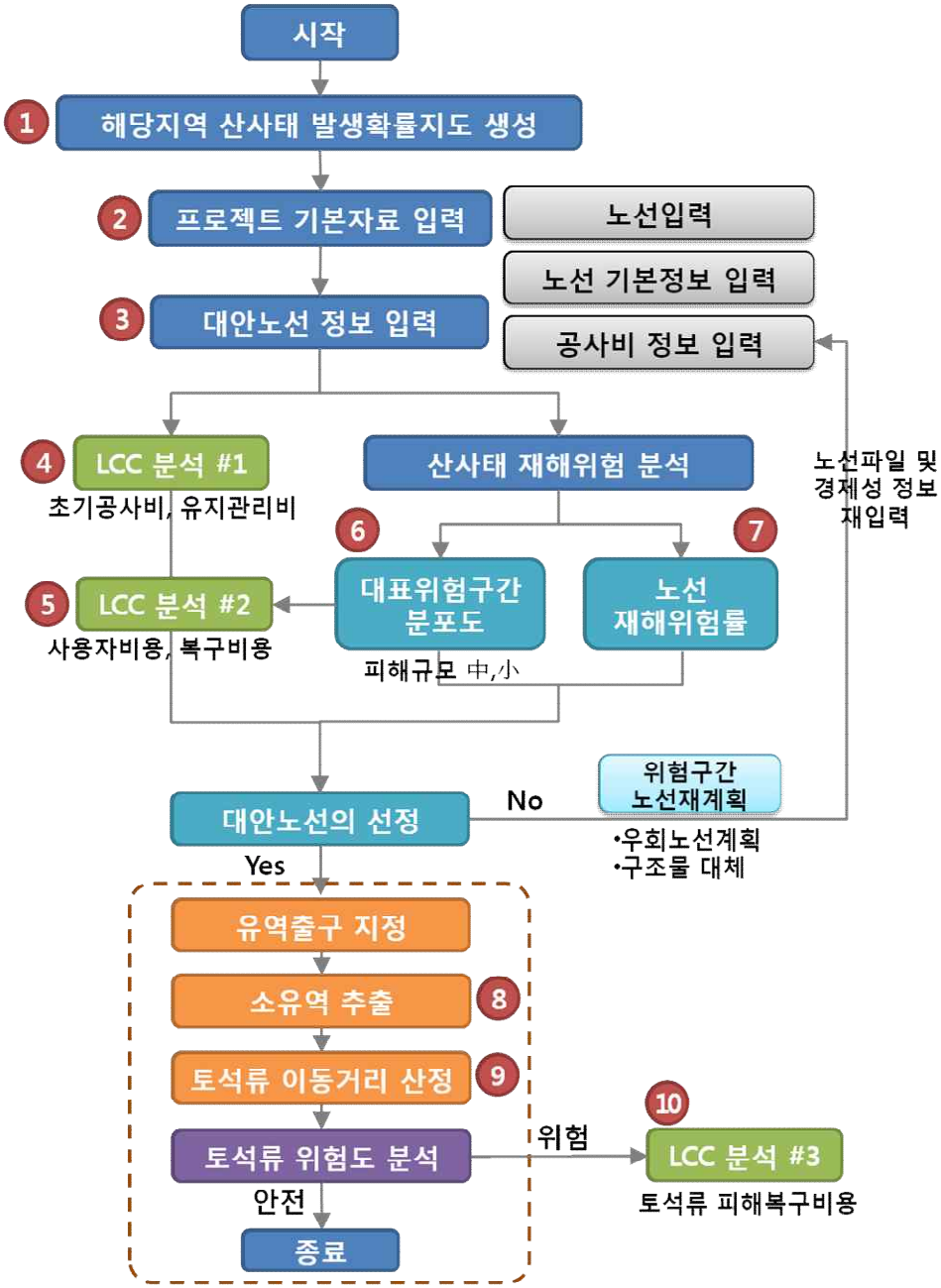


그림 2.90 통합프로그램 알고리즘

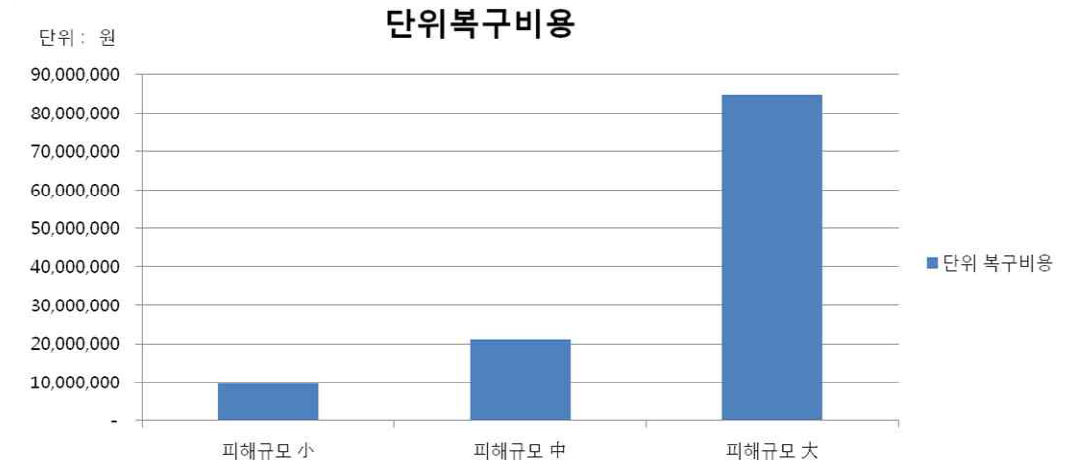
(2) 산사태 및 토석류 복구비용 산정

(가) 산사태 복구비용 산정

① 산사태 피해발생 단위 복구비용

산사태 피해발생 단위 복구비용의 산정은 2006년 재해대장을 바탕으로 작성되었다. 산사태 피해 비용에 따라 그림 1.2.91과 같이 대(大), 중(中), 소(小)로 분류하여 산정하였으며 누적피해비용의 66%이상을 피해규모 대(大), 33~66%를 피해규모 중(中), 33% 이하를 피해규모 소(小)로 구분하였다.

단, 재해대장 자료 중 피해규모 대(大)에 해당하는 복구금액은 산사태로 발생한 단일 피해라기보다는 하천수충부나 교량 파괴 등 복합적인 요인이 작용한 경우라 판단되어 프로그램 적용시에는 피해규모 대(大)에 해당하는 비용은 제외하였다.



	피해규모 小	피해규모 中	피해규모 大
단위 복구비용 (원)	9,768,766	21,227,016	84,621,400
100m 복구비용 (원)	976,876,600	2,122,701,600	8,462,140,000

그림 2.91 피해규모에 따른 산사태 복구비용

② 토석류 피해발생 복구비용

토석류 복구비용의 산정은 유역단위의 토석류 평가 후 위험도 값에 따른 등급을 지정하고 등급에 따른 복구비용을 산정하였으며 등급에 따른 복구비용은 2002~2006년 재해대장을 바탕으로 과거 토석류 발생지역의 피해복구비용을 근거로 하였다.

위험도에 따른 등급은 4등급으로 구분하였으며 위험도 50이하는 4등급(안전), 51~70%는 3등급(다소 위험), 71~90%는 2등급(위험), 91~100%는 1등급(매우 위험)으로 구분하였다.

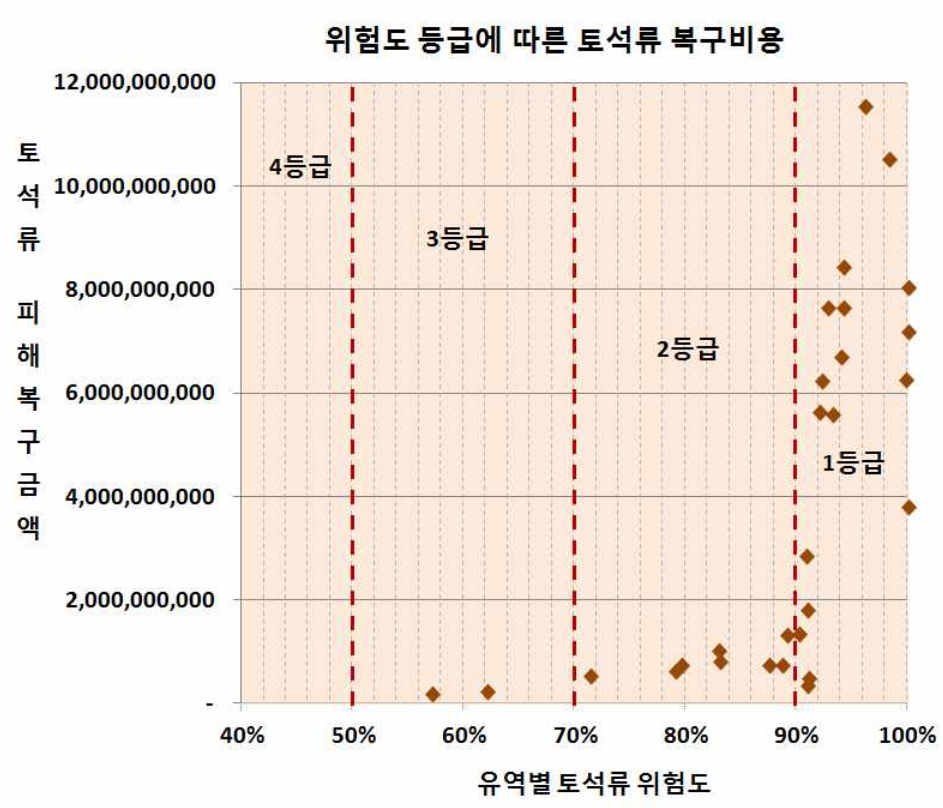


그림 2.92 토석류 위험도 등급에 따른 토석류 복구비용

과거 피해복구비용을 조사한 결과 토석류 위험도에 따른 복구비용은 다음과 같이 산정되었다.

표 2.24 토석류 위험도 등급에 따른 토석류 복구비용

구분	위험도 51~70%	위험도 71~90%	위험도 91~100%
유역당 평균 단위복구비용(원)	193,877,711	864,812,711	5,920,251,500

(3) 시스템 검증을 통한 알고리즘 수정

(가) 대표위험구간 도출과정 검증

① 대표위험구간 도출을 위한 시범노선 검증

3차년도에 작성하였던 대표위험구간 도출 알고리즘 검증을 위해 국도 59호선을 대상으로 시범적용하였다.

기존 알고리즘은 노선 전 구간에서 연속된 3개의 격자가 50%이상 산사태 재해발생위험확률인 지역 즉, 3개의 연속된 격자의 발생확률의 합이 150% 이상인 지역을 선정하는 방법으로 이 알고리즘을 통해 산출된 계산 결과는 다음과 같다.

표 2.25 대표위험구간 도출 적용 결과

구분	3개연속 격자 발생확률합 피해규모 중 (200~250)	3개연속 격자 발생확률합 피해규모 소 (150~200)	노선의 위험률 (%)
대안노선1	83	15	21.58
대안노선2	80	23	24.16
대안노선3	49	49	14.70

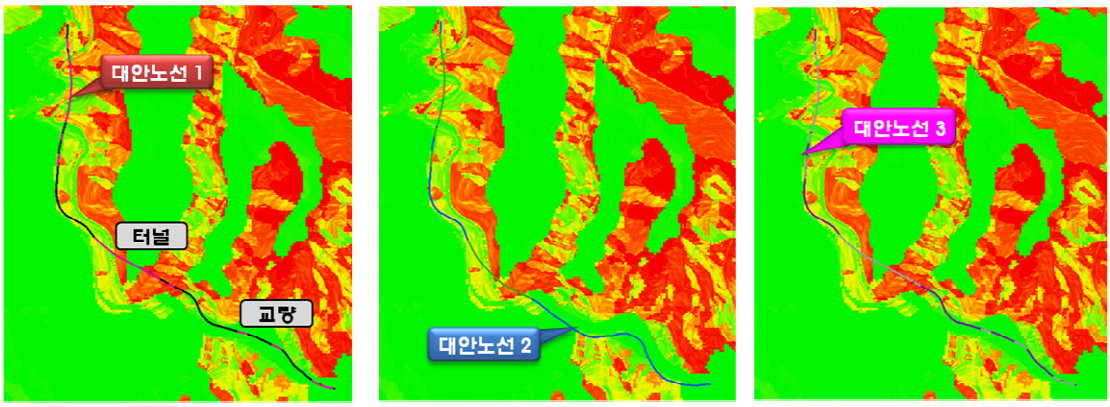


그림 2.93 시범적용 대안노선

대표위험구간 도출 적용 결과 3개 연속격자 선정의 경우, 많은 경우의 수가 존재하고 연속구간이 중첩되는 문제가 발생하였다. 문제점을 보완하기 위해 알고리즘을 다음과 같이 수정하였다.

먼저, 발생확률 50%이상의 연속된 3개 이상의 격자 구간을 추출하고 추출된 대표위험구간의 평균산새태 재해확률을 계산하도록 하였다. 여기서 구조물 구간은 위험구간에서 제외하였다. 도식화하면 다음과 같다.

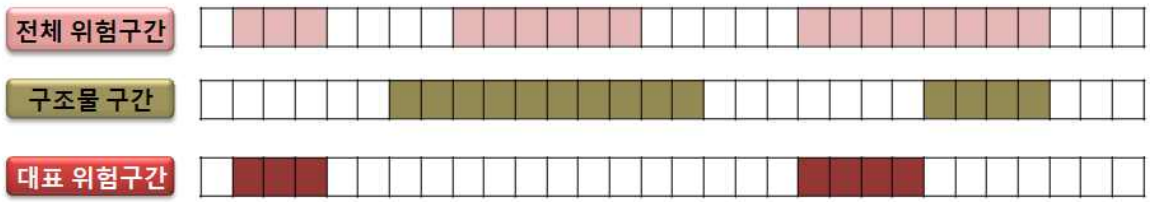


그림 2.94 대표 위험구간 도출

마. 배수구조물 설계를 위한 수리실험 및 수치해석

(1) 토석류 수리실험 장치

토석류 수리실험은 아래 그림과 같은 실험 시설에서 실시하였다. 수로는 사각형이며 길이 5m, 폭 0.6m의 상류부 접근 수로와 길이 3m, 폭 0.3m의 배수로로 구성된다. 두 수로의 깊이는 0.7m이며, 접합부인 경사 변환점을 중심으로 상류뷰 접근수로는 15°~30° 범위 내에서 경사 조절이 가능하며, 배수로는 0~15° 범위 내에서 경사조절이 가능하다. 이 실험에서는 수로의 단면 변화가 미치는 영향을 배제하기 위해서 두 수로 모두 폭은 0.3m로 유지하였다. 수로의 벽면은 고강도 아크릴판으로 제작하여 측면 영상자료 확보를 통한 토석류 흐름 거동 특성 분석이 가능하도록 제작하였다.

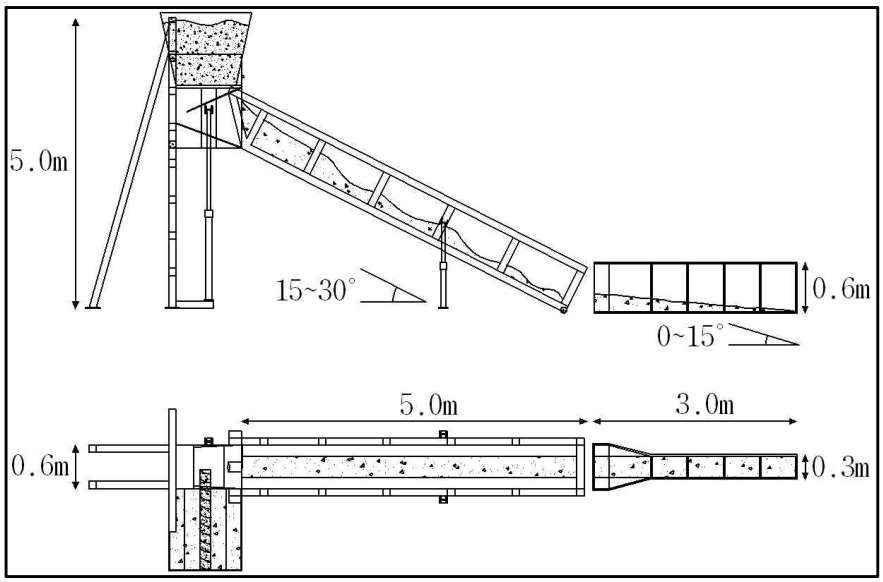


그림 2.95 수리 실험 장비 설계도면

접근수로의 상류부에 위치한 1.8m^3 용량의 혼합조를 이용한다. 전동식 공급 장치에 의해서 혼합조로 투입이 되는 토석은 유사 교반장치에 의해서 물과 혼합이 되며, 중력에 의해서 접근수로로 유입된다. 실험에서 토석류의 공급은 주어진 용량의 토석류를 수문 개방에 의한 댐 파괴의 형식으로 일시에 수로로 방류하는 방법과 일정 유량의 토석류를 주어진 시간 동안 공급하는 방법이 있다. 이 연구에서는 약 120초 동안 일정 유량의 토석류를 수로 상류단에서 공급하여 하류부 배수로에서의 토석류 흐름 거동을 분석하였다. 각 실험에서 토석류의 유량과 유사체적농도는 물 유량 공급 밸브와 나선형 날개의 회전에 의한 토석공급 장치의 회전수를 조절하여 설정하였으며, 결과적으로 공급되는 토석류를 수로 하류단에 위치한 저류조에서 샘플링하여 유량과 유사체적농도를 결정하였다(김영일, 2011).

(2) 관측장비

그림 2.96은 6개의 초음파 수위센서 설치위치를 나타낸 것이다. 첫 번째 수위센서는 토석류가 접근수로로 유입한 후 안정적인 수심 측정이 가능해지는 접근수로 상단부에서 1m지점에 설치하였으며, 나머지 5개의 수위 센서는 접근수로에서 배수로로 전환되어 바닥경사 감소로 인해 급격한 유동 변화 양상을 보이는 수로 전환점에 설치하였다.

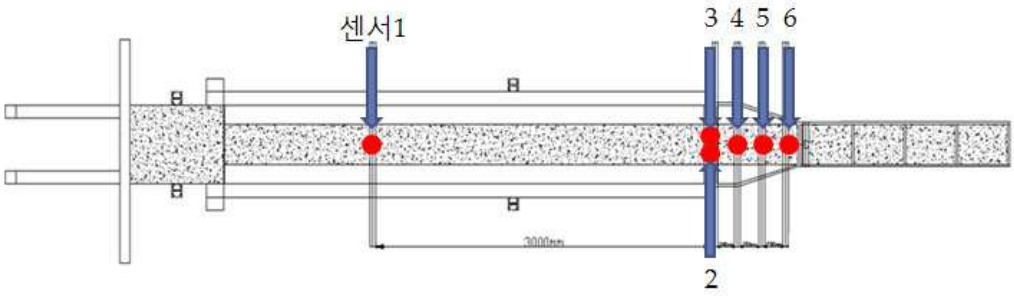


그림 2.96 초음파 수위 센서 위치

표 2.26 초음파 수위센서 및 초고속 카메라 제원



항목	관측값
측정범위	3~1500mm
최대 측정 거리	1500mm
초음파 경사각	8°
최소 측정 거리	200mm
직선성 오차	0.3%
측정 빈도	10Hz



항목	관측값
유효화소	660만
해상도	1920 × 1080
프레임	1200fps

초고속 카메라는 초음파 수위센서를 설치하지 않은 지역인 배수로의 종단부 지점에 각각 측면과 정면으로 설치하여 토석류의 유동을 관찰할 수 있도록 하였다.

(3) 실험 조건

토석류 수리실험 인자로 배수로 자체의 바닥경사, 접근수로의 바닥경사, 토석류의 유체체적 농도와 토석류의 입도분포를 고려하였다. 토석류 수리실험은 전체 45개의 서로 다른 실험 조건에 대해 실시하였다. 실험에서 접근수로의 경사는 18°와 25° 두가지 경우를 고려하였는데, 여기서 18°는 국도 44번 구간 현장조사 결과 토석류로 인해 피해를 입은 배수구조물의 직상류부 접근 수로의 평균경사이며, 25°는 같은 구간에서 토석류가 발생한 유역의 평균 수로경사이다(백중철 등, 2011). 배수로는 같은 지역의 평균 배수구조물 경사인 2.3°를 고려하여 1.5°간격으로 설정하였다. 또한 유사체적농도는 문헌조사를 통해 획득한 토석류의 일반적인 농도와 기초실험결과를 통해 결정하였다. 기초실험에서 유사체적농도가 83%이상인 경우 유사의 비중이 크기 때문에 토석류가 배수로로 이동하

는 과정이 토석류로 보기에 무리가 따르는 만큼 느린 이동속도를 보였다. 56% 이하인 경우 물의 비중이 커 토석-유체 혼합체가 토석의 자중에 의해 이동하는 것이 아닌 물에 의해 이동하는 양상을 보였다. 즉, 유체가 흐름특성에 지배적인 영향을 끼치는 것으로 나타났다. 이에 토석류 수리실험 조건을 표 2.27과 같이 정리하였다.

표 2.27 토석류 수리 실험 조건표

	재료성분 (%)		접근수로 경사 (θ_{up}, °)	배수로 경사 (θ_{down}, °)	유사체적 농도(C_v, %)
Case 1	자갈	5.0	18.0	3.0	83.0 ~ 56.0
				4.5	83.0 ~ 67.0
	모래	90.0		6.0	83.0 ~ 71.0
				9.0	83.0 ~ 71.0
			25.0	3.0	83.0 ~ 63.0
	점토	5.0		4.5	83.0 ~ 67.0
				6.0	83.0 ~ 71.0
				9.0	83.0 ~ 71.0
Case 2	자갈	65.0	18.0	3.0	83.0 ~ 56.0
				4.5	83.0 ~ 59.0
	모래	32.0		6.0	83.0 ~ 67.0
				9.0	83.0 ~ 71.0
				12.0	83.0 ~ 56.0
	점토	3.0	25.0	3.0	83.0 ~ 59.0
				4.5	83.0 ~ 63.0
				6.0	83.0 ~ 67.0
				9.0	83.0 ~ 71.0
				12.0	83.0 ~ 56.0

토석류 재료를 선정하기 위해 미국에서 발생한 토석류와 미지질조사국(USGS, U.S. Geological Survey)에서 수행한 대규모 토석류 수리 실험, 우면산과 강원도 일대에서 발생한 토석류 재료를 Gravel, Sand, Mud(Silt, Clay)로 나누어 분석하였다. 분석 결과 미국에서 발생한 토석류 일부를 제외하고 재료 내 입도가 유사해 특성을 대표할 수 있을 두 개 구간을 선정하였다. 재료 1은 모래의 비중이 매우 크며, 재료 2의 경우 자갈과 모래의 무게 비가 약 2:1을 나타내며 D_{50}은 각각 0.7mm와 10mm이다.

표 2.28 토석류 수리 실험 재료 성분표

	Gravel(%)	Sand(%)	Mud(%)	균등계수	곡률계수
재료 1	5.0	90.0	5.0	8.2	1.0
재료 2	65.0	32.0	3.0	10.0	3.3

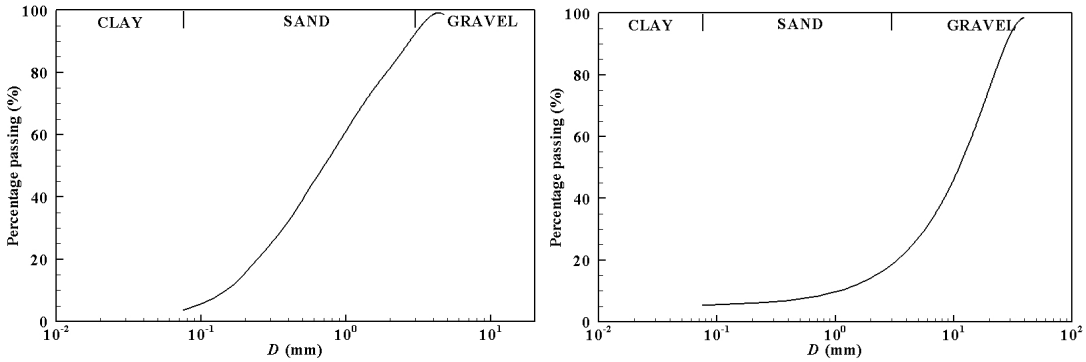


그림 2.97 토석류 재료 입도분포 곡선: (좌) 재료 1, (우) 재료 2

(4) 수리 실험결과

물-토석 혼합 장치 및 공급 장치를 이용하여 일정한 유량과 체적농도를 가진 토석류를 약 120초 동안 접근수로 상단부에서 연속적으로 유입시키며 수로 전체에서의 토석류 흐름 변화를 관찰하였다. 앞에서 설명한 것과 같이 6개의 초음파 수위 센서를 이용하여 토석류 흐름 및 퇴적의 실시간 변화를 측정하였으며 수집된 결과를 토석류의 입도 특성, 접근수로와 배수로의 바닥경사 그리고 유사체적농도의 항으로 분석하였다.

① 물과 토석류의 비교

우선 이들 서로 다른 흐름 인자로 인한 물과 토석류 흐름의 수위변화를 비교 분석하기위해, 동일한 유량의 깨끗한 물과 입도 분포가 다른 두 토석류를 수로의 기하학적 조건하에서 유입시킨 후 배수로에서 수위변화를 관측하였다. 이 실험은 토석류가 배수로에서 퇴적되지 않는 조건에서 실시하였으며, 그림 2.98은 동일 유량의 물과 토석류 흐름이 경사 변환점을 통과한 후 배수로에서 발생되는 수위를 동일지점에서 관측한 결과이다. 실험 조건은 재료 1과 2에 대해 각각 $\theta_{up}=25^\circ$, $\theta_{down}=9$, $C_v=71\%$로 적용하였다.

실험 결과 깨끗한 물의 경우 접근수로와 배수로 경사에 따라 조금씩 차이가 있지만 평균 수심이 1mm 내의 범위에서 변동을 보였다. 그러나 그림 2.98에서 모래가 주성분인 재료 1을 사용한 경우 유사체적농도 그리고 접근수로 및 배수로의 경사에 따라 수심이 2배 이상까지 차이를 보이는 것으로 나타났다. 실험 결과는 대부분 동일한 경향을 나타냈기 때문에 결과를 Case별로 하나씩 첨부하였다. 실험 조건이 $\theta_{up}=25^\circ$, $\theta_{down}=9^\circ$, $C_v=71\%$인 경우 깨끗한 물의 평균 수심은 약 5.5mm을 보인 반면 재료 1은 약 14.5mm의 수심을 보였다. 반면 자갈이 주성분인 재료 2의 경우 약 22.5mm의 수심을 보였다.

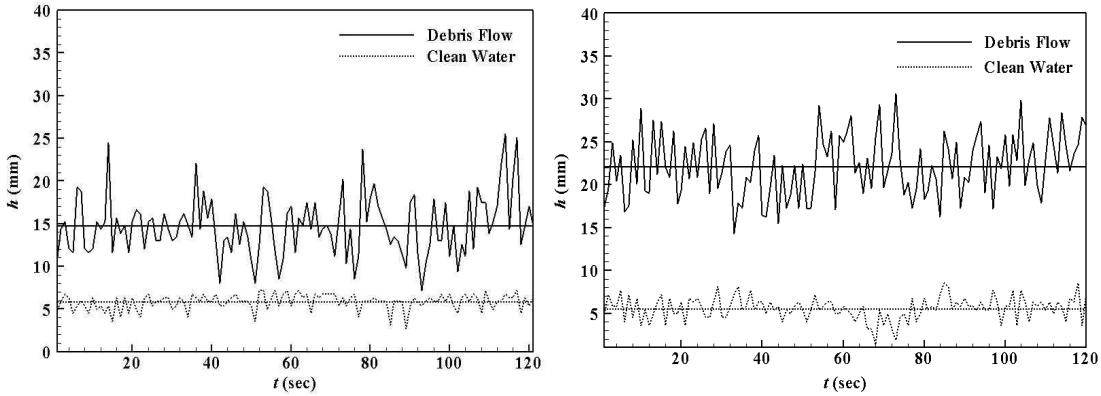


그림 2.98 물과 토석류의 수심 비교: (좌) 물-재료 1, (우) 물-재료 2

전자의 경우 토석류가 깨끗한 물에 비해 약 150%의 수심이 상승하고, 후자의 경우 약 430%의 수심 상승을 보였다. 이는 토석류의 내부마찰각의 증가로 인해 유속이 감소하고 수심이 증가하기 때문이다(Iverson, 1997; Takahashi, 2007). 토석류의 수심 상승 현상은 수로의 경사가 작을수록 입자의 체적농도가 클수록 증가하는 것으로 나타났다. 아울러 토석류는 깨끗한 물보다 수심이 불안정한데, 이는 토석류에 포함되어 있는 비교적 큰 입자들의 움직임에 의해 수심의 변동 폭이 크며 불규칙적인 흐름을 보이기 때문이다.

② 접근수로의 바닥경사의 토석류 흐름에 대한 영향

접근수로의 바닥경사가 수로 내 토석류의 유동 특성과 퇴적 양상 및 퇴적 발생 시점에 미치는 영향을 분석하기 위해 각각 모래와 자갈이 주성분인 재료 1, 2인 토석류를 이용하여 배수로의 경사와 유사의 체적농도를 일정하게 유지한 채 실험을 진행하였다. 그림 2.99는 배수로의 한 지점에서 관측된 토석류 깊이의 시간적 변화를 보여준다. 대표 관측지점은 배수로에서의 전반적인 흐름 양상을 대표할 수 있고 하류단 경계의 영향이 없는 지점으로 설정하여야 하며, 본 연구에서는 수로의 경사 변환 지점(배수로의 시작 지점)으로부터 90cm 하류의 단면 중앙으로 설정하였다. 이하 모든 그림에서 제시된 자료의 관측지점은 이 지점과 동일하다. 그림 2.99와 그림 2.100에서는 실험 재료 1과 2를 이용하여 서로 다른 배수로 경사와 유사체적농도 의 흐름변수에 대해서 접근수로 경사가 흐름에 미치는 영향을 비교하였다.

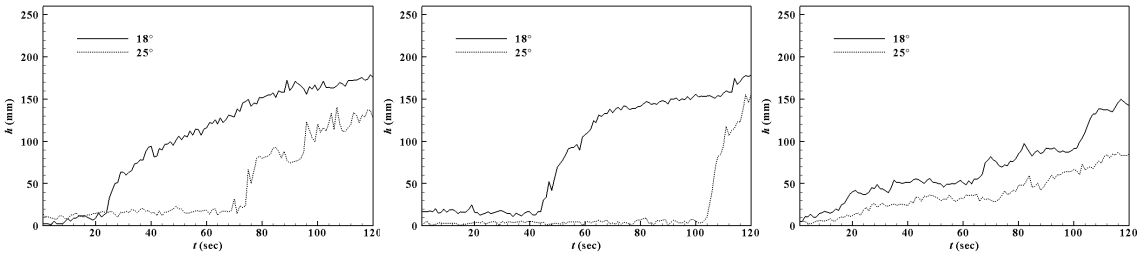


그림 2.99 접근수로 경사에 따른 시간-퇴적 높이 (재료 1):

(좌) $\theta_{down} = 3^\circ$ $C_v = 83\%$, (중) $\theta_{down} = 4.5^\circ$ $Cv = 83\%$, (우) $\theta_{down} = 3^\circ$ $C_v = 71\%$

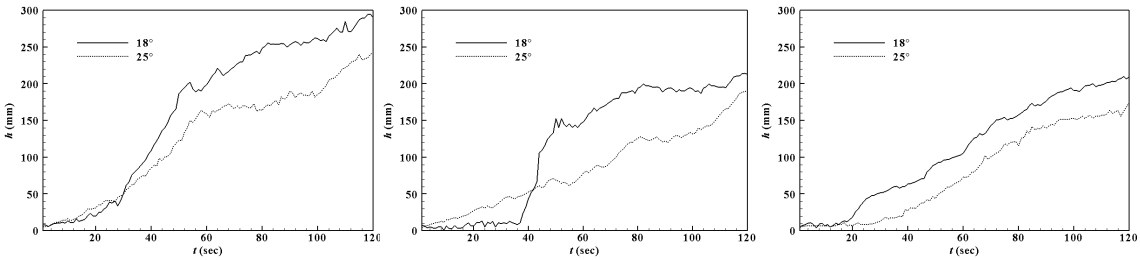


그림 2.100 접근수로 경사에 따른 시간-퇴적 높이 (재료 2):

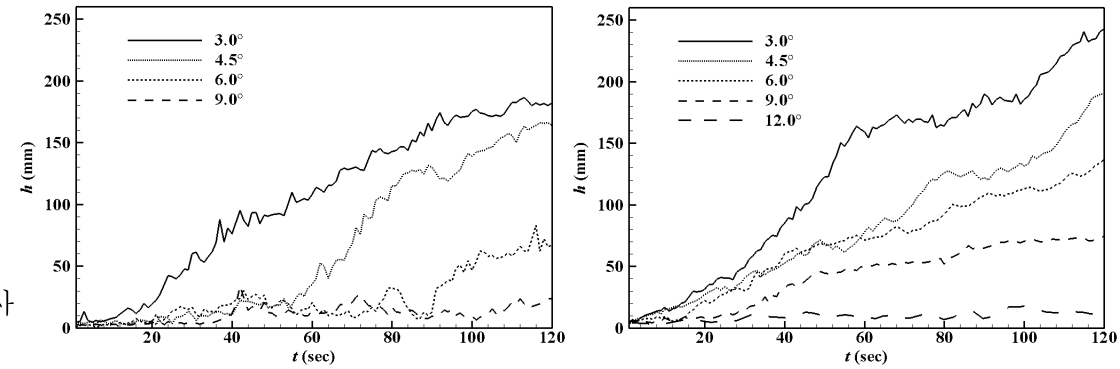
(좌) $\theta_{down} = 3^\circ$ $C_v = 83\%$, (중) $\theta_{down} = 4.5^\circ$ $Cv = 83\%$, (우) $\theta_{down} = 3^\circ$ $C_v = 71\%$

위 그림과 같이 공통적으로, 배수로의 바닥 경사와 유사체적농도가 일정할 경우 모든 실험에서 접근수로의 바닥경사가 커질수록 퇴적 높이가 감소하는 것으로 나타났다. 토석류의 입도 특성, 배수로의 경사와 입자의 체적농도가 변함에 따라서 퇴적되는 높이가 차이가 나긴 했으나, 상대적으로 접근수로의 경사가 작을수록 퇴적 높이가 증가하는 것으로 나타났다. 또한 토석류의 퇴적 발생 시점은 연속적으로 유입되는 토석류의 특성 파악에 매우 중요한 요소로 배수로의 바닥경사와 체적농도에 따라서 퇴적이 이루어지는 시점이 달라진다. 이 역시 토석류의 입경과 배수로의 바닥경사가 증가할수록, 체적농도가 작아질수록 관측지점에서 퇴적이 발생하는 시점이 느려지는 것으로 나타났다. 반면, 자갈이 주성분인 토석류의 경우 내부마찰각의 증가로 인한 흐름 저항이 증가하게 되어 퇴적 시점이 대부분 배수로로 유입된 직 후 빠르게 진행되었다.

③ 배수로 바닥경사의 토석류 흐름에 대한 영향

배수로의 바닥경사가 수로 내 토석류의 흐름 거동 및 퇴적 양상에 미치는 영향을 분석하기 위해 각각 토석류 재료 1과 2를 사용하여 접근수로와 유사의 체적농도를 일정하게 유지한 상태에서 배수로 바닥경사에 변화를 주면서 실험을 수행하였다. 실험 조건은 각각의 토석류 입도 특성에 대해 $\theta_{up} = 25^\circ$, $Cv = 83\%$이다.

실험 결과 재료의 입도 특성과는 무관하게 배수로 바닥경사에 따라 퇴적 높이 차이가 현저하게 발생하는 것으로 나타났다. 단, 재료의 입도가 증가할수록 전체적인 퇴적량은 증가하는 것으로 나타났다. 이는 실험실 토석류의 내부마찰각 증가로 인해 흐름 저항이 강해짐에 따라 발생한다. 모래가 주성분인 재료 1의 경우 배수로의 경사가 3°일 경우 가장 높은 퇴적 깊이를 보였으며 9°일 경우 가장 낮은 퇴적 깊이를 보였다. 배수로 바닥경



사

그림 2.101 배수로 경사에 따른 시간-퇴적 높이: (위) 재료 1, (아래) 재료 2

가 높을수록 토석류의 퇴적 깊이가 낮아지는 것을 알 수 있으며 9°의 경우 배수로 내 토석류는 퇴적현상 없이 모두 유출된 것으로 나타났다. 또한 그림 2.101에서 보인 바와 같이, 배수로의 경사에 따라 토석류의 퇴적 발생 시점이 차이가 나는 것을 알 수 있었는데 배수로의 경사가 클수록 퇴적이 발생하는 시점이 느려지는 것으로 나타났다. 재료 2의 경우 역시 배수로의 바닥경사가 3°일 경우 가장 높은 퇴적 깊이를 보였으며 12°일 경우 퇴적 없이 모두 유출된 것으로 나타났다. 재료 2 토석류 역시 배수로의 바닥경사가 높을수록 퇴적 깊이가 낮아지는 것으로 나타났으나, 퇴적 시점의 경우, 내부마찰각의 증가로 인한 흐름 저항이 증가하게 되어 대부분 배수로로 유입된 직 후 빠르게 진행되었다. 즉, 재료 1은 토석류의 퇴적 시점과 퇴적량이 비례하는 경향을 보였으나 재료 2의 경우 수로 퇴적 발생 시점과 퇴적량 사이의 관계가 명확하지 못하다.

④ 토석류 유사체적농도가 토석류 흐름에 대한 영향

토석류의 유사체적농도가 수로 내 토석류의 흐름 거동 및 퇴적 양상에 미치는 영향을 분석하기 위해 각각 재료 1과 2를 이용하여 접근수로와 배수로의 바닥경사를 일정하게 유지한 상태에서 토석류의 유사체적농도를 변경하면서 실험을 수행하였다. 실험 조건은 $\theta_{up} = 18^\circ$, $\theta_{down} = 3^\circ$, $Cv = 56 \sim 71\%$이다.

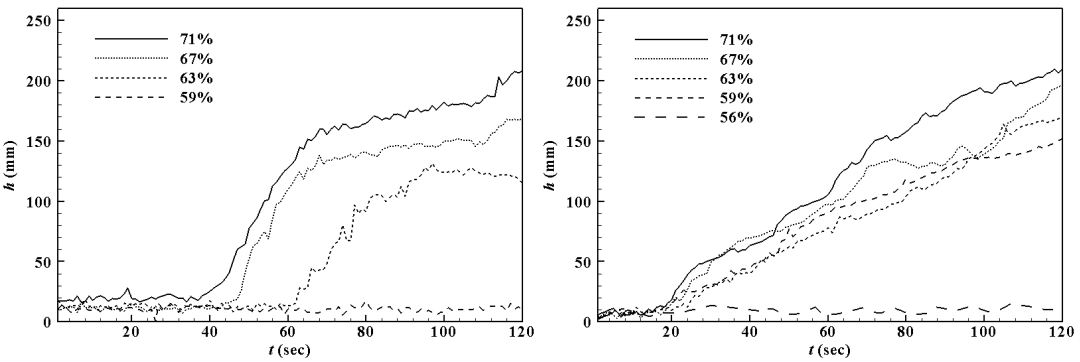


그림 2.102 유사체적농도에 따른 시간-퇴적 높이: (위) 재료 1, (아래) 재료 2

실험 결과 토석류의 유사체적농도는 배수로 내에서 토석류의 퇴적에 큰 영향을 미치는 요소임을 확인하였으며 체적농도와 퇴적 깊이는 비례하는 것으로 나타났다. 재료 1의 경우 유사체적농도가 71%에서 가장 높은 퇴적을 보였으며 59%인 경우 퇴적 현상 없이 토석류가 모두 하류로 유출되는 것으로 나타났다. 또한 체적농도가 작아질수록 관측지점에서의 퇴적 발생 시점이 늦어지는 것으로 나타났다. 앞선 실험에서와 마찬가지로 이 실험에서도 토석류의 체적농도에 따라 퇴적 높이와 퇴적이 발생하는 시점이 달라지는 것이 확인되었다. 추가적으로 토석류 체적농도의 변화는 접근수로와 배수로의 경사와는 조금 다른 특징을 보였다. 그림 1.2.97에서 보인 바와 같이, 수로의 경사가 증가함에 따라 퇴적 높이가 비교적 일정하게 감소하지만 체적농도가 작아짐에 따라 퇴적 높이는 일정하게 감소하다가 일정한 농도에 이르면 급격하게 퇴적 높이가 감소하게 되며 퇴적이 발생하지 않는 것으로 나타났다. 결과적으로 이 연구에서 수행한 모든 실험에서 유사체적농도가 56%보다 작은 경우에는 퇴적이 발생하지 않는 것으로 나타났다. 반면에 재료 2의 경우에는 유사체적농도에 따라서 퇴적 깊이가 감소하긴 하였으나 감소되는 비율이 높지 않았으며, 모래가 주성분인 토석류보다 상대적으로 유사체적농도에 덜 민감한 것으로 나타났다. 그러나 두 성분의 토석류 모두 특정 유사체적농도까지는 선형으로 비례하였으나, 특정 농도에 이르면 급작스럽게 퇴적이 발생하지 않고 전부 유출되는 결과를 보였다.

⑤ 토석류 입도 특성에 따른 퇴적 특성

토석류 수리 실험에 사용되는 토석류 재료의 특성은 이미 앞 절에서 소개하였다. 토석류의 퇴적이 영향을 미치는 인자로 접근수로와 배수로의 경사, 유사체적농도 그리고 토석류를 이루는 입도 특성(재료 1, 2)의 차이이다. 그 중 토석류 입도 특성은 배수구조물 내에서 토석류가 퇴적 유무를 결정하는 요소임과 동시에 퇴적의 형상을 결정짓는데 큰 영향을 끼치는 것으로 나타났다. 토석류의 입도 변화가 퇴적되는 토석류의 형상에 어떤 영향을 끼치는지 알기 위해 동일한 독립변수를 설정하여 비교하였다. 표 2.29는 토석류 입도 특성에 따른 평균 퇴적 결과를 보여준다.

표 2.29 실험 수로 내 토석류 퇴적 결과

	퇴적 높이(m)	퇴적 길이(m)	퇴적 면적(m^2)	퇴적량(m^3)
재료 1	0.16	3.80	1.14	0.12
재료 2	0.17	4.73	1.80	0.24

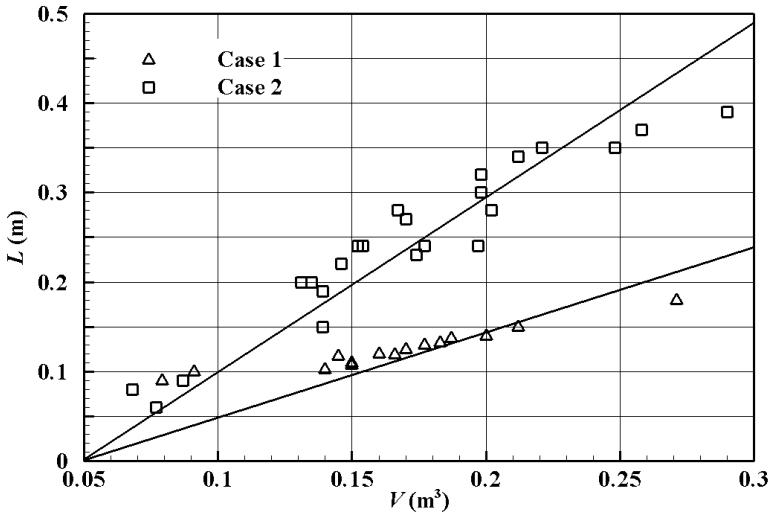


그림 2.103 배수로 내에 퇴적된 토석류의 길이-체적 관계

표 2.29를 참조하면, 자갈이 주성분인 토석류의 퇴적량이 모래가 주성분인 토석류보다 170%이상 많은 반면에 두 재료의 퇴적 높이는 차이가 거의 나지 않은 것으로 나타났다. 그림 2.103을 참조할 때 동일한 퇴적량일 경우 퇴적이 발생한 길이(범위)는 최대 2배까지 차이가 나는 것으로 확인되었다. 그로인해 퇴적량이 차이가 많더라도, 퇴적 높이는 크게 차이가 나지 않는 것을 확인할 수 있다. 이는 실제 도로 횡단 배수구조물 설계 시 배수구조물의 여유고 고려 여부에 대해 충분히 고려해 볼 주제가 될 것으로 판단된다. 또한, 토석류의 입도 특성은 배수로 내의 토석류 퇴적 양상의 차이를 발생시키기 때문에 시간에 따른 퇴적 양상을 살펴볼 필요가 있다.

㉮ 모래가 주성분인 토석류의 시간에 따른 퇴적 양상

토석류 실험을 통해 재료의 입도 특성, 접근수로와 배수로의 바닥경사 그리고 유사체적농도에 따라 배수로 내 토석류의 거동 및 퇴적 특성이 달라짐을 확인할 수 있었다. 그 중 배수로 내 퇴적의 경우 토석류 재료의 입도 특성에 따라 그 퇴적 양상이 크게 달라지는 것을 확인할 수 있었는데, 재료 1을 이용한 실험실 토석류의 경우 토석류가 재료 공급 장치에서 접근수로를 통해 배수로로 유입됨에 따라 초기에는 퇴적되지 않고 종단부에서 일부가 유출된다. 이 후 배수로의 종단부에서부터 퇴적이 시작되면서 토석류의 퇴적은 점차 접근수로 방향으로 전파되기 시작하며 퇴적 깊이가 크게 상승하게 되며 토석류의 상류로의 전파는 접근수로의 일부분에까지 영향을 주는 것으로 나타났다. 그림 2.104는 토석류의 시간에 따른 퇴적 양상 실험 화면을 나타내며 그림 2.105는 초음파 수위센서와 초고속 카메라를 이용하여 측정한 토석류의 시간에 따른 퇴적 양상 결과를 보여준다.



그림 2.104 시간에 따른 토석류 퇴적 양상 실험 화면(재료1)

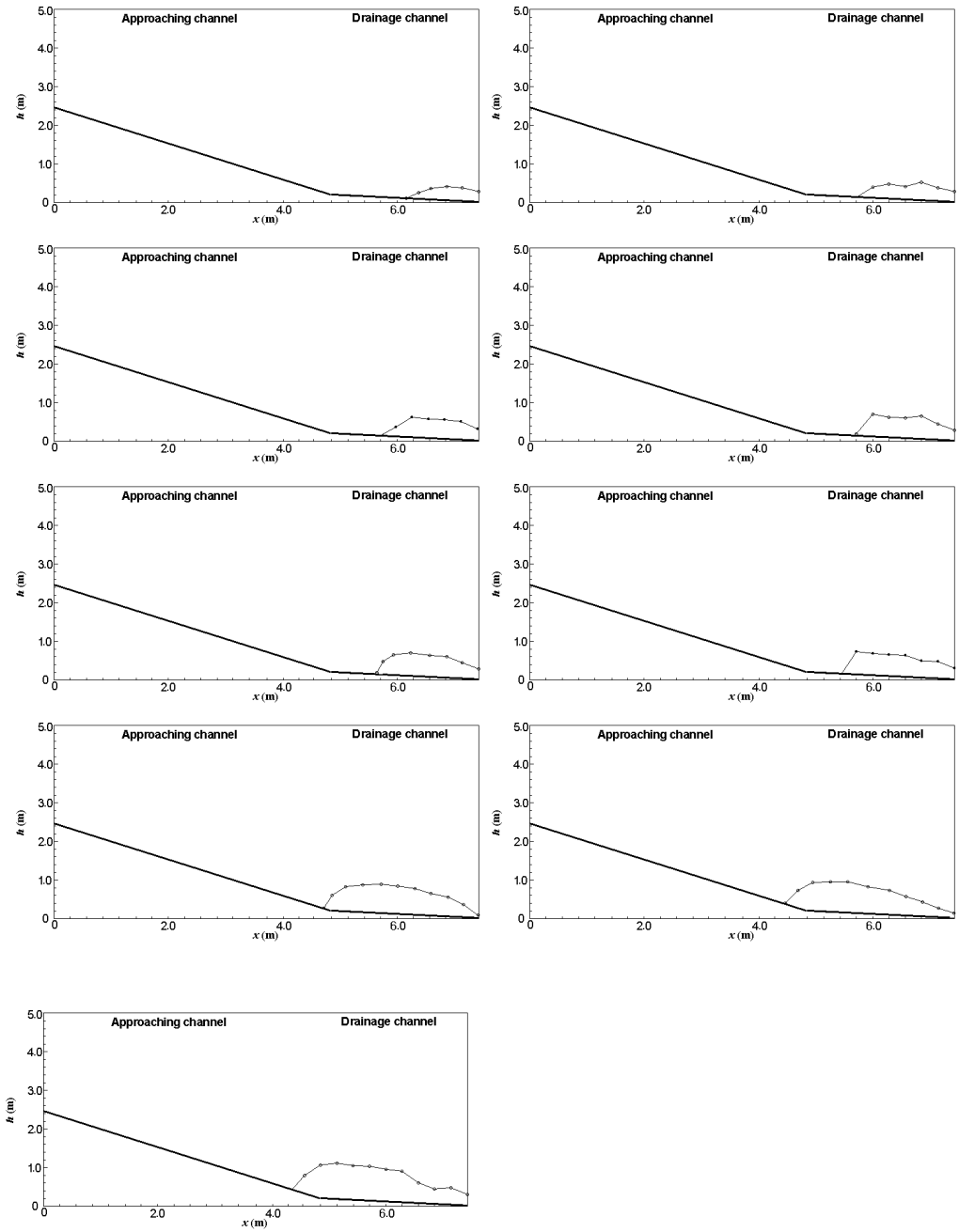


그림 2.105 시간에 따른 토석류 퇴적 양상 실험 결과(재료 1)

그림 2.104와 그림 2.105를 통해 토석류가 접근수로에서 시작하여 배수로로 전환되며 배수로의 종단부에서부터 퇴적되는 것을 확인할 수 있다. 초기 퇴적속도는 빠르게 진행되었으나 이 후 접근수로 방향으로 전파되던 퇴적 속도는 급격하게 감소하였다. 또한 약 120초의 실험이 종료된 후 토석류는 약 12~15°의 퇴적 경사를 보였다.

㈏ 자갈이 주성분인 토석류의 시간에 따른 퇴적 양상

재료 2를 사용한 실험실 토석류의 경우 재료 1과는 조금 다른 양상을 보인다. 그림 2.106과 그림 2.107은 토석류가 접근수로에서 시작하여 배수로로 전환되며 퇴적되는 양상을 나타낸다.

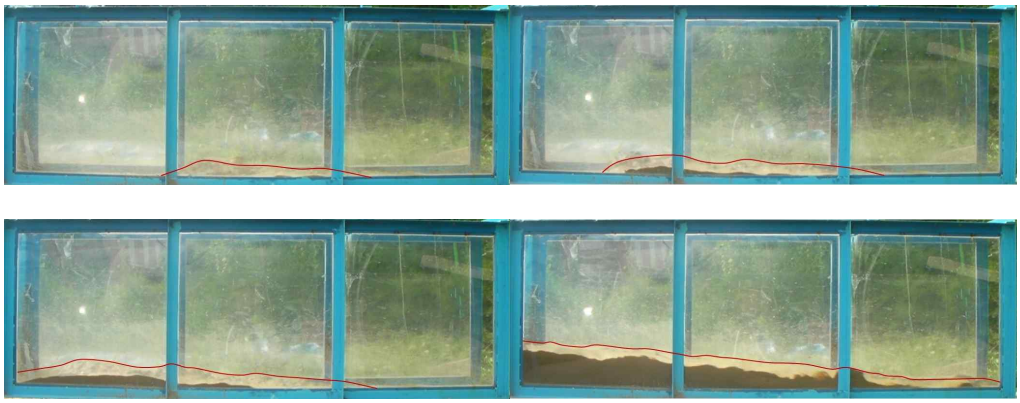


그림 2.106 시간에 따른 토석류 퇴적 양상 실험 화면(재료2)

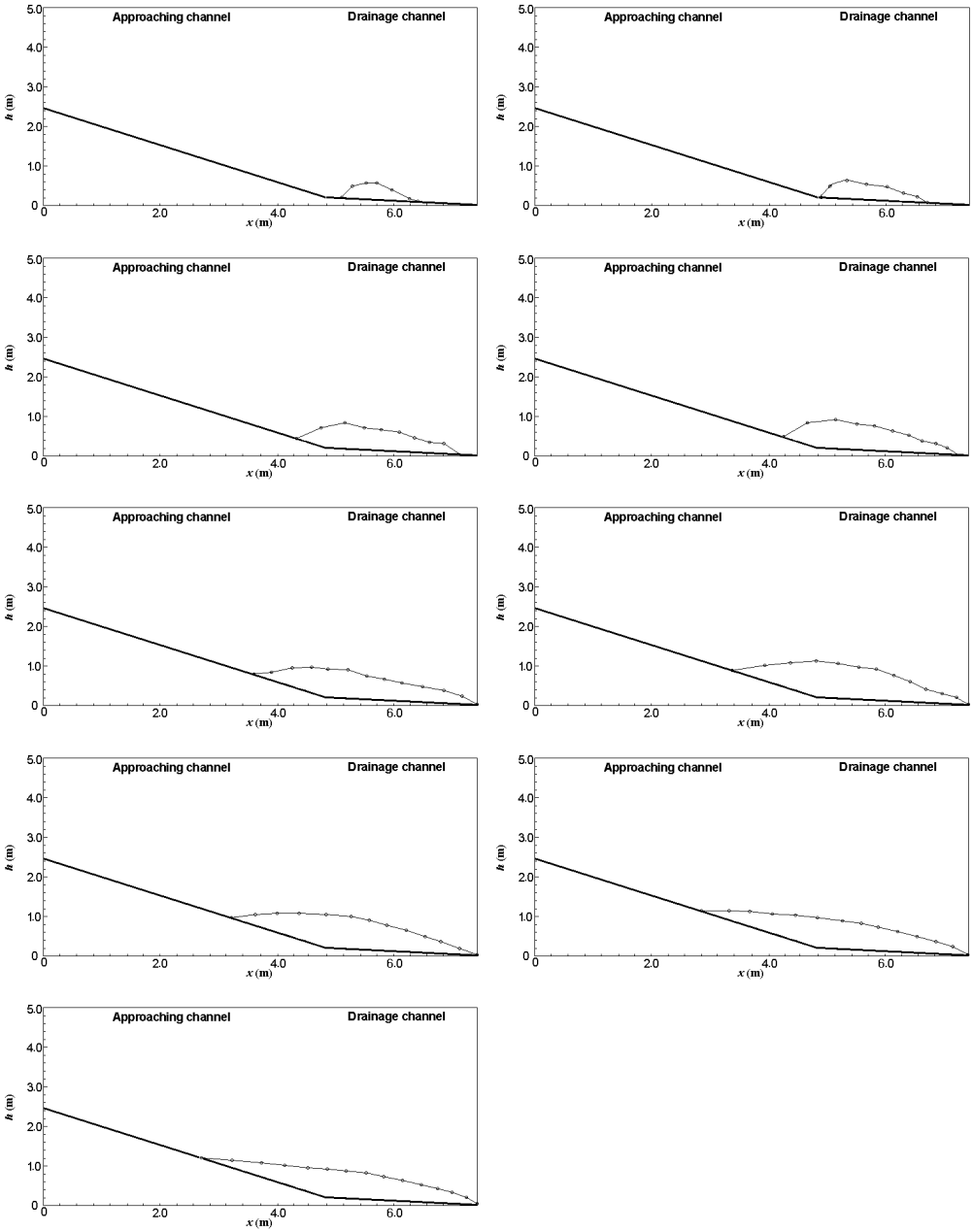


그림 2.107 시간에 따른 토석류 퇴적 양상 실험 결과(재료 2)

토석류의 퇴적은 배수로의 특정 지점에서부터 시작되며 시간이 경과함에 따라 상류와 하류로 전파되며 퇴적 높이가 증가하는 것으로 나타났다. 재료 1에 비해 퇴적 진행 속도가 상당히 빠르며, 전체적인 퇴적 높이가 낮은 대신 접근수로 위로 계속해서 퇴적이 진행되는 차이점이 있다. 퇴적 지점이 상류와 하류로 전파되며, 상류로 전파되는 토석류는 접근수로로 계속해서 퇴적이 되기 때문에 퇴적된 토석류의 평균 경사는 8~12°로 재료 1보다 낮은 것으로 나타났다.

(5) 수리 실험 결과분석

(가) 배수구조물 내 토석류 유동 및 퇴적 특성

각각 모래와 자갈이 주성분인 토석류에 대한 실험 변수들 중 배수로의 경사와 유세체적농도의 항으로 토석류 퇴적 깊이를 표현하면 그림 2.108과 같다.

토석류의 퇴적 깊이는 배수로 바닥경사와의 관계 곡선에서 배수로의 바닥경사가 커짐에 따라 배수로 내 토석류의 퇴적 높이가 거의 일정한 비율로 감소하는 것으로 나타났다. 하지만, 유사체적농도에 따른 퇴적 깊이를 비교해 보면 유사체적농도가 감소함에 따라 퇴적 높이가 거의 일정 비율로 감소하다가 각 상류부 수로의 경사에 따라 특정 유사체적농도에 도달하게 되면 토석류는 배수로에서 퇴적되지 않고 모두 배수로 하류단으로 유출되는 것으로 나타났다. 토석류의 퇴적을 발생시키지 않는 특정 농도는 다른 요인들에 의해 종속되는 변수이지만 퇴적의 발생 유무를 결정짓는 퇴적 높이는 150mm 전 후로 나타났다.

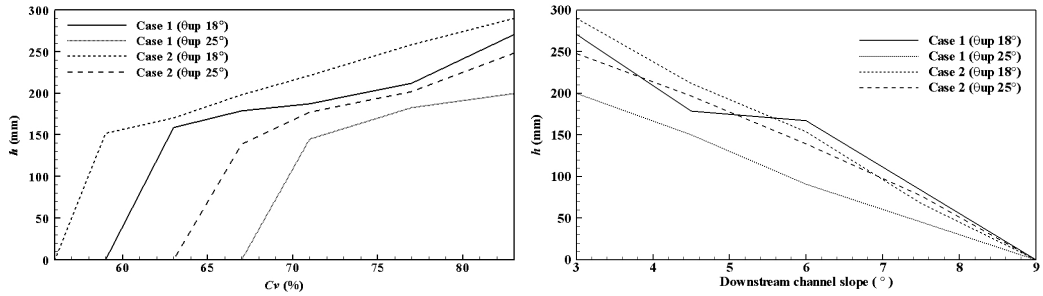


그림 2.108 토석류 퇴적 깊이:
(좌) 유사체적농도-퇴적 깊이, (우) 배수로 바닥경사-퇴적 깊이

또한, 총 92회의 토석류 수리 실험을 통하여 각각 모래와 자갈이 주성분인 토석류에 대해 퇴적/비퇴적 조건을 결정하였다. 배수구조물 내 토석류의 퇴적/비퇴적 조건은 각각의 토석류 입도 특성에 대해 접근수로와 배수로의 바닥경사, 유사체적농도를 독립변수로 하여 배수로 내 토석류 흐름의 퇴적 발생 유무를 나타내면 그림 2.109와 같다. 그 결과 공통적으로, 접근수로와 배수로의 경사가 커질수록 그리고 유사의 체적농도가 작아질수록 토석류의 퇴적이 발생할 가능성은 낮아지는 것으로 나타났다.

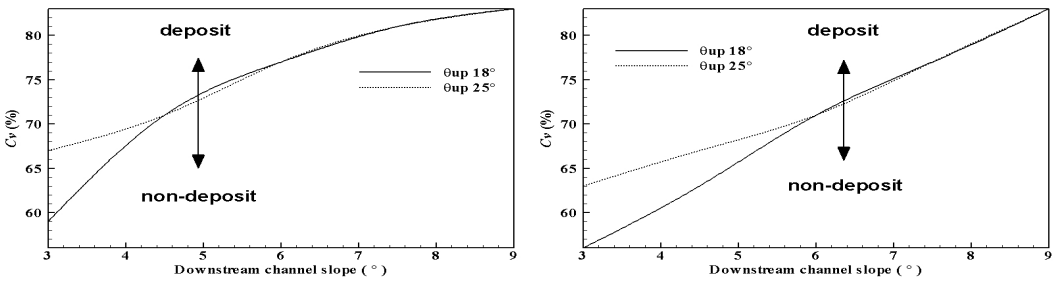


그림 2.109 퇴적/비퇴적 곡선:
(좌) 모래가 주성분인 토석류, (우) 자갈이 주성분인 토석류

(6) 수치해석 1차원 유한체적 모델

수치 모의를 하기 위해 Voellmy의 토석류 흐름 저항 관계식을 이용하는 1차원 천수방정식을 지배방정식으로 하는 2차 정확도의 유한체적 수치 모델을 개발하여 토석류의 시간 종속 거동 해석을 진행하였다.

(가) 지배 방정식

지배방정식은 토석류 흐름 해석을 위한 연속방정식과 운동량방정식을 보존형(conservation form)으로 나타내면 다음과 같다.

$$\frac{\partial U}{\partial t}+\frac{\partial F}{\partial x}=H(U) \qquad (2.25)$$

여기에서, $U=\begin{pmatrix} h \\ hu \end{pmatrix}$, $F(U)=\begin{pmatrix} hu \\ hu^2+\frac{1}{2}gh^2\cos\theta \end{pmatrix}$, $H(U)=\begin{pmatrix} q_i \\ gh(S_o-S_f) \end{pmatrix}$

식에서 t는 시간, x는 수로의 종방향 거리, h는 수심, u는 수심평균 유속, g는 중력가속도, q_i는 단위면적당 유량, S_o는 하상 경사 그리고 S_f는 흐름 저항 관계식이다. 또한 하상 경사 S_o는 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$S_o=\sin\theta=-\frac{\partial z}{\partial x} \qquad (2.26)$$

(나) 흐름 저항 관계식

토석류의 시뮬레이션을 진행하기 위해서 전체 프로세서 중 특히 흐름 거동과 퇴적 프로세서가 중요하다(P.R. Tecca, 2006). 이 연구에서는 Voellmy 흐름 저항 관계식을 사용하였는데, 이 식은 유속에 의해서 결정되는 마찰손실을 고려하는 난류 Chézy 계수와 정지 기구(stopping mechanism)를 제어하는 바닥 내부 마찰항으로 구성되어 있으며, 토석류의 거동과 퇴적 특성을 잘 재현하는 것으로 알려져 있다(Naef 등. 2006). 실제로, Voellmy 흐름 저항 관계식은 스위스 계류에서 발생한 토석류의 거동을 모의함에 있어서 계측값과 잘 일치하는 것으로 나타났다(McArdell 등. 2003).

$$S_f=\frac{q\sqrt{q^2}}{h^2C^2h_r}+\cos\theta\tan\phi \qquad (2.27)$$

여기서 q는 흐름 방향으로의 단위 폭당 유량, ϕ는 흐름 물질의 내부마찰각이고, θ는

바닥 경사, C는 난류 Chézy 계수이다($C=h_n^{1/6}/n$이며, n은 manning 계수).

(다) 수치 기법

수치 모의를 진행하기 위해 Riemann 근사 해법을 이용하는 유한체적법을 사용하였으며, upwind기법으로 지배 방정식을 보존형의 양해식으로 나타내면 다음과 같다.

$$U_i^{n+2}=U_i^n-\frac{\triangle t}{\triangle x}(F_{i+1/2}-F_{i-1/2})^n+\triangle tH_i^n \tag{2.28}$$

여기서, $\triangle t$는 시간, $\triangle x$는 거리, n은 시간 지수, i는 공간 지수

또한, 해석상의 수치 진동을 방지하기 위해서 TVD 제한자(limiter)를 도입한 WAF(weighted averaged flux) 2차 정확도의 수치 기법을 이용하였다.

$$F_{i+1/2}=\frac{1}{2}(F_i+F_{i+1})-\frac{1}{2}\sum_{k=1}^{2}sgn(c_k)A_k\triangle F_{i+1/2}^k \tag{2.29}$$

여기서, $c_k=S^k\triangle t/\triangle x$로 파속 S^k와 관련된 CFL Number, A_k는 TVD 제한자(Limiter) 함수로서 Superbee 제한자를 사용하였으며 superbee 제한자는 다음과 같이 나타낼 수 있다(Toro, 1995).

$$A_{sa}(r|c|)=\begin{cases}1 & if \quad r\le 0\\ 1-2(1-|c|)r & if \quad 0\le r\le 1/2\\ |c| & if \quad 1/2\le r\le 1\\ 1-(1-|c|)r & if \quad 1\le r\le 2\\ 2|c|-1 & if \quad r\ge 2\end{cases} \tag{2.30}$$

이 연구에서는 파속을 계산하기 위하여 HLL(Harten, Lax & van Leer) Riemann 근사 해법을 사용하였다. HLL 기법을 적용하여 모의 결과에 대해 높은 정확도를 얻기 위해서는 파속 S_L, S_R의 정확한 계산이 가장 중요한 요소라고 할 수 있다. (Fraccarollo 와 Toro, 1995).

$$F_{i+1/2}^{HLL}\begin{cases}F_L & if \quad 0\le S_L\\ F^{HLL} & if \quad S_L\le S_R\\ F_R & if \quad S_R\le 0\end{cases} \tag{2.31}$$

$S_L=u_L-\alpha_L q_L$, $S_R=u_R-\alpha_R q_R$ 이며, $q_K(K=L,R)$는 다음 식으로 나타낼 수 있다.

$$q_{L,R} = \begin{cases} \sqrt{\frac{1}{2}\frac{(h_* + h_{L,R})h_*}{h_{L,R}^2}} & \text{if } h_* > h_{L,R} \\ 1 & \text{if } h_* > h_{L,R} \end{cases} \quad (2.32)$$

(7) 수치 모델 성능 평가

수치 모델의 성능을 평가하기 위해 2001년 USGS(U. S. Geological Survey, 미지질조사국)에서 수행한 다양한 입도를 포함하는 실험실 유체-토석 혼합체를 댐파괴 현상과 같이 방류하는 대규모 토석류 실험 결과에 이 모형을 적용하여 성능을 평가하였다.

실험은 길이 82.5m, 폭 2m 경사 31°인 대형 토석류 실험 수로에서 $10m^2$의 유체-토석 혼합체인 토석류를 방류시키게 되며 초음파 센서를 이용해서 자중에 의해서 이동하는 토석류를 3곳에서 시간에 따른 높이를 측정하게 된다. 초음파 센서는 상류부에서부터 각각 66m와 90m에 설치하였다. 표 2.30은 실험에 사용된 유체-토석 혼합체의 특성값이다.

표 2.30 USGS 실험에 사용된 특성값(Iverson, 2001)

매개변수	기 호	특성값
토석의 체적비	ν_s	0.6
물의 체적비	ν_f	0.4
혼합물의 밀도, kg/m3	ρ	1800~2200
토석의 입자직경, m	δ	10-5~10-2
확산계수, m2/s	D	10^{-4}
간극수압	κ	0.9
최대 흐름 깊이, m	H	0.2
최대 흐름 길이, m	L	100

그림 2.110은 USGS의 토석류 실험 결과이며, 아래 그림은 수치 모델을 이용하여 수치실험을 한 결과이다. 평가 결과 측정 구간 3곳 모두에서 USGS의 실험값과 잘 일치하는 것으로 나타났다. 수치모델은 토석류의 유동을 잘 재현하는 것으로 상당히 양호한 모의 결과를 보였다.

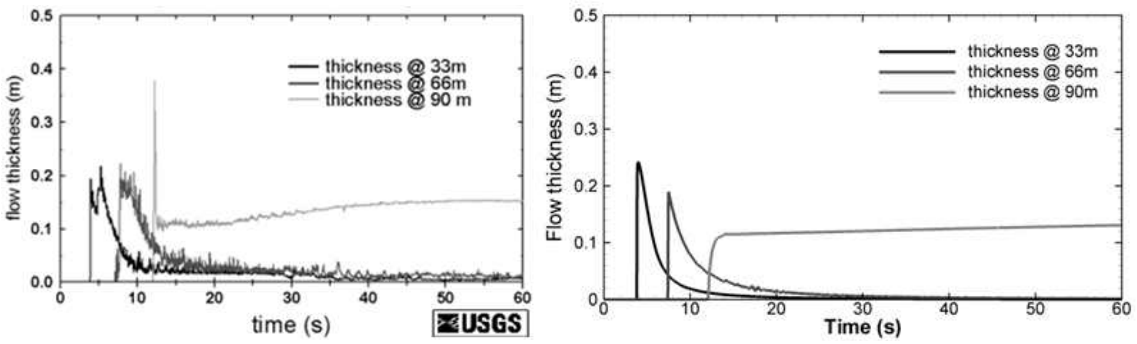


그림 2.110 토석류 실험과 수치 실험 비교:
(좌) 토석류 실험 결과(USGS, 2001), (우) RDF1d 수치 실험 결과(백중철, 2010)

(8) 수치 실험 결과

(가) 토석류 수리 실험과 수치 실험 비교

배수구조물 내 토석류의 거동 및 퇴적 특성을 수치 모의하기 위해 토석류 수리 실험의 결과에 적용하였다. 수치모의 결과와 비교하기 위해 그림 2.111과 같이 주요 3개 지점의 측정 구간을 설정, 초음파 수위센서와 초고속 카메라를 이용하여 측정하였다. 측정구간은 초기 토석류가 발생한 후 안정적인 수심 측정이 가능해지기 시작하는 접근수로 1.0m지점과 접근수로에서 배수로로 전환되어 급격히 경사가 감소해 토석류의 거동 변화가 예상되는 5.0m지점과 5.5m지점으로 선정하였다.



그림 2.111 토석류 수리 실험 결과 적용을 위한 측정 구간

실험은 접근수로의 경사 18°, 배수로의 경사 3°, 배수로의 길이 3m, D_{50}은 0.7mm 그리고 유사체적농도 77%에서 발생하는 토석류 퇴적을 모의하였으며, 전체 길이 8m에서 격자는 401개를 사용하였다. CFL수는 0.6, n은 0.01 그리고 ϕ는 3.8을 적용하였다. 120초간 일정한 용량의 토석류가 유입되기 때문에 왼쪽과 오른쪽 경계조건으로 각각 steady flow와 transmissive를 적용하였다.

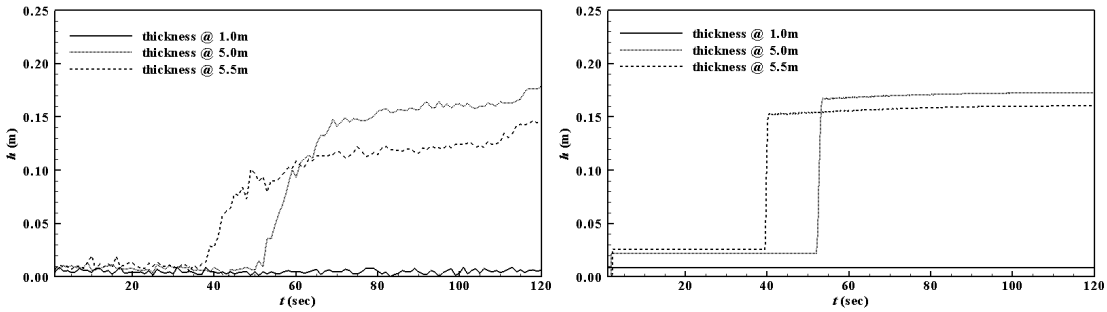


그림 2.112 토석류 실험 결과: (좌) 토석류 수리 실험, (우) 토석류 수치 실험

먼저, 그림 2.112의 토석류 수리 실험 결과를 참고할 때 토석류 유입이 시작되고 약 40여 초가 지난 후 접근수로에서부터 5.5m지점에서 퇴적이 발생하고, 이어서 5.0m지점에서도 퇴적이 발생하는 것으로 나타났다. 즉, 배수로의 종단부에서부터 퇴적이 시작되었다. 배수로 내에서 퇴적이 발생하는 시점은 전체 퇴적량을 예측하는데 큰 영향을 끼치기 때문에, 퇴적 시점을 적절하게 예측하는 것이 중요하다(백중철과 김영일, 2011). 수치 모의 결과 역시 그림 2.113의 아래 그림에서 보인 바와 같이 배수로 내에서의 각 지점 별 토석류의 퇴적 시점을 잘 재현하였으며, 실험이 종료된 후 퇴적 높이 역시 비교적 잘 모의하는 것으로 나타났다. 그림 2.114와 그림 2.115는 토석류 수리 실험과 수치 실험의 측면 퇴적 양상을 보인다.

그림 2.116과 그림 2.117을 비교할 때 배수로 내 토석류는 배수로의 종단부에서부터 퇴적이 진행되기 시작하며 시간이 경과함에 따라 점차 접근수로 방향으로 퇴적이 전파되는 것으로 실험값을 잘 재현하는 것으로 나타났다.

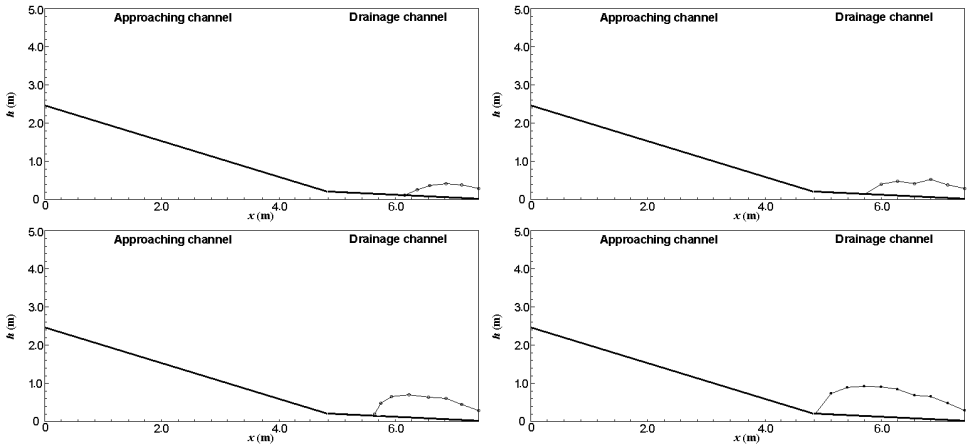


그림 2.113 토석류 수리 실험 결과

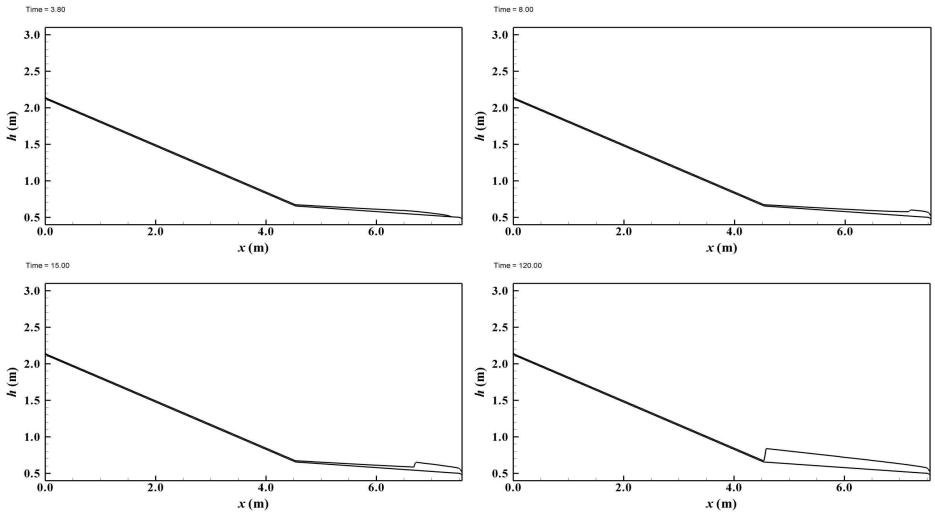


그림 2.114 토석류 수치 실험 결과

(나) n와 ϕ의 변화에 따른 수치 실험 비교

배수구조물 내 토석류의 퇴적 유무는 흐름 저항 항인 S_f의 값에 의존하게 되는데 이 연구에서는 유속에 의해서 결정되는 마찰손실을 고려하는 난류 Chézy 계수와 정지 기구(stopping mechanise)을 제어하는 바닥 내부 마찰항으로 구성되어 있는 voellmy의 식을 사용하기 때문에 n(매닝 계수)과 ϕ(내부 마찰각)가 토석류의 퇴적에 큰 영향을 끼치게 된다. 이에 n과 ϕ을 변화하여 추가적인 수치 실험을 진행하였다. 적용한 n은 각각 0.01과 0.02이며, ϕ는 각각 3.8과 10이다.

표 2.31 수치 실험에 적용한 변수

	수치 실험 1	수치 실험 2	수치 실험 3
n	0.01	0.02	0.01
ϕ	3.80	3.80	10.0

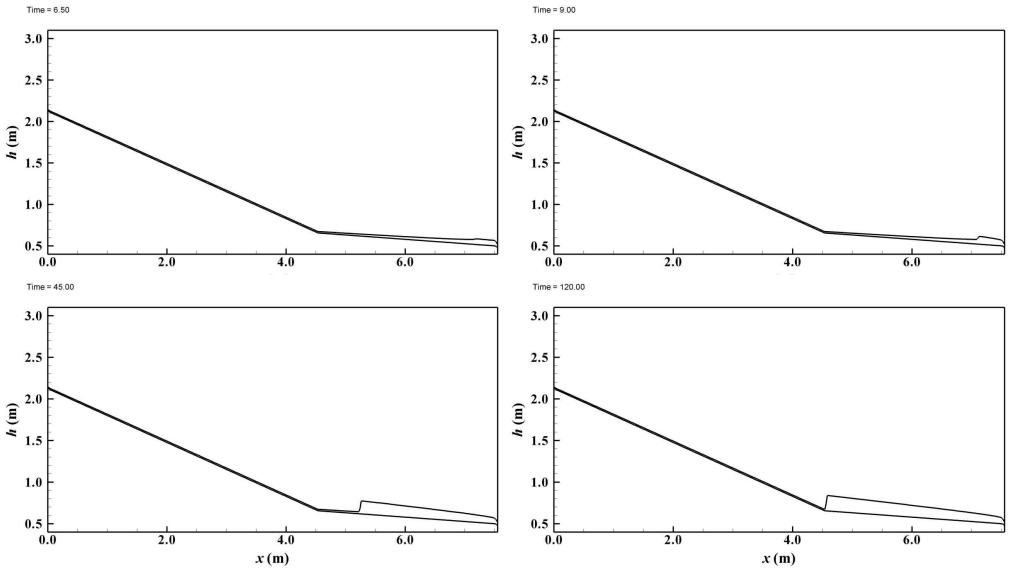
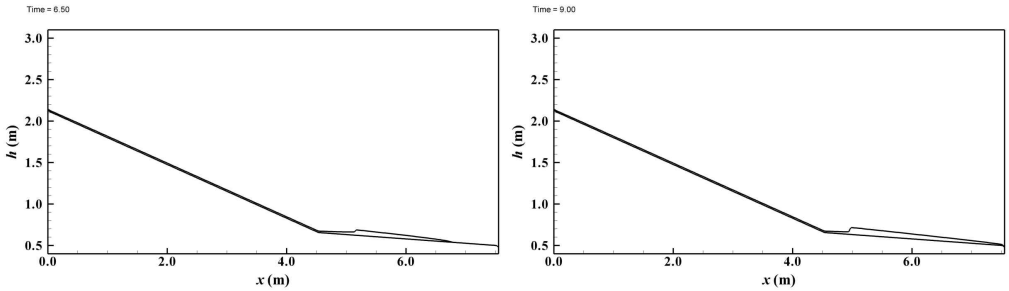


그림 2.115 n=0.01, ϕ=3.80인 토석류 흐름 수치 결과



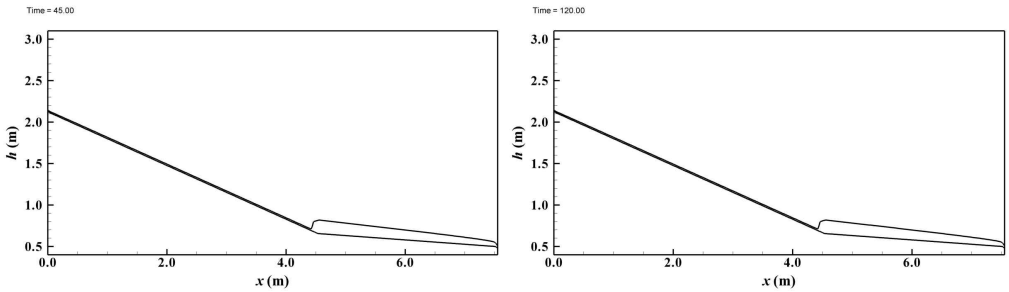


그림 2.116 n=0.02, ϕ=3.80인 토석류 흐름 수치 결과

적용 결과, n과 ϕ값에 의한 저항의 증가로 인해 초기에 접근수로에서 유입되는 토석류의 유속이 상당히 감소하는 것을 확인할 수 있으며, n이 0.01인 경우 퇴적 양상이 배수로의 종단부에서 시작된 퇴적이 상류로 전파되는 것에 반해 0.02인 경우 접근수로에서 유입된 토석류가 배수로로 유입되며 바로 퇴적이 일어나기 시작하는 것으로 나타났다.

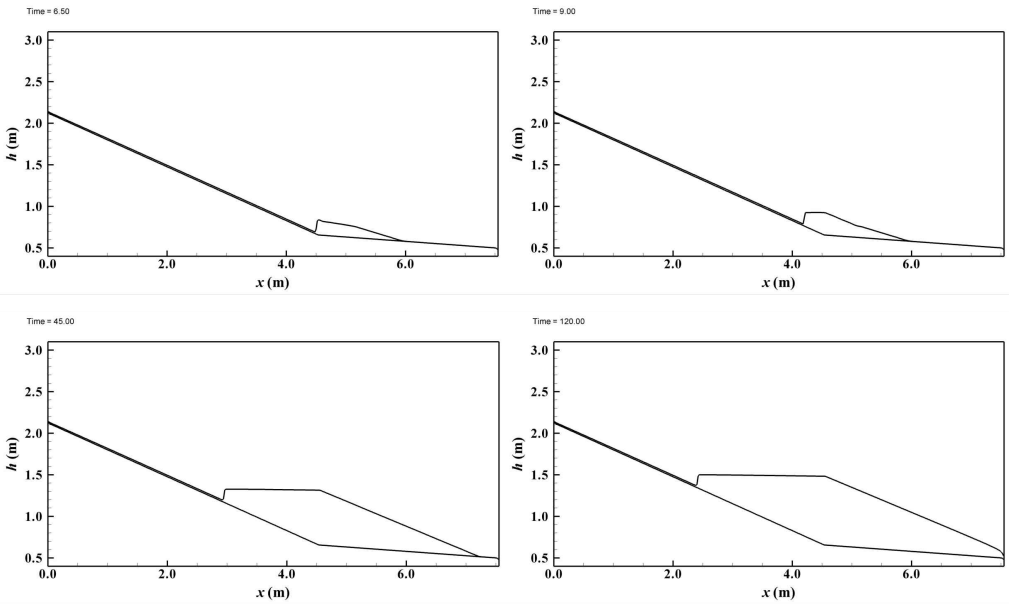


그림 2.117 n=0.01, ϕ=10.0인 토석류 흐름 수치 결과

또한, 토석류의 유입 후 약 45초까지는 비교적 빠르게 퇴적량이 증가하였으나 이 후에는 퇴적 속도가 급격하게 감소하였으며, 120초까지 퇴적량에 큰 변화를 보이지 않았다. 이어서, ϕ를 변경하여 수치 실험을 진행하였으며, 그 결과는 그림 2.117과 같다. 적용 결과, n값과 마찬가지로 ϕ값의 증가로 인해 저항 값이 증가함에 따라 토석류는 배수로에 접하며 유속이 감소하고 바로 퇴적되기 시작하였다. 동일한 값을 사용한 것은 아니지만, n값의 증가에 비해 ϕ의 증가에 따른 퇴적량이 크게 증가하는 것으로 나타났으며 n의 증가와 유사하게 토석류 유입 초기에는 빠른 퇴적 양상을 보였으나, 후반에는 퇴적 속도가 급격하게 감소하였다. 이와 같은 결과로서, 수치 실험은 수리 실험을 통해서 변경할

수 없는 다양한 실험 조건들을 모의할 수 있을 것으로 기대한다.

(다) 접근수로와 배수로의 경사 및 길이 변화에 따른 수치 실험

앞서 성능 평가를 통해 이 수치 모델이 배수구조물 내 토석류의 퇴적을 적절히 재현할 수 있는 것으로 나타났다. 수리실험과 수치실험의 결과를 이용하여 로지스틱 모델을 제안하기 위해서는 종속변수인 퇴적/비퇴적에 영향을 끼칠 것으로 예상되는 다양한 독립변수들이 필요하다. 그러나 수리 실험만으로는 모든 조건을 다 적용하는 것은 현실적으로 어려운 일이기 때문에 로지스틱 모델에 포함되는 독립변수 중 배수로의 길이와 관련된 항은 수치실험을 얻을 수 있는Data를 적용하기 위해 수치 실험을 추가적으로 진행하였다.

로지스틱 모델의 다양한 변수 확장에 배수로의 길이 항 추가를 위해 접근수로와 배수로의 바닥경사와 배수로의 길이를 변경하여 진행한다.

토석류 수리 실험의 배수로는 3m를 기준으로 하고 있으므로, 수치 실험에서는 각각의 수리 실험 조건에 대해 3m를 제외한 1~6m를 모의하며, 접근수로와 배수로의 바닥경사 역시 토석류의 특성값은 변경하지 않은 채 수로의 제원만을 변경하여 추가 수치 실험을 진행한다. 실험 조건은 표 2.32를 이용하였으며, 그림 2.118은 기존 배수로 길이 3m에서 6m로 증가시켜 수치실험을 한 실험 결과이다.

표 2.32 배수로 길이 수치 실험

유사체적농도(%)	접근수로 경사(°)	배수로 경사(°)	배수로 길이(m)
77.0	18.0~25.0	3.0~9.0	1.0~6.0

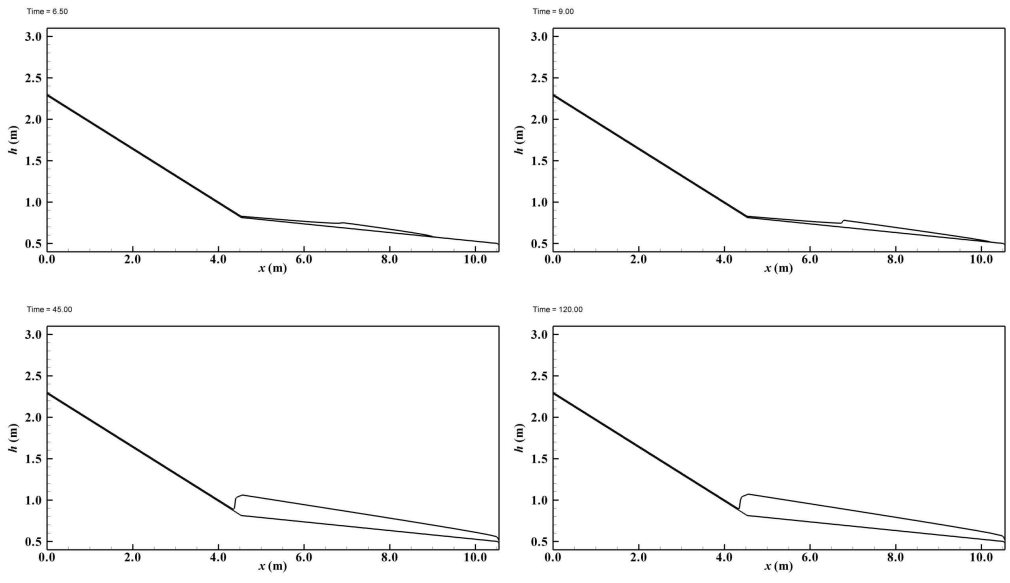


그림 2.118 배수로의 길이를 6m로 증가 수치 실험 결과

그림 2.118은 그림 2.114과 동일한 실험 조건하에서 배수로의 길이만을 변수로 설정한 모의 결과이다. 모의 결과, 배수로 길이 증가에 따라 퇴적 특성이 차이가 났음을 확인할 수 있었으며, 결과를 통해 퇴적/비퇴적 판별 및 퇴적 높이까지 달라지는 것을 알 수 있다. 지면 관계상 모든 실험 결과를 수록할 수는 없지만, 이를 참고로 하여 배수로 길이에 따른 퇴적 유무를 판별하는 로지스틱 모델에 포함되는 독립변수 중 하나로 적용할 수 있을 것으로 판단된다.

(9) 배수구조물 현장 조사

과거 토석류 발생으로 인해 피해를 입은 지역과 잠재적인 토석류 발생지역을 선정하여 배수구조물 현장조사를 실시하였다. 선정 구역은 44번 국도를 따라 한계령이 이어지는 양양, 인제 지역으로 총 26개소의 배수구조물을 조사하였다. 해당 조사구간은 2006년 태풍을 동반한 집중호우로 수십여 명의 인명피해가 발생하고 대부분의 배수구조물과 도로시설까지 파괴시켰다. 이로 인해 토석류 방재 대책의 일환으로 사방댐과 링네트 등의 사방시설이 잠재적으로 토석류가 발생할 가능성이 있는 곳에 이미 설치되어있다.

표 2.33 양양-인제 지역 배수구조물 조사 결과(백중철, 2010~2011)

배수구조물 No.	높이 (m)	폭 (m)	길이 (m)	배수구조물 경사(°)	접근수로 경사 (°)	비고
1	2.6	2.1	23.0	0.8	20.0	-
2	2.1	2.1	16.0	0.5	-	-
3	1.8	2.0	1.5	5.7	25.0	-
4	2.3	2.3	16.0	4.5	30.0	-
5	1.0	1.0	10.0	5.0	12.0	-
6	1.8	1.8	16.9	3.8	-	-
7	3.5	2.8	28.0	4.0	-	-
8	2.0	2.0	3.0	3.5	13.0	-
9	2.1	1.8	16.0	2.7	7.0	-
10	2.6	1.9	3.0	2.1	-	-
11	2.1	1.8	3.0	0.5	16.0	-
12	1.8	1.8	3.0	0.9	20.0	-
13	1.8	2.0	22.0	1.2	-	-
14	2.0	2.0	16.0	3.1	-	-
15	2.3	2.0	15	2.8	25.0	-
16	1.8	2.1	15.0	4.2	28.0	-
17	1.8	2.0	1.5	2.4	-	-
18	2.2	2.1	20.0	0.9	15.0	-
19	2.4	1.8	16.0	1.4	15.0	-
20	2.0	1.8	3.0	0.1	17.0	-
21	1.8	2.0	15.0	0.7	-	-
22	2.0	2.0	20.5	0.5	-	-
23	2.1	1.5	22.0	1.0	15.0	퇴적
24	1.8	1.8	5.0	3.0	8.0	비퇴적
25	2.2	2.0	18.5	0.8	25.0	퇴적
26	2.1	2.0	21.0	3.8	23.0	퇴적
평균	2.0	2.0	13.4	2.3	18.4	

(10) 현장조사 결과 및 분석

토석류가 배수구조물 내에서 퇴적되는 원인으로는 첫째, 폭이 넓은 접근수로에서 발생한 토석류가 배수구조물로 유입되며 폭이 급격하게 감소하게 되는데, 이때 배수구조물의 유입부 날개 부분과 충돌하면서 본래 가지고 있던 에너지의 소산으로 유속이 감소하며 퇴적되게 된다. 둘째, 배수구조물에 비해 상대적으로 경사가 큰 접근수로에서 빠른 속도로 유입되는 토석류는 경사가 작은 배수구조물로 유입되면서 퇴적이 진행되게 된다. 더욱이 도로의 폭이 증가하는 만큼 배수구조물의 길이가 길어지기 때문에 퇴적의 진행속도가 증가하여 토석류가 배수구조물 내에서 퇴적되게 된다.

때문에 퇴적의 원인을 이용하여 토석류가 퇴적되지 않고 유출되도록 하기 위해서는 배수구조물의 폭을 접근수로의 폭과 동일하게 설정하거나 배수구조물의 경사를 키우는 방법, 또는 배수구조물의 길이를 줄이는 방법이 있다. 그러나 현실적으로 배수구조물의 길이를 감소시키기 위해서는 도로 폭을 감소시켜야 하는 등 실효성이 떨어지기 때문에 배수구조물의 폭을 접근수로와 동일하게 설정하고 바닥경사를 증가시키는 방안이 적절하다고 판단된다.

(11) 토석류 통과시설(배수구조물) 설계

토석류 유체력과 부유물에 의한 충격력 등을 고려하여 안전, 전도 등을 고려하여 기초설계와 본체설계를 한다. 토석류 차단시설 설계 절차는 다음과 같다.

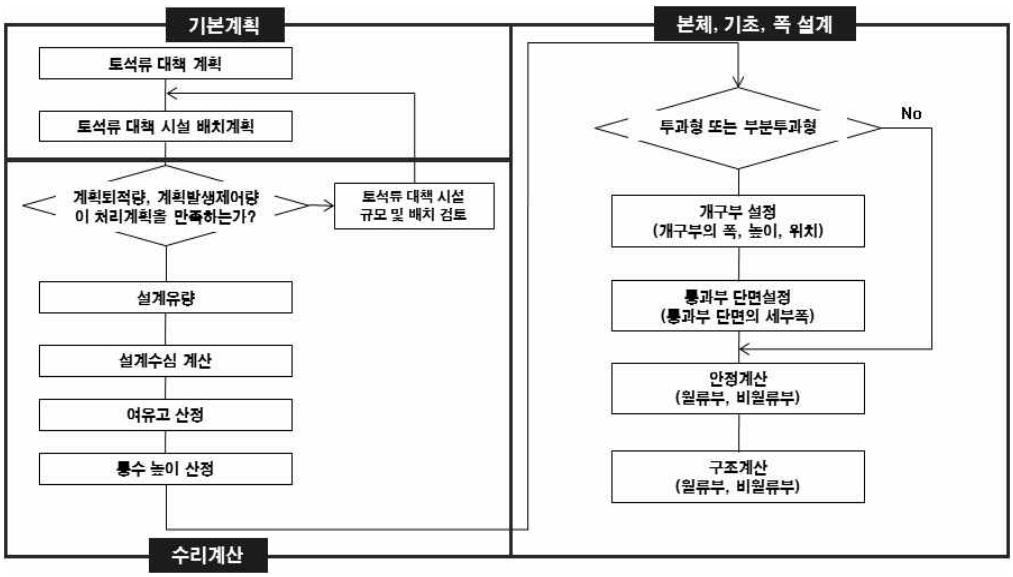


그림 2.119 토석류 차단시설 설계 절차

토석류의 유입을 고려한 배수구조물을 설계함에 있어 중요한 점은 유입된 토석류의 원활한 배출에 있다. 배수구조물의 폭은 기존 수로와 동일하게 설정하지만 토석류의 유입을 고려한 의사(擬似) Manning은 조도 계수(n_p)와 배수구조물 내 토석류의 퇴적 유무

판별 로지스틱 모델을 이용하여 배수구조물의 적정 경사를 적용하여 유입된 토석류를 퇴적 없이 원활하게 하류부로 배출한다. 배수구조물의 경우 토석류가 구조물 내에 퇴적됨이 없이 통과하도록 설계하여야 하며, 그 절차를 기술하면 다음과 같다.

(가) 배수구조물의 폭 산정

일정한 단면의 배수구조물의 경우 유입부 및 유출부의 수로 폭과 동일하게 설치한다.

(나) 배수구조물 경사 산정

유입된 토석류를 능동적으로 배출시킴으로써 배수구조물 내 토석류의 퇴적으로 인한 통수능력 감소를 예방하기 위해 적절한 배수구조물의 경사를 유지해야 한다. 토석류를 원활히 배출시키기 위한 경사 결정은 토석류의 농도, 접근수로와 배수구조물의 경사, 배수구조물의 길이 그리고 토석류의 입도 항으로 구분된 로지스틱 모델인 식 (2.33)을 이용한다. 확률(P)가 0.5를 초과하는 경우 배수구조물 내 유입된 토석류가 퇴적됨을 의미하고 이하인 경우 퇴적 없이 전량 유출된 것으로 판별하기 때문에 확률(P)이 0.5가 되도록 배수구조물의 경사를 결정한다. 단, 접근수로의 경사가 0.0787(4.5°) 이하인 경우 배수구조물의 경사는 접근수로의 경사와 동일하게 유지한다.

$$P = \frac{e^A}{1+e^A}, A = -C_0 + C_1 C_d - C_2\theta_{up} - C_3\theta_{down} + C_4 L_{down} + C_5\delta \tag{2.33}$$

각 변수와 로지스틱 식의 상수값은 다음과 같다.

P : 배수구조물로 유입된 토석류의 퇴적 확률($P>0.5$일 경우 퇴적)

C_d : 토석류의 농도 θ_{up} : 유입되는 토석류의 접근수로 경사

θ_{down} : 배수구조물의 경사 L_{down} : 배수구조물의 길이(m)

δ : 토석류의 입경 $D_{50}(mm)$

C_o = 41.944 C_1 = 80.634 C_2 = 0.390

C_3 = 157.098 C_4 = 1.099 C_5 = 0.233

토석류의 농도는 다음 식으로 계산한다.

$$C_d = \frac{\rho\tan\theta}{(\sigma-\rho)(\tan\phi-\tan\theta)} \tag{2.34}$$

C_d : 토석류의 토사 농도 ρ : 물의 밀도(kg/m^3)

σ : 암석의 밀도(kg/m^3) ϕ : 퇴적 토사의 내부마찰각

θ : 계곡 바닥 경사

토사의 내부마찰각은 표 2.34를 참조한다.

표 2.34 토질 상태별 내부마찰각(ϕ)

종 류	상 태	내부마찰각
자 갈	조밀한 것 또는 입도가 좋은 것	40
	조밀하지 않은 것 또는 입도가 나쁜 것	35
자갈 섞인 모래	조밀한 것	40
	조밀하지 않은 것	35
모 래	조밀한 것	35
	조밀하지 않은 것	30
사 질 토	조밀한 것	30
	조밀하지 않은 것	25
점 성 토	단단한 것 (손가락으로 눌러 약간 들어감)	25
	약간 연한 것 (손가락으로 보통 힘으로 눌러 들어감)	10
	연한 것 (손가락이 쉽게 들어감)	15
점토 및 실트	단단한 것 (손가락으로 눌러 약간 들어감)	20
	약간 연한 것 (손가락으로 보통 힘으로 눌러 들어감)	15
	연한 것 (손가락이 쉽게 들어감)	10

즉, 배수구조물 내 토석류 퇴적을 방지하고 전량 배출시키기 위한 최소 경사는 다음 식으로 결정된다.

$$P(0.5) = \frac{e^{(-(41.944)+(80.634\times C_d)-(0.390\times\theta_{up})-(157.098\times\theta_{down})+(1.099\times L_{down})+(0.233\times\delta))}}{1+e^{(-(41.944)+(80.634\times C_d)-(0.390\times\theta_{up})-(157.098\times\theta_{down})+(1.099\times L_{down})+(0.233\times\delta))}} \tag{2.35}$$

구하고자하는 배수구조물 경사가 퇴적이 발생하지 않게 하기 위해 확률값을 $P(0.5)$로 설정 후 토석류의 농도, 접근수로의 경사, 배수구조물의 길이 그리고 유입되는 토석류의 D_{50}을 입력한 후 시행착오법으로 반복 계산함으로써 배수구조물의 경사 θ_{down}을 계산한다.

한편, 다음과 같은 경우 배수구조물의 경사는 유입되는 접근수로의 영향을 최소화 시킬 수 있는 경사인 0.0787(4.5°) 이상을 유지한다.

① 로지스틱 모델인 식 (2.35)를 사용하여 계산된 배수구조물의 경사가 0.0787(4.5°) 이하인 경우.

② 로지스틱 모델을 적용할 수 없거나 배수구조물의 경사를 산정하기 어려운 경우.

(다) 배수구조물 높이 산정

배수구조물의 높이를 산정하기 위해서 토석류를 고려한 최대 유량(Q_{sp})의 산정이 선행되어야 하며, 이를 위해 각각 토석류의 농도와 규모가 지배적인 영향을 끼치는 최대

유량 산정 방법을 이용하여 계산 한 후 큰 값을 사용한다.

토석류의 유입을 고려한 최대 유량(Q_{sp})은 식 (2.36)의 2가지 방법에 의해서 계산된 값 중 큰 값을 사용한다.

$$Q_{sp} = \begin{cases} \dfrac{C_*}{C_* - C_d} Q_d \; (Takahashi, 1991) \\ 0.1 V^{0.83} \quad (Rickenmann, 1999) \end{cases} \tag{2.36}$$

여기서는 Takahashi(1991)와 Rickenmann(1999)의 연구내용을 고려한다. 각각 토석류의 농도와 규모가 지배적인 경험적 관계식으로 토석류의 유량을 다양하게 고려할 필요성 있으며, 추후 자료 확보를 통해 보완된 토석류 유량식을 사용할 필요가 있다.

Q_{sp} : 토석류를 고려한 최대유량(m^3/sec) Q_d : 물의 설계유량(m^3/sec)

C_* : 계곡 바닥 퇴적 토사의 용적 토사 농도($=1-n$, n : 간극율)

단, 간극률 n은 일반적으로 0.3으로 함.

C_d : 유입되는 토석류의 농도 ($0.3 < C_d < 0.9C_*$) C_d를 산정할 수 없는 경우 $0.9C_*$ 적용함 (Takahashi, 1991)

V : 토석류의 발생총량(m^3)

물의 설계유량(Q_d)을 계산하기 위해 합리식 (2.37)을 사용한다.

$$Q_d = 0.2778\, CIA \tag{2.37}$$

Q_d : 설계유량(㎥/sec) C : 유출계수,

I : 강우강도(mm/hr) A : 유역면적(km^2)

토석류의 규모(V)는 토석류 발생 전 잠재적 토석류 발생 지역의 면적과 경사 항을 이용하여 토석류의 규모를 결정하는 경험적 관계식(Marchi, 2003)을 이용하여 계산한다.

$$M = 65000 A^{1.35} S^{1.7} \quad \text{식 (2.38)}$$

M : 토석류의 규모(m^3) A : 집수면적(km^2) S : 유역경사

토석류의 흐름특성을 반영하기 위해서는, 기존 연구(Jin 과 Fread 1999)에 의하면, Manning의 n값 대신 토석류가 유동함에 따라 발생하는 내부마찰 등의 영향으로 인해

증가하는 흐름 저항을 고려한 의사(擬似) Manning의 조도계수(n_p)를 적용한 수정된 Manning식을 적용하는 것이 바람직하다. 수정된 Manning의 식 (2.39)은 토석류에 적용하기 위해 기존의 n값 대신 수정된 n_p값을 적용한다. 이는 경사가 급격히 감소하는 배수구조물로 유입되는 토석류로 인한 내부마찰 등의 영향으로 증가된 흐름 저항을 고려한다.

$$Q_{sp} = AV = \frac{A}{n_p} R^{2/3} S_o^{1/2} \tag{2.39}$$

Q_{sp} : 토석류를 고려한 최대 유량, $m^3/\sec$ A : 단면적 (= $B \times h$), m^2

V : 유속, $m/\sec$ n_p : 의사(擬似) Manning 조도계수, $s/m^{1/3}$, ($n_p = 4n$)

R : 동수반경(= A/P), m P : 윤변, 사각형의 경우 $B+2h$, m

B : 배수구조물의 폭, m h : 동수반경, m

S_o : 결정된 배수구조물 경사

수심의 산정은 수정된 Manning의 식 (2.39)를 이용하며, 여기서 의사 조도계수 n_p는 토석류의 내부마찰 영향을 고려하여 일반 Manning의 조도계수 n의 4배로 한다(Jin & Fread, 1999). 따라서, 사각형 배수구조물의 경우 식 (2.40)은 다음과 같다.

$$Q_{sp} = AV = (B \times h) \frac{1}{n_p} \left(\frac{B \times h}{B + 2h} \right)^{2/3} S_o^{1/2} \tag{2.40}$$

수식 h값을 시행착오법으로 반복 계산함으로써 계산한다.

위에서 계산된 수심(h)에 여유인자(α)를 고려하여 보정한 배수구조물 높이(D)를 계산한다.

$$D = (1+\alpha)h \tag{2.41}$$

D : 배수구조물의 높이 h : 수심 α : 여유인자(=0.2)

기존 설계보고서에서 사용된 토석류의 유입을 고려한 여유 인자인 α_2는 고려하지 않는다. 토석유입에 따른(내부마찰 영향에 의한) 추가 수위 상승은 수정 Manning 공식에서 n_p로 고려되므로 경험상수인 α_2의 적용은 불필요하다.

바. 실제규모 토석류 실험

(1) 실제규모 토석류 실험의 목적

토석류로 인한 피해를 절감하고 방재대책을 세우기 위해 여러 기관에서 토석류 연구를 수행 중에 있으나, 토석류의 특성상 발생위치를 사전에 예측하는 것은 어려울 뿐만 아니라, 발생위치를 예측한다 해도, 실제로 토석류를 관측할 확률은 매우 낮다. 따라서 본 연구에서는 캠코더 같은 관측 장비를 이용하여, 토석류 관측 자료를 수집하고 있다. 물론 토석류가 발생한다 하더라도 토석류의 영향범위와 충격력 등은 유사농도와 강우특성에 따라 다르기 때문에 예측한 것과는 다른 양상을 보이기도 한다. 따라서 토석류 기작에 대한 과학적 이해를 구하고 그간 연구를 통해 축적한 지식 및 개발된 토석류 저감 기법의 적용성 평가를 수행하여 세계적 수준의 실제 규모(Real-scale) 토석류 실험을 계획하였다.

(2) 실제규모 토석류 실험 선정 지역

실험 유역을 선정하기 위해 2008년부터 수행한 현장 조사 자료로부터 정밀 조사 후보 지역을 선정하였다. 선정 지역은 강원도 강릉시 왕산면 삽당령 일대와 강원도 평창군 진부면일대이다. 이 두 유역은 강원지역에서 토석류가 가장 빈번히 발생한 지역이며, 유역의 규모와 경사 및 표토 특성 면에서 우리나라 토석류 발생지역을 대표할 수 있다고 판단되었다. 정밀조사는 이 두 유역에서 총 30여 개 유역을 조사하여 실험에 가장 적합한 유역을 선정하였다.

그림 2.120은 실제규모 토석류 실험 현장으로 선정된 평창군 진부면의 실험 유역의 위치와 유역 현황을 나타낸 것이다. 이 유역은 왕산면 보다 토석의 대표입경이 상대적으로 작으며, 중장비 및 실험장비의 접근, 무선통신의 활용, 유량확보 등이 용이하다는 것이다. 표 2.35은 선정 유역의 유로특성을 정리한 것이다. 표와 그림에 나타낸 것과 같이 선정한 유역의 총 길이는 약 810m, 상류부의 평균경사는 35.5°, 최대경사는 약 47° 이상, 폭은 최소 1m에서 최대 10m, 유역 내 심도는 최소 2m이상이며, 1개의 본류와 7개의 지류로 구성되어있다. 유역 내에는 그림과 같이 만곡부와 암반노출 지역 그리고 낙차공 등이 골고루 분포하고 있다(그림 2.121).

표 2.35 실험 유역의 특성

구 분	항 목		구 분	항 목
유로 총 길이	약 820 (m)		정상부 길이	108 (m)
유로 폭	5 ~ 20 (m)		도수로 설치 면적	15 × 110 (m)
평균 경사	정상부	35.5°	최고 경사	45°이상
	하류부	5.30°		

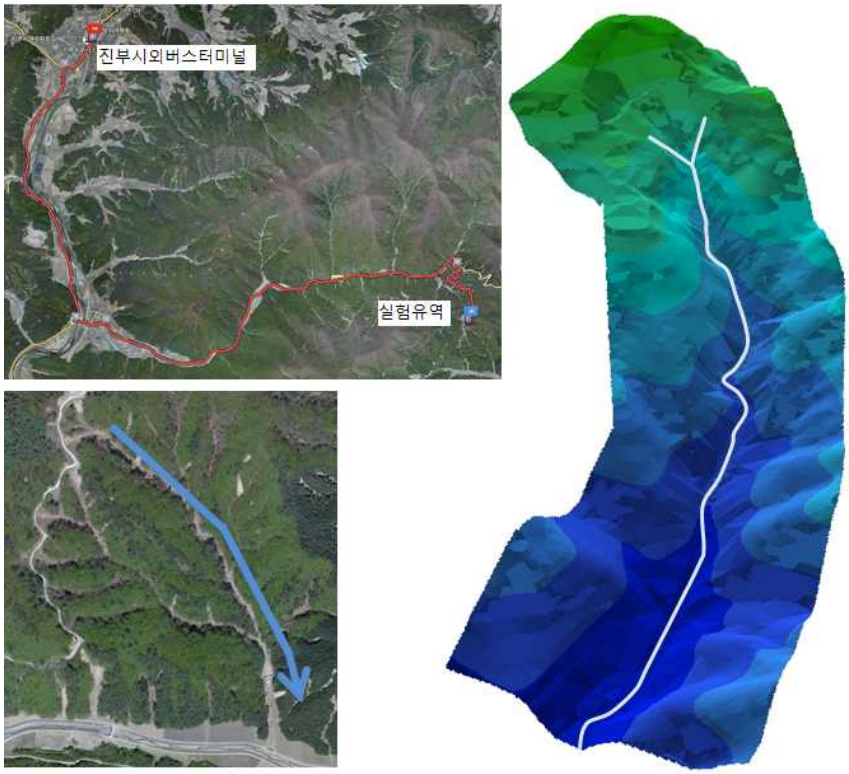


그림 2.120 실험 유역의 위치 및 3D 지형도

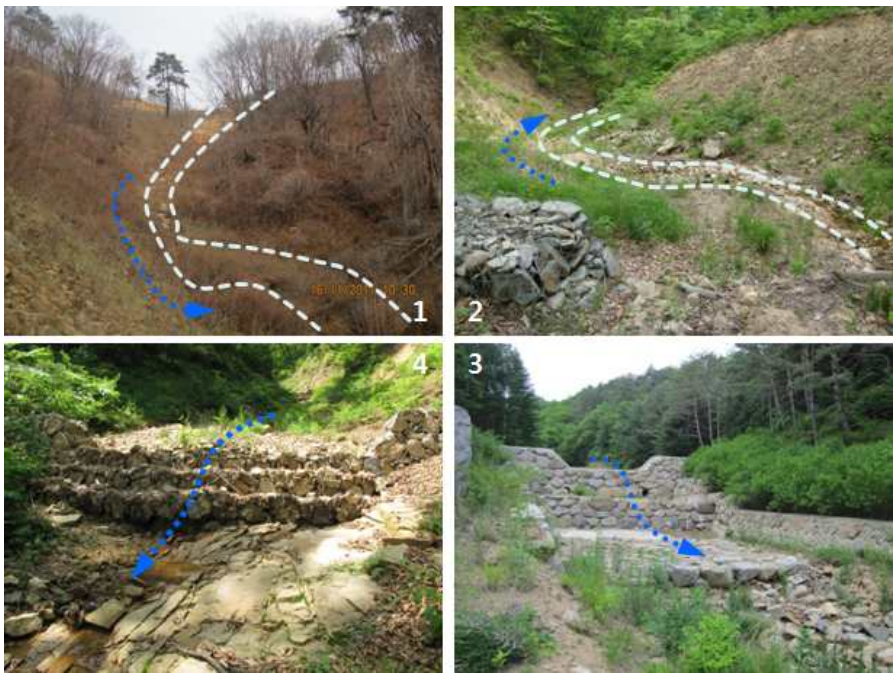


그림 2.121 실험 선정 지역(진부면 봉산리) 유역 현황
(1)합류부에서 바라본 정상; (2)만곡부; (3)낙차공; (4)사방댐;
(주)백색점선: 유역표시, 청색점선: 흐름방향

평창군 진부면의 유역을 선정하게 된 이유는 다음과 같다. 첫째로 발생부의 초기 경사 47°이상, 길이 130m로 충분히 길어 이동체가 큰 운동량을 가지며 둘째, 발생부 길이를

제외한 유역 총 길이는 680m로 수로 길이도 길 뿐만 아니라 유역 폭이 최소 1m부터 만곡부의 경우 10m까지 다양하고, 심도가 최소 2m이상이기 때문에 토석류가 이동하는 동안 토석류의 전파, 사면과 유하부의 침식에 의한 토석류의 성장 그리고 하류부에서의 퇴적과 같은 유동학적 특성을 관찰할 수 있다. 셋째, 다른 조사지역과 비교하여 본류와 지류의 구분이 확실하므로 실험 시 충분히 포화시켜야 할 지역과 그렇지 않은 지역을 명확히 구분할 수 있으며 넷째, 유역 내에 물이 흐르고 있어 강우 후에 실험 유역을 포화시키는 것이 용이하다. 다섯째, 하류부에는 사방댐이 설치되어 있어 예상치보다 많은 토석류가 발생하여 사방댐을 월류하더라도 사방댐 이후에 하천과 농지가 있으므로 인명피해의 위험이 적을 것으로 예측하며, 마지막으로 여섯째는 유역 내에 만곡부가 존재하고 암반노출지역과 낙차공 등이 골고루 분포되어 있어 그간 연구해온 토석류 메커니즘에 관한 내용을 점검하고 배수구조물 피해 저감 공법 등을 시험 평가하는데 적합한 지역이라고 생각되어 본 지역을 선정하였다.

(3) 토석류 발생장치

현재 국내에는 실제규모 토석류 실험을 위한 발생장치는 없으며, 몇몇 연구되고 있는 장비들은 기초실험 및 실내실험 규모의 소규모 장비들이다. 실험지역은 강원도 평창군 진부면에 위치해 있으며, 우리나라 토석류의 발생유역을 대표할 수 있는 현장조건을 고려하여 산지현황을 조사한 후 선정하였다. 토조와 수조의 크기는 약 13m × 14m × 6m로 토사와 물을 포화시켜 각각 300㎥씩 저장한 후에 게이트 개방에 의한 일시 방류로 토석류를 발생시키도록 고안하였다. 실험장치 제작과정 및 완성된 토석류 발생장치는 그림 2.122와 같다.



그림 2.122 발생장치 제작과정 및 완성된 전경

(4) 관측 항목

토석류의 높이와 속도, 용량, 거동 상태를 산정하기 위하여 유역 내에 초음파 수위센

서, 로드셀, 간극수압계, 그리고 각 구간별로 카메라를 설치하여 관측 값들을 수집한다. 아래 그림은 실제 센서가 설치된 위치를 나타낸 것이다.

초고속 카메라는 유역 내 곳곳에 설치하여 토석류 이동모습을 관측하여 실험 종료 후 토석류의 이동성 분석을 수행한다



그림 2.123 각 센서별 설치 위치

강우량계의 경우 주변에 교란을 일으키거나 방해가 될만한 캐노피가 존재 하지 않는 실험 사면의 위쪽에 설치하였다. 위치 2번에는 간극수압계 로드셀, 초음파 수위계를 설치하였으며, 위치 3번엔 Data 로그에서 선을 연장하여 2세트의 간극수압계를 더 설치하였다.

로드셀의 경우 실험시의 Data를 수집하는 매우 중요한 역할이므로 계곡부 위쪽의 능선에 터를 만들어 유선으로 연결하였다. 지하수위계, 초음파 수위계, 전수직응력계 모두 1초에 10회씩 Data를 수집하였다.

전응력 수직계의 경우지 지표면을 기준으로 30cm아래 설치하였으며 하중계의 바닥에 사각형의 판을 장착하여 센서가 토석류에 휩쓸려가거나, 전복되는 것을 방지하였다. 또한 간극수압계의 설치 위치는 각 Data의 분석을 위하여 간극수압계와 초음파 수위계에 최대한 근접하게 설치하였다. 초음파 수위계는 지표면으로부터 약 6.1m의 위에 설치되었으며, 토석류의 수위를 측정하기 위하여 공중에 설치되었다. 간극수압계는 Sensys의 PLN을 사용하였다. 설치 위치는 토석류의 흐름과 유동을 고려하여 계곡 중간부에 설치하였으며 자세한 위치는 그림 2.123에 표시하였다. 간극수압계의 주변에는 최대한 밀접하게 전응력 수집계와 초음파 수위계 그리고 영상수집장치를 설치하여 자료 취득을 용이하게 하였다(그림 2.124).

간극수압계를 설치하기 위하여 1.2m 굴착 후 지표면으로부터 80cm 깊이와 30cm깊이

에 지름 0.3m의 파이프를 매설한 후 간극수압계를 설치하였으며, 파이프 내에 굵은 모래와 자갈을 넣어 차수를 용이하게 하였다. 또한 점토질이 간극수압게 앞 부분을 막아 생기는 오작동과 고장을 방지하기 위하여 통수성이 좋으나 이물질을 배척 할 수 있는 천을 사용하여 추가적으로 보호하였다. 센서는 2개씩 짝을 지어 2곳에 설치 하였다(그림 2.125).

LiDAR(Light Detection And Ranging)는 송신기로부터 관측대상물을 거쳐 수신기로 도달하는 레이저 펄스의 이동시간을 측정함으로써 관측 대상의 위치정보를 결정하는 장비로 높은 정밀도로 시간차를 측정하여 위치를 결정할 수 있는 장비이다. 본 실험에서는 토석류로 인한 지형변화를 근실시간으로 정밀하게 관측하기 위하여 지상 LiDAR 측량 기술을 활용하였다. 실험에 사용된 스캐너는 Trimble社의 GX 3D 스캐너를 이용하여 지형변화를 관측하였다.



그림 2.124 센서 설치모습(좌: 전응력 수직계, 우: 초음파 수위계)



그림 2.125 간극수압계 설치 과정

(5) 배수구조물

실험유역에 설치된 배수구조물은 3절에 제시되어있는 배수구조물 설계기준에 따라 제작되었으며, 접근수로의 경사가 11°일 때, 로지스틱 모형에 의해 계산된 배수박스의 경사 6°의 타당성을 검토하기 위하여 설치하였다.



그림 2.126 실규모 토석류 실험 현장에 설치된 배수구조물
(좌): 유입부 (우): 유출부

배수구조물은 토석류의 하중과 파괴력을 고려하여 4.5t의 강판으로 제작 되었다. 유입구의 크기는 가로 1.5m 세로 1.5m으로 제작되었으며, 유출부의 크기역시 동일하게 제작되었다.

(6) 실험결과

실제규모 토석류 실험을 통하여 현장 내에 설치된 각 센서인 간극수압계, 전수직응력계. 초음파수위계 그리고 카메라를 설치하여 각 센서의 결과 값을 취득할 수 있었다. 아래 그림 2.127은 센서설치에 10분 동안 토석류에 의한 다양한 센서 별 결과 값을 보여준다.

(가) 초음파수위계

초음파 수위계의 경우 그래프 상에서 최고높이는 3.6m정도로 나타나 있으나 실제 관측시간은 1초 미만인 약 0.5정도이며 바로 3.1m로 떨어져 1초간 유지된 후에 다시 2.8m, 2.1m 순으로 급격하게 떨어지게 되며 대부분 1초미만의 간격을 갖게 된다.

(나) 전수직응력계(로드셀)

전수직응력계의 경우 Data로거에 수집되는 값은 전수직응력계의 위쪽에 붙어있는 판 위에 위치한 하중이다. 따라서 설치된 센서들과 상대적으로 비교하기 위하여

Pa, Kpa, 또는 kgf/cm^2으로 환산하였다. 아래 그림에서 볼 경우 센서의 거동은 초음파수위계와 거의 일치한다. 아래 위치한 그림에 따르면 16시 15분을 전후로 하여 전수직응력

계의 높이가 낮아진 것을 볼 수 있는데 이는 수직응력계위에 위치하고 있던 지반이 토석류의 연행 작용에 의하여 유실되어 초기 값보다 적어지게 된 것으로 예상한다.

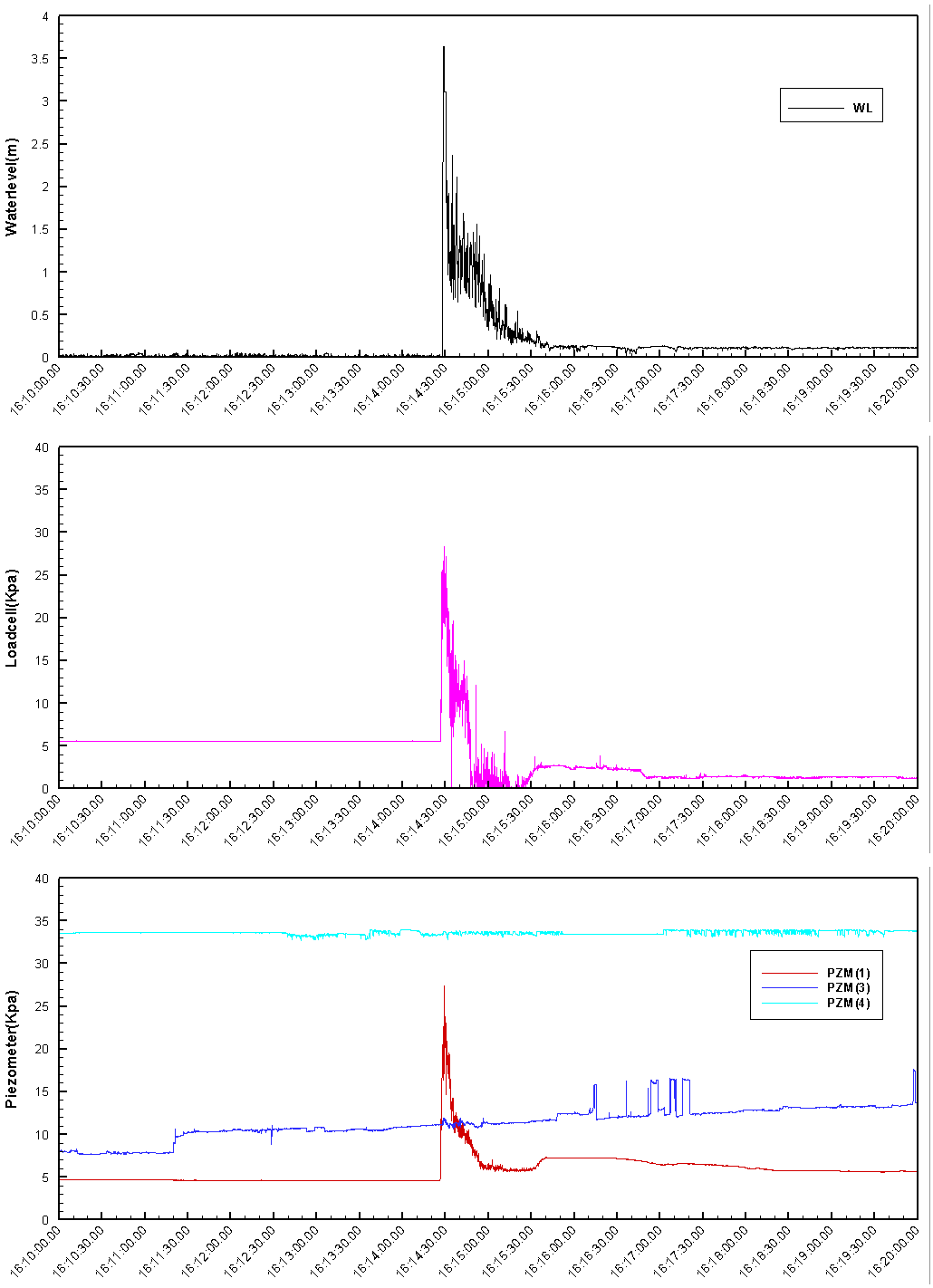


그림 2.127 초음파수위계, 로드셀, 간극수압계의 결과 값
(위: 초음파수위계 중간: 전수직응력계, 아래: 간극수압계)

(다) 간극수압계

간극수압계는 토석류 내의 수압을 측정할 수 있다. 측정값에선 전수직응력계보다 간

극수압계의 값이 작게 측정되었지만, 그 값이 크게 차이가 나지 않으며, 따라서 토석류의 농도가 낮다는 것을 알 수 있다.

(라) 영상분석

영상분석의 경우 첫 번째 돌망태를 기준으로 하였으며, 이는 측량자료가 첫 번째 돌망태를 기준으로 거리를 산정하였기 때문이다. 토석류 실험 직후부터 첫 번째 돌망태에 이르기까지 걸린 시간은 9초였으며, 이후 속도분석을 위한 토석류 시작기준으로는 실규모 토석류 실험 촬영 동영상 내에 녹음된 토수조의 문을 개방하는 소리를 기준으로 하였다. 도달 시간은 각 영상에 위치한 기준점(측량자료 기준)에 도달한 시간으로 하였다. 이동시간은 도달시간에서 시작시간을 뺀 값으로 결정하였으며 최종도달시간은 영상에서 확인 할 수 있는 토석류의 전체 이동 시간에서 토석류 발생 직후 첫 번째 돌망태까지의 이동시간을 뺀 값이다. 각 계산 값은 표 표시하였다.

(마) 배수구조물

실규모 실험 유역 내에 배수구조물을 설치하였으며 배수구조물의 파손을 방지 하기위하여 보강공사를 진행하였다. 그러나 실제 규모 토석류 실험을 진행하기 전 수치해석과 경험 등을 토대로 산정한 토석류의 규모보다 실제 발생한 토석류의 파괴력과 연행 규모가 훨씬 거대하였다. 그에 따라 실규모 현장에 설치 된 배수구조물의 파괴가 발생하였으며, 실규모토석류 실험을 통한 배수구조물의 종합적인 결과를 얻기 어려웠다. 그러나 큰 규모의 토석류 발생 시의 배수구조물 파괴 양상과 추후 배수구조물에 대한 실험의 기초 활용할 수 있다.



그림 2.128 토석류의 이동 모습(배수구조물의 유출부)

(바) LiDAR를 이용한 실제규모 토석류 실험 평가

토석류로 인하여 발생하는 지형변화를 관측하기 위해 최대한 실험당시에 근접한 실험 전·후 지형 자료가 필요하다. 본 실험에서는 각각의 토석류 발생 실험으로부터 지형변화를 관측하기 위하여 1차 실험 전·후, 2차 실험 전·후 총 4차례 LiDAR 측량을 수행하였다. 각각의 station의 위치는 측량의 범위, 설치된 세부기준점의 시통 및 장비의 설치가능 여부 등을 정하기 위한 유하부의 지형특성을 고려하여 결정하였다.

① 1차 실험 전 후 LiDAR 자료 처리 및 지형 분석

1차 실험 전 지상 LiDAR 자료는 10곳의 station에서 총 8,371,960개의 point로 취득되었으며, 200장의 이미지 자료 또한 포함하고 있다. 지형자료의 생성을 위해 노이즈 및 기타 수목을 제거한 후 총 1,511,940개의 point cloud 자료를 생성하였으며, 이 포인트 자료를 기반으로 TIN을 생성한 후 래스터 형식의 DEM을 생성하였다.

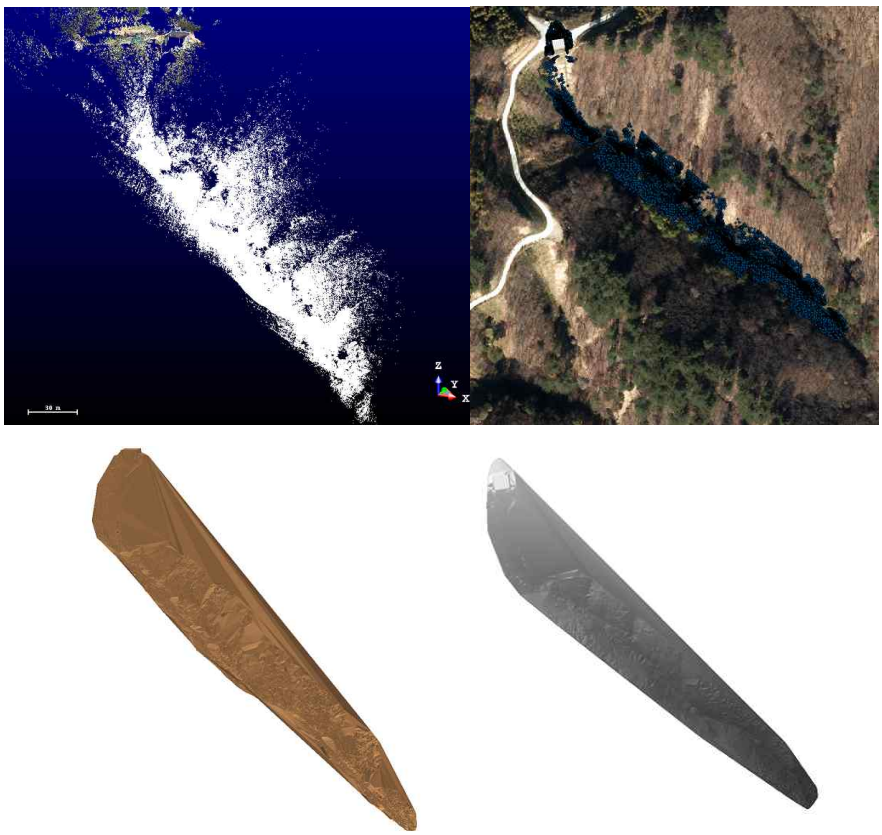


그림 2.129 1차 실험 전 지상 LiDAR 자료 처리

1차 실험 후 지상 LiDAR 자료는 9곳의 station에서 총 4,883,997개의 point로 취득되었으며, 246장의 이미지 자료 또한 포함하고 있다. 지형자료의 생성을 위해 노이즈 및 기타 수목을 제거한 후 총 1,058,980개의 point cloud 자료를 생성하였으며, 이 포인트 자료를 기반으로 TIN을 생성한 후 래스터 형식의 DEM을 생성하였다.

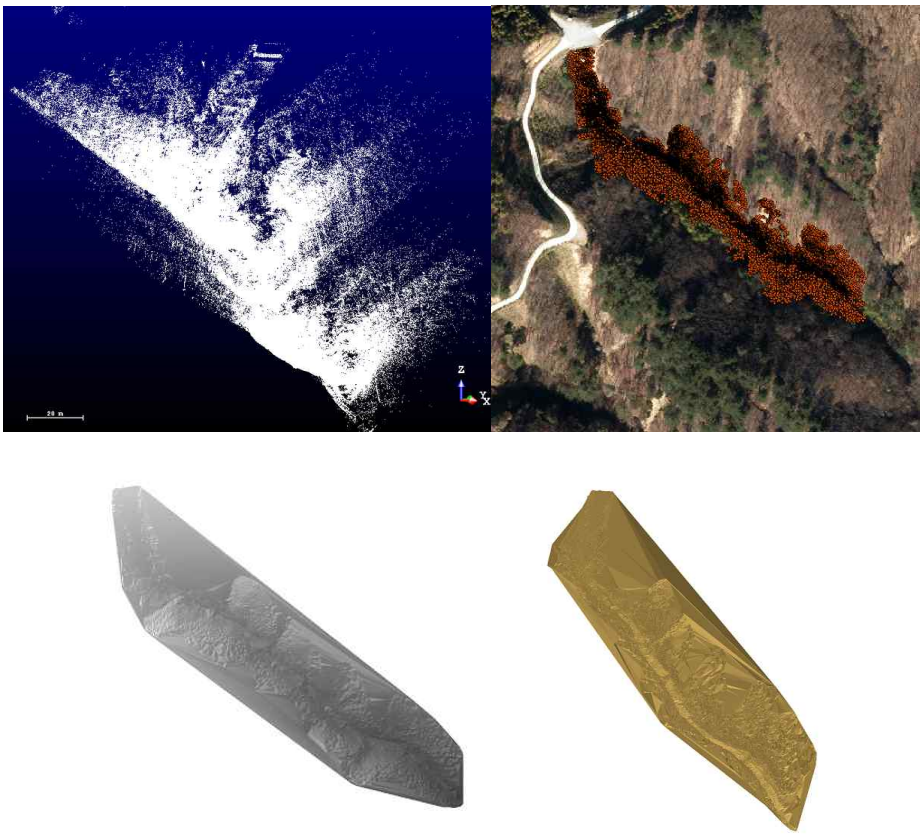


그림 2.130 1차 실험 후 지상 LiDAR 자료 처리

② 1차 실험 전·후 지형변화 분석

1차 실험에서 지상 LiDAR 측량을 통해 지형변화 분석을 수행한 구간은 토석류 발생 장치인 토조와 수조가 위치하고 있는 지점으로부터 배수박스를 설치해 두었던 지점까지 약 300m의 유하부 구간이다.



그림 2.131 1차 실험 지형변화 분석을 위한 종횡단선

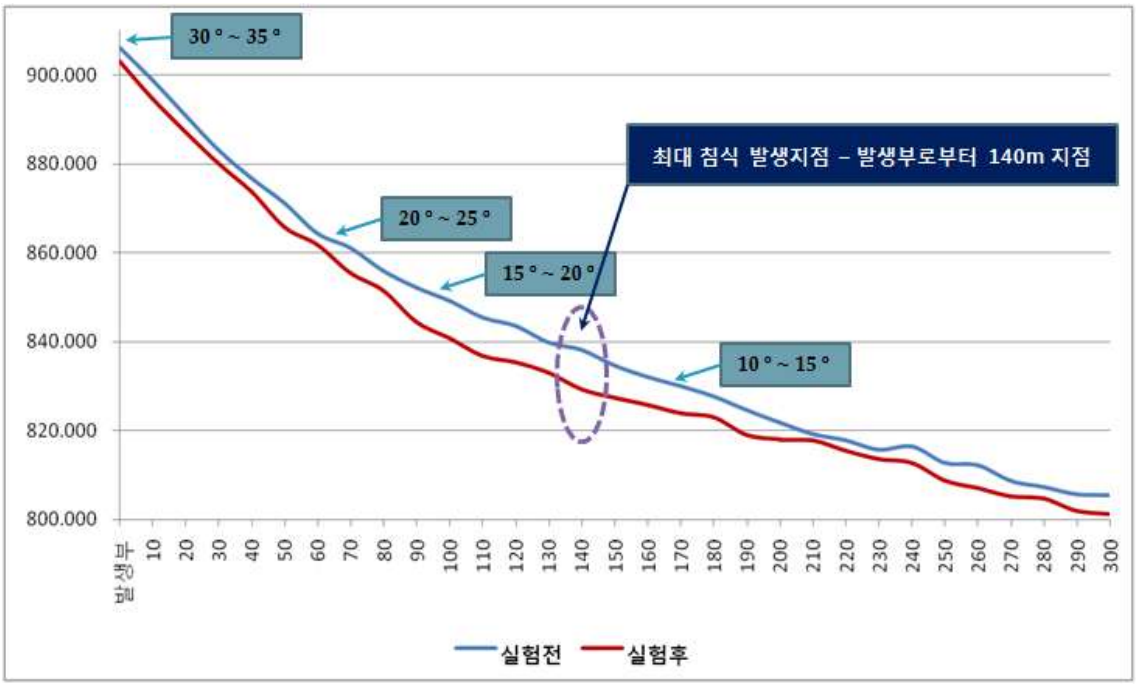


그림 2.132 1차 실험 전후 종단 profile

1차 실험 전·후 지형변화 분석결과 1m 이상의 큰 지형변화가 이루어진 구간은 발생부로부터 80m 지점에서 190m지점까지였으며, 그 외의 유하부에서는 1m이내의 비교적 적은 양의 지형변화가 발생하였다.

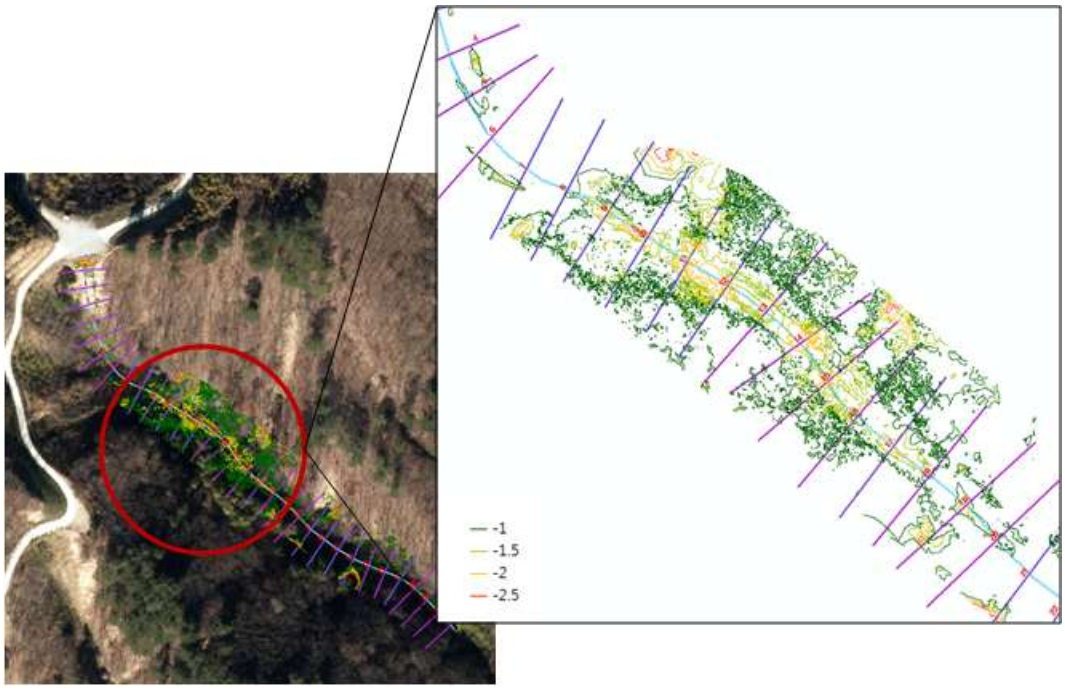


그림 2.133 1차 실험 전후 1m이상 지형변화 구간

③ 2차 실험 전 후 LiDAR 자료 처리

2차 실험 전 지상 LiDAR 자료는 3곳의 station에서 총 5,438,435개의 point로 취득되

었으며, 72장의 이미지 자료 또한 포함하고 있다. 지형자료의 생성을 위해 노이즈 및 기타 수목을 제거한 후 총 549,513개의 point cloud 자료를 생성하였으며, 이 포인트 자료를 기반으로 TIN을 생성한 후 래스터 형식의 DEM을 생성하였다.

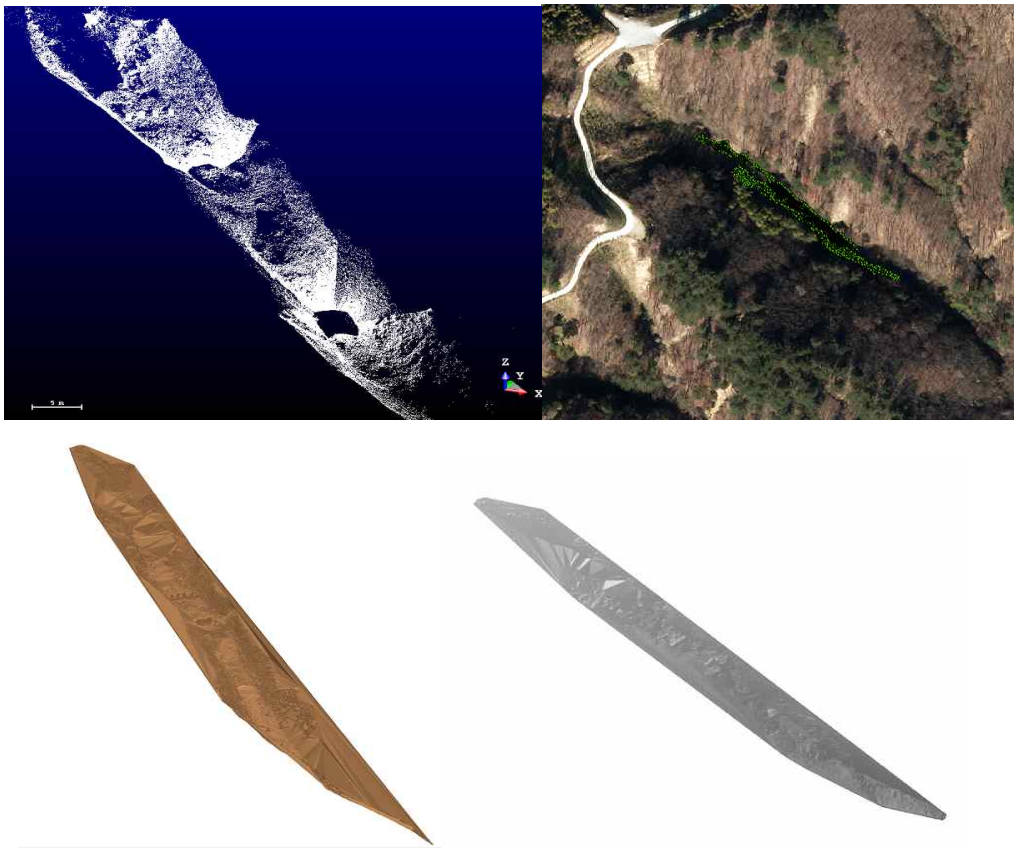


그림 2.134 2차 실험 전 지상 LiDAR 자료 처리

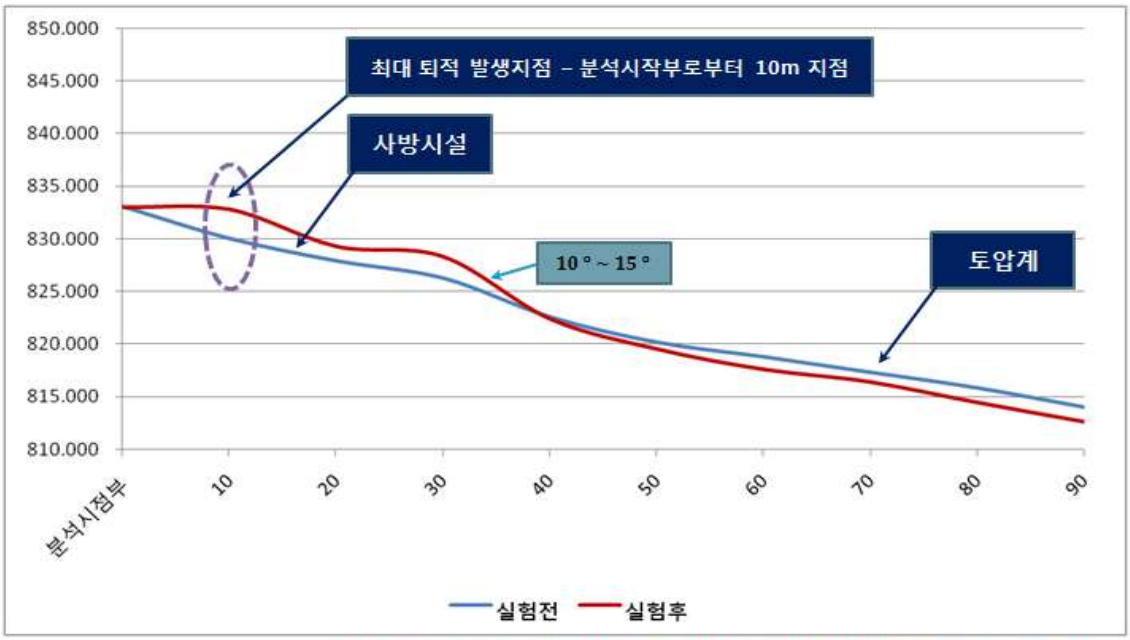
2차 실험 후 지상 LiDAR 자료는 3곳의 station에서 총 10,501,733개의 point로 취득되었으며, 100장의 이미지 자료 또한 포함하고 있다. 지형자료의 생성을 위해 노이즈 및 기타 수목을 제거한 후 총 679,580개의 point cloud 자료를 생성하였으며, 이 포인트 자료를 기반으로 TIN을 생성한 후 래스터 형식의 DEM을 생성하였다.



그림 2.135 2차 실험 후 지상 LiDAR 자료 처리

④ 2차 실험 전·후 지형변화 분석

2차 실험 전·후 지형변화를 분석하기 위하여 2차 실험 전과 실험 후의 DEM을 참고하여 실시하였다. 1차 실험의 분석방법과 동일하게 각각의 횡단선을 1m 간격으로 추출하여 2차 실험 전·후의 높이 값 변화를 관측하였다. 분석 대상 유하부 구간의 시점부는 1차 실험의 발생부로부터 150m 지점으로 2차 실험의 분석구간은 이미 1차 실험을 통해 지형침식이 상당히 진행된 구간이다.



* 실험후 지형의 높이는 실험전 지형 높이와의 차이에 4배의 과고감 적용

그림 2.136 2차 실험 전후 종단 profile

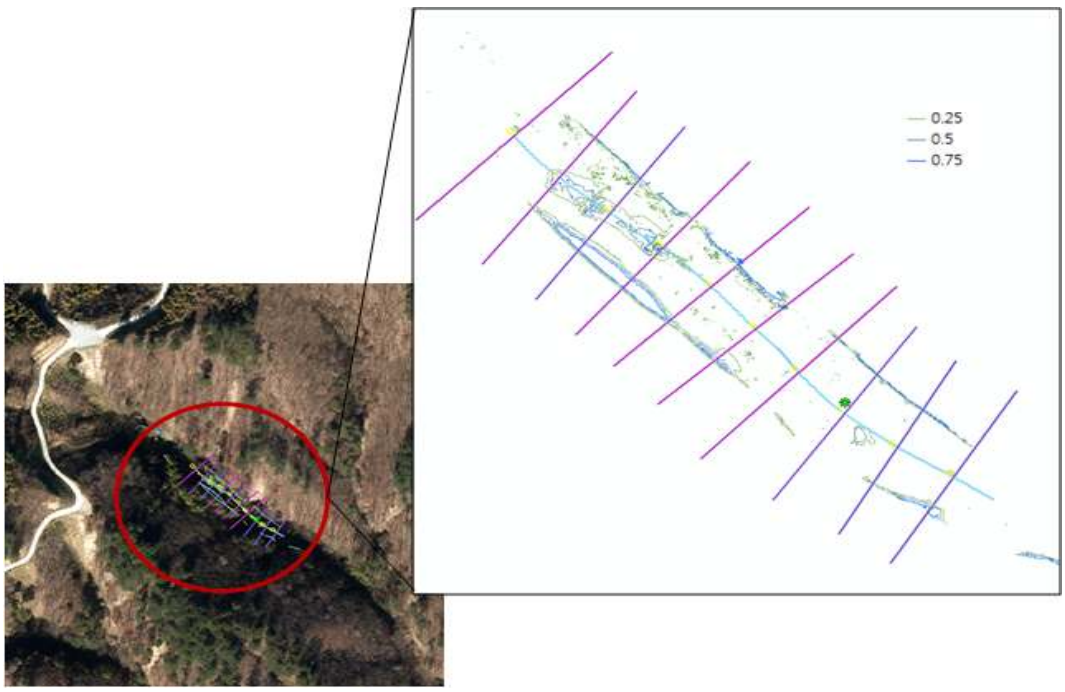


그림 2.137 2차 실험 전후 퇴적 지형변화량 등고

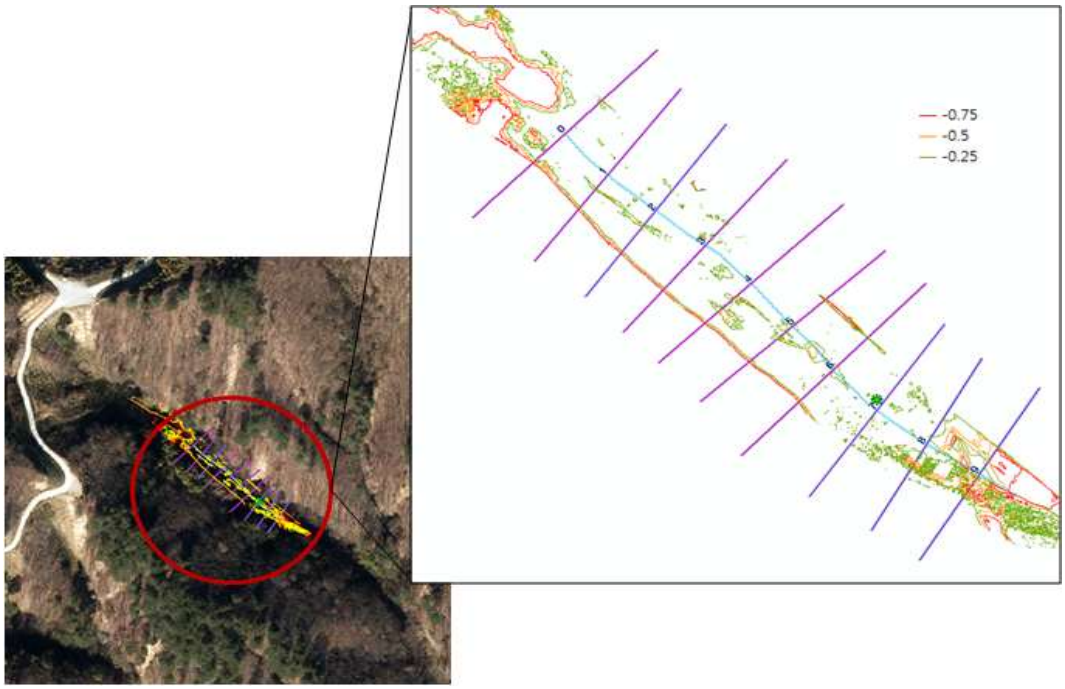


그림 2.138 2차 실험 전후 침식 지형변화량 등고

2. 산지하천 수충부 방재기술 개발

가. 산지하천 시험유역운영

(1) 양양남대천(영동) 시험유역 수문관측소 운영

(가) 관측소 현황

양양남대천 시험유역 및 인근에는 2013년 4월 현재 우량관측소 10개소와 수위관측소 10개소가 설치되어 운영 중에 있다. 기존 우량관측소는 국토교통부 4개소, 강원도 1개소, 기상청 3개소가 유역 외에 설치되어 있고, 수위관측소는 유역 내에 강원도의 3개소와 유역외에 국토교통부 1개소 및 강원도의 2개소가 있다. 본 연구에서는 양양남대천 시험유역 내의 부족한 수문관측소를 보완하기 위하여 2008년에 수위관측소 1개소와 우량관측소 1개소, 2010년에 수위관측소 2개소와 우량관측소 1개소, 2011년 수위관측소 1개소를 설치하였다.

(나) 우량관측소

양양남대천 시험유역 내에는 법수치 우량관측소와 원일전 우량관측소가 설치되어 있으며 DATAPCS 홈페이지를 통하여 실시간 자료전송 및 상황파악이 가능하다. 이와 같은 실시간 수문정보시스템을 통하여 실시간 자료처리 및 확인이 가능하여 시험유역의 강우 상황을 신속히 파악하고 양질의 자료를 구축할 수 있는 기반을 확보하였다. 다음 표 2.36는 양양남대천 시험유역 및 인근지역의 우량관측소 현황을 나타낸 것이다.

표 2.36 양양남대천 시험유역 및 인근지역의 우량관측소

구분	관측소명	관측기종	위치			고도(EL.m)	설치년도	관할서명
			지명	경도	위도			
시험유역외	강릉	AWS	강원 강릉시 용강동	128°53′35″	37°44′55″	25.9	1911	기상청
	속초	AWS	강원 고성군 토성면 봉포리	128°34′00″	38°14′53″	17.8	1968	기상청
	대관령	AWS	강원 평창군 도암면 횡계3리	128°45′39″	37°41′2″	842.5	1971	기상청
	갈천	T/M	강원 양양군 서면 갈천리	128°30′22″	37°54′20″	450	1983	국토교통부
	명개	T/M	강원도 홍천군 내면 명개리	128°30′19″	37°50′49″	620	1983	국토교통부
	소금강	T/M	강원 강릉시 연곡면 삼산2리	128°42′24″	37°48′38″	260	1983	국토교통부
	한계령	T/M	강원 양양군 서면 오색리	128°24′32″	38° 5′40″	917	1983	국토교통부
	면옥치	T/M	강원도 양양군 현북면 어성전1리	128°40′28″	37°59′15″	170	2003	강원도
시험유역내	법수치	T/M	강원도 양양군 현북면 법수치리	128°30′81″	38°17′09″	250	2008	연구단
	원일전	T/M	강원도 양양군 현북면 원일전리	128°39′13″	37°58′37″	105	2010	연구단

① 법수치 우량관측소

법수치 우량관측소는 시험유역의 상류부인 양양군 현북면 법수치리에 위치하고 있으며 경도와 위도는 각각 128°39′13″, 37°58′37″ 이다. 우량계는 2008년 10월 법수치 분교 옥상에 설치되었다. T/M방식을 통하여 실시간 자료전송이 가능하며, 제원은 최소측정 0.5mm이고 관측시간 10분 간격이다. 관측시간 및 자료전송 간격은 조정이 가능하다. <부록 2.1~2.2>는 법수치 우량관측소의 2011과 2012년 일강우량을 나타낸 것이다.

② 원일전 우량관측소

원일전 우량관측소는 시험유역의 중류부인 양양군 현북면 원일전리에 위치하고 있으며 경도와 위도는 각각 128°39′13″, 37°58′37″이다. 우량계는 2010년 2월 원일전리 마을회관 옥상에 설치되었다. 법수치 우량관측소와 마찬가지로 T/M방식을 통하여 실시간 자료전송이 가능하며, 제원은 최소측정 0.5mm이고 관측시간 간격은 10분이다. <부록 2.3~2.4>는 원일전 우량관측소의 2011년과 2012년 일강우량을 나타낸 것이다.

(다) 수위관측소

2013년 5월 현재 양양남대천 시험유역에는 법수치, 지남교, 용탄교, 원일전1교, 놀골교 수위관측소가 운영되고 있다. 수충부 및 토석류 방재기술 연구단이 설치하여 운영하는 법수치, 지남교, 놀골교, 용탄교는 부자식 수위계이고, 강원도가 설치하여 운영하는 용탄

교, 원일전1교, 놀골교에는 실시간 초음파 수위계가 설치되어 있다. 놀골교와 용탄교에는 부자식 수위계와 실시간 초음파 수위계가 동시에 설치되어 있는데 이는 하나의 관측기기에서 자료 결측이나 이상치가 발생하였을 때 다른 관측기기의 자료와 비교 검토하여 결측을 최소화하거나 이상치의 처리가 가능하여 수위자료의 정확도를 향상 시킬 수 있다. 부자식 수위계의 최소 수위측정은 1mm로서 매 10분마다 수위를 관측하여 자료저장장치에 기록되며 저장된 자료는 현장 방문하여 수집되고 있다. 부자식 수위계는 일반적으로 부자를 수면에 띄우고 부자의 상하 움직임을 수위계측 장비에서 관측 ,Data로거에 저장하는 방식이다. 표 2.45는 양양남대천 시험유역 및 인근지역의 수위관측소 현황을 나타낸 것이다.

표 2.37 양양남대천 시험유역 및 인근지역의 수위관측소

구분	관측소명	관측기종	위치			설치년도	고도(EL.m)	관할서명
			지명	경도	위도			
시험유역외	양양	T/M	강원 양양군 양양읍 월리 양양교	128°37′35″	38°04′03″	1986	0.502	국토교통부
	용천1교	T/M	강원 양양군 손양면 용천리 용천1교	128°36′52″	38°03′33″	2003	-	강원도
	수리2교	T/M	강원 양양군 손양면 용천리 수리2교	128°36′15″	38°01′35″	2003	-	강원도
시험유역내	놀골교	T/M	강원 양양군 손양면 장리 놀골교	128°38′35″	37°59′50″	2003	57.861	강원도
	놀골교	자기	강원 양양군 손양면 장리 놀골교	128°38′35″	37°59′50″	2010	57.861	연구단
	원일전1교	T/M	강원 양양군 손양면 원일전리 원일전1교	128°39′27″	37°58′27″	2003	90.455	강원도
	용탄교	T/M	강원 양양군 현북면 어성전리 용탄교	128°39′45″	37°56′55″	2003	127.247	강원도
	용탄교	자기	강원 양양군 현북면 어성전리 용탄교	128°39′45″	37°56′55″	2011	127.247	연구단
	지남교	자기	강원 양양군 현북면 원일전리	128°39′32″	37°56′48″	2010	132.032	연구단
	법수치	자기	강원 양양군 현북면 법수치리	128°38′39″	37°55′30″	2008	181.964	연구단

(2) 속사천(영서) 시험유역 수문관측소 운영

(가) 관측소 현황

속사천 시험유역에는 우량관측소 3개소, 수위관측소 3개소가 설치되어 운영되고 있다. 그 중 의풍포교 수위관측소와 장평 우량관측소는 2008년 11월에 신설되어 관측이 이루어지고 있다. 이들 신설관측소들은 10분 간격으로 운영된다. 시험유역 내의 우량 및 수위 관측소 현황은 표 2.38과 같다.

표 2.38 속사천 시험유역 내 수문관측소 현황

구분	관측소명	관측기종	위 치			설치년도	고도(EL.m)	관할서명
			지명	경도	위도			
우량	계방	T/M	강원 평창군 용평면 노동리	128°27′46″	37°40′28″	1982	700.0	국토교통부
	용전	T/M	강원 평창군 용평면 용전리	128°26′40″	37°36′05″	1982	560.0	국토교통부
	장평	T/M	강원 평창군 용평면 장평리	128°24′45″	37°35′15″	2008		연구단
수위	이목정	T/M	강원 평창군 용평면 이목정리	128°28′30″	37°37′00″	1982	590.877	국토교통부
	장평교	T/M	강원 평창군 용평면 장평리	128°24′55″	37°35′00″	1982	526.963	국토교통부
	의풍포교	자기	강원 평창군 용평면 재산리	128°24′47″	37°34′24″	2008		연구단

(나) 우량 관측소

국제수문개발계획(IHP) 대표 유역연구 조사를 위하여 설치된 우량관측소인 계방과 용전은 1982년 7월부터 관측이 이루어지고 있다. 자료보유 현황으로서 계방 우량관측소는 1983~1991년, 2004~현재까지 보유하고 있다.

속사천 시험유역 내에는 3개의 우량관측소가 운영되고 있다. 기존에 설치되어 운영 중인 2개소의 계방, 용전 우량관측소는 10분 단위로 수문자료를 생성하며, 2008년 신설된 장평 우량관측소 또한 10분 단위로 관측되고 있다. 2012년 관측된 자료를 1시간 단위로 정리하며 우량 및 누가우량을 도시화하였으며 <부록 2.5>와 같이 계방은 1,398mm, 용전은 1,351mm이다.

(다) 수위 관측소

유역 내에는 장평교, 이목정의 2개소 수위관측 개시일은 1982년 4월부터 이루어 졌으며, 장평교와 이목정 수위관측소는 부자식 수위관측소이다. 의풍포교에 신설된 관측소는 2008년 9월부터 부자식 수위계에 의해 관측이 이루어지고 있다.

속사천 시험유역에서 운영되고 있는 수위관측소는 기존의 이목정 및 장평교 수위관측소의 새롭게 신설된 의풍포교 수위관측소가 있다. 부록 2와 같이 2009~2012년 의풍포교, 이목정교, 장평교 수위관측소에서 관측된 수위를 1시간 단위로 도시화하였다. 정기적인 현장 답사를 통해 지속적인 이상 유무를 관측하고 있으며, 자료를 다운로드 받아 DB를 구축하였다. 2012년도 의풍포교의 경우 수위관측소의 이상이 감지되어 원본Data로부터 목측을 통한 수위 보정 및 결측에 대한 상류 Data 비교를 통한 수위 보정을 한 결과이다<부록 2.6>

(3) 산지하천 조도계수 조사

(가) Manning의 조도계수

개수로에서 등류 유량을 결정하기 위한 기본식들은 오래전부터 개발되었으며, 관련된 경험 상수들의 보다 정확한 산정을 위해 지속적으로 보안되어 왔다.

단면과 경사가 일정한 개수로에서의 평균유속공식은 간단한 이론식인 Chezy식으로 산정할 수 있으나 이 식은 마찰계수의 정확도에 따라 신뢰도가 결정되므로, 형태가 간단하고 실제 적용에 만족할 만한 결과를 주는 Manning의 조도계수를 사용하였다.

$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} S_0^{1/2} \tag{2.42}$$

여기서, V = 평균유속 (m/s)

n = 조도계수 (roughness coefficient)

R = 경심 (hydraulic radius)

S_0 = 에너지선의 경사

Manning의 평균유속공식의 경우 n값을 정확히 산정하는 방법이 없으며, 대부분 경험과 판단에 의하여 추정하고 있다. 따라서 조도계수 n을 산정하기 위하여 Manning의 유속공식을 n에 대하여 정리하면 다음과 같다.

$$n = \frac{1}{V} R^{2/3} S_0^{1/2} \tag{2.43}$$

(나) 조사방법

시험 유역의 조도계수를 산정하기 위하여 식(2.43) Manning의 평균유속 공식에서 유속측정은 봉부자, 카메라, 전자파 유속계를 이용하여 측정하였으며, 경심 $R = A/P$ (여기서, A=단면적, P=윤변)로 나타내는데, 지점에서의 단면을 세부분으로 나누어 측량한 후 이를 자료화 하여 날짜별 수위로 면적 및 윤변을 각각 산정하였고, 수면경사는 지점에서의 단면의 수위측정을 하여 결정하였다. 이 자료를 통하여 추정한 날짜별 조도계수를 산정하였고, 이 때의 유량과 비교 분석하여 산지하천의 조도계수 특성을 도출하였다.

나. 산지유역 홍수유출 해석시스템 개발

(1) 산지유역 설계 강우량 산정

(가) 강수공간분포해석 방법

강우현상은 다른 기상요소(온도, 바람 등)와 달리 시공간적으로 연속적인 현상이 아니므로 다른 요소들에 비해 훨씬 큰 공간 변이를 가진다. 따라서 지점 강우 자료로부터 면

적 강우 자료로 변환하는 다양한 기법들이 제안되어왔다. 이러한 기법 들은 등우량선도와 Thiessen network 같은 작도법(graphical method), 관측된 강우량과 고도, 경사 방향 등 관측점의 지형 특성간 상관을 이용하는 지형통계법(topographical method), 거리역산가중(inverse distance weighting, IDW)과 Kriging과 같은 공간내삽법(spatial interpolation)등으로 구분할 수 있다(정유란 등, 2009).

① Thiessen 방법

Thiessen 방법은 해당 지점에서 최근 거리를 가진 관측 지점의 값을 적용하는 방법이다. 즉, 일정 지점의 값과 가장 가까운 거리의 관측소의 값과 동일하다고 가정하는 것이며, 식(2.44)와 같은 기본 방정식을 통하여 산정한다.

$$h_o = \sum_{j=1}^{n} w_j h_j \tag{2.44}$$

여기서 h_j는 좌표 $(x_j,\ y_j)$의 값을 나타내며, n $(j=1,\cdots,n)$ 관측 지점의 수, h_o는 임의의 좌표 $(x_o,\ y_o)$의 값, w_j는 관측지점 j의 가중치이다. Thiessen 방법의 가중치 산정은 관측지점과 임의지점사이의 거리를 산정하는 것부터 시작하며 식(2.45)를 통하여 최소거리를 산정한다.

$$d_{oj} = \sqrt{(x_o - x_j)^2 + (y_o - y_j)^2}, \qquad j = 1,\cdots,n \tag{2.45}$$

여기서 $d_{oi} = \min(d_{o1,}\cdots,d_{on})$, 즉 i는 최소 거리의 관측지점을 뜻하며, 관측소별 가중치를 식(2.46)과 같이 구한다.

$$\begin{aligned} w_j &= 0 \quad \text{for} \quad j \neq i \\ w_j &= 1 \quad \text{for} \quad j = i \end{aligned} \tag{2.46}$$

② IDW 방법

IDW (Inverse Distance Weighting) 방법은 임의의 지점과 관측지점 사이의 거리에 대하여 가중치를 부여하는 방법의 일종이다. 기본 방정식은 Thiessen 방법과 동일하지만 가중치를 산정하는 방법에서 차이를 나타내며, 식(2.47)와 같이 산정한다.

$$w_j = \frac{f(d_{oj})}{\sum_{i=1}^{n} f(d_{oi})} \tag{2.47}$$

여기서 $f(d_{oj})$는 임의지점과 관측지점 사이의 거리 d_{oj}의 함수로 나타나며 식(2.48)와 같다.

$$f(d_{oj}) = \frac{1}{d_{oj}^{b}} \tag{2.48}$$

여기서 b는 적정한 상수이다. 일반적으로 강우량에 적용할 경우에는 b는 1 또는 2의 값을 가지며, 본 연구에서는 1의 값을 가정하였다.

③ Barnes 방법

Barnes 방법은 수치 기상 예측에 사용되는 객관분석의 일종이며, Cressman 객관분석과 상당히 유사한 방법이다. 본 연구에서는 Barnes (1964)가 제안한 방법을 적용하였다. 이 방법은 각 지점에서 실제 값과 산정 값을 비교할 때 계산한 오차를 근거로 하여 순차적으로 주어진 첫 가정 값들을 수정하는 방법으로 연속 보정법이라고도 불린다. 각 지점에서는 거리에 따라 가중치를 다르게 적용하며, 다음에 Barnes (1964)의 개념을 정리하였다.

가. 처음 추측에서는 각 지점의 값을 가정한다. 하지만 Barnes 방법은 이 가정 값이 최종 결과 값에 미치는 영향이 극히 미미하므로 어떤 값을 정의하여도 무방하다.

나. 처음 가정 값은 기상관측소에 따라서 보간되므로 각 지점에 대하여 오차를 산정할 수 있으며, k^{th} 관측소에서의 오차는 식 (2.49)와 같다.

$$E_k = h_{ok} - h_k^1 \tag{2.49}$$

여기서 h_k^1는 k^{th} 관측소에서 보간된 첫 가정 값이며, h_{ok}는 k^{th} 관측소의 관측 값이다. 보통 E_k는 0이 아니며, 첫 가정 값은 틀릴 것이다. 관측소에서 보간된 값을 얻기 위해서는 양선형 보간법을 적용한다.

다. 각 지점의 h(산정 값)은 영향 반경내의 값에 가중치를 두어 산정하며, 각 지점의 보간 값은 식 (2.50)과 같다.

$$h_{i,j}^2 = h_{i,j}^1 + \frac{\sum_{k=1}^{N} w_k E_k}{\sum_{k=1}^{N} w_k} \tag{2.50}$$

여기서 $h_{i,j}^{(\ )}$는 좌표 (x_j, y_j)의 $(\ )^{th}$ 보간값이다. 그리고 영향 반경내의 각 지점 별 오차의 가중치는 식 (2.51)과 같다.

$$w_k = \exp\left(-4.0 \times \frac{d_k^2}{D^2}\right) \tag{2.51}$$

여기서 d_k는 관측소와 격자간의 거리이며, D는 영향반경이며 상수이다. 이 가중치가 Cressman 객관분석과 Barnes (1964) 방법 간의 주요한 차이점이다.

라. 연속 보간법은 일반적으로 4회 이상을 적용하거나, 일정 오차 이하의 값을 만족할 때까지 반복 시행한다. 본 연구에서는 반복시행 4회를 적용하였다.

④ PRISM 모형

Daly 등(1994)이 제안한 PRISM은 미국에서 널리 적용되고 있으며 기후 요소의 시공간 자료를 제공하고 있다. PRISM은 다양한 요인을 이용하여 기후자료를 공간분포 시키는 방법으로 수많은 연구를 통하여 그 유용성을 검증한 방법이다 (Daly 등 ., 2002; Schwarb 등., 2001; Matthew 등., 2004). 다음의 PRISM의 이론은 엄명진과 정창삼 (2011)을 참조하여 정리하였다.

PRISM은 종속변수로 기후요소(강우량, 온도 등), 독립변수로 관측소의 고도를 사용하고 각 격자별로 회귀모형을 구하는데 이를 위해 가중최소자승법을 적용하며, 식 (2.52)와 같이 나타낸다.

$$\hat{y} = \hat{\beta}_1 \hat{x} + \hat{\beta}_0 \tag{2.52}$$

여기서, $\hat{y}$는 종속변수(강우량), $\hat{x}$는 독립변수(고도), $\hat{\beta}_0$ 및 $\hat{\beta}_1$는 회귀계수이며 식 (2.2.12)과 같이 산정한다.

$$\hat{\beta}_1 = \frac{\Sigma w_i (x_i - \bar{x})(y_i - \bar{y})}{\Sigma w_i (x_i - \bar{x})^2}\ ,\ \hat{\beta}_0 = \bar{y} - \hat{\beta}_1 \bar{x} \tag{2.53}$$

여기서 $\bar{x} = \frac{\Sigma w_i x_i}{\Sigma w_i}$, $\bar{y} = \frac{\Sigma w_i y_i}{\Sigma w_i}$, w_i는 격자별 가중계수로 식 (2.54)과 같다.

$$W = [F_d W(d)^2 + F_z W(z)^2]^{1/2} W(f) W(p) \tag{2.54}$$

여기서 F_d는 거리가중치계수, F_z는 고도가중치계수이며, $W(d)$, $W(z)$, $W(f)$ 및 $W(p)$는 각각 거리 가중치, 고도 가중치, 지향면 가중치 및 해안 가중치이다. Daly 등.(2002)에서는 F_d는 0.8, F_z는 0.2를 제안하였으며, 신성철 등(2008)은 한국 지형에 대하여 F_d는 0.85, F_z는 0.15를 제안하였다. 본 연구에서는 Daly 등.(2002)과 신성철 등(2008)이 제안한 값들의 평균을 채택하였다.

㉮ 거리가중치

강우의 유사성은 일반적으로 두 지점 사이의 거리가 멀어질수록 낮아지는데 이를 식 (2.55)와 같이 거리의 역제곱으로 나타내어 표현한다.

$$\begin{aligned} W(d) &= 1, && d \le 1 \\ W(d) &= 1/d^a, && d > 1 \end{aligned} \tag{2.55}$$

여기서 d는 격자점과 관측소와의 거리(km)이며 영향반경내에 위치한 관측소들에 대해서만 산정하고, a는 IDW와 같은 2이다.

㉯ 고도가중치

격자점과 관측소사이의 고도차가 커질수록 강우간의 유사성이 멀어지는 것을 이용하며, 일정 임계 고도차이상을 초과하면 유사성이 없는 것은 간주한다. 고도가중치는 식 (2.56)과 같이 나타낸다.

$$\begin{aligned} W(z) &= 1, && \Delta z \le \Delta z_m \\ W(z) &= \frac{\Delta z_m}{\Delta z^b}, && \Delta z_m < \Delta z < \Delta z_x \\ W(z) &= 0, && \Delta z \ge \Delta z_x \end{aligned} \tag{2.56}$$

여기서 Δz는 격자점과 관측소와의 고도차(m), ΔZ_m은 최소고도차 200m, ΔZ_x은 최대고도차 1500m이고, b는 1이다.

㉰ 지향면 가중치

지향면은 푄현상, 강우 그림자 등 국지적인 기후 특성에 많은 영향을 준다. 지향면은 8개 방향으로 구분하며, 동일 지향면일 경우에 가중치를 높게 주었으며, 격자와 관측소간의 장애물도 고려하여 가중치를 식 (2.57)과 같이 산정하였다.

$$\begin{aligned} W(f) &= 1, && \Delta f \le 1 \text{ and } B = 0 \\ W(f) &= \frac{1}{(\Delta f + B)^c}, && \Delta f > 1 \text{ or } B > 0 \end{aligned} \tag{2.57}$$

여기서 Δf는 격자점과 관측소와의 지향면차, B는 격자점과 관측소간의 장애물 수이다.

㉱ 해안가중치

해안 또는 큰 강으로부터의 거리는 수분을 공급하는 측면에서 강우에 많은 영향을 주는 인자 이다. 따라서 격자점과 관측소간의 해안으로부터의 거리는 강우량 산정에 가중치로서 반영되며, 식 (2.58)과 같다.

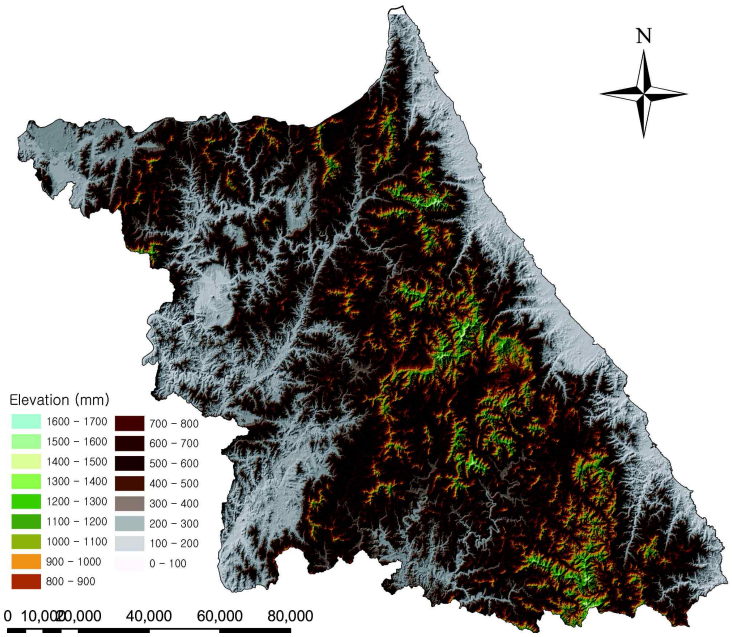
$$\begin{aligned} W(p) &= 1, && \Delta p = 0 \\ W(p) &= \frac{1}{\Delta p^v}, && 0 < \Delta p \le p_x \\ W(p) &= 0, && \Delta p > p_x \end{aligned} \tag{2.58}$$

여기서 Δp는 격자점과 관측소와의 해양도차, p_x는 최대 해양도차이다. 본 연구에서는 영동지방과 영서지방으로 구분하여 해안 가중치를 산정하였으며, 그 차를 3.0으로 가정하였다.

(나) 대상지역 및 강우자료

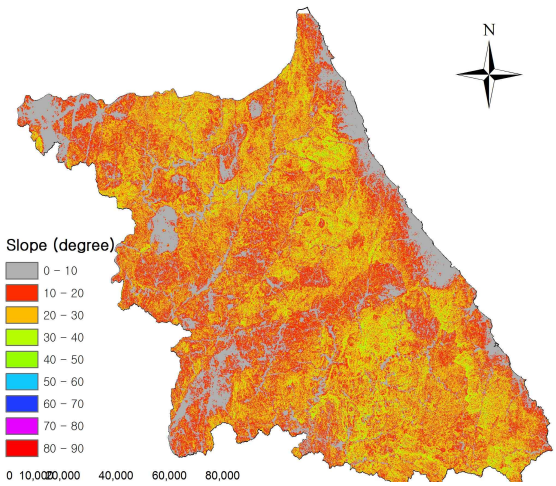
① 대상지역

강원도는 면적의 대부분이 산지로 형성된 산악지형이며 태백산맥 동쪽(영동지방)은 경사가 급하여 해안평야의 발달이 취약하고, 태백산맥 서쪽(영서지방)은 경사가 완만하여 남·북한강의 대하천이 발달하고 곳곳에 산지가 분포되어 있다. 일반적인 기상특성을 보면 영동지방은 동해와 접하고 있어 해양성기후에 가까운 기상특성을 많이 보이고 있는 반면, 영서지방은 내륙에 위치해 있어 대륙성기후에 가까운 특성을 보이고 있다. 또한 산맥의 정상부를 중심으로 한 산악지방은 산악기후의 특성을 가지고 있어 복잡한 기상현상을 나타내고 있다(강원도청, 2009). 강원도 지역의 고도 및 경사도를 분석한 결과, 그림 2.139와 같이 고도 300m 이하는 29.09%, 고도 300-500m 는 23.91%, 고도 500-1000m 는 41.91%, 고도 1000m 이상은 5.09% 로 나타났으며, 경사 10도 이하는 22.29%, 경사 10-20도는 34.63%, 경사 20-30도는 32.67%, 경사 30도 이상은 10.21%로 나타났다. 본 연구에서는 강원도 북부 지역은 북방한계선과 밀접하여 수치지도를 취득할 수 없어 CGIAR-CSI (http://srtm.csi.cgiar.org) 자료를 이용하여 고도 및 경사를 분석하였으며 격자간격은 100m를 적용하였다.



(a) Elevation

그림 2.139 Elevation and slope in Gangwondo (Continued)



(b) Slope

그림 2.140 Elevation and slope in Gangwondo

② 강우자료

기상청은 강원도내 관측소로 총 79개소(지상기상관측소 12개소, AWS(Auto Weather Station) 67개소)를 설치하여 운영하고 있으나, 본 연구에서는 2010년 자료까지 사용하였으며, 자료기간이 5년 이상인 곳을 대상으로 선정하였다. 선정된 관측소는 지상관측소와 AWS를 포함하여 총75개소이다. 본 연구에 적용된 관측소의 분포도는 그림 2.141과 같다.

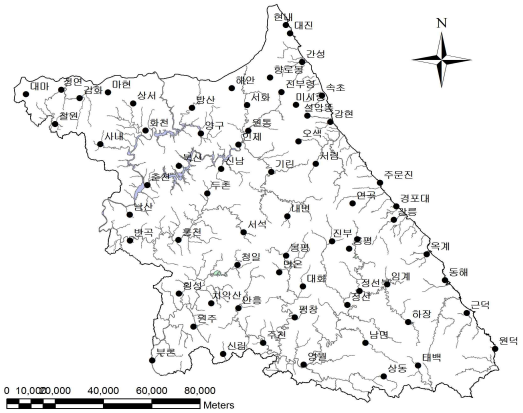


그림 2.141 The weather stations in Gangwondo

(다) 공간분포 해석

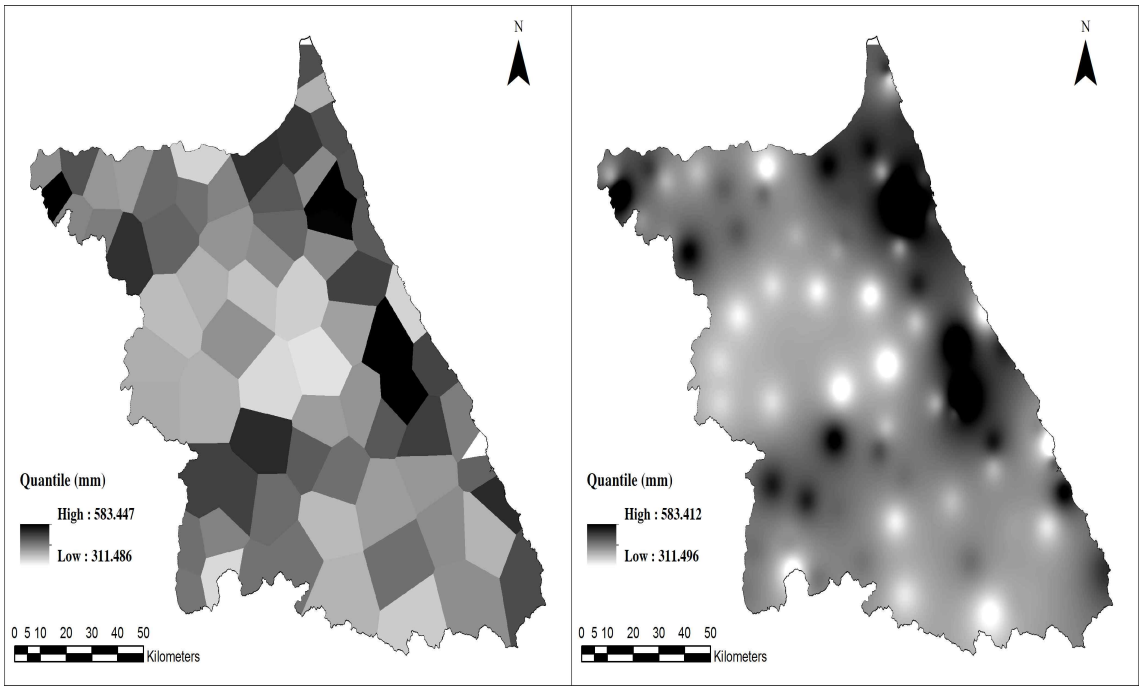
본 연구에서는 지역빈도해석으로 산정된 확률강우량 값들을 가지고 각각의 공간분포 해석방법에 대하여 적용하였다. 강원도 지역을 대상으로 공간분포 해석을 지속기간 4개(1, 6, 12 및 24시간) 및 재현기간 14개 (1.01, 1.02, 1.05, 1.11, 1.25, 2, 5, 10, 20, 50, 100, 200, 500 및 1000년)에 대하여 수행하였으며. PRISM 방법을 제외한 3개의 방법(Thiessen 방법, IDW 방법 및 Barnes 방법)은 확률강수량 자료와 관측소들 간의 공간관계만을 이용하여 공간분포 해석을 수행하였으며, PRISM 방법은 두 자료 이외에 지역의 고도, 방향성 및 해양도 자료 등을 추가적으로 고려하여 공간분포 해석을 하였다. 해석된 결과들 중 재현기간 100년에 대하여 각각 방법 및 지속기간에 대하여 공간 분석한 결과를 그림 2.142, 그림 2.143, 그림 2.144에 도시하였고 표 2.39에 나타내었다. 여기서 Barnes 방법과 PRISM 방법은 대상관측소 유효반경 50 km 및 150 km의 두 가지에 대하여 적용하였다.

지속기간 1시간의 경우 Thiessen 방법의 경우 각 관측소에서 최소 거리의 가정에 따라 지배면적을 결정하고 그 안의 확률강수량이 모두 똑같은 특징을 구현하였으며, 최소값 61.11mm, 최대값 231.89 mm 및 최대-최소 범위 170.79 mm를 나타내었다. Thiessen 방법의 확률강수량 값은 관측소의 값을 그대로 사용하므로 이 값을 기준으로 다른 산정방법의 값들의 산정 결과를 기술 하였다. IDW 방법의 경우 Thiessen 방법과 유사한 산정 결과 범위를 나타내었으나. 그림 2.141을 보면 관측소간 거리의 영향에 대하여 심하

게 영향을 받아 관측소 주변만 산정 결과가 두드러지게 다른 경향을 보이는 것으로 도시되었다. PRISM 방법의 유효반경 50 km 일 경우에는 89.44%, 유효반경 150 km일 경우에는 79.35%의 산정 결과 범위를 나타내었으며 유효반경이 50 km에서 150 km으로 확대됨에 따라 산정 결과 범위가 줄어드는 경향을 나타내었다. 이는 유효반경이 확대됨에 따라 고려되는 관측소도 많아지므로 격자별 가중 회귀식 산정 결과에 그 영향을 미치기 때문이다. 그리고 그림 2.175에서 도시된 바와 같이 산정결과가 다른 3가지 방법보다 지형 요소들의 영향을 잘 반영하는 것으로 나타났다. Barnes 방법의 경우에서는 산정 결과 범위가 다른 3가지 방법과 다르게 현저히 좁게 변하였고 특히 유효반경이 150 km일 경우 16.75%로 매우 좁은 범위의 산정 결과가 나와 지점 확률강수량들의 평균화가 심하게 되었음을 나타내었다. 이러한 결과는 그림 2.176에도 현저히 반영되었다. 이러한 특징들은 지속기간이 1시간에서 24시간으로 길어지는 것과 무관하게 일정하게 나타났다. 이는 Barnes 방법이 확률강수량 값을 왜곡할 가능성이 높아짐을 의미하며 그 적용에 매우 주의하여야 하며 이를 이용한 결과에 대한 검증이 필요함을 알 수 있다.

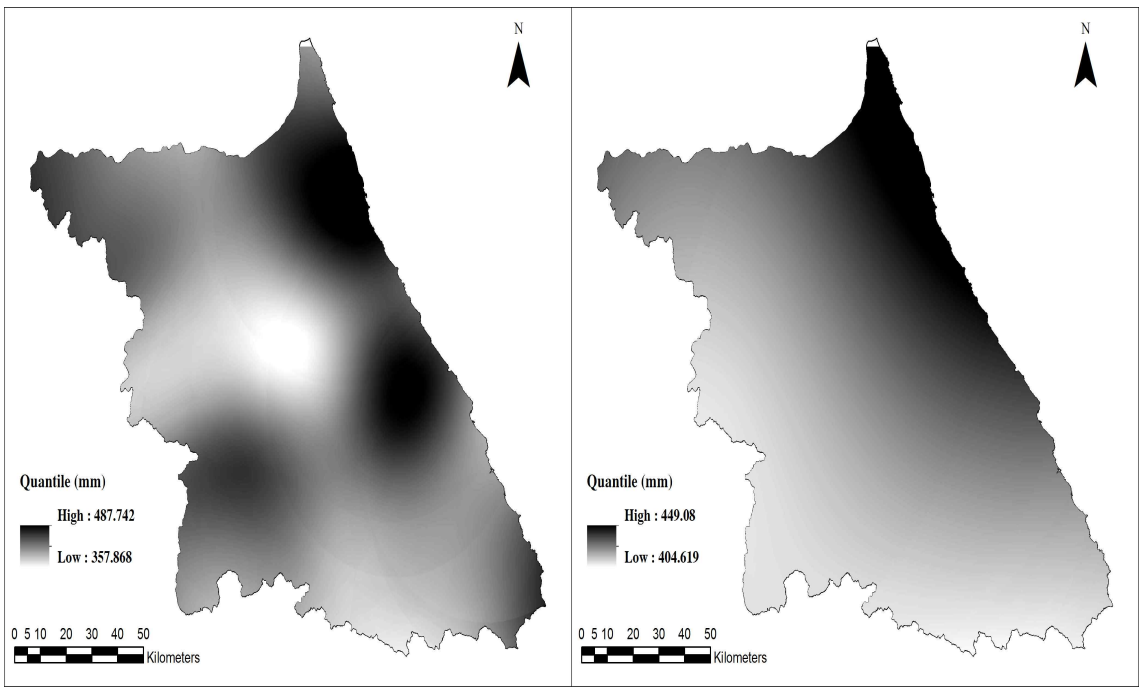
표 2.39 Summary of spatial distributions for interested durations (1-, 6-, 12- and 24-hour) and 100 year-return period

Duration		Thiessen	IDW		Barnes (50 km)		Barnes (150 km)		PRISM (50 km)		PRISM (150 km)	
		Value	Value	%	Value	%	Value	%	Value	%	Value	%
1hr	MAX	231.89	231.88	99.99	154.74	66.73	107.34	46.29	214.72	92.60	199.29	85.94
	MIN	61.11	61.11	100.00	67.22	110.00	78.74	128.85	61.98	101.42	63.77	104.36
	RANGE	170.79	170.77	99.99	87.52	51.25	28.61	16.75	152.75	89.44	135.52	79.35
6hr	MAX	367.43	367.41	100.00	319.51	86.96	276.05	75.13	353.45	96.20	343.43	93.47
	MIN	179.00	179.00	100.00	204.10	114.02	223.94	125.11	188.42	105.27	188.59	105.36
	RANGE	188.43	188.41	99.99	115.41	61.25	52.11	27.65	165.03	87.58	154.84	82.18
12hr	MAX	435.53	435.51	99.99	389.42	89.41	352.02	80.82	418.52	96.09	410.96	94.36
	MIN	211.24	211.24	100.00	265.48	125.68	285.80	135.30	227.45	107.68	227.50	107.70
	RANGE	224.30	224.27	99.99	123.94	55.26	66.22	29.52	191.07	85.18	183.46	81.79
24hr	MAX	583.45	583.41	99.99	487.74	83.60	449.08	76.97	575.24	98.59	553.68	94.90
	MIN	311.49	311.50	100.00	357.87	114.89	404.62	129.90	330.77	106.19	331.44	106.41
	RANGE	271.96	271.92	99.98	129.87	47.75	44.46	16.35	244.47	89.89	222.24	81.72



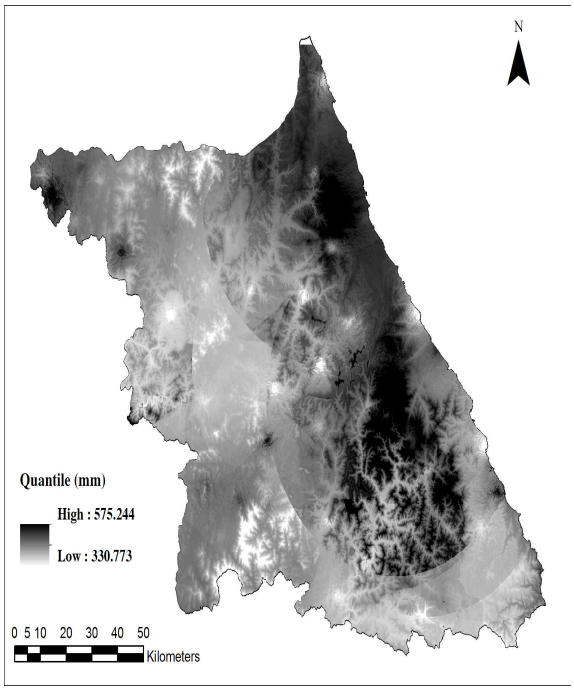
(a) Thiessen method (b) IDW

그림 2.142 Spatial distribution analysis for 24 hour-duration and 100 year-return period at each methods



(c) Barnes method (50km) (d) Barnes method (150km)

그림 2.143 Spatial distribution analysis for 24 hour-duration and 100 year-return period at each methods (Continued)



(e) PRISM (50km)

그림 2.144 Spatial distribution analysis for 24 hour-duration and 100 year-return period at each methods (Continued)

연구에서는 강수량 공간 분포의 정확도를 검증하기 위하여 식 (2.59)～식 (2.62)를 이용하였다. 각 관측소를 하나씩 제거하고 그 관측소에 대한 산정 방법별 추정값과 지역빈도해석 값을 비교분석하는 교차검증을 실시하였다. 각각의 분석결과는 그림 2.145 및 그림 2.147에 나타내었다.

$$BIAS = \frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n}(P_i - O_i) \tag{2.59}$$

$$RBIAS = \frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n}\frac{P_i - O_i}{O_i} \tag{2.60}$$

$$RMSE = \sqrt{\frac{1}{n-1}\sum_{i=1}^{n}(P_i - O_i)^2} \tag{2.61}$$

$$RRMSE = \sqrt{\frac{1}{n-1}\sum_{i=1}^{n}\left(\frac{P_i - O_i}{O_i}\right)^2} \tag{2.62}$$

여기서 P_i는 각 관측소의 추정값, O_i는 각 관측소의 관측값(지역빈도해석 값)을 나타내며, n은 표본의 총수이다.

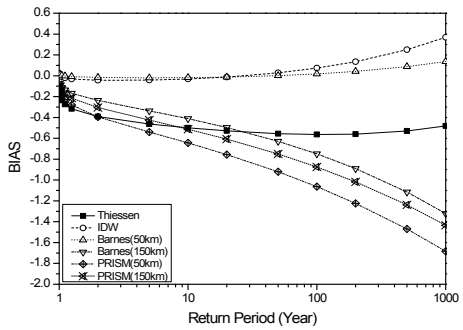
지속기간 1시간의 경우 BIAS의 값은 Barnes(유효반경 50km) 방법이 0에 근접한 값을 산정하였으며, RBIAS는 PRISM(유효반경 50km) 방법과 Thiessen 방법이 작은 값을 나타내었다. RMSE의 경우 Thiessen 방법이 가장 크게 나타났으며, 다른 방법들은 그

차이가 미미하였으며, RRMSE의 경우 PRISM(유효반경 150km)가 전반적으로 작게 산정되었으나, 재현기간 200년을 기점으로 PRISM(유효반경 50km) 방법과 Barnes(유효반경 150km) 방법이 작게 산정되었다.

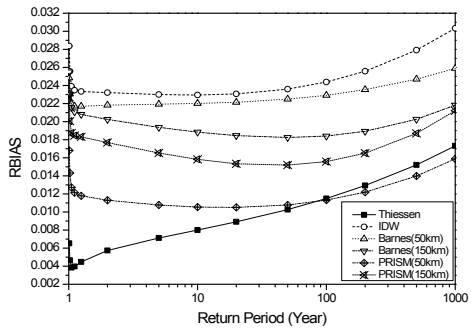
지속기간 6시간의 경우 BIAS의 값은 Barnes(유효반경 50km) 방법과 PRISM(유효반경 50km) 방법이 0에 근접한 값을 산정하였으며, RBIAS는 Barnes(유효반경 150km) 방법이 가장 작게 산정되었고 PRISM(유효반경 50km)가 다음으로 작게 나타났다. RMSE의 경우 지속기간 1시간의 경우와 마찬가지로 Thiessen 방법이 가장 크게 나타났으며, 다른 방법들은 그 차이가 미미하였으며, RRMSE의 경우 PRISM(유효반경 50km)가 전반적으로 작게 산정되었다.

지속기간 12시간의 경우 BIAS의 값은 PRISM(유효반경 50km) 방법이 0에 근접한 값을 산정하였으며, RBIAS는 Thiessen 방법이 전반적으로 가장 작게 산정되었으며, Barnes(유효반경 150km) 방법이 다음으로 작게 나타났다. RMSE의 경우 지속기간 1시간 및 6시간의 경우와 마찬가지로 Thiessen 방법이 가장 크게 나타났으며, 다른 방법들은 그 차이가 미미하였으며, RRMSE의 경우 Barnes(유효반경 150km)가 전반적으로 작게 산정되었으나, 재현기간 200년 이후에는 PRISM(유효반경 50km) 방법도 Barnes(유효반경 150km) 방법과 유사하게 산정되었다.

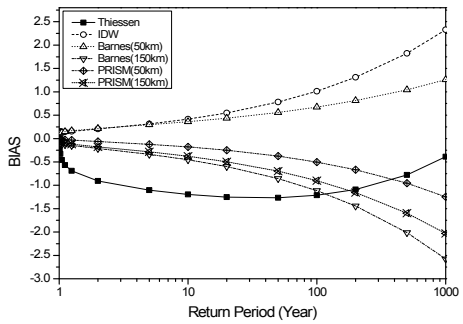
지속기간 24시간의 경우 BIAS의 값은 Barnes(유효반경 50km 및 150km) 방법이 0에 근접한 값을 산정하였으며, RBIAS는 Barnes(150km) 방법이 전반적으로 가장 작게 산정되었다. RMSE의 경우 다른 지속기간의 경우와 마찬가지로 Thiessen 방법이 가장 크게 나타났으며, 다른 방법들은 그 차이가 미미하였으며, RRMSE의 경우 Barnes(유효반경 150km)가 전반적으로 작게 산정되었으나, 재현기간 200년 이후에는 IDW 방법이 더욱 작게 산정되었다.



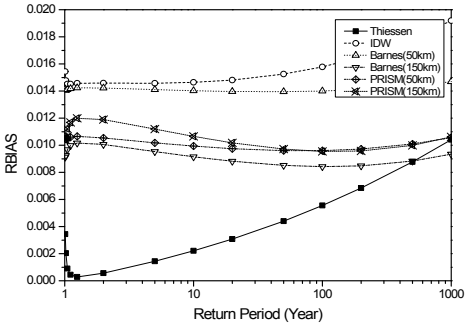
(a) 1hr-BIAS



(b) 1hr-RBIAS

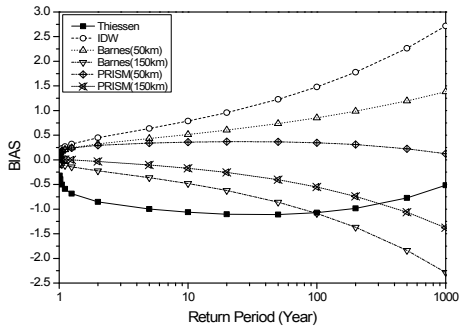


(c) 6hr-BIAS

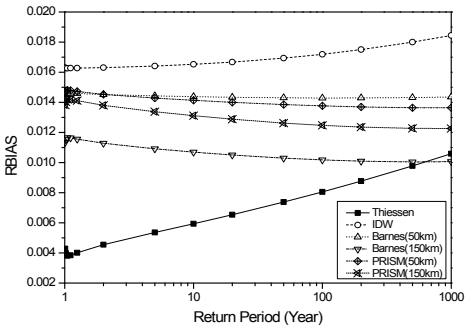


(d) 6hr-RBIAS

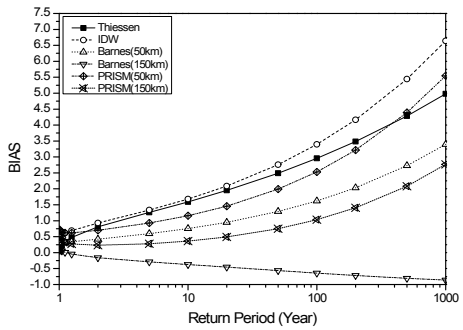
그림 2.145 Using cross validation, the BIAS and RBIAS between the quantiles and the spatial interpolation values were estimated for return period of 1.01-1000yr (Continued)



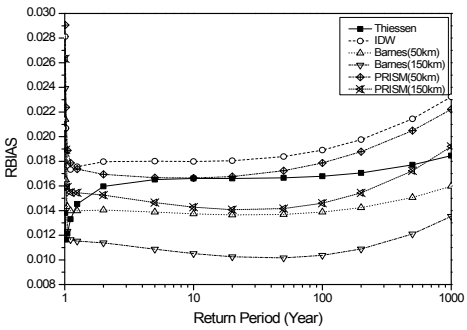
(e) 12hr-BIAS



(f) 12hr-RBIAS

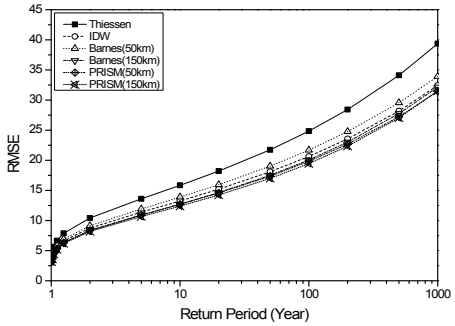


(g) 24hr-BIAS

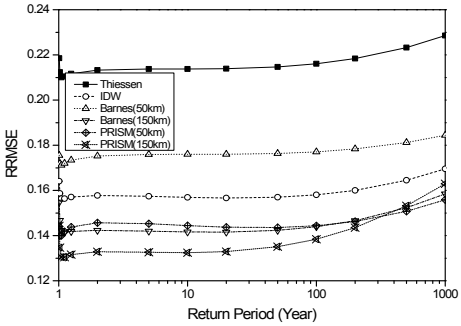


(h) 24hr-RBIAS

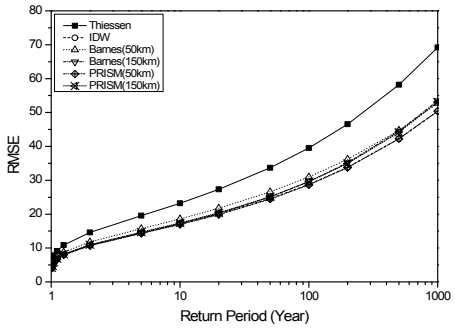
그림 2.146 Using cross validation, the BIAS and RBIAS between the quantiles and the spatial interpolation values were estimated for return period of 1.01-1000yr (Continued)



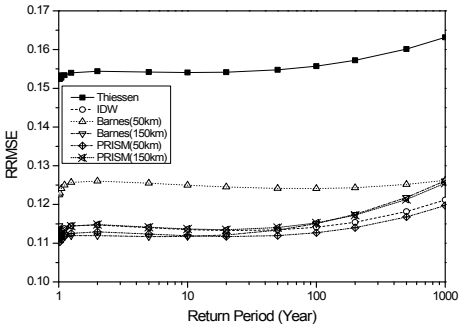
(a) 1hr-RMSE



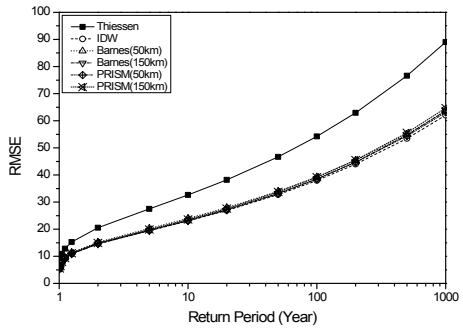
(b) 1hr-RRMSE



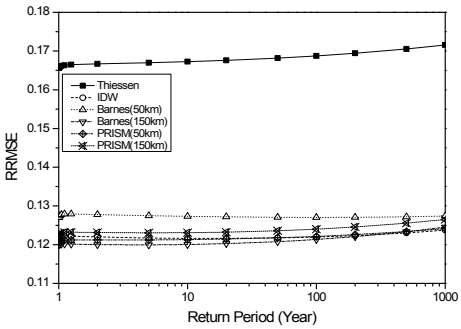
(c) 6hr-RMSE



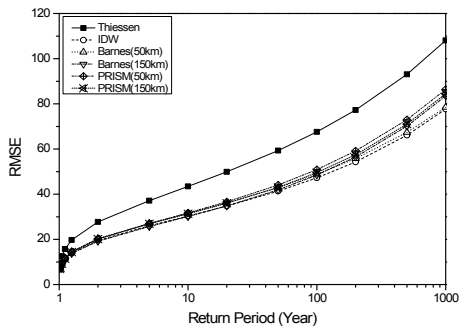
(d) 6hr-RRMSE



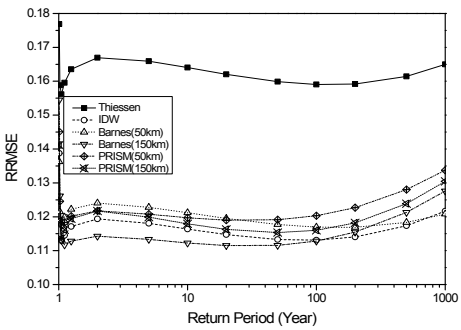
(e) 12hr-RMSE



(f) 12hr-RRMSE



(g) 24hr-RMSE



(h) 24hr-RRMSE

그림 2.147 Using cross validation, the RMSE and RRMSE between the quantiles and the spatial interpolation values were estimated for return period of 1.01-1000yr

(2) 홍수유출 해석시스템 개발

(가) 새로운 대상유역에 홍수량 산정 일반식 도출 방법 적용

① 대상유역 선정

본 연구에서는 4차년도의 평창강에 이어 양양남대천 유역에 불확실성을 정량화할 수 있는 홍수량 산정 일반식 도출방법을 적용하여 해당 지역의 특성에 반영할 수 있는 홍수량 산정 일반식을 도출하였다. 도출된 홍수량 산정 일반식을 이용하여 양양남대천 유역의 100년 빈도 홍수유출량을 산정하였고, 그 결과를 바탕으로 앞서 개발된 산지하천 유역 홍수량 산정 일반식 도출 방법의 적용성에 대하여 검토하였다.

② 독립변수 추출

㉮ 지형적 인자 추출

양양남대천 유역에도 동일하게 fuzzy 회귀분석기법을 적용하기 위해 입력변수로 사용할 독립변수와 빈도별 설계홍수량 자료를 수집하였다. 독립변수로 사용될 유역면적과 100년 빈도 설계홍수량은 양양남대천 유역종합치수계획(국토부, 2004)에서 발췌하였다. 하도경사는 ArcGIS의 HEC-GeoHMS를 이용하여 9개 대상지점을 기준으로 소유역 분할을 실시하여 해당 소유역의 하도와 DEM을 중첩시켜 산정하였다.

㉯ 수문학적 인자 추출

본 연구의 fuzzy 회귀분석과정에서 독립변수로 사용할 수문학적 인자는 산악지형의 강우특성을 표현할 수 있도록 PRISM 기법을 이용하여 개발된 산지하천유역 최적 확률강우량 산정 방법(정창삼, 2012)에 의해 산정하였다. 산지하천유역 최적 확률강우량 산정 방법에 의해 산정된 강원도 지역의 확률강우량 초기자료는 ASCII 파일로 구성되어 있다. ASCII 형태로 구성되어있는 자료는 대상유역 내 9개 대상지점에 대한 확률강우량 추출이 어렵기 때문에 ArcGIS를 이용해 raster 형태로 변환하여 사용하였다. 본 연구에서는 산지하천유역에 강우에 의한 유출발생 시 유입시간과 유하시간이 짧기 때문에 6시간 지속시간의 확률강우량을 사용하였다. 수집된 양양남대천 유역의 대상지점의 유역면적, 하도경사, 100년 빈도 설계홍수량, 100년 빈도 확률강우량을 종합하면 아래 표와 같다.

표 2.40 양양남대천 유역 내 9개 대상지점의 입력자료 종합

지점	유역면적 (㎢)	하도경사 (non-dimension)	100년 빈도 설계홍수량 (㎥/s)	100년 빈도 확률 강우량 (㎜)
1	37.08	0.07143	416	295
2	69.78	0.07143	767	290
3	84.30	0.07143	901	290
4	104.56	0.03357	1,087	285
5	129.46	0.02366	1,303	285
6	138.23	0.01847	1,362	284
7	155.98	0.01531	1,457	283
8	173.33	0.01310	1,593	283
9	438.35	0.00956	3,807	280

③ 홍수량 산정 일반식 도출

㉮ 지역회귀분석 기본식

가능성 모형 적용은 선형계획기법을 통해 이루어져야 하므로 지역회귀분석 기본식의 각 항에 ln을 취하고, 각 변수들을 단순화하여 선형식 형태로 변환하였다. 그 과정은 아래와 같다.

$$Q_t = \alpha A^{\beta} \cdot I^{\gamma} \cdot P_t^{\delta} \tag{2.63}$$

$$\ln Q_t = \ln\alpha + \beta \ln A + \gamma \ln I + \delta \ln P_t \tag{2.64}$$

$$Y = (A_0, C_0) + (A_1, C_1)X_1 + (A_2, C_2)X_2 + (A_3, C_3)X_3 \tag{2.65}$$

$$\begin{aligned} &Y = \ln Q_t \\ &A_0 = \ln\alpha;\ \ A_1 = \beta;\ \ A_2 = \gamma;\ \ A_3 = \delta \\ &X_1 = \ln A;\ \ X_2 = \ln I;\ \ X_3 = \ln P_t \end{aligned}$$

여기서 Q_t는 t년 빈도의 설계홍수량, A는 유역면적, I는 하도경사, P_t는 t년 빈도 확률강우량, A_i는 각항의 fuzzy 계수의 중앙값, C_i는 spread이다.

㉯. 선형계획기법 적용을 통한 fuzzy 계수 산정

5차년도 연구에서는 지역회귀분석 기본식에 fuzzy 기법을 도입하기 위하여 가능성 모형을 사용하였다. 가능성 모형을 적용하기 위한 선형계획기법 형태의 문제를 해결하였다. 선형계획기법 형태의 문제는 MATLAB의 내장 선형 최적화 함수인 linporg 함수를 사용했으며 아래 그림과 같이 m-file의 형태로 작성하였다.

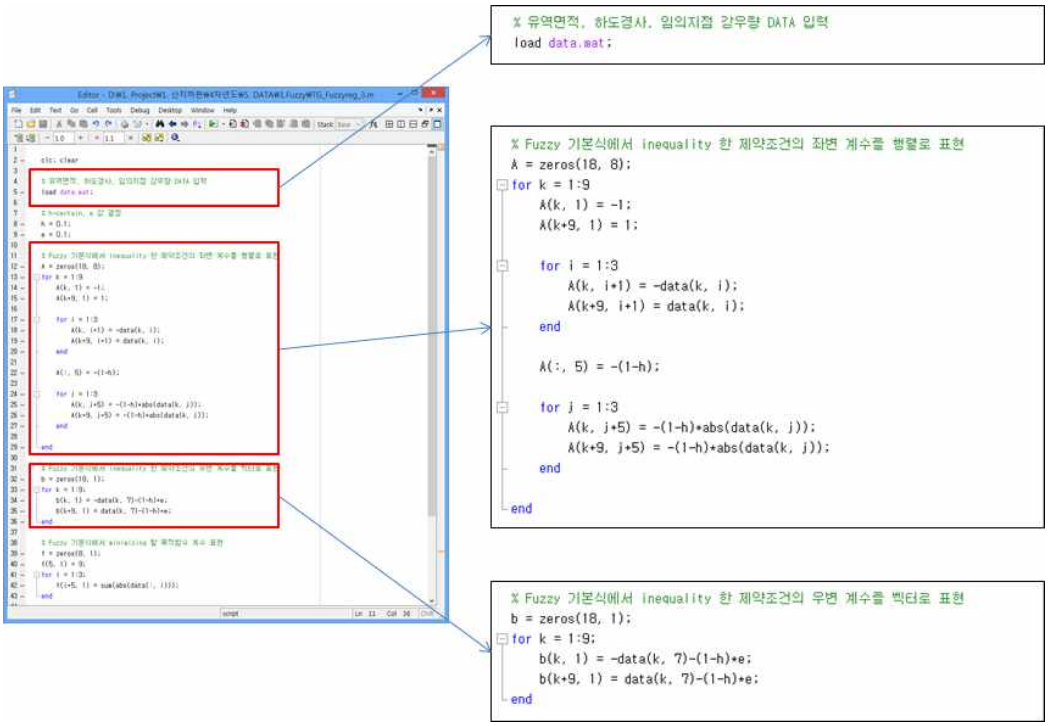


그림 2.148 MATLAB에서 Linprog 함수를 통한 최적화(1)

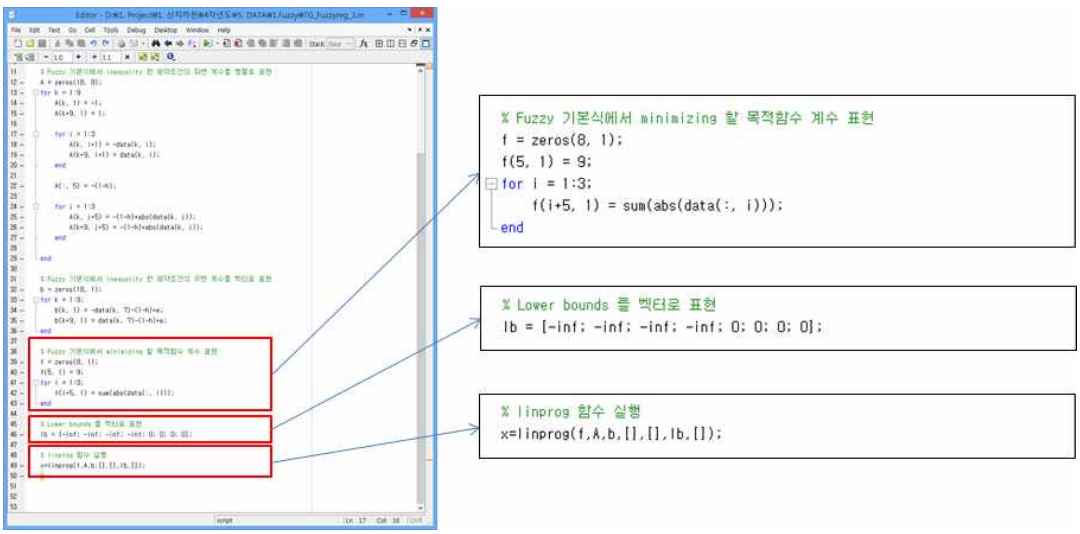


그림 2.149 MATLAB에서 Linprog 함수를 통한 최적화(2)

④ 대상지점 홍수유출량 산정

MATLAB을 이용하여 관측값이 추정값의 범위 안에 포함되어야 한다는 조건 하에서 각각의 fuzzy 계수 spread의 합을 최소화하는 최적화 문제를 해결하였다. 산정된 양양남대천 유역의 각 변수에 대한 fuzzy 계수의 mode 값과 spread 값은 아래 표 2.41과 같다.

표 2.41 양양남대천 유역의 산정된 fuzzy 계수의 mode 값, spread 값

Fuzzy 계수	Mode 값	Spread 값
$\ln\alpha$	44.5589	0.0808
β	4.1698	0.0034
γ	0.0762	0.014
δ	-3.2943	0

위의 fuzzy 계수를 이용하여 산정된 양양남대천 유역의 9개 지점의 홍수유출량의 최소값, 중앙값, 최대값은 아래 표 2.42와 같다.

표 2.42 양양남대천 유역 내 9개 대상지점의 100년 빈도 설계홍수량 및 산정된 100년 빈도 홍수유출량

지점	100년 빈도 설계 홍수량 (m^3/s)	100년 빈도 홍수량 산정 일반식		
		100년 빈도 최소 홍수 유출량 (m^3/s)	100년 빈도 홍수유 출량 (m^3/s)	100년 빈도 최대 홍수 유출량 (m^3/s)
1	416	393.11	415.81	439.82
2	767	721.85	765.17	811.10
3	901	851.22	902.89	957.69
4	1,087	1,037.77	1,089.98	1,144.83
5	1,303	1,223.36	1,279.57	1,338.36
6	1,362	1,290.40	1,345.31	1,402.57
7	1,457	1,433.68	1,491.39	1,551.41
8	1,593	1,556.65	1,616.35	1,678.34
9	3,807	3,550.82	3,682.36	3,818.78

(나) 산지하천 유역 홍수유출해석 사용자시스템 구축

4차년도 연구에서 개발된 홍수량 산정 프로그램을 실제 사용자가 편리하게 사용하고, 결과를 도출할 수 있도록 크게 3가지 부분에서 프로그램 개선 및 보완을 실시하였다. 그리고 최종적으로 MATLAB이 없는 곳에서도 프로그램을 구동 및 사용할 수 있도록 컴파일 과정을 거쳐 *.exe 파일을 구성하여 사용자시스템을 구축하였다.

① 기존 홍수량 산정 프로그램 개선사항

㉮ 메뉴바 생성 - 입력, 저장, 매뉴얼, 종료

사용자들이 프로그램을 사용함에 있어 좀 더 다양한 작업들을 편리하게 수행하도록 메뉴를 추가하였다.

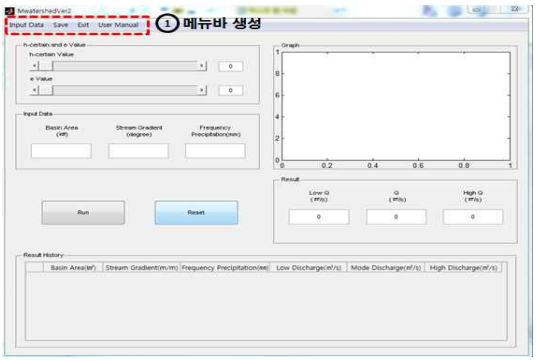
㉯ 입력창 생성 - 기존 액셀 파일 형태를 벗어나 프로그램 내 입력창 구성

기존 4차년도에 개발된 프로그램은 엑셀을 통해 따로 입력변수들을 정해진 틀에 맞게 작성하여 fuzzy regression 과정을 수행하였다. 이는 홍수량을 산정함에 있어 다른 프로

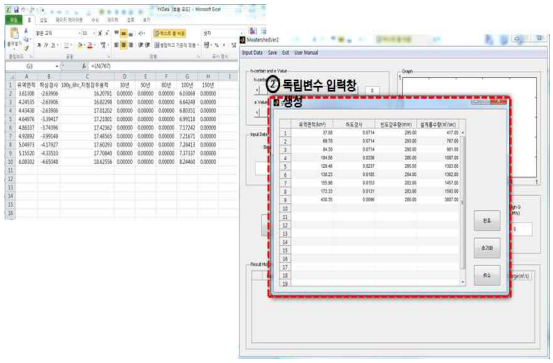
그램을 추가로 사용하는 번거로움이 있다고 판단하여 프로그램 내에서 홍수량 산정에 필요한 입력변수들을 입력할 수 있도록 추가적인 윈도우 창을 구성하였다.

㉰ 히스토리 창 생성 - 홍수유출량 산정 후 결과 값들을 효율적으로 사용

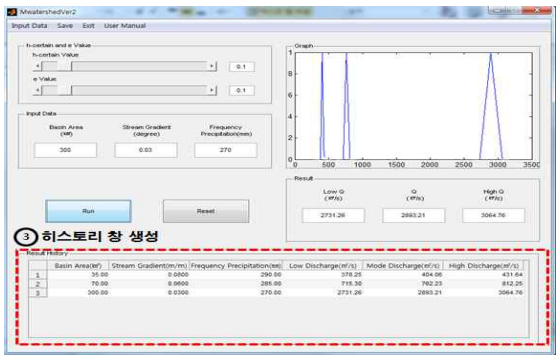
사용자가 홍수량을 산정할 때는 여러번의 산정 과정을 거칠 것이다. 따라서 여러번 수행한 결과를 저장하고, 효율적으로 활용하도록 히스토리 창을 구성하였다.



프로그램 메뉴바 추가



프로그램 독립변수 입력 방법 개선



프로그램 히스토리 창 구성

그림 2.150 홍수량 산정 프로그램 사용자 시스템 구축

② 프로그램 실행 파일 생성

개발된 프로그램이 MATLAB으로 개발되었다고 해서 MATLAB 환경에서만 구동이 된다면 프로그램을 사용함에 있어 상당한 불편함을 갖게 된다. 그리고 MATLAB 언어는 고급 스크립트 언어로서 프로그램을 설치하거나 사용할 때 상당한 무게감이 있다. 따라서 개발된 홍수량 산정 프로그램이 MATLAB이 존재하지 않는 PC에서도 구동할 수 있도록 *.EXE 형태의 실행파일로 구성하였다. 아래 그림은 MATLAB에서 코딩된 M-file을 실행파일로 만드는 과정과 실행파일로 만들어졌을 때 부수적인 파일들도 함께 구성되는데 각 파일에 대한 기능을 나타내고 있다.

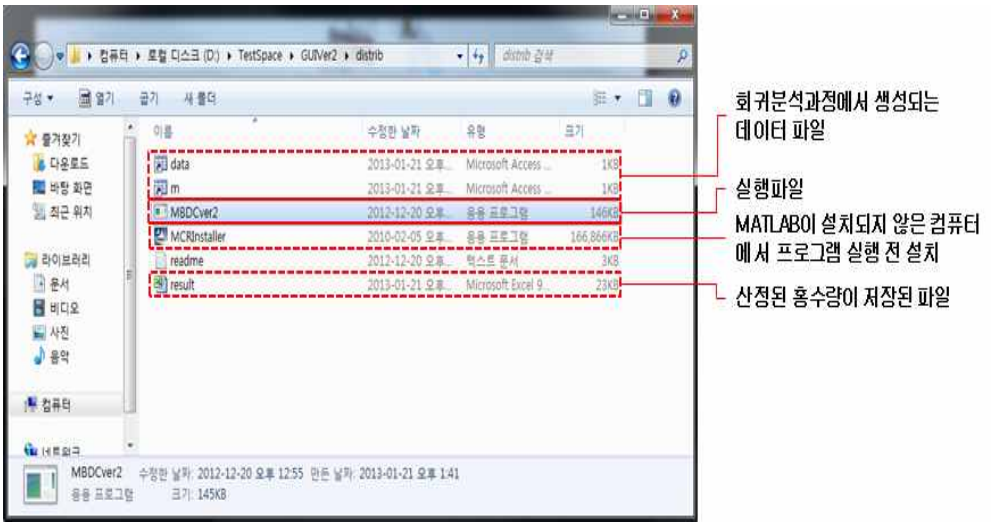


그림 2.151 최종적인 홍수량 산정 프로그램 파일 구성

(다) 산지하천 유역 홍수유출해석 사용자매뉴얼 작성

사용자매뉴얼은 fuzzy 회귀분석기법의 기본이론, 임의 지점 홍수유출량 산정 과정 개략도, 입력자료 구축형태 그리고 프로그램 사용 방법에 대하여 작성하였다. fuzzy 회귀분석에 대한 이론은 전차년도 보고서에 기술되어 있고, 프로그램 구동 과정은 상기 내용에 기술되어 있으므로 홍수유출량 산정 과정 개략도와 입력자료 구축형태를 아래 기술하였다.

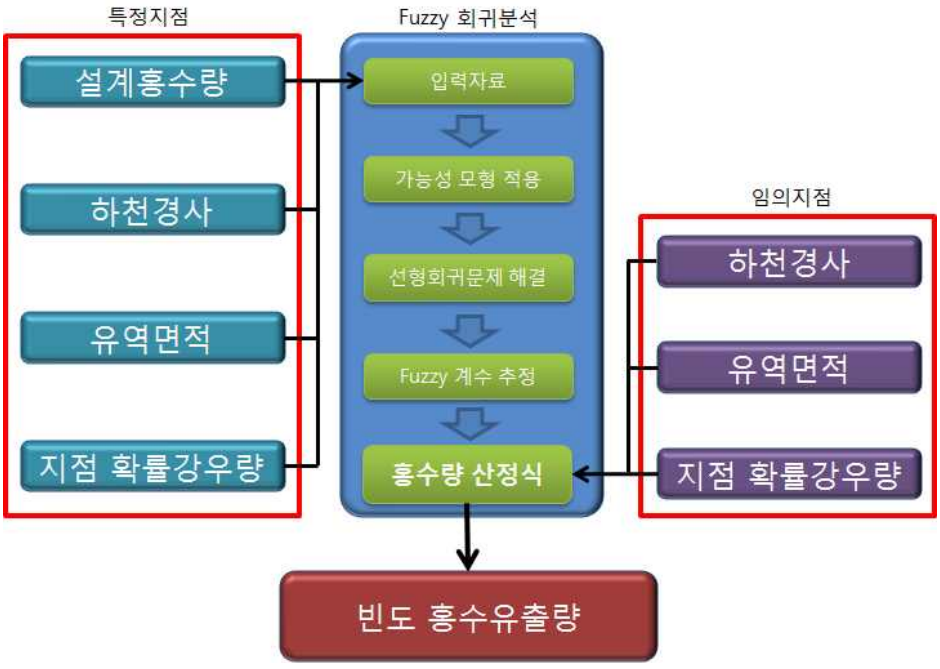


그림 2.152 홍수유출랴 산정 과정 개략도

입력 자료는 종속변수와 독립변수 두 가지로 구분할 수 있다. 홍수량 산정 시 종속변수는 설계홍수량이 될 것이고, 독립변수는 유역면적과 하도경사, 빈도 지점확률강우량이

다. 각각의 변수들은 다음과 같은 형태를 따르도록 한다.

설계홍수량
1. 설계홍수량은 대상유역 내 유역조사나 하천조사 등에 따라 이미 산정된 곳의 값을 사용하도록 한다.
2. 특정 빈도의 홍수유출량을 산정하고 싶을 경우 해당 빈도의 설계홍수량을 입력변수로 한다.

유역면적
1. 유역면적은 입력변수 중 종속변수로 사용될 설계홍수량이 산정된 곳의 유역면적을 사용하도록 한다.
2. 단위는 반드시 ㎢을 따른다.

하도경사
1. 하도경사는 입력변수 중 종속변수로 사용될 설계홍수량이 산정된 곳의 유역면적을 사용하도록 한다.
2. 하도경사는 도달시간에 미치는 영향이 매우 큰 인자이므로 정확하게 산정되어야 한다.
3. 하도경사는 구간별 경사를 고려하는 등가경사(equivalent slope)를 사용한다.

빈도 지점확률강우량
1. 빈도 지점확률강우량은 프로그램 연산과정에서 유역면적과 곱하여 용적의 단위로 변환된다.
2. 반드시 면적개념의 강우량이 아닌 지점의 강우량을 사용한다.
3. 특정 빈도의 홍수유출량을 산정하고 싶을 경우 해당 빈도의 지점확률강우량을 사용한다.
4. 단위는 반드시 ㎜를 따른다.

다. 산지하천 흐름 해석 및 하상변동 예측 모형 개발

(1) 산지하천 유사량 산정공식

(가) 산지하천 소류사 측정 기술개발

① 소류사측정기 개발 목적 및 제원

산지하천에서는 직경이 7cm 이상이 소류사의 이동이 많은 것으로 조사되었다. 하천의 소류사량 측정에 많이 사용되고 있는 기존 BL-84 소류사채취기는 입구부 사이즈가 76mm×76mm이며 주로 충적하천(대하천, 소하천)을 대상으로 개발된 것이다. 이는 홍수 시 유속이 빠른 산지하천에서 하상재료의 입경범위가 매우 크고 소류사의 입경이 크기 때문에 소류사의 입경분포를 정확하게 파악하기 어렵다. 특히, 홍수 시 기존의 소류사측정기(Helly smith BL-84 샘플러)를 사용할 경우 빠른 유속과 입경이 큰 소류사로 인해서 채집기 후미에 장착되어 있는 채집망이 파손될 가능성이 크며, 이로 인하여 채집한 소류사를 유실하는 경우도 발생하였다. 따라서 산지하천의 조건에 맞는 소류사측정기를 개발하는 것은 중요하다. 본 연구에서 개발된 소류사측정기는 그림 2.153과 같이 입구부 크기가 40(cm)×30(cm)로 기존의 소류사측정기에 비해 4~5배정도 크기가 커졌기 때문에 하상재로 입경이 다양한 산지하천의 소류사 측정에 유리하다.

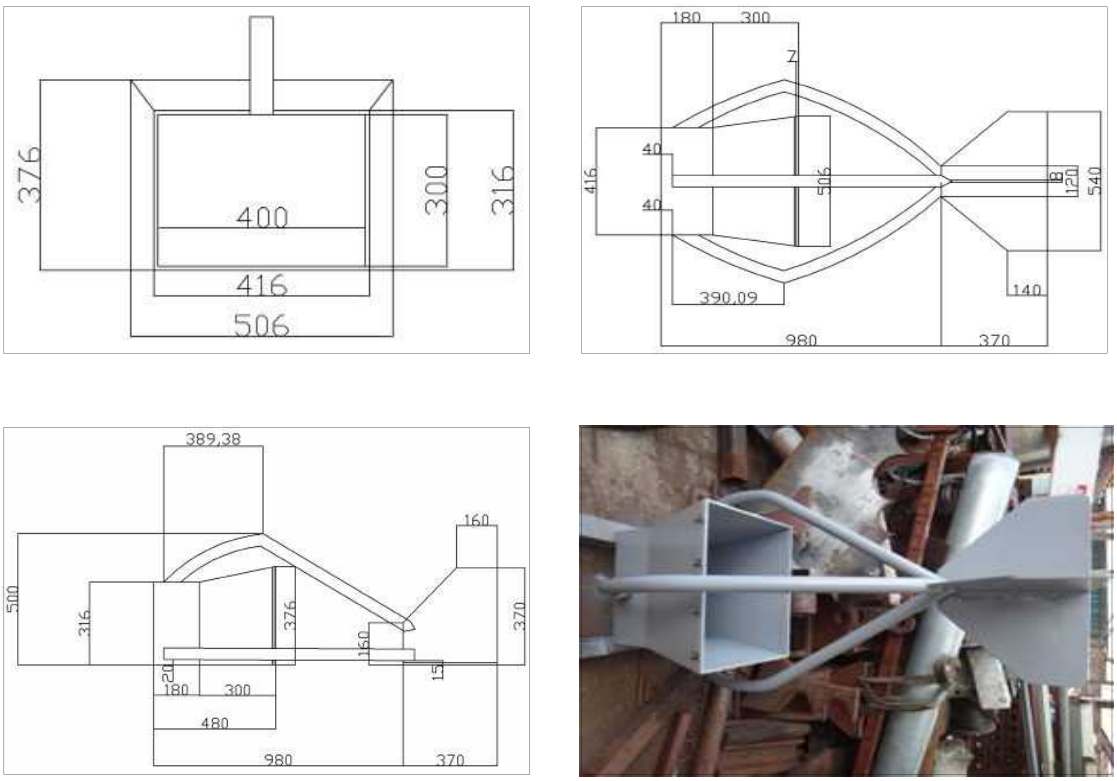


그림 2.153 소류사측정기 설계도 및 신규제작 소류사측정기

② 개발한 소류사측정기의 시험적용 및 개선

2010년도에 최초로 제작한 소류사측정기를 2011년 6월 25일~27일(태풍 메아리) 양양남대천 시험유역의 지남교와 용탄교에서 사용하였다. 이때에는 소류사측정기가 구조적 결함으로 인하여 빠른 유속의 하상에 가라앉지 않았기 때문에 소류사를 측정을 할 수가 없어서 기존에 사용하던 Helly Smith BL-84 샘플러를 이용하였다. 소류사 측정기의 결함을 분석하여 그림 2.153과 같이 개선하였다.



그림 2.154 양양남대천 시험유역(지남교) 소류사측정기 현장적용

(나) 유사량 조사

유사량은 그림 2.155, 표 2.43~표 2.45와 같이 양양남대천과 속사천에서 조사되었다. 양양남대천의 지남교 지점에서는 2009년 7월 12일에 1회, 2011년 6월 26~27일에 5회, 2012년 7월 6일에 6회, 2012년 9월 17일~18일에는 지남교 지점에서 8회, 용탄교 지점에서 2회 측정하였고, 속사천 시험유역에서는 2012년 7월 15일에 5회, 2012년8월30일에 4회 측정하였다. 2008년도에는 소류사의 입경을 파악하기 위하여 지남교 상류와 하류지점 하상에 40cm×40cm×40cm의 소류사 채집상자를 6개지점에 설치하고 주요 홍수시 소류사 특성을 조사하였다. 부유사는 소류사와 동일한 지점 및 시간대에 측정함으로써 총유사량 산정공식개발에 사용할 수 있도록 하였으며, 그 외에도 양양남대천 시험유역 각 수위관측지점에서 부유사를 측정하였는데 2009년도에는 지남교, 원일전1교, 놀골교에서 총9회 측정되었다.



그림 2.155 소류사 및 부유사 조사지점 (좌: 양양남대천, 우: 속사천)

표 2.43-1 소류사 측정자료(2009, 2011, 2012)

하천	위치	측점	하상고 (EL.m)	측정시간			수위 (m)	수면폭 (m)	수온 (°C)	번호
				시작	종료	Δt (sec)				
양양남대천	지남교	3	131.60	2009-07-12 21:40	2009-07-12 21:43	180	2.11	43.8	13.53	1
		3	131.97	2011-06-26 19:42	2011-06-26 19:44	120	1.87	43.0	13.72	2
		5	131.86	2011-06-26 19:59	2011-06-26 20:01	120	1.69	42.6	14.75	3
		5	131.86	2011-06-27 00:49	2011-06-27 00:51	120	1.49	42.2	14.88	4
		3	131.97	2011-06-27 01:18	2011-06-27 01:20	120	1.33	41.5	14.95	5
		1	132.71	2011-06-27 01:41	2011-06-27 01:43	120	1.35	41.6	14.56	6
		5	131.86	2012-07-06 22:03	2012-07-06 22:05	120	1.17	42.5	15.99	7
		5	131.86	2012-07-06 22:10	2012-07-06 22:12	120	1.15	42.5	15.98	8
		3	131.97	2012-07-06 22:46	2012-07-06 22:48	120	1.14	42.5	15.89	9
		3	131.97	2012-07-06 22:59	2012-07-06 23:01	120	1.13	42.5	15.87	10
		2	132.32	2012-07-06 23:20	2012-07-06 23:22	120	1.13	42.5	15.84	11
		2	132.32	2012-07-06 23:32	2012-07-06 23:34	120	1.12	42.4	15.82	12
		4	131.89	2012-09-17 23:33	2012-09-17 23:35	120	1.87	43.8	14.56	13
		4	131.89	2012-09-17 23:45	2012-09-17 23:47	120	1.81	43.8	14.55	14
		2	132.32	2012-09-18 00:14	2012-09-18 00:16	120	1.80	43.8	14.52	15
		2	132.32	2012-09-18 00:22	2012-09-18 00:24	120	1.78	43.7	14.52	16
		3	131.97	2012-09-18 00:36	2012-09-18 00:38	120	1.76	43.7	14.50	17
		3	131.97	2012-09-18 00:44	2012-09-18 00:46	120	1.78	43.7	14.50	18
		5	131.86	2012-09-18 04:55	2012-09-18 04:57	120	1.47	43.1	14.49	19
		5	131.86	2012-09-18 05:04	2012-09-18 05:06	120	1.48	43.1	14.49	20
	용탄교	1	127.09	2011-06-26 22:02	2011-06-26 22:04	120	1.86	67.4	14.65	21
		3	128.02	2011-06-26 22:44	2011-06-26 22:46	120	1.85	67.4	14.67	22
속사천	이목정교	1	599.15	2012-07-15 14:59	2012-07-15 15:01	120	2.41	31.3	16.60	23
		1	599.15	2012-07-15 15:10	2012-07-15 15:12	120	2.40	31.3	16.90	24
		1	599.15	2012-07-15 15:21	2012-07-15 15:23	120	2.41	31.3	16.90	25
		2	599.53	2012-07-15 15:38	2012-07-15 15:40	120	2.40	31.3	17.00	26
		2	599.53	2012-07-15 15:47	2012-07-15 15:49	120	2.41	31.3	16.80	27
		1	599.15	2012-08-30 19:03	2012-08-30 19:05	120	2.27	31.1	16.70	28
		1	599.15	2012-08-30 19:21	2012-08-30 19:23	120	2.27	31.1	16.70	29
		2	599.53	2012-08-30 19:49	2012-08-30 19:51	120	2.27	31.1	16.70	30
		2	599.53	2012-08-30 19:59	2012-08-30 20:01	120	2.27	31.1	16.60	31

표 2.43-2 소류사량 측정자료(2009, 2011, 2012)

위치	번호	수심 (m)	평균유속 (m/s)	수면경사	유량 (m3/s/m)	소류사량 (g/s/m)	소류사 평균입경 (mm)
지남교	1	2.54	3.87	0.00511	9.82	189.05	55.5
	2	1.93	3.01	0.00495	5.82	57.26	8.8
	3	1.86	3.87	0.00496	7.21	292.21	24.0
	4	1.66	3.27	0.00444	5.44	24.83	4.1
	5	1.39	2.22	0.00435	3.09	4.08	1.5
	6	0.67	1.19	0.00436	0.79	1.09	1.5
	7	1.34	2.28	0.00726	3.06	130.08	15.9
	8	1.32	2.28	0.00735	3.01	3.39	4.3
	9	1.20	2.17	0.00732	2.60	1.42	2.0
	10	1.19	2.17	0.00737	2.59	5.37	10.3
	11	0.84	1.40	0.00751	1.17	0.29	2.6
	12	0.83	1.40	0.00738	1.16	0.87	1.3
	13	2.02	3.12	0.01018	6.29	366.44	47.8
	14	1.95	3.12	0.01016	6.09	687.06	77.2
	15	1.51	3.12	0.01011	4.70	1,129.56	65.4
	16	1.49	3.12	0.01012	4.65	531.50	88.9
	17	1.82	3.09	0.01005	5.62	16.06	1.1
	18	1.84	3.09	0.01014	5.68	1.44	0.3
	19	1.64	3.47	0.00964	5.69	22.67	9.8
	20	1.65	3.47	0.00962	5.74	3.56	0.3
용탄교	21	1.86	2.09	0.00700	3.88	8.36	0.7
	22	0.92	2.00	0.00699	1.85	1.15	2.9
이목정교	23	1.83	3.03	0.00814	5.54	124.14	1.85
	24	1.82	3.03	0.00814	5.51	156.78	3.26
	25	1.83	3.03	0.00814	5.54	149.93	3.38
	26	1.44	2.87	0.00814	4.13	158.51	3.24
	27	1.45	2.87	0.00814	4.16	164.76	3.17
	28	1.69	2.32	0.00914	3.92	2.67	0.90
	29	1.69	2.32	0.00914	3.92	1.33	0.78
	30	1.31	2.37	0.00914	3.10	14.78	1.20
	31	1.31	2.37	0.00914	3.10	6.06	1.02

표 2.44 입경별 소류사량 측정자료(2009, 2011, 2012)

번호	소류사량 (g)	입경별 소류사량 (g)														
		150.0	100.0	80.0	50.8	38.1	25.4	19.1	9.5	4.75	2.0	0.85	0.425	0.25	0.15	0.075
1	2,586.2		615.07	253.39	344.69	936.11	241.95	107.37	29.25	0.51	1.63	20.0	21.67	12.11	1.37	1.05
2	522.3						22	179.18	39.3	9.56	48.28	143.01	52.87	25.5	1.61	0.94
3	2,664.9				160.0	988.94	286.0	302.0	420.0	151.85	159.19	80.0	96.19	18.28	1.73	0.76
4	226.4								65.55	24.02	78.37	20.78	33.94	3.07	0.38	0.3
5	37.2								2.05	2.02	7.63	15.08	5.5	4.62	0.26	0.07
6	9.9								0.62	0.54	1.76	3.84	1.44	1.54	0.12	0.05
7	2,341.5					256.2	633.57	318.43	906.4	186.6	23.0	12.3	4.9	0.03	0.06	0.01
8	61.1								5.3	40.9	7.9	4.4	2.5	0.067	0.003	0.03
9	25.5									6.1	7.4	6.9	3.95	0.5	0.62	0.03
10	96.6							39.6	16.2	10.7	10.2	12.0	6.8	0.5	0.2	0.4
11	5.2									2.1	1.2	1.1	0.7	0.07	0.02	0.01
12	15.6										7.4	4.1	2.8	0.55	0.33	0.42
13	6,596.0				6,000.0	356.0	61.908	32.092	30.0	3.0	2.0	22.0	57.0	12.2	9.9	9.9
14	12,367.0	2,008.0	5,104.0	864.72	1,379.3	110.0	736.76	388.23	393.0	113.0	161.0	976.0	108.0	8.4	6.4	10.2
15	20,332.0	3,419.0	4,245.0	2,502.0	3,732.0	49.75	2,317.9	1,241.4	793.0	454.0	353.0	984.0	189.0	21.5	10.2	20.3
16	9,567.0	2,566.0	3,510.0	812.24	1,234.8	61.57	330.1	180.33	52.0	5.0	38.0	625.0	123.0	12.7	6.7	9.6
17	289.0								9.0	14.0	20.0	86.0	124.0	35.5	0.23	0.27
18	408.0							164.0	64.0	29.0	32.0	39.0	52.0	12.1	6.53	9.37
19	26.0											2.0	11.0	5.7	3.01	4.29
20	64.0									4.0	3.0	7.0	25.0	10.5	6.1	8.4
21	76.3								0.78	1.15	8.84	34.08	12.62	16.63	1.55	0.63
22	10.5								1.83	1.17	2.83	2.4	0.8	1.32	0.04	0.03
23	2,234.5									533.9	504.5	484.7	393.3	130.4	82.7	105
24	2,822.1								532.1	534.8	493.0	499.5	420.0	145.1	84.7	112.9
25	2,698.7								533.5	535.4	476.0	448.2	389.3	132.8	81	102.5
26	2,853.2								534.4	532.2	517.8	508.5	422.8	143.5	82.7	111.3
27	2,965.6								536.3	537.7	548.2	548.5	445.4	147.8	94.9	106.8
28	48.0										10.0	22.0	10.0	2.4	1.5	2.1
29	24.0										4.0	9.0	7.0	1.7	1.0	1.3
30	266.0										102.0	116.0	37.0	4.6	2.7	3.7
31	109.0										30.0	48.0	23.0	3.4	1.9	2.7

표 2.45 부유사량 측정자료(2009, 2011, 2012)

하천	위치	측점	하상고 (m)	측정시각			유사농도 (g/L)	수위 (m)	수심 (m)	평균 유속 (m/s)	수면폭 (m)	수면 경사	수온 (°C)	유량 (m2/s)	부유사량 (g/m/s)
				시작	종료	Δt (sec)									
양양남대천	지남교	3	131.60	2009-07-12 21:27:00	2009-07-12 21:33:00	14	0.0043	2.11	2.54	3.87	43.787	0.00539	13.50	9.83	42.27
		3	131.97	2011-06-26 15:26:40	2011-06-26 15:27:50	70	0.0122	2.07	2.13	3.57	43.382	0.00535	14.08	7.60	92.77
		5	131.86	2011-06-26 15:37:10	2011-06-26 15:38:10	60	0.0183	2.07	2.24	4.35	43.382	0.00535	14.08	9.76	178.63
		2	132.32	2011-06-26 15:53:43	2011-06-26 15:54:33	50	0.0013	2.05	1.76	2.00	43.244	0.00532	14.07	3.52	4.58
		5	131.86	2011-06-26 16:55:05	2011-06-26 16:56:05	60	0.0074	1.93	2.10	4.20	43.126	0.00520	14.07	8.84	65.39
		3	131.97	2011-06-26 17:04:15	2011-06-26 17:05:25	70	0.0177	1.90	1.96	3.33	43.067	0.00517	14.10	6.53	115.52
		2	132.32	2011-06-26 17:14:45	2011-06-26 17:15:35	50	0.0013	1.90	1.61	1.82	43.067	0.00517	14.11	2.93	3.93
		5	131.86	2011-06-26 20:29:15	2011-06-26 20:30:30	75	0.0035	1.70	1.87	3.80	42.653	0.00497	14.18	7.12	24.92
		5	131.86	2011-06-26 20:36:10	2011-06-26 20:37:10	60	0.0036	1.72	1.89	3.79	42.673	0.00499	14.32	7.18	25.84
		3	131.97	2011-06-26 20:49:40	2011-06-26 20:50:34	54	0.0024	1.54	1.60	2.86	42.357	0.00498	14.56	4.58	10.98
		3	131.97	2011-06-26 20:55:56	2011-06-26 20:56:55	59	0.0025	1.54	1.60	2.86	42.357	0.00498	14.66	4.58	11.44
		3	131.97	2011-06-26 21:07:40	2011-06-26 21:08:25	45	0.0024	1.70	1.76	2.84	42.653	0.00497	15.04	5.00	12.00
		2	132.32	2011-06-26 21:11:25	2011-06-26 21:12:10	45	0.0019	1.70	1.41	1.55	42.653	0.00497	15.09	2.19	4.15
		5	131.86	2011-06-27 1:00:50	2011-06-27 1:01:25	35	0.0014	1.49	1.66	3.28	42.243	0.00442	14.83	5.46	7.64
		5	131.86	2011-06-27 1:05:10	2011-06-27 1:05:35	25	0.0025	1.47	1.64	3.27	41.860	0.00440	14.83	5.38	13.44
		3	131.97	2011-06-27 1:28:20	2011-06-27 1:28:50	30	0.0019	1.35	1.41	2.23	41.604	0.00435	14.89	3.14	5.97
		3	131.97	2011-06-27 1:32:15	2011-06-27 1:32:55	40	0.0016	1.35	1.41	2.22	41.604	0.00435	14.91	3.13	5.01

		2	132.32	2011-06-27 1:41:03	2011-06-27 1:41:30	27	0.0016	1.35	1.06	1.20	41.205	0.00436	14.95	1.27	2.04
		5	131.86	2012-07-07 0:20:00	2012-07-07 0:21:00	60	0.0041	1.09	1.26	2.28	42.377	0.00743	15.77	2.87	11.77
		5	131.86	2012-07-07 0:30:00	2012-07-07 0:31:00	60	0.0043	1.07	1.25	2.28	42.314	0.00746	15.75	2.84	12.23
		3	131.97	2012-07-07 0:44:00	2012-07-07 0:45:00	60	0.0050	1.05	1.11	2.17	42.035	0.00750	15.74	2.40	12.02
		3	131.97	2012-07-07 0:49:00	2012-07-07 0:50:00	60	0.0020	1.06	1.12	2.17	42.174	0.00750	15.73	2.43	4.86
		2	132.32	2012-07-07 0:57:00	2012-07-07 0:58:00	60	0.0071	1.07	0.78	1.40	42.314	0.00750	15.73	1.09	7.72
		2	132.32	2012-07-07 1:04:00	2012-07-07 1:05:00	60	0.0056	1.07	0.78	1.40	42.314	0.00749	15.73	1.09	6.09
		2	132.32	2012-09-18 0:30:00	2012-09-18 0:30:50	50	0.0218	1.78	1.49	3.12	43.736	0.01016	14.51	4.64	101.07
		3	131.97	2012-09-18 0:51:00	2012-09-18 0:51:55	55	0.0529	1.78	1.84	3.09	43.736	0.00994	14.49	5.68	300.44
		5	131.86	2012-09-18 5:11:00	2012-09-18 5:11:50	50	0.0556	1.48	1.65	3.47	43.146	0.00967	14.49	5.74	318.92
	용탄교	1	127.09	2011-06-26 22:17:05	2011-06-26 22:17:35	30	0.0018	1.86	1.94	2.09	67.378	0.00699	15.48	4.06	7.310
		1	127.09	2011-06-26 22:22:50	2011-06-26 22:23:23	33	0.0014	1.85	1.93	2.07	67.377	0.00699	15.26	4.00	5.602
		3	128.02	2011-06-26 22:34:40	2011-06-26 22:35:20	40	0.0011	1.85	1.00	1.98	67.377	0.00699	14.89	1.98	2.178
		3	128.02	2011-06-26 22:38:50	2011-06-26 22:39:30	40	0.0015	1.84	0.99	1.92	67.375	0.00699	14.82	1.90	2.851
속사천	이목정교	1	599.15	2012-07-15 16:07	2012-07-15 16:08	90	0.0094	2.39	1.81	3.03	31.282	0.00971	16.80	5.47	51.438
		1	599.15	2012-07-15 16:17	2012-07-15 16:18	90	0.0169	2.38	1.80	3.03	31.282	0.00971	16.80	5.44	91.968
		2	599.53	2012-07-15 16:28	2012-07-15 16:29	90	0.0184	2.37	1.41	2.87	31.282	0.00971	16.80	4.04	74.248
		2	599.53	2012-07-15 16:36	2012-07-15 16:37	90	0.0145	2.37	1.41	2.87	31.282	0.00971	16.80	4.04	58.511
		1	599.15	2012-08-30 19:01	2012-08-30 19:02	90	0.0190	2.27	1.69	2.32	31.282	0.00914	16.70	3.91	74.319
		2	599.53	2012-08-30 19:12	2012-08-30 19:13	90	0.0040	2.27	1.31	2.32	31.282	0.00914	16.70	3.03	12.120

(다) 유사량 공식 유도

유사량은 세류사와 하상재료유사로 구분된다. 세류사는 유역에서 발생한 점토나 실트와 같은 미세립자로 되어 있고 하상재료 유사는 하상을 구성하는 재료가 유수에 의하여 이송되는 유사로서 부유수와 소류사로 구분된다. 일반적으로 세류사는 유량과 관계가 없기 때문에 하천의 수리 특성으로부터 구할 수 없으나 하상재료 유사는 유량과 밀접한 관계가 있기 때문에 하천의 수리특성함수로 나타낼 수 있다. 하상에서 부상한 부유사는 난류에 의하여 흐름의 전 영역으로 확산될 수 있다. 부유사는 흐름에 의하여 운반되기 때문에 유수의 평균흐름과 난류와 관계있다. 부유사량 q_{ss}는 부유사농도 c_s와 유량 q의 곱으로 식 (2.66)과 같이 표현된다.

$$q_{ss} = c_s q = c_s h V \tag{2.66}$$

여기서 h는 수심이고 V는 수심평균유속이다. 따라서 대부분의 부유사량 산정공식들은 흐름의 평균유속이나 난류의 특성을 반영하여 부유사의 농도를 표현하는 형태로 되어 있다.

소류사는 하상에서 전동(rolling), 활동(sliding), 약동(saltating)의 형태로 흐름방향을 따라 이동하는 유사이다. 따라서 소류사량은 하상에 작용하는 소류력, 입자의 특성, 하상특성 등의 함수가 된다. 소류사량 산정공식에 대한 최초의 연구는 Du Boys (1879)가 소류사의 이동층과 이동속도를 사용하여 물리모형을 제시한 데서 시작되었다. 소류사의 이동속도는 하상에 작용하는 소류력 τ에 따라 좌우되므로 소류사량 산정공식은 식 (2.67)와 같이 소류력의 함수가 된다.

$$q_b = K\tau(\tau - \tau_c) \tag{2.67}$$

여기서 K는 유사입자의 특성에 관련된 계수이고 τ_c는 하상에 작용하는 한계소류력이다. 이후 소류사량 산정공식은 Einstein (1942, 1950)과 Bagnold (1956)를 축으로 하는 양대 개념으로 발전해왔다. Einstein은 흐름방향으로 전동, 활동, 도약이 일어나는 하상 위의 얇은 층에서 유사입자 이송을 소류사라고 정의하고 그 층의 두께는 입자직경의 약 2배이며 입자의 이동거리는 흐름조건, 유사량, 하상구성재료와 무관하게 입자직경의 약 100배라고 가정하였다. Bagnold는 중력의 영향으로 하상과 연속적으로 접촉하는 유사를 소류사라고 하고 난류 와동의 결과로 부유가 유지되는 유사입자를 부유사하고 하였다. Eintein의 개념으로 보면 하상에서 약동한 유사는 입자가 도약하는 높이와 거리에 따라 부유사 또는 소류사로 분류될 수 있으나 Bagnold의 관점에서 유사입자의 약동은 소류사 이송역학의 핵심 요소이다.

산지하천의 하상재료는 모래에서 큰 호박돌에 이르기까지 입경변화의 폭이 매우 크다. 양양남대천에서 조사한 하상표면 재료의 입도분포를 보면 자갈에서부터

작은 전석으로 되어 있어 입경이 2~512mm의 범위에 있다. 입경이 큰 하상표면 재료는 장갑화 현상과 같이 유속이 어느 한계 이상이 되기까지는 이동하지 않는다. 그러나 유속이 증가하면 입경이 작은 하상표면 재료부터 이동하기 시작하여 입경이 큰 재료까지 이동할 수 있다. 크기가 다양한 하상재료들이 서로 밀접하게 맞물려있어 처음에는 이동하기 쉽지 않으나 작은 입자가 빠져나가면 이 입자와 접해있던 보다 큰 입자가 이동할 수 있다. 이와 같은 산지하천 하상표면 재료분포의 특성은 소류사에 영향을 미치며 홍수시 측정한 소류사의 입경이 매우 다양한 점에서도 확인되었다. 하천경사가 급하고 유속이 빠른 산지하천은 유사이송 특성과 하천특성을 소류사가 좌우하기 때문에 소류하천이라고 한다. 국내외의 기존 유사량 산정공식들이 양양남대천과 같은 산지하천의 유사량 산정에 적합하지 못한 원인이 하상표면 재료분포의 특성에 기인한 것으로 생각된다. 본 연구에서는 양양남대천과 속사천에서 측정한 유사량 자료인 표 2.43~45에 기초하여 총유사량, 부유사량, 소류사량으로 구분하여 유사량 산정공식을 개발한다.

표 2.46 양양남대천 하상표면 재료분포

Distance from river mouse (km)	Bed material size distribution (%)				
	Gravel from very fine to coarse (2~32mm)	Very coarse gravel (32~64mm)	Small cobbles (64~128mm)	Large cobbles (128~256mm)	Small boulders (256~512mm)
4	0.3	58.0	30.43	11.27	0
15	1.80	57.38	31.07	9.75	0
17	51.33	6.85	20.97	20.85	0
23	0.1	42.39	48.56	8.95	0
29	0.01	23.58	26.03	35.93	14.45
35	2.89	37.34	25.3	18.47	16.0
37	38.41	2.17	16.9	23.75	18.77
39	0.1	34.21	32.26	27.78	5.65
41	13.61	7.93	6.85	42.98	28.63
43	5.87	7.77	17.36	30.28	38.72
45	20.98	17.25	22.16	23.18	16.43
45.2	10.68	3.67	9.53	17.32	58.80

(3) 산지하천 1차원 하상변동 예측모형

산지하천 하상변동 1차원 모형의 개발을 위해서는 흐름 및 유사의 지배방정식, 수치기법 결정 등의 사항이 선행되어야 하며, 개발된 모형은 실측Data와 비교·검토를 통해 성능을 검증할 필요가 있다.

본 연구에서는 1~4차년도까지 흐름 및 유사의 지배방정식을 결정하고 그에 따른 수치기법을 선정한 후 모형을 완성하였으며, 완성된 모형의 성능을 검증하기 위해 가상의 Data 및 실측 Data를 이용하여 금증을 수행하였으며, 부족한 사항을 보완하는 과정을 거쳐 모형을 개선하였다.

5차년도에는 업그레이드 된 모형의 성능을 검증하였으며, 검증결과가 우수하다고 판단되어 사용자편의를 위한 GUI 구현까지 완료한 상태이다. 아래의 그림에 연구수행과정을 도시하였다.

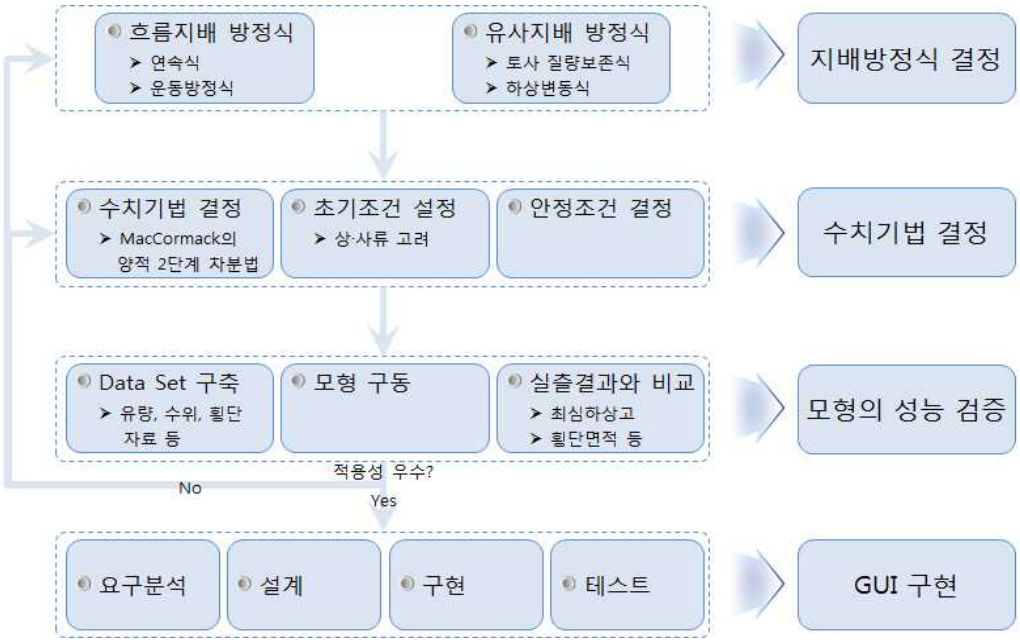


그림 2.156 연구수행과정

(가) 개발 배경

하상변동 모형은 정적모형과 동적모형으로 구분할 수 있다. 현재 주로 이용하고 있는 동적모형은 다시 1차원 모형, 2차원 모형, 3차원 모형으로 나눌 수 있으며, 현재까지 꾸준한 연구진행으로 다양한 모형이 개발되었으나, 우리나라에서는 대부분의 경우 1차원 해석모형인 HEC-6 모형을 이용하고 있다. 2차원모형인 RAMS는 완경사 충적하천을 대상으로 우리나라에서 개발되었다. 그러나 우리나라 하천의

약 63%가 산지를 포함한 하천으로 하상경사가 급하여 상·사류의 혼재 발생이 빈번하고 보 및 낙차공에 의한 단락 발생부가 많은 특징을 갖고 있어 외국의 모형을 그대로 적용하기에는 무리가 있다. 따라서 우리나라의 하천특성에 맞게 상·사류 혼재, 단락 발생, 다중퇴적층에 대한 모의가 가능한 모형의 개발이 필요하다.

표 2.47 하상변동모형의 종류

구분	종류	산정방법	비고
정적모형	1차원	Aki, Monobe, Kuno	주로 Kuno 이용
동적모형	1차원	HEC-6, STARS, GSTARS, ILLUVIAL, CHARIMA, UUGRR, MOBED, FLUVIAL, 3STD1	주로 HEC-6 이용
	2차원	TABS2, RESSED, TWODSR, SEDIMENT-4H, CCHE2D, DELFT-2D, USTARS, MIKE21, RAMS	
	3차원	RMA10, CH3D-SED, SSIM, MIKE3, FAST3D, DELFT3D, TELEMAC3D	

(나) 산지하천 1차원 하상변동모형 개발

하상변동에 직접 관계하는 토사의 이동은 흐름에 의한 것으로 흐름과 하상변동은 상호 의존성을 갖고 있다. 따라서 하상변동 계산의 기초식은 흐름에 관한 기초식과 하상변동의 기초식을 동시에 계산할 필요가 있다. 하지만, 중·소규모 하상변동 이상의 하상변동을 대상으로 하는 경우, 하상변동의 변화 속도가 흐름의 시간적 변화에 비해 매우 완만하여 흐름 해석에서는 통상 정상류 상태를 가정하여 유사에 관한 식과는 분리하여 계산하는 방식을 이용하였다. 따라서 일반적인 하상변동 해석의 기초식은 흐름의 운동방정식과 연속식, 유사의 유사량식과 유사의 연속식이며 계산절차는 아래와 같다.

① 흐름의 운동방정식과 연속식에 의한 흐름 계산

② 유사량식에 의한 유사량 계산

③ 유사의 운동량방정식에 의한 하상변동의 계산

본 연구에서는 임의의 시간간격에 대해 ①~③의 계산을 반복하여 하상고의 시간적 변화를 예측하는 형태로 모형을 개발하였으며, 이때 이용한 지배방정식 및 수치기법은 아래에 기술하였다.

(다) 산지하천 1차원 하상변동 모형 지배방정식

① 흐름의 기초식(연속식, 운동량방정식)

$$\frac{\partial A}{\partial t}+\frac{\partial Q}{\partial x}=q_t \tag{2.68}$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t}+\frac{\partial}{\partial x}\left(\frac{Q^2}{A}\right)=-gA\frac{\partial z}{\partial x}-gAI_e+\frac{\partial}{\partial x}(A\sigma_{xx}) \tag{2.69}$$

여기서, t는 시간, x는 종방향 좌표, A는 유수단면적, Q는 주하도의 유출량, q_t는 지류의 유출량, g는 중력, r은 물의 밀도, z는 수위, I_e는 에너지경사

② 유사량 공식

유사량 공식은 한계소류력에 미치는 영향을 고려할 수 있도록 구성되어 있는 Toda의 유사량 공식을 우선적으로 적용하기로 하며, 국내의 유사량 공식이 개발될 경우 대체하여 사용하기로 한다.

$$Q_{bk}=B_w 17\sqrt{sgd_k^3}\,\tau_{*e}^{3/2}\left(1-\sqrt{K_c\frac{\tau_{*ck}}{\tau_{*k}}}\right)f_{bk}r_b \tag{2.70}$$

여기서 B_w는 횡단면에서의 하천폭, s는 물에 포함된 침전물의 단위중량, τ_{*k}는 침전물의 크기등급 k의 무차원 전단응력,τ_{*ck}는 침전물 크기 등급 k의 무차원 임계 전단응력

③ 하상변동 기초식

입자의 크기분포는 다중층 유사이송모델을 사용함으로써 산정할 수 있다. 1차원 모델을 위해 방정식이 수정되며, 수정된 방정식은 아래와 같다.

$$B_w\frac{\partial c_b E_b F_{bk}}{\partial t}+B_w(1-\lambda)F_{bk}\frac{\partial z_b}{\partial t}+\frac{\partial Q_{bk}}{\partial x}+B_w W_k(c_{cbek}-c_{sbk})=0$$

$$\begin{cases} F_{bk}=f_{dmk},\ \partial z_b/\partial t\le 0, E_{sd}\ge E_{be} \\ F_{bk}=f_c,\ \partial z_b/\partial t\le 0, E_{sd}\le E_{be} \\ F_{bk}=f_{bk},\ \partial z_b/\partial t\ge 0 \end{cases} \tag{2.71}$$

$$\frac{\partial}{\partial t}\left(\frac{E_{dm}f_{dmk}}{J}\right)-F_{dk}\frac{\partial}{\partial t}\left(\frac{E_{dm}}{J}\right)=0 \qquad \begin{cases} F_{dk}=f_{dmk},\ \partial z_b/\partial t\le 0 \\ F_{dk}=f_{bk},\ \partial z_b/\partial t\ge 0 \end{cases} \tag{2.72}$$

위 공식에서 f_{bk}는 침수지역 소류사층의 크기 등급 K에 의한 소류사의 농도, f_c는 침수지역 점성유사층의 크기 등급 k에 의한 유사농도, f_{dmk}는 침수지역 m번째 하상층의 크기 등급 K에 의한 유사농도, c_b는 소류사농도의 평균깊이, E_{be}는 평형 소류사층 두께

(라) 산지하천 1차원 하상변동 모형 수치기법

최근 상류·사류 혼재 흐름을 보존형식으로 기술된 부정류방정식에 기초하여 수치해석하는 방법이 눈부시게 발전하고 있으며, 또한 하상변동이라는 비정상적인 현상의 계산에서는 본래 흐름도 비정상적인 것으로 취급하는 것이 마땅하다고 할 수 있다. 물론 부정류의 추적에는 대량의 계산노력이 필요하게 되므로 장기예측 등에는 적합하지 않다거나 안정적인 계산을 위해서는 하천단면을 매우 짧게 취해야 하는 등의 몇몇 난점이 있기는 하지만, 취급하는 문제의 종류에 있어서는 표준축차법을 능가하는 이용가치가 있다고 판단되므로 본 연구에서는 그 대표적인 방법인 MacCormack 의 양적 2단계 차분법을 도입하기로 한다. MacCormack식의 보전형식으로 기술된 기초식 및 예측자·수정자 단계 식(2.71～2.72)의 차분식은 다음과 같다.

$$\frac{\partial U}{\partial t}+\frac{\partial E}{\partial x}=C \tag{2.73}$$

$$U_m^p = U_m - \frac{\Delta t}{\Delta x}(E_{m+1}-E_m)+\Delta t\, C_m \tag{2.74}$$

$$U_m^c = \frac{1}{2}(U_m+U_m^p)-\frac{\Delta t}{2\Delta x}(E_m^p - E_{m-1}^p)+\frac{\Delta t}{2}C_m^p \tag{2.75}$$

(3) 만곡수충부 하상변동 예측모형

(가) 만곡부 흐름모의

① KU-RLMS 수치모의 실험

㉮ 수치모형 입력자료 구성

연구대상 지역인 하회지구 인근에 위치한 단면의 번호는 그림 2.157에서 보는 바와 같다. 수치격자는 그림 2.158과 같이 20 × 270 개의 엇갈린 격자(staggered grid)로 구성하였다. 그림의 계산격자망에서 공간격자 간격은 인 격자를 사용하였다. 그림 2.159는 수치모형에서 사용한 지형자료를 도시한 것이다. 정상류 흐름을 계산하기 위한 시간격자간격 는 0.5 s를 사용하였다. 직교곡선격자 발생을 위한 SOR 방법의 완화계수는 0.1을 사용하였다. 물의 밀도는 1,000 kg/m3를 사용하였다. 적용구간의 Manning 계수는 0.035을 사용하였다.

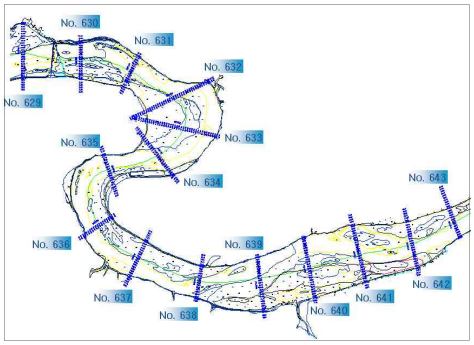


그림 2.157 하회지구 인근 횡단면 위치

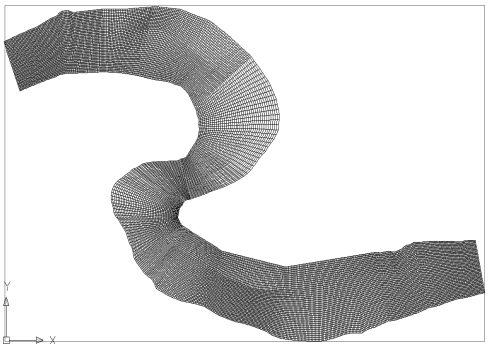


그림 2.158 수치모의 격자

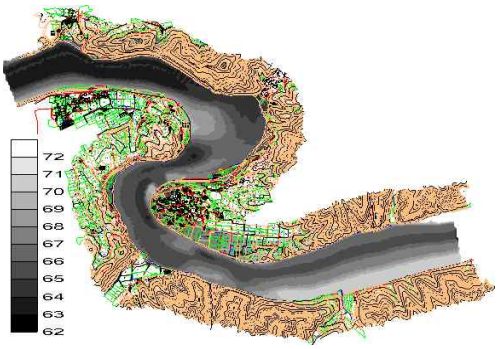


그림 2.159 수지모형의 지형 입력 자료 (단위: EL. m)

㈏ 평면 이차원 흐름 수치 모의

평면 이차원 수치모형을 이용한 흐름모의 조건은 고정상 수리모형실험의 실험조건 표 2.48에 대하여 수행하여 그림 2.159는 표 2.48의 모의조건별 정상류 흐름계산 결과로서 유속장을 도시한 것이다. 수치모형의 적용구간 상류부에서 흐름장이 등분포 유속으로 나타나는 이유는 상류 경계조건의 영향으로 하회마을 상류에 도달하기 이전에 실제 흐름과 유사한 형태로 재현되므로 수치계산에 무리는 없다고 판단된다.

표 2.48 평면 이차원 흐름모의 조건

조건	유량 (m^3/s)	기점(No.629)수위 (El. m)	비고
F-Ⅰ	7,330	70.73	설계홍수량 (2005.12.19)
F-Ⅱ	2,000	67.35	저수로 만제유량 개념 (2005.12.20)

② Navier-Stokes 방정식의 수치모형 검증

실험수로의 수위측정 및 수치실험 자료(Kuipers 와 Vreugdenhil, 1973)를 사용하여 본 연구에서 개발한 흐름모형을 검증하였다. 모형실험 수로는 폭이 1.7 m인 만곡수로로 상류 직선부, 반원형 수로, 하류 직선부로 구성되어 있으며, 수로의 형상은 그림 2.160과 같다. 상류경계에서 유입되는 유량은 0.187 m3/s, 하류경계의 水深은 0.18 m이며, 수로 바닥경사는 없다. 실험수로의 Chézy 계수는 매끄러운 단면의 값인 57 m1/2/s로, c_f 는 0.003에 해당한다.

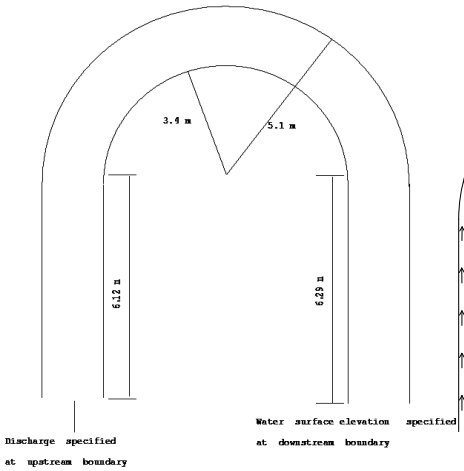


그림 2.160 흐름 검증용 만곡수로

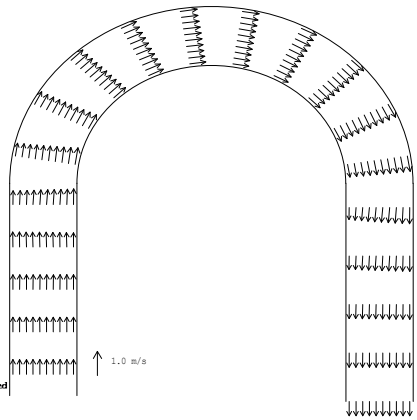


그림 2.161 만곡수로의 속도분포

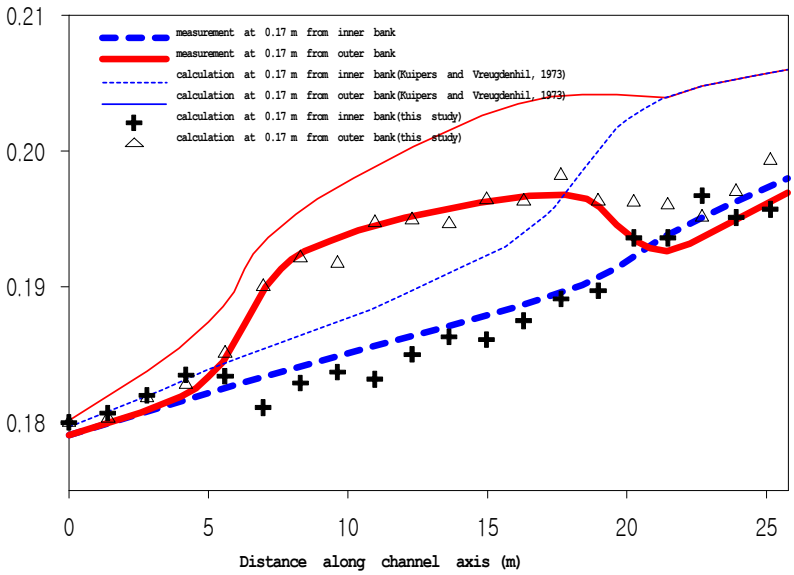


그림 2.162 만곡수로의 흐름양상

그림 2.160은 만곡수로의 좌표계와 좌표변환기법을 사용하여 생성한 직교곡선좌

표계이다. ξ 및 η방향 격자의 개수는 각각 10, 20 개이며, $\Delta\xi$와 $\Delta\eta$는 모두 1을 사용하였다. 완화계수를 1로 하고 257회 반복계산하여 직교곡선격자를 생성하였다. 시간격자간격 $\Delta\tau$는 수치안정조건을 고려하여 0.001 s를 사용하였다. 수치모의 결과로 부터 얻은 유속분포는 그림 2.161과 같다. 계산결과에 따르면 흐름은 만곡부가 시작되는 부분에서는 내측의 유속이 크며, 만곡부의 중간부분에서는 내측과 외측의 유속차가 거의 없고, 만곡부가 끝나는 부분에서는 외측의 유속이 내측보다 다소 커짐을 볼 수 있으며, 이런 현상은 Kuipers 와 Vreugdenhil(1973)의 유속 측정결과와 일치하는 경향을 보이고 있다. 그림 2.162는 실험수로를 따라 수위변화를 실험치와 직사각형 격자를 사용한 Kuipers 와 Vreugdenhil(1973)의 유한차분모형의 수치결과 및 개발한 수치모형(KU-RLMS)의 결과를 비교한 그림이다. 수로 내측의 수위 계산결과는 만곡부에서 실험결과보다 다소 작게 나타나고 있다. 수로 외측에서는 만곡부에서는 관측치와 잘 일치하지만, 수위가 감소하기 시작하는 지점이 관측치보다 상류부에 위치하고 있다. 그림에서 볼 수 있듯이 직사각형 격자를 사용한 유한차분모형보다는 계산결과가 우수함을 확인할 수 있다.

③ 만곡부 문제 적용

㉮ Kuipers와 Vreugdenhil (1973) 의 만곡 수로

그림 2.163는 Kuipers와 Vreugdenhil (1973)의 만곡수로 모의를 위한 격자이다. 총 5,413개의 절점과 1,690개의 사각형 고차 요소를 사용하였다. 그림 2.164는 유속벡터도, 그림 2.165는 정상상태(steady state)에서의 수면형이다. 만곡부에서 바깥쪽의 수위상승, 편수위(super-elevation)가 재현됨을 알 수 있다. 그림 2.166은 본 모델의 결과를 이남주 (1996)의 수치해, Kuipers와 Vreugdenhil (1973)의 실험결과와 수치해를 비교한 것으로서, 대체로 실험결과와 잘 일치하는 것을 확인할 수 있다.

㉯ 낙동강 단호교 부근 흐름에 대한 모의

낙동강 단호교 부근의 만곡부 흐름에 개발된 모형을 적용하였다. 그림 2.167에 보인 바와 같이 수로 바깥쪽의 편수위를 확인할 수 있었다.

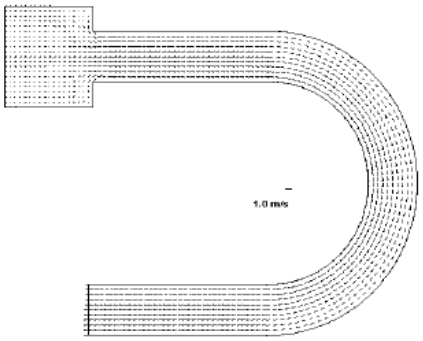


그림 2.163 사용 격자(절점수 5,413, 요소수 1,690)

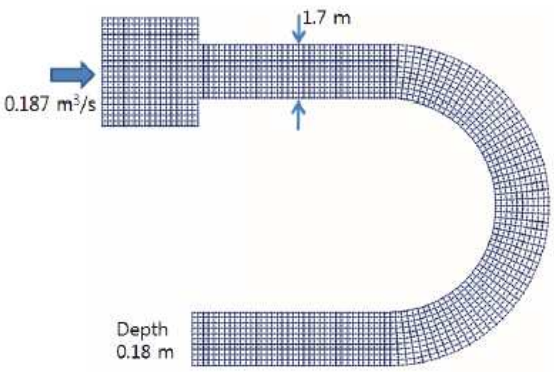


그림 2.164 유속 벡터도

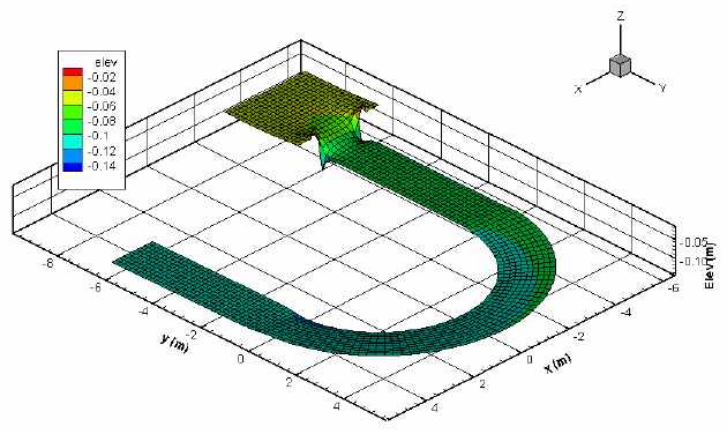


그림 2.165 만곡수로 수면형

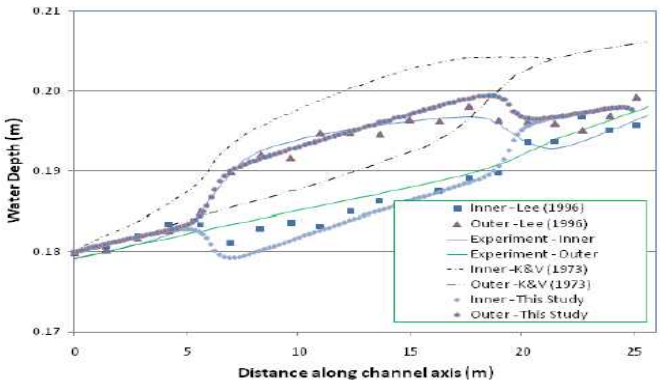


그림 2.166 기존 수치해, 실험결과와 비교

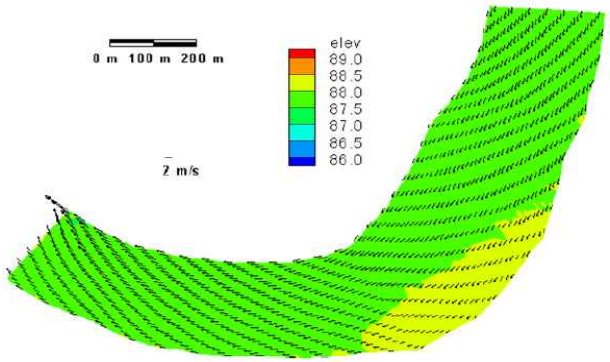


그림 2.167 단호교 부근 흐름

(나) 불연속 갤러킨 기법을 이용한 천이류 흐름모의

① 불연속 갤러킨 기법

불연속 갤러킨 기법에서는 (연속) 유한요소법의 경우와 같이 각각의 개별 요소에 대하여 식 (2.76)에 가중함수(weighting function)를 곱한 후에 요소내에서 적분(integration)이 이루어진다.

$$\frac{\partial \mathbf{U}}{\partial t}+\frac{\partial \mathbf{F}}{\partial x}=\mathbf{S} \tag{2.76}$$

또한 $\mathbf{F}_h$에 부분적분(integration-by-parts)을 통하여 요소 경계에서의 흐름률(flux) 항 $\hat{\mathbf{F}}_h$ 으로 재현될 수 있도록 한다 (Hesthaven 과 Warburton 2007)

$$\begin{aligned}&\frac{d}{dt}\int_{\Omega_e} w_h \mathbf{U}_h d\Omega-\int_{\Omega_e}\frac{dw_h}{dx}\mathbf{F}_h d\Omega\\&+\int_{\partial\Omega_e} w_h \hat{\mathbf{F}}_h d\Gamma=\int_{\Omega_e} w_h \mathbf{S}_h d\Omega\end{aligned} \tag{2.77}$$

$$\mathbf{U}=\begin{cases}\mathbf{U}_L & , \quad x<0\\ \mathbf{U}_R & , \quad x>0\end{cases} \tag{2.78}$$

여기서 w_h는 가중함수 (weighting function)이다. 요소 경계에서 정의되는 흐름률 $\hat{\mathbf{F}}_h$는 풍상(upwind) 기법을 이용하여 산정하며, 적용 경계에서는 불연속성이 허용되므로, 식 (2.78)에서 왼쪽과 오른쪽의 상태를 나타내는 $\mathbf{U}_L$과 $\mathbf{U}_R$이 주어진다면, 국부적인 리만 문제 (local Riemann problem)로서 해를 얻을 수 있게 된다.

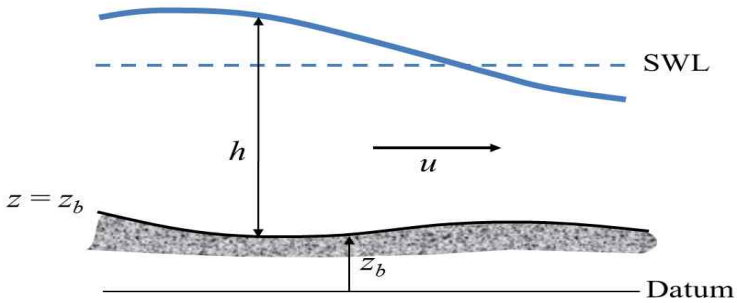


그림 2.168 St. Venant 방정식 (1차원 천수방정식)을
위한 수심(h)과 단면평균 유속(u)의 정의

② 시간 적분 Runge-Kutta 기법

동일한 형태의 가중함수와 형상 함수를 사용하는 표준적인 Galerkin 기법을 적용하여 식 (2.77)을 이산화하면 다음과 같다.

$$\frac{d}{dt}\mathrm{M}\overline{\mathrm{U}}_{\mathrm{h}} = \mathrm{L}_{\mathrm{h}}\left(\overline{\mathrm{U}}_{\mathrm{h}}\right) \tag{2.79}$$

여기서 M은 질량행렬(mass matrix)이며, L_h는 식 (2.77)로부터 구한 공간방향 연산자이다. '¯'는 절점변수 값(nodal value)을 나타낸다. 식 (2.79)의 시간적분에는 다음 2차 Runge-Kutta 기법을 사용하였다.

$$\overline{\mathrm{U}}_{\mathrm{h}}^{1} = \overline{\mathrm{U}}_{\mathrm{h}}^{\mathrm{n}} + \Delta \mathrm{t}\mathrm{M}^{-1}\mathrm{L}_{\mathrm{h}}\left(\overline{\mathrm{U}}_{\mathrm{h}}^{\mathrm{n}}\right) \tag{2.80}$$

$$\overline{\mathrm{U}}_{\mathrm{h}}^{\mathrm{n}+1} = \frac{1}{2}\left(\overline{\mathrm{U}}_{\mathrm{h}}^{1} + \overline{\mathrm{U}}_{\mathrm{h}}^{\mathrm{n}}\right) + \frac{\Delta \mathrm{t}}{2}\mathrm{M}^{-1}\mathrm{L}_{\mathrm{h}}\left(\overline{\mathrm{U}}_{\mathrm{h}}^{1}\right) \tag{2.81}$$

③ 기울기 제한자(slope limiter)의 적용

불연속 갤러킨 기법에서 고차 정확도의 구현에는 수치진동이 불가피 하므로 이를 제한하는 기법이 필요하다. 본 연구에서는 minmod 기울기 제한자(slope limiter)를 사용하였다. 본 연구에서 사용할 MUSCL (Monotone Upstream-Centered Scheme for Conservation Laws) minmod 기울기 제한자에서는 각 요소에서 변수의 값은 요소 중심에서 평균값을 가지며 선형적으로 변화한다고 가정한다.

$$\mathrm{U}_{h,i} = \overline{\mathrm{U}}_{h,i} + (x - x_{0.i}) \operatorname{minmod}\left(\frac{\partial \mathrm{U}_{h,i}}{\partial x}, \frac{\overline{\mathrm{U}}_{h,i+1} - \overline{\mathrm{U}}_{h,i}}{\Delta x}, \frac{\overline{\mathrm{U}}_{h,i} - \overline{\mathrm{U}}_{h,i-1}}{\Delta x} \right) \tag{2.82}$$

여기서 아래첨자 h는 근사해로서 수치해를, i는 1차원 요소 번호이며, $x_{0.i}$는 i 요소의 중심 좌표이다. '¯'는 그 요소에서 평균값을 의미한다. minmod 함수는 다음

과 같이 정의한다.

$$\begin{aligned}&\mathrm{minmod}(a_1,a_2,\ldots,a_m)\\&=\begin{cases}s\min_{1\leqq j\leqq m}|a_j|\ , & |s|=1\\ 0, & \text{otherwise}\end{cases}\end{aligned}\tag{2.83}$$

여기서 $s=\left[\sum_{j=1}^{m}\mathrm{sgn}(a_j)\right]/m$으로 정의하며, s 는 부호함수(signum function)이다. 식 (2.83)의 기울기 제한자는 다소 소산적(dissipative)이나 안정적(stable)인 것으로 알려져 있다.

(다) 레블셋기법을 이용한 조파흐름의 적용

① 레블셋기법 모형에 적용된 흡수층

그림 2.169와 같이 조파 수조의 양 끝에 흡수층(sponge layer)을 설치하여 파랑의 에너지를 흡수하도록 하였다. 여기서 α와 n은 경험 상수이며, $x_s\,(\geqq 0)$는 흡수층의 두께이다.

$$c_s=\alpha\frac{\exp\left[\{x-x_0/x_s\}^n\right]-1}{\exp(1)-1}\tag{2.84}$$



그림 2.169 파랑 흡수층

② 조파

㉮ 선형파 조파 - 2차원

2차원 규칙파의 조파를 위하여 길이 10 m ($-5 \leqq x \leqq 5$), 높이 0.24 m 의 수치조파수조에 절점 65,050, 사각형 요소 63,700 를 사용하여 파랑의 생성과 전파를 모의하였다. 영역의 좌우에 각각 1.5 m의 흡수층을 설치하여 해석해와 잘 일치하는지 결과를 비교해 보았다.

㉯ 선형파 조파 - 3차원

3차원 문제의 경우 2차원 문제와 같은 제원의 수치 조파수조를 사용하였다. 다만

y-방향으로 폭0.1 m를 가정하였다. 계산 시간의 단축을 위하여 그래프 파티셔닝 프로그램인 METIS (Karypis, 2011)를 사용하여 그림 2.170과 같이 전체 격자를 8개 영역으로 분할하고, MPI (MPI Forum, 2012) 라이브러리 루틴을 사용하여 병렬처리를 하였다. 그림 2.171은 t = 2 T 일 때 수면의 형상이며, 심면 ($y = 0$)에서 시간변화에 따른 수면의 형상을 선형파의 이론해와 비교해 보았다.

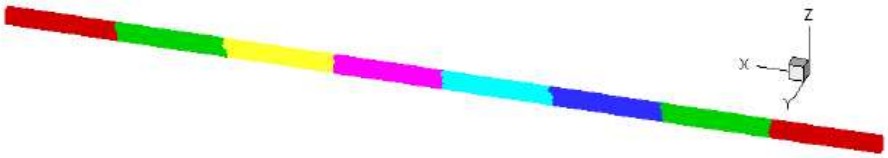


그림 2.170 3차원 선형파 조파 수조의 격자, 육면체 요소수 572,000, 절점수 643,995 (병렬처리를 위한 8개 영역분할)

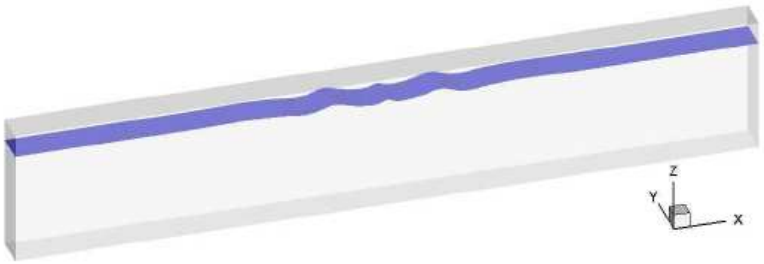


그림 2.171 폭 0.1 m 인 3차원 조파수조에서 조파 (t = 2T)
(시각적 가시화를 위하여 연직방향 스케일을 확대함)

(4) 산지하천 만곡수충부 하상변동 조사

산지하천에서 발생하는 홍수피해 중 만곡수충부의 제방 또는 호안파괴의 주된 원인은 외측으로 편기된 흐름으로 인한 외측제방의 하상세굴이다. 현재 만곡부에서 발생하는 하상변동에 대한 연구는 활발히 진행되고 있지만 실험실 연구에 국한되어 있는 실정이다. 산지하천은 복잡한 지형과 다양한 입경의 하상재료로 이루어져 있기 때문에 현장에서의 하상변동 측정은 매우 중요하다.

영동지역 시험유역 양양남대천의 만곡부가 포함되어있는 지남교 상류에서 용탄교 상류까지 41개 단면으로 기준을 정하였다. 만곡부가 있는 경우 최소 5m 간격으로, 직선부의 경우 최대 20m간격으로 하였으며, 2011년 8월 11일 1차 측량, 2012년 1월 13일 2차 측량, 2012년 6월 28일 3차 측량, 2013년 4월 13일 4차 측량을 실시하였다.

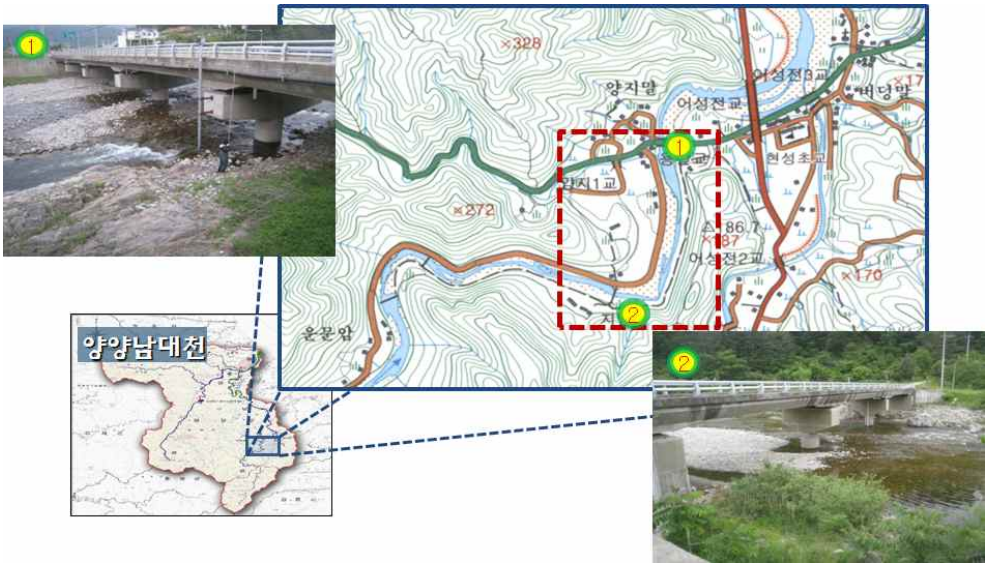


그림 2.172 시험유역 양양남대천 하상변동 측정위치

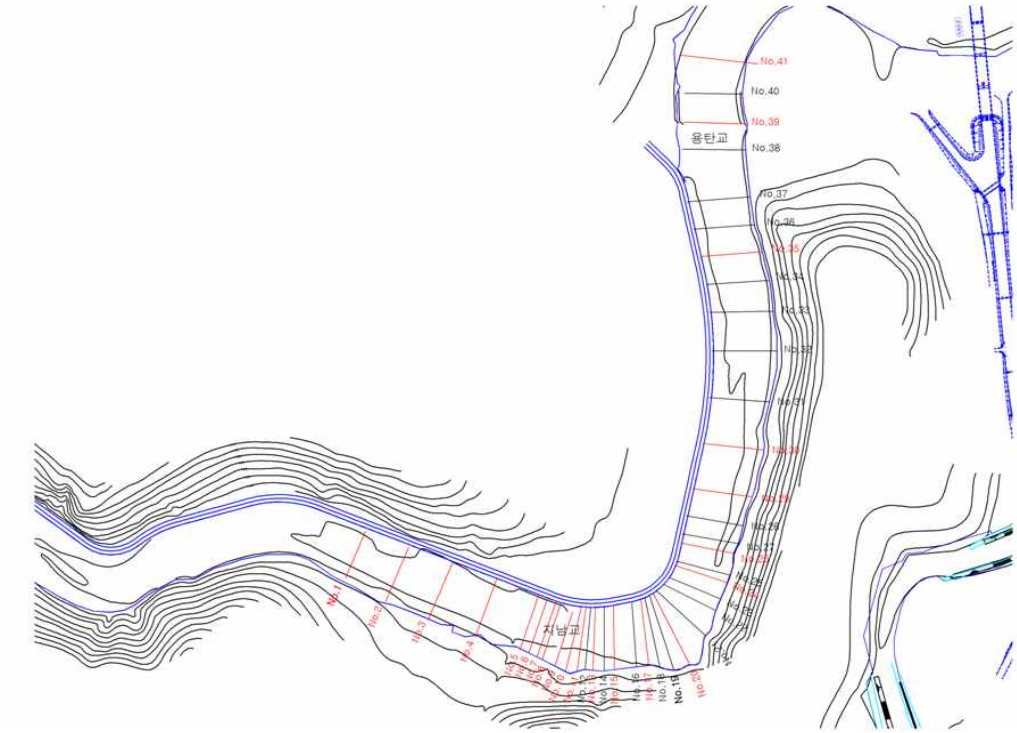


그림 2.173 하상변동 측량 단면구간

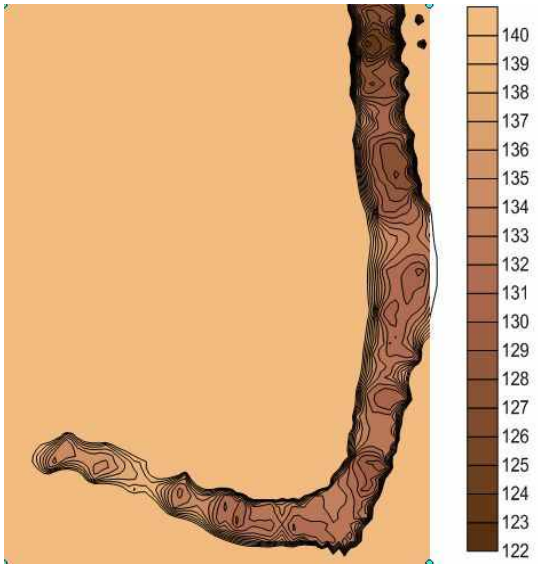


그림 2.174 2011년 8월 11일에 1차 측량한 지남-용탄구간 하상고 분포

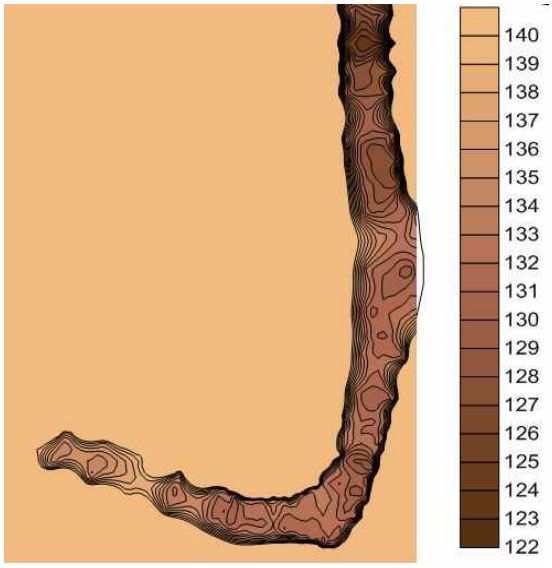


그림 2.175 2012년 06월 28일 3차 측량한 지남-용탄구간 하상고 분포

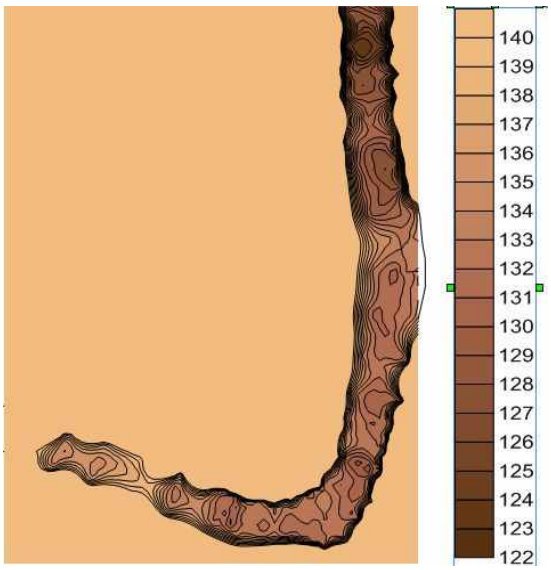


그림 2.176 2013년 04월 13일 지남-용탄구간 4차 측량한 하상고 분포

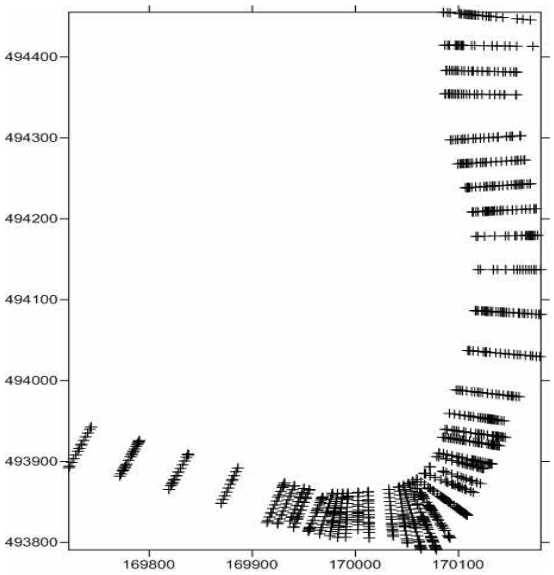


그림 2.177 하상변동 측량 단면구간 좌표

그림 2.173은 하상변동 측량 단면 구간인 41개 단면의 위치를 표현한 것이고, 그림 2.177은 41개 단면의 좌표값 입력지점을 나타낸 것이다. 그림 2.174는 2011년 8월 11일에 1차 측량한 지남-용탄구간 하상고 분포를 등고선 형태로 나타낸 것이고, 그림 2.175는 2012년 06월 28일 3차 측량한 지남-용탄구간 하상고 분포를 등고선 형태로 나타낸 것이며, 그림 2.176은 2013년 04월 13일 지남-용탄구간 4차 측량한 하상고 분포를 등고선 형태로 나타낸 것이다. 2012년 1월 16일에 측정 되었던 2

차 측량은 측정 단면이 22개로 비교구간이 빈약하여 제외하였다.

그림 2.174, 그림 2.175, 그림 2.176에서 볼 수 있듯 각 연도별 하상의 변동량은 거의 없는 것으로 판단되었다. 만곡의 중심인 단면에서 약간씩의 차이를 보이는데 이는 측정상의 오차일 가능성이 있으며, 그 외에 단면은 아주 근소한 차이가 있는 것을 알 수 있다. 이는 2011년 8월~2013년 4월에 발생한 35mm 이하 강우사상이 소류사량을 측정한 지난 2009년 7월 12일 194mm(유량 345.368 m3/s)와 2011년 6월 26~27일 90.5mm(209.603 m3/s) 강우사상에 비해 적게 나타났고, 이것은 유량 및 유속의 감소로 이어져 결과적으로 하상변동이 거의 나타나지 않은 것으로 판단된다.

라. 2차원 유동의 지배방정식과 차분화

하상변동모형을 위한 지배방정식은 2차원 직교좌표계의 비압축성 유체에 대한 Navier-Stokes 방정식을 다음과 같이 선정하였다.

흐름방정식(Navier-Stokes)

1. $$\frac{\partial h}{\partial t}+\frac{\partial q_x}{\partial x}+\frac{\partial q_y}{\partial y}=0$$

2. $$\frac{\partial q_x}{\partial t}+\frac{\partial}{\partial x}\left(\frac{q_x^2}{h}\right)+\frac{\partial}{\partial y}\left(\frac{q_x q_y}{h}\right)=-gh\frac{\partial h}{\partial x}+gh(S_{0x}-S_{oy})$$

3. $$\frac{\partial q_y}{\partial t}+\frac{\partial}{\partial x}\left(\frac{q_x q_y}{h}\right)+\frac{\partial}{\partial y}\left(\frac{q_y^2}{h}\right)=-gh\frac{\partial h}{\partial y}+gh(S_{0y}-S_{fy})$$

4. $$S_{ox}=-\frac{\partial z}{\partial x},\ S_{oy}=-\frac{\partial z}{\partial y}$$

5. $$S_{fx}=n^2 q_x\frac{\sqrt{q_x^2+q_y^2}}{h^{4/3}},\ S_{fy}=n^2 q_y\frac{\sqrt{q_x^2+q_y^2}}{h^{4/3}}$$

그림. 2.178 흐름방정식(Navier-Stokes)

여기서 t는 시간, h는 수심, g는 중력가속도, n은 Manning의 조도계수, q_x는 x방향의 단위폭당 유량(= Uh), q_y는 y방향의 단위폭당 유량(= Vh), U, V 는 각각 x, y 방향의 수심평균유속이다. S_{ox}, S_{oy} 는 두 축 사이 수로의 바닥경사를 말하며, S_{fx}, S_{fy} 는 계산된 마찰경사이다. 격자체계를 고려하여 흐름에 대한 지배방정식을 차분화하기 위해 Marker and Cell 기법을 적용하였다. 그림 2.178은 2차원 유사연속방정식, 유사량 산정식, 최적시간 증분식을 나타낸다.

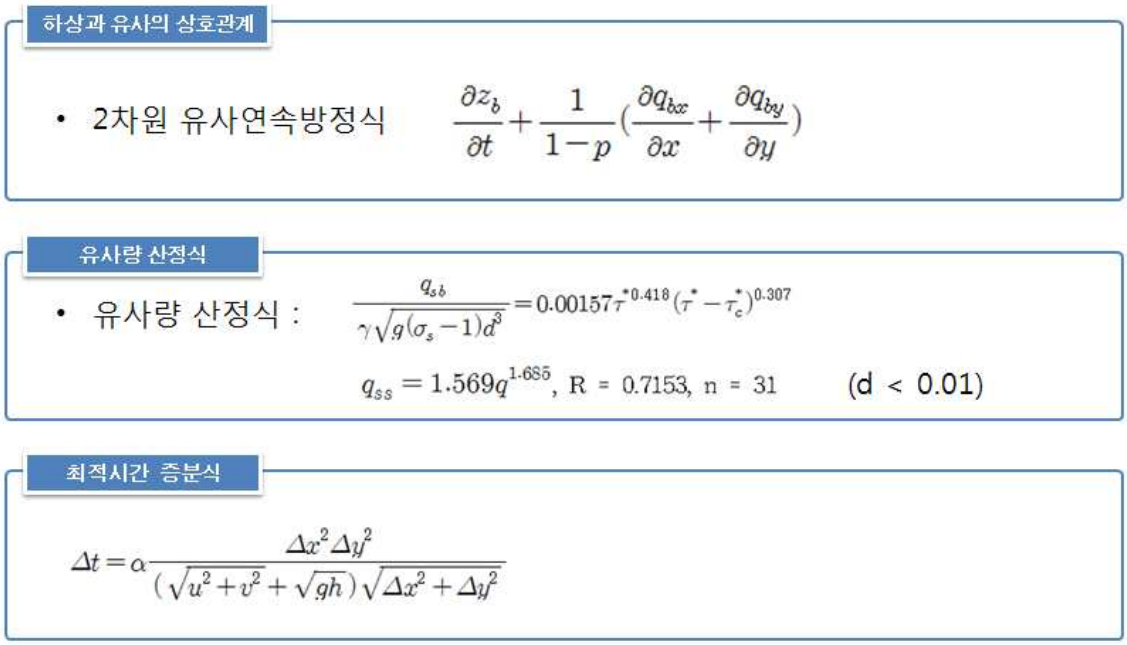


그림. 2.179 하상과 유사의 상호관계, 유사량 산정식, 최적시간 증분식

대부분 개수로 흐름에 관한 문제는 양해법 및 음해법을 사용하여 해결한다. 음해법은 종종 절대적인 안정성을 요구하나 양해법은 안정적인 조건을 설정해야한다. Courant-Lewy-Freidrichs (CFL) 안정성 조건이 적용되며, 이전 시간의 주변 노드 값을 기준으로 한 노드에서 새로운 변수 값을 해결하며, 독립적으로 각 값의 계산이 가능한 장점이 있다. CFL 안정성 조건을 표현은 아래의 식과 같다.

$$\Delta t=\alpha\frac{\Delta x^2\Delta y^2}{\left(\sqrt{u^2+v^2}+\sqrt{gh}\right)\left(\sqrt{\Delta x^2+\Delta y^2}\right)} \qquad (2.85)$$

⊿t는 증가하는 시간, ⊿x,⊿y는 x와 y방향으로 격자공간, u와 v는 x, y방향의 유속 성분을 나타낸다. h는 수심, g는 중력가속도, α는 계수(α≦1)이다.

수치해석의 정확성에 대한 시간 단계의 효과는 수치해석을 시뮬레이션하기 위해 다른 시간간격을 사용한다. 확산 수에 의해 부과된 안정의 효과가 명확하게 어떤 양해법에 표시되었다. 따라서, 시간 단계의 선택은 안정성 요구 사항에 따라 제한된다. 계산 결과와 측정 Data 간의 평균 절대 오차가 최소화되도록 위의 방정식에서 α-계수의 몇 가지 다른 값이 사용된다. 오류의 평균 절대 오차(MAE) 및 오류의 백분율(%)은 아래의 식과 같이 나타낸다.

$$MAE = \frac{100}{N} \sum \left| \frac{U_{Measured\ \ Value} - U_{Calculated\ \ Value}}{U_{Measured\ \ Value}} \right| \quad (2.86)$$

$$Error = 100 * \frac{H_{Measured\ \ Value} - H_{Calculated\ \ Value}}{H_{Measured\ \ Value}} \quad (2.87)$$

UMeasuredValue는 측정된 유속, UCalculatedValue는 계산된 유속. N은 샘플의 전체 수를 의미한다.

HMeasuredValue는 측정된 수심을 뜻하며, HCalculatedValue는 계산된 수심을 나타낸다.

라. 산지하천 수충부 호안공법 개발

(1) 산지하천 수충부 호안 설계기법

본 설계기법은 현시점에서 호안의 설치에 관한 지식을 바탕으로 호안의 계획 및 설계 이론에 관한 것이다. 호안의 설치에 있어서 아직까지는 법적인 성능 규정화가 분명하지 않으며, 설계기준이 명확하게 제시되어있지 않다. 현장에서 요구되는 기능에 적합한 공법의 개발과 합리적이고 객관적인 설계법의 확립이 강하게 요구되고 있다. 지금까지의 호안설계는 실적과 피해복구 등의 경험으로부터 개량되어 온 전형적인 경험기술이다. “하천설계기준”이 지속적으로 보완되어 발간되고 있으나, 호안의 기본적인 설치기준 정도만 제시된 것으로 호안이 가지는 구조적 안정성, 즉, 성능 규정화가 없으며 의사결정자(Decision-Maker)의 판단에 맡겨져 있다. 따라서, 본 설계기법은 호안의 설계 및 안정성 확보에 대한 정량적인 검토방법을 제시하는데 목적이 있다. 더불어, 다수의 만곡부를 가지는 산지하천에서 호안을 적용하고자 할 경우에는 본 설계기법에서 규정하는 성능을 확보함이 바람직하다.

본 설계기법은 호안의 역학적 설계를 위한 가이드북(Guidebook)의 성격을 지닌 것으로, 설계자의 창의력이 발휘되도록 내용을 기술하였다. 즉, 특정 호안공법을 전제로 한 검토방법이 아니라, 호안의 피해형태에 입각하여 전형적인 피해형태별로 역학적 구조모델을 제시하고, 각각의 모델에 대해 검토방법을 제시하였다. 설계자는 제시된 검토방법을 조합하여 구조계산을 수행하고, 각각의 하천이 지닌 특성이나 지금까지의 피해이력 등을 감안하여 호안의 안정성을 판단하는 것이 바람직

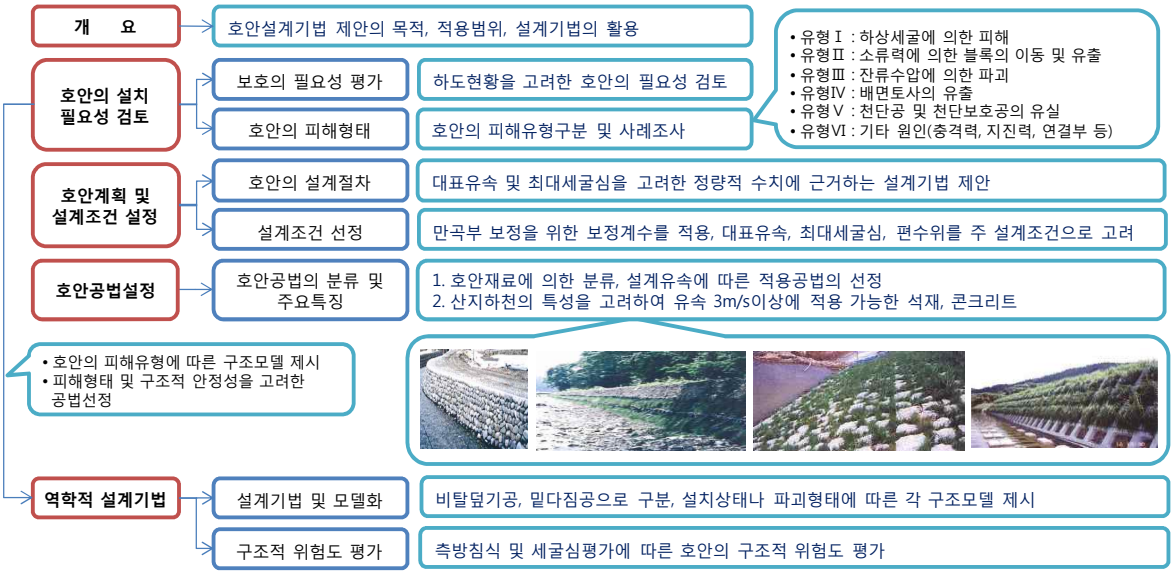
하다.

본 설계기법은 호안의 피해형태를 고려하여 "구조모델"을 제시하고 있으므로, 새로운 공법에도 최대한 유연하게 대응할 수 있다. 즉, 생태계의 보전이나 경관을 고려한 공법에 대해서도 그 기본구조나 사용재료에 따라 피해시의 상태를 상정하고, 적합한 구조모델을 조합하여 안정성을 검토할 수 있도록 하고 있다.

호안의 설계를 위한 조사, 계획, 설계에 필요한 기술에 대하여 기술하고 있으며, 다음과 같은 사항을 고려하여 본 설계기법을 활용한다.

(가) 호안 설계시 기본적으로 "하천설계기준"을 따르되, 역학적 안정성 검토를 위한 정량적인 평가가 필요할 경우에는 본 설계기법을 적용한다.

(나) 본 설계기법이 정하는 내용에 대하여 제반 법령이 별도로 정해져 있는 경우에는 이 기준에 구애됨이 없이 그 법령에 따르는 것으로 한다.



호안설계기법의 내용

(2) 산지하천 세굴심 산정

(가) 기존 세굴심 산정공식의 유출입각별 홍수량에 따른 세굴심 편차율 관계식

유출입각별 홍수량변화에 따른 국부세굴심 편차율을 회귀분석하여 회귀식을 작성하였다. 편차율 관계식은 식 (2.88)과 같으며, 회귀계수는 표 2.49와 표 2.50에 정리하였다.

$$SDr = b_l \times Q^{a_l} \qquad (2.88)$$

여기서, SD_r : 국부세굴심의 편차율(%)

a_l과 b_l : 회귀계수

Q : 홍수량(m^3/sec)

표 2.49 유출입각과 홍수량에 따른 국부세굴심 편차율의 회귀분석
(교각, 45~135°)

구분	유·출입 각도			45°	90°	105°	135°
PIER	C.S.U EQ.	결정계수		0.998	0.996	0.913	0.998
		회귀계수	a_l	1.347	1.300	0.724	1.197
			b_l	0.001	0.002	0.098	0.003
	Froehlich EQ.	결정계수		0.998	0.997	0.946	0.999
		회귀계수	a_l	1.546	1.500	0.922	1.394
			b_l	0.0002	0.0002	0.014	0.0005
	Neill EQ.	결정계수		0.998	0.997	0.913	0.998
		회귀계수	a_l	1.341	1.298	0.719	1.195
			b_l	0.0013	0.0018	0.0855	0.0029
	Laursen EQ.	결정계수		0.994	0.994	0.915	0.990
		회귀계수	a_l	1.528	1.526	0.747	1.425
			b_l	0.0007	0.0007	0.1234	0.0011
	Andru EQ.	결정계수		0.996	0.994	0.907	0.997
		회귀계수	a_l	1.409	1.361	0.776	1.248
			b_l	0.0031	0.0042	0.2203	0.007
ABUTMENT	Andru EQ.	결정계수		0.997	0.995	0.916	0.997
		회귀계수	a_l	1.434	1.388	0.806	1.276
			b_l	0.0020	0.0026	0.1367	0.0047

(나) 국부세굴심 및 만곡수충부 호안 세굴심

① 수리특성 및 구조물 크기에 따른 국부세굴심의 다중회귀분석

세굴심에 영향을 미치는 지배인자의 영향력을 제시하고, 세굴심 예측에 쉽게 이용할 수 있는 식을 작성하기위하여 다중회귀분석을 수행하였다. 회귀분석 결과, 회귀식의 결정계수가 0.88로 유의하였으나, 표 2.50에서 보는바와 같이 독립변수 중 홍수량과 유속의 변수가 신뢰수준 95%일 때 P-value값이 0.955, 0.511로 통계치가 모수치를 대표함에 있어 오차가 5% 이상임을 의미하므로 종속변수에 미치는 영향이 무의미함을 알 수 있다. 따라서, 홍수량과 유속의 변수를 배제시킨 후 다중 회귀분석을 실시하였다. 다음으로 회귀식의 적합도 검정결과, 결정계수가 0.882로 전체 관찰 값의 88%가량이 회귀식과 적합한 관계를 갖는 것을 확인하였다. 회귀식의 다

중공산성 문제는 Tolerance(공차한계)와 VIF.(분산팽창요인)의 값을 기준으로 Tolerance 1이하의 값, VIF. 10 이하의 값으로 정의하며, 표 2.51에서 보는 바와 같이 본 회귀식의 경우 Tolerance 0.456, VIF 2.194로 다중공선성 문제는 해결되었음을 확인하였다.

표 2.50 수리특성 및 교각크기에 따른 국부세굴심의 다중회귀분석(i)

변수	B(회귀계수)	β (표준화계수)	t -value	p -value	Tolerance	VIF
constant	0.037	-	0.111	0.912	-	-
flood	-5.45E-06	-0.008	-0.057	0.955	0.268	3.730
water depth	0.155	0.322	2.015	0.055	0.189	5.302
velocity	0.056	0.059	0.667	0.511	0.608	1.645
pier	0.955	0.658	6.108	0.000	0.416	2.405
분산분석(Analysis of Variance)						
Model	Sum of squares	df	Mean squares		F-value	P-value
SSR	20.254	4	5.063		45.779	0.000
SSE	2.655	24	0.111		-	-
SST	22.908	28	-		-	-
Model Summary						
R	R-square	Adjusted R Square	Std. Error of the Estimate			
0.940	0.884	0.865	0.33258			

표 2.51 수리특성 및 교각크기에 따른 국부세굴심의 다중회귀분석(ii)

변수	B(회귀계수)	β (표준화계수)	t -value	p -value	Tolerance	VIF
constant	0.182	-	0.987	0.334	-	-
pier	0.924	0.637	6.382	0.000	0.456	2.194
water depth	0.175	0.365	3.656	0.001	0.456	2.194
분산분석(Analysis of Variance)						
Model	Sum of squares	df	Mean squares		F-value	P-value
SSR	20.204	2	10.102		97.121	0.000
SSE	2.704	26	0.104		-	-
SST	22.908	28	-		-	-
Model Summary						
R	R-square	Adjusted R Square	Std. Error of the Estimate			
0.939	0.882	0.873	0.32251			

② 수리특성에 따른 호안세굴심의 다중회귀분석

호안세굴심에 영향을 미치는 수리특성인자의 영향력을 제시하고, 호안세굴심 산정식을 작성하기위하여 다중회귀분석을 수행하였다. 표 2.52의 회귀분석 결과, 독립변수인 수리특성 인자 중 단위폭당유량, 수심 항목이 신뢰구간 95%일 때 p-value값이 0.00을 보이고 있어 통계학적으로 유의한 것을 보이고 있으나 독립변수간 다중공선성을 보이고 있어 이를 배제시킨 후 유속 인자에 대하여 회귀분석을 하였다. 다음으로 표 2.53에서 보듯이 회귀식의 적합도 검정결과, 결정계수가 0.78로 전체 관찰 값의 78%가량이 회귀식과 적합한 관계를 갖는 것을 확인하였다.

표 2.52 단위폭 홍수량과 유속, 수심에 따른 호안세굴심 다중회귀분석(i)

변수	B(회귀계수)	β (표준화계수)	t -value	p -value	Tolerance	VIF
constant	-6.56E-05	-	-.003	.998	-	-
Unit Discharge	-.670	-1.947	-4.378	.000	.025	40.073
Water Depth	1.108	2.320	4.978	.000	.023	44.015
Velocity	.173	.544	4.712	.000	.371	2.698
분산분석(Analysis of Variance)						
Model	Sum of squares	df	Mean squares		F-value	P-value
SSR	.114	3	.038		62.244	.000
SSE	.010	16	.001		-	-
SST	.124	19	-		-	-
Model Summary						
R	R-square	Adjusted R Square	Std. Error of the Estimate			
.960	.921	.906	.02469			

표 2.53 유속에 따른 호안세굴심 회귀분석(ii)

변수	B(회귀계수)	β (표준화계수)	t -value	p -value	Tolerance	VIF
constant	.007	-	.221	.828	-	-
Unit Discharge	.281	.884	8.043	.000	1.000	1.000
분산분석(Analysis of Variance)						
Model	Sum of squares	df	Mean squares		F-value	P-value
SSR	.097	1	.097		64.686	.000
SSE	.027	18	.001		-	-
SST	.124	19	-		-	-
Model Summary						
R	R-square	Adjusted R Square	Std. Error of the Estimate			
.884	.782	.770	.03866			

(3) 산지하천 수충부 편수위 추정 기법

본 연구에서는 산지하천 만곡수충부에서 발생하는 홍수시 수위상승에 관한 수리특성을 파악하고 그 대응기술을 개발하기 위하여 실제 산지하천 만곡 수충부 홍수위 상승에 대한 현장조사와 강원도 산지하천 만곡부의 지형적 특성을 고려한 수리모형실험을 실시하고 산지하천 홍수위 산정기법을 개발한다.

(가) 산지하천 만곡수충부 홍수위 변동 현장조사

만곡수충부에서 홍수시 수위상승에 대한 현장조사를 위하여 영동과 영서 하천에서 각각 만곡수충부를 선정하고 홍수시 및 홍수 후 조사를 통하여 홍수위를 측정하였다. 홍수시 현장방문에서는 디지털카메라 영상으로 홍수 상황을 확보하고 레이저 거리측정기, 수준측량기, 전자파 표면유속계, 구형봉부자를 이용하여 평균유속을 측정하였다.

산지하천의 편수위 조사지점은 양양남대천 2개소 및 계방천의 1개소와 내린천 2개소의 만곡부가 선정되었다. 홍수시 편수위 조사는 만곡부 횡단면 내측과 외측에 수위측정장치를 설치하거나 홍수시 수위를 직접 측량하는 방식으로 이루어졌다.

(나) 산지하천 만곡수충부 홍수위 변동 수리실험

산지하천 만곡수충부의 수위상승에 관한 수리특성을 파악하기 위하여 홍수위변동 수리실험을 실시한다. 여기서는 접근경사, 출구경사 및 하상재료 변화에 대한

만곡수충부 내·외측 제방에서 발생하는 편수위를 측정하였다. 또한 유량의 조절을 통해 만곡수충부 접근부 흐름특성 변화에 따른 만곡수충부 내의 편수위 변화를 관찰하였다. 홍수시 하천 현장에서 조사된 편수위와 수리실험에 의한 편수위를 분석하여 산지하천 만곡수충부 홍수위 특성을 연구한다.

실험 수로는 강릉원주대학교 수리실험동에 위치하며, 그림 2.180과 같이 제작되었다. 수로 만곡도는 90°이며 유입부 8.6m, 만곡부 외측 5.1m, 내측 2.9m, 유출부는 6.1m인 대규모 수로이다. 수로단면형상은 외측 내측면은 매끄러운 철판으로 이루어진 사각형이며, 수로는 크게 고수조, 개수로, 저수조, 하류부 조절장치, 용수공급용 펌프로 구성되어있다. 고수조에는 물의 안정화를 위해 다공판이 설치되어 있고, 저수조에는 쓸려온 하상재료를 받아주는 토사 채집장치 및 펌프로 통하는 흡입관 전면에 스크린이 있다. 하류부 조절장치를 통해 수위를 조정하고, 용수공급용 펌프는 2개로 최대 235ℓ/s(펌프 1대 103ℓ/s)의 유량을 공급한다. 그림 2.181은 이동상 수로 설정 단면 및 물 순환도이다.



그림 2.180 수리실험 전경

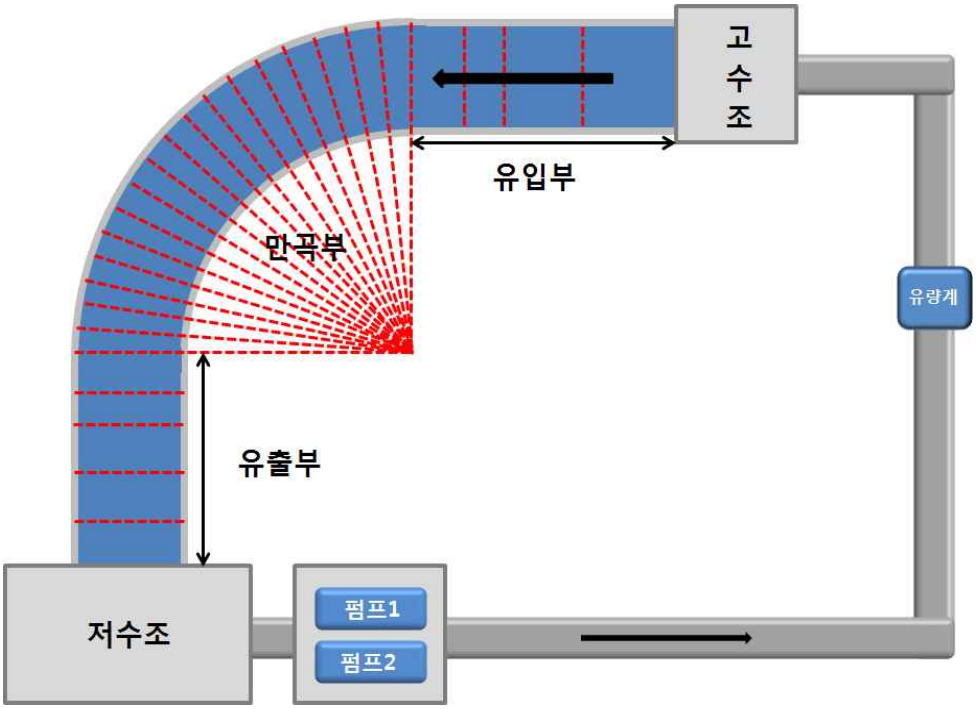


그림 2.181 수리실험 시설 단면설정 및 물 순환도

(다) 산지하천 만곡수충부 홍수위 산정기법

산지하천 만곡수충부의 편수수위상승 산정할 수 있는 공식을 제시하고 이를 실무적으로 활용할 수 있도록 산정기법의 잠정안을 제안한다. 이 기법에 강원지역 산지하천의 다양한 조건을 반영할 수 있는 방안을 연구한다.

마. 산지하천 수리시설물 안전설계기법 개발

(1) 유속저감 요소기술

(가) 연구목적 및 내용

유속이 빠른 산지하천 수충부의 편수위와 국부세굴을 줄이기 위해서는 유속을 줄이는 것이 현실적이다. 따라서 유속저감을 위한 기법으로서 수충부에 일반적으로 설치되고 있는 콘크리트 옹벽호안의 흐름저항을 증가시키기 위해 돌출줄눈 옹벽호안을 제시하였다. 따라서 본 연구에서는 돌출줄눈에 의한 유속저감의 안전설계기법을 수리실험으로 제시한다. 즉, 개수로 측벽조도가 흐름저항에 미치는 영향을 파악하기 위하여 측벽에 연직 돌출줄눈을 설치하고 흐름저항을 분석하였다. 여기서는 설계실무에 필요에 대응하여 유량과 돌출줄눈의 간격에 따른 흐름저항을 파악한다. 본 연구의 주요내용은 다음과 같다.

- 돌출줄눈의 설치간격과 유량조절에 따른 흐름저항 산정
- 계측은 초음파 수위계와 MicroADV를 이용하여 측정
- 흐름저항과 각종 수리학적 요소들의 관계분석
- 돌출줄눈 설치 간격에 따른 종/횡단 유속분포 조사
- 연직 돌출줄눈이 흐름저항에 어떠한 영향을 끼치는지 평가

(나) 실험수로와 계측기기

① 실험수로

개수로 측벽조도가 흐름저항에 미치는 영향을 보기 위해 사용되는 개수로 실험장치는 투명한 수로를 통하여 자연유수상태로 흐르게 하며, 여러 수리장치를 설치하여 유체흐름의 변화 상태를 관찰하고, 모델을 설치하여 유량, 등류와 부등류의 실험, 수력도약 등의 실험이 가능하다. 수로의 양안에는 레일을 부착하여 유속 및 수위측정을 위한 이송장치를 설치하였고, 이송장치에 바퀴를 부착하여 수로에서 자유롭게 이동이 가능하도록 하였다. 본 연구에서 사용한 순환식 개수로 실험장치는 고수조, 개수로, 저수조, 펌프로 구성되어있다. 여기에, 추가적인 유량확보를 위하여 펌프를 한 대 더 설치하였다. 추가된 펌프는 최대 $140l/s$의 유량을 공급할 수 있으며, 실험유량은 관경 300mm의 관을 통하여 고수조로 유입된다. 개수로 실험장치의 폭은 0.6m이며, 수로의 길이는 총 9m이다.

② 계측기기

유입되는 유량을 측정하기 위해 펌프에서 고수조로 연결된 강관에 초음파 유량계를 설치하여 유량을 실시간으로 측정하였다. 본 연구에서 사용된 초음파 유량계는 Zhuhai Able Autocontrol Equipment CO.,LTD사의 TDS-100F1 모델이다. 초음파 유량계는 2개의 센서를 강관 바깥부분에 설치하여 강관 안쪽으로 초음파를 쏘아 시간차를 이용하여 측정한다. 유량이 흐르지 않을 경우엔 2개의 센서에서 동시에 쏘아 보내는 초음파가 같은 시간에 도달하지만 유량이 흐를 경우엔 각각의 도달 시간이 차이가 나고 이 시간차를 이용하여 유량을 측정하게 된다. 다른 유량계와 달리 외부에서 비접촉식으로 측정하기 때문에 대구경의 관에서도 측정이 가능하며 배관의 마모, 압력손실이 없다. 또한 동질의 유체에 있어서 압력, 온도, 도전도, 점도와 무관하다. 본 연구에 사용된 유량계의 유량측정범위는 최대 $32m/s$이며, 오차는 $\pm 1\%$이다. 유량계 설치 및 유지관리에 관한 지침에 따라(환경부, 2007), 상류측 직선 유지구간을 관경의 5배, 하류측 직선유지구간을 관경의 2배 이상으로 확

보하여 유량계를 설치하였다.

본 연구에서 정확한 유속측정을 위하여 사용한 유속계는 Sontek 사의 3차원 16-MHz MicroADV(Acoustic Doppler Velocimeter)이다. MicroADV는 음파를 발생시켜 흐르는 물의 속도를 Doppler효과를 이용하여 측정하는 장치로 탐침의 센서와 샘플링 볼륨간 음파가 오가면서 변화되는 진동수의 차이를 이용하여 유속을 측정한다. 실험에 사용된 16-MHz MicroADV는 최대 50Hz로 유속를 측정하며 샘플링 볼륨은 0.09cc로서 일반 ADV보다 정확한 유속을 측정할 수 있다. 최대 측정유속은 2.5m/s로써, 정확도는 1%의 오차를 갖는다. 탐침은 하향 탐침봉을 사용하여 하상으로부터 1cm 되는 지점부터 수심에 따라 상대적으로 유속을 측정하였다. 개수로 실험장치 내 원하는 지점에 유속을 측정하기 위해서는 주흐름방향, 횡방향, 연직방향으로 탐침이 가능해야 한다. 따라서 주흐름방향 x, 횡방향 y, 연직방향 z 축으로 이동 가능한 유속계 거치대를 제작하였으며, 유속계의 이동은 주흐름방향으로 9m, 횡방향 및 연직방향으로 최대 0.6m를 이동할 수 있다.

본 연구에서 보다 정확한 수위측정을 위하여 초음파 수위계를 사용하였다. 초음파 수위계는 PIL Sensoren 사에서 제작한 것으로 최대 측정거리는 300mm, 최소 측정거리는 60mm 이며 0.3% 미만의 오차율을 갖는다. 또한 초당 0.1개의 수위를 측정하여 포인트게이지 이용시 발생할 수 있는 수위측정오차를 최소한으로 줄일 수 있다.



그림 2.182 초음파 수위계

(다) 실험조건 및 방법

① 돌출줄눈 형상 및 배치

본 연구에서는 개수로 흐름저항에 변화를 주기 위하여 측벽에 연직 돌출줄눈을

설치하였다. 총 9m의 수로를 유입부 4.5m, 돌출줄눈 설치부 4m, 출구부 0.5m로 분류하고 4m 구간에 돌출줄눈을 설치하였다. 돌출줄눈은 0.5cm 두께의 민자판에 부착되어 있으며, 유입부 4.5m 구간에도 0.5cm의 민자판을 설치하여 돌출줄눈 외에 민자판의 두께에 의해 발생할 수 있는 와류 등에 의한 오차를 최소화하였다.

돌출줄눈은 3cm x 3cm 정사각형 크기이며, 돌출줄눈 사이의 설치 간격은 돌출줄눈 폭의 배수로 설정하였다. 총 6개의 사상으로 구분하였으며 사상별 설치간격은 3cm, 9cm, 18cm, 27cm, 36cm, 45cm 이다. 흐름저항 변화를 연속적으로 파악하기 위해 매끄러운 측벽(Smooth Wall, 이하 S.W.) 조건에서도 실험을 실시하였다. 표 2.54는 돌출줄눈 조건을 나타내며, 그림 2.183은 돌출줄눈 설치 평면도를 나타낸다.

표 2.54 돌출줄눈 조건

구분 P/ds	돌출줄눈 높이, ds(cm)	측정종단 길이, L(cm)	돌출줄눈간 거리, P(cm)	횡단면간 거리, l(cm)	측정 횡단 면수	수로폭, B(cm)
x1	3	9	3	3	4	59.5
x3	3	16	9	4	5	59.5
x6	3	28	18	7	5	59.5
x9	3	36	27	6	7	59.5
x12	3	45.5	36	6.5	8	59.5
x15	3	54	45	6	10	59.5
S.W.	-	20	-	10	3	60.0

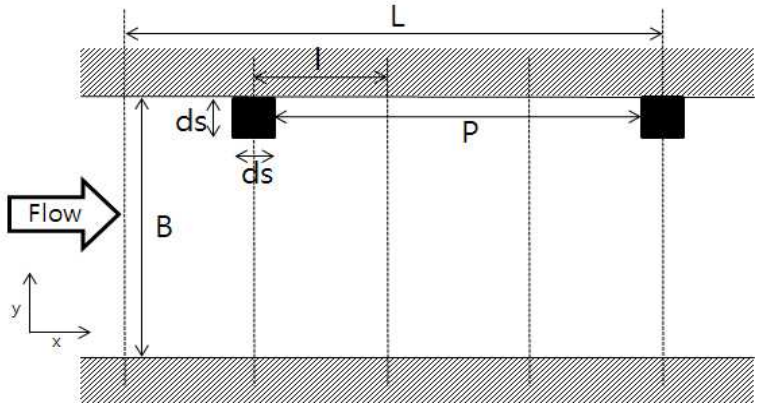


그림 2.183 돌출줄눈 평면도

② 실험 조건 및 방법

흐름저항을 산정하기 위한 수위측정은 그림 2.184의 초음파 수위계를 사용하였다. 수위자료는 초당 0.1개씩 취득하며, 총 2분 동안의 자료를 수집한 후 평균하여 수위를 산정하였다. 그림 2.184는 횡단면 수위측정 지점을 나타낸다. 수위계는 총 6

개를 사용하였다. 1번 수위계와 6번 수위계는 측벽에서부터 각각 5cm 떨어져있으며 수위계 사이의 간격은 10cm 이다. 6개의 수위계를 이용하여 취득한 Data로 단면의 평균수위를 산정한다.

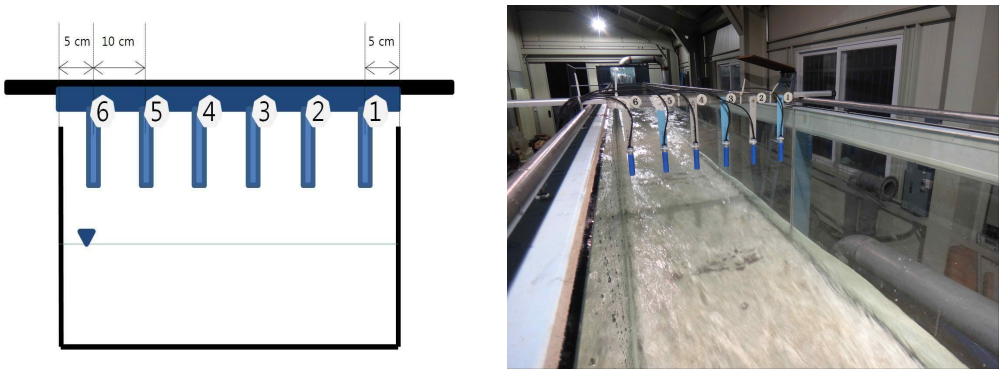


그림 2.184 횡단면 수위측정 지점

횡단면 유속측정은 돌출줄눈이 설치되어 있는 4m 구간 중 중앙에 위치한 돌출줄눈과 돌출줄눈 사이를 일정한 간격으로 나누어 횡단면 유속측정을 실시하였다. 유량조건은 103 l/s와 80 l/s로 조절하였으며, 유량에 따른 유속분포 변화의 차이를 파악할 수 있게 하였다.

돌출줄눈 간 설치간격이 증가할수록 측정횡단면수는 증가한다. 횡단면 유속측정은 횡방향 4cm 간격으로 14 지점을, 연직방향으로는 수심에 따라 0.1~2cm 간격으로 7지점을 측정하여 최대 98 지점, 최소 90 지점의 유속을 측정하였다. 수위변동 때문에 측정이 제대로 되지 않은 지점이 있어 이러한 결과가 발생하였다. 표 2.63는 횡단면 유속측정 간격을 나타내며, 그림 2.184는 유속측정 지점을 보여준다. 유속측정지점은 MicroADV 검침부로부터 5cm 떨어진 곳에서 이뤄진다.

표 2.55 횡단면 유속측정 간격

구분	횡방향 측정간격(cm)		연직방향 측정간격(cm)	
	103 l/s	80 l/s	103 l/s	80 l/s
x1	4	4	0.5	0.5
x3	4	4	1.5	1.2
x6	4	4	1.5	1.2
x9	4	4	2	1.5
x12	4	4	2	1.5
x15	4	4	2	1.5
S.W.	4	4	0.2	0.1

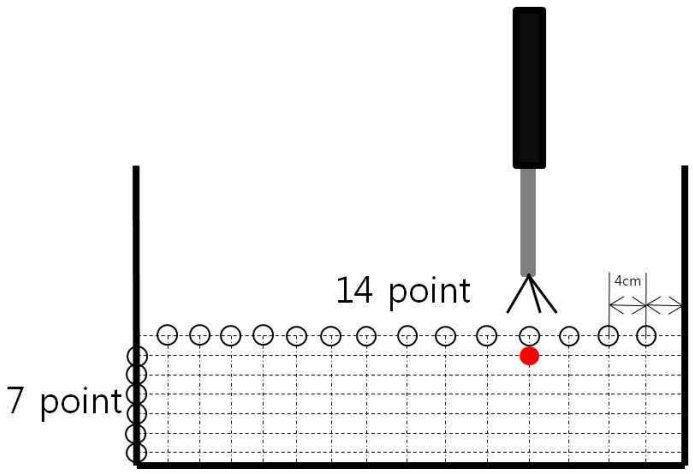


그림 2.185 횡단면 유속측정 지점

그림 2.185과 같이 유속은 MicroADV를 이용하여 총 98개 지점에서 측정하였으며 측정된 유속은 u, v, w로서 유속자료는 초당 30개씩 30초간 취득하였다. 유속계 이동 등으로 발생할 수 있는 흐름교란을 피하기 위하여 초기 15초, 후기 5초를 버리고 15~25초 구간의 자료를 사용하였으며, 취득한 10초 동안의 유속자료를 평균하여 u, v, w의 변동값을 안정화시켰다. 표 2.56은 전반적인 실험조건을 나타낸다.

표 2.56 수리실험 실험조건

구분	유량 (ℓ/s)	돌출줄눈 설치 갯수	측정 종단길이 (cm)	측정 횡단면수	횡단면간 거리 (cm)	조사 단면지점 (m)	횡단 측점수	수로 경사
x1	103, 80	66	9	4	3	6.5	Max:98 Min: 90	0.0035
x3	103, 80	33	16	5	4	6.5		
x6	103, 80	19	28	5	7	6.5		
x9	103, 80	14	36	7	6	6.3		
x12	103, 80	11	45.5	8	6.5	6.4		
x15	103, 80	9	54	10	6	6.4		
S.W	103, 80	-	20	3	10	6.4		

(라) 실험결과

실험결과는 표 2.57과 같으며, F_r은 Froude 수로서 0.81~1.12이고 돌출줄눈의 설치간격이 돌출줄눈 깊이의 3배 이상에서는 흐름상태가 상류이었고 1배 이하에서는 사류로 나타났다. R_e는 Reynolds 수로서 3.17×10^5 ~ 4.55×10^5의 범위에 있어 강한 난류에 속하였다. 에너지경사 I 는 3.504×10^{-3} ~ 41.203×10^{-3}, Darcy-Weisbach의 마찰계수는 0.0188 ~ 0.5345 Manning 조도계수는 0.0105~0.0580로 나타났다. 평균유속의 크기는 유량이 80 l/s일 때는 0.74~1.08 m/s와 103 l/s의 경우에는 0.8

2~1.19 m/s로서 유량이 클 때 유속이 더 크다.

표 2.57 수리실험 실험결과

Exp. number	P (cm)	Q (l/s)	V (m/s)	R (m)	F_r	R_e $(\times 10^5)$	I $(\times 10^{-3})$	f	n
X0S	0	80	1.08	0.088	1.12	3.57	3.518	0.0206	0.0108
X1S	3	80	1.01	0.092	1.06	3.48	9.203	0.0646	0.0193
X3S	9	80	0.80	0.108	0.87	3.20	11.985	0.1595	0.0311
X6S	18	80	0.78	0.109	0.86	3.20	16.806	0.2352	0.0378
X9S	27	80	0.77	0.110	0.84	3.20	17.409	0.2548	0.0395
X12S	36	80	0.74	0.113	0.82	3.17	13.897	0.2250	0.0372
X15S	45	80	0.75	0.113	0.83	3.28	15.380	0.2402	0.0384
X0L	0	103	1.19	0.096	1.12	4.55	3.504	0.0188	0.0105
X1L	3	103	1.14	0.101	1.07	4.04	3.571	0.0217	0.0114
X3L	9	103	0.91	0.116	0.89	3.96	17.110	0.1890	0.0343
X6L	18	103	0.88	0.119	0.87	3.84	20.881	0.2528	0.0398
X9L	27	103	0.85	0.121	0.85	3.85	41.203	0.5345	0.0580
X12L	36	103	0.83	0.123	0.83	3.87	29.435	0.4144	0.0512
X15L	45	103	0.82	0.125	0.81	3.90	21.928	0.3244	0.0455

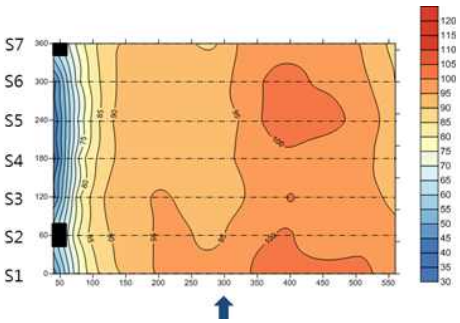


그림 2.186 종단 유속분포
(유량103l/s, x9)[cm/s]

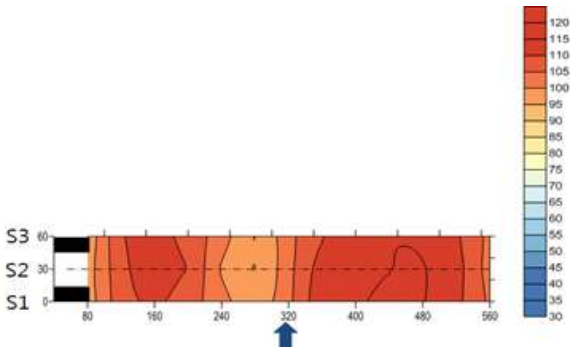


그림 2.187 종단 유속분포
(유량103l/s, x1)[cm/s]

(2) 유속저감시설 시범설치

(가) 시범적용 위치 및 내용

① 시범적용 위치

강원도 태백시 구문소동 황지천 문화교 하류(새성도레미콘 앞) 만곡수충부

② 시범적용을 위한 고려사항

본 연구에서는 돌출줄눈 옹벽호안을 시범적용 하기 위하여 다음과 같은 사항을

고려하여 적용지점을 선정 검토하였다.

1) 산지하천 만곡부로서 하도 내 장애물의 영향이 크지 않은 곳
2) 콘크리트 옹벽호안으로 신설 혹은 개축 예정인 곳 우선
3) 가능한 수위관측소가 인근에 있는 지점
4) 모니터링을 위하여 접근이 용이한 인근하천 우선
5) 하천자료가 풍부한 산지하천시험유역 우선

(나) 태백 황지천 수충부 도로피해

① 피해 현황

강원도 태백시 구문소동 황지천 하류 만곡 수충부에서 2011년 6월 26일 태풍 메아리에 의한 홍수피해가 발생하였다. 피해의 원인은 외측 하상의 국부 세굴에 따른 도로(구 국도 31호선)유실이다. 호안 파괴 구간은 약 60m이며, 개량복구 필요 구간은 약 130m이다. 그림 2.188은 유실된 도로의 모습이다.



그림 2.188 수충부 도로 피해 현황

② 피해 특성

태백 황지천 수충부 도로피해는 만곡수충부의 국부세굴에 의한 호안기초공 파괴에 따른 도로 유실이 가장 큰 원인이다. 과거에도(2002년 이전) 유사한 형태의 피해가 발생하였으며, 원상복구를 할 경우 유사한 호안피해 재발 가능성이 크다.

만곡수충부 피해를 입은 황지천의 기본홍수량 및 계획홍수량은 $830 m^3/\mathrm{sec}$이다(강원도, 2003). 황지천 수충부 도로피해가 발생했을 시의 최대 유량은 $227.55 m^3/\mathrm{sec}$으로 기본홍수량 및 계획홍수량의 27.4% 유량에서 호안파괴가 발생하였음을 알 수 있다.

표 2.58 기본홍수량 및 계획홍수량

위치	유역면적A (km^2)	유로연장L (Km)	기본홍수량 (m^3/sec)	계획홍수량 (m^3/sec)	설계빈도 (년)
황지천 하구	204.10	29.10	1,250	1,250	100
철압천 합류전	128.76	25.15	830	830	100
금천 합류전	112.19	18.38	775	775	100

표 2.59 수충부 피해 시 장성 수위표지점의 최고수위 및 유량

일시	수위(m)	해발고도(EL.m)	유량(m^3/sec)
2011-06-26 13:00	2.338	554.486	197.31
2011-06-26 14:00	2.512	554.660	219.31
2011-06-26 15:00	2.575	554.723	227.55
2011-06-26 16:00	2.458	554.606	212.49
2011-06-26 17:00	2.252	554.400	186.57
2011-06-26 18:00	2.113	554.261	169.90
2011-06-26 19:00	1.978	554.126	154.12

(3) 산지하천 옹벽호안 및 교각의 안전설계

(가) 충격에 대한 옹벽호안의 거동 분석 및 평가

① 옹벽의 정의

토압력(土壓力)에 저항하여 흙이 무너지지 못하게 만든 벽체(壁體)인데 지표지반(地表地盤)의 안정된 경사를 그것보다 가파른 경사로 하였을 경우에 일어나는 지반 붕괴를 막기 위해 만든 구조물이다. 벽 자체의 무게와 바닥면의 마찰력 등을 이용하여 안정을 유지하는 항토압 구조물이며, 벽에 작용하는 토압과 그 흙 위에 실린 하중·지지력·지반의 지지력 등을 조건으로 하여 구조부재의 안전성과 벽 전체가 쓰러지거나 미끄러지는 데 대한 안정성이 확보되도록 설계되어야 한다. 따라서 산지하천 옹벽호안에 작용하는 충격에 대한 안정성을 분석하고 안전설계법을 제시한다.

② 옹벽의 종류

옹벽의 종류는 구조에 따라 중력식과 반중력식이 있다.

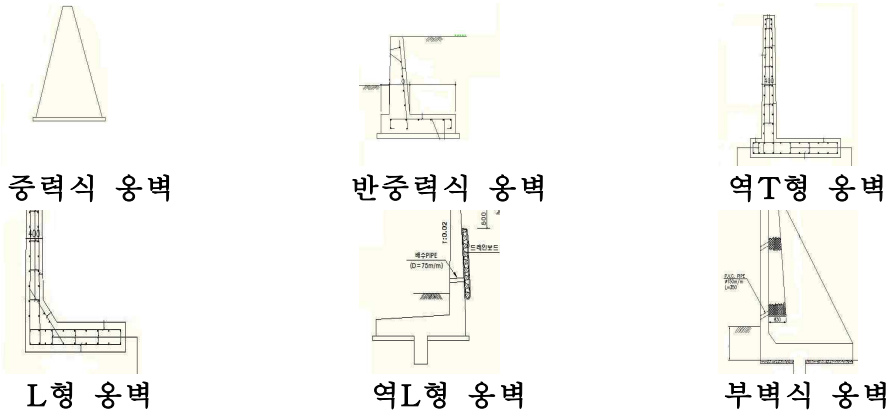


그림 2.189 옹벽의 형태에 따른 종류

(나) 하상세굴 교각의 충격에 대한 거동 분석 및 평가

교량은 하천을 횡단하는 대표적인 구조물로서 인간생활과 밀접한 연관성을 가지고 있는 사회기반시설이다. 특히 교량은 증가되는 많은 하중부담과 차선의 확장, 하천 및 계곡부 횡단. 고가도로의 건설 등으로 현대의 교량은 안전과 합리성이 크게 요구되고 있다. 따라서 산지하천에서 교각에 작용하는 충격의 영향을 세굴을 고려하여 평가한다.

① 실제 세굴피해 교량구조물 조사 및 분석

하천에 건설된 교량은 교각과 교대 구체의 열화와 손상으로 인한 강도저하뿐만 아니라 지반의 지지력이 저하되어 손상이 발생하기 쉽다. 그림 2.190과 2.191는 일반적으로 관찰되는 세굴형태와 세굴에 의한 교량피해 사례를 보여준다.

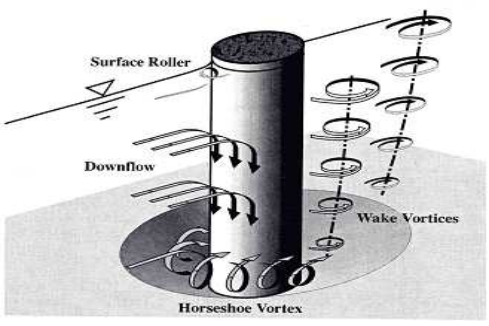


그림 2.190 교각 내 세굴의 도식적 표현

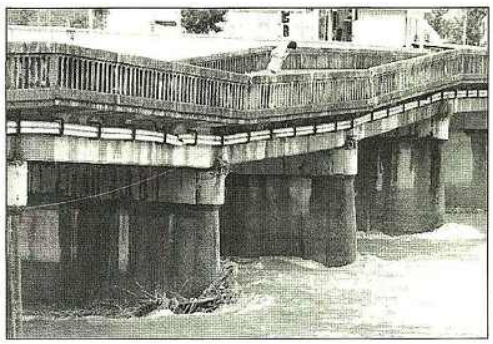


그림 2.191 세굴에 의한 실제교량 피해

② 세굴에 의한 교각 구조물의 유한요소 모델링

교량의 경우, 홍수시 발생하는 많은 양의 유량과 토석류 등으로 인해 손상이 발생하며, 이는 주로 교각 부분에서 특히 상부구조와 기둥에서 많이 일어난다. 이에 대한 정확한 거동을 평가하기 위해 교량하부구조 유한요소 모델링은 그림 2.192와 같다.

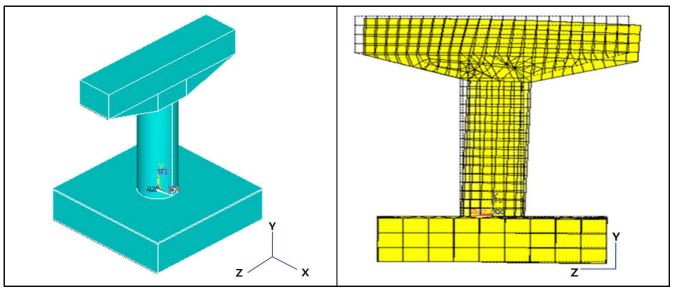


그림 2.192 대상 하부구조의 유한요소 해석모델링

해석 시 콘크리트 재료모델링의 경우 다양한 변수조건에 따른 time comsuming을 고려하여 탄성모델을 고려하였으며 구조물 내 철근배근의 경우 ANSYS내 Rebar 요소를 이용하여 구조물 내 철근배근량을 표현하였다. 표 2.60은 본 해석연구에서 고려된 구성재료의 물성치이다.

표 2.60 해석모델 재료 물성치

Meterial	콘크리트 (kgf/cm^2)	Steel (kgf/cm^2)
Elastic	232379	2000000
Plastic	240	4000
Density	0.0025	0.00783

지반 경계면 분리 또는 경계 마찰력 감소를 적절히 표현하기 위하여 다소 그 값이 과장되게 표현되던 고정단 경계조건 대신 비선형 스프링요소를 이용하여 교량하부 구조물지반 경계면을 모델링하여 해석을 수행하였다. 적용된 경계모델 요소로는 ANSYS element library에서 활용가능한 유한요소 모델로서 Combin 39요소를 이용하였으며, 적용된 유한요소해석 모델의 내용은 그림 2.193과 같다.

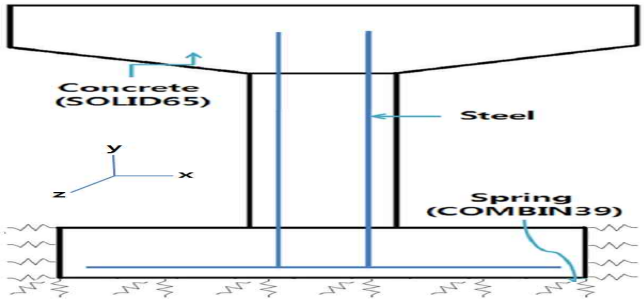


그림 2.193 적용 유한요소해석 모델 및 요소

스프링요소의 강성계수의 경우 지반조건에 따라 다양한 변수 값들의 적용이 해석 시 가능하나 본 연구에서는 그림 2.194와 같은 선형, 비선형 지반강성 모델을 구성하여 활용하였다.

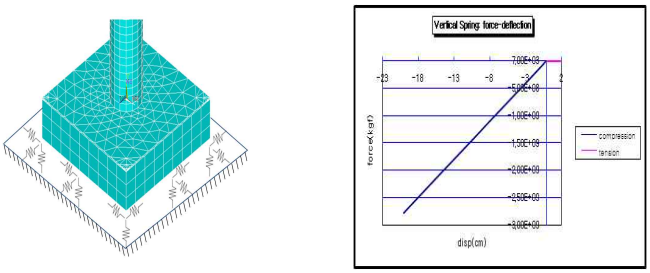


그림 2.194 교각의 선형, 비선형 지반강성 모델

표 2.61 해석 시 고려된 지반탄성 스프링 상수

깊이(cm)	선형 지반 스프링 계수 (kgf/cm)		
	K_X	K_Z	K_Y
83.3	54,194.85	54,194.85	10,125,000
166.7	108,389.7	108,389.7	
250	162,584.55	162,584.55	

표 2.62 선형 지반 스프링 계수,사질토의 지반반력계수

모래	건조하거나 젖은 모래(kgf/cm^3)	포화된 모래(kgf/cm^3)
느슨한	0.8~2.5	1.0~1.5
중간	1.5~2.5	3.5~4.0
조밀한	12.5~37.5	13.0~15.0

(다) 세굴된 FRP보강 교각의 충격에 대한 거동 분석 및 평가

위의 NANSYS 해석 모델링을 기초로 하여 유한요소 프로그램 ABAQUS를 통하여 세굴이 진행 유무에 따라 FRP 보강 효과를 알아보기 위하여 교각에 충격하

중을 적용하여 해석 하였으며, 보강재는 FRP를 사용하여, 그 물성치는 옹벽에 사용한 Material과 동일한 값을 적용하였다.

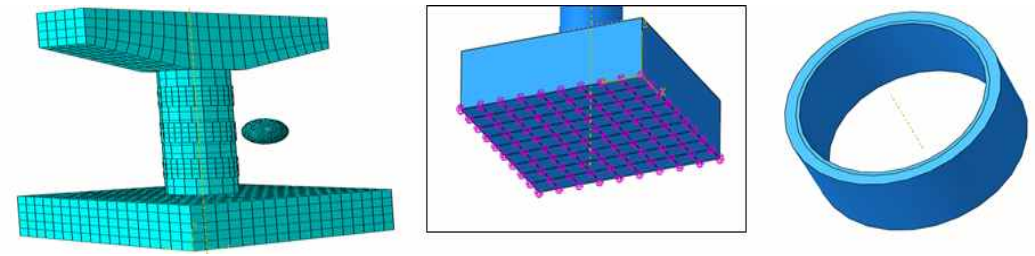


그림 2.195 유한요소 모델링



그림 2.196 해석 조건

3. 토석류 제어기법 개발

가. 사면모형실험

(1) 사면모형실험장치

사면모형실험장치는 토조, 인공강우장치, 계측장치로 구성되어 있다(그림 2.197, 그림 2.198). 토조의 재원은 길이 6m, 폭 0.8m, 높이 0.8m, 총 부피 3.840㎥를 가지며, 토조의 경사를 변화시킬 수 있어 연구지역의 지형적 특성에 맞게 실험을 수행할 수 있다. 또한 강우와 지중내 지하수위를 함께 고려할 수 있다. 지중 침투수로 인한 영향을 분석하기위해 토조 중앙부 4곳의 바닥부분에서 지중 침투수가 유입되며, 지하수위의 유입 높이는 토조 상부에서 0~0.3m 까지 조절할 수 있도록 구성되어 지하수위 및 침투수의 영향을 충분히 고려할 수 있도록 하였다. 또한 인공강우장치는 강우 형태에 따라 노즐을 교체하여 강우 노즐의 교체가 가능하여 종류에 따라서 다양한 강우 특성

을 고려할 수 있도록 설계하였다.



그림 2.197 실험장치 전경

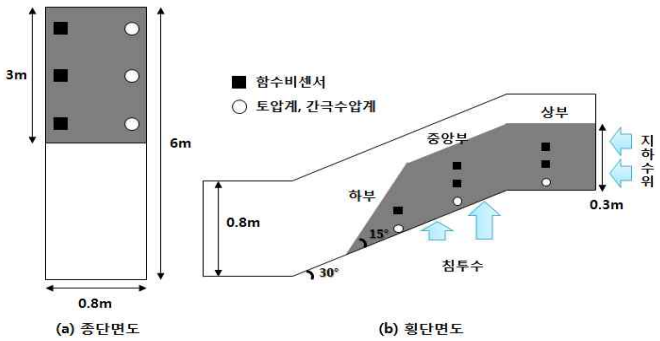


그림 2.198 실험장치의 종·횡단면도와
관측장비 위치

(2) 사용시료

모형실험을 위한 시료는 강릉시 사천면의 풍화토를 사용하였으며 시료의 기본물성치는 다음과 같다(표 2.63).

표 2.63 시료의 기본물성치

구 분	결 과	구 분	결 과
유효입경(mm)	0.155	비중(Gs)	2.72
균등계수(Cu)	7.74	건조단위중량(t/m2)	1.61
곡률계수(Gg)	0.53	포화투수계수(m/sec)	6.4*10-5
#200체 통과율(%)	3.5	내부 마찰각	32.8 °
통일분류법	SP	점착력(KN/m2)	2

(3) 실험 방법 및 조건

초기함수비와 강우 및 지하수위의 변화에 따른 사면붕괴 발생관계의 파악을 위해 실험 조건은 3가지로 분류하였으며 각각의 조건은 표 2.64에 정리하였다. Case 1은 초기함수비가 약 10%이고 강우만 주었을 경우이며, Case 2는 초기함수비가 10%일 때 강우와 지하수위를 같이 주었을 때에 대한 실험이다. Case 3은 사면의 초기 함수비에 대한 영향을 분석하기 위한 것으로 초기함수비가 20%일 때 강우와 지하수위를 함께 주는 실험이다. 강우의 시작시간은 Case 1은 사면을 쌓은 직후이며, Case 2와 Case 3은 사면을 쌓고 지하수위 0.25 m 와 침투수를 동시에 준 후 사면 중앙부에 설치한 간극수압계로부터 관측된 간극수압이 각각 1 kPa, 2 kPa로 상승하였을 때부터 강우를 발생시켰다.

표 2.64 사면모형 실험조건

Case No.	실험조건					
	강우	지하수위	사면경사	사면하부경사	강우시작시간(min)	초기 함수비
1	○	×	30°	15°	0	약 10%
2	○	○	30°	15°	120	약 10%
3	○	○	30°	15°	70	약 20%

나. 실규모 토석류 실험

(1) 실규모 토석류 실험 제원

실규모 토석류 실험장소는 강원도 평창군 진부면 봉산리 산 1번지에 위치하고 있으며, 전체 유하부의 이동거리는 824.4m, 발생부의 평균경사는 34.9°, 유하부의 평균경사는 9.74°의 지형조건을 가지고 있다. 또한, 산림청에서 설치한 골막이가 유하부에 12개소 설치되어 있고, 퇴적부에 사방댐 1개소가 설치되어 있다(그림 2.199). 토석류 발생은 상부에 토석류 발생장치의 수문개방을 통해 이루어지며, 토

석류 발생장치는 그림 2.200과 같이 흙은 토석류 진행방향 쪽으로 담고 물은 흙 담는 곳과 벽을 두어 따로 담도록 하였다. 토석류 발생장치 제작 시, 흙과 물 담는 곳 사이에 배수구를 두어 흙이 서서히 포화되도록 하였다. 토석류 발생장치의 최대 용량은 토조와 수조가 각각 346m^3, 268m^{3}이다.

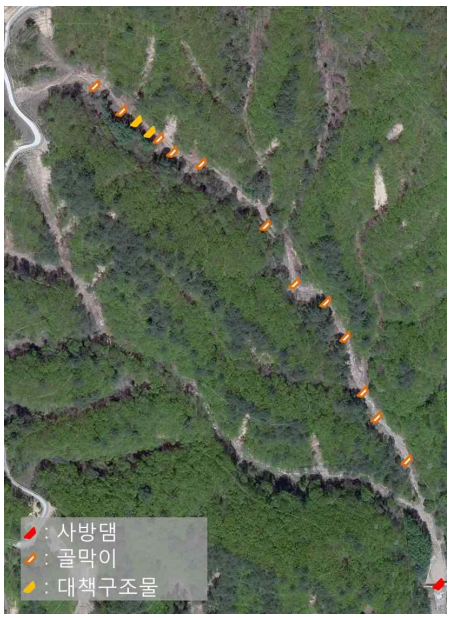


그림 2.199 실규모 토석류 실험 장소 항공사진

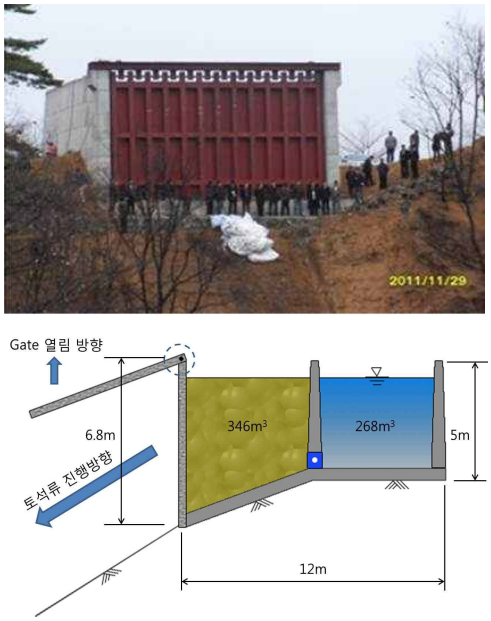


그림 2.200 토석류 발생장치 사진 및 모식도

(2) 실규모 토석류 실험 조건



그림 2.201 대책구조물 설치 전경

실규모 토석류 실험은 1차 실험과 2차 실험 두 차례에 걸쳐 진행되었으며, 1차 실험과 2차 실험에 사용된 흙의 부피는 각각 255m^3, 214m^{3}으로 차이를 두어 실험을 수행하였다. 본 연구에서 개발된 대책구조물(복수의 중공형 구조체를 갖는 사방댐 구조물)의 성능 평가를 위하여 대책구조물을 설치하지 않은 1차 실험과 설치

한 2차 실험의 결과를 비교분석하였다. 대책구조물을 설치한 2차 실험에서는 토석류 발생장치로부터 188m 떨어진 유하부에 원통형 대책구조물 4기를 설치하였으며, 하부로 12m 더 떨어진 위치에 박스형 대책구조물 3기를 설치하여 실험을 수행하였다(그림 2.201).

(3) 실제규모 토석류 모사실험 안정성 검토

실제규모 토석류 모사실험 안정성 검토는 산림청에서 개발한 토석류 피해범위 분석 모델인 RWM(Random Walk Model)을 이용하여 분석하였다. RWM은 퇴적 예측 및 결과에 일반성이 있으며, 계산방법이 간단하고 적용에 용의하며 전국을 대상으로 할 수 있는 장점이 있다. RWM은 주어진 격자점 위를 토사가 진행하는 경우, 임의의 경사면 위에서 어느 하나의 방향으로 움직일 확률은 그 방향의 경사에 비례한다고 가정하여 토사의 진행방향을 결정하는 방법이다. RWM 4방향과 8방향 방식이 있으며, 본 안전성 검토에 사용된 모델은 8방향 방식이다. RWM에 사용되는 파라미터는 1회에 흘러내리는 토사량(1회 토사량), 토석류 이동시 유체의 직진성(관성가중치), 토석류가 퇴적하는 경사도(정지조건)이며, 유역면적, 계류차수, 계류경사, 토심, 토성의 입력변수가 요구된다. 실제제모 토석류 모사실험지인 강원도 평창군 진부면 봉산리의 파라미터를 도출하기 위하여 사전 현장조사를 수행하였으며, 항공라이다 DEM을 이용하여 입력변수를 정의하였다. 또한 RWM은 침식량을 고려하지 못하기 때문에 실험조건에 의한 발생량인 600m^2보다 큰 8,000m^2을 초기발생량으로 산정하였으며, 안전성 고려를 위하여 80,000m^2까지의 초기발생량을 가정하여 분석하였다.

다. 토석류 거동 특성 파악

(1) 토석류 거동 특성파악을 위한 실험 수행

(가) 흐름에 의한 침식작용으로 토석류 발달과정 실험

(나) 유출농도의 특성을 분석하여 토석류 유출량 평가

(다) 토석류 해석모형에 입력변수로 활용



그림 2.202 토석류 흐름분석 실험장치

(2) 토석류화 과정에 대한 수치모형화기술 획득

- 토석류 해석모형에 대한 지배방정식

· 흐름의 연속방정식

$$\frac{\partial h}{\partial t}+\frac{\partial M}{\partial x}=E \tag{2.89}$$

· 침식/퇴적 속도식

$$E=\delta\frac{C_\infty - C}{C_* - C_\infty}\frac{M}{d_m} \quad \text{(침식)} \tag{2.90}$$

$$E=\delta\frac{C_\infty - C}{C_*}\frac{M}{d_m} \quad \text{(퇴적)} \tag{2.91}$$

· 흐름의 운동량 방정식

$$\frac{\partial M}{\partial t}+\frac{\partial (uM)}{\partial x}=ghsin\theta_b - ghcos\theta_b\frac{\partial h}{\partial x}-\frac{\tau_b}{\rho_\tau} \tag{2.92}$$

· 사립자의 연속방정식

$$\frac{\partial (Ch)}{\partial t}+\frac{\partial (CM)}{\partial x}=EC_* \tag{2.93}$$

· 퇴적토층두께 변화식

$$\frac{\partial z}{\partial t}+E=0 \tag{2.94}$$

이고, 전단저항력은

$$\tau_L = \mathrm{g}\cos\theta\{C_*(\sigma-\rho)a\}\tan\phi + c \tag{2.95}$$

여기서, h: 유동심, 단위폭당 유량에 있어서, $M=uh$, u: 흐름의 단면평균유속, t: 시간 x: 수로상에서 수로상류에서 하류로 향해 갖게 되는 좌표축, E: 침식 혹은 퇴적속도에서 겉보기 토사량으로 $E>0$ 에서는 침식, $E<0$에서는 퇴적을 나타

낸다. C_*: 하상의 체적토사농도, σ는 사립자밀도, ρ는 물의 밀도, ϕ는 사립자의 내부마찰각, δ, δ'는 침식속도의 시간 늦음에 관한 계수, d_m 퇴적층의 대표입경인데 평균입경으로 사용한다.

라. 토석류 거동특성 분석 및 해석모형의 개발

(1) 토석류 흐름거동특성에 대한 분석

(2) 토석류 해석모형의 개발 및 적용

(가) 침식/퇴적의 모의가 가능한 수치해석모형의 개발

(나) 토석류 발생위험도가 높은 지역에 대한 적용

(다) 토석류 재해 발생지역에 대한 재현

(라) 토석류 실물실험지에 대한 수치해석

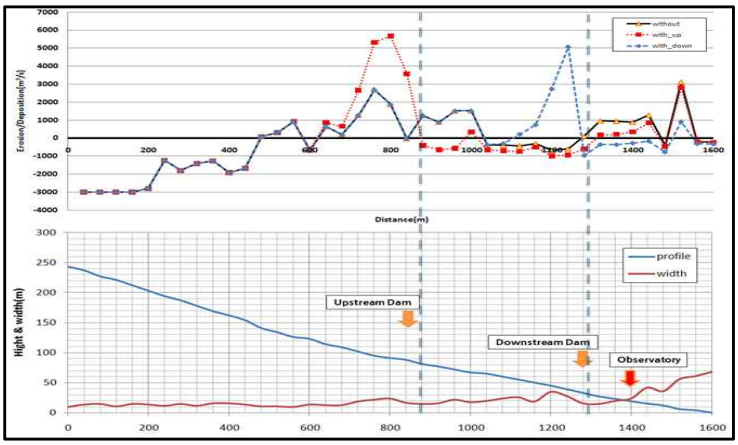


그림 2.203 강원도 인제지역의 토석류 수치해석 결과(상:침식/퇴적, 하:지형/저감시설위치)



연구대상지역 현황

	값	단위
발생량	600	m^3
공급시간	180	s
평균폭	3	m
유입토사 체적농도	0.4	
유효토심	2	m

변수	값	단위
모의시간	1200	s
계산간격	0.01	s
재료의 평균입경	0.1	m
재료의 밀도	2650	kg/m^3
간극 유체의 밀도	1100	kg/m^3
하상퇴적물의 체적유사농도	0.65	
내부마찰각	0.7	
중력가속도	9.8	m/s^2
침식속도에 관한 계수	0.0007	
퇴적속도에 관한 계수	0.05	
매닝 조도계수	0.03	$s/m^{1/3}$

토석류 모의조건

그림 2.204 토석류 실물실험지에 대한 수치해석

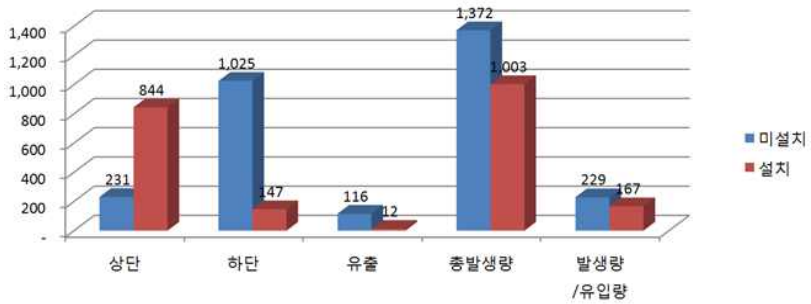


그림 2.205 토석류 실물실험지역에 대한 수치해석 결과

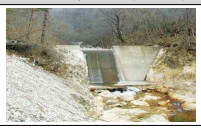
마. 투과형 사방댐 설계매뉴얼

(1) 차단시설 개요

토석류 차단시설은 그 기능과 특징에 따라 투과형과 불투과형으로 분류된다. 투과형은 개방부분이 있기 때문에 평상시에는 유출토사를 유하시켜 용량을 확보하고, 토석류 발생 시에는 유하하는 석력· 유목에 의해 투과단면을 채워 유출토사를 억지하는 것을 목적으로 설치 위치 및 기능에 따라 투과형 모듈러 강재사방댐, 슬릿사방댐, 골막이 등으로 나뉜다. 불투과형은 불안정한 토사의 이동을 억제하여 하도를 안정시키거나 산각을 고정시키는 것으로 중력식 콘크리트 사방댐이 대표적이다. 각각의 기능을 충분히 이해하고 현장에 가장 적합한 것을 선택하여 단독 또는

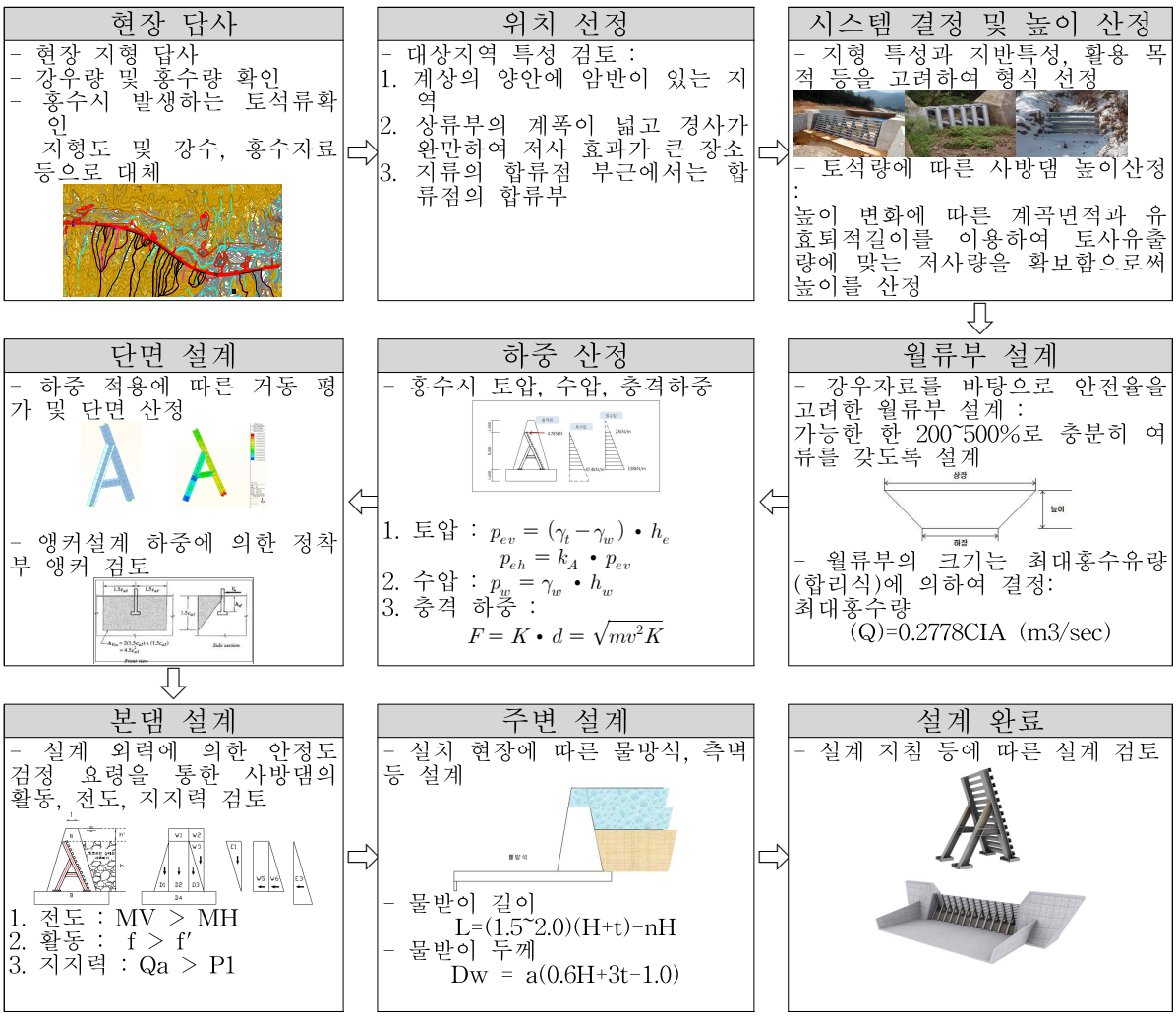
복수로 계획 한다.

표 2.65 투과형 사방댐의 종류가. 불투과형 사방댐

콘크리트사방댐	투과형모듈러강재사방댐	슬릿 사방댐	골막이
			
-내구성이 양호하고 현장여건에 맞는 구조체 형성이 가능하다. - 불투과로 인한 생태계 차단과 미관 불량, 상류측 설치 어려움, 투과형 대비 큰 규모 시공, 계절의 영향, 콘크리트 양생작업의 이원화로 공기가 길다는 단점이 있다.	- 구조부재를 모듈화 - 현장 조립을 함으로써 우수하고 균일한 품질의 시공이 가능 - 스크린 부재 틈새로 상, 하류 생태계 이동이 원활하며, 유지보수가 용이 - 어깨부와 기초부 등을 강재로 대체하여 급속시공이 가능 - 물과 토사는 서서히 유하시키고, 암석과 유목 및 유송잡물을 차단하는 시설 **(자연재해저감신기술제23호)**	- 강관을 콘크리트 기초 위에 세우는 구조 - 공장 제작 부재를 현장에서 간편하게 조립하여 품질관리가 용이하며, 상류측 적용시 규모대비 효과가 극대화 - 상, 하류 생태계 차단이 없다. - 큰 암석을 차단하고 경우에 따라 콘크리트를 채워 강도를 더 높일 수 있음	- 블록단위로 제품화된 구조물을 현장에 앵커로 고정시켜 설치하는 구조 - 공장제작, 현장 설치하므로 균일한 품질 시공이 가능 - 소규모로 운반 및 시공이 용이하다. - 계곡 상류에 설치하여 유속감소 및 유송잡물 차단 시설

(2) 설계 절차

표 2.66 설계 흐름도



(가) 현장 답사 및 위치선정

① 사방댐의 시공 장소는 상류유역의 산지가 안정되었거나 계간과 산각이 불안정하여 호우시마다 풍화토층의 침식붕괴와 산사태 등의 발생으로 토사, 석력이 유하 퇴적함으로써 하류의 전, 답, 가옥, 타 산업시설 등에 피해가 있거나 예상되는 황폐계간을 대상으로 한다.

② 사방댐의 설치 위치는 계상의 양안에 암반이 있는 지역, 상류부의 계곡이 넓고 경사가 완만하여 저사효과가 큰 장소, 지류의 합류점 부근에서는 합류점의 하류부에 설치한다.

③ 따라서 계곡의 평면도와 횡단면도, 종단면도 등을 통해 설치시의 주위 환경과 토공량, 사방댐 설치 폭 등을 고려하여 가장 적합한 위치에 설계하도록 한다.

(나) 토석류 규모와 설계 인자 결정

① 토석류 규모

토석류 대책 수립을 위해서는 토석류 위험 구간에서 유출될 것으로 예상되는 유출토석량과, 계획기준지점하류로 흘려 보내는 유하허용토석량을 결정해야 한다. 이때 발생하는 토석의 양은 계획기준지점을 기준으로 대책시설이 없는 것을 가정하여 산정하며, 필요시에는 여러 위치의 계획기준점을 설정하여 산정할 수도 있다. 유출토석량의 산정은 기본 조사와 상세조사결과를 바탕으로 산정한다.

$$V_Q = V_o + V_1 \tag{2.96}$$
$$= \Sigma V_i + \Sigma V_e - \Sigma V_d$$
$$V_Q = \Sigma V_i + \Sigma(L_i \times B_i \times Y_i) - \Sigma(L_i \times B_i \times D_i)$$

여기서, V_Q : 계획기준지점에서의 총유출토석량(total volume)

V_o : 최대 발생가능 토석량

V_1 : 최대 이동가능 토석량

V_i : 초기 붕괴토석량 (initial volume)

V_e : 계곡부에서 침식되는 토석량 (entrainment)

V_d : 계곡부에서 퇴적되는 토석량 (deposition)

L_i : 계곡의 단위 길이(m)

B_i : 계곡의 폭 (m)

Y_i : 계곡의 침식두께 (m)

D_i : 계곡의 퇴적두께 (m)

그림 2.206과 같이 계획기준 지점 상류의 유역 내에서 계곡이 여러 갈래로 갈라지는 경우는 토석류가 발생할 것으로 예상되는 모든 계곡부에서 발생하는 토석량을 합하여 총유출토석량을 계산한다.

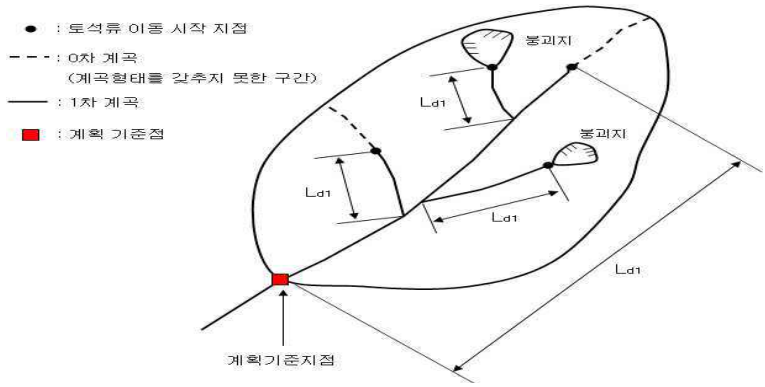


그림 2.206 토석류 계획규모의 산정에 적용하는 계곡 부의 길이

② 토석류 설계인자의 산정

㉮ 첨두토석유량 - 강우량에 기초한 방법을 이용하여 첨두토석유량의 산정

$$Q_{sp} = \frac{C_o}{C_o - C_d} Q_w \tag{2.97}$$

여기서,

Q_{sp} : 토석류의 첨두유량(m^3/sec)

C_O : 토석류 발생전 계곡에 퇴적된 토사의 용적농도,약 0.6~0.8정도

C_d : 토석류의 평균용적농도

Q_w : 홍수시의 첨두유량(m^3/sec)

㉯ 토석류의 평균용적농도(Cd)

$$C_d = \frac{\rho_w \tan\theta}{(\rho_s - \rho_w)(\tan\phi - \tan\theta)} \tag{2.98}$$

여기서,

ρ_s : 흙의 밀도(ton/m3, 약 2.6 내외)

ρ_w : 세립분이 섞인 물의 밀도(ton/m3, 약 1.1~1.2 내외)

θ : 계곡의 평균경사 (계획지점에서 상류 200m 까지의 평균 경사)

ϕ : 계곡바닥 퇴적토사의 잔류내부마찰각 (20~30°)

* 토석류의 농도 C_d값이 $C_d > 0.9 * C_o$일 때 $C_d = 0.9 * C_o$, $C_d < 0.3$일 때 $C_d = 0.3$ 적용

㉰ 홍수시 유출유량(Q_w)- 합리식을 이용하여 산정

$$Q = 0.278 \cdot C \cdot I \cdot A \tag{2.99}$$

여기서,

Q_w : 계획지점에서의 홍수시 첨두유량(m^3/sec)

C : 유출계수(≒ 0.7~0.9)

I : 유역의 도심에서 계획지점까지 홍수파의 도달시간에 해당하는 강우강도(mm/h)

A : 계획지점에 영향을 주는 유역의 면적(km^2)

㉱ 토석류의 유속

- 개수로에서의 유속을 산정할 때 사용하는 Manning의 식을 이용하여 산정

$$v_d = \frac{1}{n} D^{\frac{2}{3}} S^{\frac{1}{2}} \tag{2.100}$$

여기서,

v_d : 토석류의 평균유속(m/s), n : 계곡바닥의 조도

D : 토석류 흐름의 경심 (토석류의 수심, D_d과 동일한 것으로 간주)

S : 계획지점의 계곡 경사도 (= $\tan\theta$)

㉲ 토석류의 평균수심은

- 계획지점에서의 계곡폭과 첨두토석유량 값을 이용하여 산정

$$D_d = \frac{Q_{sp}}{v_d \cdot B_d} \tag{2.101}$$

여기서,

D_d : 토석류의 평균 수심,

Bd : 계획지점에서의 계곡폭

③ 유효 저사량에 따른 사방댐 높이 산정

㉮ 높이 변화에 따른 계곡면적과 유효퇴적길이를 이용하여 유효저사량을 산정한다. 유출토사량을 충분히 저사할 수 있도록 높이를 산정하고 유출량에 따라 사방댐을 단독 또는 복수로 계획한다.

㉯ 투과형 사방댐은 장기적으로 토석류에 의해 막히는 것을 예상해야 하기 때문에 사방댐이 월류부 천단으로부터 원계상 물매의 2/3 기울기로 형성되는 퇴사선 이하의 토사포착을 유효저사량으로 한다.

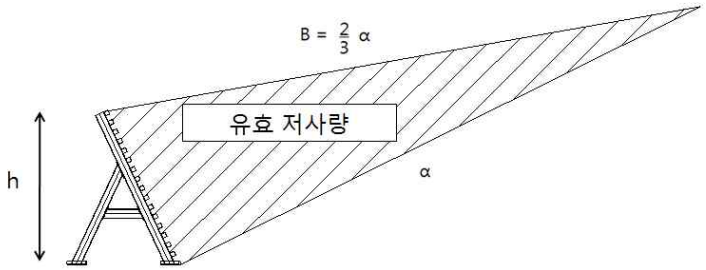


그림 2.207 토석류 저사를 위한 투과형 사방댐의 유효 저사량

④ 월류부 단면 산출

㉮ 월류부는 댐 반수면의 끝부분, 물받침 부위와 암반의 지질, 댐 축설 지점의 상하류 양안의 상태 등을 고려하여 결정하는데, 축설 지점의 암반인 쪽에 설치하며 암반이 없는 경우는 중앙부에 설치한다. 월류부의 형상은 일반적으로 역사다리꼴을 많이 이용하며 월류부 양 옆의 기울기는 1:1 즉 45도를 표준으로 한다.

㉯ 홍수후의 유수는 토석을 함유하고 있어 청수의 경우에 비하면 유속이 떨어지고 수위가 높아질 뿐만 아니라 집중 호우 시에 유출되는 유목과 대 전석 등 장애요인으로 월류부는 물론 어깨부를 월수하여 댐 시설을 파괴시키는 결과를 초래하게 되므로 월류부의 크기는 가능한 한 200~500%로 충분히 여유를 갖도록 설계한다. 월류부의 크기는 일반적으로 최대홍수유량(합리식)에 의하여 결정할 수 있다.

⑤ 하중 산정

㉮ 정수압

정수압은 물의 단위중량과 각 검토 조건별 수위를 곱하여 구한다.

$$p_w = \gamma_w \cdot h_w \tag{2.102}$$

여기서,

γ_w : 물의 단위체적중량(kN/m^3), 세립분 함량을 고려하여 1.1~1.2

h_w : 각 조건별 고려하는 수위(m)

㉯ 토사압

퇴적 토사압은 수위조건에 따라 흙의 전체단위중량 또는 흙의 수중유효단위중량과 퇴적토사의 높이를 곱한 값으로 하고, 퇴적토사압의 수평분력은 주동토압계수를 고려하여 산정한다.

$$p_{ev} = (\gamma_t - \gamma_w) \cdot h_e \tag{2.103}$$

$$p_{eh} = k_A \cdot p_{ev} \tag{2.104}$$

여기서,

p_{ev} : 퇴적토사압의 연직분력(kN/m^2), p_{eh} : 퇴적토사압의 수평분력(kN/m^2)

γ_t : 퇴적토사의 전체 단위중량(kN/m^3)

γ_w : 물의 단위중량(kN/m^3)

h_e : 각 조건별 퇴적토사의 높이(m)

k_A : 주동토압계수 $Ka = \frac{1-\sin\Phi}{1+\sin\Phi}$

㉱ 충돌에 의한 충격력

$$F = K \cdot d = \sqrt{mv^2K} \tag{2.105}$$

여기서,

K: 구조물의 스프링강성계수 , $K = \frac{48EI}{L^3}$, m : 암괴의 질량 (ton), v : 평균 유속 (m/s)

⑥ 부재의 내적 안정 검토(midas civil 해석프로그램 활용)

해석 프로그램을 이용하여 응력, 축력, 전단, 모멘트 부분의 부재 단면 검토 실행

⑦ 설계 외력에 의한 안정도 검정

댐에 작용하는 수압 및 토압을 댐 뒷면의 퇴사와 담수상태에 따라 5가지의 형으로 분류하여 그 중 해당형을 선택하여 순서에 따라 검정한다(사방기술교본 참고).

⑧ 정착부 안정검토

정착부 안정은 콘크리트용 앵커 설계법 및 예제집에 의한 성능 평가를 통하여 검토

바. 기존 토석류 재해 방지를 위한 설계기준서 조사 및 분석

도로에 피해를 유발시키는 토석류 재해 방지를 위하여 토석류 방호 대책공법 설계에 대한 설계기준, 설계요령 등의 지침서들이 제시 또는 개정되고 있다. 그러나 산악지에서 발생하는 토석류의 발생원인, 토석류의 구성 물질, 토석류의 흐름 특성 등을 규명하기가 쉽지 않으므로 토석류 방호시설 설계를 위한 명확한 기준을 제시하기 어려운 실정이다. 이러한 가운데에서도 여러 기관의 노력에 의해 지금까지 토석류 피해 방지를 위한 시설물의 설계와 관련된 방침서가 제시되었다.

(1) 도로설계편람

토석류 차단시설 설계를 위하여 도로설계편람에 기본계획단계, 수리설계단계, 구조안정설계단계 등의 설계 절차를 제시하였다.

(2) 비탈면 설계기준

건설공사 비탈면 설계기준(2011.11)에 토석류로 인한 시설물의 피해를 방지 또는 저감시키기 위한 대책의 설계 적용을 위해 '토석류 대책시설' 편을 추가, 개정하였다.

(3) 사방사업의 설계・시공 세부기준

사방사업의 설계・시공 세부기준에서 산악지 산사태 발생에 대한 사방 시설물의 설계에 대한 기준을 제시하였다.

(4) 고속도로 토석류 조사 및 대책 설계 지침

토석류 대책 적용을 위한 계획수립, 토석류 발생에 대한 조사방법, 대책공법 설계에 적용하기 위한 설계정수 산정 방법, 구조물 설계방법 및 안정성 검토 등의 내용이 포함되어 토석류 설계를 위한 전반적인 절차와 방법을 제시하였다.

(5) 도로설계요령

고속도로 토석류 설계에 대한 설계기본사항, 대책공법, 유지관리에 대하여 설계방법이 도로설계요령(2009)에 제시되었다.

사. 다중제어시스템 토석류 모형 실험

실제적으로 4차년도에 와서 그림 2.208과 같이 제작하였다. 제작된 토석류 모형 실험장치의 유로각은 0°~55°로 자유롭게 조정이 가능하며 유로의 길이와 폭은 각각 4m, 0.65m이고 시료박스의 부피는 0.14m^{3}이다. 또한, 재해방지공 설치를 위해 유로 중앙 구역과 하단부에 방지공을 설치할 수 있도록 그림 2.208(c)와 같이 제작하였다.



(a) 유로



(b) 시료 박스



(c) 재해방지공 설치 구역

그림 2.208 토석류 모형 실험장치

(1) 계측 센서 설치

모형 실험시 실험조건에 따라 토석류의 속도 변화를 측정하기 위해 센서를 설치하였다.



(a) 센서 설치 위치



(b) 센서 설치 모습



(c) Data 로거

그림 2.209 센서 설치 위치 및 **Data** 로거

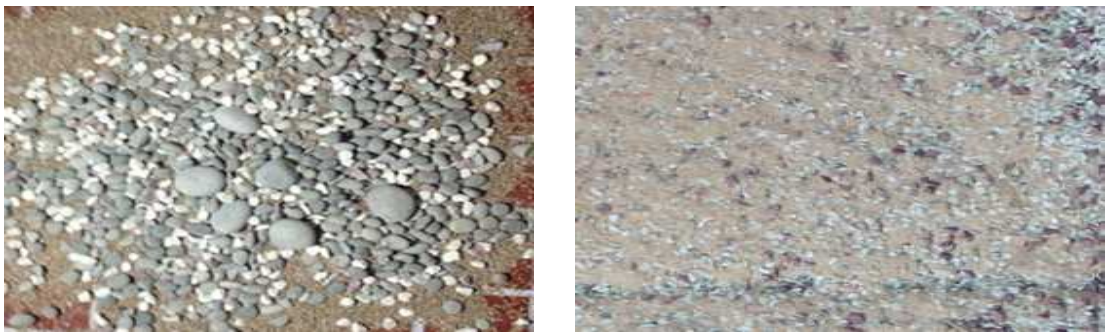
시료박스를 열어 토석류가 진행되면 그림 2.209(a)의 T1에 위치한 센서가 이를 감지하고 시간 측정이 시작된다. 이후 토석류가 T2, T3에 이르게 되면 센서가 이를 측정하고 Data 로거에 시간이 측정된다.

(2) 토석류 모형 실험

기존 토석류 연구는 강원도 영동지역을 중심으로 수행하였다. 하지만 2011년 우면산 토석류 발생으로 인해 사회적인 관심 반영을 하여 4차년도부터 대표적인 지역인 강원도 영동과 강원도 영서, 우면산 지역으로 구분하여 실험을 진행하였다.

(3) 속도 및 분포도 실험

골재는 그림 2.210과 같이 강원도(영동)과 서울(우면산)을 대표하는 시료를 분석하여 선정하였고, 각각의 혼합시료 총 무게는 80kg으로 동일하다.



(a) 혼합시료 A(강원도 영동) (b) 혼합시료 B(강원도 영서, 우면산)

그림 2.210 혼합시료

표 2.67 혼합시료 크기와 무게

구 분	크기(mm)	무게(kg)
혼합시료 A	30	20
	20 ~ 30	20
	8 ~ 10	20
	4 ~ 7	20
혼합시료 B	4 ~ 7	20
	2 ~ 4	20
	0.4 ~ 0.8	40

유로 각도는 15°, 25°, 35°, 45° 총 4가지의 경우에 대하여 속도와 분포도를 확인하였다. 또한 혼합시료에 물을 첨가하여 건기시와 우기시를 비교 분석하였다.

(4) 충격량 실험

충격량 시험은 그림 2.211와 같이 유로부 끝단에 로드셀을 설치하여 각각의 경사별로 실험을 진행하여 비교분석하였다.



그림 2.211 충격량 시험

(5) 다중제어시스템 모형 실험

특허출원한 2가지 제어시스템의 분산효과와 속도 저감 효과를 결합하여 그림 2.212와 같은 다중제어시스템을 개발하였다. 크게 보호공과 1차 제어망 2차 제어망으로 구분 할 수 있으며 1차 제어망의 입경은 크고, 2차 제어망의 입경은 작아 다양한 입경으로 구성되어 있는 토석류에 대해 분산대응 함으로써 각각의 제어망에 부담을 최소화 할 수 있다. 또한 제어망은 가운데 제어공 내부 시스템에 의하여 토석류 충격시 일정 힘 이상을 받게 되면 늘어나게 되는데 이는 토석류의 속도를 줄여 효과적으로 제어하고자 함이다. 또한 아래 그림에서와 같이 제어망 앞에 위치한 보호공의 역할은 제어공 내부의 제어시스템을 보호하는 것으로 토석류의 흐름이 진행되는 계곡의 중심부가 오목하여 중앙으로 집중된 토석류의 충격력을 완화하는 목적이다.

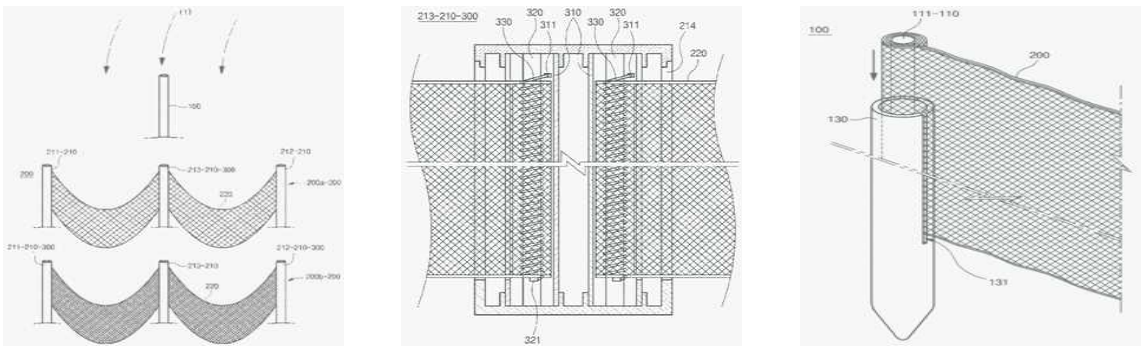


그림 2.212 다중제어시스템 개념도

아. 산지토사재해 저감을 위한 방재 시설물 및 제도적 개선사항 제안

(1) 환경친화적 사방댐 국내외 건설사례조사를 통한 설계 제안

(가) 자연과 조화로운 사방구조물의 설계

자연과 조화로운 사방구조물을 설치하기 위해서는 자연과 조화로운 사방구조물의 형성을 위한 기본방침인 「기능미의 존중」및 「주변 환경과의 조화」를 계획시 요구사항에 추가한다. 이 요구사항이 만족되기 위해서 설계조건은 설계기술에 의해서 직접 평가할 수 있는 수치로 표현해야 한다.

① 설계조건의 검토

㉮ 자연과 조화로운 사방구조물의 형성에 있어서 요구사항이 설계조건 안에 부족함이 없이 포함되어 있는 가를 객관적으로 판단하는 것은 어렵다. 따라서 한 사람의 기술자 독단에 빠지지 않기 위해 전문가 및 전문기관의 협조를 거쳐 다양한 관점에서의 의견이 반영되도록 회의를 개최하고 설계조건에 자연환경상 요구사항이 포함되어 있는 가를 확인한다.

㉯ 설계조건의 검토는 아래의 사항이 설계조건에 반영되고 있는 가 또는 반영할 필요가 있는 가 등을 확인한다.

- 기능에 관한 확인사항 (요구되는 방재기능의 확인 등)
- 장소의 환경에 관한 확인사항 (경관 이미지의 파악 등)
- 새로운 경관에 관한 확인사항 (설계의도의 구축 등)

② 설계 타당성의 검토

㉮ 설계 대조를 할 때, 도면 등에 의해 표현되는 수치가 경관상의 요구사항을 만족한 가를 검증할 목적으로 전문가를 포함한 회의를 개최한다.

㉯ 설계의 타당성의 검토로는 아래의 사항이 도면 등에 반영되고 있는 가를 확인한다.

- 기능을 만족하기 위한 확인사항(구조 형식의 결정 등)
- 기능을 보완하기 위한 확인사항(부대시설의 결정 등)
- 주변 환경과 조화를 이루기 위한 확인사항(적절한 스케일감, 생태계에 고려의 결정, 시간축의 고려 등)

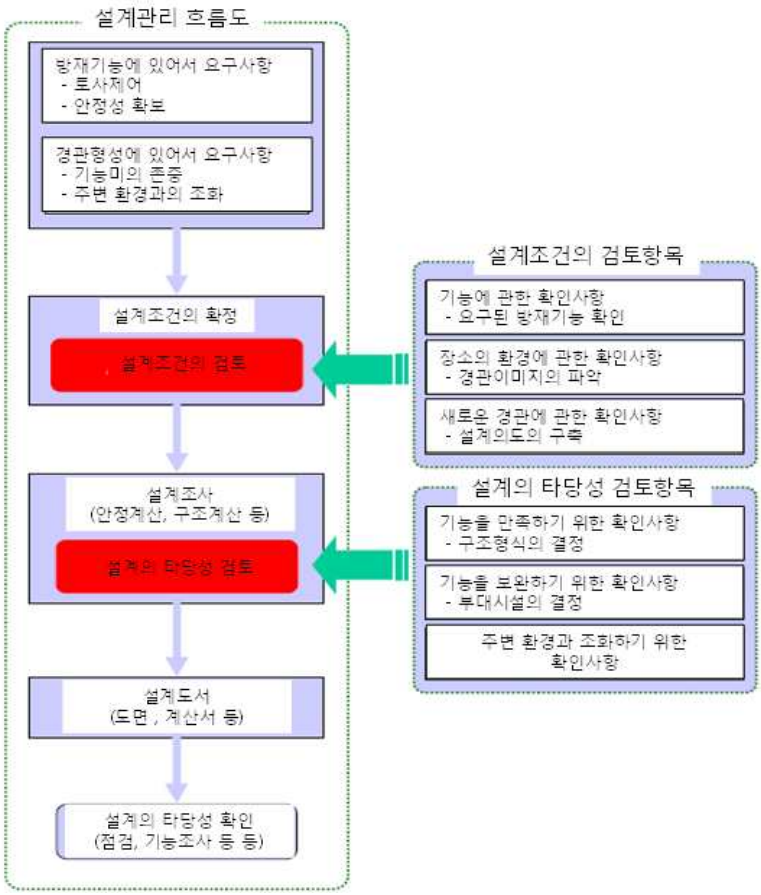


그림 2.213 경관형성을 위한 설계 순서

제 3 절 연구수행결과 및 결과의 검증방법

1. 산악지 도로 선형/배수 설계 및 재해예측지도개발

가. 산사태 및 토석류 위험도 평가 모델 및 시스템 검증

(1) 산사태 및 토석류 위험도 평가 모델 검증

(가) 산사태 위험도 예측 모델의 검증

로지스틱 모델의 성능 검증은 로지스틱 회귀식에 의해 계산된 예측 결과와 실제 발생 여부를 비교하여 수행한다. 예측결과의 경우 DB내의 모든 구간에 대하여 각 지점별 발생 확률을 계산하며 판단 기준 값을 통하여 발생과 미발생 여부를 판단하게 된다. 예측결과와 실제 발생여부는 표로 작성하여 비교하게 되며 이를 정오분류표라고 한다. 표 2.68은 분류 기준 값 0.5에서의 산사태 위험도 예측식의 정오분

류표이다. 이는 50%이상의 확률을 나타낼 경우 산사태 발생, 미만일 경우 산사태 미발생으로 판단한다는 의미이다. 정오분류표에 의한 산사태 위험도 예측식의 적합성을 보면 산사태 미발생지역에 대한 분류정확도는 99%로 매우 우수하며 3곳의 판단 오류가 발생하였다. 산사태 발생지역의 경우 분류정확도는 76%이며 오차 확률이 24%이다. 총 423구간 중 387구간의 산사태 발생 여부를 정확하게 판단하였으며 36개의 오차가 발생하였다. 전체 Data에 대한 산사태 위험도 예측식의 정확도는 92%로 매우 신뢰성 있는 결과를 보이는 것으로 판단된다.

표 2.68 산사태 발생 예측모델의 적합도

판단 기준	판단 : 정확	판단 : 오류	합계	분류정확도(%)
산사태 미발생지역	281	3	284	99
산사태 발생지역	106	33	139	76
합계	387	36	423	92

(나) 토석류 위험도 평가 모델 검증

개발된 토석류 발생 확률식에 대한 검정은 표 2.69의 정오분류표에 의하여 알 수 있으며 로지스틱 회귀모형의 정확성에 대하여 판별할 수 있다. 산사태 미발생지 전체 20지역 중 18곳에 대하여 미발생지로 정확하게 판단하였으며 정확도는 90%이고 산사태 발생지의 경우 22지역 중 21개 지역을 산사태가 발생하는 것으로 판단하였으며 정확도는 87.5%이다. 따라서 총 93%이상의 정확도를 확보할 수 있다.

표 2.69 토석류 위험도 산정을 위한 로지스틱 회귀분석 정오분류표

판단기준	판단:정확	판단:오류	합계	분류정확도 (%)
미발생	18	2	20	90%
발생	21	1	22	96%
전체	39	3	42	93%

(2) 산사태 및 토석류 위험도 분석 시스템 검증

본 연구에서는 연구개발한 산사태 및 토석류 위험확률에 대한 로지스틱 회귀식 모형을 시스템화 한 것으로 산사태 및 토석류 위험도 분석 시스템을 강원도 평창군 진부면에 시범적용하여 현장조사에 의해 조사된 토석류 발생위치가 위험도가

높게 분석되었음을 확인할 수 있었다.

(가) 산사태 및 토석류 위험도 분석 시스템과 현장조사자료의 비교를 통한 검증(강원도 평창군)

우선 3일누적강우량 271mm에 대한 산사태 발생확률지도를 분석하고 유역단위 토석류 위험도를 분석하였으며 다음 그림 2.214는 산사태 발생확률지도와 산사태 발생위치 및 토석류 위험도 분석 결과이며 그림 2.215를 보면 실제 현장조사된 지점과 비교했을 때 일치하다는 것을 보여주고 있다.

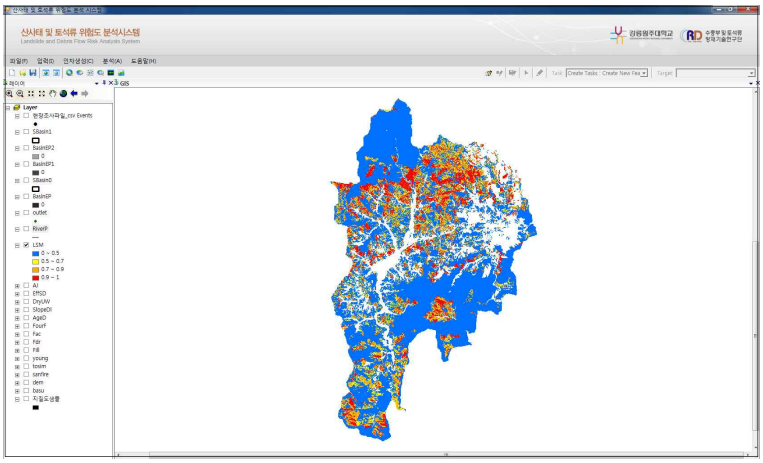


그림 2.214 산사태 발생확률지도

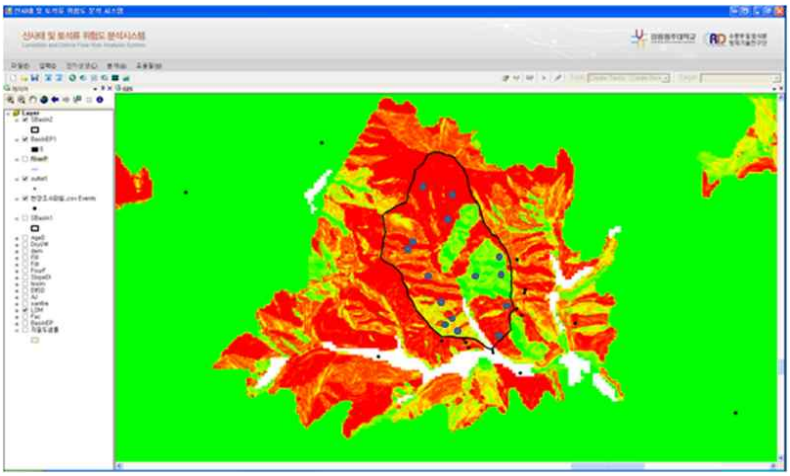


그림 2.215 분석결과 검토 자료

(나) 산사태 및 토석류 위험도 분석 시스템과 산림청 산사태위험지 관리시스템과의 비교검증(강원도 인제군)

그림 2.216은 산림청의 산사태 위험지 관리시스템에 의한 인제군의 산사태 위험지역이며 그림상의 파란색으로 표시된 부분이 실질적으로 산사태가 발생한 위치가 되겠다. 산림청 산사태 위험지 관리시스템상의 붉게 표시된 부분이 산사태 위험지로 평가되었는데 실제로 산사태가 발생한 푸른색의 삼각형 부분과는 상반된 결과가 나타난 모습이다. 그러나 강릉원주대에서 개발된 그림 2.217의 산사태 및 토석류 위험도 평가 시스템을 보면 산사태 및 토석류 발생확률이 높게 나타난 붉은 색으로 표시된 부분과 실제로 산사태가 발생한 지역이 상당히 신뢰성이 높게 일치하는 모습을 볼 수 있다.

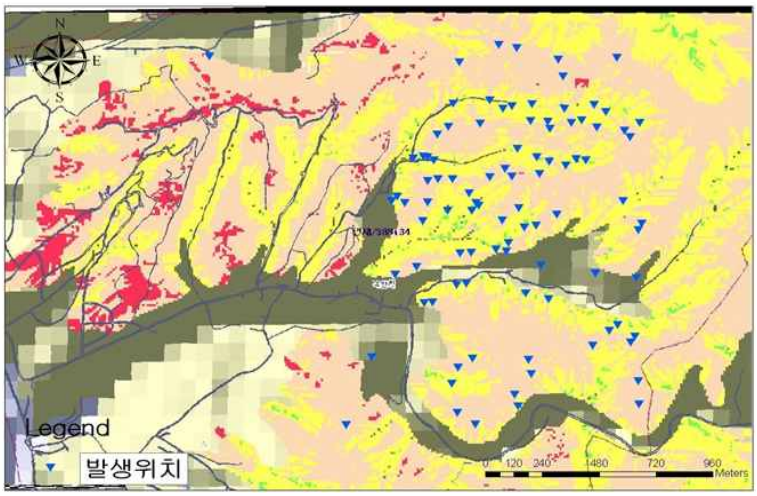


그림 2.216 산림청의 산사태위험지관리시스템 이용한 인제군 재해지도

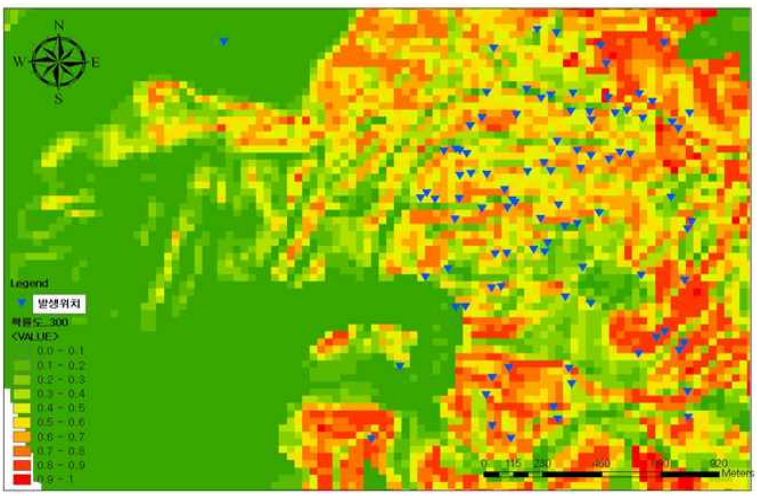


그림 2.217 산사태 및 토석류 위험도 분석 시스템 이용한 인제군 재해지도

(다) 산사태 및 토석류 위험도 분석 시스템과 산림청 산사태위험지 관리시스템

과의 비교검증(서울시 우면산)

서울시 우면산을 대상으로 비교해보았을 때 산림청의 산사태 위험지 관리시스템의 경우 그림 2.218과 같이 산사태의 위험지역은 크게 3곳이 존재하는 것에 비해 강릉원주대의 산사태 및 토석류 위험도 분석 시스템의 경우는 그림 2.219와 같이 실제 우면산의 산사태 및 토석류 발생과 일치하는 우면산 전 구간이 산사태에 위험한 것으로 나타났다.

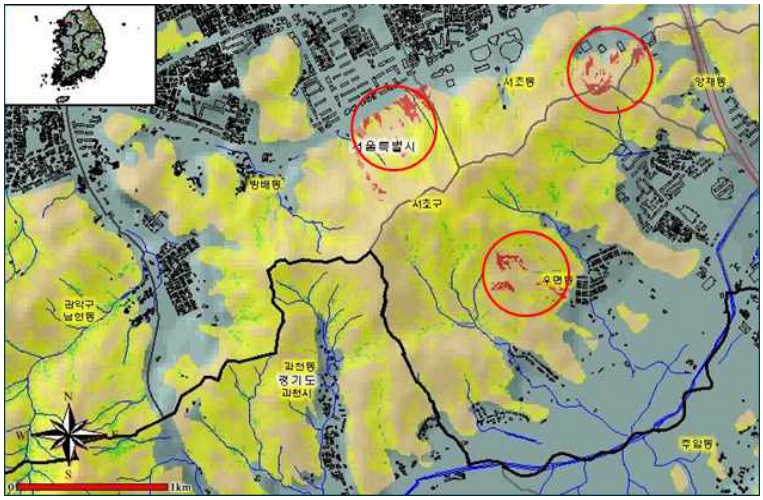


그림 2.218 산림청(산사태위험지관리시스템)의 서울시 우면산 재해지도

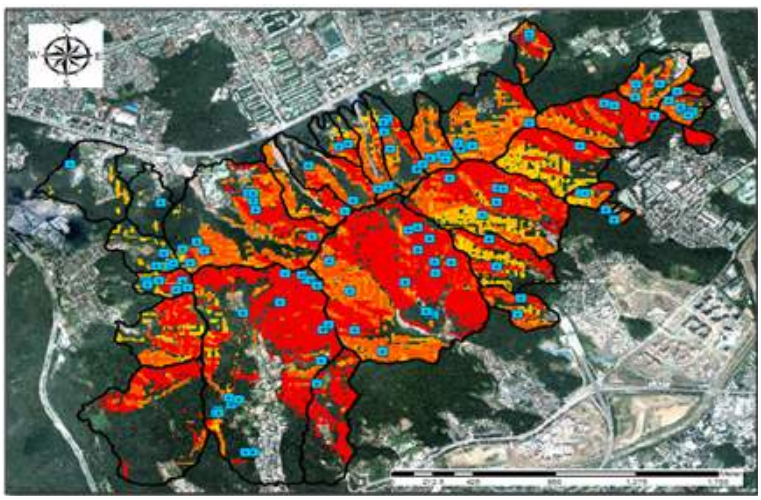


그림 2.219 산사태 및 토석류 위험도 분석 시스템 이용한 서울시 우면산 재해지도

나. GIS 기반의 강원도 지역 재해지도 작성

산사태 및 토석류 위험도 분석 시스템을 적용하여 강원도 지역 재해지도를 작성

하였으며, 재해지도는 시군구단위로 빈도별(3년, 5년, 10년) 지속시간 72시간(3일누적)에 대한 확률강우량에 따른 산사태발생확률지도를 작성하였다. 다음 그림 2.220은 강릉지역의 재해지도 작성예이다.

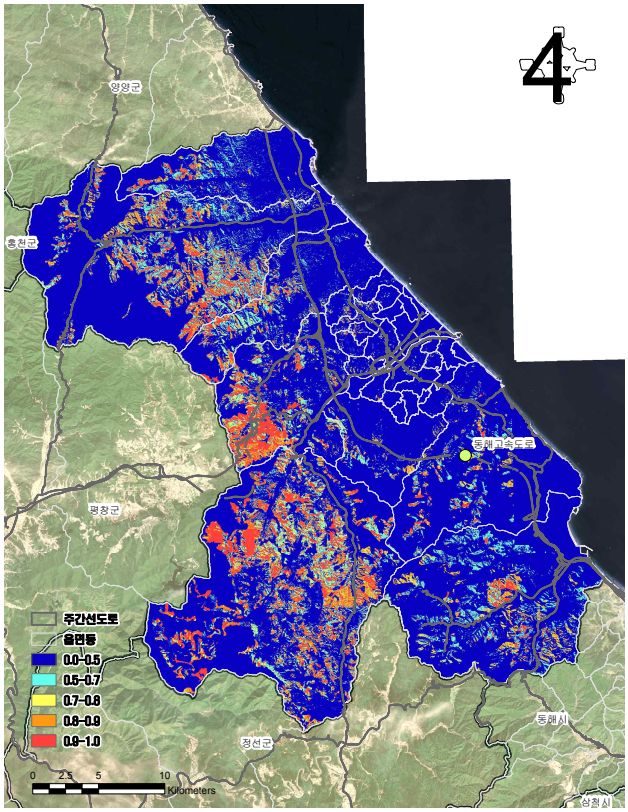


그림 2.220 강릉지역의 재해지도 (3년빈도)

(1) GIS기반의 인제군 재해지도 검증

재해지도의 비교 검증을 위해 산림청의 산사태 위험지 관리시스템의 재해예측지도와 본 연구를 통해 개발된 GIS기반의 재해지도를 인제군을 대상으로 비교해 보았다.

그림 2.221는 산림청의 산사태 위험지 관리시스템에 의한 재해지도로서 그림상의 파란색으로 표시된 부분이 실질적으로 산사태가 발생한 위치가 되겠다. 재해지도상 붉게 표시된 부분이 재해지도상 산사태 위험지도 평가되었는데 실제로 산사태가 발생한 부분과는 다소 차이가 발생하는 모습이다. 그러나 본 연구를 통해 개발된 그림 2.222의 GIS기반의 재해지도를 보면 재해지도상의 붉은 색으로 표시된 부분과 실제로 산사태가 발생한 지역이 상당히 신뢰성이 높게 일치하는 모습을 볼

수 있다.

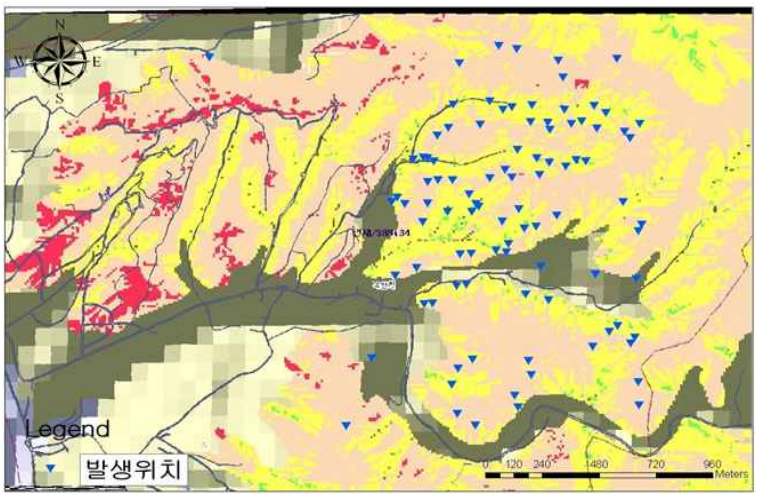


그림 2.221 산림청(산사태위험지관리시스템)의 인제군 재해지도

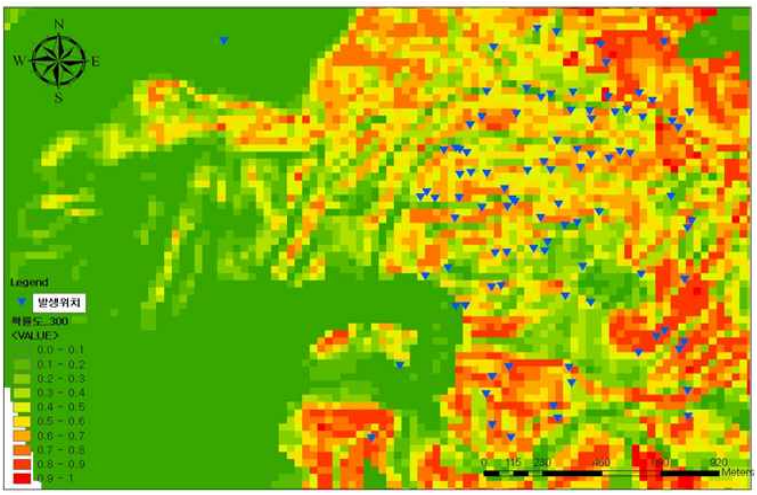


그림 2.222 산사태 및 토석류 위험도 분석 시스템 이용한 인제군 재해지도

다. 산지방재 및 LCC를 고려한 대안노선 평가시스템 개발

(1) 시범적용을 통한 시스템 검증

(가) 시범노선 개요

본 시스템의 시범적용을 위한 대상지역은 국도 59호선이 위치한 강원도의 평창군과 정선군으로 선정하였다. 시범지역 노선은 국도 59호선 중 강원도 정선군 북평면 나전리를 시점으로 하여 강원도 평창군 진부면 마평리를 종점으로 하는 노선으

로 노선연장 총 20.0km 중 2공구 5.94km 구간을 대상으로 하였다.

이 구간은 2006.7.14~18일 집중호우로 대부분의 도로가 유실되었으며, 기존도로의 선형이 불량하여 사고위험이 상존한 지역이다.



그림 2.223 시범노선(국도 59호선) 위치도

(나) 입력자료

산사태발생확률지도는 2006년 7월 집중호우시의 3일누적강우량을 적용하여 추출된 지도를 적용하였으며 노선안 3개를 시범적용하였다. 노선안 1, 2, 3의 공사정보 등 입력정보는 다음의 표 2.70와 같다.

표 2.70 강원권 국도59호선 대안노선 입력정보

분류	세부정보		대안노선1	대안노선2	대안노선3
기본정보	도로위치		o	o	o
	프로젝트명		경제성노선	우회노선	구조물대체
	구간정보		산지부	산지부	산지부
	차로수		2	2	2
	도로연장(km)		5.94	6.19	5.94
	교량연장(km)		0.660	0.605	0.915
	터널연장(km)		1.800	1.910	2.250
초기공사비	토공		30억	23억	32억
	배수공		23억	28억	23억
	교량공		175억	174억	249억
	터널공		250억	265억	320억
	기타공		265억	288억	280억
	초기공사비 합계		743억	778억	904억
교통량정보	개통년의 AADT(대/일) 양방향		7,839		
	년간 교통량 증가율(%)		0.9		
	차종별 ADDT 비율 (%)	승용차	58.8		
		소형버스	0.9		
		대형버스	2.2		
		소형트럭	33.7		
		중형트럭	4.2		
		대형트럭	0.2		
경제지표	분석기간(년)		20년		
	할인율 (%)		5.5		
	통행시간 가치지표 (2007년기준)	승용차	17,547		
		소형버스	120,825		
		대형버스	120,825		
		소형트럭	16,864		
		중형트럭	16,864		
		대형트럭	16,864		
단가정보	교량		500,803,000		
	교량포장		7,414,430		
	터널		58,547,000		
	터널포장		7,414,430		
	아스팔트 덧씌우기		15,210,900		

(라) 분석결과

시범적용 구간의 각 노선별 재해 위험도와 LCC 결과는 다음과 같다.

표 2.71 노선별 산사태 재해위험도

노선명	위험률의 합 ($R_{total-50\%}$)		노선셀 개수 (C_{count})	위험도(R_{route}) (%)
	노선전체구간	구조물 구간		
대안1 (경제성 노선)	159.87	83.07	216	35.55
대안2 (우회노선)	57.84	34.74	83	27.84
대안3 (구조물 대체)	159.87	89.64	216	32.51

표 2.72 노선별 LCC 결과 비교

노선명	초기공사비	유지보수비	LCC 총비용
대안1 (경제성 노선)	743억	4.6억	747.6억
대안2 (우회노선)	778억	4.8억	782.8억
대안3 (구조물 대체)	904억	4.3억	908.3억

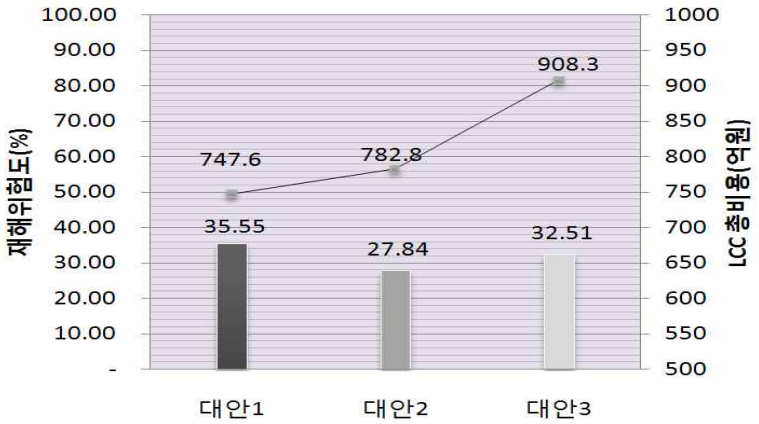


그림 2.224 대안노선 재해위험도, LCC 총비용 비교

각각의 노선안에 대한 재해위험도를 분석한 결과 노선안 1의 재해위험도는 35.6%로 산출되었으며, 노선안 2는 27.9%, 노선안 3은 32.5%로 산출되었다.

초기공사비를 포함한 LCC 비용은 표 2.73와 같이 산출되었다. 유지보수비는 각 노선별로 큰 차이를 보이지는 않았으나 초기공사비가 큰 영향을 차지함을 알 수 있었다.

재해위험도 측면에서 볼 때 재해위험지역을 우회해서 계획한 노선인 노선안 2가 재해위험을 최소화시킬 수 있을 것으로 사료되며 노선안 3의 경우 노선안 1에 비해 재해위험도는 낮았지만 재해위험지역을 터널 및 교량 구조물로 계획하여 LCC 총비용이 많이 증가함을 알 수 있었다. 이는 노선선정 결정자의 의사결정시 참고자료로 활용될 수 있다.

도로의 노선선정의 경우 공사비를 비롯한 다양한 항목의 장단점 분석을 통하여 결정되므로 노선의 최종결정은 사용자가 판단하여 결정하는 것이 타당할 것으로 사료되며 본 시스템은 그러한 의사결정의 보조수단으로서 매우 유용할 것으로 판단된다.

라. 산지도로 대안노선 평가시스템 통합프로그램 개발

(1) 산지도로 대안노선 평가시스템 시범노선 검증결과

수정된 대표위험구간 알고리즘 및 복구비용 산정 알고리즘을 검증하기 위해 국도59호선을 시범적용하였다. 대안노선 3개를 시스템을 통해 검증하였으며 각 노선의 대표위험구간 및 대표위험구간에 따른 산사태 복구비용은 다음과 같다.

표 2.73 대안노선 1 분석결과

구분	해당격자	평균확률	최소값	최대값	피해규모	복구비용(원)	위험률(%)
1-1	3개	0.58	0.5	0.68	小	83,108,894	
1-2	6개	0.71	0.55	0.89	中	636,810,480	
1-3	8개	0.74	0.54	0.91	中	849,080,640	
1-4	17개	0.80	0.66	0.92	中	1,804,296,360	
1-5	15개	0.92	0.89	0.95	中	1,592,026,200	
합계						4,965,322,574	21.58

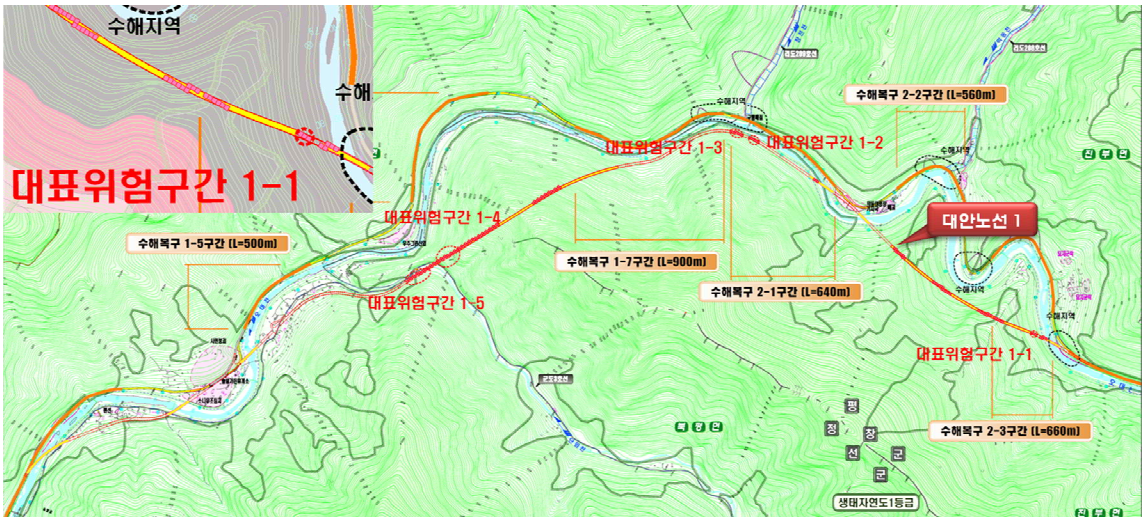


그림 2.225 대안노선 1 대표위험구간 분포도

표 2.74 대안노선 2 분석결과

구분	해당격자	평균확률	최소값	최대값	피해규모	복구비용(원)	위험률(%)
2-1	4개	0.56	0.53	0.59	小	117,225,192	
2-2	6개	0.71	0.55	0.89	中	636,810,480	
2-3	8개	0.74	0.54	0.91	中	849,080,640	
2-4	7개	0.52	0.51	0.54	小	205,144,086	
2-5	3개	0.72	0.68	0.74	中	318,405,240	
2-6	6개	0.52	0.50	0.54	小	175,837,788	
합계						2,302,503,426	24.16

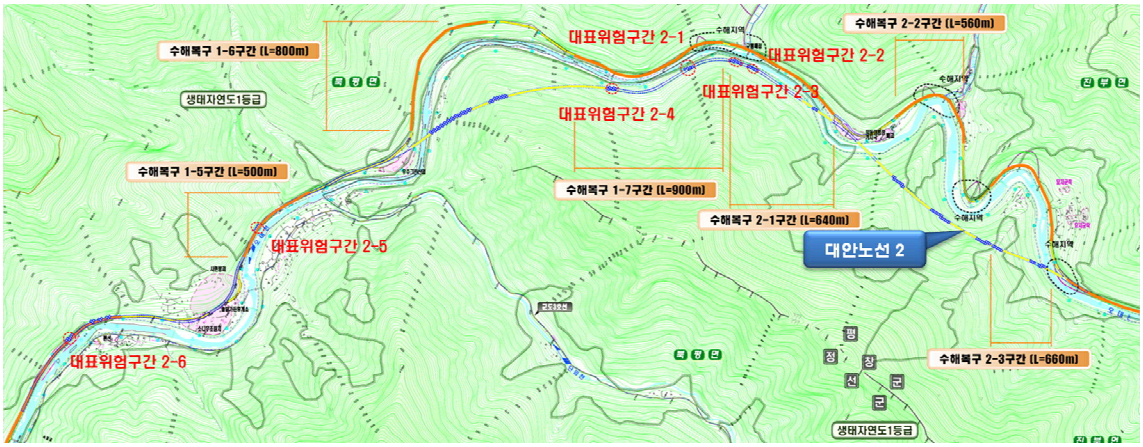


그림 2.226 대안노선 2 대표위험구간 분포도

표 2.75대안노선 3 분석결과

구분	해당격자	평균확률	최소값	최대값	피해규모	복구비용(원)	위험률(%)
2-1	6개	0.71	0.55	0.89	中	636,810,480	
2-2	8개	0.74	0.54	0.91	中	849,080,640	
2-3	3개	0.90	0.88	0.92	中	318,405,240	
2-4	12개	0.92	0.89	0.95	中	1,273,620,960	
합계						3,077,917,320	14.70

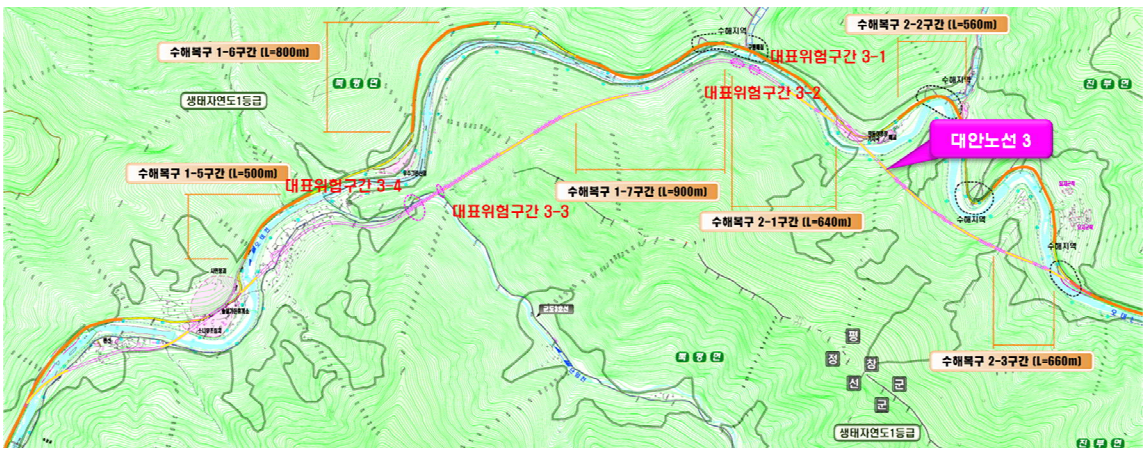


그림 2.227 대안노선 3 대표위험구간 분포도

(2) 산지도로 대안노선 평가시스템 화면설계

(가) 자료등록(벡터Data, 레스터Data, 대안노선, 단가정보)

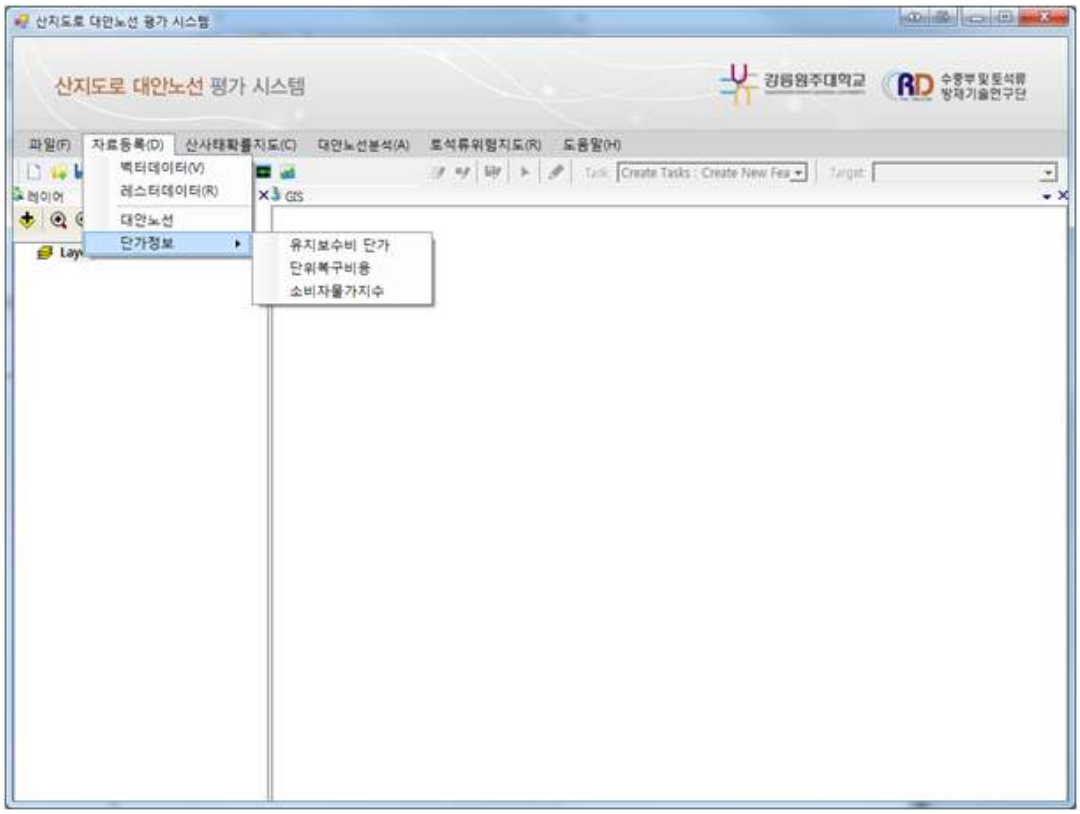
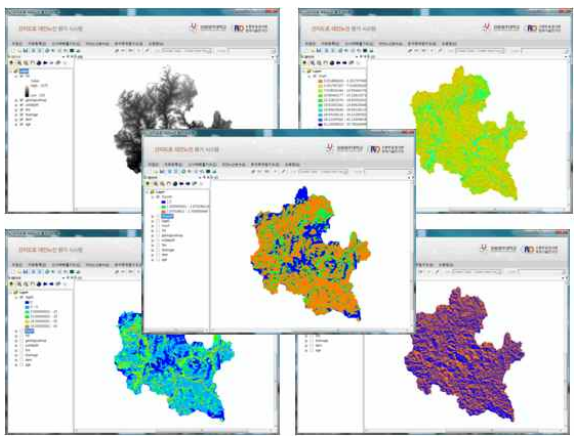


그림 2.228 자료등록(벡터Data, 레스터Data, 대안노선, 단가정보)

(나) 산사태확률지도(영향인자 생성, 산사태발생확률지도 생성)



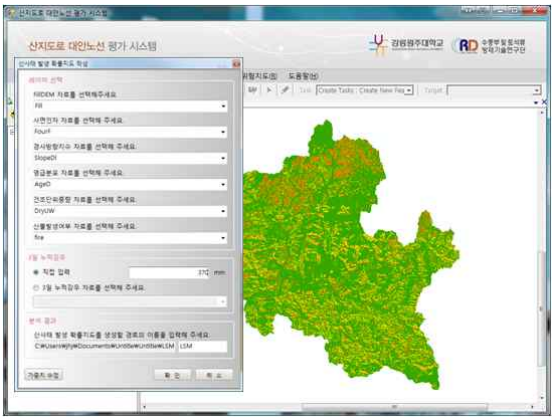


그림 2.229 산사태확률지도 생성

(다) 자료등록(단가정보, 대안노선 정보)

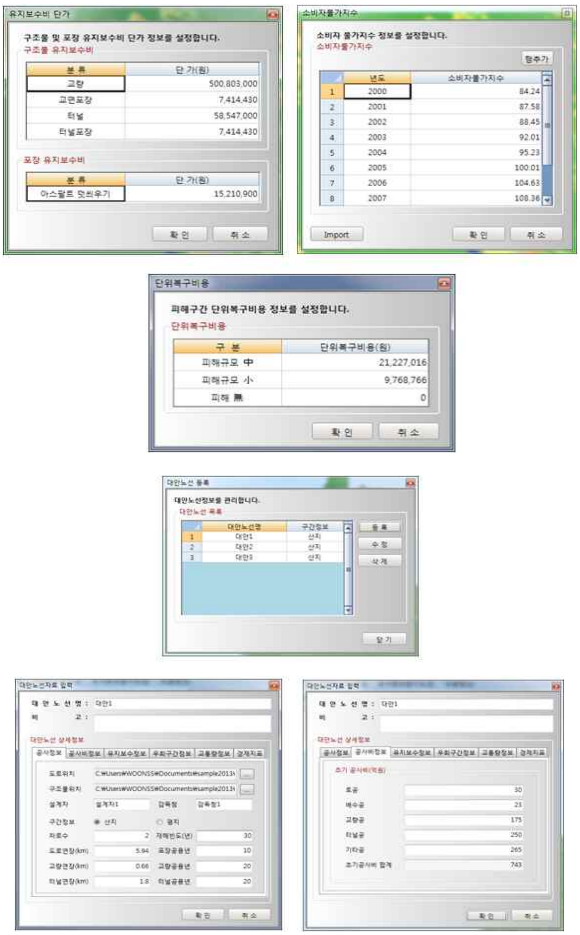


그림 2.230 자료등록(단가정보, 대안노선 정보)

(라) 대안노선분석(대안노선 분석, 대안노선 분석 결과보기)

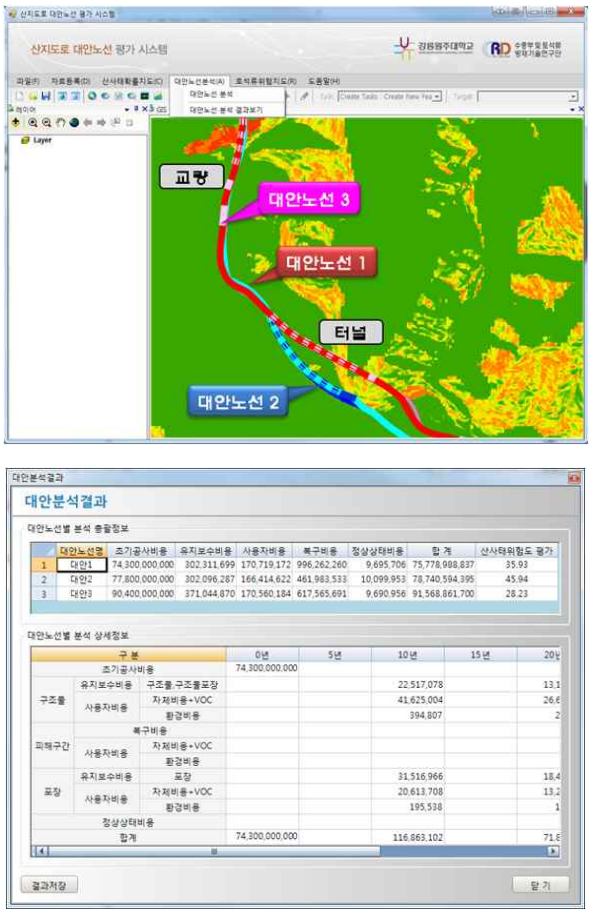


그림 2.231 대안노선분석(대안노선 분석, 대안노선 분석 결과보기)

(마) 토석류 위험평가

① 영향인자 생성

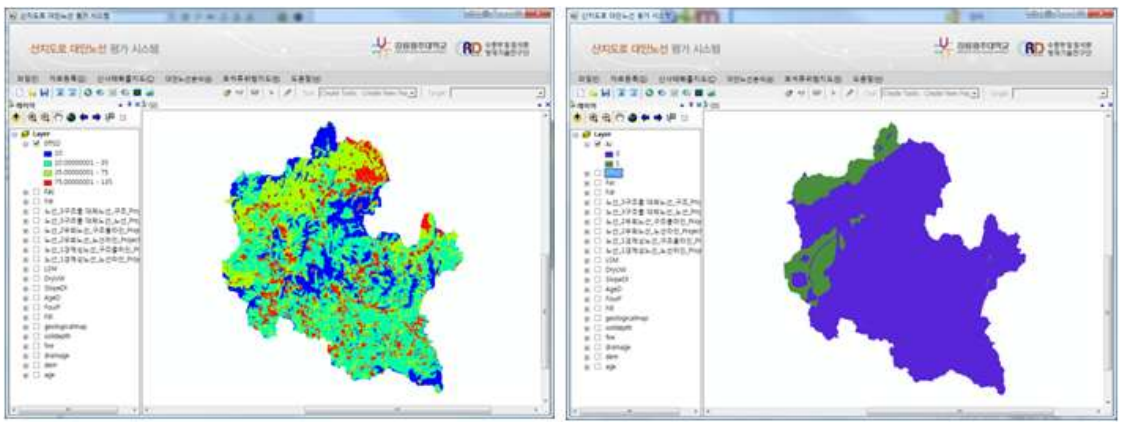


그림 2.232 토석류 영향인자 생성

② 유역생성 및 유역출구점 지정

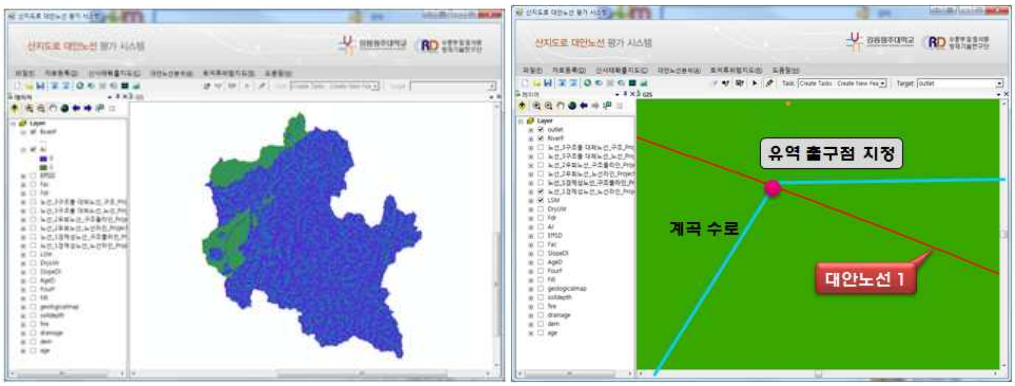


그림 2.233 유역생성 및 유역출구점 지정

③ 토석류 위험도 분석 및 결과보기

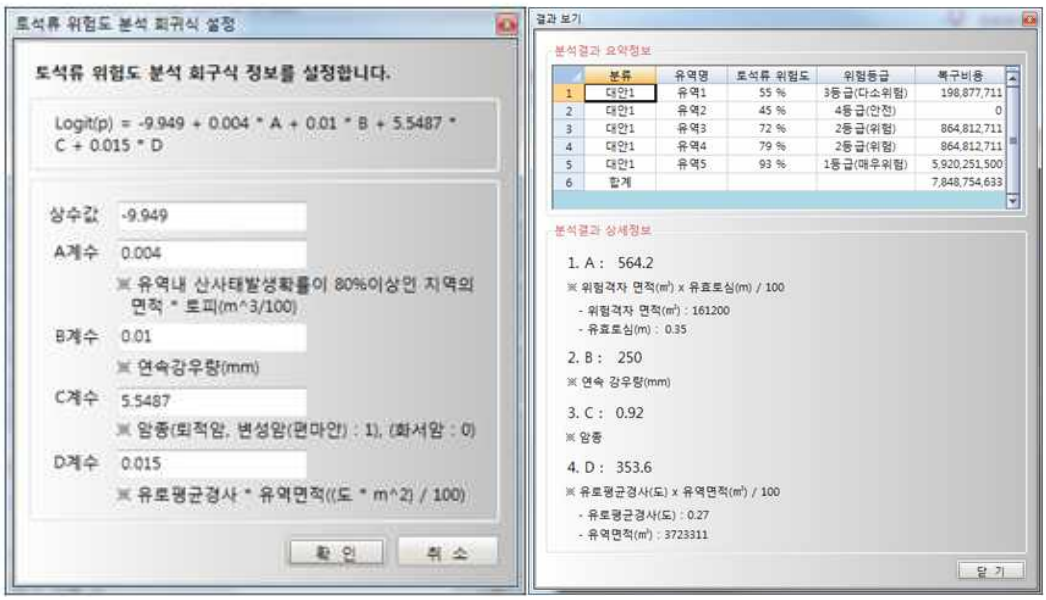


그림 2.234 유역생성 및 유역출구점 지정

마. 토석류 통과시설(배수구조물) 설계

(1) 수리실험 및 수치해석

물-토석 혼합 장치 및 공급 장치를 이용하여 일정한 유량과 체적농도를 가진 토석류를 약 120초 동안 접근수로 상단부에서 연속적으로 유입시키며 수로 전체에서의 토석류 흐름 변화를 관찰하였다. 앞에서 설명한 것과 같이 6개의 초음파 수위

센서를 이용하여 토석류 흐름 및 퇴적의 실시간 변화를 측정하였으며 수집된 결과를 토석류의 입도 특성, 접근수로와 배수로의 바닥경사 그리고 유사체적농도의 항으로 분석하였다.

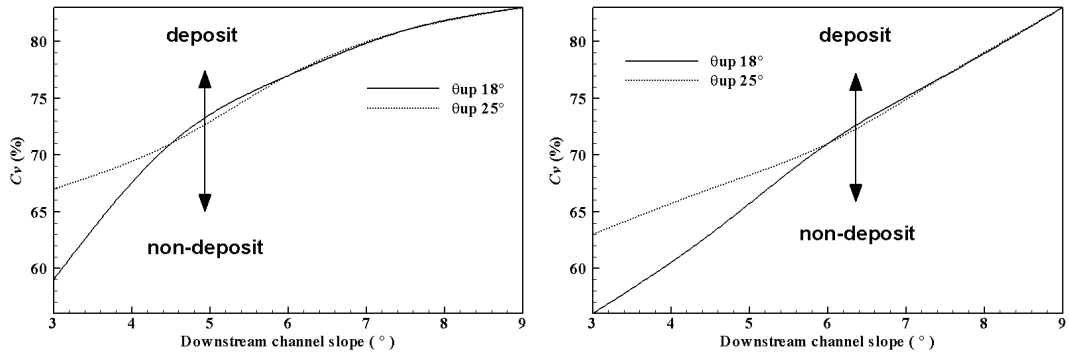


그림 2.235 퇴적/비퇴적 곡선:
(좌) 모래가 주성분인 토석류, (우) 자갈이 주성분인 토석류

실험은 접근수로의 경사 18°, 배수로의 경사 3°, 배수로의 길이 3m, D50은 0.7mm 그리고 유사체적농도는 77%에서 발생하는 토석류 퇴적을 모의하였으며, 전체 길이 8m에서 격자는 401개를 사용하였다. CFL수는 0.6, n은 0.01 그리고 ϕ는 3.8을 적용하였다. 120초간 일정한 용량의 토석류가 유입되기 때문에 왼쪽과 오른쪽 경계조건으로 각각 steady flow와 transmissive를 적용하였다.

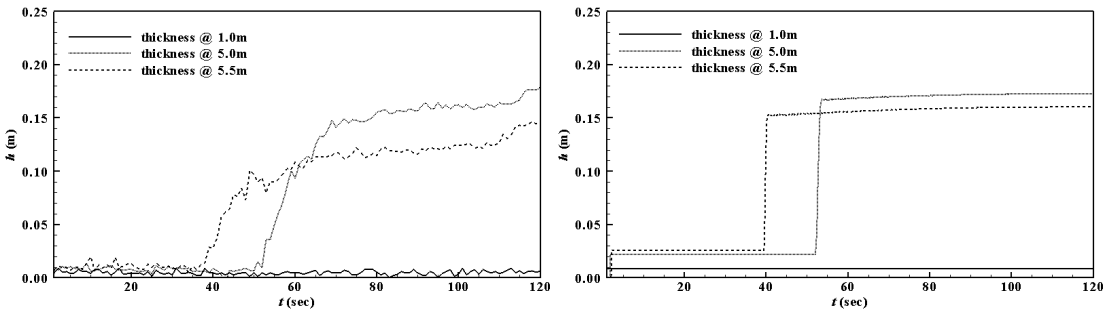


그림 2.236 토석류 실험 결과: (좌) 토석류 수리 실험, (우) 토석류 수치 실험

그림 2.236의 토석류 수리 실험 결과 토석류 유입이 시작되고 약 40여 초가 지난 후 접근수로에서부터 5.5m지점에서 퇴적이 발생하고, 이어서 5.0m지점에서도 퇴적이 발생하였다. 수치해석을 통한 실험결과 역시 수리실험을 통해 얻은 결과와 그 양상이 매우 유사하였다.

(2) 배수구조물 설계

수리실험 및 수치해석과 현장조사를 통하여 토석류가 구조물 내에 퇴적됨 없이 통과하도록 설계할 수 있는 지침서를 개발하였다. 배수구조물의 경우 토석류가 구조물 내에 퇴적됨이 없이 통과하도록 설계하여야 하며, 먼저 배수구조물의 폭을 산정한 후 배수구조물의 경사를 산정한 후 배수구조물의 높이를 산정해야한다.

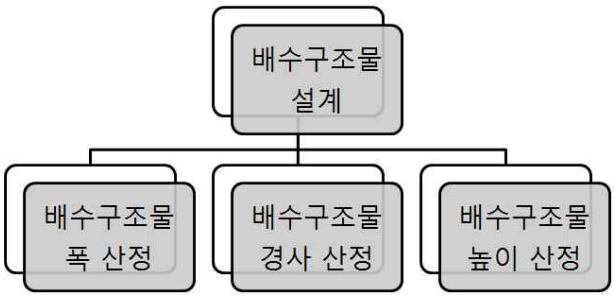


그림 2.237 토석류를 고려한 배수구조물 설계

토서류를 고려한 배수구조물 설계 지침서를 검증하기 위하여, 실내 실험을 진행하였으며, 배수구조물의 가장 핵심적인 요소인 로지스틱 모델을 이용하여 배수로의 경사를 산정하여 배수구조물내의 퇴적 여부를 비교하였다.



그림 2.238로지스틱 모델을 적용하지 않은 수로(좌) 실험 중 (우) 실험 종류



그림 2.239 로지스틱 모델을 적용한 수로(좌) 실험 중 (우) 실험 종류

실험 결과 로지스틱 모델을 적용하지 않은 경우에는 수로 내에 퇴적이 발생하였지만, 로지스틱 식을 이용하여 수로 내에 배수구조물의 경사를 적용한 경우에는 퇴적이 발생하지 않았다.

바. 실제규모 토석류 실험

토석류 거동에 대한 과학적 이해를 구하고, 그간 축적한 지식 및 개발된 토석류 저감 기법의 적용성 평가를 수행하여 세계적 수준의 실제규모(realscale) 토석류 실험을 진행하였다. 실제규모 토석류 실험은 강원도 평창군 진부면 봉산리에서 진행되었었으며, 실험유역의 총 길이는 820m, 수로 폭은 5~20m로 다양하며 사면 경사는 2°~38°이다.

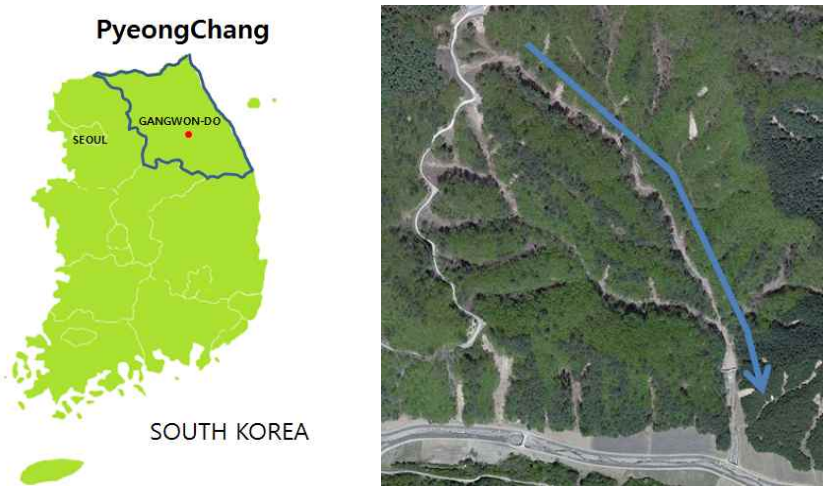


그림 2.240 실제규모 토석류 실험 유역

실제규모 토석류의 경우 Flo-2D를 이용한 수치 해석 시 그 규모가 크지 않았으나, 실제 현장에서 실험을 진행 한 결과 그림 2.242과 같이 토석류의 속도가 빠르고, 침식에 의한 연행 역시 매우 크게 나타났으며, 실제 발생부로부터 80m와 190m 이내의 구간에선 1m이상의 큰 지형변화가 이루어져 토석류의 영향력을 증명하였다.



그림 2.241 실험 전 Flo-2D를 통한 실제규모 토석류 영향 범위 예상도



그림 2.242 구간별 토석류 이동속도

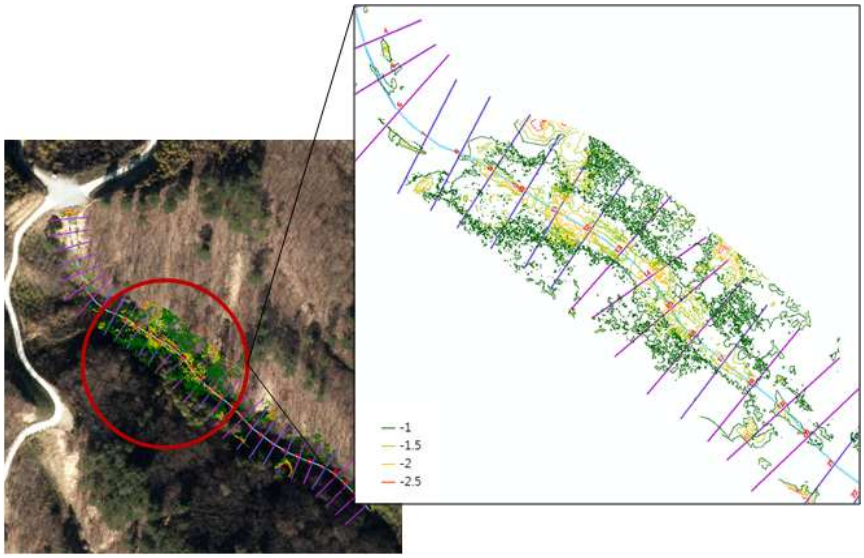


그림 2.243 실험 전후 1m이상 지형변화 구간



그림 2.244 실제 규모 토석류 실험 전 후 현장 모습

2. 산지하천 수충부 방재기술 개발

가. 산지하천 특성자료 구축

(1) 수위-유량 관계곡선 개발

(가) 양양남대천 시험유역

양양남대천 시험유역은 하상경사가 크고, 홍수 시 흐름특성이 급변하므로 장기간에 걸쳐 관측된 신뢰성 높은 유량자료의 획득은 대단히 중요한 일이다. 양양남대천의 법수치, 지남교, 용탄교, 원일전1교, 놀골교 수위표지점에서 유량을 표 2.76~

2.78과 같이 측정하고 수위-관계곡선을 다음 식 (2.106)~(2.110)과 같이 개발하였다. 그림 2.245~2.249은 각 수위표지점의 수위-유량관계곡선을 나타낸다.

법수치교 : $Q = 0.9174(H)^{5.5809}$ (2.106)

지남교 : $Q = 24.43(H)^{2.5564}$ (2.107)

용탄교 : $Q = 7.2492(H)^{4.0878}$ (2.108)

원일전1교 : $Q = 89.61(H)^{1.43}$ (2.109)

놀골교 : $Q = 7.3258(H)^{4.0357}$ (2.110)

표 2.76 양양남대천 수위-유량 측정결과(법수치)

수위관측소	측정일	부자식수위계(m)	유수단면적(m^2)	평균유속(m/s^2)	유량(m/s^3)
법수치	2009-07-09	3.04	140.9	2.25	316.40
	2009-07-09	2.24	97.70	0.79	77.06
	2009-07-10	2.08	89.20	0.45	39.95
	2009-07-12	2.36	104.00	1.24	129.26
	2009-07-12	2.35	103.50	1.09	112.87
	2009-08-12	2.59	116.30	2.49	289.04
	2009-08-12	2.57	115.20	2.35	270.88
	2009-10-24	1.16	43.70	0.02	0.90
	2009-11-14	1.49	58.50	0.09	5.20
	2010-08-05	0.84	11.50	0.04	0.45
	2010-11-26	0.91	13.50	0.03	0.40
	2011-03-18	0.98	4.24	0.26	1.10
	2011-03-26	0.98	4.42	0.25	1.10
	2011-04-14	1.02	4.49	0.31	1.40
	2011-05-02	1.45	12.29	0.66	8.06

표 2.77 양양남대천 수위-유량 측정결과(지남교, 용탄교)

수위관측소	측정일	부자식수위계(m)	유수단면적(m^2)	평균유속(m/s^2)	유량(m/s^3)
지남교	2009-07-09	1.73	34.64	2.50	86.66
	2009-07-10	1.56	29.79	1.88	56.01
	2009-07-12	2.07	45.45	2.12	96.21
	2009-07-12	1.99	30.37	3.43	104.05
	2009-08-12	2.04	44.54	3.20	142.34
	2009-08-12	1.89	39.59	2.69	106.34
	2009-10-24	0.36	2.97	0.34	1.02
	2009-11-14	1.28	22.44	1.29	28.86
	2010-08-05	0.33	1.80	0.30	0.54
	2010-11-26	0.24	1.93	0.43	0.92
	2011-03-18	0.32	2.82	0.52	1.48
	2011-03-26	0.32	2.56	0.51	1.30
	2011-04-14	0.38	3.29	0.55	1.81
	2011-05-03	0.63	8.55	0.90	7.71
	2011-05-25	0.32	3.27	0.50	1.64
	2011-06-25	1.00	20.35	1.73	35.22
	2011-06-26	2.10	66.94	2.54	169.84
	2012-03-15	0.30	3.10	0.68	2.11
	2012-07-06	1.15	23.48	1.84	43.19
	2012-09-17	1.83	50.47	2.60	131.22
	2012-09-18	1.48	35.65	3.47	123.69
	2012-07-06	1.99	78.83	2.11	166.195
	2012-09-17	1.72	67.19	3.02	203.178
용탄교	2009-07-09	3.16	153.68	3.23	495.86
	2009-08-12	2.73	124.93	3.28	409.19
	2009-08-12	2.55	112.90	2.71	306.06
	2009-11-14	0.96	20.08	1.10	22.07
	2009-10-24	0.59	4.44	0.21	0.93
	2010-08-05	0.61	1.82	0.54	0.98
	2011-03-18	0.66	5.44	0.30	1.61
	2011-03-26	0.66	5.54	0.26	1.44
	2011-04-14	0.68	5.74	0.38	2.20
	2011-05-25	0.68	4.77	0.30	1.42
	2011-06-25	1.00	21.92	1.64	35.98
	2011-06-26	1.88	76.63	3.15	241.70
	2011-06-26	1.80	71.21	2.83	201.61
	2012-07-06	1.96	63.05	1.97	124.51
	2012-09-17	2.15	75.39	2.71	204.33

표 2.78 양양남대천 수위-유량 측정결과(원일전1교, 놀골교)

수위관측소	측정일	부자식수위계(m)	유수단면적(m^2)	평균유속(m/s^2)	유량(m/s^3)
원일전1교	2009-07-09	2.26	105.25	3.06	321.83
	2009-07-09	1.68	64.42	3.39	218.34
	2009-07-10	1.28	37.15	1.75	65.12
	2009-07-12	1.76	69.65	3.53	245.81
	2009-07-12	1.67	80.48	3.50	281.88
	2009-08-12	1.57	56.47	3.65	206.00
	2009-08-12	1.60	58.64	3.01	176.72
	2009-10-24	0.02	4.28	0.21	0.90
	2010-08-05	0.11	3.70	0.42	1.57
	2010-11-26	0.03	2.89	0.36	1.03
	2011-03-18	0.06	4.39	0.43	1.91
	2011-03-26	0.06	4.05	0.40	1.60
	2011-04-14	0.07	4.39	0.52	2.27
	2011-05-02	0.40	12.98	0.96	12.41
	2011-06-26	0.90	17.63	1.37	24.20
	2011-06-26	1.80	93.99	2.96	278.50
	2011-06-26	1.70	85.76	2.64	226.06
놀골교	2009-07-09	2.41	94.48	2.66	251.53
	2009-07-09	2.47	98.69	2.89	285.50
	2009-07-09	2.08	74.59	2.46	183.47
	2009-07-12	2.89	151.15	3.33	502.78
	2009-08-12	2.69	114.35	3.08	351.73
	2009-08-12	2.45	96.94	2.38	230.47
	2009-10-24	0.57	4.28	0.21	0.90
	2010-08-05	0.63	10.17	0.18	1.79
	2010-11-26	0.67	5.42	0.22	1.41
	2011-03-18	0.78	7.12	0.30	2.16
	2011-03-26	0.77	6.90	0.32	2.19
	2011-04-14	0.78	5.93	0.34	2.02
	2011-06-25	1.5	28.65	0.78	22.42
	2011-06-26	2.1	118.44	2.01	237.61
	2011-06-26	2.4	142.10	2.37	336.91
	2012-07-06	1.514	56.53	0.69	38.98
	2012-09-17	2.212	89.75	1.55	139.13

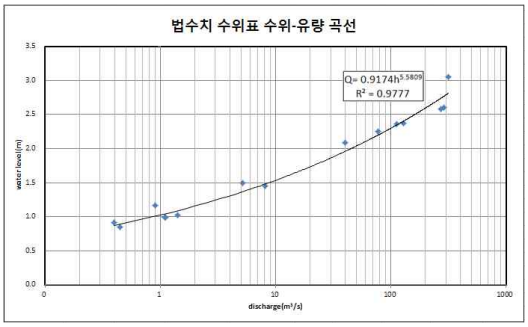


그림 2.245 법수치 수위관측소 수위-유량 곡선

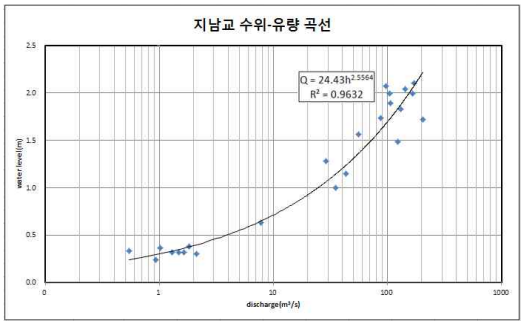


그림 2.246 지남교 수위관측소 수위-유량 곡선

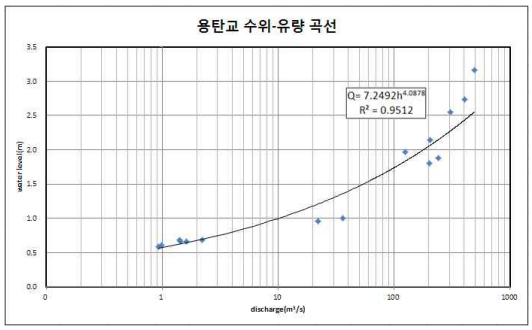


그림 2.247 용탄교 수위관측소 수위-유량 곡선

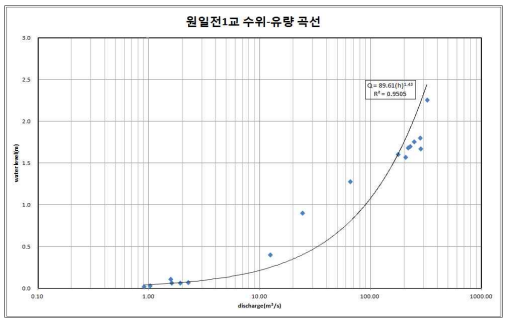


그림 2.248 원일전1교 수위관측소 수위-유량 곡선

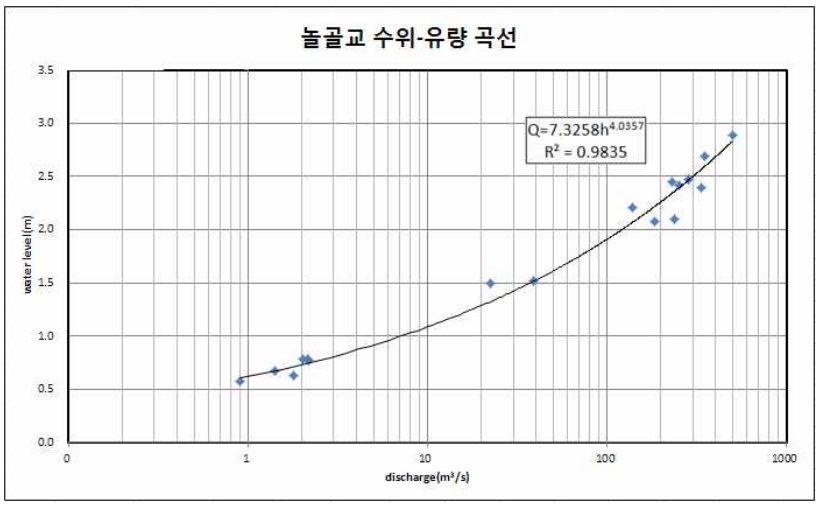


그림 2.249 놀골교 수위관측소 수위-유량 곡선

(나) 속사천 시험유역

속사천 시험유역에서는 의풍포교 수위표 지점에서 유량을 측정하고 측정자료의

수면폭에 따른 측선수, 구간유량비, 불확실도를 나타내었고, 수위-유량 관계곡선식을 식 (2.111)~식 (2.113)과 같이 제시하였다.

$$0.8 < \mathrm{H} < 1.775 : \quad Q = 201.26(H+0.7)^{1.9686} \tag{2.111}$$

$$1.0 < \mathrm{H} < 1.2\ m : \quad Q = 132.63(H-0.98)^{1.3317} \tag{2.112}$$

$$1.2 < \mathrm{H} < 1.8\ m : \quad Q = 118.98(H-0.9)^{1.6073} \tag{2.113}$$

토석류의 유입에 따른 침식과 퇴적, 수충부 구간의 수리특성의 해석을 위한 각종 모형의 개발을 위한 경계조건의 제공과 모형의 검정과 검증자료의 기반을 구축하였다. 이를 위해서 강우 및 수위의 지속적 관측, 유량관측을 통한 수위-유량곡선식의 개발과 이의 정확도를 위한 불확실도 분석, 강우-유출구조의 이해를 위한 유출특성 분석, 수충부 구간에서의 수리특성 변화, 하도내 하상구성물질(substrate)의 특성을 분석하였다. 속사천 시험유역과 같은 산악지역에 대해서는 지속적인 고품질의 수문자료 수집이 선행되어야 하며, 이를 통한 강우-유출구조의 정확한 이해는 유역 및 하도추적모형의 매개변수 추정에 사용되고, 수문/수리모형 개발의 검정 및 검증자료로 활용될 것이다. 또한 지역혁신사업 중 물의 순환분석에 관한 연구분야의 기초자료로 활용될 것이다. 이와 같이 축적된 수문자료의 공개를 통해 국내 대학 및 연구기관에서 수문순환의 규명과 수문성분 해석에 활용될 것으로 기대된다. 또한 연차가 끝난 후에도 지속적인 관리를 통한 산지하천 시험유역의 운영은 지자체나 학교를 통해 지속적 관리가 이루어져야 할 것이다.

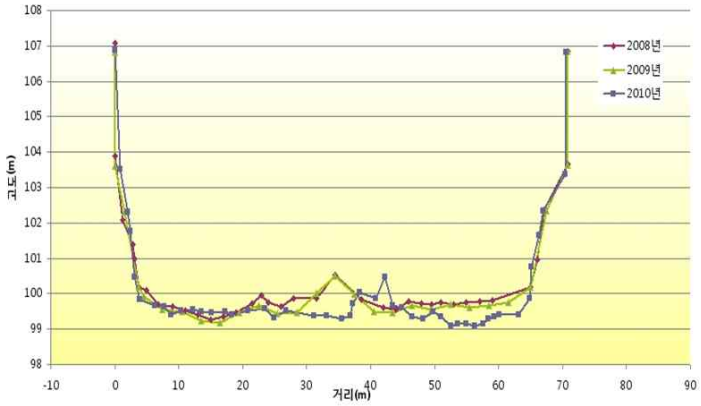


그림 2.250 2008-2010년 하상변동 비교

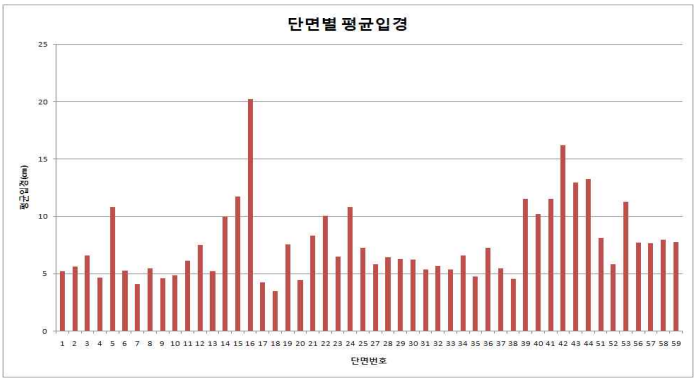


그림 2.251 2008-2010년의 의풍포교 하상변동 비교

(2) 산지하천 조도계수 조사

(가) 시험유역의 조도계수

① 양양남대천의 조도계수 측정

양양남대천 시험유역의 각 수위관측지점에서 조도계수를 측정하였다. 각 지점에서 단면형상으로부터 수위를 측정하여 각 단면별로 경심을 산출 하였다. 산정된 유속, 경심, 하상경사, 유량을 통하여 유량별 조도계수를 Manning의 유속공식으로 표 2.79 및 표 2.80과 같이 측정하였다.

표 2.79 양양남대천 조도계수(법수치가교, 지남교, 용탄교; 2009)

지점	일 시	유량 (㎥)	유 속 (m/s)	경심 (m)	유수 단면적(㎡)	수면 경사	조도 계수
법수치	7월 9일 16시 03분	316.40	5.37	1.15	58.93	0.02618	0.033
	7월 9일 22시 35분	77.06	3.59	0.49	21.44	0.02618	0.028
	7월 10일 01시 18분	39.95	2.46	0.38	16.25	0.02618	0.035
	7월 12일 22시 46분	129.26	4.57	0.61	28.32	0.02618	0.026
	7월 12일 22시 46분	112.87	4.28	0.57	26.36	0.17465	0.026
	8월 12일 18시 35분	289.04	4.88	0.60	59.26	0.17465	0.060
	8월 12일 18시 50분	270.88	4.05	0.68	66.87	0.17465	0.079
	11월 14일 16시 44분	5.20	1.98	0.07	2.63	0.17465	0.036
지남교	7월 9일 22시 06분	86.66	2.50	1.28	34.64	0.0054	0.035
	7월 10일 0시 54분	56.01	1.88	1.15	29.79	0.0054	0.043
	7월 12일 20시 19분	96.21	2.12	0.73	45.45	0.0054	0.028
	8월 12일 17시 05분	142.39	3.20	1.45	44.54	0.0077	0.035
	8월 12일 19시 10분	106.41	2.69	1.40	39.59	0.0077	0.041
	11월 14일 16시 30분	28.86	1.29	0.96	22.44	0.0077	0.066
용탄교	7월 9일 17시 30분	495.86	3.23	2.01	153.68	0.0077	0.043
	8월 12일 16시 14분	409.19	3.28	1.67	124.93	0.0077	0.038
	8월 12일 19시 41분	306.06	2.71	1.53	112.90	0.0077	0.043
	11월 14일 16시 00분	22.07	1.10	0.36	20.08	0.0077	0.041

표 2.80 양양남대천 조도계수(원일전1교, 놀골교; 2009)

지점	일 시	유량 (㎥)	유 속 (m/s)	경심 (m)	유수 단면적㎡)	수면 경사	조도 계수
원일전 1교	7월 9일 17시 56분	321.83	3.06	1.12	105.25	0.0054	0.0261
	7월 9일 21시 51분	218.34	3.39	0.85	64.42	0.0054	0.0195
	7월 10일 0시 19분	65.12	1.75	0.62	37.15	0.0054	0.0308
	7월 12일 19시 16분	245.81	3.53	0.87	69.65	0.0054	0.0191
	7월 12일 19시 16분	281.88	3.50	0.96	80.48	0.0054	0.0205
	8월 12일 15시 15분	206.00	3.65	0.80	56.47	0.0087	0.0174
	8월 12일 20시 05분	176.72	3.01	0.82	58.64	0.0087	0.0215
놀골교	7월 9일 18시 56분	251.53	2.66	1.260	94.48	0.0031	0.0238
	7월 9일 21시 30분	285.50	2.89	1.24	98.69	0.0031	0.0224
	7월 9일 23시 43분	183.47	2.46	1.19	74.59	0.0031	0.0256
	7월 12일 17시 34분	502.78	3.33	1.51	151.15	0.0031	0.0221
	8월 12일 14시 20분	351.73	3.08	1.41	114.35	0.0030	0.0222
	8월 12일 20시 30분	230.47	2.38	1.23	96.94	0.0030	0.0262

② 속사천의 홍수 흔적수위를 이용한 조도계수 측정

속사천 흔적수위를 조사하여 조도계수를 측정하였다. 2009년 7월 8일 흔적수위 단면측정을 실시하였다. 속사천은 호안공사가 완료된 이후(2007～2009. 6)의 최고 수위는 2008년 7월 24일 21시 20분 당시 3.36m(EL. 595.36m) 로 측정되었다. 2008년 평창군 수해백서, IHP사업(1982～2004)의 일환으로 기록된 이목정 수위계지점 수위-유량 관계식

$$Q = 15.419(H + 0.134)^{2.388} \qquad (2.114)$$

에서 수위 3.36m 일 때, 유량은 305.9m3/s 로 산정되었다. 이목정 수위표지점과 이목정교까지의 유역 면적비를 이용하여 이목정 수위표 지점에서의 유량을 283.7m3/s로 산정하였다. 이목정교 조도계수 조사지점의 산정된 유량과 측량된 단면적을 이용하여 유속을 구하면 V=4.544m/s를 얻을 수 있다. 이를 Manning의 평균유속 공식에 의하여 조도계수를 산정하면 다음 표 2.84와 같다. 2009년 10월 25일에 그림 2.254와 같이 이목정 2교의 상부와 하부로 나누어 측정하였고, 그림 2.255과 같이 이목정 보에서도 조도계수를 측정 하였다. 2009년 10월 25일 이전에 발생한 최대 홍수위는 이목정 수위표에서는 2009년 7월 9일 17:00에 3.37m로 이때의 유량은 307.95m3/s로 나타났으며, 하류에 위치한 장평교 수위표에서는 2008년 8월 24일 20:50분으로 홍수위 2.22m, 유량은 417.66m3/s이다.

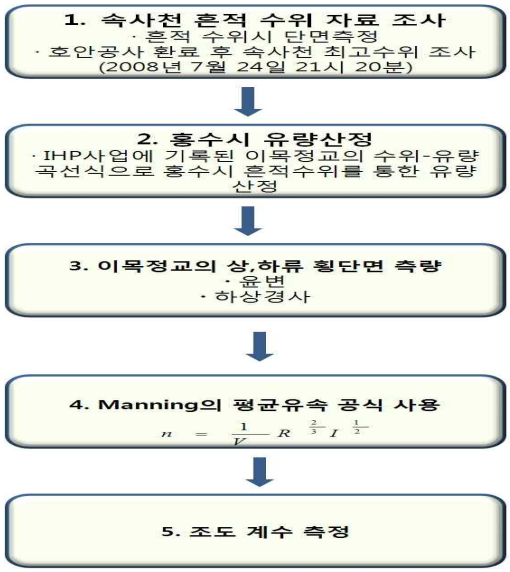


그림 2.252 흔적수위를 이용한 조도계수 측정 방법



그림 2.253 속사천 흔적수위 측량

표 2.81 속사천 조도계수

홍수량 (m3/s)		283.7	조도계수
수면경사		1.3/282 = 0.00461	
상류부	유수단면적 (㎡)	72.93	0.0211
	윤변 (m)	45.46	
	경심 (m)	1.60	
	유속 (m/s)	3.89	
하류부	유수단면적 (㎡)	54.60	
	윤변 (m)	30.29	
	경심 (m)	1.80	
	유속 (m/s)	5.20	

표 2.82 수위표 지점의 유량산정

지점	시간(2009)	최대홍수위 (m)	수위-유량관계식	유역면적 (km2)	유량 (m3/s)
이목정	07-09 17:00	3.37	$Q = 15.419(H + 0.134)^{2.388}$	56.72	307.95
장평교	07-24 20:50	2.22	$Q = 33.936[(H + 1.0) - 0.688]^{2.702}$	105.02	417.66



그림 2.254 이목정교 조도계수 측정 지점



그림 2.255 이목정교 조도계수 측정 지점

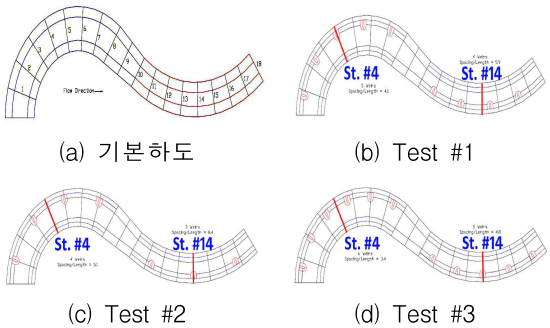
표 2.83 이목정교와 이목정보의 조도계수

지점	유역 면적 (㎢)	유량 (㎥/s)	유속 (m/s)	경심 (m)	유수 단면 (㎡)	수면 경사	조도 계수
이목정2교 상류부	52.62	285.69	2.97	2.03	96.28	0.007647	0.04719
이목정2교 하류부	56.63	285.74	2.73	1.81	104.85	0.006062	0.04244
이목정 보	100.28	398.81	4.03	1.57	98.88	0.004388	0.02221

(나) 만곡부 수로에서 Riprap Weir에 대한 효과 분석

① 양양남대천의 조도계수 측정

본 연구에서는 제방라인의 변화를 최소화 하면서 제방침식과 하도변동을 방지할 수 있는 Riprap Weir(사석보)의 효과를 분석하고자 한다. 이를 위해 2차원 CCHE-2D 모형을 이용하여 실험하도를 생성하고 3가지 유량조건과 Riprap Weir의 간격 변화에 따른 수리특성 분석을 실시함으로써 Riprap Weir가 만곡부의 수리특성에 미치는 영향을 검토하였다. S자형 만곡 하도의 단면형상은 1:3 경사의 사다리꼴단면으로 선정하였으며, 하도경사는 약 0.09%로 형성하였다. 상부 만곡에서 하부까지 매끄럽게 흐름을 전달하기 위하여 각각의 만곡부를 분리시키는 천이부분을 포함하였으며, 그림 2.256에서는 만곡부에 Riprap Weir의 간격에 따른 흐름특성을 살펴보기 위한 실험하도를 나타내고 있다. Riprap Weir 설치로 인해 만곡부 외측의 유속은 크게 저감하였으나, 하도 중심부와 내측의 유속은 Weir 설치 전보다 상승하였으며, 상승의 크기는 Weir의 간격에 따라 정도의 차이를 보이는 것으로 나타났다.



(a) 기본하도 (b) Test #1

(c) Test #2 (d) Test #3

그림 2.256 기본하도 및 Riprap Weir 하도

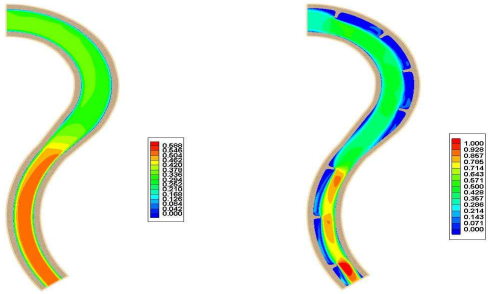


그림 2.257 Riprap Weir 설치 전 · 후의 유속 분포

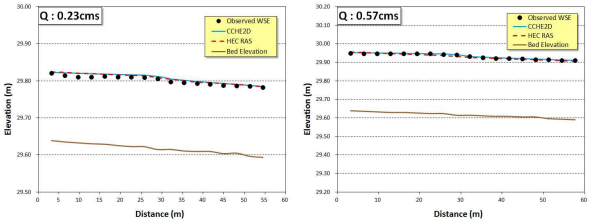


그림 2.258 기본 실험하도 종방향 수위 비교

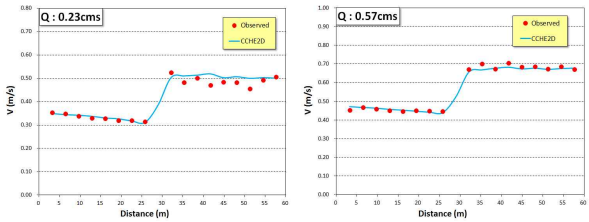


그림 2.259 기본 실험하도 종방향 유속 비교

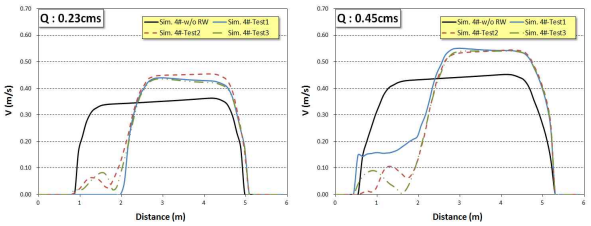


그림 2.260 상류 만곡부(St. #4) 횡방향 유속비교

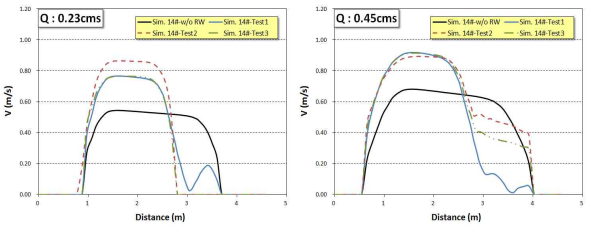


그림 2.261 하류 만곡부(St. #14) 횡방향 유속비교

② 체적밀집도와 조도계수 추정에 관한 연구

조도보정 블록수로에서의 체적밀집도를 정의하고, 다양한 수리특성인 VR, Reynolds수, 항력계수 및 바닥 전단특성을 분석하여 조도계수를 산정하였다. VR과 Reynolds수가 증가함에 따라 조도계수가 감소하여 일정함에 수렴하는 경험적인 양상을 확인하였다. 조도계수는 완전난류 구간에서는 밀집도 보다는 Reynolds수에 지배적임을 볼 수 있다. 반면에 작은 값의 Reynolds수를 가진 영역에서는 밀집도가 커짐에 따라 항력계수와 조도계수가 증가하였다. 정확한 조도계수의 산정을 위해서는 Reynolds수와 체적밀집도에 의한 상관식의 개발이 요구된다.

그림 2.262는 수리모형 실험에서 얻은 수심, 유속과 실험결과를 토대로 얻은 조도계수 산정식을 이용한 조도계수를 사용한 HEC-RAS에 의한 수심, 유속의 관계

를 도식화한 것이다. 실험에 의한 결과와 수치실험에 의한 결과가 잘 일치함을 보여주어 Reynolds수와 체적밀집도에 의해 산정된 조도계수의 사용성을 확인하였다. 그림 2.263은 수리모형에서 얻은 조도계수와 실험결과를 토대로 얻은 조소계수 산정식에 의한 조도계수를 도식화한 것이다.

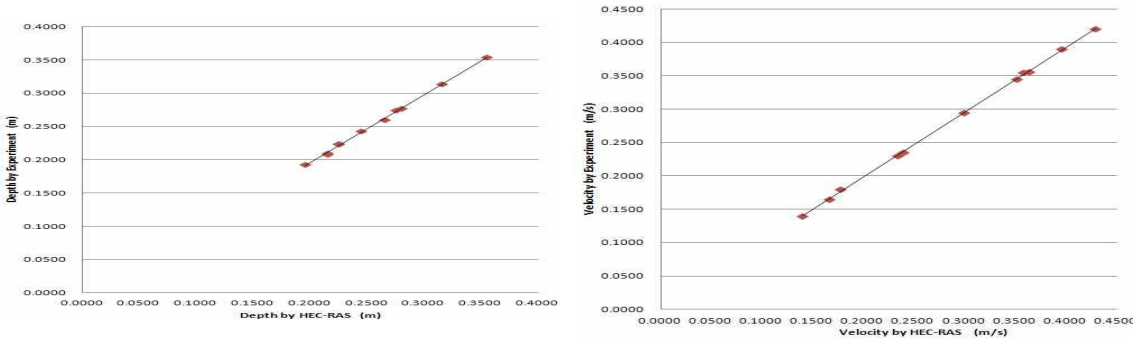


그림 2.262 수리모형실험과 조도계수 상관식을 사용한 HEC-RAS결과와의 수리특성 비교

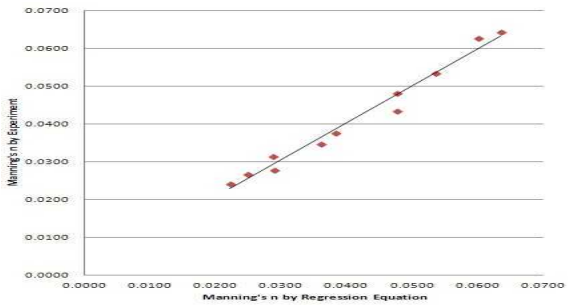


그림 2.263 수리모형 실험과 조도계수 상관식에 의한 조도계수 비교

③ SWAT모형의 매개변수 추정

본 연구는 섬강과 속사천 시험유역의 지형학적 특성의 매개변수를 도출하였고, SWAT-CUP의 SUFI-2 알고리즘을 이용한 SWAT 모형에서 사용하는 매개변수와 지형학적 매개변수와의 상관을 분석하였다. 유역의 지형학적 특성 매개변수와 상관성이 높은 SWAT 모형의 매개변수는 전체 11개 매개변수로 분기율은 CANMX, 면적비는 SOL_AWC, GW_DELAY, SFTMP, 연장비는 SOL_K, GWQMN, 함몰도는 CH_K2, SOL_ALB< SLSUBBSN, EPCO, ALPAH_BF에 대한 상관성이 높게 나타났다. 상관성이 높은 11개의 매개변수를 회귀식에 의해 속사천에서 산출한 매개변수는 표 2.84와 같다.

그림 2.264는 속사천 시험유역의 2008~2009년 강우-유출에 대한 SWAT모형에 의한 유출해석 결과이다. 지형학적 특성 매개변수의 회귀식을 통해 도출된 SWAT 모형의 매개변수를 이용한 유출모의 결과 RMSE는 1.09 m^3/s로 나타났으며, SWAT-CUP의 SUFI-2에 의한 최적 매개변수를 통한 유출모의 결과 RMSE는 0.93 m^3/s로 나타났다. 따라서 지형학적특성 매개변수를 이용한 SWAT모형의 매개변수 추정은 적용성이 있다고 판단된다.

표 2.84 회귀식을 통한 속사천 매개변수 보정

Parameters	Bifurcation Ratio R_b	Stream Area Ratio R_a	Stream Length Ratio R_l	Stream Concavity R_s	Values used	Rem.
CH_N2	0.68	0.59	0.64	0.73	0.01	recommended
CH_K2(mm/hr)	51.02	31.19	62.90	58.47	58.47	regression
SOL_ALB	0.09	0.17	0.04	0.03	0.03	regression
SOL_K(mm/hr)	49.03	4.89	75.12	73.35	75.12	regression
SOL_AWC(mm/mm)	0.56	0.37	0.68	0.63	0.37	regression
CN2	92.20	76.45	96.32	105.22	36.00	recommended
SLSUBBSN(m)	36.96	94.03	36.59	35.94	35.94	regression
CANMX(mm)	8.11	5.89	9.41	7.87	8.11	regression
ESCO	0.38	0.73	0.16	0.41	0.95	recommended
EPCO	0.17	0.81	0.80	0.24	0.24	regression
GW_DELAY(days)	42.62	28.91	45.17	41.12	28.91	regression
GWQMN(mm)	4105.07	2267.63	4181.61	3908.10	4181.61	regression
GW_REVAP	0.10	0.14	0.14	0.11	0.02	recommended
ALPHA_BF(days)	0.11	0.60	0.32	0.21	0.21	regression
REVAPMN(mm)	213.28	129.26	260.63	203.46	1.00	recommended
RCHRG_DP	0.80	0.37	0.65	0.75	0.05	recommended
SFTMP(℃)	3.43	0.01	2.74	3.06	0.01	regression
SMTMP(℃)	1.92	3.88	0.73	2.11	0.50	recommended
SMFMX(mm/(℃·day)	2.58	7.04	0.05	6.26	4.50	recommended
SMFMN(mm/(℃·day)	6.97	0.55	8.68	6.72	4.50	recommended
TIMP	0.83	0.77	0.87	0.83	1.00	recommended

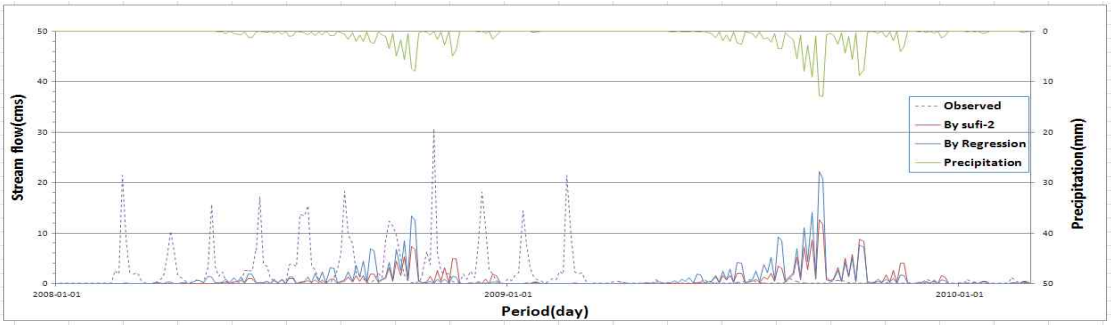


그림 2.264 회귀분석 및 SUFI-2에 의한 매개변수를 적용한 속사천에서의 강우-유출 해석(2008~2009)

나. 산지유역 홍수유출 해석시스템 개발

(1) 산지유역 설계 강우량 산정

(가) 면적강우량 산정을 위한 인자의 선정, 보완, 민감도 분석

강우 관측자료가 충분하지 않은 산악지역에서 확률강우량을 산정하기 위해서는 지점 빈도해석보다는 지역빈도해석 기법이 적정하다고 판단하였으며, 지역빈도해석 기법 중 적용한 기법은 지수홍수법이다. 본 연구에서는 확률강우량을 산정하기 위해서 강원도내 기상청 관할 관측소중 자료기간이 5년 이상인 곳을 대상으로 선정하였으며, 확률강우량 산정결과는 엄명진 등(2009), 정창삼 등(2009), 엄명진 및 정창삼(2011), 엄명진 등(2012)의 연구결과를 활용하였다. 각 대상 관측소의 1시간, 6시간, 12시간, 24시간의 지속기간 4개에 대한 연 최대값 시계열 자료를 구축하여 지역빈도해석을 실시하였다. 산정된 확률강우량을 이용하여 4가지 방법으로 면적강우량을 산정하였다. PRISM 방법을 제외한 3개의 방법 (Thiessen 방법, IDW 방법 및 Barnes 방법)은 확률강수량 자료와 관측소들 간의 공간 관계만을 이용하여 공간분포 해석을 수행하였으며, PRISM 방법은 두 자료 이외에 지역의 고도, 방향성 및 해양도 자료 등을 추가적으로 고려하여 공간분포 해석을 하였다. 또한 Barnes 방법과 PRISM 방법은 대상관측소 유효반경 50 km 및 150 km의 두 가지에 대하여 적용하였다. 산정 된 4가지 방법 중 는 강원도 지역에 적합한 방법으로는 PRISM 방법을 채택하는 것으로 하였다.

(나) 프로그램(SAR v1.0) 개발 및 GUI 시스템 구축

확률강수량 분포형 도시 프로그램을 만들었으며, 프로그램에서 기본적으로 사용되는 입력파일 형태 및 메뉴 구성은 그림 2.266과 같다. 개발된 프로그램은 한국저

작권 위원회에 2012년 2월 14일에 등록되었으며 프로그램 등록증은 그림 2.266과 같다.

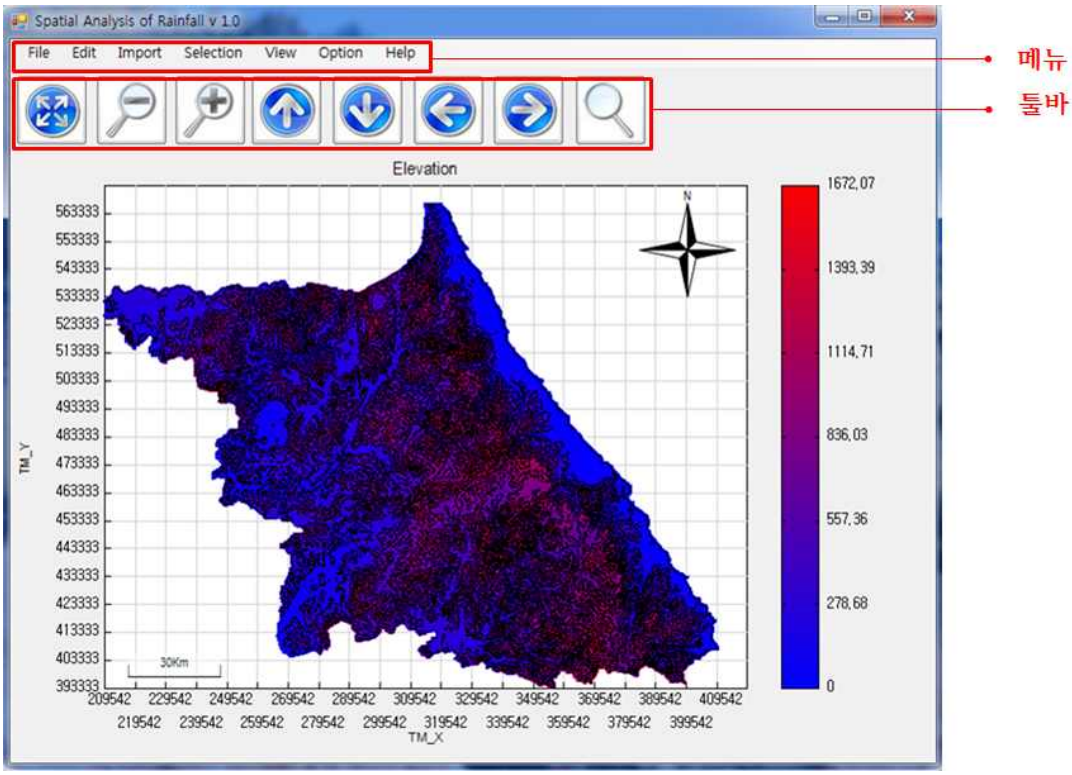
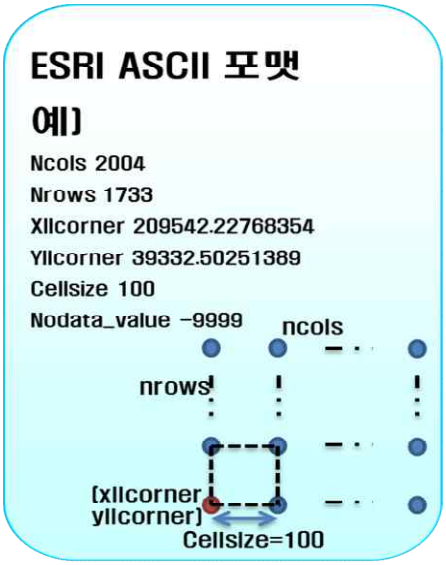
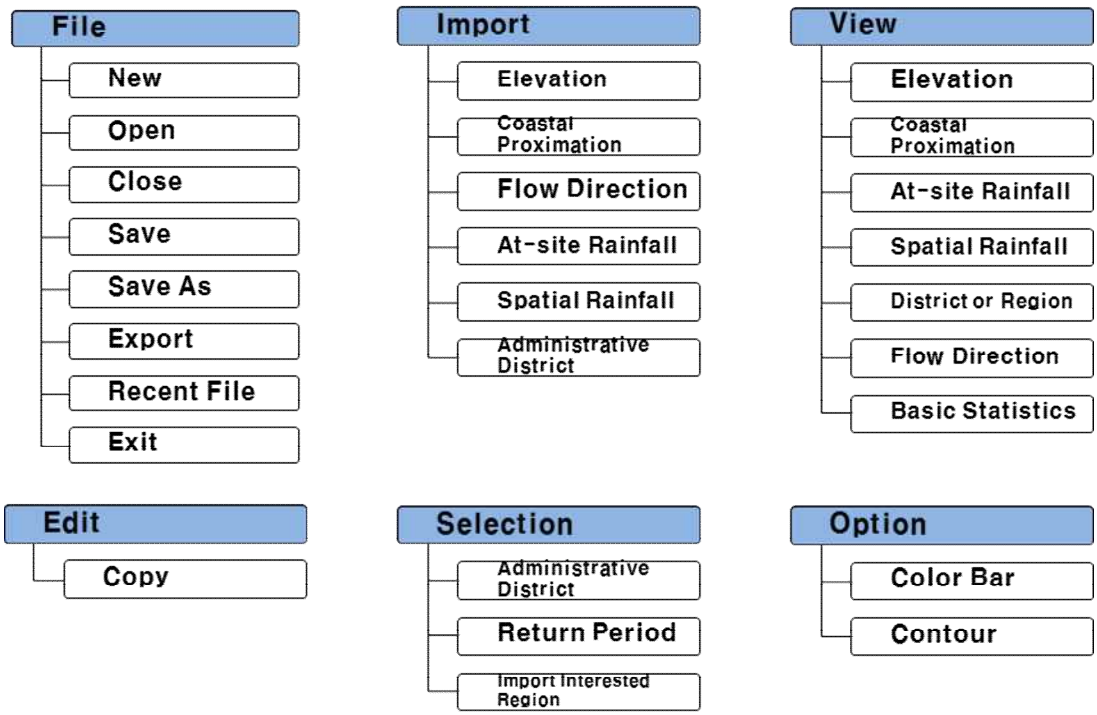


그림 2.265 프로그램 개발 (SAR v1.0)

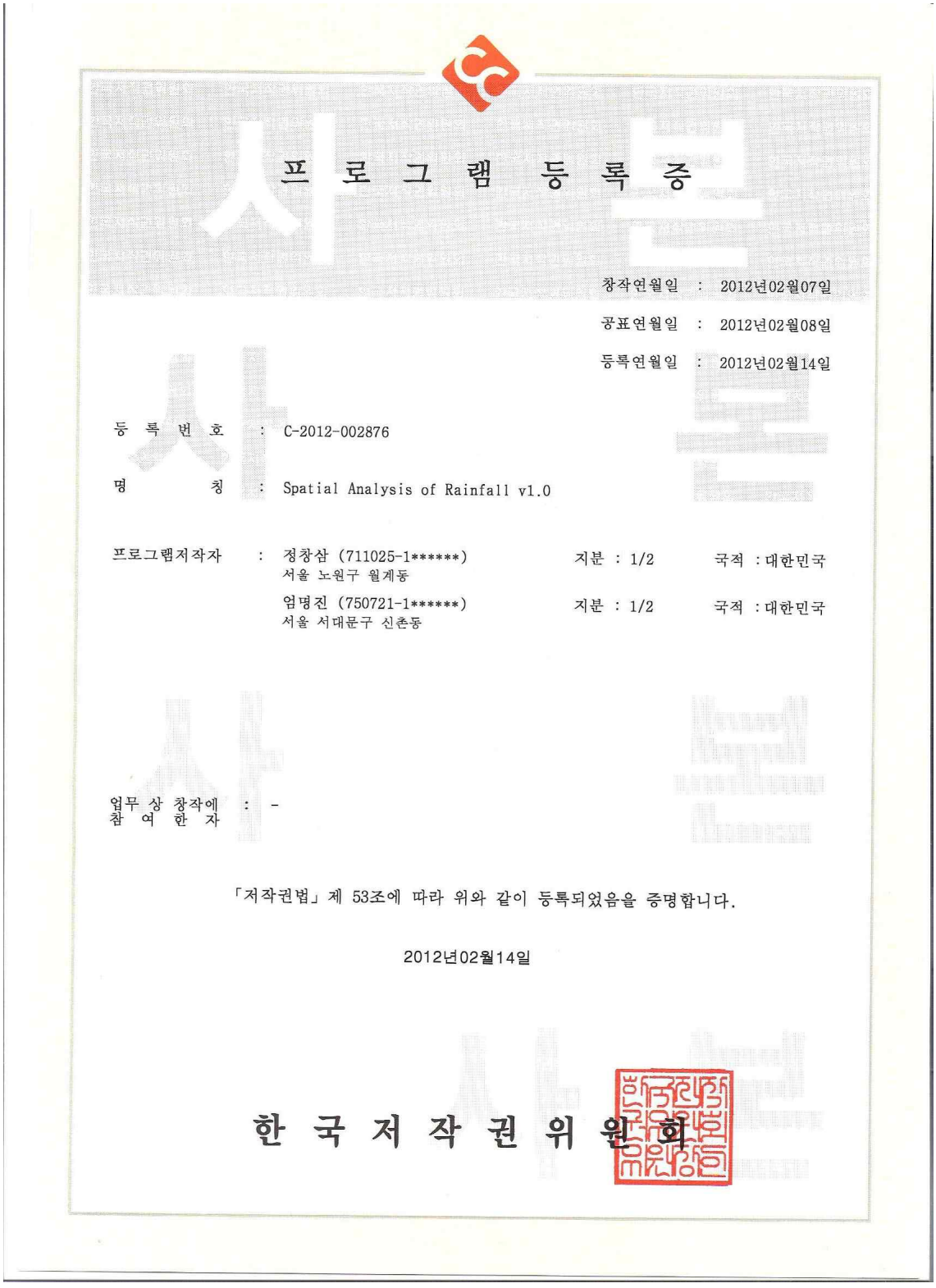


(a) Input data



(b) Menu

그림 2.266 Concept of SAR (Sapatial Analysis of Rainfall)



프 로 그 램 등 록 증

창작연월일 : 2012년02월07일

공표연월일 : 2012년02월08일

등록연월일 : 2012년02월14일

등 록 번 호 : C-2012-002876

명 칭 : Spatial Analysis of Rainfall v1.0

프로그램저작자 : 정창삼 (711025-1******) 지분 : 1/2 국적 : 대한민국
서울 노원구 월계동

엄명진 (750721-1******) 지분 : 1/2 국적 : 대한민국
서울 서대문구 신촌동

업무 상 창작에 참 여 한 자 : -

「저작권법」 제 53조에 따라 위와 같이 등록되었음을 증명합니다.

2012년02월14일

한 국 저 작 권 위 원 회

그림 2.267 Certification of Software (SAR)

(2) 홍수유출 해석 시스템 개발

(가) 양양남대천 시험유역의 적용성

도출된 홍수량 산정 일반식의 정확도를 분석하기 위해 산정된 100년 빈도 홍수유출량의 mode 값과 100년 빈도 설계홍수량의 오차를 산정해보았다. 산정된 오차는 아래 표 2.85와 같다.

표 2.85 양양남대천 유역 내 9개 대상지점의 100년 빈도 설계홍수량 및 산정된 100년 빈도 홍수유출량의 mode 값과 오차

지점	100년 빈도 설계홍수량 (m^3/s)	100년 빈도 홍수유출량 (m^3/s)	오차 (%)
1	416	415.81	0.05
2	767	765.17	0.24
3	901	902.89	0.21
4	1,087	1,089.98	0.27
5	1,303	1,279.57	1.80
6	1,362	1,345.31	1.23
7	1,457	1,491.39	2.36
8	1,593	1,616.35	1.47
9	3,807	3,682.36	3.27

산정된 오차를 살펴보면 상류 4번째 지점까지는 0.5% 이하의 상당히 높은 정확도를 보였으며, 유역면적이 가장 큰 최하류 지점에서 가장 큰 오차를 보였으나 약 3% 정도의 작은 오차를 보였다. 단순히 설계홍수량과의 오차를 살펴보더라도 개발된 산지하천유역 홍수량 산정 일반식 도출 방법은 높은 정확도를 가진다고 판단할 수 있다. 또한 초기에 평창강 유역을 대상으로 개발된 홍수량 산정 일반식 도출 방법은 다른 종류의 산지하천유역에서도 높은 적용성을 가진다고 판단된다.

산지하천유역 홍수량 산정 일반식이 어느 정도의 불확실성을 정량화하는지 분석하기 위해 좌우 불확실도인 좌우 spread와 이들의 합인 자료가능구간 즉, support를 산정하였다. Spread 값과 support는 본 연구에서 개발된 방법을 향후 실무에 적용하는데 상당히 중요한 요소이다. 양양남대천 유역의 9개 대상지점에서의 좌우 spread는 아래 표 2.86과 같고, support는 아래 표 2.87과 같다. 우측 spread는 산정된 홍수유출량의 최대값과 mode 값과의 차이다. 만약 본 연구에서 개발된 산지하천유역 홍수량 산정 일반식 도출 방법을 실무에 적용한다면 홍수방어대책을 수립하기 위해 mode 값 보다는 최대값을 사용하는 것이 합리적일 것이다. 하지만 우측 spread가 상당히 큰 최대값을 사용한다면 수공구조물을 설계할 때 과대산정이 되

는 부분을 피할 수 없어 과다한 공사비가 소요될 것이므로 이러한 방법은 효과적이라고 할 수 없을 것이다. 그러나 본 연구에서 개발된 방법은 fuzzy 회귀분석을 적합시키는 부분부터 spread를 최소화한다는 목적함수를 설정했기 때문에 이러한 부분을 최소화시킬 수 있으므로 홍수방어대책을 수립하는데 효과적일 것이다.

표 2.86 양양남대천 유역 내 9개 대상지점에서 산정된 100년 빈도 홍수유출량의 spread

지점	100년 빈도 홍수유출량 (㎥/s)	좌측 spread (㎥/s)	우측 spread (㎥/s)	좌측 spread 비 (%)	우측 spread 비 (%)
1	415.81	22.70	24.01	5.46	5.77
2	765.17	43.32	45.93	5.66	6.00
3	902.89	51.67	54.81	5.72	6.07
4	1,089.98	52.22	54.84	4.79	5.03
5	1,279.57	56.21	58.79	4.39	4.59
6	1,345.31	54.92	57.25	4.08	4.26
7	1,491.39	57.70	60.03	3.87	4.02
8	1,616.35	59.70	61.99	3.69	3.84
9	3,682.36	131.54	136.41	3.57	3.70

표 2.87 양양남대천 유역 내 9개 대상지점에서 산정된 100년 빈도 홍수유출량의 support

지점	100년 빈도 최소 홍수유출량 (㎥/s)	100년 빈도 홍수유출량 (㎥/s)	100년 빈도 최대 홍수유출량 (㎥/s)	Support (㎥/s)	Support 비 (%)
1	393.11	415.81	439.82	46.71	11.23
2	721.85	765.17	811.10	89.25	11.66
3	851.22	902.89	957.69	106.48	11.79
4	1,037.77	1,089.98	1,144.83	107.06	9.82
5	1,223.36	1,279.57	1,338.36	115.00	8.99
6	1,290.40	1,345.31	1,402.57	112.17	8.34
7	1,433.68	1,491.39	1,551.41	117.73	7.89
8	1,556.65	1,616.35	1,678.34	121.70	7.53
9	3,550.82	3,682.36	3,818.78	267.95	7.28

Support는 하류로 내려갈수록 증가하는 양상을 보인다. 하지만 이를 산정된 100년 빈도 홍수유출량의 mode 값 비율로 살펴보면 하류로 내려갈수록 홍수량 대비 support의 비율이 감소하는 것을 볼 수 있다. 표 2.86과 표 2.87에서 하류로 갈수록 spread와 support가 감소하는 양상은 평창강 유역의 경우와 비교해보았을 때 유역이 지닌 특성에 따라 다르다고 판단된다.

(나) 산지하천 유역 홍수유출해석 사용자시스템 및 사용자 매뉴얼

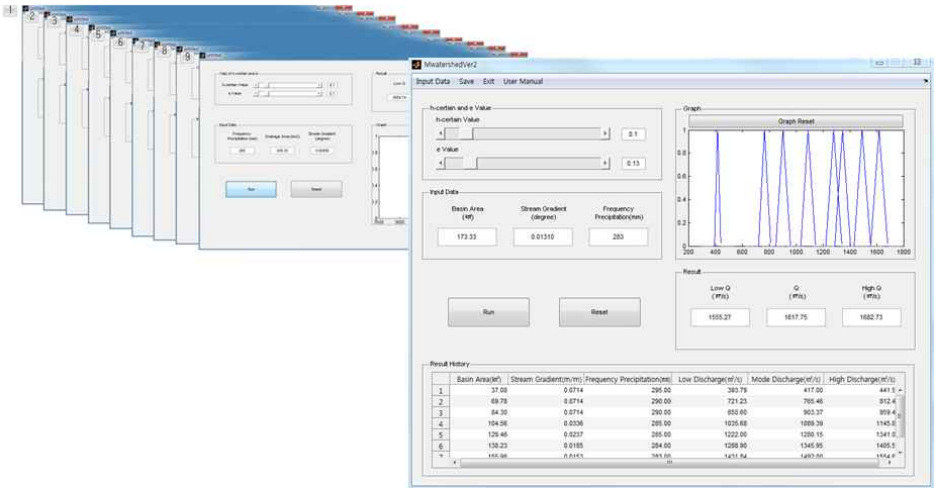


그림 2.268 홍수량 산정 프로그램

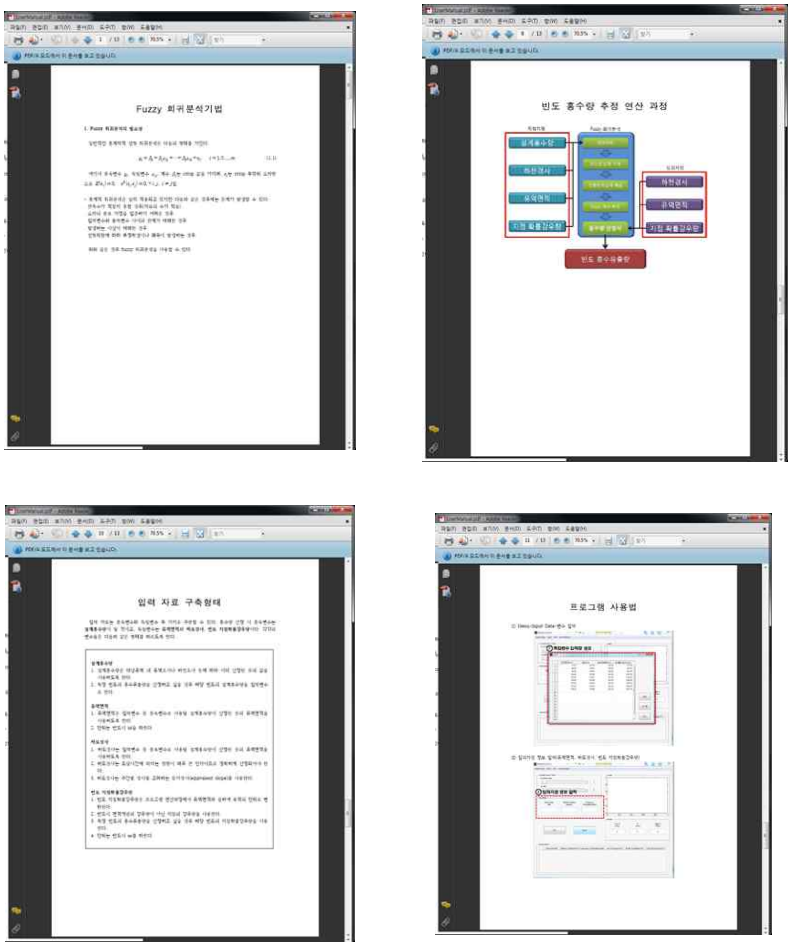


그림 2.269 개발된 프로그램에서 실행된 사용자 매뉴얼

다. 산지하천 흐름해석 및 하상변동 예측모형개발

(1) 산지하천 유사량 산정공식

부유사는 세류사를 포함한 것으로 유역과 하천에서 유래한 유사를 모두 포함한다. 유량과의 관계로 나타낸 유사량 산정공식은 표 2.88과 같다. 그림 2.270에서 보면 단위폭당 유량이 2.5 ㎥/s/m보다 작을 때는 부유사량이 소류사량보다 더 많다. 총유사량 중에서 소류사량은 유량 1.0 ㎥/s/m에서 약 22%, 7.0 ㎥/s/m에서 약 80%를 차지한다. 일반적으로 대하천에서 총유사량은 부유사가 대부분을 차지하는 것과 비교할 때 산지하천의 유사량의 특성이 크게 다른 점이다.

표 2.88 유사량과 유량의 관계식

Sediment load	Equations	R	n	Eqn.
Total load	$q_s = 3.274q^{2.072}$	0.7553	19	(2.92)
Suspended load	$q_{ss} = 1.569q^{1.685}$	0.7153	31	(2.93)
bed load	$q_{sb} = 0.441q^{3.044}$	0.8002	20	(2.94)

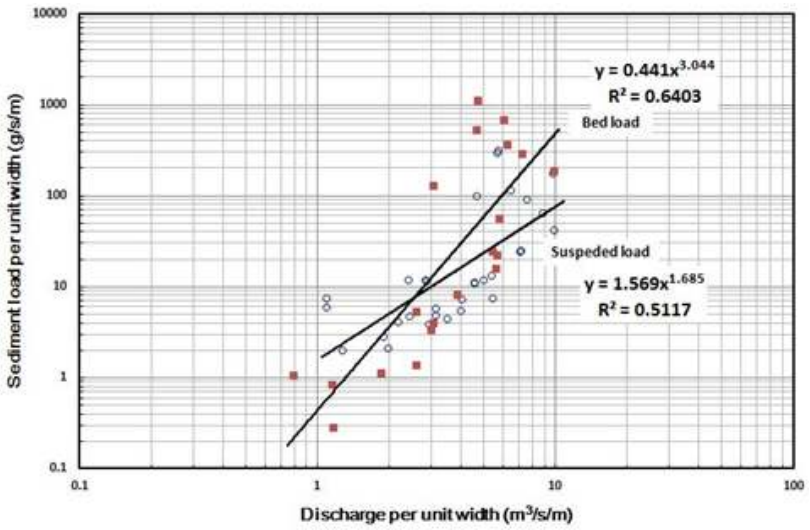


그림 2.270 부유사량 및 소류사량과 유량 관계
(양양남대천, 속사천)

하천의 하상변동 예측모형으로 하상토사의 입경변화를 조사하기 위해서는 입경별 유사량이 필요하다. 따라서 본 연구에서는 입경별 유사량 산정공식을 개발하기 위하여 다음과 같이 가정하였다.

1) 부유사의 입경은 0.062mm 이하로서 실트와 점토성분이다.

2) 소류사의 입경은 0.075mm 이상으로서 모래, 자갈, 호박돌이다.

3) 총유사에서 실트(0.008~0.062mm)의 평균입경은 0.035mm로 하고 부유사

량은 유량-부유사량 관계식으로 구한다.

4) 소류사의 입경별 유사량은 입자의 직경 및 단위중량과 하상에 작용하는 소류력에 따라 좌우된다.

5) 소류사의 초기이동한계는 측정한 최대입경보다 크다.

Meyer-Peter 와 Müller (1948)의 소류사량 산정공식은 다음 식 (2.115)과 같다.

$$\Phi_b = 8(m\tau^* - \tau_c^*)^{1.5} = \frac{8}{[(\gamma_s - \gamma)d]^{1.5}}(m\tau_b - \tau_c)^{1.5} \tag{2.115}$$

여기서 Φ_b는 무차원 유사량 (= $\frac{q_b}{(s-1)gd_m^3}$), d는 하상재료 입자의 대표입경, θ는 Shields 매개변수로서 무차원소류력 ($\tau^* = \frac{\tau_b}{(\gamma_s - \gamma)d}$), θ_c는 초기운동조건의 무차원 소류력 ($\tau_c^* = \frac{\tau_c}{(\gamma_s - \gamma)d}$), m은 형상저항에 의한 손실을 나타내는 계수이다. 수리학적으로 완전히 거친 흐름 ($R_{e^*} > 1{,}000$)에서 Shields 매개변수 θ_c는 상수로서 많은 연구자들에 의하면 0.017~0.76의 범위에 있고 Meyer-Peter 와 Müller식에서는 0.047이다. Einstein는 소류사함수 (bedload transport function) Φ와 하상안정함수 (bed stability function) Ψ의 관계로 소류사량 산정공식을 제시하고 있으며 이 매개변수는 여러 연구자들에 의하여 사용되고 있다 [Chien 와 Wan, 1999, ASCE Press].

$$\Phi = \frac{q_b}{\gamma_s[g(\sigma-1)d^3]^{1/2}} \tag{2.116}$$

$$\Psi = \frac{(\gamma_s - \gamma)d}{\gamma RS} = 1/\tau^* \tag{2.117}$$

초기운동조건의 Ψ를 구하기 위하여 Meyer-Peter 와 Müller가 제시하고 있는 Shields 매개변수를 사용하면 $\frac{\tau_c}{(\gamma_s - \gamma)d} = 0.047$에서 $\Psi_c = \frac{(\gamma_s - \gamma)d}{\gamma RS} = 21.3$이다. Milhous(1973)에 의하면 장갑화가 진행된 자갈하상에서 Einstein의 소류사함수는 유사입경 d_{50}이 훨씬 더 대표성이 높고 하상안정성함수 는 d_{35}가 대표성을 갖는다고 하여 입경별 소류사 산정공식을 다음 식 (2.118)와 같이 나타내었다..

$$\Phi_i = E_i(\Psi - 21.3) \tag{2.118}$$

여기서 $\Phi = \frac{q_b}{\gamma_s[g(\sigma-1)d_{50}^3]^{1/2}}$, $\Psi = \frac{(\gamma_s - \gamma)d_{35}}{\gamma RS}$, E_i는 소류사 입경분포의 함수이다.

따라서 본 연구에서 소류사량 산정공식은 입경별 소류사함수와 무차원 소류력의

관계 식(2.119)~(2.125)로 나타내었다.

$$q_{sb}^{*} = \frac{q_{sb}}{\gamma\sqrt{g(\sigma_s - 1)d^3}} \tag{2.119}$$

$$q_{sb}^{*} = \sum_{i=q}^{N} q_{sbi} \tag{2.120}$$

여기서q_{sb}는 소류사량 (g/s/m), $\sigma_s = \frac{\gamma_s}{\gamma}$, N은 소류사의 입경구분 수, 입경별 무차원 소류사량 q_{sbi}^{*}는 다음 식 (2.120)로 구한다. 이 식의 상관계수는 0.6373이고 계수도출에 사용한 자료는 177개이다.

$$q_{sbi}^{*} = 0.00157\tau_i^{*0.418}(\tau_i^{*} - \tau_{ci}^{*})^{0.307} \tag{2.121}$$

$$\tau_i^{*} = \frac{\tau_b}{\gamma(\sigma_s - 1)d_i} \tag{2.122}$$

$$\tau_{ci}^{*} = 0.0308(\sigma_b \frac{d_{ci}}{d_m})^{0.545} \tag{2.123}$$

$$\tau_b = \gamma HS \tag{2.124}$$

$$\sigma_b = (\frac{d_{84}}{d_{16}})^{1/2} \tag{2.125}$$

여기서 H는 수심, S는 에너지경사, d_{16}과 d_{84}는 소류사입경분포곡선에서 각각 통과확률 16%와 84%에 대한 입경, d_{ci}과 d_m은 각각 입자의 한계입경 및 평균입경, 무차원 한계소류력 τ_{ci}^{*}의 관계식은 그림 2와 같고 상관계수는 0.7491이고 계수도출에 사용한 자료는 17개이다. 하상변동모델링에 입경별 유사량 자료를 필요로 하는 경우에는 유량-부유사량 관계식 과 입경별 소류사량 산정식을 적용하여 구할 수 있으며 부유사량 산정공식 (2.115)으로 구한 유사의 입 경우 0.062mm 이하의 실트와 점토로 간주한다. 소류사량 산정공식의 적용 시에 무차원 소류력이 무차원 한계소류력보다 작은 경우에는 소류사의 이동이 없는 것으로 본다.

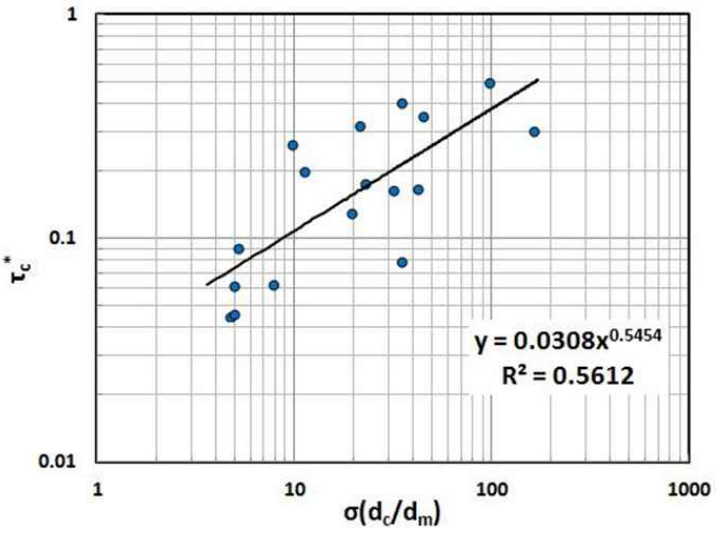


그림 2.271 소류사의 한계입경분산과 무차원 한계 소류력

(2) 산지하천 1차원 하상변동 예측모형

(가) GUI 개발

① 소프트웨어 사양

산지하천 1차원 하상변동모형의 GUI를 개발하기 위한 소프트웨어 사양을 정리하면 사용기종은 IBM-PC 호완 기종으로 PeniuumⅢ 이상이 권장되며, 사용 OS는 Windows 계열이면 무방하다. 또한 해석용 엔진은 Fortran 언어를 이용하였으며, GUI 구현을 위해서는 Visual Studio 2010(C#)을 사용하였다.

표 2.89 산지하천 1차원 하상변동모형 GUI 개발을 위한 소프트웨어 사양

항 목	내 용	비 고
사용기종	Pentium II 350Mhz, 128Mega Ram 이상	Pentium III 이상 권장
사용 OS	Windows 2000, Windows XP, Windows 7 등	Windows 계열 호환
개발언어	메인해석엔진: C, Fortran	
	Windows GUI : C#	Visual Studio 2010
규모(line수)	3,200 LINE	-

② 입·출력단 자료 구성

㉮ 입력단 자료 구성

입력단 자료는 자료의 형태 및 특성에 따라 수문자료, 현장조사 자료, 모의조건 등 3가지 형태로 구분하였으며, 그 내용은 아래의 그림과 같다.



그림 2.272 입력단 자료의 구성

㉯ 출력단 자료 구성

출력단 자료는 각 출력시간별/횡단면별로 수문Data 및 지형Data가 출력되는 방식이며, 수문Data 및 지형Data의 구성은 아래의 그림과 같다.



그림 2.273 출력단 자료의 구성

㉰ 인터페이스

본 연구에서 개발한 모형의 화면구성은 사용자가 이용하기 편리하도록 일반적인 Windows의 어플리케이션과 유사하게 구성하였으며, 메뉴, 도구, 작업창, 항목리스트, 속성창으로 구성되어 있다. 화면구성 내용은 아래의 그림과 같으며 각 구성에 대한 상세 설명은 후술하였다.

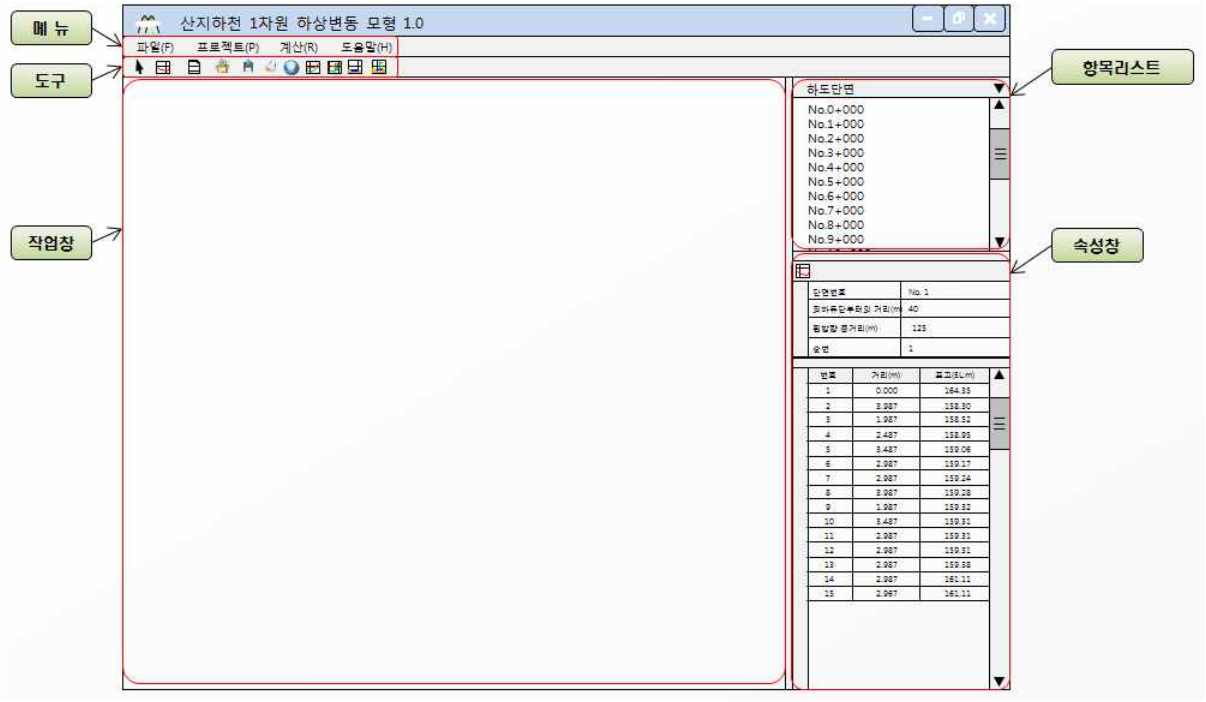


그림 2.274 산지하천 1차원 하상변동 모형의 화면구성

메뉴는 파일, 프로젝트, 계산, 도움말로 구분된다. 파일 및 도움말 항목의 경우 타 프로그램과 유사하게 구성하였으며, 프로젝트 항목에서는 입력자료를 입력하도록 구성하였고 계산 항목에서는 유량계산 및 하상변동계산을 실시할 수 있도록 구성하였다. 실제 구성그림은 아래와 같다. 결과출력의 도구는 선택도구, 횡단자료 입력도구, 새파일, 열기, 저장, 출력, 실행 및 결과파일을 출력하는 기능을 갖고 있으며, 상세구성내용은 아래의 표 2.90과 같다.

모형 구동을 위한 자료의 입력은 기본설정, 수문자료, 유사자료, 조도계수자료, 지형정보로 구분할 수 있으며, 메뉴의 프로젝트창을 클릭한 후 속성창에서 입력하는 것을 원칙으로 한다. 단, 횡단형상의 경우 단면의 위치 등을 고려하여 여러 단면을 그릴 때의 편의를 위해 도구바에서 클릭하여 작업창에 직접 그리도록 하였다.

자료 입력시 사용자가 이용하기 편하도록 모의시 기본이 되는 사항을 디폴트값으로 제시하였으며, 이외의 필수 입력 자료는 사용자가 입력하도록 구성하였다. 위의 그림은 자료입력의 예이다.

하상변동 모의시 가장 중요한 부분인 횡단형상 및 종단형상에 대한 시간적 변화를 각각 그래프 형태로 확인할 수 있도록 하였으며, 그에 대한 엑셀파일도 출력할 수 있도록 하였다. 이외에 최심하상고, 횡단면적, 유량, 수위, 소류사량, 부유사량 등에 대한 정보도 계산 수행 후 자동으로 출력되도록 하였다.

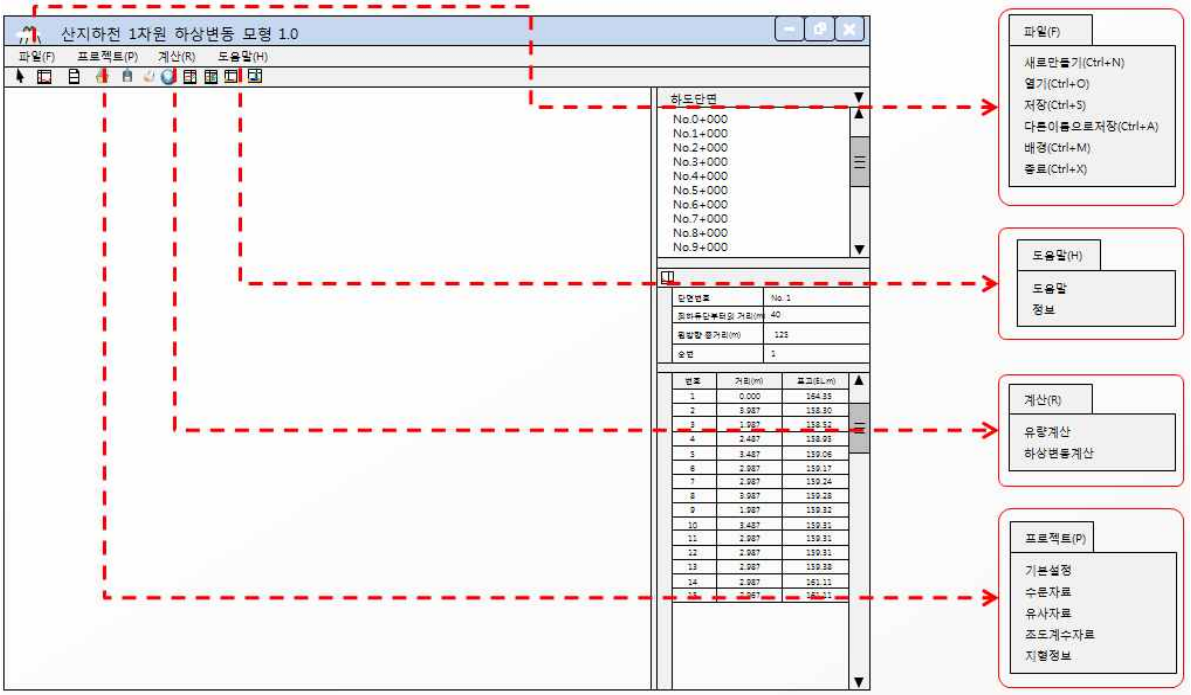


그림 2.275 메뉴의 구성

표 2.90 도구의 구성

항목	내용	항목	내용
	• 작업창의 횡단면 등을 선택할 때 사용		• 프로젝트를 출력할 때 사용
	• 작업창에 횡단자료를 입력할 때 사용		• 결과(종단)를 그림으로 출력할 때 사용
	• 프로젝트를 새로 만들 때 사용		• 결과(종단)을 엑셀로 출력할 때 사용
	• 프로젝트를 열 때 사용		• 결과(횡단)을 그림으로 출력할 때 사용
	• 프로젝트를 저장할 때 사용		• 결과(횡단)을 엑셀로 출력할 때 사용

③ 자료 입력 및 결과 출력

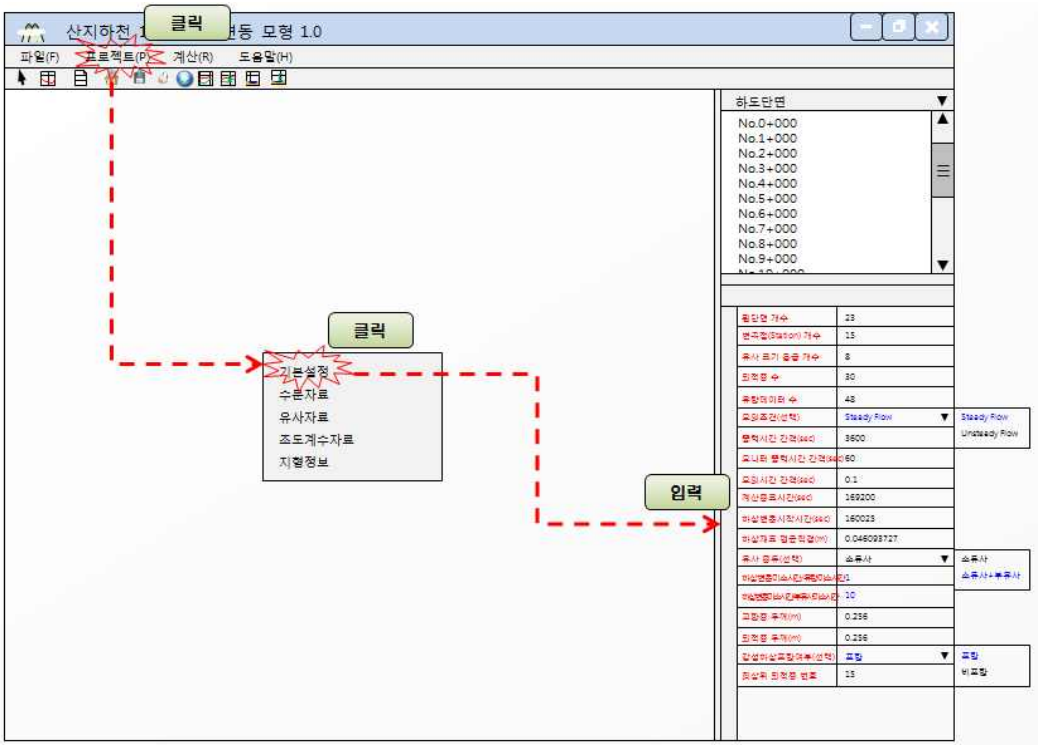


그림 2.276 자료 입력(예)

(나) 모형의 성능 검증

일반적으로 개발된 모형의 검증에서 가장 많이 이용하는 방법은 실측Data를 획득할 수 있는 경우 실측Data와 비교·검토가 가장 좋은 방법이다. 하지만 실측Data와의 비교 검토만을 수행할 경우 모형 구동시 발생할 수 있는 다양한 상황에 대한 모의가 모두 이루어지지 못할 우려가 있다.

따라서, 본 연구에서는 모형 검증시 흐름상태(Steady/Unsteady) 및 하도내 단차에 대한 월류조건(완전월류/잠월류) 등 모의조건 변화에 대한 하상변동이 적절히 분석되는지 확인하고, 양양남대천의 실측자료를 이용하여 하상변동 분석내용을 추가 검증하는 방법을 이용하였다.

① 가상하천을 이용한 모형의 성능 검증

㉮ Data Set 구축

모형의 성능 검증을 위해 길이 800m, 횡단면 개수 23개의 가상하천을 설정하고 모의 케이스를 설정하여 모형이 정상적으로 구동되는지 확인하였다. Data Set 구

축 및 조건 설정 시 아래의 4가지 조건에 대한 모의가 이루어 질수 있도록 하였다.

- 하도내 단차 모의
- 흐름상태 변형(Steady/Unsteady)에 따른 모의
- 잠월류에 대한 모의
- 하상재료 변화에 대한 모의

Data Set은 횡단면자료, 조도계수, 유량, 수위 자료 등이 있으며, Data Set 구축 내용 및 모의조건 설정사항을 아래에 기술하였다.

표 2.91 가상하천의 Data Set

유량 및 수위		
시간 (hr)	유 량 (m^3/sec)	수위 (EL.m)
1	10.83	159.41
2	9.97	159.39
3	9.59	159.39
⋮	⋮	⋮
46	11.93	159.43
47	11.67	159.42

횡단자료		
거리 (m)	하폭 (m)	최심하상고 (EL.m)
0	44.81	158.30
40	40.61	158.45
80	42.61	158.86
⋮	⋮	⋮
760	50.69	164.01
800	52.08	164.25

입도분포곡선	
입경 (mm)	통과백분율 (%)
180.00	99.2
84.50	98.0
56.50	96.7
⋮	⋮
3.38	90.3
1.40	90.0

표 2.92 모의조건 설정

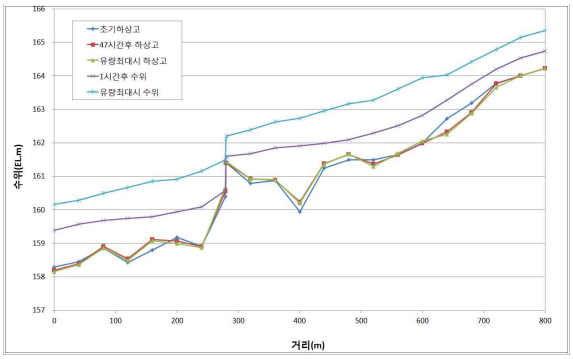
모의조건 1		
구분	흐름상태	월류조건
Case1	Steady	완전월류
Case2	Steady	잠월류
Case3	Unsteady	완전월류
Case4	Unsteady	잠월류

모의조건 2				
통과백분율 (%)	입경(mm)			
	Case1	Case2	Case3	Case4
99.2	90.00	180.00	360.00	540.00
98.0	42.25	84.50	169.00	253.50
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
90.0	0.700	1.40	2.80	4.20

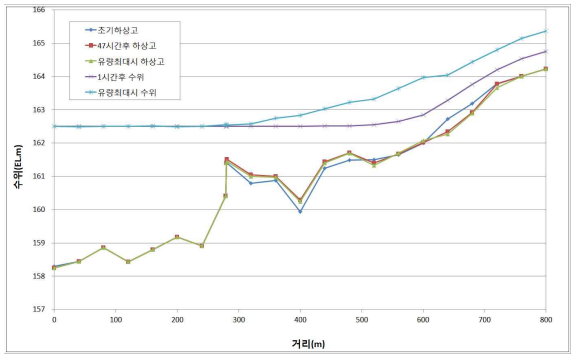
㈏ 성능 검증 결과

- 모의조건 1

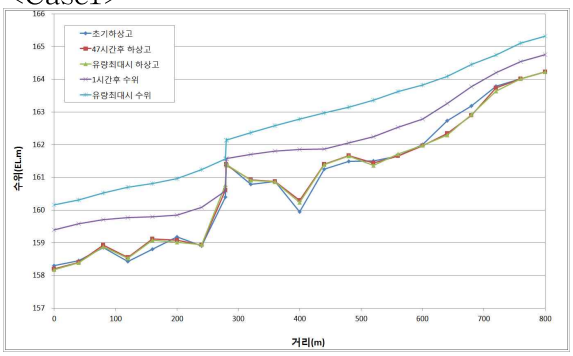
모의조건 1에 대한 결과를 살펴보면 완전월류로 모의된 Case1과 다르게 Case2의 경우 280m 지점 하류가 잠월류 상태인 것을 볼 수 있다. Case2의 경우, 단차가 발생하는 지점 하류로 잠월류가 발생하여 하상변화가 미미하게 모의되었고, Case1, Case2의 경우 상류 급경사 부분에서 세굴이 진행되고, 하류부에서 퇴적이 정상적으로 진행되었으며 안정적인 수위결과를 얻을 수 있었다.



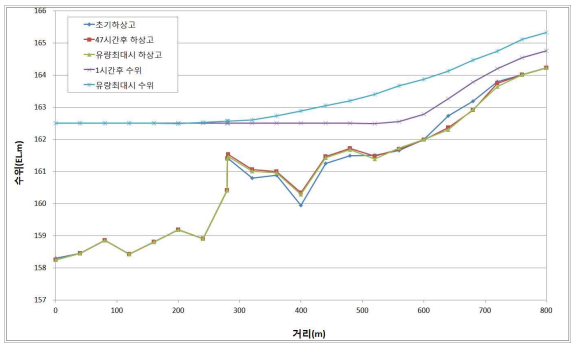
<Case1>



<Case2>



<Case3>

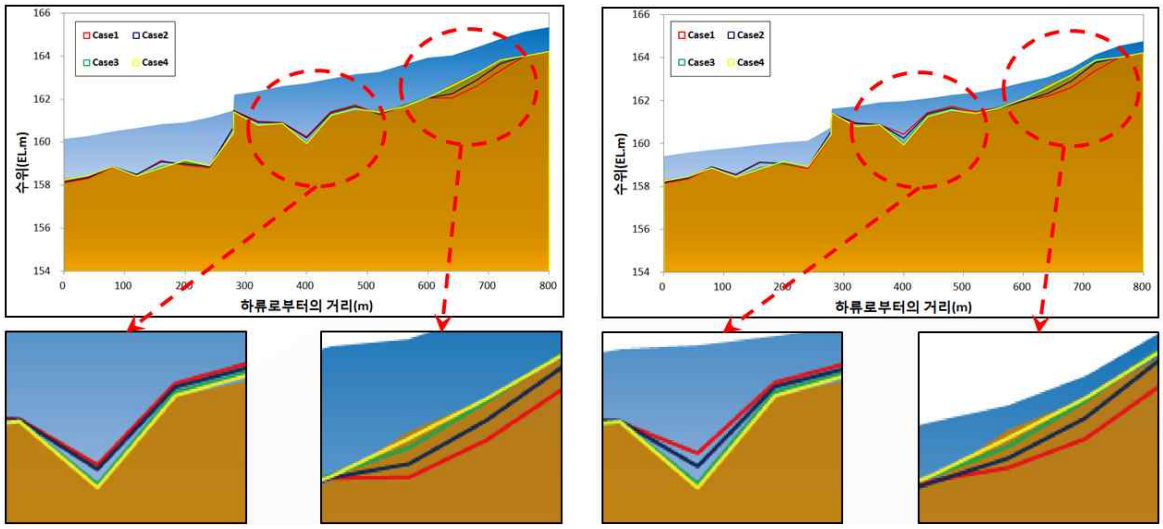


<Case4>

그림 2.277 모의조건 1의 성능검증 결과

- 모의조건 2

모의조건 2에서는 입도분포에 따른 하상변동 모의를 위해 입도분포가 다른 4가지의 입도분포 곡선을 Case별로 적용하고 Case에 따른 횡단면 변화를 관찰하였다. 모의결과 최소입경이 각각 0.7mm, 1.4mm인 Case1과 Case2는 퇴적 및 세굴이 다량 진행되었으나, 최소입경이 2.8mm, 4.2mm인 Case3, Case4의 경우 세굴이 거의 진행되지 않아 하상재료 입경분포에 대한 세굴 및 퇴적의 모의가 잘 이루어진 것으로 판단된다. 모의결과에 대한 유량최대시와 모의종료시의 결과를 아래에 도시하였다.



<유량최대시> <모의종료시>

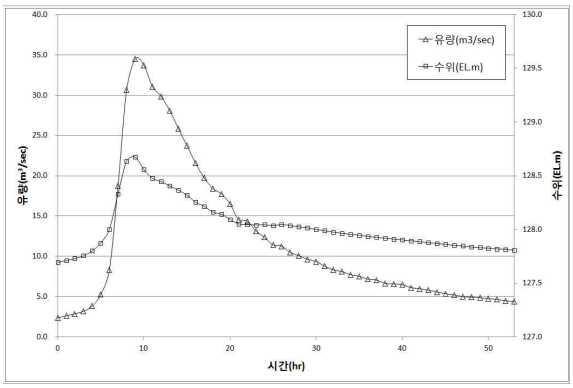
그림 2.278 모의조건 2의 성능검증 결과

② 실제하천을 이용한 모형의 성능 검증(양양남대천)

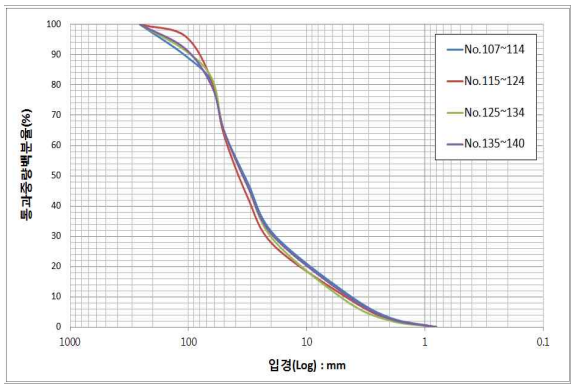
㉮ Data Set 구축

실무 적용성 검토를 위해 양양남대천의 상류구간인 용탄교 인근부터 상류로 면옥치천 직하류 까지(No.107+032～No.140+000) 약 3.2km에 대해 모의를 실시하였다. 총 단면수는 35개로 No.107+032～117+028 구간은 2011년 측량 자료를 이용하였고 No.118 +000～No.140+000 구간은 2010년 측량자료와 하천정비기본계획의 단면을 이용하여 Data Set을 구축하였다.

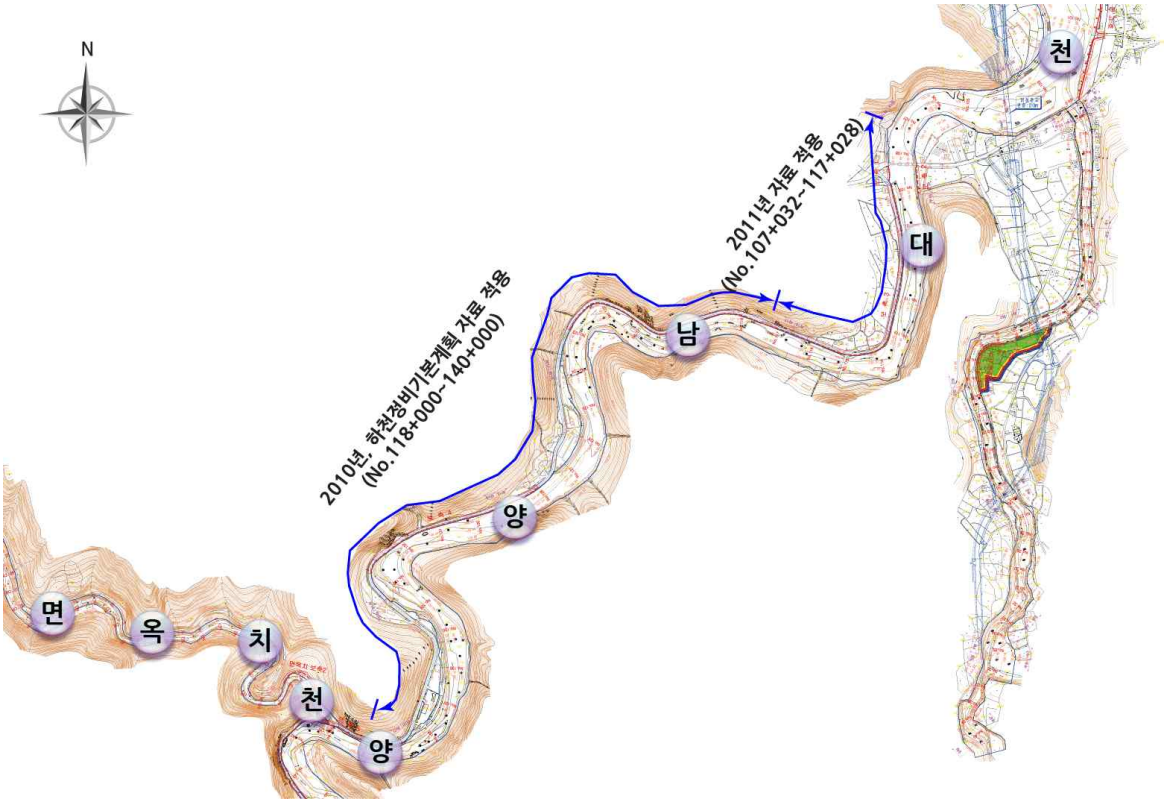
조도계수는 하천정비기본계획 및 현지상황을 고려하여 0.033을 적용하였고, 하상재료 입경분포의 경우 모의구간을 총 4개로 구분하여 구간별로 입경분포를 적용하였다. 유량의 경우 지남교의 2011년 9월 4일 20시 부터 2011년 9월 7일 1시까지의 수위Data와 유량-수위 관계곡선을 이용하였으며, 수위의 경우 동기간의 용탄교 Data(용탄교와 하류단의 표고차를 고려하여 0.42m 씩 낮춘 값 적용)를 이용하였다.



<수위 및 유량Data>



<하상재료 입경분포>



<횡단자료 적용위치>

그림 2.279 양양남대천 Data Set 구축

㈏ 성능 검증 결과

2011년 횡단Data와 2010년 횡단Data, 하천정비기본계획 횡단Data를 이용해 Data Set을 구축하고 모의를 실시한 후, 2012년 실측 횡단Data(0m~1000m 구간)와 비교를 실시하였다. 아래의 그림은 최심하상고를 종단으로 나타내어 그림을 그린 것이다. 아래의 그림에서 볼 수 있듯이 No.113+019(587m 지점)에서 실제 측량에서는 변화가 거의 없으나, 모의결과에서는 퇴적이 진행되는 등의 이유로 실측자

료와 차이가 잇는 것으로 나타났다. 하지만, 전반적으로 실측자료와 유사한 형태로 모의하상이 형성된 것으로 사료된다. 한편 No.124+000(1668m 지점)에서는 낙차보에 대한 모의를 실시하였으며, 낙차보 하류 세굴발생이 허용범위 내에서 이루어진 것으로 판단된다.

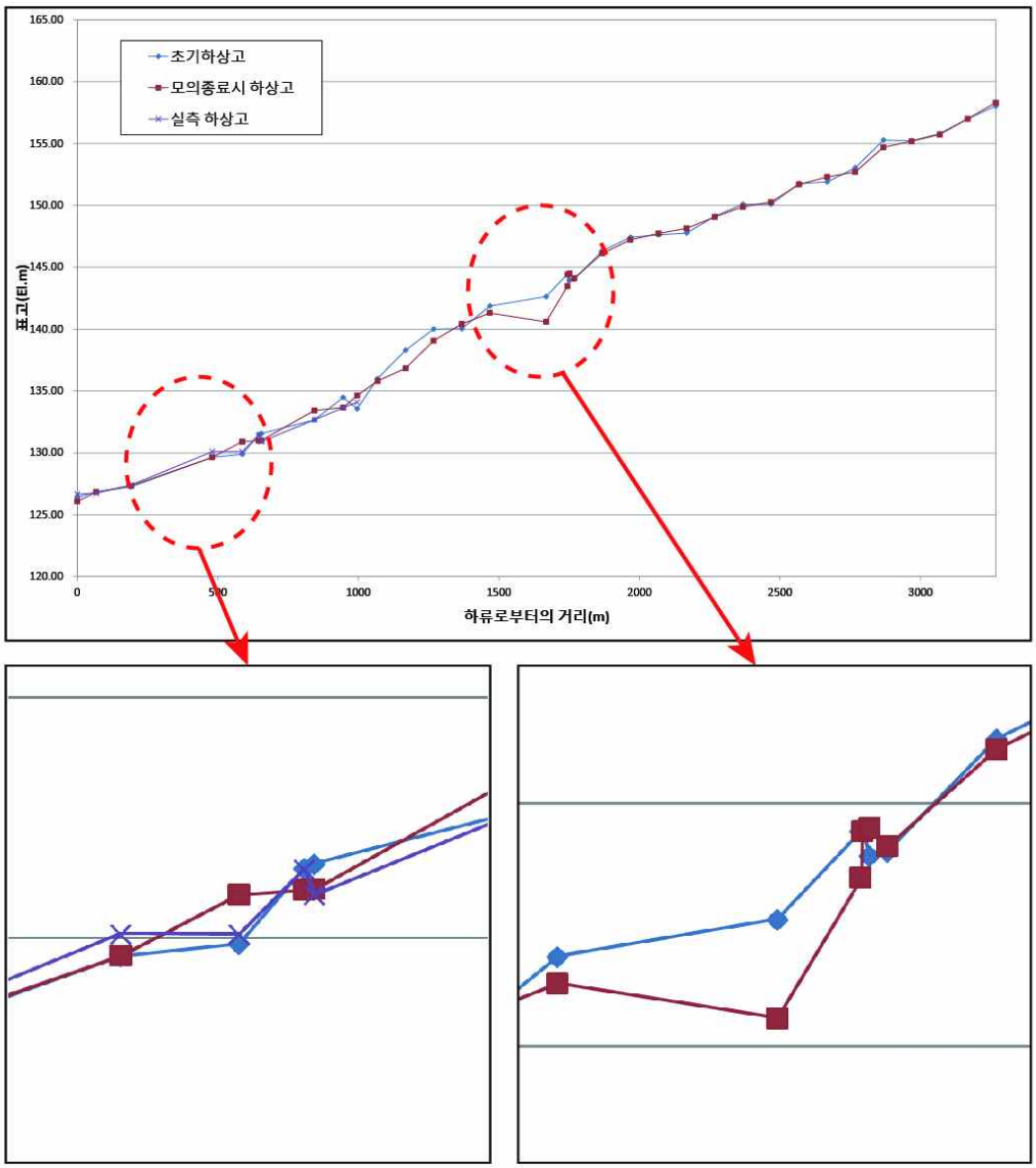
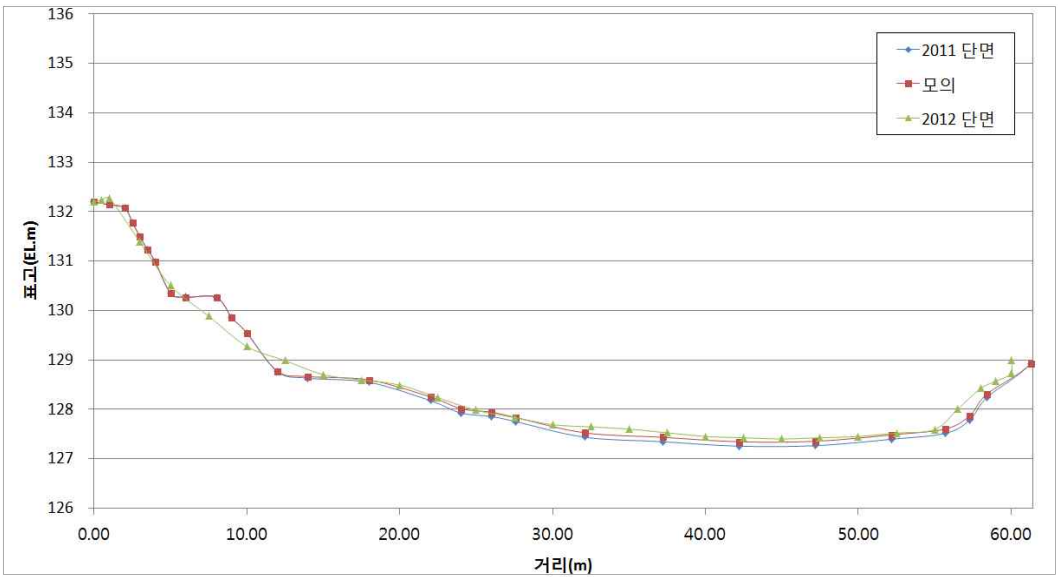


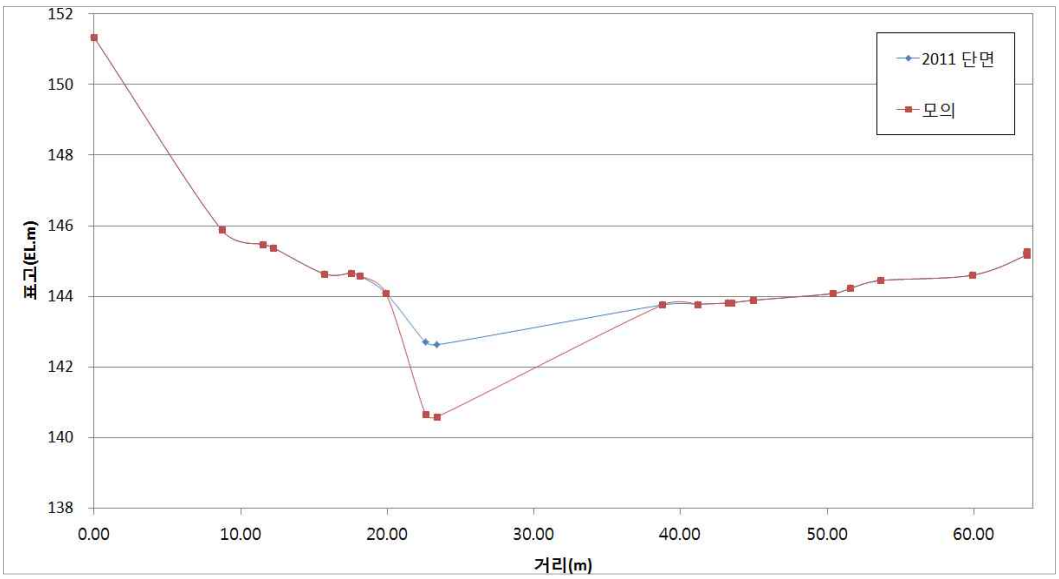
그림 2.280 모의결과(종단도)

No.192+024(192m 지점)의 횡단도를 살펴보면, 퇴적진행으로 인한 단면 변화를 잘 재현하여 실측단면(2012 단면)에 비교적 근접한 결과를 도출할 수 있었다. No.109+024 (1668 지점)에서는 측량자료의 부재로 실측단면과의 비교는 할 수 없

었으나, 낙차보에 의한 하상세굴이 잘 모의된 것으로 판단된다.



<No.109+024(192m 지점)>



<No.109+024(1668m 지점)>

그림 2.281 모의결과(횡단도)

(3) 만곡수충부 하상변동을 위한 흐름모형

(가) 이차원 모형(KU-RLMS)을 이용한 만곡부 흐름모의 결과

설계홍수량(모의조건 F-I)에 대한 수치모의 결과를 보면 주흐름이 하회마을을 지나면서 부용대 직하류의 좌안 사주를 통과하는 것으로 수치모의 되었으며, 이와 같은 특징은 수리모형실험 결과와 잘 부합된다. 또한 저수로가 위치하는 부용대 직하류에 위치한 만곡부의 우안측에서는 순환류가 발생하는 것으로 나타났으며, 이 역시 수리모형실험 결과와 잘 부합되는 결과이다. 고유량시에 순환류가 발생하는 이유는 주흐름은 부용대 직하류의 좌안 사주를 통과하여 하류로 진행하고 우안측에는 수심이 깊은 정체수역이 형성되기 때문이다.

저수로 만제유량(모의조건 F-II)에 대한 수치모의 결과를 보면 주흐름이 하회마을을 지나면서 부용대 직하류의 좌안 사주를 통과하기는 하지만, 설계홍수량의 경우보다는 다소 우안쪽을 통과하는 것으로 나타났다. 따라서, 설계홍수량의 경우에는 저수로가 위치하는 부용대 직하류에 위치한 만곡부의 우안측에서는 순환류가 발생하는 것으로 나타났지만, 유량이 작은 저수로 만제유량의 경우에는 순환현상이 거의 발생하지 않는 것으로 수치모의 되었다. 그림 2.282과 그림 2.283는 표 2.92의 모의조건별 정상류 흐름계산 결과로서 수위 분포를 도시한 것이다. 그림 2.284은 설계홍수량(모의조건 F-I)에 대한 수치모의 결과이며, 그림 2.285는 저수로 만제유량(모의조건 F-II)에 대한 수치모의 결과이다. 설계홍수량(모의조건 F-I)과 저수로 만제유량(모의조건 F-II)에 대한 수위 계산결과를 살펴보면, 전체적인 수위 변화 경향은 두 경우 모두 유사한 것으로 나타났다.

설계홍수량(모의조건 F-I)에 대한 수위 수치모의 결과를 보면, 주흐름이 나타나는 하회마을 앞 우안 사주와 부용대 직하류 좌안 사주의 수위보다 정체수역이 형성되는 반대편의 수위가 높게 나타나는 것으로 예측되었다. 이와 같은 현상은 유량이 큰 설계홍수량에 대한 모의조건 F-I이 저수로 만제유량에 대한 모의조건 F-II보다 뚜렷하게 나타나고 있음을 알 수 있으며, 이는 수리모형실험 결과와도 잘 일치하는 경향이다. F-I 흐름조건의 경우 순환현상이 발생하는 하회마을 직하류의 우안측은 유속이 빠른 좌안측보다 약 1 m 이상 수위가 상승하는 것으로 예측됨으로 수리모형실험 결과와도 일치하는 결과이다.

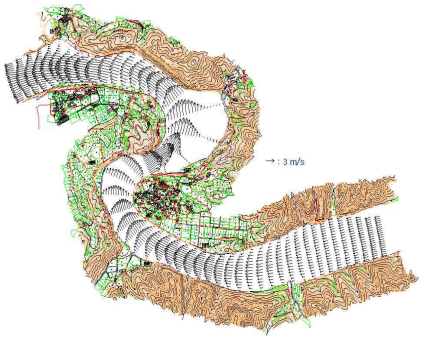


그림 2.282 모의조건별 정상류 흐름 계산 결과(F-I)

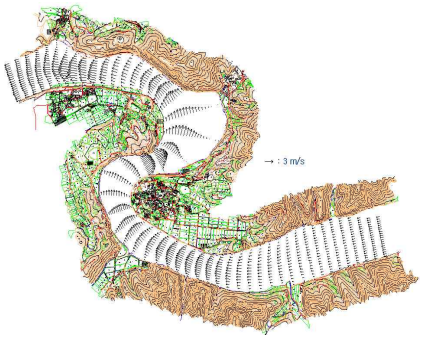


그림 2.283 모의조건별 정상류 흐름 계산 결과(F-II)

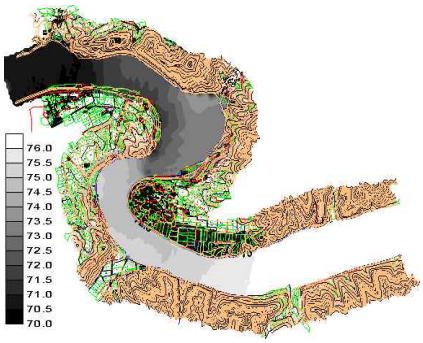


그림 2.284 모의조건별 정상류 흐름 계산 결과 (수위, EL. m) (F-I)

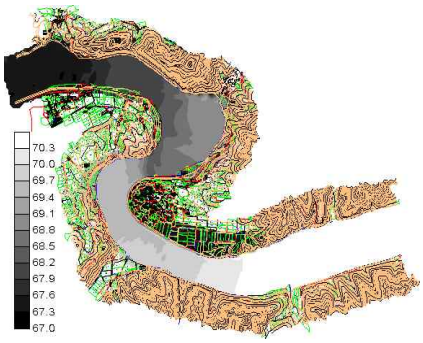


그림 2.285 모의조건별 정상류 흐름 계산 결과 (수위, EL. m) (F-II)

(나) 하회마을의 만곡부흐름 모의결과

하회마을의 점사주의 경우 낙동강 상류에 안동 및 임하 다목적댐이 건설되면서, 수량이 조절됨에 따라 토사수리학적 특성이 상당히 변화되었으며, 식생이 발생하는 등 옛 모습을 상실해 가고 있는 지역이다. 이 연구는 낙동강의 중상류 구간인 안동조정지댐 직하류부터 하회마을 직하류에 위치한 광덕교 지점까지의 하도구간에 일차원 하상변동 수치모형인 HEC6 모형을 적용하여 하회마을 앞의 점사주에 영향을 미치는 토사수리학적 특성의 일차원적 변화를 규명하고, 평면 이차원 하상변동 및 수질예측 수치모형인 KU-RLMS 모형을 하회마을 인근에 적용하여 이차원적 변화 특성를 규명하며, 수치모의 결과를 통해 이동상 수리모형실험에 대한 기초자료를 제공할 목적으로 수행하였다.

평면 이차원 수치모형을 이용한 흐름모의 조건은 고정상 수리모형실험의 실험조건에 대하여 수행하였다. 수치모의 결과 하회마을을 지나면서 부용대 앞의 좌안측에서 흐름이 가속되는 현상이 나타났고, 하회마을 직하류의 우안측에서는 순환이

발생하는 것으로 예측되었다. 이는 수리모형실험 결과와도 일치하는 경향이다. F-I 흐름조건의 경우 순환현상이 발생하는 하회마을 직하류의 우안측은 유속이 빠른 좌안측보다 약 1 m 이상 수위가 상승하는 것으로 예측되었으며, 이 역시 수리모형실험 결과와도 일치하는 결과이다.

(다) 불연속 갤러킨 기법을 이용한 천이류 흐름모의

① 댐 붕괴류(1차원) 모의

마찰이 없는 1차원 수평 하도에서 댐 붕괴류(dam- break flow)를 모의하기 위한 초기조건을 보인 것이다. 전체 -1,000 m에서 +1,000 m 구간을 400개의 격자로 나누었으며 ($\Delta x = 5\,\mathrm{m}$), 1차원 구간좌표의 원점인 $x = 0$에 설치된 댐이 시간 $t = 0$에 순간적으로 붕괴되는 상황을 가정하였다. 댐 상류부의 수심 h_u가 10 m일 때, 하류부 수심 h_d가 0.5 m, 0.0001 m인 두 경우에 대하여, 댐 붕괴류를 모의하여, $t = 50\,\mathrm{sec}$ 일 때, 수심의 분포를 보인 것이다. 두 경우 모두 2차 요소, 즉, 한 요소에 3개의 절점이 있는 요소를 사용하였으며, 시간간격은 다음 CFL 조건을 만족하도록 하였다.

$$\Delta t \leqq C \frac{(\Delta x)_{\min}}{(u + \sqrt{gh})_{\max}} \tag{2.126}$$

여기서 C는 CFL 수로서 1.0 을 사용하였다. 본 연구에서 개발된 모델에 의한 결과는 댐 붕괴류에 대한 천수방정식의 이론적인 해인 Ritter(1892)의 해와 잘 일치함을 확인할 수 있다.

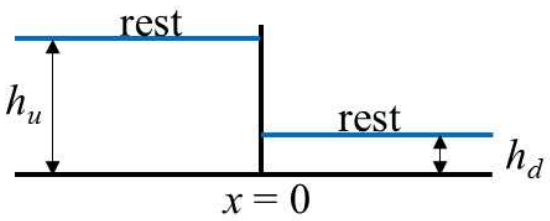
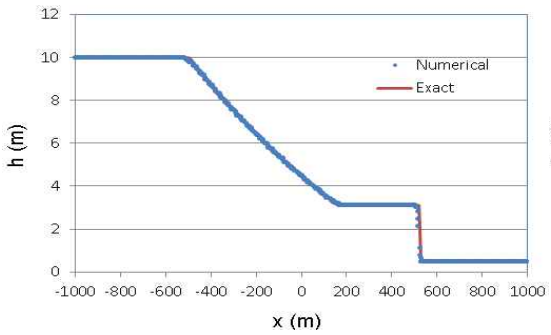
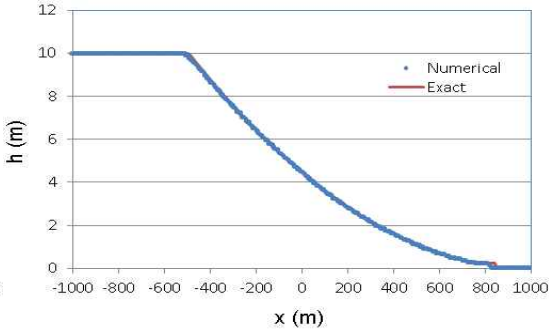


그림 2.286 댐 붕괴류
(dam-break flow)



(a) 상류수심 10m, 하류 수심 0.5m 인 경우



(b)상류수심 10m, 하류 수심 0.001m 인 경우

그림 2.287 1차원 댐 붕괴류 모의 (댐이 $t=0$ sec에 붕괴시, $t=50$ sec 일 때의 수심)

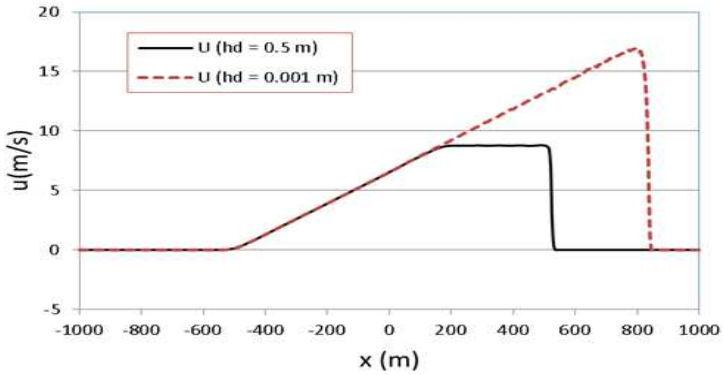


그림 2.288 1차원 댐 붕괴류 모의에서 유속의 분포 (댐이 $t=0$ sec에 붕괴시, $t=50$ sec 일 때)

② 저면 지형 변화에 따른 1차원 천이류 모의

그림 2.289은 역시 마찰이 없는 1차원 하도의 천이류를 모의한 것이다. 바닥 저면의 하상고 변화는 다음과 같다.

$$z_b = \begin{cases} 5\sin^2\left[\dfrac{\pi(x-125)}{750}\right], & x\in[125,875] \\ 0 & \text{otherwise} \end{cases} \tag{2.127}$$

하천은 폭이 1 m인 직사각형 하도를 가정하였으며, 유입 경계조건으로서 $x=0$ m에 수심 10.0 m와, 유량 20.0 m3/s를, 하류 경계 $x=1{,}000$ m에 수심 7.0 m를 부여하여 정상상태(steady state)에 도달할 때 계산을 수행하였다. 전체 영역을 40개의 요소로 나누어, 영역의 크기 $\Delta x=25$ m가 되도록 하였다. 전 구간에 대하여 4차 오더(order)의 요소를 사용하였다. 수치모의는 전 구간에서 수심의 변화가 정해진 기준치 내에 도달했을 때를 정상상태 (steady state)로 보고, 중단하였다.

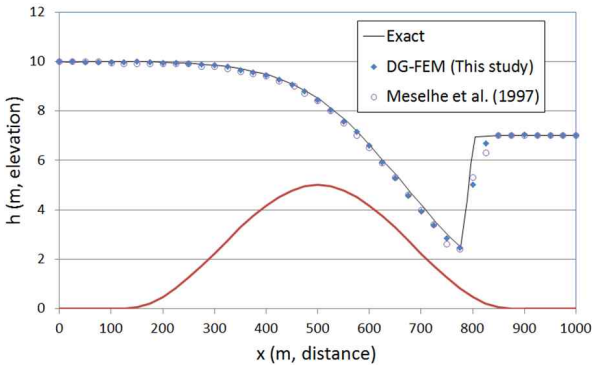


그림 2.289 보 월류흐름 모의

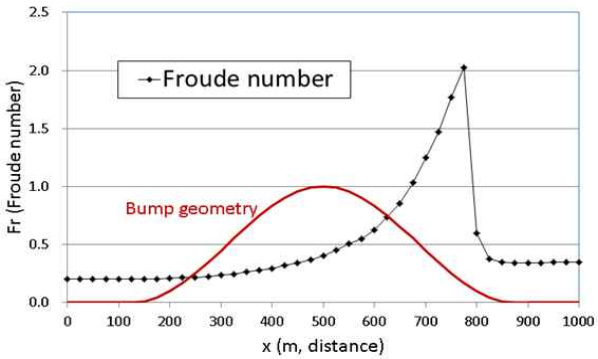


그림 2.290 Froude 수 의 변화

그림 2.289에 보인 바와 같이 에너지 방정식을 이용한, Meselhe 등 (1997)의 수치해와 비교하여 잘 일치하며, 도수 현상을 2개 요소 내에서 정확하게 모의하고 있음을 알 수 있다. 그림 2.290은 Fr= $u/\sqrt{gh}$ 로 정의되는 프루드 수 (Froude number)의 변화를 나타낸 것이다. 프루드 수가 1에 도달하여 상류상태에서 사류상태로 변화가 일어나는 지점은 x = 680 m 부근으로서, 둔덕의 정상을 훨씬 지난 지점임을 알 수 있다. 그 후 약 100 여 m의 사류구간을 지나, 도수를 통하여 상류상태로 도달하게 된다.

③ Ippen과 Dawson (1951)의 단면 축소 수로 문제

그림 2.291와 같이 단면의 폭이 0.6096 m (2 ft)에서 0.3048 m (1 ft)로 축소하는 수로의 흐름을 모의하였다. 모의는 실험 조건과 같이 유입 경계조건으로 수심 0.03048 m (0.1 ft), 유량 0.0408 m3/s (1.44 cfs)를 적용하여 유입 경계에서 Froude 수는 약 4에 달하는 사류 상태를 유지하게 된다. Schwanenberg와 Harms (2004)의 모의와 같이 Manning 조도계수는 0.0107 s/m1/3을 수로면의 경사는 S0= 0.05664를 사용하였다. 수심평균 난류 동점성계수(ν_t) 값으로는 0.001 m2/s 를 사용하였다.

수치모의를 위하여 절점 수 11,228 삼각형 요소 21,934로 격자를 구성하였으며, 그림 2.292은 수면형의 분포로서 대체로 Ippen과 Dawson (1951)의 계측값과 일치함을 알 수 있다.

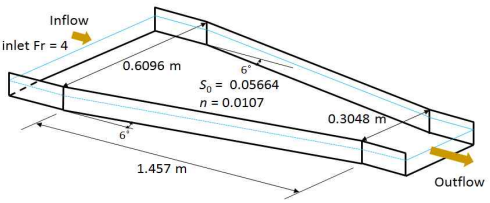


그림 2.291 단면폭 축소 흐름

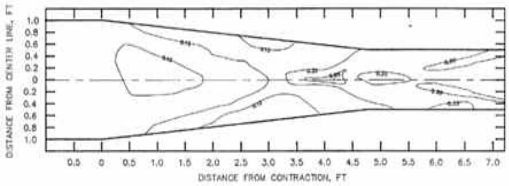


그림 2.292 실험 계측 값 (Ippen and Dawson, 1951)

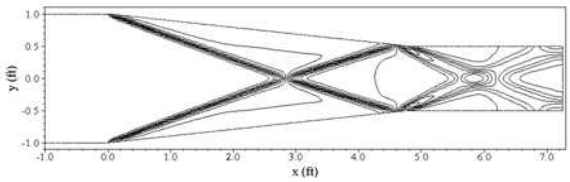


그림 2.293 수치 모델 Contour (This study)

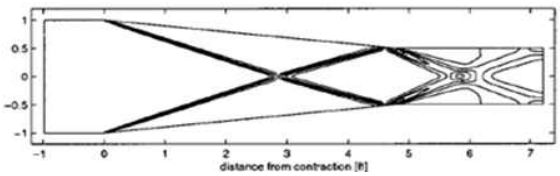


그림 2.294 수치 모델 (Schwanenberg and Harms, 2004)

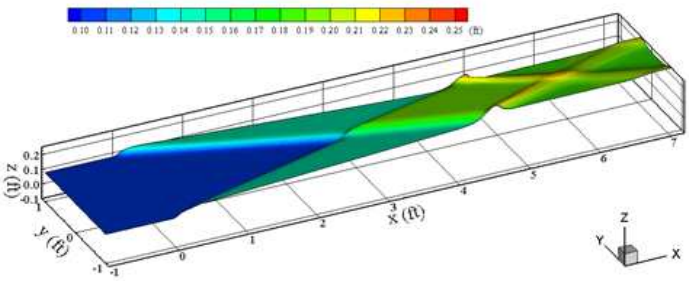


그림 2.295 수치 모델 - Surface plot (This study)

④ 레블셋기법을 이용한 조파흐름

㉮ 레블셋기법 모형의 적용결과

2차원 규칙파의 조파를 위하여 길이 10 m ($-5 \leqq x \leqq 5$), 높이 0.24 m 의 수치 조파수조에 파랑의 생성과 전파를 모의한 결과를 해석해와 잘 일치하는 결과를 그림 2.296와 같이 얻을 수 있었다.

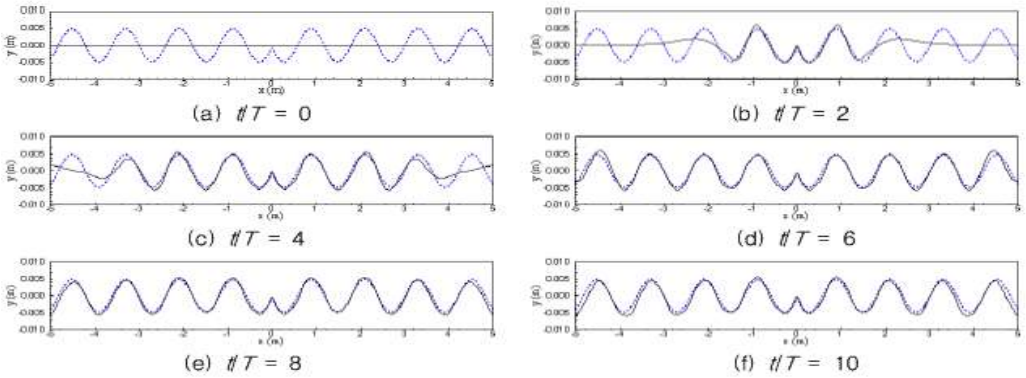


그림 2.296 2차원 선형파 조파에서 수치해와 해석해의 비교

(일정수심 d = 0.2 m, T = 1.0 sec, 좌우에 흡수층)

3차원 문제의 경우 2차원 문제와 같은 제원의 수치 조파수조를 사용하여 t = 2 T 일 때 수면의 형상이며, 그림 2.297은 중심면 ($y = 0$)에서 시간변화에 따른 수면의 형상을 선형파의 이론해와 비교한 것을 모식하여 결과가 일치함을 확인할 수 있다.

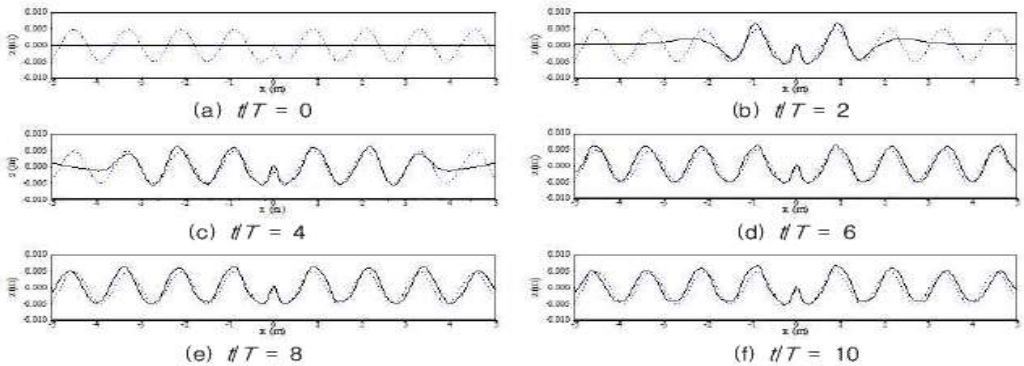


그림 2.297 3차원 선형파 조파수조에서 연직 중심면의 수치해와 해석해의 비교 (일정수심 d = 0.2 m, 폭 0.1 m, T = 1.0 sec, 좌우에 흡수층)

㉯ MPI를 이용한 병렬처리 결과

적절한 후처리 그래픽 소프트웨어를 이용하여 해석 결과를 도시하면 그림 2.298

과 같이 된다. 이와 같이 병렬처리하여 정리한 결과를 3차원 모의시에 적용하였다.

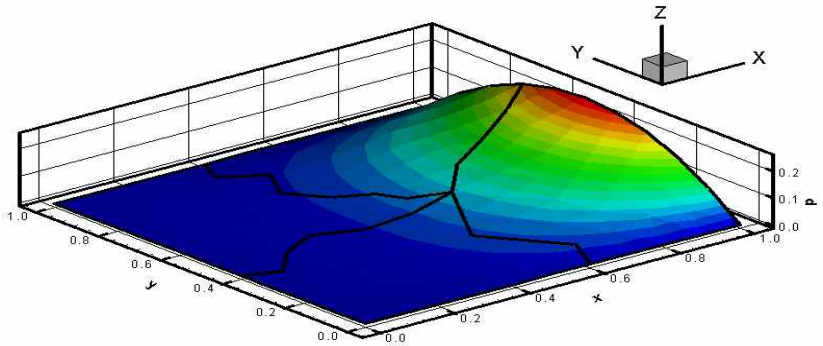


그림 2.298 해석 결과 (영역 내부의 선은 프로세서 사이의 경계)

라. 산지하천 2차원 하상변동 모형개발

양양남대천 지남교부터 용탄교 구간(No.5~No.40)에 모형을 적용하였다;. 지남교와 용탄교에는 자기수위표가 설치되어 있으며 수위-유량관계곡선이 개발되어 있으며, 용탄교 및 지남교 수위표 지점의 수위자료를 이용하여 2012년6월28일~2012년10월21일 기간에 적용을 하였다.



지남교의 수위수문곡선

하상변동모형 적용구간
(양양남대천 지남교-용탄교)

그림 2.299 지남교 수위수문곡선, 하상변동모형 적용구간

그림 2.300은 모형의 적용모습을 나타낸다. 하상이 저하된 단면에서의 하상변동 모형은 최심하상고를 잘 모의하며, 하상이 상승하는 단면에서는 실측보다 작게 산정되었다. 모의결과의 차이가 발생한 원인은 하상측량과 하상재료분포에서 주로 발생하는 것으로 판단된다.

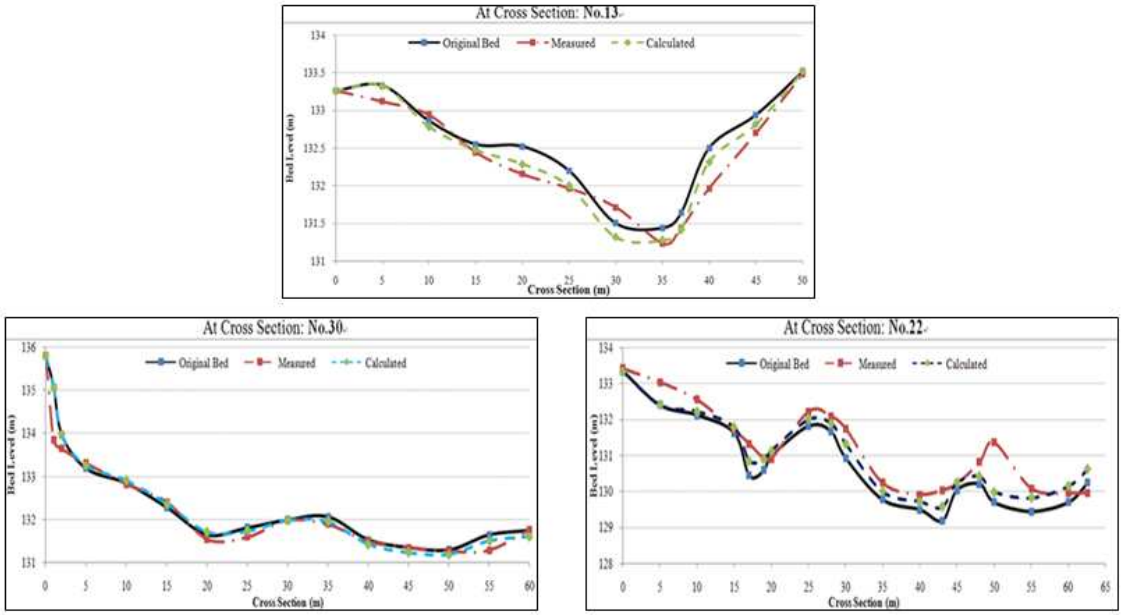


그림 2.300 2차원 하상변동 모형 적용

마. 산지하천 수충부 호안공법 개발

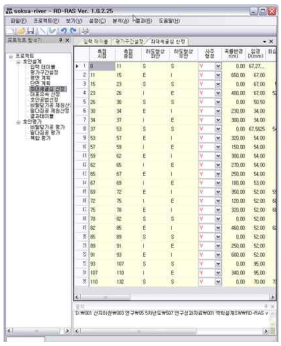
(1) 산지하천 수충부 호안 설계 기법

국내·외 산지하천의 수충부에 적용된 호안공법과 관련된 자료를 조사하고, 강원지역의 피해사례를 중심으로 호안형식별 파괴유형과 특성을 정리하였으며, 자료를 토대로 산지하천 만곡부의 기하하적 특성을 분석하였다. 또한, 호안과 밑다짐공을 분리하여 각 구조물의 특성 및 설치효과를 검토하고 호안의 적용에 관한 한·일간 비교 등을 통하여 수충부 보호를 위한 공법을 제시하였다. 호안설치를 위한 객관적인 설계법을 도출하고, 이에 대한 세부적 평가법을 확립하기 위하여 호안의 역학적 설계기법을 도입하였으며, 설계법의 검증을 위하여 시험하천을 대상으로 기존 호안의 역학적 평가를 실시하고, 이를 통해 도출된 국내 적용상의 문제점을 3차원 수치해석, 수리모형시험, Test bed 등의 보정절차를 통해 개선하였다.

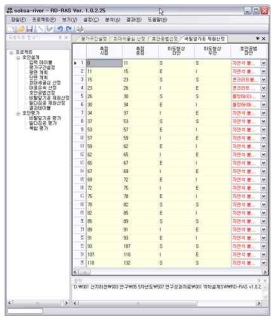
개발된 호안 설계·평가모형은 역학적 설계기법을 기반으로 하고 있어 다양한 수리현상에 만족되고, 정량적인 수치해석이 가능하다. 현재 국내 실무에서 사용되는 호안설계방법은 하도만곡에 따른 수리학적 영향이나 파괴형태를 고려한 호안두께, 하상저하나 국부세굴에 의한 호안기초와 밑다짐공을 충분히 반영하지 못하는 실정이므로 개발된 설계기법과 모형은 실무에서 유용하게 이용될 수 있을 것이다. 아울러, 역학적 설계기법에 의한 기존호안의 위험도평가를 통해 개수지구의 보수·보강이 필요한 우선순위 구간을 결정하고 부분적인 호안정비도 가능하며, 신

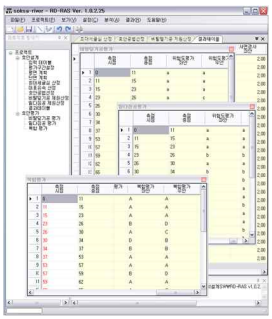
규 호안의 계획시 수리역학적으로 안정되고 하도계획의 전체적인 종합판단과 평가가 가능할 것이다. 개발된 소프트웨어를 이용하여 강원도 속사천을 대상으로 프로그램의 적용성을 검토하였으며, 그 결과는 다음과 같다.


(1) 평가구간의 설정


(2) 대표유속 산정


(3) 적정호안공법 선정


(4) 제원산정


(5) 호안의 평가

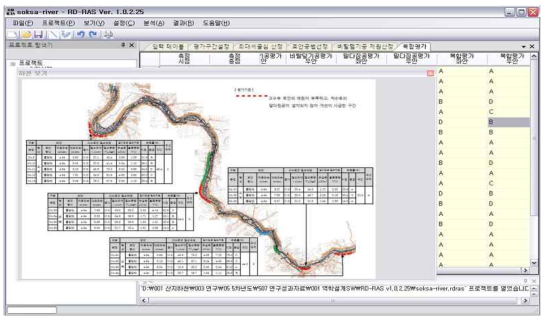

(6) 평가결과도

그림 2.301 RD-RAS를 이용한 호안의 구조적위험도 평가결과

(2) 산지하천 만곡부 세굴심 산정

(가) 국부세굴심 산정식 제안

본 연구의 다중회귀분석 결과를 토대로 하여 국부세굴심에 영향을 미치는 지배인자인 교각크기와 수심을 이용한 산지하천에서의 적용 가능한 국부세굴심 산정식을 제안하였으며, 식 (2.128)과 같다. 본 제안식의 경우 수심의 함수를 포함하고 있어 만곡부에서의 외측수심의 편차율을 보정하여 적용하면, 만곡부의 수리특성을 고려한 국부세굴심 산정이 가능 할 것으로 보인다.

$$SD = 0.182 + 0.924d + 0.175h \tag{2.128}$$

여기서, SD : 국부세굴심(m)

d : 교각크기(m)

h : 지점의 단면 수심(m)

(나) 호안세굴심 산정식 제안

본 연구의 회귀분석 결과를 토대로 하여 호안세굴심에 영향을 주는 수리특성 인자 중 유속항목을 변수로 하여 호안세굴심 산정식을 제안하였으며, 또한 만곡부의 수리특성을 고려하기 위하여 국토교통부(2006, 하천공사설계실무요령)에서 제기한 만곡부의 유속보정계수을 적용하여 만곡부에서의 수충부 호안세굴심 산정이 가능토록 하였다.

만곡수충부의 호안세굴심 산정식은 식 (2.129)와 같다.

$$RSD = 0.285(V_m \alpha)^{0.967} \quad (2.129)$$

$$\alpha = 1 + \frac{B}{2r} \text{(국토교통부,2006)} \quad (2.130)$$

여기서, RSD : 국부세굴심(m)

V_m : 단면의 평균유속(m/sec)

B : 평균 하도 폭(m)

r : 하도중심의 곡률반경(m)

(다) 만곡 수충부 호안세굴심 범위

유속과 수심에 따른 만곡수충부의 호안 세굴심 범위를 나타내었으며, 표 2.93은 금회 산정 값과 2005년 하천설계기준 산정 값을 비교한 것이다. 다음으로 유속과 수심변화에 따른 호안세굴심의 변화는 그림 2.302에 도시하였다.

표 2.93 유속에 따른 호안세굴심 회귀분석(ii)

구분 \ 유속	1m 미만	1~3m	3m~5m	비 고
호안 세굴심(m)	0.50	0.5~1m	1m~1.5m	금회산정
	-	0.5m	1m 이상	2005. 하천설계기준

주 : 조약돌: 10 cm < d < 15 cm

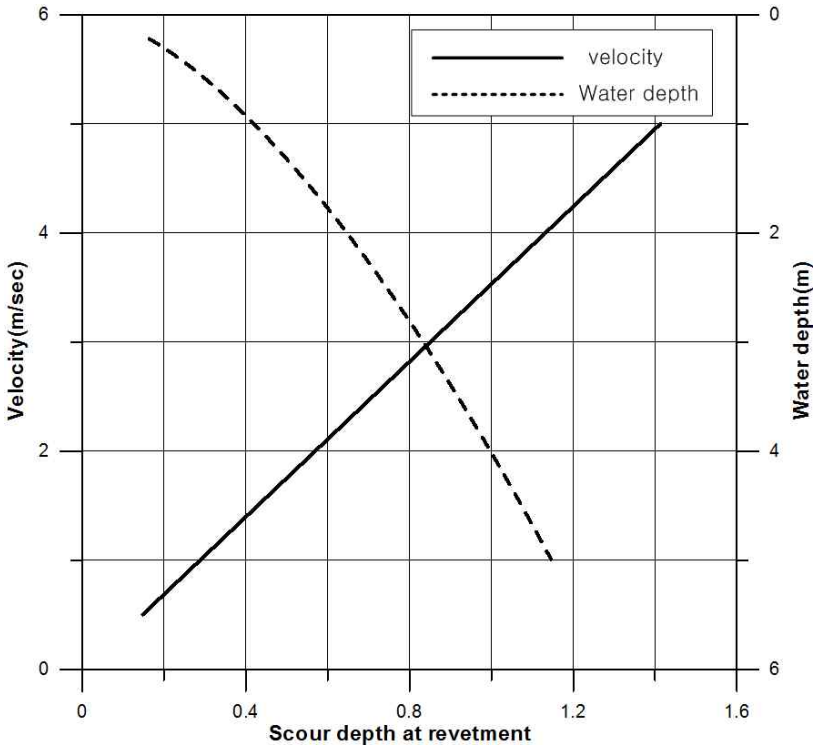


그림 2.302 유속과 수심변화에 따른 호안세굴심 범위

(3) 산지하천 수충부 편수위 추정기법 개발

(가) 만곡수충부의 홍수위 산정모형 유도

산지하천은 하상경사가 급하여 유속이 빠르기 때문에 만곡부에서는 원심력의 작용으로 만곡외측에서 수위가 상승한다. 홍수시에는 유속이 크게 증가하므로 만곡부의 수위 상승은 더욱 심화된다. 이는 산지하천을 발달된 도로피해를 가중하는 요인이 된다. 산지하천에서는 만곡부의 홍수위 상승이 하천제방의 여유고를 초과할 수 있어서 홍수피해의 주요 원인이 될 수 있다. 특히 만곡부 하도 내에 암초와 같은 자연장애물은 만곡수충부에서 홍수위 상승에 의한 홍수피해 위험을 현저히 증가시키는 원인이 되고 있다. 본 연구에서는 이와 같은 산지하천 특성을 고려한 만곡수충부 홍수위 산정기법을 개발하고자 한다. 하천 만곡부에 대한 기호를 다음 그림 2.303과 같이 정의하였다.

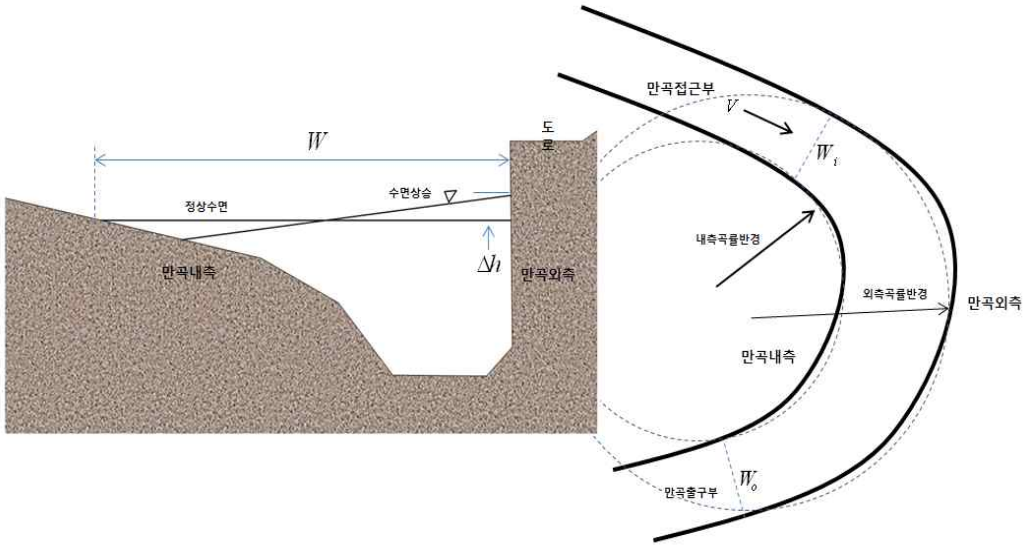


그림 2.303 하천만곡수충부의 홍수위에 관련된 주요 용어

하천 만곡부에서 원심력의 작용으로 상승하는 수위를 산정하기 위해서 다음과 식 (2.131)로 산정한다(한국수자원학회, 하천시설기준 해설, 2009).

$$\triangle h = 1.5\frac{BV_m^2}{gR_c} \tag{2.131}$$

여기서 V_m은 만곡부의 평균유속, R_c는 만곡부 하도중심선의 곡률반경, B는 하폭이고 g는 중력가속도이다. 1차원 부등류 계산에 의한 수위는 평균수위이므로 만곡외측에서는 $\triangle h/2$만큼 수위가 상승한 것으로 가정한다. 본 연구에서는 다음 식과 같이 만곡수충부의 홍수위 상승고, 즉 편수위를 산정할 수 있는 식(2.132)을 제안하였다.

$$\triangle h = CWF_{im}^2 \tag{2.132}$$

여기서 F_{im}은 곡률반경 Froude이고 C는 편수위계수로서 하천특성에 따라 달라진다. W는 만곡수충부의 수면폭으로서 접근부의 수면폭과 출구부의 수면폭의 평균으로 구한다. 곡률반경 Froude수를 다음 식 (2.133)으로 정의하였다.

$$F_{im} = \frac{V_{im}}{\sqrt{gR_{im}}} \tag{2.133}$$

여기서 V_{im}은 접근부의 평균유속이고, R_{im}은 만곡수충부 내외측 곡류반경의 평균을 사용한다. 이상과 같이 본 연구에서 설정한 홍수시 만곡수충부의 수위상승은 만곡부의 평면기하 특성과 접근부의 하폭 및 홍수량으로부터 산정할 수 있다. 식 (2.132)에서 편수위계수 C의 특성을 파악하기 위하여 표 2.94와 같이 현장조사 및

수리모형실험조사에 의한 편수위자료를 이용하였다. 여기서 한강 정선 자료는 서동일과 최한규(2007)가 한강(조양강)의 정선군 정선읍 용탄리 만곡수충부에 대하여 실시한 수리모형실험자료에 대한 것이다. 이 지점은 만곡중앙부근에서 용탄천이 합류하는 지점으로 그림 2.301과 같다. 이 모형실험의 기본조건은 수평축척 1/200, 연직축척 1/66.7, 실험유량 7,035CMS이다.

만곡수충부의 무차원곡률반경과 편수위계수의 관계는 그림 2.304에 나타낸 바와 같이 무차원곡률반경이 증가하면 편수위 계수가 증가한다. 무차원곡률반경은 하폭을 기준으로 한 것이므로 편수위 계수가 하폭과 곡률반경에 좌우되는 것을 알 수 있으나 양양남대천의 편수위와 같이 만곡구간 내에 암초와 같은 장애물이 있을 경우 편수위 특성이 현저히 달라질 수 있다. 따라서 편수위계수를 산정하기 위해서는 하천의 공간적, 재료적, 수리적인 특성이 고려되어야 할 것이다.



그림 2.304 정선군 정선읍 용탄리 한강(조양강) 만곡부

표 2.94 산지하천 만곡수충부 편수위 조사결과

구분	지점	만곡중앙하폭 (m)	평균곡률반경 (m)	평균접근유속 (m/s)	편수위 (m)	비고
현장 조사	양양남대천	38.0	66.5	2.77	2.145	
	계방천 송전	38.0	46.0	3.96	0.49	
	내린천 광원	48.0	150.5	5.10	1.42	
	내린천 미산	40.0	147.5	5.00	1.44	
수리 모형 실험	산지하천500	37.7~39.4	118.0	4.29~7.22	1.50~2.93	
	산지하천600	39.4	118.0	5.0~8.21	1.38~2.93	
	산지하천700	39.4	118.0	5.76~9.11	1.63~3.38	
	한강 정선	350.0	331.0	4.86	1.447	서동일,최한규 2007

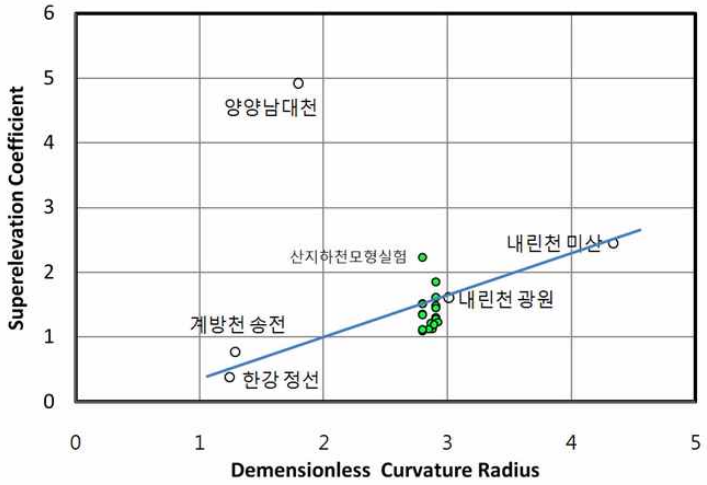


그림 2.305 산지하천 만곡수충부의 무차원곡률반경과 편수위계수의 관계 (파란색은 수리모형실험이고 원으로 표시된 것은 하천현장 조사에 의함)

(나) 편수위계수 결정인자 도출

만곡수충부의 편수위계수는 홍수위 상승에 영향을 미치는 인자들을 고려하여야 한다. 따라서 편수위 산정공식 (2.128)에서 의하면 편수위계수 C 를 제시하기 위하여 본 연구에서는 편수위에 미치는 주요 인자를 다음과 같이 정리하였다.

1) 상류, 사류, 한계류와 같은 흐름 상태

2) 횡단면의 형상

- 사각형, 사다리꼴, 원형 등 횡단방향 하상경사, 유심부의 위치
- 자연산지하천에서는 횡단면의 형상이 어떻게 달라지는 지 반영

4) 하상경사 - 접근부

5) 곡률반경

- 만곡내측, 만곡외측 곡률반경
- $\frac{W}{R_{im}}$의 크기에 따라 구분하고, $R_{im}=\frac{R_i+R_o}{2}$로 정의한다.

6) 하폭 - 접근부, 출구부

7) 하상재료 분포 - 조도분포

이상과 같은 영향 요인을 분류하면 만곡부의 횡단인자, 평면인자, 하상인자, 유동인자로 구분할 수 있다. 이들을 C 산정에 정량적으로 반영하기 위해서 다음 식 (2.134)와 같은 모형을 제시하였다.

$$C = C_s C_p C_b C_t \tag{2.134}$$

여기서 C_s는 횡단인자, C_p는 평면인자, C_b는 하상인자, C_t는 유동인자이다. 산지하천에서 각 인자의 특성을 반영하기 위하여 본 연구에서는 다음과 같이 제안하였다. 여기서 횡단인자는 만곡횡단면의 특성을 나타내는 것으로 유심부의 위치와 단면형태를 반영하며, 평면인자는 만곡정도, 곡률반경, 하폭변화계수 등과 같은 요인으로 결정될 수 있다. 하상인자는 하천경사, 하상재료 및 호안특성에 따라서 달라지며 유동인자는 유속 등을 고려하였다. 편수위 계수에 영향을 미치는 각 인자를 정량적으로 산출하기 위해 산지하천 시험유역으로 운영 중인 양양남대천의 현장 편수위 계측을 수행한 자료와 현장조사로 파악이 어려운 항목에 대해서는 대규모 수리실험을 통해 편수위 자료를 수집하였다. 결정계수의 산출을 위해 분석에는 현장 편수위 Data는 총 지남교 지점 93개, 법수치 지점 135개 및 수리실험을 통해 획득한 45개의 자료가 사용되었으며 각각의 인자와 편수위계수의 관계는 다음 그림에서 볼 수 있다. 또한, 편수위에 영향을 미치는 인자와 편수위 계수의 관계를 분석한 결과 다음표와 같은 결정계수의 범위를 정하였다.

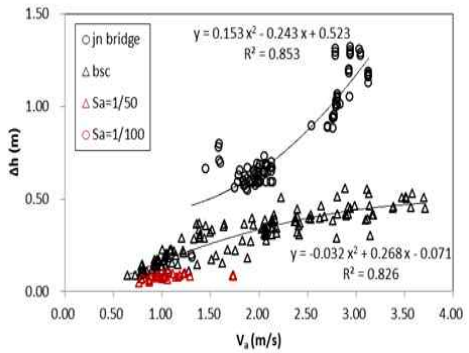


그림 2.306 접근유속과 편수위의 관계

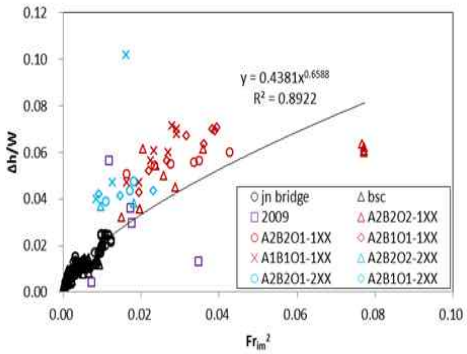


그림 2.307 곡률반경Fr와 편수위-하폭비의 관계

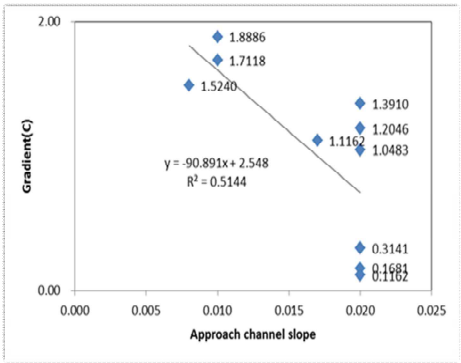


그림 2.308 접근수로 경사와 C의 관계

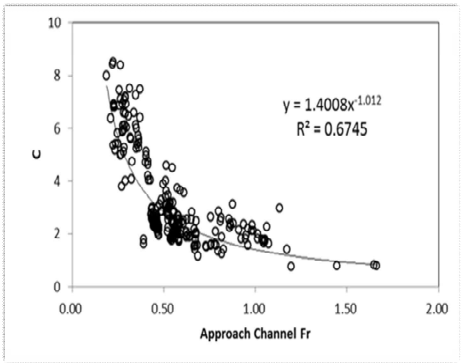


그림 2.309 접근수로Fr수와 C의 관계

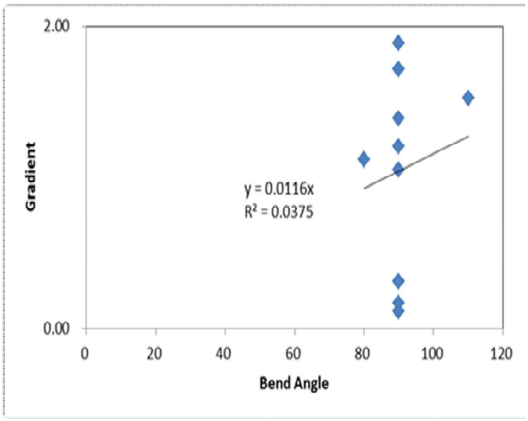


그림 2.310 만곡각과 C의 관계

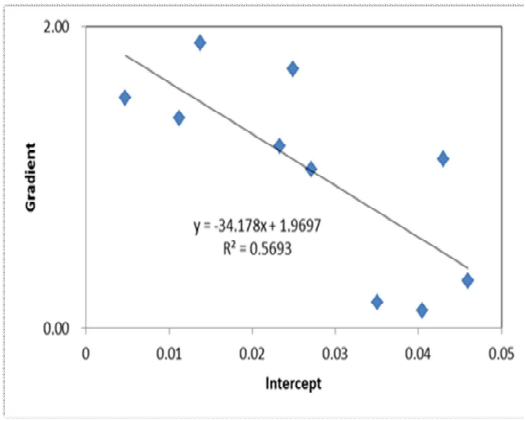


그림 2.311 intercept와 C의관계

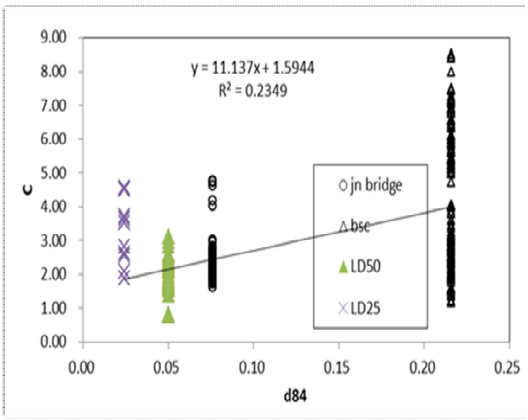


그림 2.312 하상재료와 C의 관계

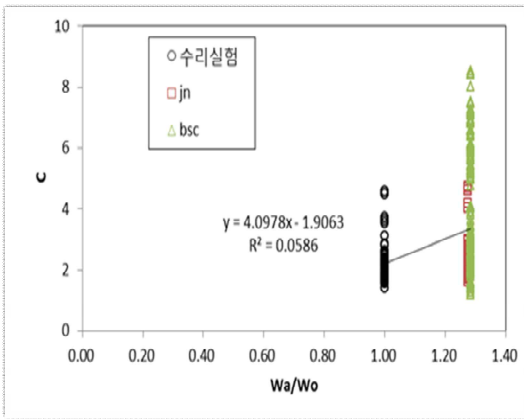


그림 2.313 입출구부 하폭비와 C의 관계

횡단인자(Cs)

접근수로경사	Cbsa	비고
직사각형단면	1.0	횡단면 형상
외측유심형	1.1	
내측유심형	1.3	

하상인자(Cb)

- Cbsa : 접근수로경사

접근수로경사	Cbsa	비고
0.002 >	2.10	
0.002 ~ 0.005	2.00	
0.005 ~ 0.01	1.50	
0.01 ~ 0.02	1.00	
> 0.02	0.60	

- Cbm : 만곡부 하상재료

D84 (mm)	Cbm	비고
0.032 >	0.85	굵은자갈 미만
0.032 ~ 0.064	1.00	굵은자갈
0.064 ~ 0.128	1.25	조약돌
0.128 ~ 0.256	1.75	호박돌
> 0.256	~	호박돌 초과

평면인자(Cp)

- Cpc : 만곡각도

만곡각	Cpc	비고
30 >	0.30	
30 ~ 70	0.60	
70 ~ 110	1.00	법수치, 수리실험
110 ~ 150	1.40	지남교
> 150	1.70	

-Cpw : 하폭비

하폭비 (Wo/Wi)	Cpw	비고
0.8 >	3	
0.8 ~ 1.2	2	
> 1.2	1	

유동인자(Ct)

- Ctf : 흐름

Fr No.	Ctf	비고
0.2 >	5.00	
0.2 ~ 0.4	3.00	
0.4 ~ 0.6	1.50	
0.6 ~ 0.8	1.20	
0.8 ~ 1.0	1.00	
1.0 ~ 1.1	0.90	
1.1 ~ 1.2	0.8	
> 1.2	0.5	

(다) 산지하천 만곡수충부 편수위 산정기법의 적용

개발된 편수위 산정공식을 이용하여 계산된 편수위와 양양남대천에서 수집한 실측 편수위 관계를 그림과 같이 도시 하였다. 계산 편수위는 실측 편수위와 비교적 잘 일치 하였다. 특히 작은 값에서 보다 큰 값에서 미세하게 계산된 편수위가 실측치 보다 커지는 경향은 안전율 개념에서 긍정적이라 할 수 있다. 하지만 최대 편수위가 1.5m 이하인 제한된 자료에서의 비교이므로 향후 추가적인 편수위 실측자료를 통해 편수위 계수 결정인자를 정교히 할 필요가 있을 것으로 판단된다.

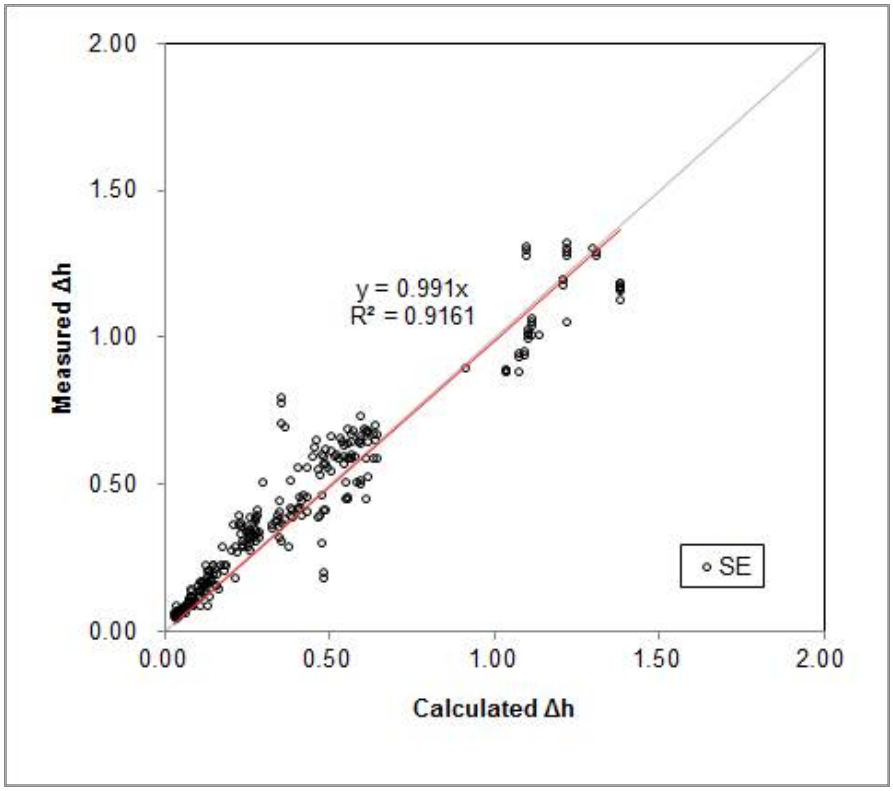


그림 2.314 계산 편수위와 실측 편수위의 관계

(4) 산지하천 수충부 재해 위험지도 작성

하천경사가 급한 산지하천의 만곡부에서는 원심력에 의한 수위 상승효과가 크게 작용한다. 특히 산지하천 인근에 지형적인 특성에 의해 도로가 많이 발달되어 있기 때문에, 이러한 수위 상승은 하천제방 붕괴 및 도로피해를 야기한다. 따라서 홍수시 수충부에 발생하는 편수위를 산정하는 것은 산지하천 수충부 재해 위험평가에 있어서 중요한 과제로서 본 연구에서는 산지하천 만곡부에 대한 편수위 산정공식을 새롭게 제시하였다.

산지하천 시험유역인 양양남대천 주요지점에서는 강우에 따른 수위와 유량 변화에 대한 수문기초자료가 관측되었다. 주요지점인 놀골교, 원일전교, 용탄교 및 범수치에서의 수위유량 곡선 및 유출수문곡선은 산지하천 수충부 재해 위험평가를 위한 기초자료로 활용하였다.

또한 양양남대천수계 유역종합치수계획(2007)에 따른 빈도별 홍수량 자료를 이용한 각 단면별 빈도별 홍수위 산정을 위해 HEC-RAS를 활용하였다. 수충부 편수위 산정을 위한 접근부 평균유속, 만곡수충부 내외측 곡률반경, 만곡수충부 수면폭 등과 편수위계수 산정을 위한 접근수로경사, 만곡부 하상재료특성, 만곡각도, 하폭

비, Froude 수, 횡단경사 자료를 구축하여 양양남대천 도로인접 만곡수충부의 홍수범람 수위를 산정하였다(표 2.95). 그림 2.315는 산지하천의 만곡수충부 도로인접 홍수범람 재해위험도를 나타낸 것으로 원형색상이 재해위험의 강도를 나타낸 것이다. 완경사 하류지점보다는 급경사 상류지점에서의 홍수범람 위험이 크게 나타났으며, 특히 만곡도가 크고, 하천 폭이 좁은 지점에서의 홍수위험이 크게 증가하였다.

표 2.95 만곡수충부의 빈도별 편수위에 의한 범람수위 (양양남대천)

지점단면번호	만곡수충부 편수위에 의한 범람 수위(m)				홍수위험
	30년 빈도	50년 빈도	80년 빈도	100년 빈도	
No.51(지1급)	-0.897	-0.721	-0.289	-0.219	다소 안정
No.78(지1급)	-1.776	-1.591	-1.550	-1.345	다소 안정
No.62(지2급)	-9.347	-8.908	-8.675	-8.587	최적 안정
No.100(지2급)	-1.869	-1.683	-1.510	-1.429	다소 안정
No.123(지2급)	-0.088	-0.224	0.245	0.386	약간 위험
No.132(지2급)	2.850	3.203	3.536	3.685	아주 위험
No.142(지2급)	3.633	3.927	4.173	4.278	아주 위험
No.152(지2급)	-4.283	-4.029	-3.780	-3.695	최적 안정
No.160(지2급)	0.354	0.641	0.895	1.001	약간 위험

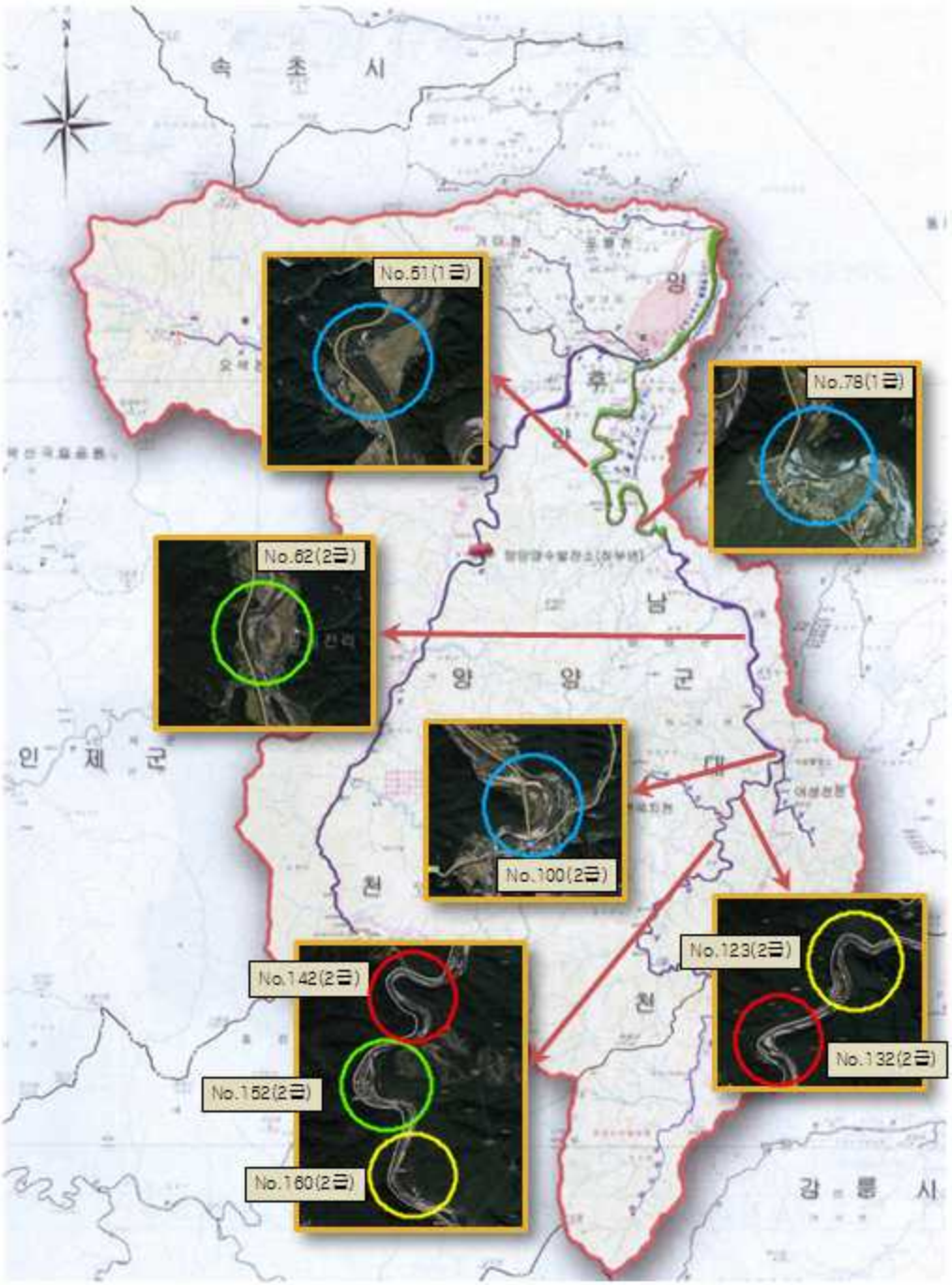


그림 2.315 만곡수충부 편수위에 의한 산지하천도로의 재해위험지도
(녹색-최적 안정, 파랑-다소 안정, 노랑-약간 높음, 빨강-아주 높음)

바. 산지하천 수리시설물 안전설계기법 개발

(1) 유속저감 요소기술

(가) 돌출줄눈의 흐름저항

① 저항계수

마찰계수 f는 유량에 관계없이 무차원 돌출줄눈간격이 9일 때 최대가 되었다. 유량의 크기에 따라 돌출줄눈이 마찰계수의 크기에 미치는 영향은 다르게 나타났다. 그림 2.316에서 알 수 있듯이 λ_{nv}가 3보다 작거나 6보다 크면 유량에 따른 마찰계수의 변화양상이 다르다. λ_{nv}값 1은 d형 조도에 속하고 3이상은 k형 조도를 구분되나, 유량이 적을 때는 이상과 같은 조도유형에 관계없이 돌출줄눈간격이 마찰계수를 증가시키는 경향에 연속성이 보인다. 그러나 유량이 많으면 돌출줄눈간격은 조도유형에 따라서 마찰계수에 미치는 영향이 다르다. d형 조도에서 돌출줄눈이 유수저항을 증가시키는 효과는 유량이 적을 때 기대된다. 반면에 k형 조도의 경우 돌출줄눈의 유수저항 증가는 유량이 많을수록 더 크다. 이러한 현상은 유수의 형상저항을 좌우하는 돌출줄눈에 의한 와동규모 뿐만 아니라 돌출줄눈 사이의 유동이 유속증가에 따라 다르기 때문인 것으로 생각된다.

유수저항이 속도수두의 함수이므로 돌출줄눈에 의한 저항특성은 유량에 따라 다르게 된다. 돌출줄눈이 유량에 대해서 반응하는 저항계수 변화의 정도를 파악하기 위하여 다음 식 (2.135)을 사용하였다.

$$I_c = \frac{(f_2 - f_1)/f_1}{(Q_2 - Q_1)/Q_1} \tag{2.135}$$

여기서 Q는 유량이며 첨자 1과 2는 비교하고자 하는 변수 값을 의미하고 I_c는 유량증가율에 대한 저항계수증가율의 비로서 변동지수를 나타낸다. 그림 2.313에서 보면 유량이 증가할 때 유수저항은 돌출줄눈이 없거나 λ_{nv}이 1에서는 감소하고 3 이상에서는 증가하며 λ_{nv}가 9와 12일 때 유수저항의 증가는 특히 크다. 이로 미루어 볼 때 유량변화 시 유수저항에 대한 돌출줄눈의 역할은 돌출줄눈간격에 따라 다르다. 돌출줄눈의 간격이 어떤 값 이하로 좁아지면 돌출줄눈이 오히려 저항을 감소시키고 어떤 값 이상이 되면 저항을 증가시키는 원인으로 작용한다는 것을 의미한다. 이는 돌출줄눈이 유발한 와동(eddy)과 밀접한 관련이 있기 때문인 것으로 생각된다.

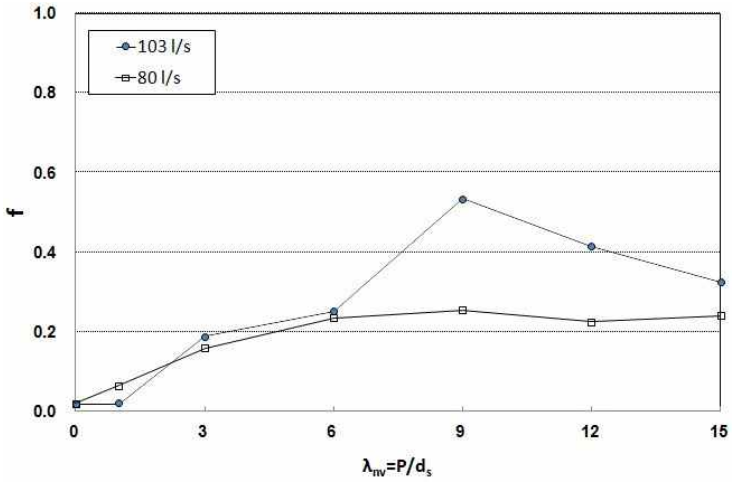


그림 2.316 Darcy-Weisbach's friction coefficient for λnv

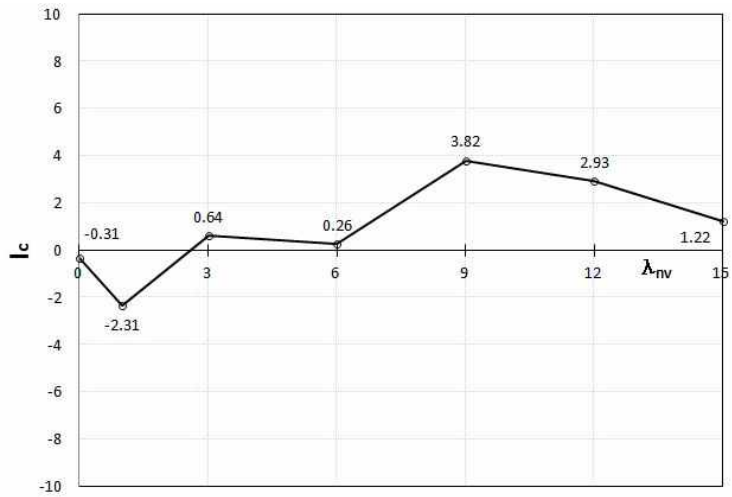


그림 2.317 Increasing I_c due to Flow Discharges

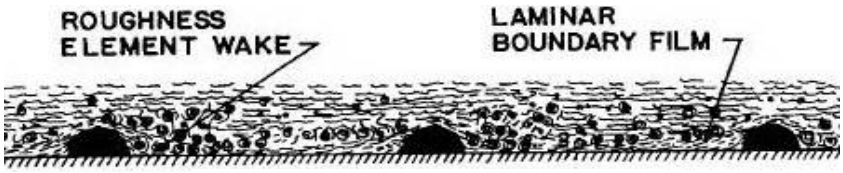
반원형단면 돌출줄눈을 수로바닥에 설치하였을 때 유선과 유속분포에 대한 λ_{nv}의 효과를 조사한 Agelinchaab 과 Tachie(2006)에 의하면 돌출줄눈에 의하여 생성된 전단층과 돌출줄눈 외측흐름의 상호작용은 λ_{nv}가 3보다 큰 k형 돌출줄눈에서 최대가 되고 λ_{nv}가 3보다 작은 d형에서 최소가 된다. 수로벽면에 부착된 사각형 돌출줄눈은 상류 측 모서리에서 흐름을 박리시켜 와동을 일으킬 뿐만 아니라 돌출줄눈의 후면 측에 후류(wake)를 형성한다. 와동은 하류로 수송되고 후류는 특정 공간을 차지하는데 유속이 빨라지면 그 범위가 축소된다. 하류로 수송된 와동은 돌출줄눈 사이의 수로벽면에 다시 도달하게 되는데 와동이나 후류는 돌출줄눈 외부흐

름이 내부흐름에 미치는 영향을 차단하는 역할을 한다. 돌출줄눈 상단 모서리에서 발생한 와동의 이동거리는 유속에 따라 달라진다. 따라서 유량이 증가할 때 유수저항의 변화는 돌출줄눈 간격에 따라서 다르게 된다. Morris (1959)에 의하면 그림 2.318과 같이 수로경계면에 돌출된 조도요소의 역할에 따라서 독립조도흐름(isolated roughness flow), 후류간섭흐름(wake interference flow), 활면흐름(skimming or quasi-smooth flow)으로 흐름을 분류할 수 있다. 그림 2.318(a)와 같이 각 돌출물에 의해 발생된 후류나 와동이 인근 돌출물에 도달하기 전 벽면에 소산될 만큼 돌출물들 사이의 간격이 크면 돌출물이 흐름에 독립적으로 작용한다. 그러나 그림 2.318(c)와 같이 돌출물들이 그 사이의 공간에 사수역이 형성될 만큼 돌출물들이 매우 가까이 있으면 돌출물들은 그 상단을 연결한 선을 따라서 매끄러운 벽면이 있는 것과 유사한 역할을 한다. 따라서 돌출줄눈의 간격은 흐름형태에 영향을 미치는 중요한 요소이다.

돌출줄눈 간격이 작으면 와동의 이동거리는 하류에 있는 돌출줄눈을 초과할 수 있기 때문에 돌출줄눈 사이에는 후류와 와동이 전체를 차지하므로 외부유동이 영향을 미칠 수 없게 된다. 돌출줄눈간격이 크면 수송된 와동이 돌출줄눈 사이의 일부를 후류와 함께 차지하기 때문에 외부유동이 돌출줄눈사이의 유동에 영향을 미친다. 전단층 상호작용이 강하면 유수저항이 강화되는 것을 의미하고 약하면 유수저항이 작은 것을 의미한다. λ_{nv}가 증가하면 돌출줄눈 사이에 형성되는 와동과 돌출줄눈 외측 흐름사이의 상호작용이 증가하고 이는 유수저항 증가를 초래한다. Agelinchaab 와 Tachie (2006),와 Guo 등. (2007)에 의하면 돌출줄눈에 의해 발생한 와동은 돌출줄눈의 간격에 따라서 외부흐름의 영향을 달라질 수 있다. 즉 돌출줄눈의 간격이 커지면 돌출간격 내에서 와동의 영향범위가 상대적으로 작게 되어 외부유동이 돌출간격 사이에 형성된다. 줄눈의 간격이 와동의 흐름을 줄눈간격 내로 국한시키면 흐름저항은 감소하고 외부흐름이 줄눈간격 내의 흐름에 영향을 미치면 흐름저항은 증가한다. 돌출줄눈에 의해 유발되는 와동의 규모는 일반적으로 유속에 영향을 받는다. 돌출줄눈의 간격이 특정 값이 되면 줄눈을 설치하지 않은 것과 동일한 효과가 있다.

무차원 돌출줄눈 간격이 9에서 15일 때는 유량증가에 따른 저항 증가가 매우 크다. 이는 돌출줄눈의 간격이 어떤 값 이상이 되면 유수저항을 증가시키는 효과가 있다는 것을 의미한다. 이러한 흐름효과는 돌출줄눈에 의해서 발생하는 와동이 원인이 된 것으로 보인다. Guo 등. (2007)은 λ_{nv}가 2이면 돌출줄눈 사이를 꽉 채우는 크기의 와가 통수단면적을 차지하여 돌출줄눈 상단을 경계로 하는 부분에서 미끄러지는 흐름(skimming flow)이 존재하며, λ_{nv}가 17이상이면 돌출줄눈 사이의 상류

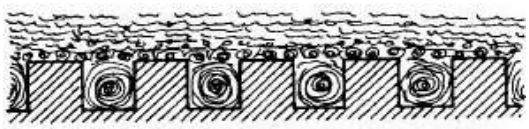
일부에 와가 존재하나 돌출줄눈의 저항효과는 무시될 만큼 작다고 하였다. 따라서 λ_{nv}가 커지면서 돌출줄눈은 난류강도를 급격히 증가시키고 돌출줄눈들 사이에서 각 전단층의 상호작용이 더 강해지므로 (Cui 등., 2003) 그림 2.317에 나타낸 15보다 큰 λ_{nv}에서 마찰계수는 감소하는 추세가 될 것으로 생각된다. 그림 2.319에서 보듯이 무차원 단면평균유속은 λ_{nv}의 증가 따라서 감소하는 경향을 나타내며 3이하에서는 매우 크고 3이상에서는 작다.



(a) Isolated roughness flow



(b) Wake interference flow



(c) Skimming flow

그림 2.318 Types of surface-roughness flow (Morris, 1959)

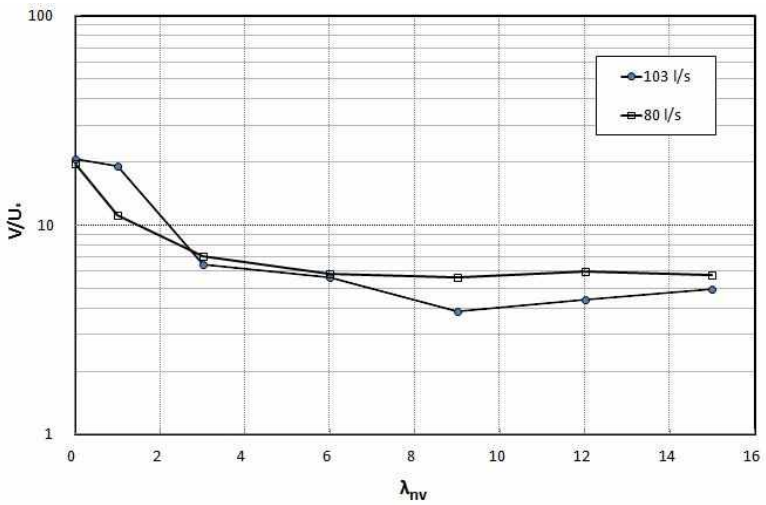


그림 2.319 Relationship between V/U_* and λ_{nv} in open channel with Vertical Ribs

② 윤면조고

그림 2.328은 세로돌출줄눈의 설치와 미설치 시의 마찰계수 차이 f_s와 윤면조고(wet-areal roughness height)의 관계를 나타낸다. 여기서 윤면조고 δ_{vp}은 식 (2.136)과 같이 돌출줄눈 설치구간의 윤면적으로 수중에 잠긴 돌출줄눈의 체적을 나눈 것이다.

$$\delta_{vp} = \frac{V_s}{A_s} \tag{2.136}$$

여기서 V_s는 돌출줄눈의 체적($= d_w \times d_s \times h$)이고 h는 수심이며 A_s는 돌출줄눈들 사이의 유수단면적으로서 식 (2.137)과 같다.

$$A_s = L(B + 2h) \tag{2.137}$$

여기서, L은 돌출줄눈 설치 간격($= d_w + P$)이고 B는 수로의 폭이다. 돌출줄눈에 의한 최대 유수저항은 $80l/s$ 유량에서는 0.052의 윤면조고와 $103l/s$ 유량에서는 0.058의 윤면조고에서 발생하였다. 세로돌출줄눈에 의한 유수저항은 마찰저항과 형상저항을 포함한다. 여기서 유수저항은 마찰저항보다는 형상저항이 현저히 큰 비중을 차지하는 것으로 보인다. 즉, 돌출줄눈을 설치하지 않은 경우의 마찰계수를 마찰저항이라고 하고 돌출줄눈을 설치한 경우의 저항계수와의 차이 f_s를 돌출줄눈에 의한 형상저항이라고 하면 표 2.96에서와 같이 유수저항의 대부분이 형상저항이다. λ_{nv}가 1일에서 마찰저항의 몫이 상대적으로 크고 특히 유속이 증가하면 마찰저항이 줄어드는 것을 확인할 수 있다. λ_{nv}가 6이상에서는 형상저항에 비하여 마찰저항은 미미한 것으로 나타났으며 유속이 증가하면 작지만 마찰저항의 몫은 증가하였다. 돌출줄눈의 간격이 증가하면 돌출줄눈의 윤면조고가 감소하고 유수저항의 대부분은 형상저항이 차지한다. λ_{nv}가 9에서 최소 마찰저항을 보이나 총 유수저항은 최대가 된다. λ_{nv}가 9보다 클 경우에는 마찰저항은 다소 증가하나 형상저항도 감소하기 때문에 총 유수저항은 감소한다. 이러한 유수저항의 변화는 돌출줄눈의 간격에 따라서 난류구조에 현저한 차이가 존재하기 때문으로 알려져 있다. 돌출줄눈은 매우 강한 흐름교란을 일으키고 λ_{nv}가 증가됨에 따라서 와동의 대상구조를 유수방향으로 확장시킨다. 돌출줄눈 설치측벽에 직각방향의 최대속도가 λ_{nv}가 8근처에서 나타나고 (Leonardi 등. (2004)) 이는 유수저항을 증대시키는 역할을 하게 된다. Wang 등. (2010)에 의하면 돌출줄눈의 흐름방향 상부 모서리에서 수로측면에 직각방향으로 분출하는 운동이 강한 Reynolds 전단응력을 일으키는데 주로 기여한다. 돌출줄눈간격 내부흐름의 평균유속은 줄눈간격이 증가하면 감소한다. 돌출줄눈에 의한 형상저항은 돌출줄눈에 직각방향의 흐름에 의해서 발생한 와동이 돌

출줄눈간격 내에 도달하여 영향을 미치는지 여부에 따라 좌우된다.

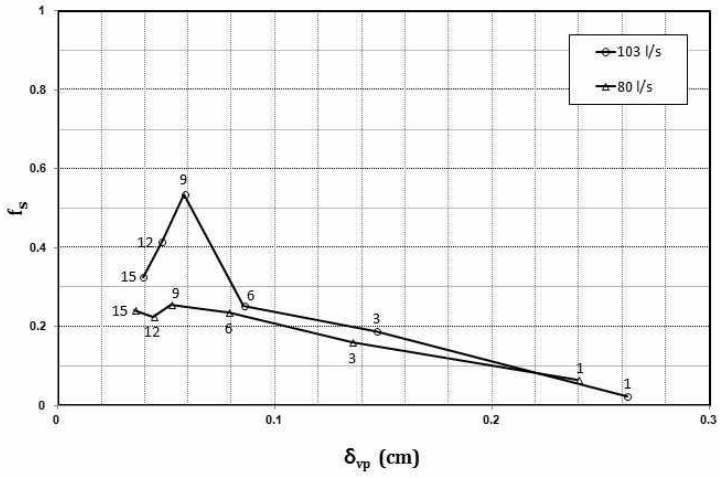


그림 2.320 Relationship between Resistance Coefficients due to Vertical Ribs and Wet-areal Roughness Heights

표 2.96 Percentage of shape factor to flow resistance due to rib

		λ_{nv}					
		1	3	6	9	12	15
Rate of shape factor (%)	$80l/s$	68.0	87.1	91.2	91.9	90.8	91.4
	$103l/s$	13.0	90.0	92.6	96.5	95.5	94.2

③ 상당조고

마찰계수는 수리적으로 매끄러운 흐름에서는 Reynolds 수의 함수이나 수리적으로 완전히 거친 흐름에서는 상대조도에 따라 좌우된다. 상대조도는 경심과 조도높이의 비($=R/k_s$)이며 이때 조도높이가 상당조고(equivalent roughness height) k_s이고 식 (2.138)을 이용하여 산정한다 (Henderson, 1960).

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = 2.0\log_{10}\frac{12R}{k_s} \tag{2.138}$$

돌출줄눈에 의한 상당조고를 산정하기 위하여 마찰저항은 f_s를 사용하였다. 그림 2.321은 돌출줄눈에 의한 유수저항에 대한 상당조고가 λ_{nv}에 따라 달라지는 것을 나타낸다. 최대 상당조고는 λ_{nv}가 9일 때 발생하고 유량이 $130l/s$일 때 수심의 142.8%, 유량 $80l/s$에서는 수심의 77.3% 가 되었다. 이는 돌출줄눈의 유수저항에 기여하는 정도

가 대단히 크고 상당조고가 수심규모로 발생한다는 것을 의미한다.

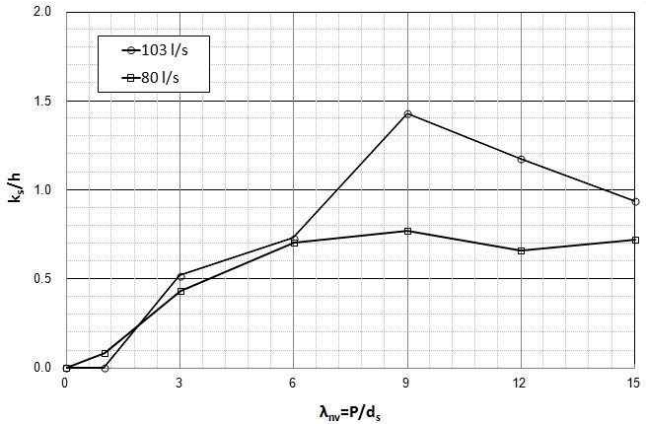
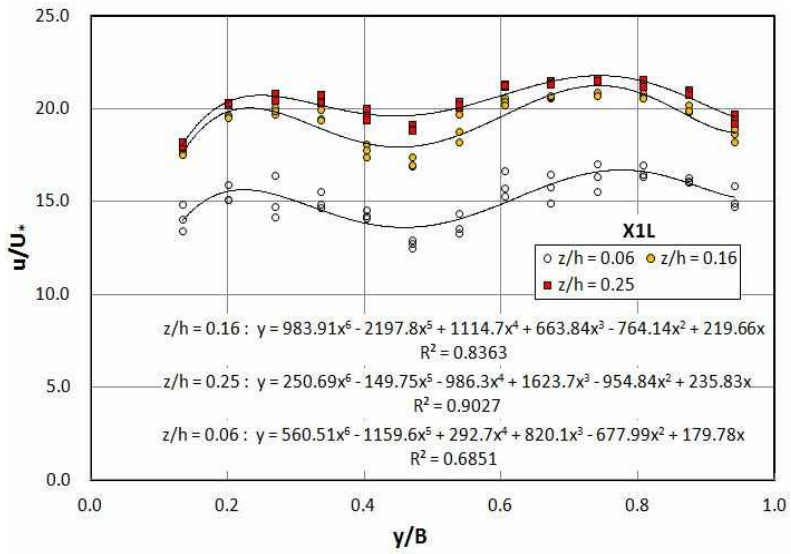


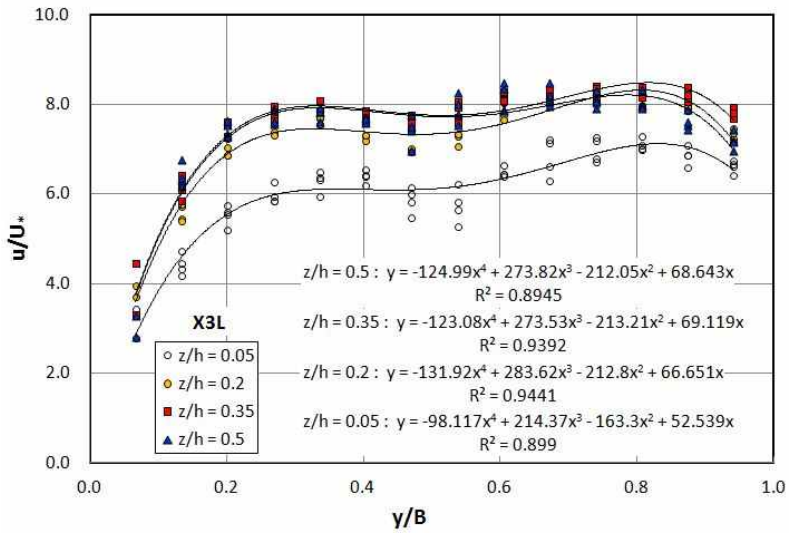
그림 2.321 Relationship between k_s/h and λ_{nv} of Vertical Ribs

④ 유속분포

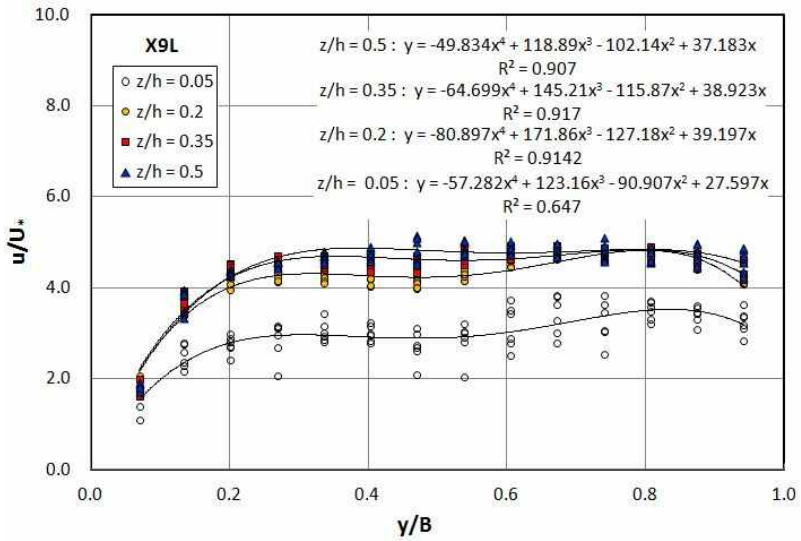
돌출줄눈 설치에 따라 유속은 돌출줄눈 부근에서 상대적으로 느리다. 돌출줄눈의 간격이 크면 무차원 유속이 현저히 감소하는 것으로 나타났다. 횡단면의 유속분포는 수로 바닥과 돌출줄눈 설치벽면에 가까이 갈수록 변화의 폭이 크고 수심방향의 유속분포 기울기도 수로 바닥 부근에서는 큰 것으로 나타났다. 그림 2.322는 λ_{nv}이 1, 3, 9일 때 실험유량은 103 ℓ/s 에서 무차원 유속분포를 나타낸다. 수로의 횡단방향 유속분포는 돌출줄눈 설치벽면에 가까울수록 변화가 크며, 유속의 연직분포 변화는 수로 바닥에 가까이에서 크다.



(a) X1L



(b) X3L



(c) X9L

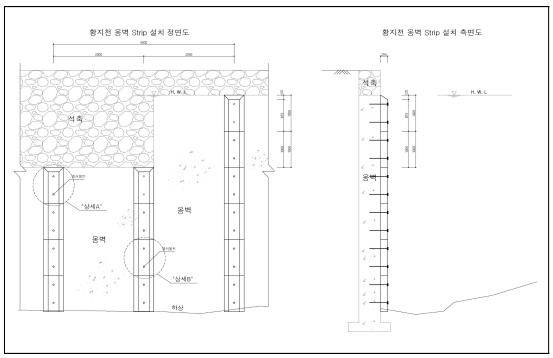
그림 2.322 Relationship between u/U_* and y/B in Open Channel with Vertical Ribs built in One-side Wall

(2) 산지하천 유속저감시설 시범설치

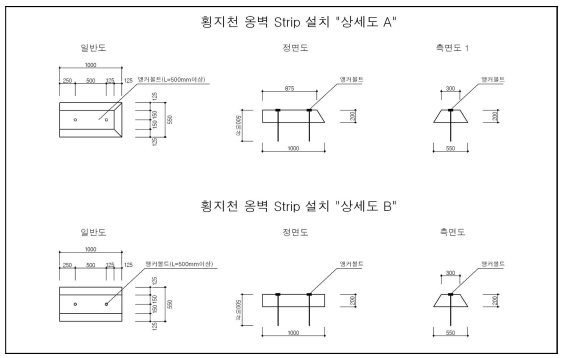
유속저감시설의 시범적용 위치는 강원도 태백시 구문소동 황지천 문화교 하류 만곡수충부(새성도레미콘 앞)이다. 돌출줄눈 옹벽의 현장적용을 위하여 황지천 수해복구 현장을 대상으로 기존 옹벽에 돌출줄눈을 별도 제작하여 설치하는 방안으

로 현장실험 개략공사비를 산출하였으며, 현장 적용 가능성을 분석하여 개략 설치 도면을 제시하였다. 현재 황지천 수해현장은 기존의 옹벽이 설치된 구간으로 옹벽을 재설치하기에는 공사비가 과다하게 산출되는 단점을 가지고 있는 지역으로 기존의 옹벽을 활용하여 별도의 돌출줄눈을 제작하여 설치하는 방안을 제시하였다. 설치 간격은 기 제안된 조도고의 9~15배 사이값인 2.5m로 결정하였고, 설치 높이는 계획홍수위선까지 설치하는 것으로 계획하였다. 다음 그림은 황치천 돌출줄눈 옹벽의 설계도면 및 시범설치 전경을 보여준다.

황지천 시범설치 구간에 대해서는 현재 지속적인 하상변동, 하상재료, 편수위 발생 등을 조사 중에 있으며 이를 위해 하상단면 측정 및 각 단면의 하상재료 분포 특성 및 하천 양안에 압력식 수위계를 설치하여 모니터링 중이다. 이를 통해 유속저감장치(돌출줄눈 옹벽)에 대한 설치 효과를 분석할 예정이다. 다음 그림은 모니터링 중인 하상단면의 위치 및 양안에 설치된 압력식 수위계이다. 향후 황지천의 홍수 시 피해양상을 분석함으로써 연구 성과는 검증될 수 있을 것으로 판단된다.



설치 개념도



상세도



그림 2.323 유속저감시설 설치 전경



그림 2.324 편수위 측정을 위한 압력식 수위계 설치

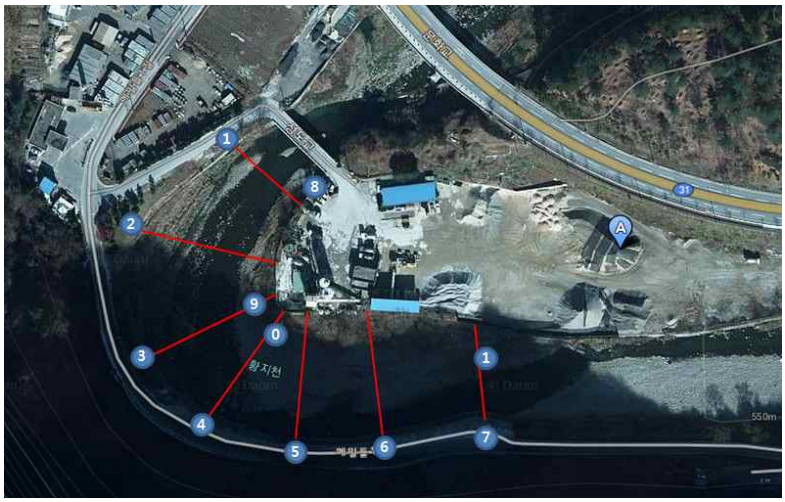


그림 2.325 하상변동 조사 단면 설정 및 압력식 수위계 설치위치

(3) 산지하천 옹벽 및 교량의 충격에 대한 안전설계

(가) 충격에 의한 옹벽의 거동 분석 및 평가

① 충격저감을 위한 옹벽 구조물에 설치될 충격완화 장치 선정 및 물성치

㉮ 일반적인 재료 물성치

표 2.97 Model Material

옹벽콘크리트	실리콘고무	일반고무
탄성계수 : 2.8554*1010 N/m2 포아송비 : 0.18 열팽창계수 : 1*10-5 단위중량 : 2.452*104 N/m3	인장강도 : 35-140 kgf/cm2 경도 : 20-95 비중 : 0.98 신율 : 100-800% 인열강도 : 7-10kgf/cm	인장강도 : 85 kgf/cm2 경도 : 70 비중 : 1.20 신율 : 220% 인열강도 : 22kgf/cm

㉯ 하중 조건 및 충격 각도에 따른 힘의 크기 산정

충격하중의 경우 충돌력의 산정 시 충돌인자의 속도와 질량이 매우 중요하게 고려되어진다. 산지하천의 경우, 충격하중 산정 시 홍수발생 하천의 최대유속은 3m/s 정도이다. 힘의 합력 공식과 피타고라스 정리에 의하여 식을 정리하여 다음 식을 적용한다.

$$F = \sqrt{(F_1)^2 + (F_2)^2 + (2F_1 \times F_2 \times \cos\theta)} \qquad (2.139)$$

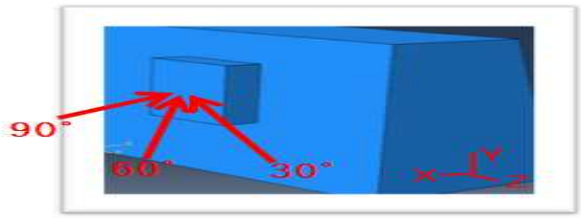


그림 2.326 충격 각도

㉰ 최적두께 설계

외부충격에 따른 다양한 형상에 따른 거동결과에 대한 검토가 끝난 후 실제 옹벽단면에 설치하게 될 충격저감 보강재의 두께를 가장 효율적으로 결정한다. 고무로 보강한 경우 가장 응력이 작게 발생하므로 고무로 보강하여 최적두께 결정하고, 다양한 두께에 따른 해석으로 최적두께 결정한다. 해석결과 150mm의 고무에서 응

력이 급격하게 줄어드는 것을 확인할 수 있고, 150mm이상의 두께에서는 미소하게 응력이 줄어들므로 고무의 최적두께를 150mm로 결정한다.

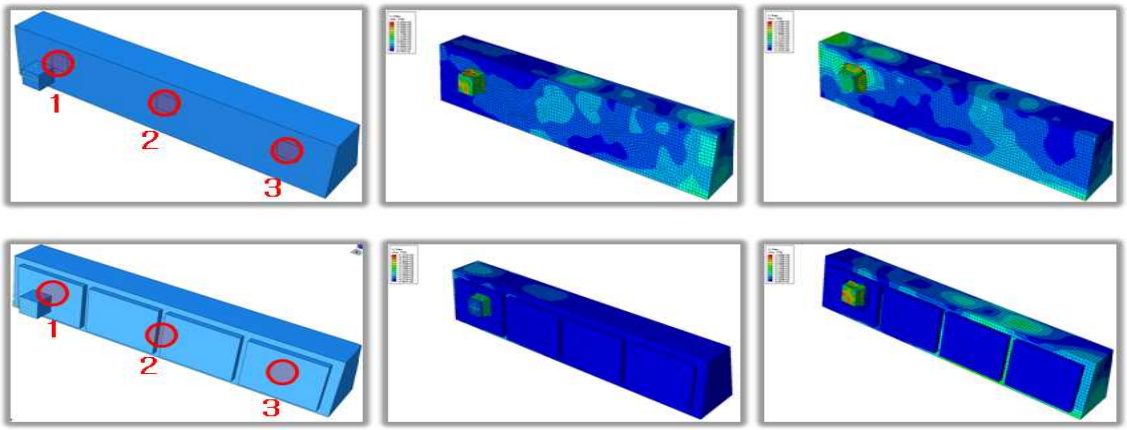


그림 2.327 해석 결과

표 2.98 위치에 따른 해석 결과

충격부분	일반	콘크리트	고무
1	800Mpa	130Mpa	9Mpa
2	19Mpa	18Mpa	0.18Mpa
3	17Mpa	8.5Mpa	0.075Mpa

표 2.99 최적 두께 결정

충격 부분	0mm	50mm	100mm	150mm
1	340	300	250	23
2	70	60	45	0.6
3	-	28	0.7	0.018

㉮ 충격발생 시 최적형상 설계

사각형, 원, 육각형, 마름모, 삼각형 등 여러 가지 형상을 이용하여 실제 유석에 의한 충격이 가해졌을 때 옹벽 단면에서 발생하는 응력형상을 비교하여 형상별 거동패턴을 검토하였다. 완전한 사다리꼴 모양이 아닌 사각형 모양 중 끝 부분이 약간 깎인 형태의 사다리꼴 형상(Case 2)이 충격하중에 의한 에너지 흡수력이 가장 우수하다.

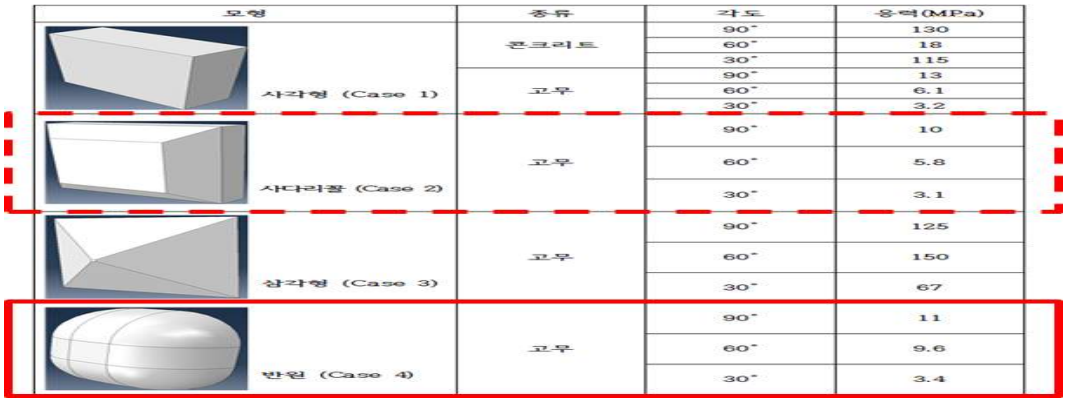


그림 2.328 형상별 응력값 2

㉮ 충격저감 보강재의 단면내 설치면적 검토

충격피해저감을 위하여 옹벽단면 내 설치되는 충격저감 보강재의 경우, 형상 및 두께가 결정된 후 실제 시공 시 고려될 면적에 대한 연구가 필요하다. 고무 하나의 크기 200mm×200mm, 고무의 간격 20mm의 경우에 사각형 형상은 22.5Mpa가 발생하고 사다리꼴 형상은 19Mpa가 발생하는 면적과 모양이 적합하다고 판단된다.



그림 2.329 형상크기별 응력 값

㉯ 일반 고무패드 모델과 스프링 고무패드 모델 비교

경제성과 시공성 등을 고려하여 위의 두 모델, 일반 고무패드 모델과 스프링 고무패드 모델의 충격 하중에 의한 응력값 비교 분석 결과 스프링 고무패드 모델의 충격에너지 흡수력이 우수함(하중조건: x-direction)하다.

표 2.100 모델링 형태에 따른 응력 값

	일반 고무패드 모델	스프링 고무패드 모델
90° 방향으로 충격시	14Mpa	8Mpa

② 세굴에 의한 교각의 거동 분석 및 평가

㉮ 세굴형태에 따른 교량구조의 거동변화

세굴발생에 따른 교량하부구조의 거동변화는 매우 다양하게 나타날 수 있다. 그 중에서도 특히 세굴발생 형태에 따른 거동변화는 가장 중요한 연구요소로 고려될 수 있다.

그림 2.330은 세굴형태별로 모델링한 그림으로 각 케이스별로 지점조건을 달리하여 세굴을 묘사하였다. 이를 토대로 Ansys 유한요소프로그램을 사용하여 기초부분의 변위를 나타내었다.

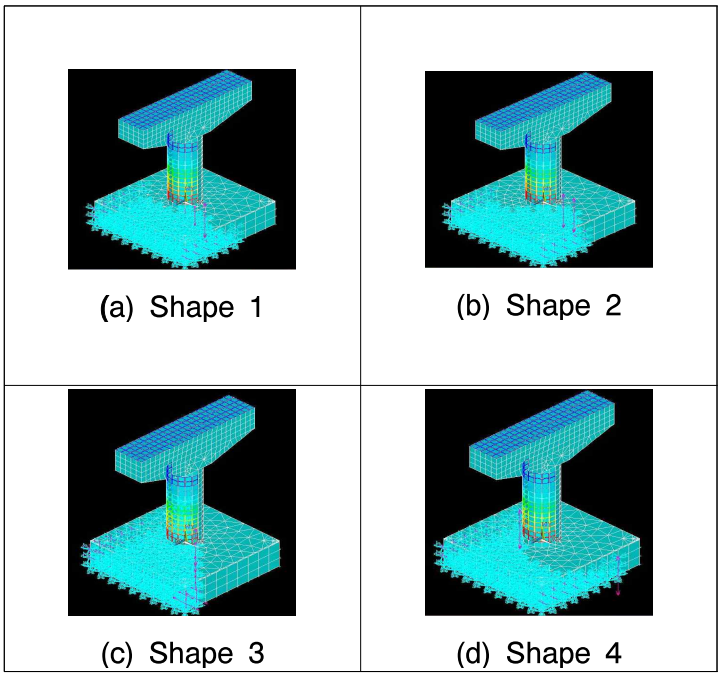
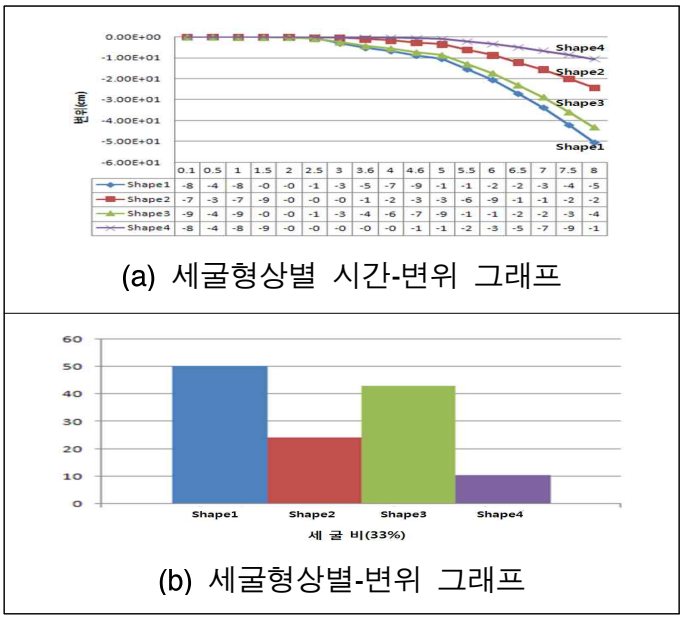


그림 2.330 세굴 형상 모델링

그림 2.331(a)에서는 각각의 세굴형상에 따른 변위를 그래프로 나타낸 것이고, (b)에서는 최대변위 발생지점을 고려하여 세굴각과 형상에 대한 전체적인 변위를 묘사하였다.



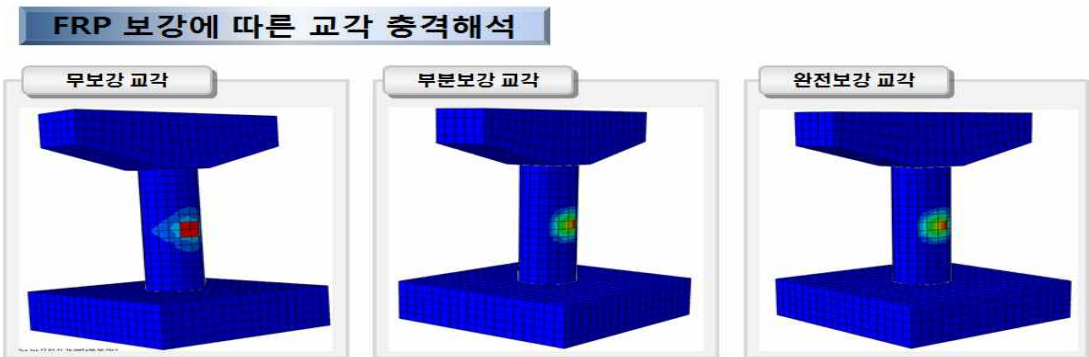
(a) 세굴형상별 시간-변위 그래프

(b) 세굴형상별-변위 그래프

그림 2.331 세굴형상별 교량구조의 거동변화

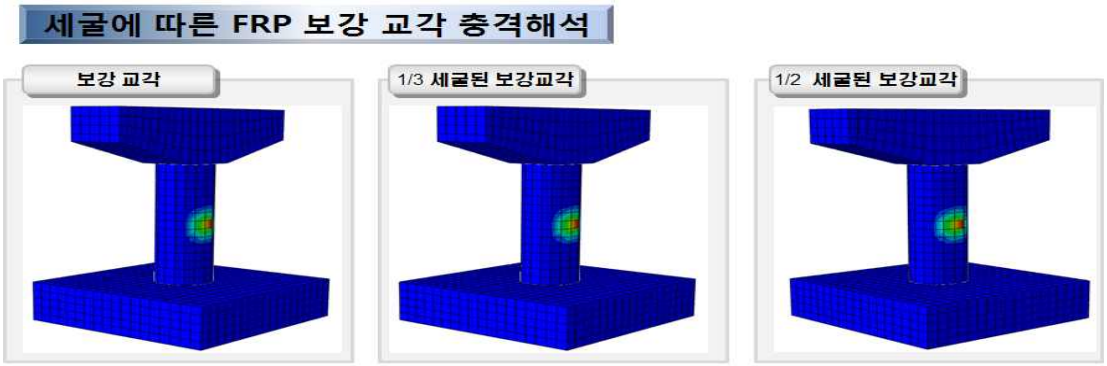
㈏ 충격을 받은 세굴 교각의 FRP 보강에 따른 구조안전성 검토

해석을 결과는 그림 2.332과 그림 2.333에 나타나 있다. 보강에 따른 효과는 보강되지 않을 경우 보다 응력 값의 차이가 많이 났으며, 이에 따라 보강의 효과가 큰 것을 알 수 있다. 세굴에 따른 보강 교각의 충격해석의 경우 세굴 된 교각은 교각 배면의 보강 보다는 세굴의 정도가 더 큰 영향을 주는 것으로 판단된다.



	무보강 교각	부분보강 교각	완전보강 교각
최대 응력	75.47	28.9	27.26
최 짐	0.86	0.72	0.72

그림 2.332 보강에 따른 교각 해석



	보강 교각	1/3세굴 교각	1/2 세굴 교각
최대 응력	28.9	29.17	29.41
최 짐	0.72	1.25	1.38

그림 2.333 세굴에 따른 보강 교각 해석

(4) 산지하천 수충부 안전설계 지침

(가) 목적 및 범위

이 지침은 산지하천 홍수에 대한 산지하천도로 피해 저감을 위하여 만곡수충부 호안의 안전설계를 위한 다음 사항을 포함한다.

○ 산지하천 수충부의 이해
- 산지하천
- 산지하천 수충부

○ 산지하천 수충부 안전설계
- 최대편수위
- 하상변동 및 최대세굴심도
- 편수위 및 세굴 저감대책
- 하안보호 대책

(나) 산지하천과 수충부의 이해

① 산지하천

산지하천은 하천경사가 1/500보다 큰 산지지역 하천이며 다음과 같은 하천특성을 비교하여 산지하천과 평지하천을 구분한다.

산지하천과 평지하천 특성의 정성적 비교

구 분	산지하천	평지하천
하천경사	급하다	완만하다
하상재료	변화폭이 크다	변화폭이 작다
하상조도	크다	작다
홍수유속	매우 빠르다	상대적으로 느리다
유수저항	크다	작다
난류정도	크다	작다
하상계수	크다	작다
유사량 지배요인	유역의 유사공급	하천의 유사이송능력
하천형태의 시공간적 변동	시간적으로 작으나 공간적으로 크다	시간적으로 크나 공간적으로 작다
계절적인 유량 변화	크다	작다

하천의 대부분은 산지에서 발원하여 산간계곡, 구릉지대, 충적평야를 거쳐 바다로 유입한다. 산지지역의 하천을 산지하천으로 간주하면 우리나라 전체 하천의 약 63%와 강원지역의 약 89%가 산지하천이다. 산지하천과 평지하천을 정량적으로 구분하기 위해서 하천특성을 잘 대변하는 하상경사를 사용하는 경우가 많다.

Bathurst (1987)는 하천경사가 0.1보다 큰 하천을 산지하천으로 보았으며, Jarrett (1992)는 본류의 경사가 0.002이상인 하천을 산지하천이라고 하였다. 일반적으로 하천경사는 하천 유심부를 기준으로 한다. 하천경사는 미시적인 관점에서 보면 순경사에서 역경사에 이르기까지 변화가 매우 심하므로 거시적 관점에서 보아야 한다. 그렇다고 해도 부분적으로는 완경사 충적하천과 유사한 거동을 보이는 하천구간이 두 급경사 구간 사이에 있을 수도 있다. 산간지역에서 하반이 넓은 충적지에 있는 하천은 하천경사가 완만하고 하생재료가 모래나 작은 자갈로 되어 있어 하천수리 측면에서 산지하천으로 보기 어려운 경우가 있다. Wohl (2000)은 이처럼 본류에서 일부 완경사 구간이 존재한다고 하더라도 거시적 관점에서 산지하천 특성을 나타내는 어떤 지점의 상류 전체를 산지하천으로 보아야 한다고 하였다. 만곡수충부 안전설계 측면에서는 만곡부를 포함한 하천구간이 산지하천 특성을 나타내는지 여부에 따라 산지하천을 판단하여야 한다. 하천은 유역에서 배출되는 유량과 유사량에 대하여 적응하는 동적인 특성을 발휘한다. 하천의 동적인 특성은 주로 수심과 하상변동으로 나타난다. 유량이 많아지면 하상이 낮아져 수심을 증가시키거나 유로가 변경되면서 유수에너지를 분산시며 유량이 감소하면 다시 하상변동 전 평형하상에 가깝게 회복된다. 그러나 유로변경이 발생한 경우에는 본래 하도로 되돌아가지 못하는 경우가 많다. 홍수시 산지하천의 동적특성은 충적하천에서는 다소 느리기는 하지만 충분히 발휘할 수 있으나 구속하천에서는 거의 발휘하기 어렵기 때문에 수위가 크게 상승된다.

표 2.101 산지하천과 평지하천의 동적특성 발휘 정도

하천구분		물질유출량	동적특성 발휘				
			충분함			제한적	
			빠름	보통	느림	느림	매우느림
충적하천	평지하천	많음	O				
		적음		O			
	산지하천	많음		O			
		적음			O		
구속하천	평지하천	많음				O	
		적음				O	
	산지하천	많음					O
		적음					O

② 산지하천 수충부

㉮ 산지하천 만곡부 특성

경사가 급하고 유속이 빠른 산지하천에서 만곡부는 외측으로 유선이동, 수면상승, 하안침식이 발생하고 편수위가 크며 노출 암반이나 암초가 많기 때문에 편수위가 비정상적으로 증가할 수 있다. 만곡부 외측에서 내측으로 갈수록 하상재료가 작고 횡단하상경사가 완만하다. 만곡부의 내측에 사주, 외측으로는 소, 만곡부 상류구간과 하류구간에 여울이 발달되는 경우가 많다.

하천 만곡부에서는 유수의 관성력과 흐름저항의 불균일성 때문에 만곡외측으로 유선이동, 유속증가, 수위상승 및 하안침식이 발생한다. 특히 급경사 산지하천은 유속이 빠르기 때문에 만곡부 외측의 수위상승이 대단히 크다. 산지하천에서 만곡부는 암반이 드러나거나 암초 장애물이 많기 때문에 편수위가 비정상적으로 증가하기도 한다. 만곡부의 외측에 최심하상이 많아서 소가 형성되고 내측으로는 상대적으로 크기가 작은 자갈이나 모래가 퇴적되어 점사주가 발달하는 경우가 많다. 만곡부에 접근한 상류구간은 하상경사가 급하고 유속이 빠르기 때문에 하상재료가 매우 크며 여울이 있고 만곡부 출구에서 하류구간은 완만한 역경사를 이룬다.



그림 2.334 산지하천 만곡부의 암초와 편수위
(양양남대천 2009)

㈏ 만곡수충부

하천에서 수충부는 유속이 빠른 수류가 제방을 강하게 들이치는 부분으로서 경사가 급한 하천의 사행 또는 만곡 구간에서 많이 발생하며, 홍수 시 수충부에서는 편수위와 세굴에 의한 문제가 일어날 수 있다.

수충부를 강하게 들이치는 수류를 수충류(水衝流, impinging flow)라 한다. 경사가 급한 만곡부에서 만곡외측 제방의 곡률반경이 하도중심선의 곡률반경보다 작은 경우에 수충부가 많이 발생하며, 하도 내에 흐름을 방해하거나 방향을 변화시키는 보, 암초, 사주에 의해서도 발생될 수 있다. 만곡수충부는 하천만곡에 의해 발생한 수충부이다. 만곡부의 수면에서는 외측으로, 바닥에서는 내측으로 흐르는 이차류가 나타난다. 만곡부 내측에서는 유속이 감소하기 때문에 이차류와 난류확산에 의해 외측에서 내측으로 토사가 이송되어 내측에 퇴적된다. 따라서 퇴적구조가 일정하지 않은 점사주가 만곡내측에서 형성되며 홍수 때마다 퇴적이 현저하게 발달할 수 있다. 산지하천은 변화폭이 큰 하상재료와 유역의 유사공급이 하천의 유사량을 좌우하기 때문에 점사주의 시간적인 변화는 비교적 작다. 그러나 산지사면에서 다량의 토석류가 발생하면 유사공급이 극적으로 증가하면서 점사주는 크게 변하고 만곡외측에 작용하는 수충현상이 더욱 강화될 수 있다.

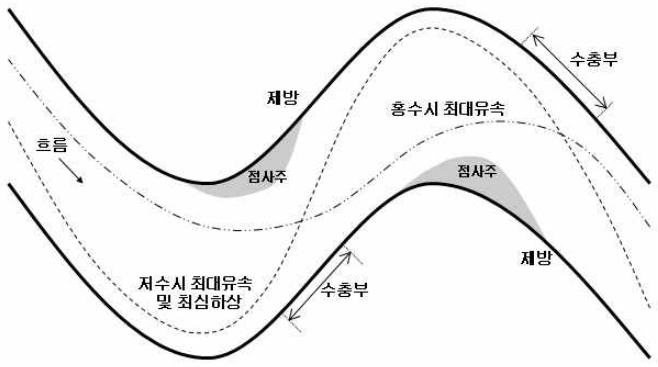


그림 2.335 만곡하천 수충부의 위치

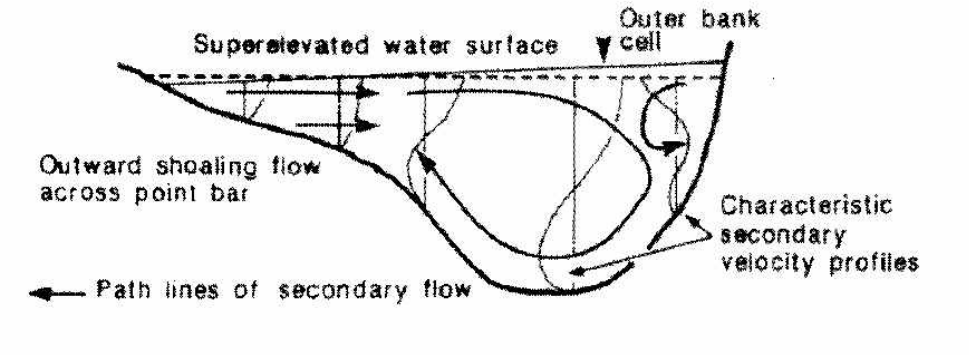


그림 2.336 만곡단면의 흐름구조 (Markham and Thorn, 1992)

만곡부 하상재료의 입도분포는 외측 부근 최심부는 굵고 내측으로 가면서 점차 세립으로 변한다. 이와 같은 하상재료 분급현상은 산지하천에서 더욱 뚜렷하다. 이는 하상조도 변화가 공간적으로 크다는 것을 의미하므로 외측의 유수저항이 평지하천에 비하여 크고 동시에 수면상승이 더욱 가중된다는 것을 나타낸다. 곡률반경이 작고 유속이 빠른 하천 만곡부에서는 내측의 흐름분리에 의한 수심 증대가 발생될 수 있다. 이 흐름분리는 유효단면적을 감소시키고 내측의 점사주 증대와 국소적 수면상승을 초래한다. 만곡부에서는 원심력에 의하여 하천횡단방향으로 수면경사가 발생하며, 하도경사가 급하거나 유량이 증가함에 따라 그 경사는 더욱 커진다. 내측과 외측 제방의 곡률반경이 다른 하천 만곡부의 횡단면에서 수면경사는 식 (2.140)과 같다.

$$\frac{dh}{dn}=\frac{V^2}{gr} \tag{2.140}$$

여기서 h는 수위, r은 횡단면 임의지점의 곡률반경, V는 평균유속, n은 횡단면 만곡외측방향으로 거리, g는 중력가속도이다. 식 (2.140)은 만곡부 외측에서 수면이 상승하고 그 크기는 원심력 V^2/r에 비례하며 그 비례상수는 0.1019가 되는 것을 나타낸다. 만곡부의 하도 중심선 외측에 최심하상이 있어서 소(沼, pool)가 형성되며 홍수시 최대유속은 하상마찰 등의 영향으로 하도 중심선 내측의 수면아래에서 나타난다. 만곡하천 현장에서 수충부를 식별하는 방법은 다음과 같은 사항을 검토하여 판단할 수 있다.

- 제방에 예각으로 접근하는 빠른 흐름 관찰
- 제방 쪽으로 흐름을 유발하는 하도사주 여부
- 폭이 좁고 경사가 급한 만곡부의 제방근처에서 강한 와류 존재 여부
- 제방근처 하상세굴 유무

- 상단에서 근고공까지 외측제방 사면의 붕괴 유무
- 제방사면이 최근에 깎였는지 유무
- 제방사면 식생이 홍수에 씻겨나갔는지 유무

㉰ 산지하천 만곡수충부의 홍수피해

산지지역은 대부분의 도로와 농경지가 하천을 따라 발달되어 있기 때문에 홍수 시 만곡수충부의 편수위와 세굴에 따른 피해위험이 높다.

일반적으로 산지지역은 하천을 따라 도로, 농경지, 주거지가 발달되어 있는 경우가 많기 때문에 만곡수충부에서 홍수 시 큰 편수위와 하상의 국부세굴은 도로, 농경지, 주거지의 피해를 일으키는 주요 원인이다. 특히 산지지역에서 많은 도로가 좌우로 하천과 산지사면을 접하고 있기 때문에 호우 시 하천의 홍수와 산지사면의 토석류에 직접적인 영향을 받는다. 산지사면에서 산지계곡이나 산지수로에서 홍수와 토석이 도로횡단 배수구나 측구에서 원활하게 소통시키지 못하여 도로를 월류하여 도로피해를 일으킬 수 있다. 하천 측에서는 홍수 시 편수위보다 도로지반이 낮거나 도로법면인 하천의 하안이 편수위 이상의 높이까지 적절한 호안공법으로 보호되지 않은 경우에 발생할 수 있다. 또한 만곡수충부는 전단응력이 집중되는 곳이기 때문에 호안기초공 하부의 하상에서 설계세굴심도 이상으로 국부세굴이 발생한 경우 호안파괴가 발생하고 이에 따른 도로 유실피해가 발생하기도 한다. 이러한 대부분의 만곡수충부에 접한 도로의 피해를 야기하는 하천문제들은 수충부의 편수위와 국부세굴이 원인이며 근본적으로는 만곡수충부 상류에서 접근하는 빠른 유속 때문이다. 산지하천 만곡수충부에는 암반이 노출되어 있어 더 이상의 하상세굴이 발생할 수 없는 곳이 있고 만곡수충부 외측을 따라 암초장애물이 있어 흐름을 방해하는 곳이 흔하다. 이 같은 암반이나 암초장애물은 편수위 증가를 가중시키는 역할을 할 수도 있다. 하천의 만곡은 보편적인 현상이기 때문에 하천공학의 핵심 과제들이 만곡부의 문제해결에 관련된 경우가 많다.



그림 2.337 산지하천 만곡수충부 도로피해(송천, 2006)

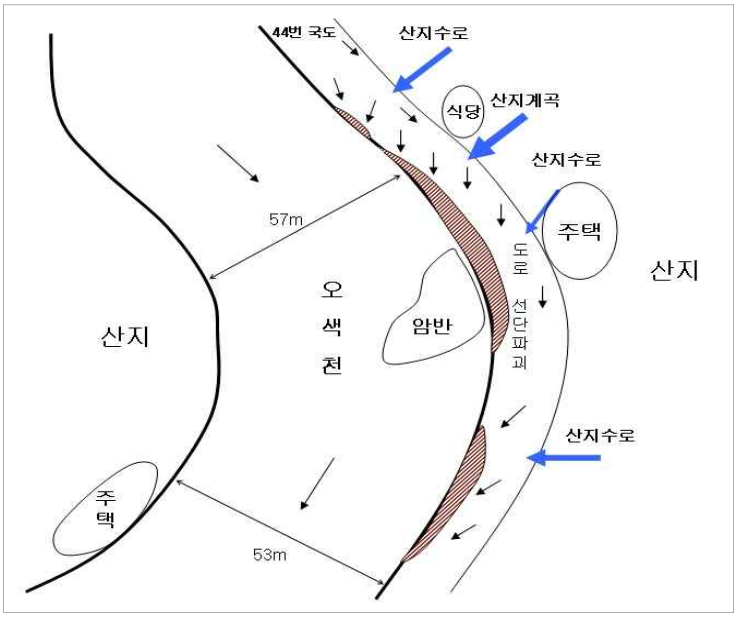


그림 2.338 산지하천 만곡수충부 홍수피해 개념도
(오색천, 2006)

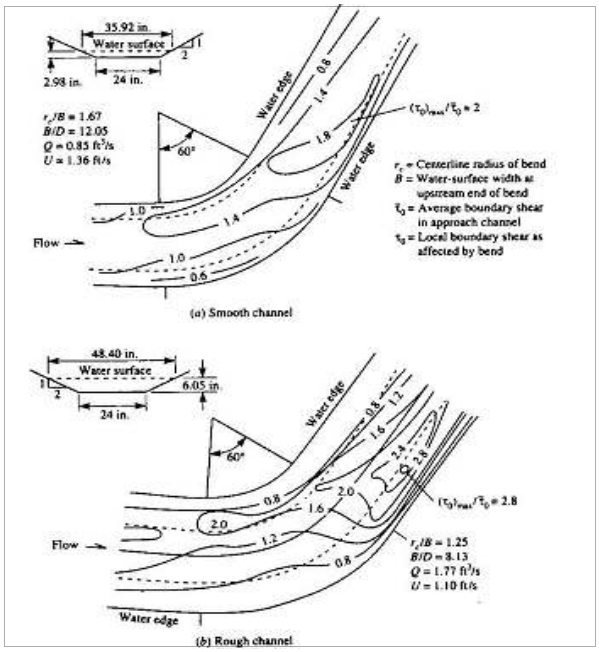


그림 2.339 만곡수충부 전단응력분포

(Ippen과 Drinker, 1962)

(다) 산지하천 수충부 안전설계

① 만곡수충부 안전설계 방향

산지하천 만곡수충부의 안전설계를 위해서는 편수위와 하상세굴에 대한 다음 사항을 고려하여야 한다.

- ○ 만곡부 현장조사
- ○ 설계홍수량
- ○ 최대편수위
- ○ 최대세굴심도
- ○ 편수위 및 세굴 저감대책
- ○ 하안보호 대책

경사가 급하고 유속이 빠른 산지하천의 만곡수충부는 홍수 시 편수위와 하상의 국부세굴에 의한 제방유실과 도로피해가 집중되는 곳이기 때문에 이를 위한 대책으로서 호안공법을 도입한다. 산지가 89%에 이르는 강원지역의 하천에 시공되어 있는 호안공법은 망태형, 붙임형, 블록형, 쌓기형, 옹벽형으로 구분될 수 있다. 유속이 빠르고 편수위와 국부세굴에 따른 하천피해의 위험이 높은 만곡수충부에는 대부분 콘크리트 옹벽호안이 설치되어 있다. 콘크리트 옹벽호안은 돌붙임이나 돌쌓기 호안보다 하상세굴에 대한 구조적 안정성이 매우 높으나 표면이 매끈하여 유속

에 대한 표면저항이 작기 때문에 편수위를 가중시킬 수 있다. 따라서 산지하천 만곡수충부의 홍수 시 방재안전설계는 편수위 및 세굴을 억제하고 호안파괴에 대비한 호안공법이 시행되어야 한다.

표 2.102 강원지역 하천의 주요 호안공법 (강원도, 2008)

구분	점유율(%)			특징
	영동	영서	전체	
망태형	31.6	24.8	27.1	o 하상세굴이 적은 경우 수리적인 안정성이 우수하다. o 침수빈도가 크거나 하상재료가 작은 경우 식생의 다양성이 우수하다. o 하상세굴이 큰 경우 안정성이 낮다. o 침수빈도가 낮고 하상재료가 큰 경우 식생도입이 늦다.
붙임형	8.9	3.0	4.9	o 식생도입이 매우 늦다. o 식생의 다양성이 낮다. o 호안 및 하상의 세굴에 대한 안정성성이 낮다.
블록형	11.0	8.3	9.2	o 식생호안블록의 경우 식생의 조기정착으로 인한 피복도가 높다. o 호안 및 하상의 세굴에 대한 안정성이 매우 낮다. o 식생의 다양성이 낮다. o 식생호안블록이 아닌 경우 식생도입이 늦다.
쌓기형	23.1	42.5	36.1	o 호안식생 도입이 늦다. o 식생의 다양성이 낮다. o 호안 및 하상의 세굴에 대한 안정성성이 낮다.
옹벽형	25.4	21.4	22.7	o 콘크리트옹벽의 경우 하상세굴에 대한 안정성이 매우 높다. o 호안식생 도입이 매우 늦다. o 식생의 다양성이 낮다.

② 산지하천 만곡부 기본조사

산지하천 만곡부의 기본조사는 하폭, 곡률반경, 하천경사, 하상재료, 하도 내 장애물, 하천횡단면 형상, 도로 및 제방을 포함한다.

산지하천은 복잡한 지형과 다양한 입경의 하상재료로 이루어져 있기 때문에 현장조사가 중요하다. 하폭과 곡류반경, 만곡부 외측의 제방 및 도로 유무는 도상조사를 통해서 확인할 수 있으나 현장에서 하상재료, 하도 내 장애물, 하천횡단면 형상, 만곡외측의 도로 및 제방 표고를 조사하는 것이 필요하다. 산지하천에서 경년적인 하상변동 조사자료가 있다면 하천의 동적특성을 파악하는 데 유용하다. 조사구간은 만곡부 상류 접근부와 하류 출구부를 포함하여야 한다.

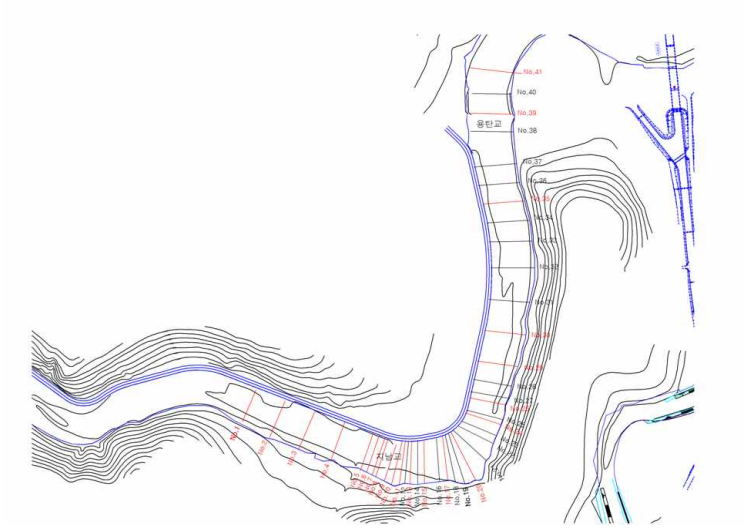


그림 2.340 산지하천 만곡부 하상변동 측정
(양양남대천, 2011)

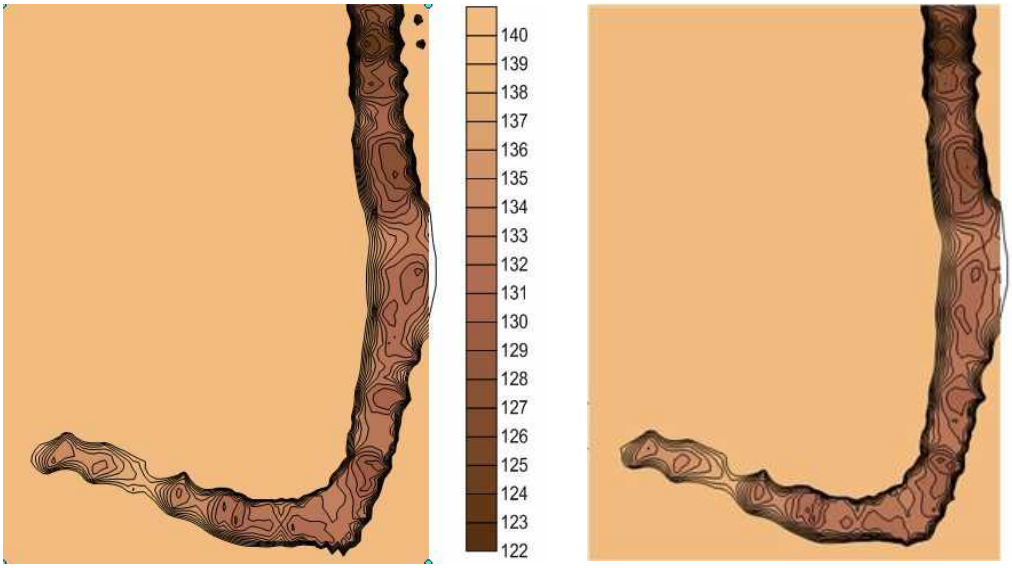


그림 2.341 하상고 분포 (좌: 2011. 8, 우: 2013. 4)

③ 설계홍수량

산지하천 만곡부의 평균유속을 산정하기 위하여 설계홍수량을 조사한다.

만곡수충부의 공학적 문제를 해결하기 위해서는 설계홍수량과 그에 따른 유속을 파악하여야 한다. 하천기본계획이 수립되어 있는 하천은 대부분 설계홍수량이 제시되어 있으나 지류 소하천과 같은 경우에는 없는 경우가 많다. 이와 같은 경우에는 설계강우에 대한 유역추적을 통하여 파악할 수 있으며 유역의 홍수량, 유역면

적, 강우량, 하천경사를 이용하여 다음 식 (2.141)로 추정할 수 있다.

$$Q_t = \alpha A^{\beta} I^{\gamma} P_t^{\delta} \quad (2.141)$$

여기서 Q는 설계홍수량, A는 유역면적, I는 하천 경사, P_t는 설계강우량이고 α, β, γ, δ는 강우량이다.

④ 편수위 산정

산지하천 만곡부의 최대편수위를 산정한다.

산지하천은 하상경사가 급하여 유속이 빠르기 때문에 만곡부에서는 원심력의 작용으로 만곡외측에서 수위가 상승한다. 홍수시에는 유속이 크게 증가하므로 만곡부의 수위 상승은 더욱 심화된다. 급경사 하천의 만곡수충부에서 편수위는 하천제방고 또는 인근의 도로 지반고를 결정하는 데 중요하다. 곡률반경이 일정하고 단면형상이 균일한 만곡수로에서 주 흐름 속도의 횡단분포는 곡률반경의 멱함수이다. 만곡부 외측 부근에서는 수표면 근처의 큰 운동량이 가라앉고, 내측에서는 바닥면 부근의 작은 운동량이 솟아오른다. 또한 흐름의 상하층 간에 원심력 차이에 의해 강한 2차류가 발생하고 상층에서는 만곡 내측에서 외측으로 향하고, 하층에서는 역방향 흐름이 된다. 하천 만곡부에서 편수위는 유속, 하폭, 곡률반경에 좌우되며 다음 식 (2.142)로 산정할 수 있다.

$$\triangle h = CW\frac{V_m^2}{gR_c} \quad (2.142)$$

여기서 $\triangle h$는 편수위, C는 수위상승계수, V_m은 만곡부의 평균유속, R_c는 만곡부 하도중심선의 곡률반경, W는 하폭이고 g는 중력가속도이다. 우리나라의 하천시설기준에서는 C값으로 1.5를 제시하고 있다(한국수자원학회, 2009). 사각형 수로에서 C값은 상류일 때 1이고 사류일 때는 2로 알려져 있다.

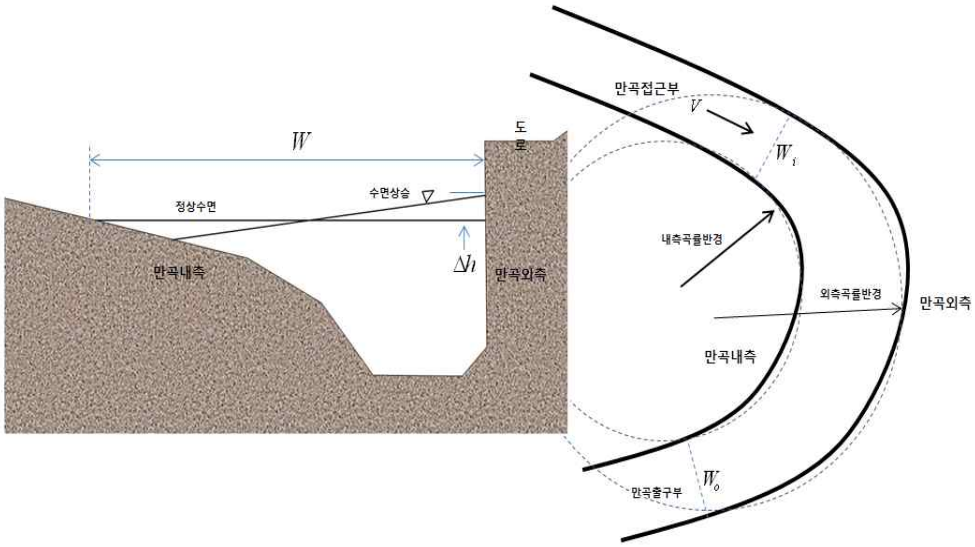


그림 2.342 만곡수충부 모식도

산자하천 만곡부는 하폭 변화가 심하고 횡단면형상이 다양하기 때문에 하천설계의 실무적 측면을 고려할 때 식 (2.142)의 평균유속과 하폭을 사용하는 것보다 만곡부 접근유속, 곡률반경, 평균하폭을 사용하는 것이 편리하다. 따라서 만곡수충부부의 편수위는 식 (2.143)로 산정할 수 있다.

$$\triangle h = CWF_{im}^2 \tag{2.143}$$

여기서 F_{im}은 곡률반경 Froude이고 C는 편수위계수로서 하천특성에 따라 달라진다. W는 만곡수충부의 수면폭으로서 접근부의 수면폭과 출구부의 수면폭의 평균으로 구한다. 곡률반경 Froude수를 다음 식 (2.144)와 같다.

$$F_{im} = \frac{V_{im}}{\sqrt{gR_{im}}} \tag{2.144}$$

여기서 V_{im}은 접근부의 평균유속이고, R_{im}은 만곡수충부 내외측 곡류반경의 평균을 사용한다. 홍수시 만곡수충부의 수위상승은 만곡부의 평면기하 특성과 접근부의 하폭 및 홍수량으로부터 산정할 수 있으며 편수위계수는 하천특성과 유동특성에 따라 달라진다.

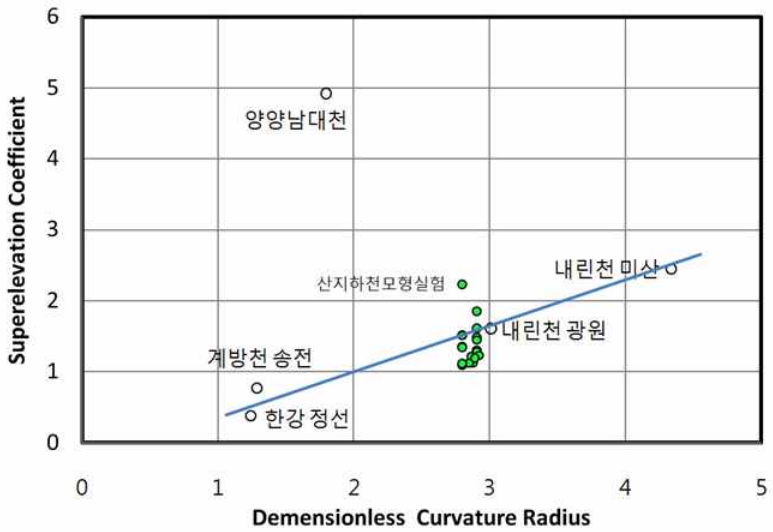


그림 2.343 산지하천 만곡수충부의 무차원곡률반경과 편수위계수

편수위에 영향을 미치는 요인을 분류하면 만곡부의 횡단인자, 평면인자, 하상인자, 유동인자로 구분할 수 있다. 이들 C 값 산정은 식 (2.145)으로 구할 수 있다.

$$C = C_s C_p C_b C_t \tag{2.145}$$

여기서 C_s는 횡단인자, C_p는 평면인자, C_b는 하상인자, C_t는 유동인자이다. 개발된 편수위 산정공식을 이용하여 계산된 편수위와 양양남대천에서 수집한 실측 편수위 관계를 그림과 같이 도시하였다.

표 2.103 산지하천 만곡수충부 편수위계수 산정을 위한 인자

인자	세부인자	구분	값	비고
횡단인자 (Cs)	횡단면 형상 Csc	직사각형단면	1.0	
		외측유심형	1.1	
		내측유심형	1.3	
하상인자 (Cb)	접근수로경사 Cbsa	접근수로경사	Cbsa	
		0.002 >	2.10	
		0.002 ~ 0.005	2.00	
		0.005 ~ 0.01	1.50	
		0.01 ~ 0.02	1.00	
		> 0.02	0.60	
	하상재료 Cbm	D84 (mm)	Cbm	비고
		0.032 >	0.85	굵은자갈 미만
		0.032 ~ 0.064	1.00	굵은자갈
		0.064 ~ 0.128	1.25	조약돌
		0.128 ~ 0.256	1.75	호박돌
		> 0.256	~	호박돌 초과
평면인자 (Cp)	만곡각도 Cpc	만곡각	Cpc	비고
		30 >	0.30	
		30 ~ 70	0.60	
		70 ~ 110	1.00	법수치, 수리실험
		110 ~ 150	1.40	지남교
		> 150	1.70	
	하폭비 Cpw	하폭비 (Wo/Wi)	Cpw	
		0.8 >	3	
		0.8 ~ 1.2	2	
		> 1.2	1	
유동인자 (Ct)	Froude 수 Ctf	Fr No.	Ctf	
		0.2 >	5.00	
		0.2 ~ 0.4	3.00	
		0.4 ~ 0.6	1.50	
		0.6 ~ 0.8	1.20	
		0.8 ~ 1.0	1.00	
		1.0 ~ 1.1	0.90	
		1.1 ~ 1.2	0.8	
		> 1.2	0.5	

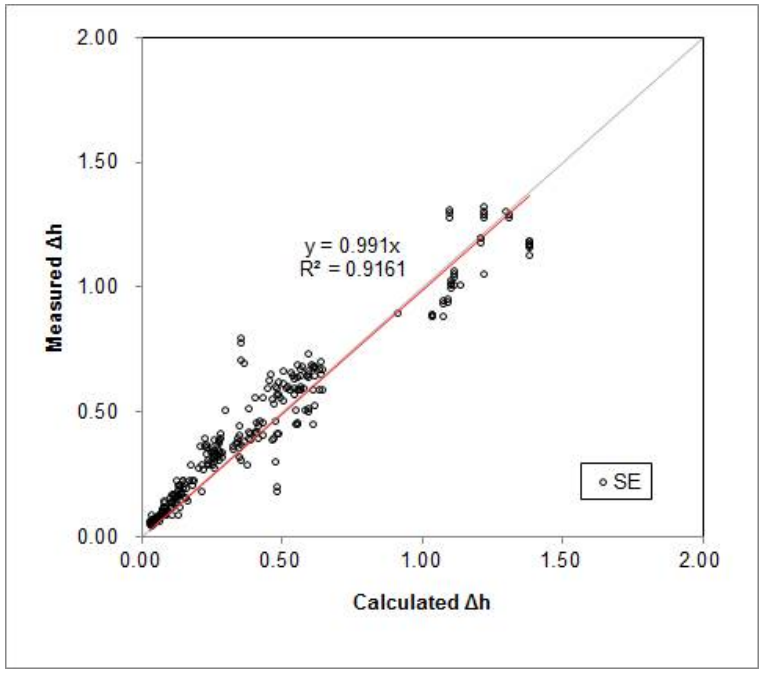


그림 2.344 식(2.145)를 이용한 계산 편수위와 실측 편수위 비교

⑤ 만곡수충부 하상변동 및 최대세굴심도

홍수 시 산지하천 만곡부의 하상변동 및 최대세굴심도를 평가하여 만곡외측 호안의 파괴 가능성을 파악하여야 한다.

하천실무를 위한 하상변동 평가를 위해 하상변동 예측모형이나 이동상 수리모형실험이 일반적으로 이용된다. 이동상 수리모형실험에 의한 하상변동 평가는 시간적으로나 경제적으로 제약이 많으므로 하상변동에 관한 수치모형을 활용하는 것이 유리하다. 이때 하상변동 예측모형 적용결과에 큰 영향을 큰 미치는 것은 흐름을 모의하고 유사이송을 예측하는 데 있다. 흐름모의에 비해 유사이송 예측은 신뢰하기 어려운 경우가 많다. 그 이유는 유사이송이 하상재료와 하천수리기하에 강하게 영향을 받는데 하천마다 하상재료 특성에 큰 차이가 있기 때문이다. 유사이송 모의에서 유사량 자료가 대단히 중요하다. 현재 유사량 산정공식은 매우 많다. 유사량 산정공식들은 대부분 흐름과 유사의 특성들을 반영하나 유사량 산정결과는 공식에 따라 차이가 크다.

우리나라의 기존 유사량 산정공식들은 대부분 실측자료에 바탕을 둔 부유사량과

유량의 관계이고 소류사량 산정식은 적다. 외국의 유사량 공식들은 산지하천에서 유사량을 과대 추정한다. 산지하천인 양양남대천과 속사천에서 조사한 유사량과 유량관계식은 식(2.143)~(2.145)와 같다. 여기서 부유사는 세류사를 포함한다. 산지하천에서 단위폭당 유량이 2.5 ㎥/s/m보다 작을 때는 부유사량이 소류사량보다 더 많다. 일반적으로 대하천에서 총유사량은 부유사가 대부분을 차지하는 것과 비교할 때 산지하천의 유사량의 특성이 크게 다른 점이다. 이는 산지하천이 소류하천인 반면에 모래가 주를 이루는 평지의 대하천은 부유하천인 때문이다.

표 2.104 유사량과 유량의 관계식 (양양남대천 및 속사천)

Sediment load	Equations	R	n	Eqn.
Total load	$q_s = 3.274q^{2.072}$	0.7553	19	(2.140)
Suspended load	$q_{ss} = 1.569q^{1.685}$	0.7153	31	(2.141)
bed load	$q_{sb} = 0.441q^{3.044}$	0.8002	20	(2.142)

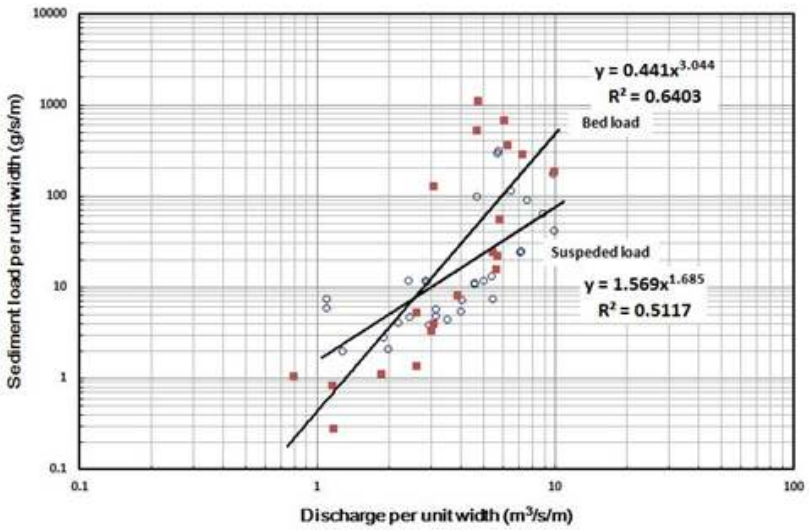


그림 2.345 유사량과 유량 관계 (양양남대천, 속사천)

하천의 하상변동을 평가하기 위해서는 하상재료 입경별 유사량을 필요로 한다. 이때 유사량은 소류사량이며 양양남대천과 속사천에서 조사한 자료를 바탕으로 한 소류사량 산정공식은 입경별 소류사함수와 무차원 소류력의 관계 식 (2.146) 및 (2.147)과 같다.

$$q_{sb}^{*} = \frac{q_{sb}}{\gamma\sqrt{g(\sigma_s - 1)d^3}} \tag{2.146}$$

$$q_{sb}^{*} = \sum_{i=q}^{N} q_{sbi} \tag{2.147}$$

여기서 q_{sb}는 소류사량 (g/s/m), $\sigma_s = \frac{\gamma_s}{\gamma}$, N은 소류사의 입경구분 수, 입경별 무차원 소류사량 q_{sbi}^{*}는 다음 식 (2.148)로 구한다. 이 식의 상관계수는 0.6373이고 계수 도출에 사용한 자료는 177개이다.

$$q_{sbi}^{*} = 0.00157 \tau_i^{*0.418} (\tau_i^{*} - \tau_{ci}^{*})^{0.307} \tag{2.148}$$

$$\tau_i^{*} = \frac{\tau_b}{\gamma(\sigma_s - 1) d_i} \tag{2.149}$$

$$\tau_{ci}^{*} = 0.0308 (\sigma_b \frac{d_{ci}}{d_m})^{0.545} \tag{2.150}$$

$$\tau_b = \gamma HS \tag{2.151}$$

$$\sigma_b = (\frac{d_{84}}{d_{16}})^{1/2} \tag{2.152}$$

여기서 H는 수심, S는 에너지경사, d_{16}과 d_{84}는 소류사입경분포곡선에서 각각 통과확률 16%와 84%에 대한 입경, d_{ci}과 d_m은 각각 입자의 한계입경 및 평균입경, 무차원 한계소류력 τ_{ci}^{*}의 관계식은 그림 2와 같고 상관계수는 0.7491이고 계수도출에 사용한 자료는 17개이다. 하상변동모델링에 입경별 유사량 자료를 필요로 하는 경우에는 유량-부유사량 관계식 (2.148)로 구한 유사는 0.062mm 이하의 실트와 점토로 간주한다. 소류사량 산정공식의 적용 시에 무차원 소류력이 무차원 한계소류력보다 작은 경우에는 소류사의 이동이 없는 것으로 본다.

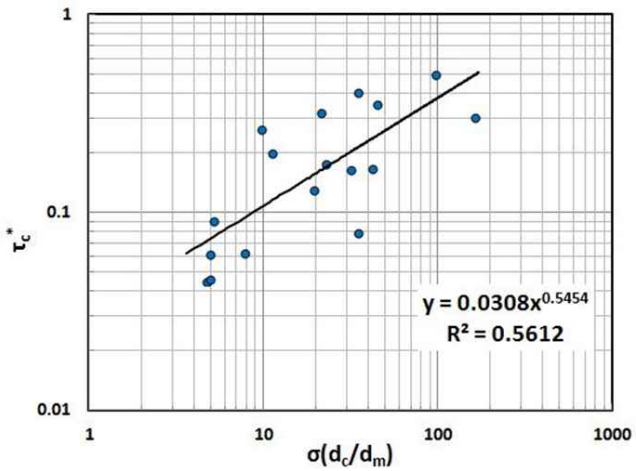


그림 2.346 소류사의 한계입경분산과 무차원 한계소류력

⑥ 편수위 및 세굴 저감대책

산지하천 만곡수충부의 편수위 및 세굴을 줄이기 위한 유속저감 대책을 수립한다.

산지지역은 하천을 따라 많은 도로가 발달되어 있기 때문에 만곡수충부에서 홍수 시 큰 편수위와 하상의 국부세굴은 도로피해를 일으키는 원인이다. 홍수위 상승에 대한 문제는 도로지반을 높이고 세굴에 대해서는 호안을 설치하여 외측제방을 보호한다. 하상경사가 크고 유속이 빠른 산지하천 만곡수충부에서는 편수위와 국부세굴에 의한 홍수피해가 많이 발생하므로 유속을 줄일 필요가 있다. 그러나 산지하천에서 어떤 장치를 이용하여 유속을 저감하는 것은 대단히 어려운 일이다. 개념적으로 보면 유속 조절은 에너지경사를 조절하는 것과 같다. 하천 흐름의 에너지경사는 식 (2.153)에서 알 수 있듯이 하상고 z, 수위 y, 유속 V의 공간적인 변화에 지배를 받는다.

$$I_x = \frac{d}{dx}(z + y + \frac{\alpha V^2}{2g}) \tag{2.153}$$

이를 고려하여 급경사 산지하천 만곡수충부에서 유속을 줄이기 위한 방법으로 하상고변경법, 유수단면적변경법, 유수저항조절법을 제시한다.

㉮ 하상고변경법

하상고변경법은 하천에서 종방향 평균경사를 조정하여 평균유속을 줄이는 것이다. 이 방법은 보 또는 낙차공 등으로 하상이나 수위를 조절하여 유수의 에너지경사를 감소시킨다. 그림 2.347과 같인 만곡수충부 하류에 보를 설치하여 만곡구간에서 유속을 줄이거나, 만곡부 상류에 보를 설치하여 만곡수충부로 빠르게 접근하는 유속을 줄일 수 있다. 급경사 산지하천에는 암반이 노출되어 있는 경우가 많은데 이 암반은 보 또는 낙차공과 같이 홍수시 하상을 제어하는 역할을 한다.

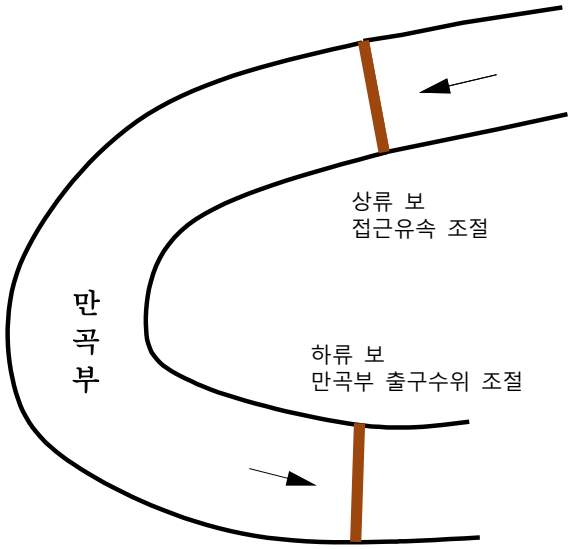


그림 2.347 보 설치에 의한 만곡부 유속 저감

㈏ 유수단면변경법

유수단면변경법은 수심이나 하폭 변경으로 유수단면적을 증대하여 평균유속을 줄이는 것이다. 수심을 유지하면서 하폭을 확장하거나 하폭을 유지하면서 하상을 굴착하여 유수단면적을 증가시키면 평균유속이 감소될 수 있다. 예를 들면 유속을 저감하고자 하는 구간의 하류에 댐을 설치하여 수심을 증대할 수 있다. 댐과 보의 설치는 기본적으로 동일하나 일반적으로 보 상류는 토사가 퇴적되어 완만한 하상경사가 유지되는 반면에 댐 설치는 그 상류에 수심을 증대시키는 저수지가 형성되는 것이 다르다. 산지하천에서 하반은 일반적으로 협소하기 때문에 도로가 하천을 따라 놓여 있는 경우 하폭을 조정하는 것이 어렵고, 하상의 퇴적층 깊이가 현저히 작은 경우가 많기 때문에 하상굴착에 많은 비용이 요구될 수 있고, 하천도로를 보호하자고 댐으로 저수지를 조성하는 것이 비현실적일 수 있다. 따라서 산지하천 만곡부에서는 하상굴착, 하폭확대, 댐에 의한 저수지 조성 등으로 유수단면적을 변경하는 것이 실질적으로 어렵다.

㈐ 유수저항조절법

유수저항조절법은 유수에 대한 하천저항을 증가시켜 평균유속을 줄이는 것이다. 하천에서 유수저항을 계량적으로 나타내기 위해 흔히 조도계수가 사용된다. 일정한 단면형상에 매끄러운 자연재료 직선수로의 조도계수를 기본으로 하여 하천의 다양한 조건을 조도계수에 포함시키기 위해서 수면불규칙성, 수로 횡단면의 형상

과 크기 변동, 수로 내의 장애물, 수로 내의 식생과 흐름조건, 수로사행의 영향을 보정할 수 있다. 이와 같이 조도계수에 영향을 미치는 하천요인을 고려하면 다음과 같은 방법으로 하천에서 유수저항을 조절할 수 있다.

- 하상 및 호안의 조도높이를 조정하여 유수저항을 증가시킨다.
- 하천 횡단면 형상을 조정하여 유수저항을 증가시킨다.
- 하천 평면 형상을 조정하여 유수저항을 증가시킨다.
- 하도에 인공장애물을 설치하여 유수저항을 증가시킨다.
- 홍수시 하상파가 발달할 수 있도록 하상재료를 변경하여 유수저항을 증가시킨다.

산지하천은 대부분 하상이 모래, 자갈, 호박돌, 전석으로 혼합되어 있으며 하상표면은 장갑화 하상처럼 호박돌과 전석이 덮고 있는 경우가 많다. 안정하상의 경우 재료에 따른 기본조도계수는 하상표면재료가 모래에서 자갈이 될 때보다 호박돌이나 전석으로 변하면 최대값의 변화가 현저히 크다. 이는 하상재료를 이용하여 유수저항을 증대할 수 있는 것을 나타는 것이다. 그러나 유속이 빠른 산지하천 만곡수충부의 접근부나 출구부는 일반적으로 기존 하상재료가 크기 때문에 더 큰 하상재료로 변경하는 것에 한계가 있다. 산지하천 만곡부수충부는 일반적으로 콘크리트 옹벽호안으로 되어 있다. 콘크리트 옹벽호안은 매끄럽기 때문에 조도계수는 약 0.014이나 옹벽의 조도를 더 크게 함으로써 조도계수를 증가시킬 수 있을 것이다. 만곡부 단면형상은 유수저항과 편수위 등 수리특성에 영향을 미치므로 단면형상을 적절히 변경하여 유수저항을 조절할 수 있다. 산지하천은 대부분 구속하천이고 하반이 좁기 때문에 하천평면 형상을 변경하는 것은 대단히 어렵다. 그러나 하도에 인공장애물을 설치하는 것은 상대적으로 용이하다. 다만 인공장애물이 흐름을 교란하는 요소가 되므로 하천흐름에 미치는 영향을 고려하여 적절한 규모와 위치가 선정될 수 있다면 인공장애물은 효과적인 유수저항 조절기법이 될 수 있다.

표 2.105 직선균일하도에서 하상재료에 대한 기본조도계수 변화

하상재료	직경(mm)	직선균등하도 n_b	하위 재료에 대한 n_b 변화
거친모래(Coarse Sand)	1~2	0.026~0.035	-
자갈(Gravel)	2~64	0.028~0.035	0~0.002
호박돌(Cobble)	64~256	0.030~0.050	0.002~0.015
전석(Boulder)	>256	0.040~0.070	0.010~0.020

㉲ 유속저감기법

유속저감 방안들의 특징을 제대로 파악하고, 산지하천에 대한 적용가능성을 평가하는 것이 무엇보다 중요하다. 만곡수충부 콘크리트 호안의 조도를 증가시켜 유속을 저감하는 방안, 보를 설치하여 유속을 저감하는 방안, 거석이나 수제 등을 이용한 장애물을 설치하여 유속을 저감하는 방안이 급경사 산지하천에서 현실적인 것으로 평가된다.

표 2.106 산지하천의 만곡수충부 유속저감기법

구분	개념	유속저감기법	산지하천	
			적용성	적용공법
하상고변경법	하천 종방향 평균 하상고 변화를 완화하여 유속저감	① 만곡수충부 하류부 하상고 조정 ② 만곡수충부 상류부 하상고 조정	◎ ◎	만곡부 하류보
유수단면 변경법	하천의 통수단면적을 증가시켜 유속저감	① 수심을 유지하면서 하폭 확장 ② 하폭을 유지하면서 하상 굴착 ③ 만곡부 하류에 댐 설치로 저수지 조성	× × ×	
유수저항 조절법	유수에 대한 하천 저항을 증가시켜 유속저감	① 하상 및 호안의 조도높이 조정 ② 하천 횡단면 형상 조정 ③ 하천 평면형상 조정 ④ 하도에 인공장애물 설치 ⑤ 하상파 발달을 위해 하상재료 변경	○ ◎ × ◎ ×	거대조도 콘크리트 옹벽호안 수제형 인공장애물

주) ◎ : 높음, ○ : 보통, × : 낮음

㉳ 거대조도 옹벽호안에 의한 유속저감

거대조도 옹벽호안은 호안표면의 조도를 키워 유수저항을 증가시키는 유속저감 공법이다. 대표적인 공법으로서는 돌출줄눈 콘크리트 옹벽호안이 있다. 돌출줄눈 콘크리트 옹벽호안은 표면이 매끄러운 콘크리트 옹벽에 돌출줄눈을 설치한 호안이며 신설호안의 경우에는 돌출줄눈을 옹벽과 동시에 설치하고 기 설치호안에는 블록돌출줄눈을 설치할 수 있다.

직선 개수로 측벽에 정사각형 단면의 돌출줄눈을 세로방향으로 설치할 경우 마찰계수 f는 무차원 돌출줄눈간격 λ_{nv}가 9에서 최대이다. 유량변화 시 유수저항에 대한 돌출줄눈의 역할은 돌출줄눈간격에 따라 다르다. 돌출줄눈의 간격이 어떤 값 이하로 좁아지면 돌출줄눈이 오히려 저항을 감소시키고 어떤 값 이상이 되면 저항을 증가시키는 원인으로 작용한다.

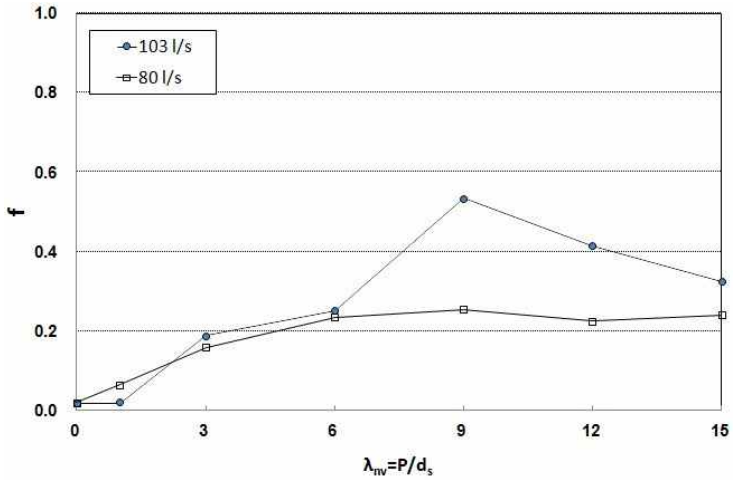


그림 2.348 무차원 돌출줄눈간격과 유수저항

수로벽면에 부착된 사각형 돌출줄눈은 상류 측 모서리에서 흐름을 박리시켜 와동을 일으킬 뿐만 아니라 돌출줄눈의 후면 측에 후류(wake)를 형성한다. 와동은 하류로 수송되고 후류는 특정 공간을 차지하는데 유속이 빨라지면 그 범위가 축소된다. 하류로 수송된 와동은 돌출줄눈 사이의 수로벽면에 다시 도달하게 되는데 와동이나 후류는 돌출줄눈 외부흐름이 내부흐름에 미치는 영향을 차단하는 역할을 한다. 돌출줄눈 상단 모서리에서 발생한 와동의 이동거리는 유속에 따라 달라진다. 각 돌출물에 의해 발생된 후류나 와동이 인근 돌출물에 도달하기 전 벽면에 소산될 만큼 돌출물들 사이의 간격이 크면 돌출물이 흐름에 독립적으로 작용한다. 그러나 돌출물들이 그 사이의 공간에 사수역이 형성될 만큼 돌출물들이 매우 가까이 있으면 돌출물들은 그 상단을 연결한 선을 따라서 매끄러운 벽면이 있는 것과 유사한 역할을 한다. 따라서 돌출줄눈의 간격은 흐름형태에 영향을 미치는 중요한 요소이다.

세로돌출줄눈의 설치와 미설치 시의 마찰계수 차이 f_s와 윤면조고(wet-areal roughness height)의 관계를 나타낸다. 여기서 윤면조고 δ_{vp}은 식 (2.154)과 같이 돌출줄눈 설치구간의 윤면적으로 수중에 잠긴 돌출줄눈의 체적을 나눈 것이다.

$$\delta_{vp} = \frac{V_s}{A_s} \tag{2.154}$$

여기서 V_s는 돌출줄눈의 체적($= d_w \times d_s \times h$)이고 h는 수심이며 A_s는 돌출줄눈들 사이의 유수단면적으로서 식 (2.155)와 같다.

$$A_s = L(B+2h) \tag{2.155}$$

여기서, L은 돌출줄눈 설치 간격($= d_w + P$)이고 B는 수로의 폭이다. 세로돌출줄눈에 의한 유수저항은 마찰저항과 형상저항을 포함한다. 여기서 유수저항은 마찰

저항보다는 형상저항이 현저히 큰 비중을 차지하는 것으로 보인다. 즉, 돌출줄눈을 설치하지 않은 경우의 마찰계수를 마찰저항이라고 하고 돌출줄눈을 설치한 경우의 저항계수와의 차이 f_s를 돌출줄눈에 의한 형상저항이라고 하면 유수저항의 대부분이 형상저항이다. 돌출줄눈의 간격이 증가하면 돌출줄눈의 윤면조고가 감소하고 유수저항의 대부분은 형상저항이 차지한다. λ_{nv}가 9에서 최소 마찰저항을 보이나 총 유수저항은 최대가 된다. λ_{nv}가 9보다 클 경우에는 마찰저항은 다소 증가하나 형상저항도 감소하기 때문에 총 유수저항은 감소한다. 이러한 유수저항의 변화는 돌출줄눈의 간격에 따라서 난류구조에 현저한 차이가 존재하기 때문으로 알려져 있다. 돌출줄눈은 매우 강한 흐름교란을 일으키고 λ_{nv}가 증가됨에 따라서 와동의 대상구조를 유수방향으로 확장시킨다. 세로돌출줄눈의 상당조고는 유량에 따라서 다르나 수심규모로 발생할 수 있어 흐름저항에 미치는 영향이 매우 크다. 돌출줄눈의 설치에 따른 횡단면의 유속분포를 보면 수로 바닥과 돌출줄눈 설치벽면에 가까이 갈수록 변화의 폭이 크고 수심방향의 유속분포 기울기도 수로 바닥 부근에서는 큰 것으로 나타났다.

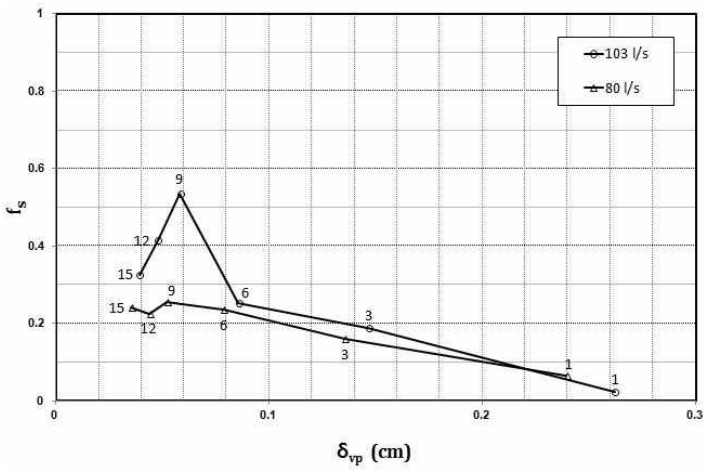


그림 2.349 돌출줄눈의 윤면조고와 형상저항

㉮ 산지하천 수충부 유속저감시설 시범적용 사례

강원도 태백시 장성동의 황지천에서 문화교 하류 만곡수충부에 약 230m 길이의 옹벽을 설치하였다. 이 지점은 2011년 6월 옹벽호안 약 60m가 하상국부세굴에 의한 피해를 당한 지점이다. 수해현장은 기존의 옹벽이 설치된 구간으로 옹벽을 재설치하기에는 공사비가 과다하게 산출되는 단점을 가지고 있는 지역으로 기존의 옹벽을 활용하여 블록스트립을 제작하여 설치하였다. 도출줄눈의 높이는 콘크리트 옹벽의 높이를 고려하여 결정하였다.

- 돌출줄눈(strip)의 깊이 및 단면형상

$$d_s = \alpha d \tag{2.156}$$

여기서 d_s는 스트립의 깊이, d는 하상재료의 입경, α는 계수로서 다음 표와 같으며 본 연구에서는 d_{90}를 사용하였다. 단면형상은 사다리꼴이며 빗면의 경사는 45°이다.

계수	하상재료기준(d)		출처
	평균입경(d_m)	90% 입경(d_{90})	
α	2.5	1	Hersberger(2002)

- 스트립의 간격

$$P = \beta d_s \tag{2.157}$$

여기서 P는 돌출줄눈의 간격, β는 계수로서 다음 표로부터 구할 수 있다.

구분	최적 β값		출 처
	범위	최적	
직선하도	9~15	9	수충부 및 토석류 방재기술 연구단
만곡하도	10~15	12	Hersberger(2002)

- 하상재료 조사

지점	하상재의 입경(mm)					
	D10	D16	D50	D84	D90	Dm
NO.1	0.18	1.0	29	120	150	34.83
NO.2	0.70	3.5	33	110	140	35.56
NO.3	1.50	6.0	38	180	210	55.64
NO.4	0.18	1.0	12	98	130	27.12
평균	0.64	2.9	28.0	127.0	157.0	38.3

- 돌출줄눈 제원 선정

구분	기준	기본	선정
d_s	d_{90}	21cm	20cm
P	$12d_s$ 혹은 $9d_s$	1.8~2.5m	2m

- 돌출줄눈 호안설계 및 시공

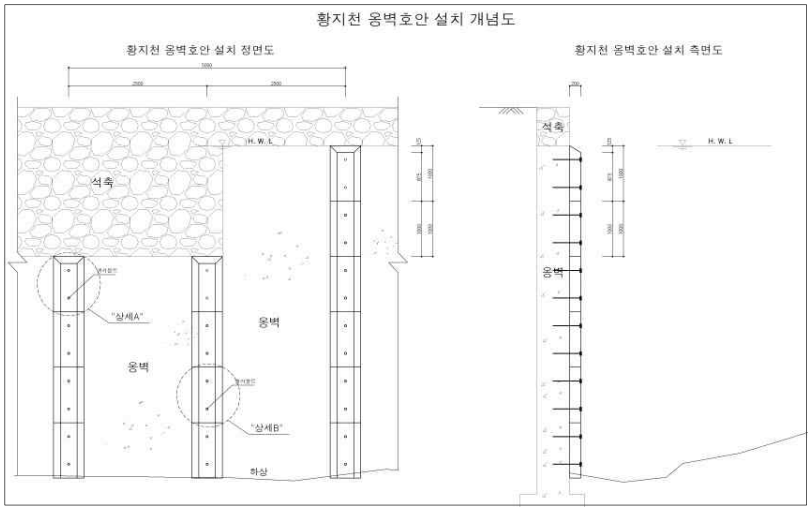


그림 2.350 돌출줄눈 호안공 설계도 (황지천, 2011)



그림 2.351 돌출줄눈 콘크리트 옹벽호안 설치 전경
(태백 황지천, 2013. 4)

⑦ 하안보호 대책

산지하천 만곡수충부에서 편수위에 의한 하안침식을 줄이기 위해 호안을 설치한다.

산지하천 만곡부에서 편수위에 의한 하안침식을 방지하기 위하여 호안을 설치할 수 있다. 이를 위해서는 편수위 예측하여 그 보다 더 높은 사면까지 호안보호공이 필요하다. 또한 하상세굴 의한 호안파괴를 방지하기 위한 기초공을 설치한다. 만곡수충부를 보호하기 위해 법면사면에 호안구조물을 설치하여 유수에 의한 침식과 세굴을 방지하는 직접적인 방법과 하안에 미치는 유수의 영향을 줄여 하상과 제방을 보호는 간접적인 방법이 있다. 일반적으로 산지하천 만곡부는 유속이 빠르기 때

문에 콘크리트 옹벽으로 시공된 사례가 많다. 이런 옹벽호안을 직접 보강하는 기술 중 하나인 스트립 옹벽은 세로스트립으로 표면의 조도계수를 증가시키고 와류 발생을 유도하여 유속을 저감시키며, 가로스트립으로 옹벽 벽면을 따라 수직으로 유동하는 흐름을 제어함으로써 옹벽하부 하상세굴 저감과 편수위 제어를 통해 호안의 안정성을 높이는 방법이다. 여기서 가로스트립과 세로스트립의 상대적 높이는 옹벽을 스트립으로 처리하는 목표와 벽면부근의 흐름구조를 고려하여 결정하여야 한다.

간접보강 방안으로, 하도에 수제를 설치하여 만곡부에서 발생되는 2차류를 제어하고 유수의 중심을 하도의 중앙으로 유도하여 만곡부 외안에 대한 유수의 집중과 유체력을 줄여 피해를 방지하는 방법도 있다. 세굴영역인 외안을 보호하기 때문에, 호안과 밑다짐공의 규모를 줄일 수 있으며, 날개형 수제의 설치로 인해 여울과 소가 하도의 중앙으로 이동되어 친환경적인 수역을 조성할 수 있다.

3. 토석류 제어기법 개발

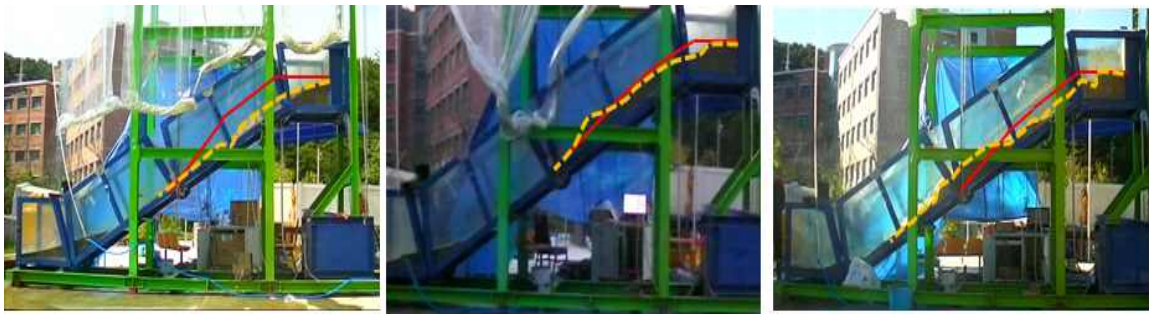
가. 모형실험

(1) 사면 토석류발생 모형실험결과

실험결과를 간략히 표로 나타내면 다음 표 2.107와 같다. Case 1는 인장균열이 없이 세굴로 인한 사면 파괴가 발생하였으며 최종변위는 55mm이다. Case 2는 세굴로 인한 사면파괴가 발생하다가 인장균열이 발생하여 천천히 슬라이딩이 일어났으며 이때의 최종 변위는 477mm이다. Case 3은 863mm의 최종 변위가 나타났으며, 사면에 세굴은 발생하지 않았지만 인장균열이 발생한 후에 전체 사면에 변형이 빠르게 나타났다. 즉 초기 함수비가 상대적으로 낮은 사면은 세굴이 발생함에 따라 사면 하부부터 점진적으로 붕괴되기 시작하여 사면 상부로 전이되는 퇴행성 붕괴였으며, 초기 함수비가 상대적으로 높고 지중침투가 발생하는 사면은 사면 상부에서 인장균열이 발생한 후에 전체적으로 변형을 유발시키는 유동성 붕괴임을 확인할 수 있었다.

표 2.107사면모형 실험결과

Case No.	초기함수비(%)	최종변위(mm)	최종파괴시간(min)	인장균열 발생여부	인장균열발생시 간극수압			파괴형태
					상	중	하	
1	10	55	70	미발생	-	-	-	세굴
2	10	477	220	발생	2.9	1.2	1.1	세굴+슬라이딩
3	20	863	105	발생	2.4	4.0	0.9	슬라이딩



(a) Case 1 (b) Case 2 (c) Case 3

그림 2.352 각 실험 조건의 초기상태와(실선) 최종파괴상태(점선) 비교

(2) 다중제어시스템 모형실험

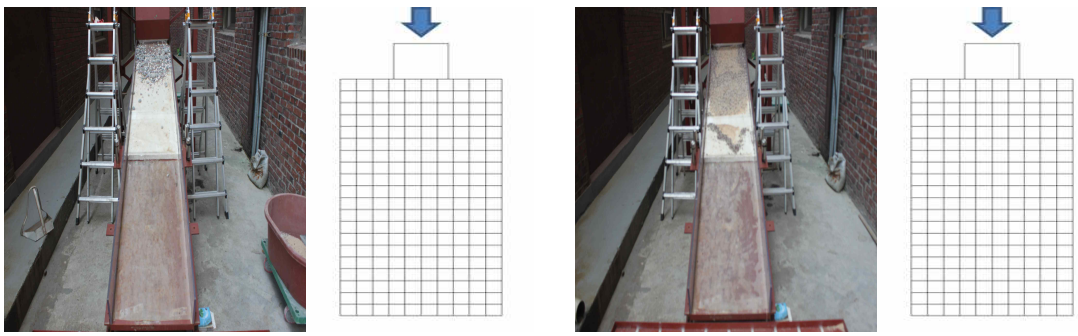
(가) 속도 및 분포도 결과

표 2.108에서 속도 분석결과 혼합시료 B가 혼합시료 A보다 큰 것을 확인할 수 있다. 15°의 경우에는 혼합시료가 흘러내려오지 않으므로 속도를 체크할 수가 없었다 .

표 2.108 혼합시료 속도 결과

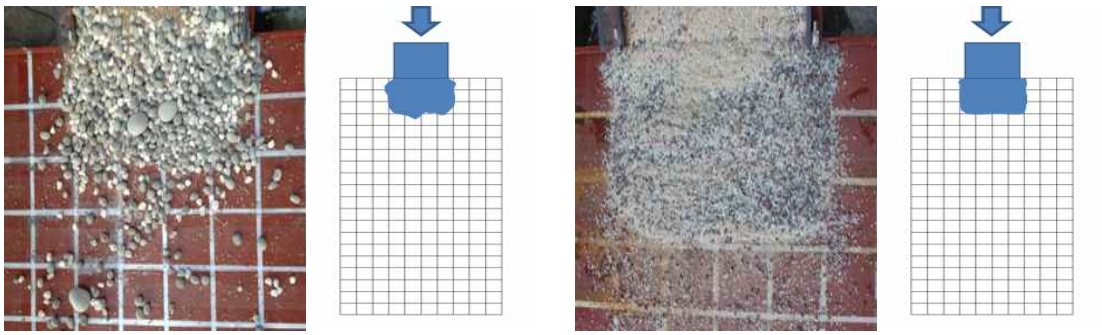
경사	case	혼합시료 A			혼합시료 B		
		T2	T3	속도(m/s)	T2	T3	속도(m/s)
15°	1	0	0	0	0	0	0
25°	1	1.12	1.76	2.27	0.85	1.31	3.05
	2	1.06	1.6	2.50	0.83	1.28	3.13
	3	1.09	1.58	2.53	0.87	1.25	3.20
	평균속도			**2.43**	평균속도		**3.13**
35°	1	0.97	1.5	2.67	0.8	1.11	3.60
	2	0.91	1.53	2.61	0.77	1.07	3.74
	3	0.95	1.49	2.68	0.76	1.03	3.88
	평균속도			**2.66**	평균속도		**3.74**
45°	1	0.78	1.04	3.85	0.71	1.06	3.77
	2	0.67	1.01	3.96	0.68	0.95	4.21
	3	0.75	1.12	3.57	0.72	0.97	4.12
	평균속도			**3.79**	평균속도		**4.04**

그리드 분포도 확인결과 15°의 경우 흘러내리지 않아 측정할 수 없고, 유로각이 높아질수록 혼합시료가 그리드에서 점차 멀어지는 것을 볼 수 있다. 또한 혼합시료 A 와 B의 분포형상은 비슷한 것으로 확인하였다.



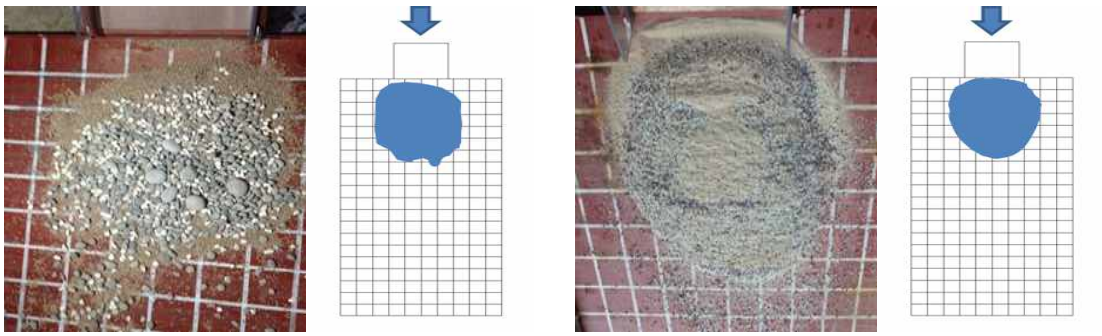
(a) 혼합시료 A (b) 혼합시료 B

그림 2.353 유로경사 15°



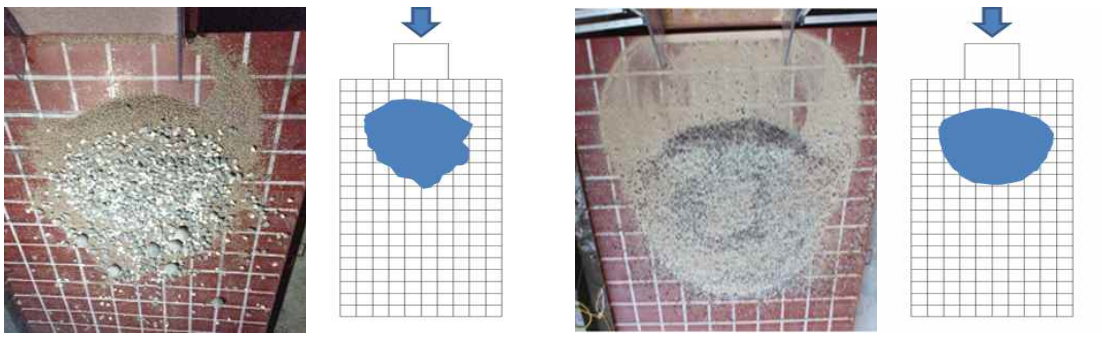
(a) 혼합시료 A　　(b) 혼합시료 B

그림 2.354 유로경사 25°



(a) 혼합시료 A　　(b) 혼합시료 B

그림 2.355 유로경사 35°



(a) 혼합시료 A　　(b) 혼합시료 B

그림 2.356 유로경사 45°

(나) 건기시 우기시 비교 분석

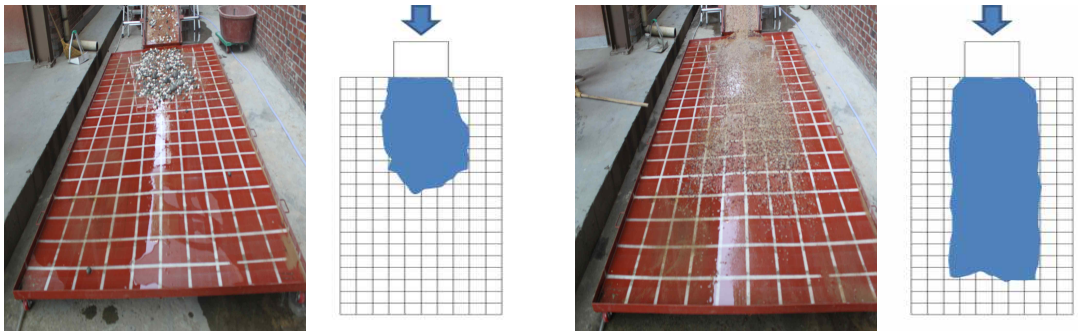
① 우기시 실험 결과

앞에 언급한 바와 같이 건조시료만 했을 경우와 같이 혼합시료 B의 속도가 빠른 것을 확인할 수 있다.

표 2.109 혼합시료 + 물 속도 결과

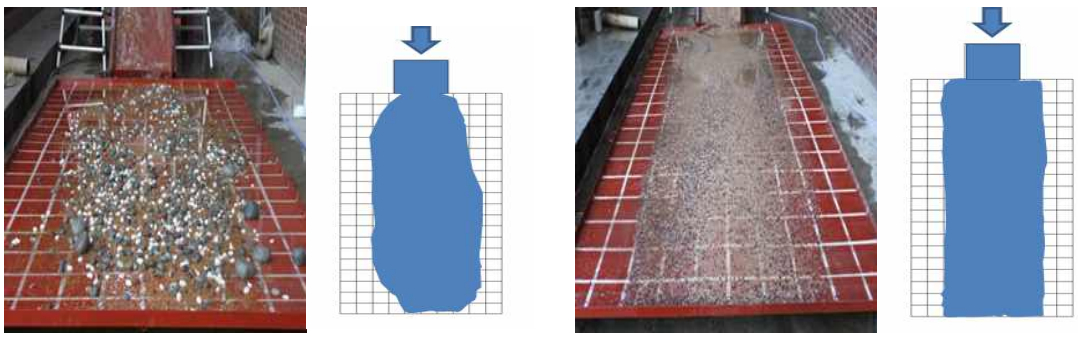
경사	(혼합시료 A + 물) 속도(m/s)	(혼합시료 B + 물) 속도(m/s)
15°	1.96	2.55
25°	2.83	3.25

그리드 분석결과 25°의 경우 15°보다 넓게 분포된 것을 확인할 수 있다.



(a) 혼합시료 A + 물 (b) 혼합시료 B + 물

그림 2.357 유로경사 15°



(a) 혼합시료 A + 물 (b) 혼합시료 B + 물

그림 2.358 유로경사 25°

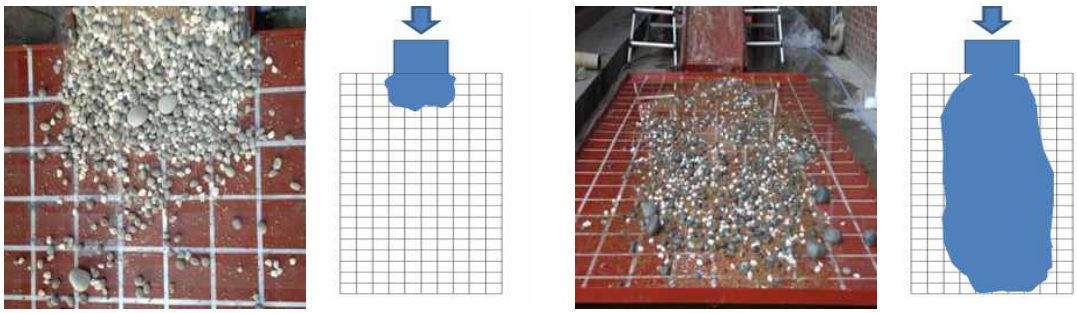
나. 건기시 우기시 비교 분석

15°의 경우 표 2.110과 같이 건조시료가 흘러내리지 않아 속도 및 그리드 분포도

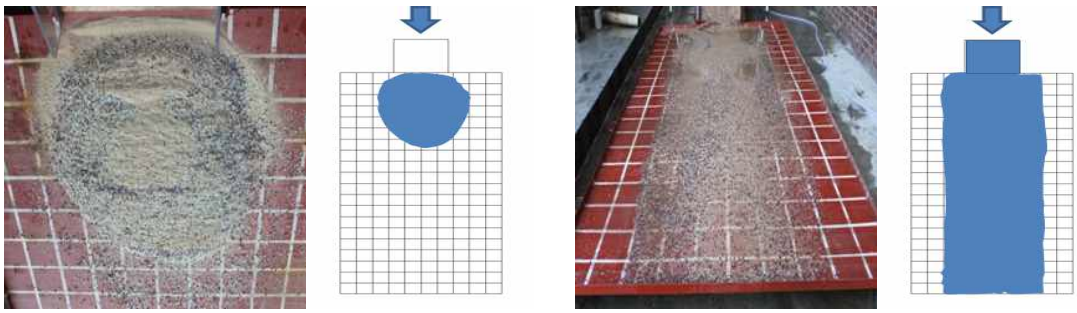
를 측정할 수 없었기 때문에 건기시와 우기시때의 비교는 불가능하였다. 25°의 경우 우기시때 속도와 그리드 분포도가 넓게 분포한 것을 확인하였다.

표 2.110 경사에 따른 속도 비교

경사	혼합시료 A 속도(m/s)		혼합시료 B 속도(m/s)	
	혼합시료 A	혼합시료 A + 물	혼합시료 B	혼합시료 B + 물
15°	0	1.96	0	2.55
25°	2.43	2.83	3.13	3.25



(a) 혼합시료 A　　(b) 혼합시료 A + 물

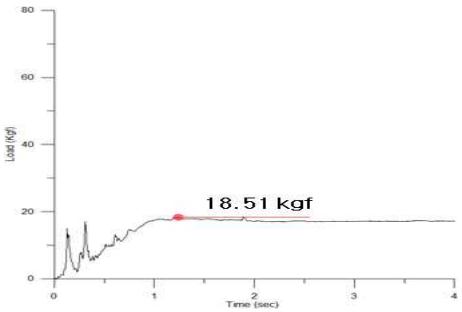


(c) 혼합시료 B　　(d) 혼합시료 B + 물

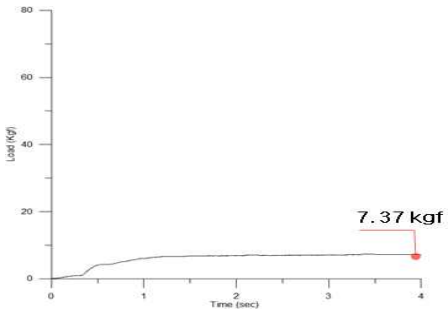
그림 2.359 유로경사 25°

(1) 충격량 시험결과

충격량 시험결과 그림 2.360, 그림 2.361, 그림 2.362와 같이 유로각도가 높아질수록 충격량은 증가 하였고, 혼합시료A가 혼합시료B보다 큰 것을 확인 하였다.

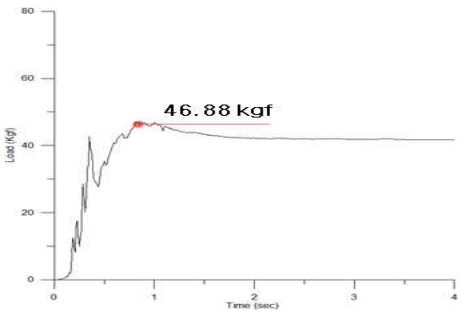


(a) 혼합시료 A

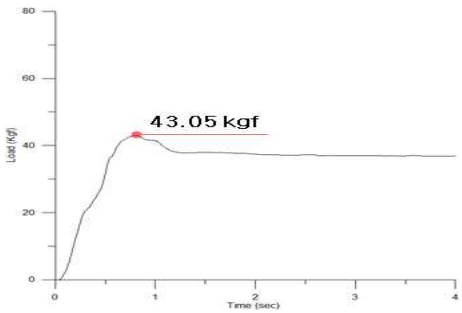


(b) 혼합시료 B

그림 2.360 유로경사 25°

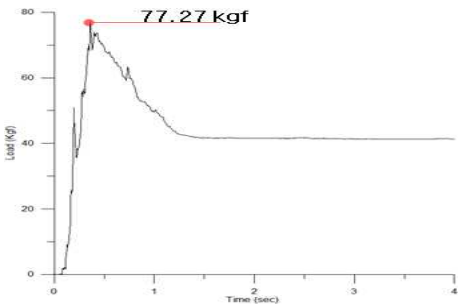


(a) 혼합시료 A

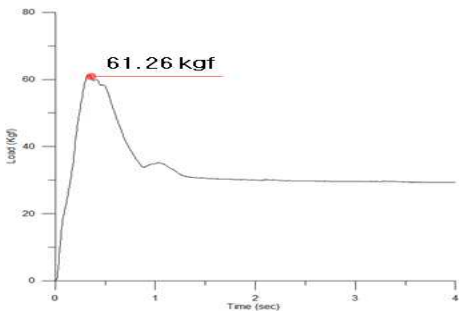


(b) 혼합시료 B

그림 2.361 유로경사 35°



(a) 혼합시료 A



(b) 혼합시료 B

그림 2.362 유로경사 45°

(2) 다중제어시스템 모형 실험 결과

유로각 35°에서, 그림 2.363과 같이 모형 실험한 결과 제어망이 상당부분 혼합시

료를 막고 있었으며, 위의 실험결과와 비교 할 때 35° 그리드 분포도 역시 작게 나온 것을 확인 하였다. 또한 혼합시료 B 에서는 혼합시료가 제어망에 1차적으로 막고 시간이 지남에 따라 입경이 작은 혼합시료가 서서히 빠져나오는 것을 확인하였다. 그림 2.364와 같이 충격량 시험결과 약 50%의 충격량이 감소하였다.



(a) 혼합시료 A　　(b) 혼합시료 B

그림 2.363 다중제어시스템 모형 실험 결과

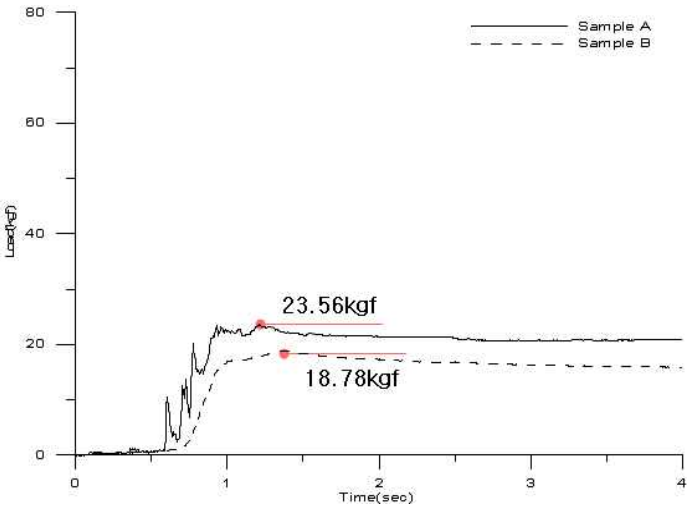


그림 2.364 다중제어시스템 충격량시험 결과

다. 실제규모 토석류 실험

(1) 위치별 속도 산정 및 분석

위치별 토석류의 속도를 측정하기 위하여 1차 실험과 2차 실험에서 각각 5개, 17개의 비디오 카메라를 설치하였다. 1차 실험에서는 비디오카메라 영상과 함께 헬기에서 촬영된 영상도 속도 분석에 이용하였다. 위치별 속도 산정은 각각의 비디오 카메라에서 촬영된 영상에 나와 있는 명확한 위치를 기준으로 토석류의 선단부가 이동한 시간을 측정하였으며, 영상 내 이동거리는 현장에서 직접 측량한 값을 사용하여 토석류의 위치별 이동속도를 산정하였다. 각각 산정된 위치별 속도를 그림 2.392 에서 비교해 본 결과, 1차 실험과 2차 실험의 최대속도는 각각 16.06m/sec, 14.79m/sec로 나타났으며, 대책공법이 설치되지 않은 1차 실험에서는 2차 실험의 대책공법이 설치된 위치 이전부터 일정구간 최대 11.17m/sec까지 속도가 상승하였다가 이후 감소하는 것으로 나타났다. 이러한 결과는 속도가 상승한 일정구간이 거의 직선으로 이루어 졌으며, 하부의 암반이 노출된 것이 원인으로 판단된다. 또한, 대책공법이 설치된 2차 실험에서는 1차 실험의 속도분포와는 달리 대책공법 위치에서부터 일정구간 속도가 감소한 것으로 나타났다. 2차 실험에서는 1차 실험에서 최대속도를 보인 지점에서 5.26m/sec의 속도를 보여 약 1/2의 속도 저감효과를 보인 것으로 나타났다. 이는 본 연구에서 개발된 대책공법이 효과적으로 토석류 속도를 저감시킬 수 있다는 것을 의미한다.

(2) 위치별 평균심도 측정 및 분석

토석류 실험 이후 토석류의 흔적선을 이용하여 위치별 평균심도를 측정하였다. 각각의 위치별 평균심도를 그림 2.365에서 비교해 본 결과, 대책공법이 설치된 위치 이전에는 1차 실험과 2차 실험에서 서로 유사하게 나타났으나, 대책공법 위치 이후에서는 대부분 1차 실험에 비해 2차 실험의 평균 심도가 더 낮게 나타났다.

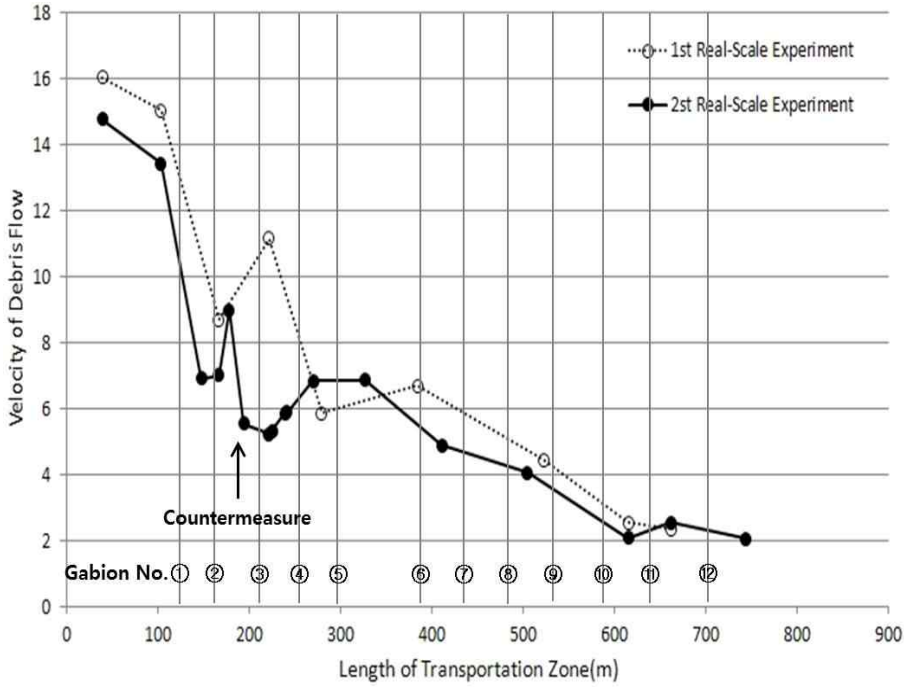


그림 2.365 위치별 속도 비교

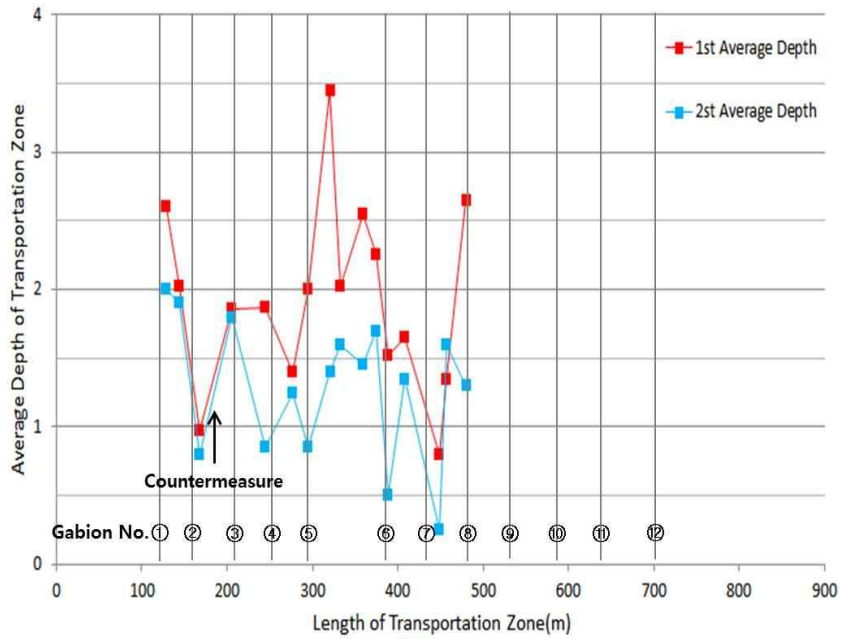


그림 2.366 위치별 평균심도 비교

그 차이는 최대 2.05m, 평균적으로 0.7m 정도로 대책공법이 토석의 퇴적을 유도하여 토석류에 포함된 토석량이 감소한 것을 의미한다. 또한, 위치별 속도와 평균심도를 비교해본 결과 1차 실험과 2차 실험 모두 대책공법 이후 부분에서 위치별로 거의 유사한 속도분포를 보이는데 반하여 평균심도는 2차 실험이 더 낮게 나타났다. 이는 충격력이 더 낮아졌다는 것을 의미하며, 이를 통해 토석류 퇴적부의 피해를 저감시킬 수 있을 것으로 판단된다.

라. 토석류 해석모형 개발

(1) 토석류 유출농도 및 유출량 분석

토석류 유출부에서 샘플을 채취하여 토석류의 시계열별 농도와 유량을 분석하여 시료의 특징에 따른 토석류 유출특성을 분석하였다.

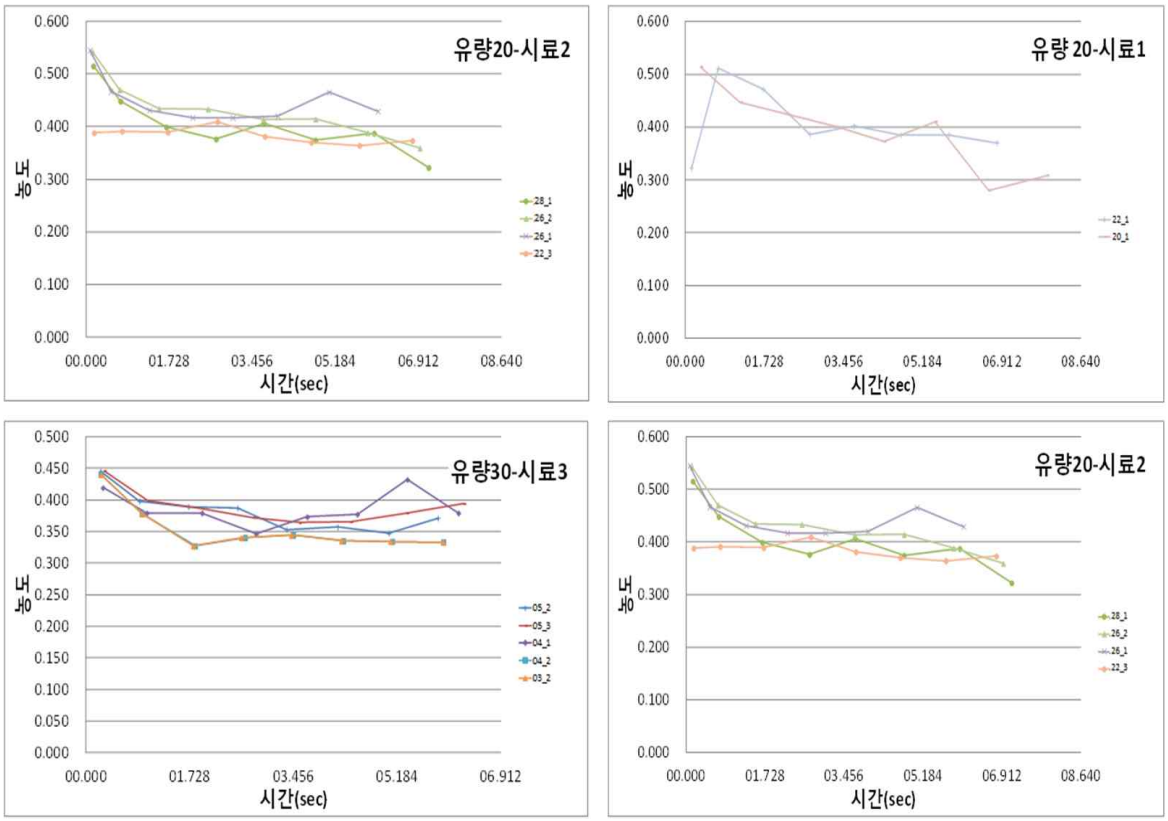


그림 2.367 유입유량과 시료에 따른 농도분포 시계열

유역에 대한 토석류 유출량을 예측해보고자 총 유출량과 토석의 유출량의 관계분석하여 그래프로 나타냈다.

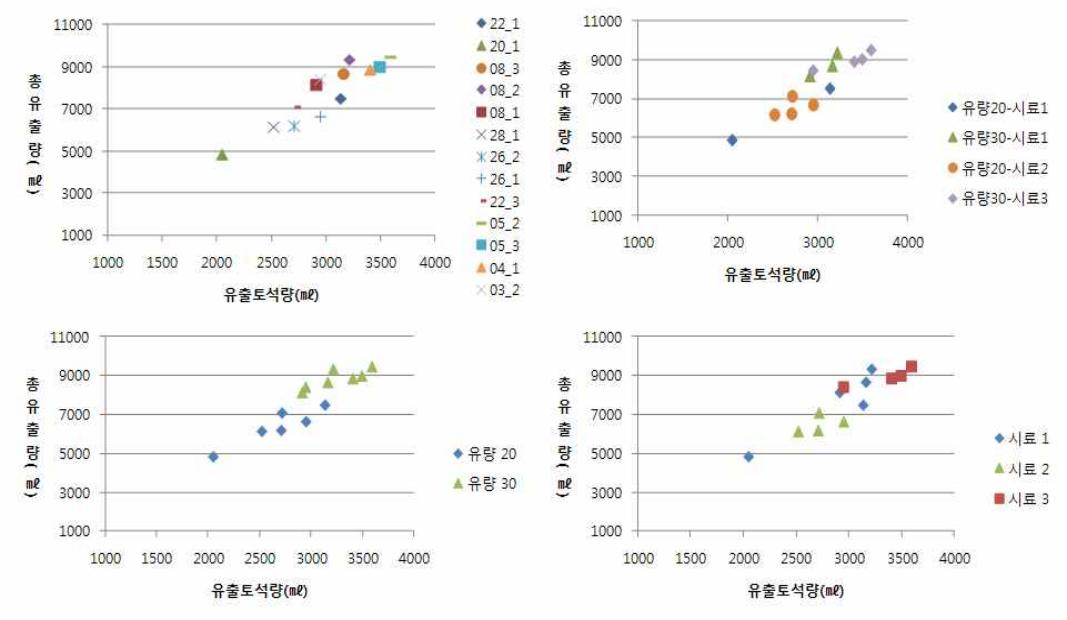


그림 2.368 분류별 유출토석량과 총 유출량 관계

(2) 토석류 거동특성 분석 및 해석모형의 개발

(가) 침식과 퇴적의 모의가 가능한 토석류 해석 프로그램의 개발

① 흐름에 의해 침식과 퇴적의 모의가 가능

② 1차원 해석모형으로 토석류의 유출량 평가 시 활용

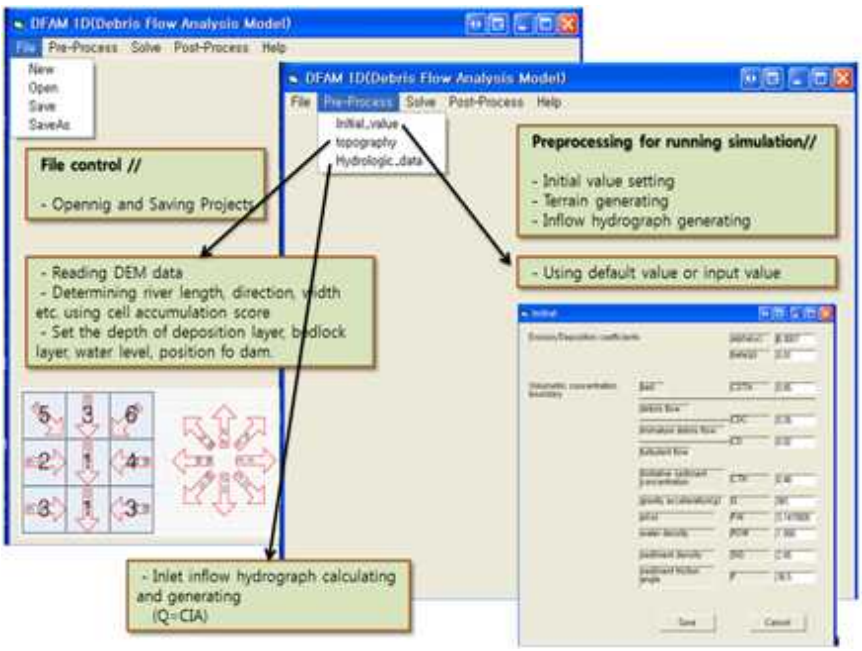


그림 2.369 토석류 해석모형 DFAM 1D 개발

마. 토석류 대책시설 설계 매뉴얼

(1) 토석류 대책 구조물에 관한 국내·외 설계인자 분석

(가) 토석류의 발생원인 및 피해 사례

토석류란 토사와 물의 혼합물이 급경사진 계곡을 따라 위에서 아래로 흐르는 현상을 말하며, 토석류는 급경사진 계곡, 토석류 재료인 토사, 충분한 물의 공급 등 세 가지 조건이 갖춰진 곳에서 발생한다(地盤工學會, 2003).

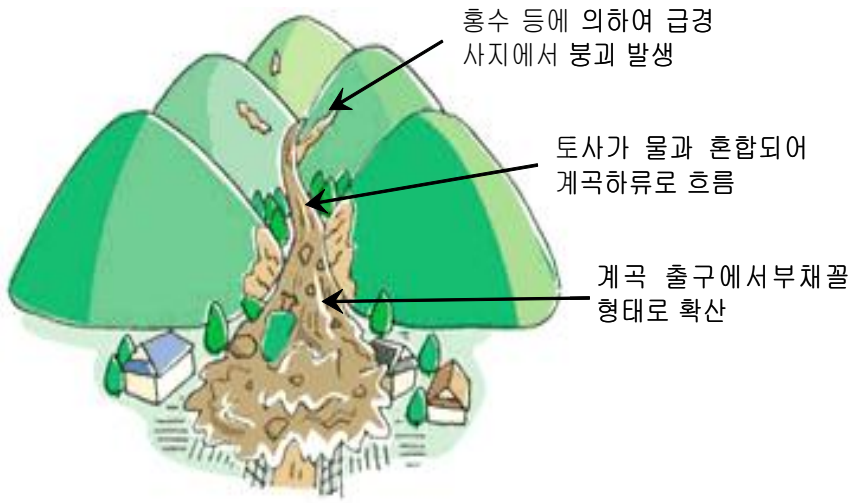


그림 2.370 토석류의 발생 개념도(廣島縣, 2009 加筆)

그림 2.370은 토석류의 발생 개념도를 나타내고 있다. 산정상이나 중턱부와 같이 급경사지에서 홍수와 같은 큰 비가 내리면 토사의 붕괴가 발생하고 하류로 향할수록 물과 섞여서 더 빠른 속도로 흐르게 되고 이렇게 큰 외력이 계곡 출구에서 부채꼴 형태로 확산되어 민가를 덮치게 되면 커다란 인명과 재산 피해를 일으키게 된다.

① 강원권내 토석류 대책공법 시공 사례 분석

강원도내 설치된 사방댐 중 2006년~2008년까지 시공된 사방댐 623개소 중 사방댐 현식과 규모를 분류하여 39개소를 선택하여 현장조사를 수행하였다.

그림 2.371은 2006년부터 2008년 사이에 강원권내 설치된 사방댐 설치 지역과 개수이며, 그림 2.372는 사방댐 형식과 형식별로 구분하여 조사한 지역이다. 현장조사 결과 일부지역에 편중되어 사방댐이 많이 설치되어있으며, 토석류 발생지역에 상류부터 몇 개의 사방댐이 하류까지 중복되어 설치되어 있었다.

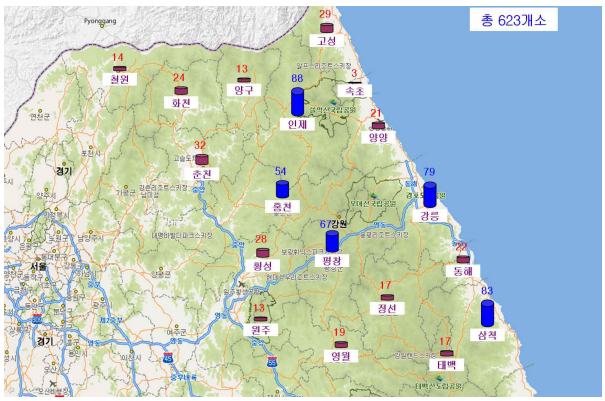


그림 2.371 2006-2008 사방댐 시공현황

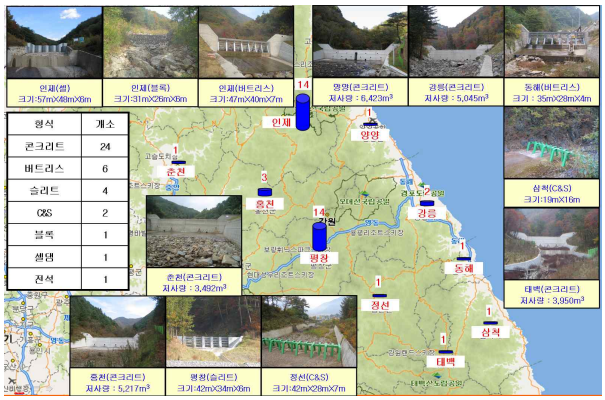


그림 2.372 구조물 형식별 종류

토석류의 흐름은 물과 흙 흐름의 중간적 거동을 하는 것을 알 수 있었으며 일본에서 토석류 대책에 관한 설계법을 분석하여 보면 매우 많은 입력인자들이 사용되고 있지만 아직까지 정확한 분석이 수행되지 못하여 경험에 의존하여 설계를 하고 있음을 알 수 있었다. 향후 이에 대한 분석을 수행하여 좀 더 합리적인 설계가 이루어 질 수 있도록 노력해야 할 것이다.

국내에는 2000년 이후로 강원권역내 토석류 피해가 많이 발생하여, 사방댐이 집중적으로 시공되어 있으며, 그 형식이나 위치 선정에 관련된 사방댐 설계법과 설계기준이 모호한 상태이며, 다수에 사방댐이 시공되었음에도 불구하고, 설계에 있어서 필요한 설계인자에 대한 자료가 부족한 실정이다.

(나) 일본의 토석류·유목 대책에 관한 설계법 분석

① 토석류 대책공법

지금까지 토석류의 발생원인과 피해사례, 토사 흐름의 개념에 대하여 알아보았다. 일본에서는 이에 대한 대비책으로 토석류 발생이 예상되는 구간에 사방댐을 설치하여 피해를 예방하고 있는데 그 설계방법은 그림 2.373과 같다.

그림 2.373을 보면 크게 계획규모의 설정, 토석류·유목의 처리계획 책정 및 제석계획으로 나누어 생각할 수 있다. 일본의 토석류 대책공법을 보면 향후 퇴적된 퇴석류를 제거하기 위한 방법까지 고려하는 것이 눈에 뜨인다(國土交通省, 2007).

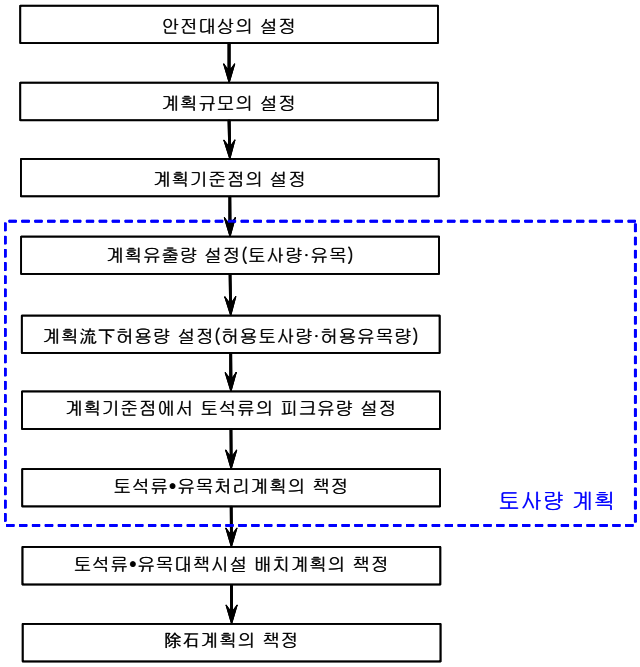


그림 2.373 일본의 토석류·유목대책계획
(國土交通省, 2007)

② 토사이동 형태의 계상구배에 의한 기준

그림 2.374에 의하면 계상퇴적토사의 내부마찰각 이 30~40°에서 분포할 경우 계상구배 의 실질적 분포 범위는 17~24°인 것을 알 수 있다. 그림 2.375에서 토석류의 발생구간이 20°이상까지 나타나 있으나 현실적으로 약 24°정도가 최대치인 것을 알 수 있다.

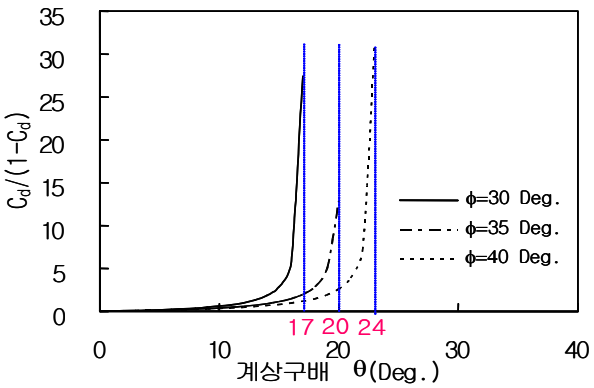


그림 2.374 계상구배의 증가에 따른 토석류 농도의 적용한계

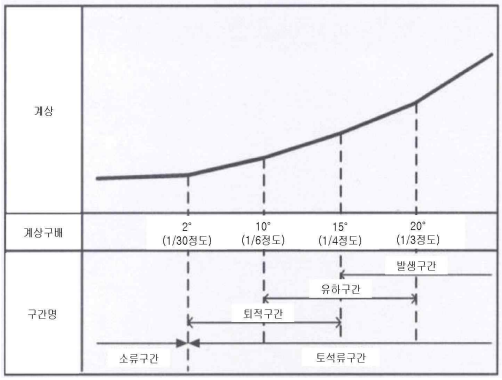


그림 2.375 토사이동 형태의 계상구배에 의한 기준

토석류의 흐름은 물과 흙 흐름의 중간적 거동을 하는 것을 알 수 있었으며 일본에서 토석류·유목 대책에 관한 설계법을 분석하여 보면 매우 많은 입력인자들이 사용되고 있지만 아직까지 정확한 분석이 수행되지 못하여 경험에 의존하여 설계를 하고 있음을 알 수 있었다. 향후 이에 대한 분석을 수행하여 좀 더 합리적인 설계가 이루어 질 수 있도록 노력해야 할 것이다.

(2) 사방댐 설계 검토

(가) 불투과형 사방댐에 대한 설계기준 분석

① 토석류 설계기법 분석

토석류에 의한 인적, 재산상의 피해를 방지 혹은 최소화 하는 일반적인 방법의 하나로 토석류 흐름 진행방향에 대한 인공 사방댐을 설치하는 방안이 있다. 국내외 사방댐 설계를 위한 순서를 살펴보면 계획규모의 설정, 토석류·유목의 처리계획 책정 및 제석계획으로 대별할 수 있으나(그림 2.376), 우리나라의 경우 선진국에서 고려하고 있는 퇴적된 퇴석류를 제거하기 위한 방법까지는 아직 포함하고 있지 못하는 현실이다. 참고로 일본에서 사용되고 있는 토석류 발생구간에 따른 사방댐 선정기준은 다음과 같다(國土交通省, 2007).

㉮ 계상구배 15°이상인 토석류 발생구간 : 토석류 및 유목 발생 억제

㉯ 계상구배 10~20°인 토석류 발생구간 및 계상구배 2~15°인 퇴적구간 : 토석류 및 토사, 유목 포착 / 제석 / 평상시 계상유지관리

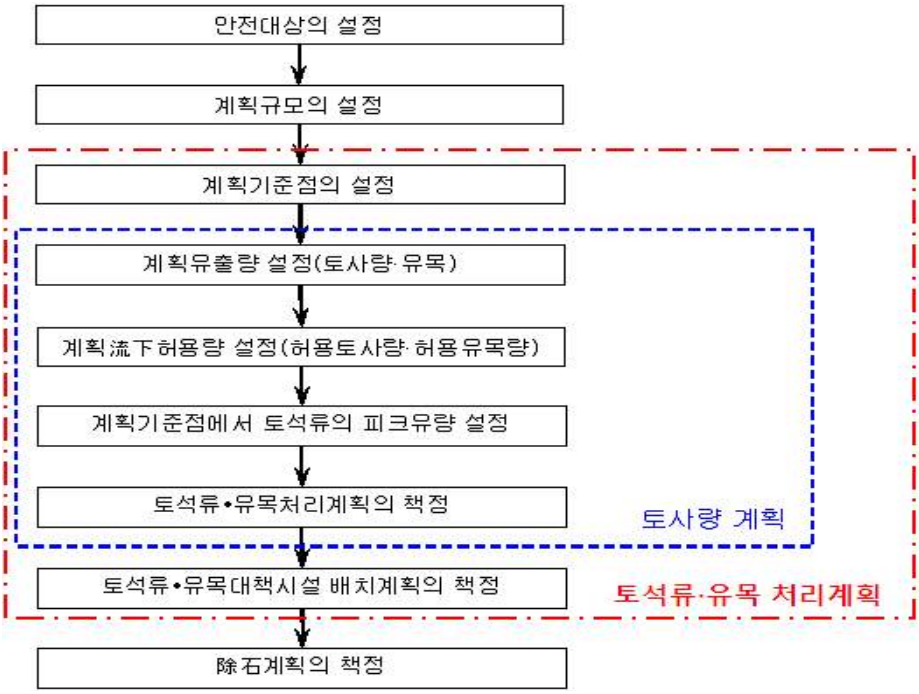


그림 2.376 일본의 토석류・유목대책계획(國土交通省, 2007)

불투과형 사방댐 설계 방법에 대하여 국내 설계 수준을 향상시키고자 일본의 최신의 설계 자료를 분석 비교, 검토하여 보았다. 불투과형 사방댐 설계방법 분석 결과, 계획유출토사량 산정 방법도 결국 추정된 토석류 발달 사면의 면적에 토석류 발달 예상 구간 (연장)을 곱하고 그 체적값에 보정치를 적용하여 사용하고 있으며, 토석류 피크유량도 토석류 총유량의 1%로 추정하는 등 토석류의 역학적 거동 분석보다 경험에 의존한 설계를 수행하고 있는 실정이다. 향후 개선 사항으로서는 선진국에서 시행하고 있는 제석계획을 우리나라도 설계기준에 반영하여 퇴적 토석류에 대한 보다 섬세한 사후관리를 시행해야 할 것으로 사료된다. 또한, 불투과형 사방댐 설계기준 적용시 구체적이고 상세한 계산식에 의한 토석류 산정 및 사방댐 설계에 국한시키기 보다는 합리적인 설계를 통한 효과적인 토석류 관리가 시급한 것으로 판단된다.

(나) 투과형 사방댐의 설계법 및 국내현황

① 투과부의 구조검토

투과부 부재는 설계외력에 대해서 안전해야만 하므로 일부 부재가 파손된 경우에도 사방댐 전체가 붕괴되지 않도록 설계하여야 하며 가능한 한 충분한 여유가 있는 구조가 좋다. 이와 관련하여 다음과 같은 항목에 대하여 검토하여야 한다. 한편, 토석류 포착의 목적으로 배치된 기능부재 중에서 구조물의 변형을 막기 위한

구조부재가 아닌 것은 토석류 포착이 가능하다면 소성변형을 허용할 수도 있다.

㉮ 토석류 유체력 및 퇴사압에 대하여 각 부재강도의 검토
㉯ 온도변화에 의한 온도응력에 대한 각 부재강도의 검토
㉰ ㉮ 및 ㉯에 대한 접합부 강도의 검토
㉱ 암석·유목의 충돌에 의한 각 부재강도의 검토

투과형 사방댐의 설계 방법 및 국내외 시공사례를 검토하였다. 국내에서도 다양하고 많은 사방댐이 시공되고 있음에도 불구하고 설계방법에서 불분명한 점이 많이 나타나고 있다. 해외의 선진 기술자료 및 국내의 토석류 피해 사례, 사방댐 설계자료 등을 좀 더 비교 분석하여 향후 보다 합리적인 사방댐 설계방법을 제시할 필요가 있다.

(다) 사방댐 설계방법의 문제점과 그 대책

지금까지 국내 사방댐 설계 및 유지관리에 관한 문제점을 언급하고, 향후 개선방향에 대하여 제안하고자 한다. 사방댐 시설 현장 조사 시 나타난 문제점은 다음과 같다.

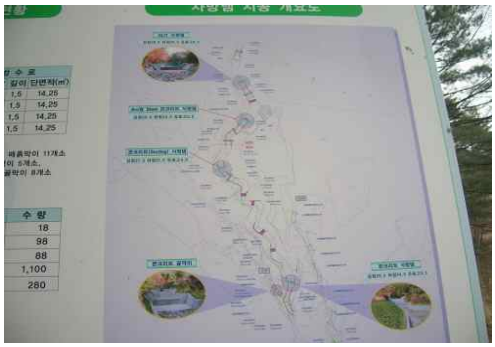
① 사방댐 좌표가 상이하여 현장 조사 시 사방댐의 위치를 확인하는 점이 매우 곤란하였다. 이러한 점은 향후 유지관리측면을 고려하여 보면 시급히 개선되어야할 부분이라고 판단된다.
② 사방댐 배면에 토석류가 퇴적된 지역이 많았으며 이에 대한 처리가 미흡한 것으로 보였다. 향후 추가적인 토석류 퇴적으로 인한 Overflow 또는 사방댐 붕괴 등과 같은 구조물 위험성이 예상된다.
③ 현장조사 시 옹벽 전면부에 침투수 발생지역이 있었다. 이는 옹벽의 구조적 안정성에 문제가 있을 것으로 예상되며, 이에 대한 대책으로 침투수량의 감소나 우회 시키는 방안, 차수 대책 등과 같은 개선책이 필요할 것으로 판단된다.
④ 퇴적된 토석류의 제거, 사방댐의 보수·보강과 같은 지속적인 유지관리가 필요할 것이며, 이를 위한 장비 투입용 도로확보 등도 마련해야 할 것으로 사료된다.

표 2.111 문제점 및 개선사항

문제점		개선방향
GPS 좌표가 상이(위치 확인 곤란)	⇒	좌표 재정리 필요
퇴사물의 축적으로 인한 사방댐 기능저하	⇒	퇴사처리 필요
사방댐 전면부에서 침투수 발생	⇒	침투수량 저감, 우회, 차수 등 대책 수립
유지관리 필요	⇒	퇴사처리 및 보수보강용 방안 필요



(a) 퇴적된 토석류 현황



(b) 중복 설치된 사방댐 현황

그림 2.377 사방댐의 설치계획 및 유지관리의 중요성을 나타내는 사례

문헌조사 및 국내 강원권내 사방시설에 대하여 현장 조사 결과, 설치된 사방댐 위치 불분명, 퇴적된 토석 유송잡물 제거 미비, 사방댐 전면부 침투수 발생 및 유지관리 도로 시설 미비 등과 같은 문제점이 나타났으며 이에 대한 대책을 제안하였다.

지구온난화로 인하여 우기시 강우강도가 더욱 커지고 강우빈도도 증가하고 있으므로, 사방기술에 필요성이 더욱 증가하는 상황이다. 그러므로 사방댐 설계 및 유지관리에 관한 지속적 연구를 통하여 국가적 피해를 예방할 수 있는 설계 자료가 도출되어야 할 것이다.

(3) 위험지역 평가

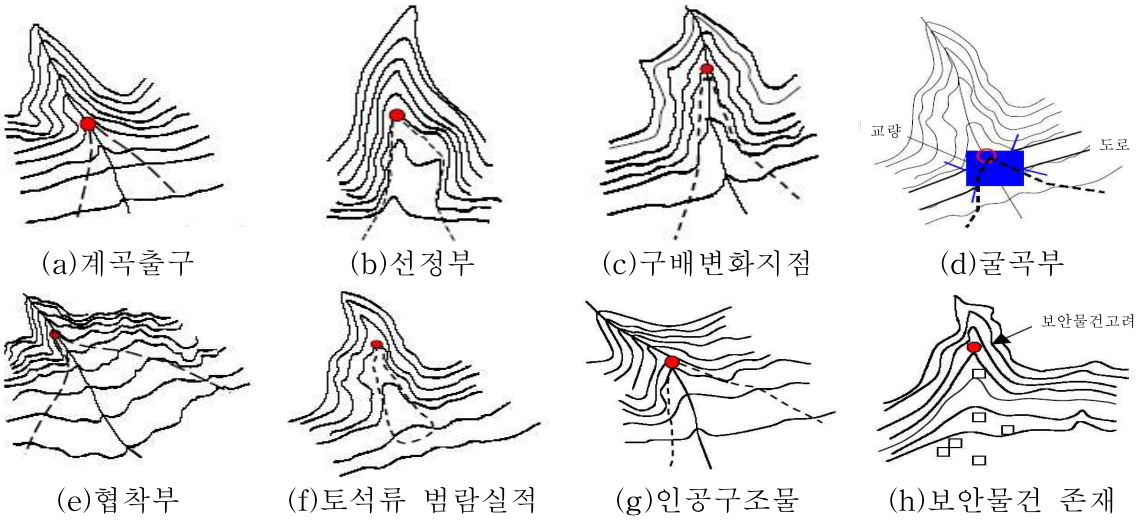
(가) 토석류 발생 가능지역에서의 위험구역 설정방법

① 토석류 위험구역 설정

기준지점이란 토석류가 범람을 시작하는 지점을 말한다. 기준지점의 위치는 “위험을 일으킬 가능성이 매우 큰 토지”의 범위설정에 영향을 미치므로 적절하게 판단하여야 한다. 기준지점을 확정짓기 전에 기준지점을 가설정할 필요가 있다. 가설정은 우선 행한 재해실적조사, 평면/종단형상의 파악 및 인공구조물 등의 조사결과를 근거로 실시한다.

한편, 기준지점을 가선정할 때 토석류 범람피해실적이 있는 경우 그 지점을 우선적으로 설정한다. 기준지점으로 선정하려는 장소 보다 상류쪽으로 중요한 보안물건 존재 또는 지역개발개획이 수립된 경우에도 보다 상류쪽으로 기준지점을 가설정 한다.

최종적으로 기준지점을 설정하는 방법은 현장조사를 통하여 상하류 河道상의 퇴적물 상황 및 민가 등 입지상황 파악 후 확정한다. 현지상황과 상이한 경우 현지상황에 맞게 기준지점을 수정한다.



(a)계곡출구 (b)선정부 (c)구배변화지점 (d)굴곡부

(e)협착부 (f)토석류 범람실적 (g)인공구조물 (h)보안물건 존재

그림 2.378 기준지점의 가설정 방법(長野縣土木部砂防課, 2004 加筆)

토석류가 시작하는 기준지점 설정 방법, 하류로 진행함과 동시에 확산되는 폭원 및 최종 도착지까지 검토하는 방법을 제안하였다. 본 연구에서 제안한 방법에서는 토석류의 발생 폭은 높이 5m까지 진행한다는 가정을 전제하고 계산하였다.

(4) 사방댐 시설물 현장 평가

(가) 현장조사를 통한 강원권내 설치된 사방댐의 적정성 평가

강원권내 사방댐은 2008년 기준 4431개가 설치되어 있으며, 그 중 2008년에 39개소에 대한 현장조사를 수행하였다. 사방댐 기능수행 효과를 확인하기 위하여 사방댐 중에서 2010년 비교조사를 시행하였으며, 그 중 강원도 인제 남면 수산리와 신남리에 설치된 콘크리트댐에 2개소에 대하여 현장조사를 수행하였다.

2008년	2010년
	

그림 2.379 강원도 인제 남면 수산리 년도별 토사 퇴적물 현황

강원권내 중 인제 지역에 대한 최근 4년간 강우량을 조사 토석 및 토사 발생에 대하여 검토하였으며, 동일 사방시설에 대한 현장답사 결과 2008년과 2010년 자료를 비교함으로서 사방시설에 대한 효과를 검토하였다. 추가적으로 강원권내 사방시설에 대한 추가 검토도 수행하였다. 산림청에서는 그 동안 사방시설 배면에 토사 충전시 제석 작업을 수행하지 않고, 사방댐 기능을 다한 것으로 간주하였으나, 최근에는 제석작업을 수행하여 사방시설을 재활용하는 것으로 검토 중이다.

토석류는 발생원인이나 확산 방식을 예상하기 어려운 자연재해며, 그 발생시 인적, 물적 자원의 피해가 막대하다. 이를 방지하기 위하여서는 사방시설 건설이 필요한 상황이며, 또한 기존 사방시설에 대한 유지관리를 효율적으로 수행하여 사방시설에 대한 효율을 높여야 할 것이다.

(나) 사방댐 설치 현장에서 위험도 평가 방법

사방시설 위치 선정시에는 설정된 기준지점에 대해 현장조사를 실시하여 구조물의 종류 및 규모를 판단하여야 한다. 본 연구에서는 토석류 발생 위험에 대해 합리적으로 평가하기 위해 국내·자료를 기준으로 토석류 발생 위험도 간략 평가표를 작성하였다.

토석류 발생 위험토를 평가하기 위한 현장조사는 인적, 시간적 노력이 많이 소요되는 부분으로 본 평가방법은 문헌조사 및 도면을 통한 실내조사를 선수행한 후, 현장조사를 수행하는 것으로 제안하였으며, 기 시방시설에 대한 평가 방법도 제안하였다.

토석류 발생 형태를 검토하고 발생 위험에 대해 더 효과적으로 판단하기 위해 국내 자료를 기준으로 토석류 발생 위험도 평가표를 작성하였다. 사방댐 설치 위치는 지형적 및 환경적 조건 토석류는 발생원인이나 확산 방식을 예상하기 어려운 자연재해며, 발생시 인적, 물적 자원의 피해가 막대하다. 이를 방지하기 위하여서

는 사방시설 건설이 필요한 상황이며, 또한 적절한 위치에 사방시설을 건설하여 효율을 높여야 할 것이다. 합리적인 사방시설 건설을 위한 토석류 발생 위험도 평가표를 제시하였으며, 국내 상황에 적합한 사방시설 유지관리 및 사방시설 설계인자에 대한 분석을 실시하고 문서화 하고자 한다.

(5) 수치해석을 통한 위험도 평가

(가) 광역지역에서 토석류 위험도 평가를 위한 무한사면 설계인자 분석

① 설계 정수 분석

식 2.158을 활용하여 광역지역에서 토석류 위험도를 분석할 수가 있지만, 설계수가 되는 국내지형에 맞는 값을 구하는 것이 가장 중요하다. Duan 등(1997), Nguyen(2008), Tague 등(2001) 및 Beven(1997)에 의하면 저마다 연구자들이 원하는 지역에서의 설계정수를 구하기 위하여 조사 및 분석을 수행하였고 각자의 연구결과를 제안하였다. 그림 2.380과 표 2.112는 그 중 한 예를 나타내고 있다.

$$FS = \frac{C + \cos\theta\left\{1 - \min\left(\frac{R}{T}\frac{a}{\sin\theta}, 1\right)r\right\}\tan\phi}{\sin\theta} \tag{2.158}$$

여기서, R는 정류상태 지하수 재충진율(m/hr),
a는 비집수면적(m^2/m), 불규칙한 집수면적(A)을 유출부폭(b)으로 나눈 값, 환산 집수연장(m)
T는 흙의 투수량계수(m^2/hr)를 나타낸다.

$$\left.\begin{array}{c} C \sim U(C_1, C_2) \\ x \sim U(x_1, x_2) \\ t \sim U(t_1, t_2) \end{array}\right\} \tag{2.159}$$

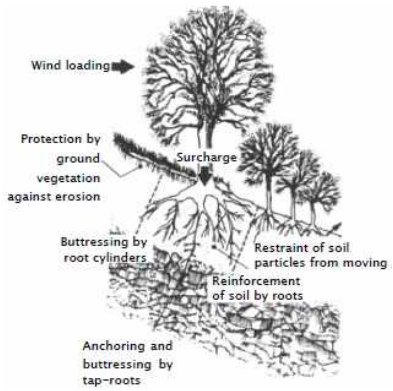


그림 2.380 나무뿌리의 영향

표 2.112 토양별 나무뿌리 강도와 상재하중

Land use types	나무뿌리강도 (kN/m^2)	상재하중 (kN/m^2)
Agricultural land	1	0
Afforested land	8	0.7
Villages and built-up area	0	4.7
Shrubs and bare hills	1	0

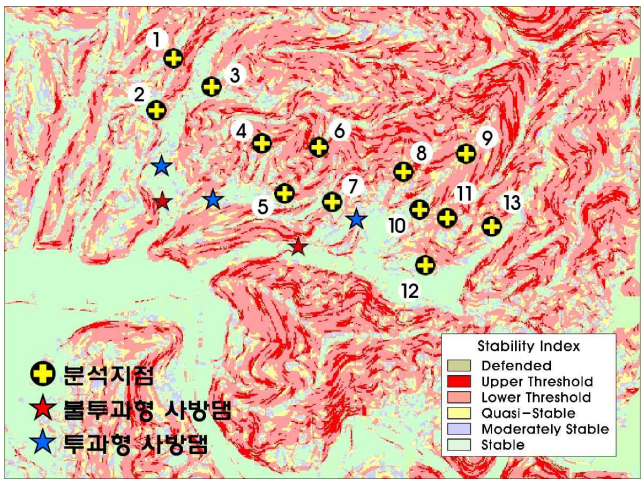


그림 2.381 강원도지역에서의 토석류 위험도 분석

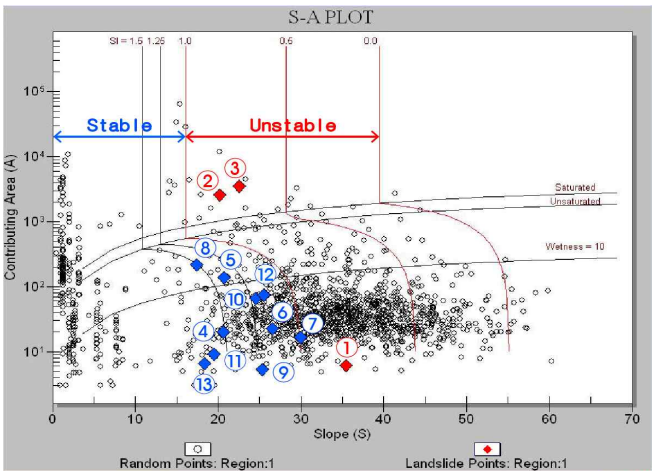


그림 2.382 강원도 지역에서의 S-A 그래프

그림 2.381과 그림 2.382는 공개프로그램인 SINMAP을 활용하여 강원도지역에서의 토석류 위험도 분석을 수행하였다. 기존 프로그램상에서 사용자가 원하는 위치에서의 안전율을 확인할 수 없어서 프로그램을 일부 수정하여 활용하였다. 그림 2.381에서 사용자가 관심의 대상으로 지정한 지점에서의 안전율을 그림 2.382에서와 같이 확인할 수가 있다.

본 연구에서는 광역지역에서의 토석류 위험도 평가를 위하여 기존에 알려져 있는 SINMAP 프로그램을 이용하였다. 무한사면의 안전율 평가 방법에서 여러 설계인자를 고려하도록 되어 있으나 국내에 적합한 설계인자 및 어느 인자가 주요 영향을 미치는가에 대한 연구 결과가 없어서 이에 대한 분석을 수행하였다.

분석 결과 나무뿌리의 강도와 R/T비가 무한사면 해석에 미치는 영향은 거의 없는 것으로 나타났으나, 흙의 전단강도 및 토심은 매우 민감한 것으로 나타났다. 이에 따라 무한사면 해석방법을 활용하여 토석류 위험도를 분석할 경우에는 흙의 전단강도와 토심의 선정에 대하여 매우 신중할 필요가 있다.

바. 토석류 대책공법 설계

(1) 토석류 조사

토석류 대책공법 설계를 실시하기 위한 자료를 조사, 분석한다.

(가) 기초 자료 조사

① 자료 수집

상세조사 전 토석류 발생 예상 유역의 기초 자료를 수집함

② 현장 답사

수집된 자료와 현장 상황의 일치여부 및 토석류 이력 등 확인

(나) 현장 조사

① 조사 방법

㉮ 조사경로

도로와 인접한 계곡입구부터 계곡을 따라 순차적으로 조사

㉯ 계곡 경로 조사

결정된 조사경로를 따라 일정한 간격으로 조사

㉰ 조사 내용

계곡 형태, 계곡 곡률, 계곡 옆사면의 침식높이 및 파괴 유무 등을 조사

㉱ 현장 및 실내 시험

지반 상태 파악을 위한 현장조사, 토질 및 기반암의 특성 파악을 위한 실내시험 등

(다) 조사 자료 분석 및 유출토석 규모

발생토석량 + 이동토석량

: 발생토석량 = 유역내 토석류 시작 가능 지점의 면적 × 토층두께

: 이동토석량 = 계곡부에서 침식된 토석량에서 운반중 계곡부에 퇴적되는 토석량을 제외하여 이동된 토석량

(2) 토석류 방호 대책공법 설계

조사된 자료를 바탕으로 토석류 방호 대책공법을 설계한다.

(가) 토석류 대책공법 선정

① 일반사항

㉮ 유역과 계곡의 상황 및 토석류 발생 여건 등을 감안하여 대책공법 선정

㉯ 토석류 파쇄시설 - 토석류 사방댐 - 토석류 퇴적지 - 배수시설 보호공(상류부터)

② 대책공법 기능

㉮ 파쇄시설 : 토석류 선단부 에너지 감소

㉯ 사방댐 : 토석류의 부분 퇴적

㉰ 차단시설 : 토석류의 부분 차단

③ 대책공법 선정에 따른 고려 항목

㉮ 토석류 대책 목표 : 토석류의 파쇄, 방어, 퇴적, 우회 등의 공법적용 목표

㉯ 유출지점과 도로의 상대적인 고도차 : 직접적 도로피해, 퇴적공간 여부 판단

㉰ 토석류 규모 : 대책구조물의 규모, 설치위치, 구조형식 등의 결정

㉱ 토석류 퇴적공간의 유무 : 퇴적을 통한 토석류 방어공법 적용성 판단

㉲ 시공 용이성 : 장비 접근성과 재료 수급 용이성을 판단하여 구조물 재료 선정

④ 토석류 피해 억제 방안

㉮ 토석류를 방어구조물로 차단 또는 측면에 퇴적

㈏ 토석류 대책시설의 종류, 규모, 수량 결정

㈐ 토석류 차단, 퇴적 시설의 수 $= \frac{\text{토석류 발생 규모}}{\text{차단시설의 차단량}}$

⑤ 토석류 차단량의 산정

㉮ 단면에서 퇴적 면적과 계곡의 평균폭을 곱하여 산정

㉯ 퇴적 여유 공간을 확보하지 못한 경우의 토석류 차단 가능량 산정

- 사방댐 : 배면 상부까지 토석이 퇴적된 것으로 가정함
- 부분 투과형 : 평상시 하부기초 배면에 토사가 퇴적된 것으로 가정하고, 토석류 발생시 투과부 상부까지 퇴적되는 것으로 가정
- 투과형 : 평상시 퇴적이 없고, 토석류 발생시 일시에 퇴적토가 쌓이는 것을 가정

(나) 대책공법의 구조물설계

① 설계일반사항

㉮ 공법의 기능과 유역 및 계곡 상황, 설치의 용이성을 고려하여 토석류 사방댐, 투과형 사방댐, 토석류 퇴적지, 배수시설 보호공 등으로 결정

㉯ 토석류 사방댐 적용 형식 선정은 재료수급, 시공장비 운영 및 제반 설치 여건을 고려하여 결정

㈐ 투과형 사방댐은 형식이 매우 다양하며 설치위치의 상황을 판단하여 결정

② 구조물 설계 조건

㉮ 구조형식과 규격 결정

- 설계 토석량에 의한 충격을 견딜 수 있어야 함
- 구조물의 측면, 하부의 세굴이 발생하지 않아야 함
- 평소의 홍수유량은 쉽게 통과할 수 있어야 함
- 유지관리를 위한 작업이 용이하여야 함

㉯ 사방댐 설계시 검토사항

- 단일 구조물이 퇴적 또는 방어할 수 있는 토석량
- 방어구조물의 설치위치, 구조형식과 규격
- 토석의 충격력에 대한 내적 및 외적 구조 안정성 확보
- 월류에 의한 측면 및 하부 세굴 방지 방안

- 홍수유량 또는 토석류 발생시 배수 구조 형식
- 퇴적토의 제거방법

③ 사방댐의 설계(중력식 사방댐)

㉮ 사방댐의 구조

본체, 월류부, 날개벽, 기초 및 전정 보호부

㉯ 사방댐의 안정성

외력의 결정, 하중의 작용 방법, 안정성 검토