

3cm

16CTAP
-
C098109
-
02

4cm

붕괴사고를 원천 차단하기 위해 실험연구 최종보고서
토압경감과 투수성 증대를 통해 폭우기와 해빙기에
2017 국토교통과학기술진흥원
국토교통부

Infrastructure R&D Report

보안 과제(), 일반 과제(○) / 공개(○), 비공개()

국토교통기술촉진연구사업 제2차 연도 최종보고서

3cm

0.5cm

R&D /
16CTAP-C098109-02

토압경감과 투수성 증대를 통해 폭우기와 해빙기에 붕괴사고를 원천 차단하는 옹벽 실험연구 최종보고서

2017 . 12 . .

주관연구기관 /한국건설기술연구원
공동연구기관 / (주) 한맥 기술

국 토 교 통 부
국토교통과학기술진흥원

3cm

16CTAP
-
C098109
-
02

4cm

붕괴사고를 원천 차단하는
토압경감과 투수성 증대를 통해
폭우기와 해빙기에
2017
국토교통과학기술진흥원
국토교통부

Infrastructure R&D Report

보안 과제(), 일반 과제(○) / 공개(○), 비공개()

국토교통기술촉진연구사업 제2차 연도 최종보고서

3cm

0.5cm

R&D /
16CTAP-C098109-02

토압경감과 투수성 증대를 통해 폭우기와 해빙기에 붕괴사고를 원천 차단하는 옹벽 실험연구 최종보고서

2017 . 12 . .

주관연구기관 / 한국건설기술연구원
공동연구기관 / (주) 한맥 기술

국 토 교 통 부
국토교통과학기술진흥원

제 출 문

국토교통부장관 귀하

‘토압 경감과 투수성 증대를 통해 폭우기와 해빙기에 붕괴 사고를 원천 차단하는
옹벽 실험 연구’(연구개발 기간 : 2015. 11. ~ 2017. 11.) 과제의 최종보고서 10부
를 제출합니다.

2017 . 12

주관연구기관명 : 한국건설기술연구원 정준화

공동연구기관명 : (주)한맥 기술 (대표자)

참여기관명 : (대표자) (인)



주관연구기관책임자: 김 영 진

공동연구기관책임자: 허 승 범

참여기관책임자:

국토교통부소관 연구개발사업 운영규정 제38조에 따라 최종보고서 열람에
동의합니다.

보고서 요약서

과제 고유 번호	16CTAP-C09810 9-02	해당 단계 연구 기간	2015.11. 25 . ~ 2017.11. 24 .	단계구분	2/2 (해당단계)/(총단계)
연구사업명	중사업명	국토교통기술촉진연구사업			
	세부사업명	기초원천			
연구과제명	대과제명	토압경감과 투수성 증대를 통해 폭우기와 해빙기에 붕괴 사고를 원천 차단하는 옹벽 실험 연구			
	세부과제명	PE골재를 뒷채움재로 사용한 모형 옹벽의 거동 특성 규명			
연구책임자	김 영 진	해당단계 참여 연구원 수	총:12 명 내부:10 명 외부:2 명	해당단계 연구개발비	정부:200,000천원 기업: 70,000천원 정부 외: 천원 계:270,000천원
		총 연구기간 참여 연구원 수	총: 24명 내부: 20명 외부: 4 명	총 연구개발비	정부:364,000천원 기업:130,000천원 정부 외: 천 계: 49,000 천원
연구기관명 및 소속 부서명	한국건설기술연구원 지반연구소			참여기업명	
국제공동연구	상대국명:			상대국 연구기관명:	
위탁연구	연구기관명:중앙대학교/ 인하대학교			연구책임자:한중근/ 윤여원	
요약 -농촌에서 발생하는 폐비닐로 골재를 만들어 모형옹벽 뒷채움재로 활용하기 위한 연구 수행. -그 결과 PE골재는 투수계수가 크고 열전도율이 작았음. -또한 흙에 섞을 경우 내부마찰각이 증대하였음. -마모율이 작고, 환경적 장애 요인이 없었음. - 모형 옹벽 뒷채움재로 PE 골재를 사용한 결과 강우 시에 배수가 잘 되어 토압이 35% 감소하였고, 겨울철 동결토압은 65% 이상 감소하였음.- PE골재 혼합 뒷채움재를 실제 옹벽에 사용하기 위한 설계 시공 가이드라인을 작성하였음				보고서 면수	

국문 요약문

연구의 목적 및 내용	<목적> 농촌 발생 폐비닐로 만든 골재(PE골재)를 옹벽 뒷채움재로 활용하여 강우기 및 겨울철에 옹벽의 안정성을 향상시키고자 함 <내용> · PE골재에 대한 용출시험, 열전도시험 실시 · PE골재 혼합토에 대한 다짐시험, LA 마모시험, 대형전단시험 실시 · PE골재를 모형 옹벽 뒷채움재로 활용하였을 경우 평상 시 토압 변화, 강우 시 토압 변화, 겨울철 지반동결 시 토압 변화 실험 실시 · PE골재를 실제 옹벽 뒷채움재로 활용하기 위한 설계 · 시공 가이드 라인 작성 · 동결융해를 받은 흙의 전단특성, 투수특성 시험 구명				
연구개발성과	· PE골재 혼합에 따른 투수계수 증대, 열전도율 감소, 내부마찰각 증대 효과 확인 · PE골재를 뒷채움재로 사용한 모형 옹벽의 평상 토압 감소, 강우 시 토압 감소, 지반 동결 시 토압 감소 효과 구명 · PE골재를 옹벽에 사용하기 위한 설계 시공 가이드 라인 작성				
연구개발성과의 활용계획 (기대효과)	< 활용계획> PE골재를 실제 옹벽에 활용하기 위한 대형 현장 연구 과제 추진 <기대 효과> · 농촌 폐비닐의 재활용을 통한 폐기물 처리 및 골재난에 대처 · PE골재를 옹벽 뒷채움재로 활용하여 옹벽의 안정성 증대(시설물 재해 방지)				
핵심어 (5개 이내)	PE골재	모형 옹벽	내부 마찰각	토압 감소	열전도율

SUMMARY

Purpose & Contents	<Purpose> Use aggregates (PE aggregates) made of PE wastes from rural areas as backfill material for retaining wall to improve the stability of retaining wall in the rainy season and winter <Contents > · Carry out leaching test and thermal conduction test on PE aggregates · Carry out compaction test, LA abrasion test and large-scale shear test for PE aggregate mixed soil · Carry out the test of earth pressure change in normal condition, in case of rainfall and in case of frozen ground in winter when PE aggregates are used as backfill material for model retaining wall · Prepare design and construction guideline to use PE aggregates as backfill material for an actual retaining wall · Test and investigate the shear strength and permeability characteristics of soil influenced by freezing and thawing				
Results	· Check the effect to increase permeability coefficient, decrease thermal conductivity, and increase the internal friction angle by mixing PE aggregates · Determine the effect to decrease earth pressure of model retaining wall where PE aggregates are used as backfill material in normal time, in case of rainfall and in case of frozen ground · Prepare design and construction guideline to use PE aggregates for a retaining wall				
Expected Contribution	< Utilization plan > Promote a large-scale field study project in order to use PE aggregates for an actual retaining wall <Expected effects> · Respond to the waste disposal and aggregates shortage through recycling of PE wastes from rural areas · Use PE aggregates as backfill material for retaining wall to improve the stability of retaining wall (prevention of disasters for facilities)				
Keywords	PE aggregates	model retaining wall	internal friction angle	earth pressure decrease	thermal conductivity

Contents

1. Outline of research project	1
2. Current status of technological development	8
3. Research performance and achievements	9
4. Achievement of goal and contribution to relevant field	122
5. Utilization of research achievements	123
6. Overseas science information during study process	123
7. Securing research performance	123
8. Research facility equipment status	124
9. Safety measures of the laboratory according to the performance of the research project	124
10. Representative research achievements of projects	124
11. Others	124
12. Reference	125
 * Appendix (Guideline of design and construction of retaining wall using PE aggregate for backfill materials)	126

〈 목 차 〉

1. 연구개발과제의 개요	1
2. 국내외 기술 개발 현황	8
3. 연구 수행 내용 및 성과	9
4. 목표 달성도 및 관련 분야 기여도	122
5. 연구개발성과의 활용 계획	123
6. 연구 과정에서 수집한 해외 과학기술 정보	123
7. 연구개발성과의 보안등급	123
8. 국가과학기술종합정보시스템에 등록한 연구시설·장비 현황	124
9. 연구개발과제 수행에 따른 연구실 등의 안전 조치 이행 실적	124
10. 연구개발과제의 대표적 연구 실적	124
11. 기타 사항	124
12. 참고 문헌	125
 * 부록 (PE골재를 사용한 옹벽 설계 및 시공 가이드라인)	126

제1장 연구개발과제의 개요

제1절 연구개발 목적

우리 나라에서는 여름철 강우나 겨울철 지반의 동결 및 해빙기 융해에 의해 일반 옹벽이나 보강토옹벽, 축대 등 흙막이 구조물이 붕괴되는 재해가 자주 발생한다. 이로 인해 막대한 시설물 복구비가 지출되거나 심지어는 인명 피해를 일으키는 경우도 있다.

본 연구에서는 농촌비닐하우스에서 발생하는 폐비닐로 크기 19mm 되는 골재(PE골재)를 만들었다. PE골재는 가볍고 단단하고 투수성이 좋으며 열전도율이 낮고 환경오염의 염려가 없는 새로운 개념의 건설재료였다. 따라서 이를 모형 옹벽 뒷채움재로 사용하여 강우 시 및 동결 시 토압을 크게 감소시켜 옹벽이나 축대 등 흙막이 구조물이 붕괴되는 것을 줄이고자 하였다.

제 2절 연구개발의 필요성

1. 연구개발 개요

이상 기후로 국내외적으로 일반옹벽, 보강토옹벽의 붕괴사고가 증가하고 있는데 이에 대처하기 위해 본 연구에서는 가볍고, 내부마찰각이 크며, 단열효과도 좋은 PE골재를 흙막이 구조물의 뒷채움재로 활용하여 강우기와 해빙기에 붕괴사고를 줄임으로써 자연재해를 방지하는 새로운 개념의 흙막이 구조물 안정적 축조 기술에 대하여 실내 실험을 통해 구명(究明)하고자 하였다.

2.. 연구개발의 중요성

가. 연구개발의 과학기술, 사회경제적 중요성

<기술적 측면>

최근 여름철에 집중호우가 자주 내리고, 겨울철에 한파가 빈번하게 발생하면서 도심지 아파트단지나 주택가, 학교, 관청 또는 도로 · 철도 주변에 축조된 일반옹벽이나 보강토옹벽, 축대 등 흙막이구조물(earth retaining structures)이 붕괴되어 차량이 파손되거나 심지어 인명 피해를 보는 재해가 늘어나고 있다. 이럴 경우 흙막

이 구조물 보수공사를 위해 국가나 지방자치단체의 예산을 집행해야 하는 문제가 있다.

국내에서는 일반옹벽, 축대, 보강토옹벽 등 흙막이구조물의 뒷채움재로서 현지 발생토(주로 전 국토의 70% 정도를 차지하는 화강풍화토)를 주로 사용하고 있다.

화강풍화토는 흙막이구조물 공사 시의 다짐작업이나 강우기에 반복되는 우수의 침투 및 배수현상에 의해 입자가 쉽게 부서지고, 투수계수와 전단저항각이 급격히 감소한다. 따라서 강우기에는 뒷채움흙의 배수능력 부족에 의한 수압의 추가 작용 및 전단저항력의 감소로 흙막이구조물이 잘 붕괴된다.

겨울철에 화강풍화토는 동상(frost heaving)이 잘 발생하고, 평상시의 수평토압과는 비교할 수 없을 만큼 큰 동결토압(freezing pressure)이 추가로 작용하여 역시 흙막이구조물이 쉽게 파손된다. 동결토압은 지반조건에 따라서 최대 50tonf/m²까지 전면판에 작용하는 것으로 알려져 있다.(1)

우리 나라 충청도 이북의 한랭지에서는 초겨울부터 해빙기까지 뒷채움 흙에 동결 팽창과 융해침하(thawing settlement) 현상이 반복해서 일어나는데 이 과정에서 뒷채움 흙의 입자배열이 바뀌어 지지력이나 전단저항각이 1/2 이상 줄어들기도 한다. 결국 이러한 동상, 동결팽창, 융해침하현상의 반복으로 해빙기에도 도심지 아파트단지, 주택가, 관공서, 학교, 공사현장 및 도로 · 철도 주변에 건설된 옹벽 등 흙막이 구조물이 파손되는 사고가 자주 발생한다.

특히 최근 들어 이상 기후로 겨울철 및 해빙기에 옹벽의 붕괴사고가 자주 발생하고 있다.(그림1.1 참조) 국내 보강토옹벽도 강우기나 해빙기에 파손된 곳이 전국적으로 20 군데 이상이며, 매년 붕괴 사고가 증가하고 있다.



그림1.1 광주광역시 남구 봉선동아파트 일반옹벽 붕괴사고 모습 (2015. 2. 5)

일본이나 유럽 등 선진국에서도 강우기나 겨울철 및 해빙기에 흙막이구조물이 뒷채움흙의 배수불량이나 동결토압(동결팽창압)에 의해 붕괴되는 사고가 종종 발생한다. 따라서 선진국에서는 뒷채움흙에 발생하는 동결팽창이나 융해 침하 메커니즘의 구명(究明)과 감소대책 관련 연구를 다수 수행하고 있다.



그림1.2 뒷채움흙의 동결토압에 의해 붕괴된 일반 옹벽(일본 나가노)

본 연구에서는 여름철 강우기에 배수가 잘 되고, 겨울철 및 해빙기에는 일반 흙에 비해 동상이나 동결토압(동결팽창압)을 감소시키는 흙막이구조물용 뒷채움재의 개발과 그 재료를 이용한 흙막이구조물의 새로운 설계·시공법을 제시하고자 한다.

즉, 흙막이구조물 뒷채움재로서 농촌 비닐하우스에서 발생하는 폐비닐로 만든 골재(PE골재; polyethylene aggregate:그림 1.3 참조)를 활용하고자 한다.

PE골재에 대한 시험 결과 표1.1에서 보는 바와 같이 흙 보다 내부마찰각이 커서 흙막이구조물의 뒷채움재로 사용할 경우 토압이 감소될 것으로 판단된다. 또한 PE골재는 일반 흙에 비해 단열효과도 커서(열전도율이 작아서) 겨울철 흙막이구조물 뒷채움재에 발생하는 동결깊이(frost penetration depth), 동결토압, 융해침하량을 크게 감소시키고, 결국 붕괴사고도 대폭 줄일 수 있을 것으로 예상된다.



그림 1.3 본 연구에 사용한 PE골재의 모습

표 1.1 PE골재에 자체에 대한 기본 성질 시험 결과

항목	PE골재	흙 및 자갈 시료
단위체적중량(ton/m^3)	1.13	1.8~2.2
전단저항각(내부마찰각)($^\circ$)	42	화강토 28~30, 모래 34~38
열전도율($\text{Kcal/m h } ^\circ\text{C}$)	0.092	모래 1.7, 화강토 1.4

예로서 옹벽의 높이를 3m로 가정하여 PE골재(100%)와 모래, 화강토를 뒷채움재로 사용했을 때 각각 흙막이구조물에 작용하는 주동토압을 계산해 보면 다음과 같다.(모래 및 화강토의 단위체적중량(r_s) 1.8 ton/m^3 , PE골재의 단위체적중량(r_p) 1.13 ton/m^3 적용 시)

①모래 사용 시

$$- \text{주동토압계수}(K_A) = \tan^2(45^\circ - \Phi/2) = \tan^2(45^\circ - 38^\circ/2) = 0.238$$

$$\therefore \text{주동토압}(P_A) = 1/2 r_s K_A H^2 = 1/2 \times 1.8 \times 0.238 \times 3^2 = \underline{\underline{1.928 \text{ ton/m}}}$$

②화강토 사용 시

$$- \text{주동토압계수}(K_A) = \tan^2(45^\circ - \Phi/2) = \tan^2(45^\circ - 30^\circ/2) = 0.577$$

$$\therefore \text{주동토압}(P_A) = 1/2 \gamma_s K_A H^2 = 1/2 \times 1.8 \times 0.577 \times 3^2 = \underline{4.674 \text{ ton/m}}$$

③PE골재 사용 시

$$- \text{주동토압계수}(K_A) = \tan^2(45^\circ - \Phi/2) = \tan^2(45^\circ - 42^\circ/2) = 0.198$$

$$\therefore \text{주동토압}(P_A) = 1/2 \gamma_p K_A H^2 = 1/2 \times 1.13 \times 0.198 \times 3^2 = \underline{1.006 \text{ ton/m}}$$

위의 예에서 보는 바와 같이 단순 계산상으로도 PE골재를 흙막이구조물의 뒷채움재로 사용할 경우 수평토압이 크게 줄어드는 것을 알 수 있다. 게다가 PE골재는 단열효과가 모래나 화강토 보다 우수하여(열전도율이 작아) 뒷채움재로 사용할 경우 겨울철 동결토압과 동결융해 침하량 역시 크게 감소할 것으로 판단된다.

<경제 · 산업적 측면>

도로 · 철도변 옹벽 및 축대가 붕괴될 경우 교통소통에 지장을 주고, 이로 인해 산업용 물자의 수송에 영향을 미치므로 경제, 산업활동이 위축된다. 따라서 폭우 시 또는 해빙기 흙막이구조물의 붕괴방지기술을 개발하는 것은 경제 · 산업적으로도 매우 중요하다.

한편, 2011년 말 현재 국내 농촌 비닐하우스에서 발생하는 폐비닐의 양은 33만 톤이고, 재활용량은 24만 톤으로서 재활용율이 73%에 불과한 실정이다(2012년 한국환경공단 통계). 폐비닐을 재활용하지 못하고 산이나 들에 방치할 경우 자연경관을 해치고, 야적장에 쌓아 놓을 경우 종종 화재가 발생하여 제 2의 환경오염을 일으키기도 하므로 재활용율을 높이기 위한 연구가 필요하다.

한국환경공단 안성처리사업소에서는 농촌에서 발생하는 폐비닐을 수거하여 절단, 다발로 만든 후 대량 구입 시는 무료로, 소량 구입 시는 1톤당 5원에 공급하고 있으므로(그림1.4 참조) 폐비닐로 골재를 만들어 흙막이구조물용 뒷채움재로 활용할 경우 양질의 모래를 구입하여 사용하는 것 보다 경제적으로도 유리하다.

환경공단 폐비닐 공급소는 안산, 청주, 정읍, 예산, 김해, 김제, 부산 등 전국에 위치하고 있고, 폐비닐 재활용업체가 전국 각지에 수 없이 많이 분포하고 있으므로 재료 공급에도 어려움이 없다.

한편 PE골재를 뒷채움재로 사용하여 옹벽 등 흙막이 구조물의 강우기 및 해빙기

붕괴사고를 원천적으로 차단할 경우 정부나 지자체의 구조물 복구예산을 절감할 수 있으며, 산업폐기물을 처리하는 효과도 있어 경제 · 산업적으로도 유리하다.

	
한국환경공단 안성중간처리사업소	절단 후 1m*1m*30cm 크기로 만든 폐비닐 다발 (안성)
	
흙 묻은 폐비닐의 절단파쇄 장치(안성)	폐비닐 습식 처리공정(정읍)
	
용융된 후 가래떡 모양으로 뿔어나오는 가닥들을 2mm 크기의 pellet으로 자르는 cutting기(정읍)	생산된 pellet을 물에 순환시키며 식히는 공정(정읍)

그림 1.4 한국환경공단 안성 및 정읍 중간처리사업소(한국자원순환주식회사)의 폐비닐 처리 방법

제 3절 연구개발 범위

농촌 비닐하우스에서 발생하는 폐비닐로 골재(PE 골재)를 만들어 이에 대한 기본

특성으로서 중금속 배출 여부를 알아 보는 용출시험, 단단한 정도를 알아보는 LA 마모시험, 열전도율을 측정하는 열전도시험을 하였으며, 흙과 혼합하였을 때의 전단 특성을 파악하는 대형전단시험, 투수계수 변화를 측정하는 시험을 하였다.

또한 PE 골재를 실내 모형 옹벽의 뒷채움재로 사용한 후 배치 형태별 강우 시 토압변화 시험, 동결 시 동결 토압 변화 시험, 융해시 침하시험을 실시하였다.

아울러 PE 골재를 실제 옹벽의 뒷채움재로 사용하는데 도움을 주기 위해 PE골재를 사용한 옹벽의 설계 시공 가이드 라인을 작성하는 한편 간이 경제성 분석을 실시하였다.

제 2 장 국내외 기술 개발 현황

제 1절 국내 기술개발 현황

국내에서 경량 용벽에 대한 연구로서 한국건설기술연구원의 김영진은 1994년 한국자원재생공사의 지원을 받아 자동차 페타이어를 3cm 정도의 크기로 잘라 흙과 혼합한 뒤에 용벽 뒷채움재로 사용하기 위한 현장 시험을 한 적이 있으며, 한국건설기술연구원의 조삼덕은 EPS를 용벽 경량재로 사용하기 위한 연구를 수행한 바 있다. 또한 조삼덕은 석탄재를 용벽이나 도로 보강재로 이용하려는 연구를 수행한 바 있다. 한편 인하대학교의 윤여원은 페타이어를 길게 밧줄처럼 잘라 용벽의 보강재로 사용하는 연구를 수행한 바 있다. 그 밖에 국내에서는 다양한 형태의 보강토 용벽을 개발하거나 연구한 경험에 있다.

제 2절 외국 기술개발 현황

외국에서는 주로 일본에서 경량 성토에 대한 연구가 활발하게 이루어지고 있다. 일본에서는 EPS를 용벽 교대 등에 이용하는 기술이 1980년대 중반에 활발하게 연구되었고 현장에도 적용되었다. 또한 발포 모르타르, 발포 우레탄을 경량재로 이용하려는 연구가 있었다. 또한 화산재, 수쇄 슬래그를 비롯하여 폐유리를 경량성토재로 이용하려는 연구도 있었다.

최근에는 일본 태평양 시멘트(주)에서 팽창성 혈암을 1150 °C에서 가공하여 단위 체적중량이 1.1 tf/m³ 되는 karustone을 제조한 후 이를 지진 뒤의 안벽 구조물, 용벽 뒷채움재, 매설관 뒷채움재에 이용하는 연구를 수행하고 있으며 적용 실적도 다수 있다.⁽⁴⁾

미국에서는 메인 대학 Humphrey 교수가 1980년대 후반 페타이어를 잘게 잘라 도로 동상방지재로서 적용하는 실험을 한 바 있고, 퍼듀대학에서는 최근까지도 페타이어 조각을 적절한 비율로 흙에 섞어 연약지반에 축조되는 제방과 같은 구조물의 경량 성토재로 이용하려는 연구를 수행한 적이 있다.

제 3 장 연구수행 내용 및 성과

제 1절 옹벽 및 보강토 옹벽의 피해 사례

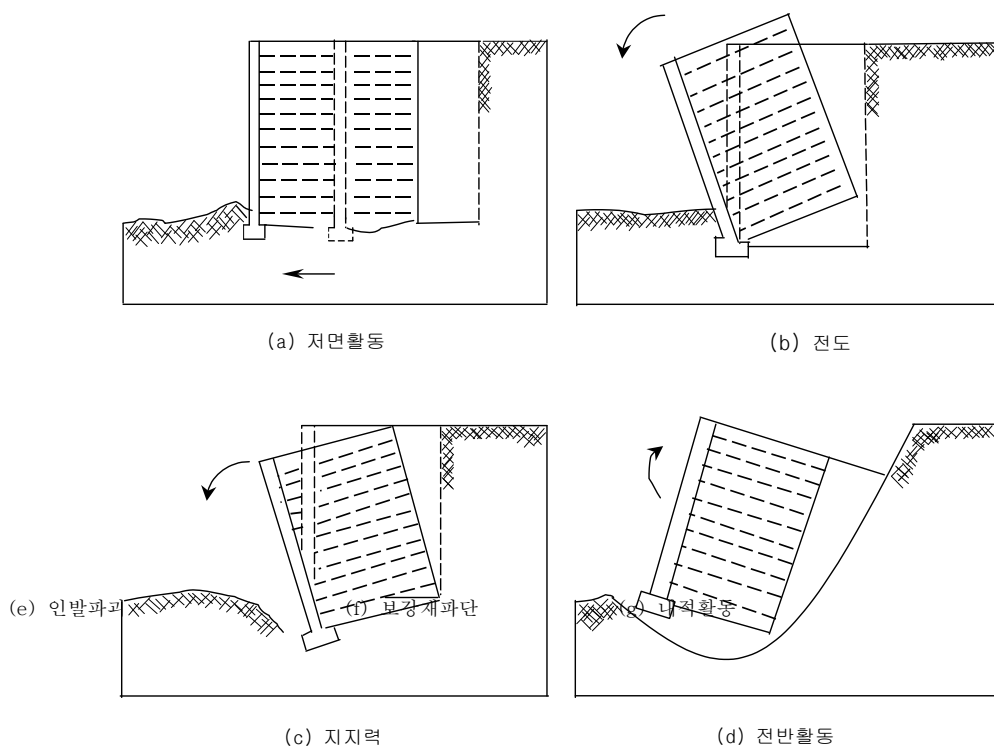
1. 국내 보강토옹벽의 설계, 시공 및 유지관리 문제점

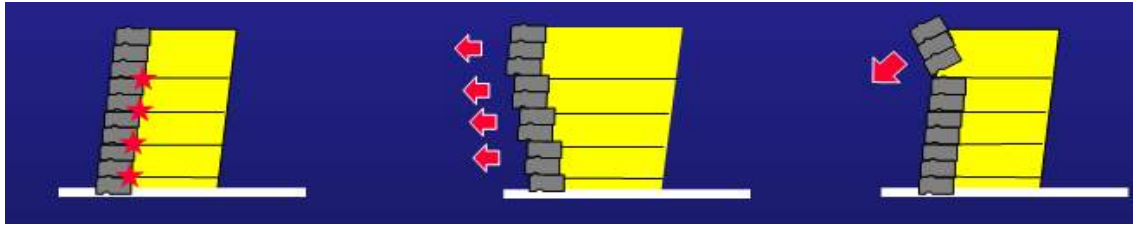
보강토옹벽은 성토흙 사이에 강재(steel)나 토목섬유(geosynthetics) 등의 보강재를 설치하여 성토체의 안정성을 증가시킴으로써 수직벽체를 형성한 구조물로 정의된다. 보강토옹벽의 시초는 1963년 프랑스의 H. Vidal이 개발한 Terre Armee 공법에서 시작된다. 이 공법은 성토된 흙 속에 띠 모양의 아연도강판을 포설하고 이 아연도강판을 패널 형태의 벽면재에 연결하여 수직한 성토체를 형성하는 공법이다.

국내에서는 1980년에 이러한 아연도 강판을 보강재로 사용한 패널식 보강토옹벽이 최초로 적용되었으나, 아연도금 기술부족과 뒤채움흙 선정 및 시공관리 등의 문제가 발견되어 국내에서 활성화되지 못하였으며, 그 후 1986년에 아연도 강판의 문제를 해결할 수 있는 띠형 토목섬유 보강재가 도입되면서 보강토옹벽의 사용량이 증가하기 시작하였다. 국내에서 보강토옹벽이 본격적으로 활성화되기 시작한 것은 1994년에 고강도 지오그리드를 보강재로 사용하는 블록식 보강토옹벽이 도입되면서부터이며, 현재는 띠형 토목섬유 보강재를 사용하는 패널식 보강토옹벽과 지오그리드를 사용하는 블록식 보강토옹벽이 폭넓게 활용되고 있다.

이와 같이 보강토옹벽이 국내에 도입된 이래 30년 정도가 되었고, 기존 콘크리트 옹벽의 대체 구조물로서 자리매김을 하고 있으나, 아직까지도 국내 토목기술자들의 보강토옹벽에 대한 인식 및 기술수준이 높지 않아 여러 현장에서 크고 작은 문제가 나타나고 있는 실정이다. 특히 최근에는 보강토업체 간에 단가경쟁이 심해지면서 검증되지 않은 보강토기법 적용과 저가의 보강재 사용 등에 따른 문제도 나타나고 있다. 특히 정부발주 공사에서도 보강토옹벽의 피해사례가 지속적으로 발생하고 있어, 국토해양부에서는 현재 시공중이거나 발주된 보강토옹벽을 대상으로 대대적인 조사와 점검을 하고 있다. 본 절에서는 이와 같은 보강토옹벽의 국내환경에 대한 반성과 함께 향후 피해사례가 최소화될 수 있도록, 국내외에서 발생한 보강토옹벽의 피해사례를 통해 설계/시공시의 문제점을 검토해 보고자 한다.

국내외 보강토옹벽에 대한 설계/시공 경험을 통하여 살펴보면 보강토옹벽이 붕괴되거나 손상되는 주된 원인으로는 전반활동 검토 미비, 기초지반 지지력 부족, 뒤채움흙 다짐 불량, 배수시설 미비, 부적절한 뒤채움흙 및 배수재 사용, 전면벽체 시공 불량 등을 들 수 있다. 이러한 원인으로 인해 발생할 수 있는 보강토옹벽의 피해 형상으로는 저면활동, 전도, 침하, 전반활동 등의 외적 파괴 형상과 보강재 인발, 보강재 파단, 내적 활동 등의 내적 파괴 형상 및 연결부 파괴, 전면벽체 전단파괴, 상부벽체 탈락 등의 국부적인 파괴 형상 등을 들 수 있다. (그림 3.1.1 참조)





(h) 연결부파괴

(i) 전면벽체 전단파괴

(j) 상부벽체 탈락

그림 3.1.1 보강토옹벽의 파괴형상

2. 국내 피해 사례

가. 고속도로 OO구간 교대부근 보강토옹벽 (2004. 9)

○ 옹벽 개요 : 고속도로 건설을 위해 교대 부근에 고성토 블록식 보강토옹벽을 2단으로 축조 (최대높이 : 하단옹벽 15m, 상단옹벽 7m)

○ 붕괴 과정 :

- 시공기간 - 2003년 11월 ~ 2004년 8월
- 미소균열(2mm 정도) 발생 - 2004년 7월
- 집중호우 후 균열진전, 벽체 수평변위(4~6cm) 발생 - 부등침하
- 옹벽 붕괴 - 전반활동 형태 (옹벽 전면지반 융기 등)

○ 특기 사항 :

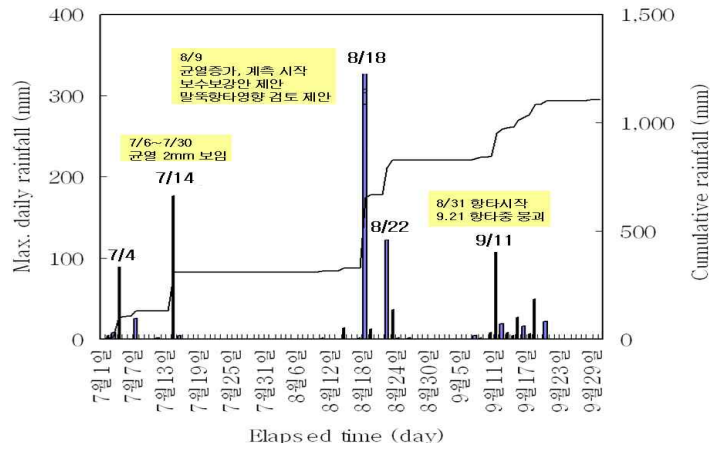
- 보강토옹벽 상부에 6m 높이의 성토층이 축조되고 그 위에서 말뚝 항타작업을 수행함.

- 옹벽 기초지반의 구성상태는 지표로부터 매립층, 붕적층, 풍화토층, 풍화암층으로 분포하며, 붕적층은 3~8.5m 두께의 점토 및 모래 섞인 자갈층으로서 투수성이 매우 높음.

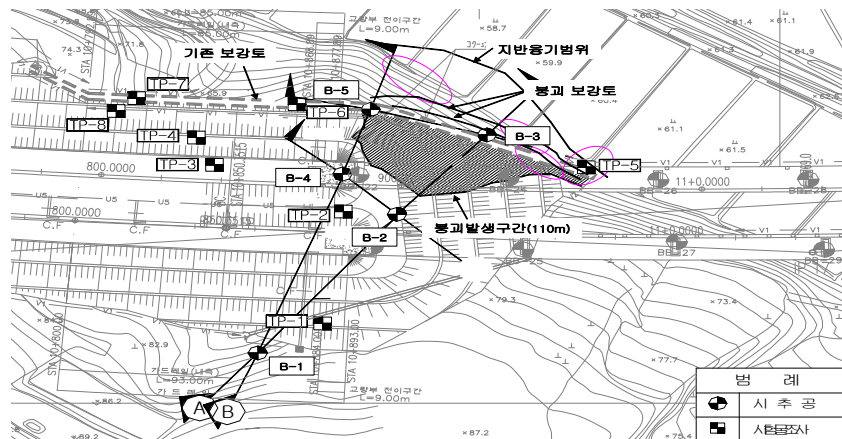
○ 붕괴 원인 :

- 설계 시 전반활동에 대한 안정성 검토 미흡
- 우기 시 산지 계곡부로부터 옹벽 하부 기초지반 내로 우수 침투 발생하여 기초지반의 지지력 및 전단강도 약화됨. 부등침하로 인한 벽체 균열 발생
- 보강토옹벽 상부에서의 항타에 의한 지반진동도 옹벽붕괴를 가속화한 것으로 추정됨.

○ 사후 처리 : 옹벽 하부의 기초지반을 Micro Pile공법, 압성토공법 등으로 보강한 후 보강토옹벽 재시공



(시공기간중 강우량)



나. 광주시 OO중학교 보강토옹벽 (1998. 7)

○ 옹벽 개요 : 학교 정문 좌측 담장을 위한 높이 6m, 길이 10여 m의 블록식 보강토옹벽

○ 붕괴 과정 :

· 준공 - 1997년 11월

· 보강토옹벽 배부름현상 발생 - 1998년 4월

· 안전진단 과업수행중 강우에 의해 옹벽 일부 붕괴 - 1998년 7월

○ 특기 사항 : - 공사중에 보강토옹벽 시공사 변경 및 보강재 종류 변경

- 세립분 많은 뒤채움 토사 사용

○ 붕괴 원인 : - 세립분 많은 뒤채움 토사 사용 및 다짐 불량

- 강우시 보강토체 내부로 우수의 침투에 따른 수압 증가

및 흙/보강재 마찰저항력 감소

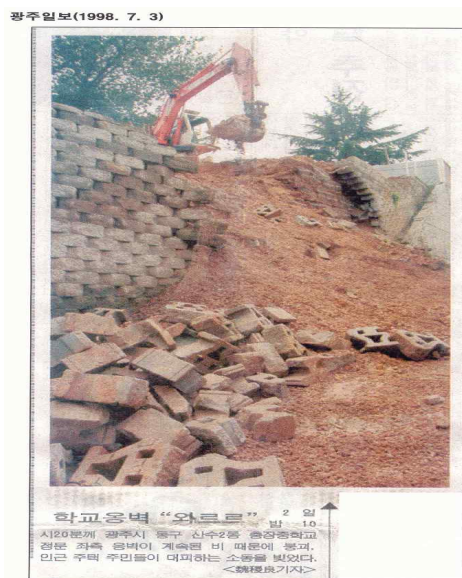


그림 3.1.3 광주시 OO중학교 보강토옹벽의 붕괴 모습

다. 경춘국도 OO휴게소 부근 보강토옹벽 (2003. 11)

○ 옹벽 개요 : 국도 오르막차선 확장공사를 위한 높이 5m 정도의 블록식 보강토옹벽

- 붕괴 과정 : 보강토옹벽이 전도되면서 붕괴
- 붕괴 원인 : 기초지반의 지지력 부족
- 사후 처리 : 기초지반에 콘크리트 타설하여 지반 보강 후 보강토옹벽 재시공



그림 3.1.4 경춘국도 OO휴게소 부근 보강토옹벽의 붕괴모습

라. 충남 OO공장 보강토옹벽 (2003. 7)

- 옹벽 개요 : 공장 부지조성공사 중 진입도로 개설을 위해 축조된 최고 높이 7.4m, 연장 약 150m의 블록식 보강토옹벽 (준공 - 2003년 6월)
- 특기 사항 :
 - 보강토옹벽 전면에서 10m 떨어진 위치에 저수지가 있으며, 4m 떨어진 위치에 용수로가 있음.
 - 세립분 많은 뒤채움 토사 사용
- 붕괴 원인 :
 - 부적절한 단면설계 ; 설계 시 상부 성토사면을 고려하지 않았으며, 전반활동에 대한 안정성 검토 미흡 (그림 3.1.5 참조)
 - 세립분 많은 뒤채움 토사 사용 (#200 통과율 36.8 %)
 - 집중강우 시 보강토체 내부로 우수의 침투
(5~6월 동안 500mm 강우, 최대강우강도 39mm/hr)

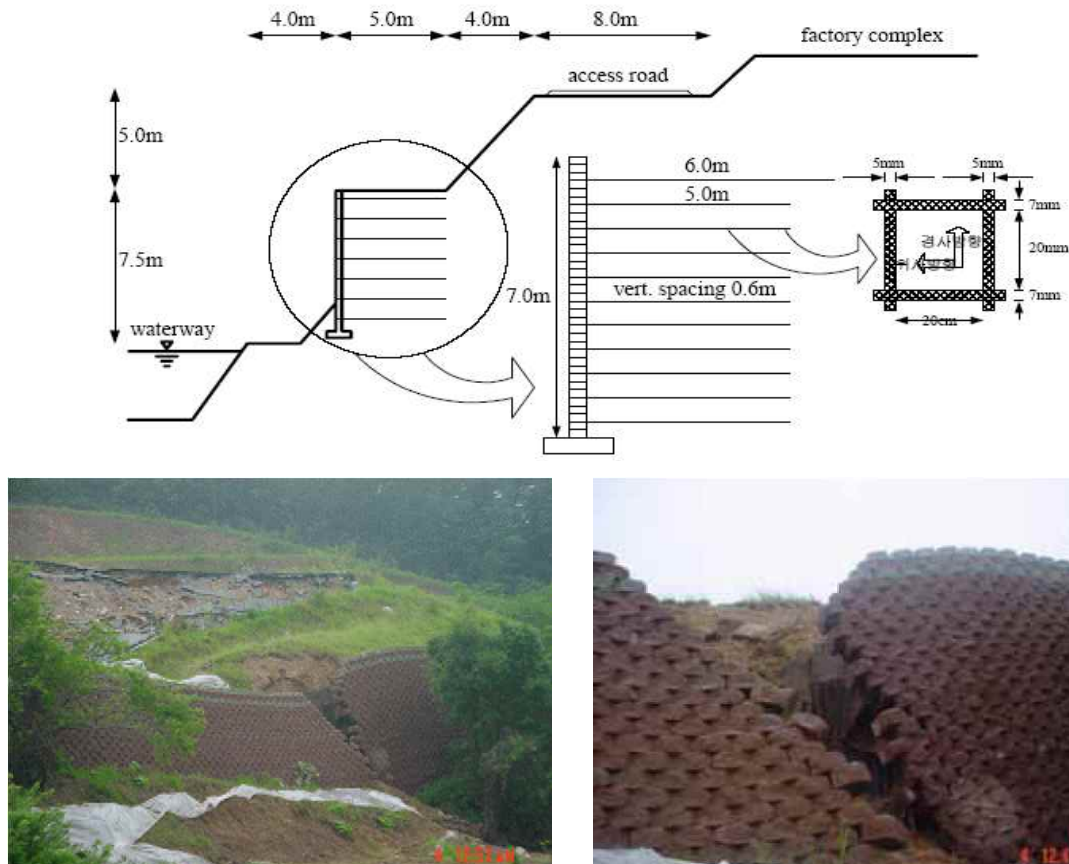


그림 3.1.5 충남 OO공장 보강토옹벽의 단면도 및 붕괴모습

마. 대둔산 부근 보강토옹벽

○ 옹벽 개요 : 조사자료 없음

○ 붕괴 원인 : 정확한 원인은 알 수 없으나, 사면상에 시공된 보강토옹벽을 포함하여 전체 사면활동파괴가 발생한 것으로 추정됨. 전반활동 파괴에 대한 검토 미흡

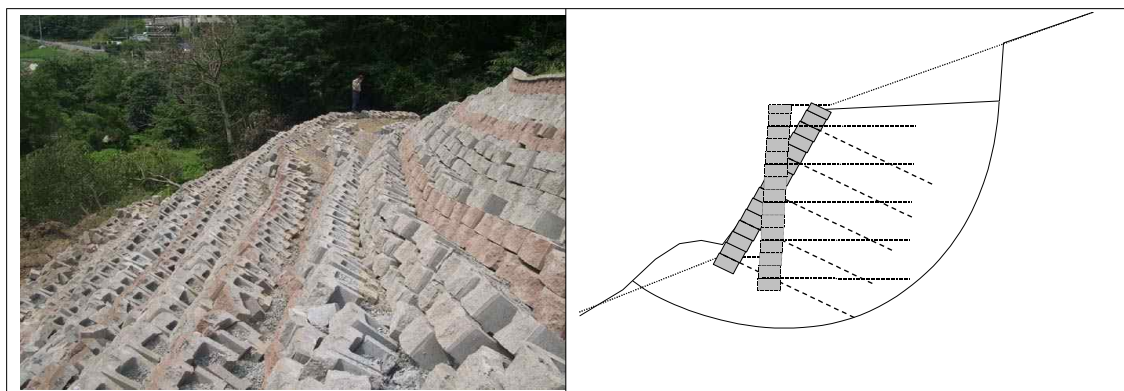


그림 3.1.6 대둔산 부근 보강토옹벽의 붕괴모습

바. 경기도 오산시 OO회사 부지내 보강토옹벽 (1996)

○ 옹벽 개요 : 공장 부지내 도로축조를 위해 공장을 둘러싸고 있는 산지를 절토하여 축조한 높이 4~9m, 길이 70m의 블록식 보강토옹벽

○ 붕괴 과정 : 보강토옹벽과 산지부 절토면의 경계면을 따른 전반활동으로 붕괴 (상부 경계부에 단차 발생, 옹벽 중앙부 돌출, 보강토옹벽의 전면에 시공된 도로 융기)

○ 붕괴 원인 :

- 보강토옹벽과 산지부 절토면의 경계면을 따른 전반활동 미검토
- 경계면을 따른 배수층 설계가 되어 있지 않아 강우 시 경계면을 따른 우수 침투로 경계면의 전단강도 감소

사. 국도 OO호선 도로선형개선공사 보강토옹벽 (2003)

○ 옹벽 개요 : 도로확장부 시공을 위한 경사면상에 축조된 블록식 보강토옹벽

○ 붕괴 내용 : 보강토옹벽의 전도

○ 특기 사항 : 경사지상의 보강토옹벽에 대한 사면안정검토 미 시행

○ 붕괴 원인 : 강우시 부적절한 주변도로 지표수 처리로 보강토옹벽에 과도한 지표수가 유입되어 세굴 및 전도발생



그림 3.1.7 국도 OO호선 보강토옹벽의 붕괴모습

3. 일본의 피해 사례

가. 일본 효고현 야부시 보강토옹벽 (2004. 10)

○ 옹벽 개요 : 두 계곡부 사이의 보강성토를 위해 축조된 최대 높이 23m의 패널식 보강토옹벽 (아연도강판 보강재 사용)

○ 붕괴 내용 :

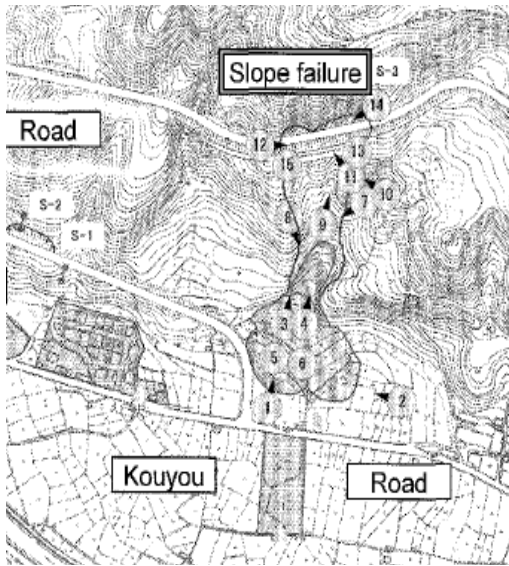
- 보강토옹벽의 배면 배수처리 미흡으로 인한 전반활동 파괴
- 붕괴규모는 폭 80m, 길이 150m, 높이 23m
- 붕괴구간은 크게 세 단면으로 천단부는 7%정도 경사져 있음

○ 특기 사항 :

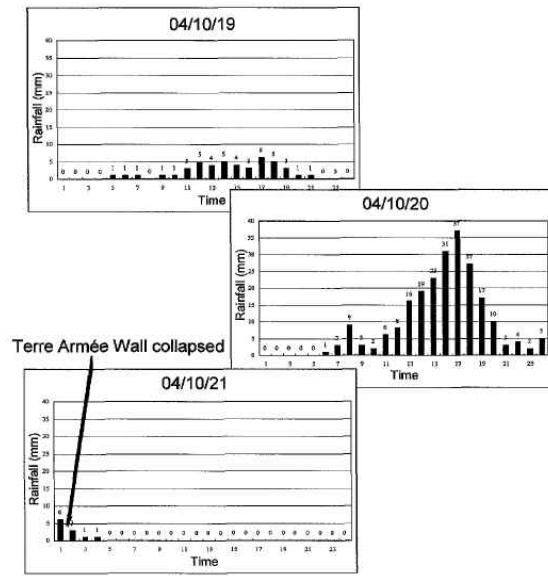
- 붕괴 전에 8시간 넘게 시간당 10mm이상의 강우 있었음
- 벽 일부분(콘크리트 판넬, 아연도강판)이 붕괴 끝지점까지 떠내려감. 그러나 보강재 파단이나 벽체/보강재 연결부 파단은 발견되지 않았음
- 붕괴 구간의 보강재는 수평에서 24~26도 기울어져 있고, 이는 붕괴면과 일치함
- 강우동안 우수가 붕괴지역으로 침투함

○ 붕괴 원인 :

- 뒷채움재는 25%이상 세립분을 많이 함유한 풍화된 실트질토
- 직경 200mm 배수파이프가 옹벽 하부에 설치되어 있으나 보강토채 배면지역으로 연장되지 않음
- 과거 4년간 보강성토 상부에 표면 포장의 이루어지지 않았음
- 기초지반의 N값이 15-20 정도로 높이 23m의 보강토옹벽을 지지하기에는 낮음



(붕괴지 평면도)



(붕괴 전후의 강우량)



그림 3.1.8 일본 효고현 야부시 보강토옹벽의 붕괴모습

나. 일본 나가노현(長野縣 岡谷市)의 시도(市道) 보강토옹벽

- 옹벽 개요 : 도로 하부에 축조된 수직 패널식 보강토옹벽 (강재 띠형 보강재 사용)
- 붕괴 내용 : 전면벽체와 띠형 보강재 연결부 파단 및 전면벽체 탈락
- 붕괴 원인 : 시공 완료 후 동절기 동상(凍上)에 의해 보강재 연결부에 과도한 응력이 작용



동상현상에 의해 콘크리트 패널이 떨어져 나갔으며, 내부의 토사도 같이 20cm 정도가 붕락되었음

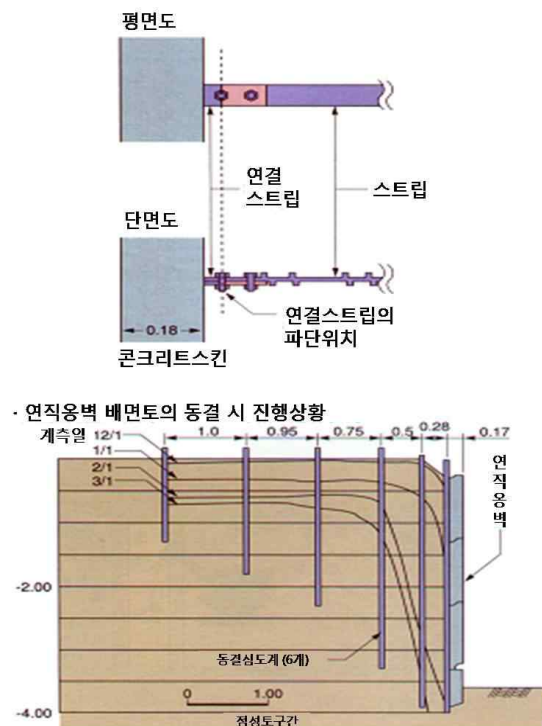


그림 3.1.9 일본 나가노현 시도(市道) 보강토옹벽의 피해모습

다. 일본 절토, 성토법면 보강구조물의 동상 및 융해에 의한 붕괴 사례

(1) 사면보강용 콘크리트 격자틀의 파괴

그림 3.1.10은 북해도 키타미시에 설치한 프리캐스트 콘크리트제 사면 보강용 격자틀이 동결융해에 의해 파괴된 사례를 보여 주고 있다. 이 격자틀은 콘크리트 블록을 경사가 느슨한 성토사면에 설치하고, 내부에 흙을 채워서 사면의 침식, 풍화방지를 도모하는 구조물이다. 그런데 동결융해에 의해 콘크리트 블록과 내부 흙이 들어 올려졌고, 내부 흙이 유출되었다. 즉, 콘크리트 블록이 들어 올리지면서 블록의 연결부가 파손되었고, 내부 채움흙이 흘러내렸다.



그림 3.1.10 동결융해에 의해 파손된 콘크리트 격자틀

그림 3.1.11은 북해도 동부 해안에 위치한 절토사면 보강용 콘크리트 격자틀이 동결융해에 의해 변상된 모습이다.



그림 3.1.11 절토사면 보강용 콘크리트 격자틀의 파손

(2) 슛크리트 보강면의 파쇄

그림 3.1.12는 북해도내 절토사면에서 보강을 위해 슛크리트한 것이 배면흙의 동결융해에 의해 파손된 모습이다. 슛크리트가 파손되었을 때 배면흙에는 아이스렌즈가 생성되어 있었다.



그림 3.1.12 사면 보강용 숏크리트의 동결융해에 의한 파손

(3) 옹벽의 파손

그림 3.1.13은 북해도 키타미공대 구내에 오래 전에 설치한 역 T형 옹벽에 뒷채움재의 동결융해로 인해 수직으로 큰 균열이 생긴 모습이다. 이 옹벽의 뒷채움재는 일반 흙 보다는 동상에 덜 민감한 화산재(동상성 중간)였고, 지하수위는 지표로부터 10m 위치에 있었으나, 가을철 강우시 침투한 빗물이 동결하면서 팽창하여 옹벽의 전면판에 균열이 생겼다.



그림 3.1.13 북해도 키타미공대에 설치된 옹벽의 동결융해에 의한 파손

(4) 사면 소단 배수로의 파손

그림 3.1.14는 북해도 북부지역의 사면 소단에 설치한 배수로가 동상에 의해 융기한 후 융해시 경사지게 침하한 모습이다. 동상시 소단 앞쪽 지반은 동결깊이가 소단 뒷쪽(산쪽) 보다 깊어 동상력이 크게 작용하였으며, 이로 인해 배수로가 산쪽으로 밀렸던 것으로 판단된다.



그림 3.1.14 절토사면 소단 배수로의 동상 융해 피해

그림 3.1.15는 배수로 앞 부분에 타설한 콘크리트판이 하부 지반의 동상으로 균열된 모습이다.



그림 3.15 하부지반 동상으로 파손된 배수로 앞 콘크리트판

4. 국내 보강토옹벽의 전면벽체 붕괴사례

가. 경기도 광주시 초월면 보강토옹벽 (2004. 8)

- 옹벽 개요 : 수직 2단 블록식 보강토옹벽
- 붕괴 내용 : 집중 호우시 전면벽체 붕괴 (2004. 8)
- 붕괴 원인 : 상부 토사사면으로부터 흘러들어오는 우수를 적절히 지표 배수시키지 못해 우수가 보강토옹벽 배면에 있는 수직배수층(골재층)으로 유입되었으나, 수직배수층의 배수 용량이 작아 전면벽체에 수압으로 작용

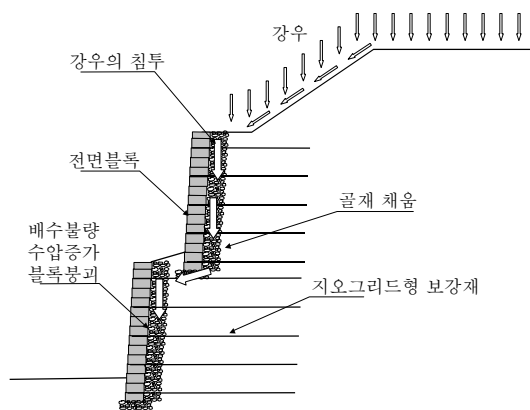


그림 3.1.16 경기도 광주시 초월면 보강토옹벽의 피해모습

나. 육군 00부대 보강토옹벽 (2005)

○ 옹벽 개요 : 건물 축조를 위한 부지조성공사로 1차 블록식 보강토옹벽을 축조하고, 생활하수 및 오수 처리시설을 설치하기 위한 공간확보 차원에서 2차 블록식 보강토옹벽 축조

- 붕괴 내용 : - 일부 구간의 보강토옹벽이 전면으로 밀려 나옴
- 전면벽체 붕괴

○ 특기 사항 :

- 1차 및 2차 보강토옹벽 접합부분은 현장여건상 보강재 길이가 부족한데도 그대로 시공
- 2차 보강토옹벽의 경우, 터파기 공간이 부족하여 소요 보강재 길이를 확보하지 못한 상태로 시공
- 뒤채움 재료가 보강토옹벽의 재료 선정기준에 부적합하며, 공간상 제약으로

1ton 롤러를 사용하여 다짐 (소요 다짐도 확보 못함)

○ 붕괴 원인 :

- 보강토옹벽의 하단 보강재 길이 부족 (약 1.5 m 정도만 포설)
- 1차 및 2차 보강토옹벽 연결부분의 보강재 길이 부족
- 불충분한 다짐 (공간이 협소하여 1ton 롤러로만 다짐)
- 오수관 연결부의 이탈로 보강토체 내부로 생활하수 유입

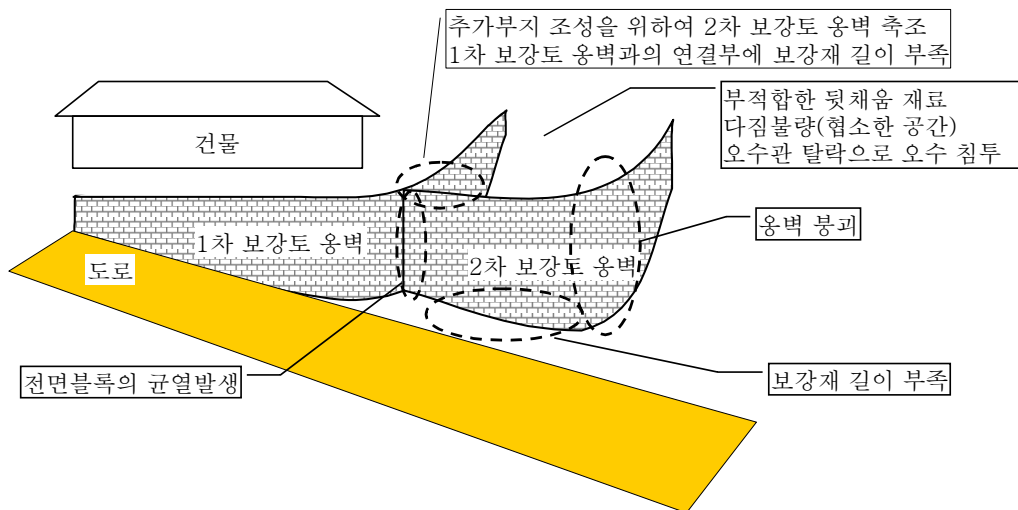


그림 3.1.17 육군 OO부대 보강토옹벽의 붕괴 모습

다. 강원도 영월 지방도로 보강토옹벽

- 옹벽 개요 : 급경사 도로의 곡선부에 축조된 수직 블록식 보강토옹벽
- 붕괴 내용 : 옹벽 중앙부에 배부름 현상 발생 및 전면벽체 붕괴
- 붕괴 원인 : 강우 시 노면의 우수가 보강토옹벽 내부로 침투하여 수압의 증가 및 마찰저항력의 감소 유발



그림 3.1.18 강원도 영월 지방도로 보강토옹벽의 피해 모습

라. ○○도로확장 및 포장공사 보강토옹벽 (2005. 6)

- 옹벽 개요 : 도로건설을 위해 성토부 위에 축조된 수직 블록식 보강토옹벽
- 붕괴 내용 : 보강토옹벽 상단부 전면벽체 붕괴
- 붕괴 원인 : 현장조사 결과 타구간은 특별한 변형이 발생하지 않았으나, 붕괴 구간에서는 뒤채움 토사의 점토 및 실트성분 비율이 높으며, 우수 침투 시 옹벽 배면의 배수가 제대로 되지 않은 것이 붕괴원인으로 추정



그림 3.1.19 OO도로확포장 공사 보강토옹벽의 피해모습

마. 동해 OO아파트 보강토옹벽 (2004. 8)

- 옹벽 개요 : 아파트 부지조성을 위해 축조된 수직 블록식 보강토옹벽
- 붕괴 내용 : 보강토옹벽 상단부 전면벽체 붕괴
- 특기 사항 : 보강토옹벽 상단에 설치된 플룸관이 상부토사 유실로 매몰되어 배수기능 상 실
- 붕괴 원인 : 강우 시 계곡지표수가 집중적으로 유입되어 상부사면의 파괴와 함께 전면블럭 붕괴



그림 3.1.20 동해 OO아파트 보강토옹벽의 피해모습

바. 강원도 ○○ 이주단지 보강토옹벽 (2004. 2)

- 옹벽 개요 : 부지조성을 위해 축조된 블록식 보강토옹벽
- 붕괴 내용 : 보강토옹벽 상단부 전면벽체 붕괴
- 특기 사항 : 특별한 강우 유입이 발생하지 않는 구간에서 파괴발생
- 붕괴 원인 : 상부사면을 고려하지 않은 설계 (낮은 인장강도의 지오크

리드 사용 등) 로 인하여 보강토옹벽 상부 전면블럭 붕괴



그림 3.1.21 강원도 OO 이주단지 보강토옹벽의 피해모습

5. 국내 보강토옹벽의 침하 사례

가. 경주 OO공장 부지조성 보강토옹벽 (2000)

○ 옹벽 개요 : 공장부지 조성공사를 위하여 성토지반 상에 축조된 패널식 보강토옹벽

○ 피해 내용 :

- 보강토옹벽이 약 30cm 정도 침하 발생
- 부등침하로 인해 콘크리트 전면판의 배열이 흐트러짐

○ 피해 원인 : 하부 성토지반의 다짐불량





그림 3.1.22 경주 OO공장 부지조성 보강토옹벽의 피해 모습

나. 강원도 춘천시 경춘국도 입구 보강토옹벽

- 옹벽 개요 : 성토지반 상에 축조된 블록식 보강토옹벽
- 피해 내용 : 부등침하 발생 및 이로 인해 전면벽체의 배열이 흐트러짐
- 피해 원인 : 기초지반의 부실한 처리로 지지력 부족



그림 3.1.23 춘천시 경춘국도 입구 보강토옹벽의 피해모습

다. 경기도 ○○골프장 보강토옹벽

- 옹벽 개요 : 골프장 부지조성을 위해 축조된 블록식 보강토옹벽
- 피해 내용 : 기초부 세굴 및 벽체침하, 균열발생
- 특기 사항 : 강우 시 보강토옹벽의 상부사면 및 상부전면벽체에서부터
지하수용출현상이 발견될 정도의 과도한 우수유입 발생

- 피해 원인 : 강우 시 과다유입된 지표수가 하부에 설치된 배수잡석을 통해 기초부로 유입되어 세굴 및 침하 발생



(벽체 배면사면의 지하수 용출현상)



(기초부 세굴현상 및 벽체침하, 균열현상)

그림 3.1.24 경기도 ○○골프장 보강토옹벽의 피해 모습

6. 기타 사례

가. ○○지역 공장부지 보강토옹벽 (2005. 8)

- 옹벽 개요 : 공장부지 조성공사를 위하여 축조된 블록식 보강토옹벽
- 피해 내용 : 계곡부에 설치된 보강토옹벽 전면블럭에 지하수 누수 및 이끼 발생으로 민원 제기됨
- 특기 사항 : 강우시 보강토옹벽의 상부사면 및 상부전면벽체에서부터 지하수

용출현상이 발견될 정도의 과도한 우수유입 발생

○ 피해 원인 : 계곡부와 같이 지하수유출이 예상되는 구간은 이에 적합한 배수 설비를 하여야 하나 일반적인 하부 배수설비를 하여 배수용량 부족으로 인한 지속적인 벽체누수 발생

나. 강원도 OO우회도로상 보강토옹벽

○ 피해 개요 : 패널식 보강토옹벽 시공 후 배수시설의 미비로 강우 시 뒤채움 토사유실

	
그림 3.1.25 OO지역 공장부지 보강토옹벽 피해모습	그림 3.1.26 강원도 OO우회도로상 보강토옹벽의 피해모습

7. 해빙기 흠막이 구조물 사고발생 현황 (최근 6년간)

가. '10년 해빙기 사고발생 현황 [발생건수 8건(절개지 3, 축대·옹벽 5)]

- 2.11.(목) 22:10 서울 성북구 한양빌라 축대 붕괴(L=7m, H=3m)
- 2.24.(수) 06:25 인천 계양구 대명빌라 옹벽 붕괴(L=30m, H=4m)
- 2.25.(목) 10:15 서울 성북구 삼선동 축대 붕괴(L=7m, H=2m)
- 2.25.(목) 22:00 부산 북구 화진그린바이오빌라 옹벽 붕괴(L=5m, H=3m)

- 2.27.(토) 07:25 서울 서대문구 북아현맨션 담장 붕괴(L=3m, H=2.5m)

※ 도로변 절개지(3건) : 재난경감과 별도 관리(급경사지 재해예방에 관한 법률)

나. '11년 해빙기 사고발생 현황 [발생건수 4건(절개지 2, 축대·옹벽 2)]

- 3. 1.(화) 12:30 충북 영동 용산 한석리 사면절개지 낙석(전주 파손 2주)
- 3. 1.(화) 21:00 전북 전주 인후동 초등학교 인근 주택담장 전도
- 3. 4.(금) 22:00 대구 대명2동 축대 붕괴(H=5m, L=3m)
- 3.26.(토) 20:42 전북 완주군 소양면 해월리 국도26호선 절개지 낙석(승용차 파손 1대)

다. '12년 해빙기 사고발생 현황[발생건수 3건(절개지 1, 축대·옹벽 1, 건축물 1)]

- 3. 6.(화) 13:00 서울 성북구 삼선동 건축물(빈집) 축대 및 건물일부붕괴
- 3.11.(일) 03:00 서울 은평구 진입로 옆 석축 붕괴(H=2m, L=5m)
- 3.25.(일) 14:45 충북 단양 현천리 국도5호선 도로절개지 붕괴(H=15m, L=10m, 34m³)

라. '13년 해빙기 사고발생 현황 [발생건수 1건(공사장 1)]

- 3.17.(일) 21:30 서울 봉천신시장 재개발공사장 흙막이벽 붕괴(H=11m, L=50m)

마. '14년 해빙기 사고발생 현황 [발생건수 1건(절개지·낙석 1)]

- 3.16.(일) 북한산 인수봉 암벽 등반장 낙석발생에 의한 인명피해(사망 1, 부상1)

제 2절 PE골재의 환경 유해성 여부 실험

1. PE골재 제조

과주시 소재 ○○재활용업체에서는 농촌에서 수거한 폐비닐(LDPE)을 흙이 묻은 채로 전기로에서 150~175℃로 용융시킨다. 용융된 폐비닐 반죽은 용융장치 출구에서 엇가락 모양으로 여러 가닥이 빠져나오는데 이것을 철제 형틀에 넣고 압착시켜 물통, 개집 등을 만들고 있다.

본 연구에서는 연구팀이 이 재활용업체를 방문하여 엇가락 모양으로 빠져 나오는 폐비닐 용융체를 19mm 크기로 절단하여 골재 형태(PE골재)로 만들었으며, 이 PE골재를 흙에 혼합하여 실내시험을 하는 한편 모형 옹벽 뒷채움재로 포설한 후 토압 변화시험을 수행하였다.



그림 3.2.1 용융된 폐비닐의 사출 모습(과주 OO재활용 업체)



그림 3.2.2. 가래떡 모양의 용융된 폐비닐을 잘라 PE골재를 만드는 모습



그림 3.2.3 공극이 다량 포함된 PE골재의 모습

2. 폐기물에서의 중금속 용출이론

폐기물에 함유되어 있는 유해물질이 최종적으로 음용수나 음식을 통하여 사람의 건강에 영향을 미치기 때문에 그 폐기물의 유해성 여부는 폐기물로부터 용출되는 유해물질의 농도에 따라 결정된다. 용출실험(Leaching Test)은 폐기물 중에 함유되어 있는 유해물질이 우수 침투로 인해 폐기물로부터 침출되어 지하수 등을 오염시키는 것을 미연에 방지하기 위한 하나의 검정방법으로, 폐기물의 유해성을 판별하는데 사용된다. 또한, 용출실험은 침출수의 성분, 용출되어 나오는 물질들의 양, 유해한 침출수가 발생하는 조건 등을 평가하는 방법으로 폐기물이 주위환경에 미치는 영향을 예측하는 데에 활용된다.

용출실험은 1971년 미국에서 칼럼식이 최초로 적용된 이래 여러 차례에 걸쳐 개정되어 왔으며 국내에서는 1987년부터 폐기물관리법을 제정하여 폐기물 배출원에 따라 일반폐기물과 산업폐기물로 분류하여 관리하였다. 용출실험은 시험적으로 대상 시료와 용매를 일정 비율로 혼합하고 일정시간 동안 교반하여 얻어진 용액(용출액)중 유해물질이 어느 정도 용해되었는지를 분석하여 기준치 이상이 검출되었을 경우, 용출특성이 있다고 판단하여 현행 폐기물관리법에서 지정된 유해성을 판단하는 기준으로 사용하고 있다.

용출실험의 종류는 회분식 용출실험(Batch Leaching Test)과 연속식 용출실험(Column Leaching Test)이 있으며, 우리나라의 폐기물공정시험법에서는 추출 조작을 하면서 용매를 치환하지 않는 방식인 회분식 시험방법을 채택하고 있으며 단일 회분식 용출 시험(Single Batch Extraction)으로 1회만 추출 조작한다. 이 방법은 조작이 간단하여 재현성이 좋다는 장점이 있어 공적인 유해 폐기물의 판정방법으로서 가장 널리 사용되고 있다. 그 예로서는 일본 환경청고시 제13호법, 미국의 EPT(Extraction Procedure Toxicity) Test 및 TCLP(Toxicity Characteristic Leaching Procedure), 독일의 DIN 38414, 네덜란드의 Availability Test 등을 들 수 있다.

회분식 용출실험(Batch Leaching Test)은 한 반응조 내에서 pH를 조절한 용매와 연속적으로 접촉시키는 방법으로 1973년 일본정부와 미국 EPA(Environmental Protection Agency)에 의해 처음 채택되었으며, 그 이후 AFS(American Foundrymen's Society), MPCA(Minnesota Pollution Control Agency), IEPA(Illinois Environmental Protection Agency)등의 연구기관에서 관련 실험방법들이 다양하게 제안되었다. 표 4.1에서는 미국에서 제안된 몇 가지 회분식 용출실험 방법들을 요약하였는데 현재 가장 폭넓게 사용되고 있는 실험방법은 EP(Extraction Procedure) Test이다. 미국 EP Test의 실험방법은 0.5N의 초산(Acetic Acid)을 이용하여 폐기물과 증류수의 비가 1대 20으로 혼합된 용액을 pH 5±0.2 상태로 계속 유지시키면서 24시간동안 용출하여 고액분리하는 과정으로 이루어진다.

표 3.2.1 회분식 표준용출 시험방법의 조작조건 비교

시험방법	용 매	용 질/용매	접촉시간	입경	혼합방식
폐기물 공정시험법	정제수 초기 pH 5.8~6.3	10	6시간	—	진탕
Avail. Test	탈이온수+질산 pH4 유지	100	6시간	< 125 μ m	교반
일본 환경청 고시 제13호	탈이온수 초기 pH 5.8~6.3	10	6시간	< 5mm	진탕
TCLP	완충아세트산용액 pH 2.9/4.9	20	18시간	< 9.5mm	전도
EP-T	탈이온수+ 아세트산 pH 2.9/4.9	20	24~48시간	< 9.5mm	교정없이 연속교반
DIN-37414	증류수	10	24시간	< 10mm	전도

연속식 용출실험(Column Leaching Test)은 Column 내에 폐기물 시료를 채우고 연속 또는 간헐적으로 주입수(증류수, 해수)를 통과시킨 후, 침출수의 성분을 조사, 분석하는 방법이다. 연속식 용출실험은 실제 폐기물 매립지역과 유사한 환경을 만들어 실험할 수 있기 때문에 회분식 용출실험보다 좀 더 정확하게 침출수를 조사할 수 있으며 pH, 이온전도도, 중금속류 등의 성분에 대해 시간경과에 따른 변화를 예상할 수 있는 장점이 있는 반면에 회분식 용출실험보다 시간이 많이 소요되며 폐기물을 column 내에 채울 때, 균등하게 채우기 어려워 column의 wall effect가 생기는 단점이 있다.

가. 인자

중금속이 매립되어 토양과 접촉하였을 때 여러 가지 화학적 조건으로 침출수(Leachate)가 발생한다. 침출수(Leachate) 내에 화학성분(중금속 성분)을 추출할 수 있는 능력, 이른바 용출용매의 강도(Aggressiveness)를 고려하는 것이 가장 중요한 용출의 기본 인자이며 이외에도 용출용매의 특성을 좌우하는 요소는 pH, 완충능력, 산화-환원 전위, 이온강도, 시간 등이다.

침출수(Leachate)를 모델링하는 가장 간단한 방법이 pH와의 완충능력이며, 실제로 용출용매는 산성으로 가정한다. EPT(Extraction Procedure Toxicity)에서 매우 중요한 인자는 pH 조정이며, pH 5.0 ± 0.2 에서 일정 간격으로 두어 조정하도록 규정하고 있고, 또한 0.5N의 초산의 첨가비율을 특별히 규정하고 있지 않다.

왜냐하면 금속의 용해도가 특히 수산화물이 각 금속에 따라 pH의 특정범위가 다르기 때문이다. 따라서 pH의 조절은 용출성을 평가하는데 가장 중요한 인자이다. 또한, 이 pH값은 금속을 함유하는 폐기물이 유해폐기물로 되거나 되지 않게 할 수 있는 조건을 결정해준다.

나. 교반방법

폐기물 시료와 용매와의 접촉을 균일하게 하고 용출속도를 높이기 위하여 용액을 혼합하는 적절한 조작이 필요하다. 교반방법은 폐기물과 용출용매간의 접촉의 강도를 결정하기 때문에 중요하며 교반방법은 Stirring, Shaking, Bubbling 등이 있다. 효율적인 교반방법은 다음과 같은 조건을 만족시켜야 한다.

- 폐기물 전체 표면적과 용출용매의 접촉
- Test Bottle에서의 성층(stratification)을 예방할 수 있는 혼합기술
- 폐기물의 물리적 구조의 유지

미국의 EPT(Extraction Procedure Toxicity) Test는 장치나 기술이 특정화 되어 있지 않지만, 성층(成層)을 예방하기 위한 충분한 교반방법과 용출액과 폐기물의 전체 표면적의 연속적인 접촉을 해야 한다고 언급하고 있다.

TCLP(Toxicity Characteristic Leaching Procedure)는 회전 추출장치(Rotary Extraction Device)와 이에 적합한 특정장치의 예를 언급하고 있다.

또한, 이러한 교반방법의 중요 목적은 폐기물의 입자가 변하여, 용출액에 노출되는 유효 표면적이 증가하기 때문이다. 그러나 Soil-Like와 같은 제품을 만드는 CFS 공정에서는 폐기물의 물리적인 상태가 비교적 용출영향에 있어서 중요성이 적다.

다. 용출시간

용출시간은 용매가 고체시료와 접촉하는 시간으로, 회분식 용출 시험의 경우 대

상 성분이 최대 농도가 되는데 소요되는 시간을 용출시간으로 하고 있다. 그러나 한번 용출된 성분이 불용화하는 현상도 보고되고 있어 반드시 긴 용출시간이 최대 농도 즉, 최대 용출량을 나타내는 것은 아니다.

회분식 용출시험에서 용출시간은 30분에서 28일까지 다양하지만 용출하는데 가장 적합한 시간은 24시간이며 이 시간이 흔히 표준으로 이용된다.

최근에 미국 EPA에서는 TCLP로 수정되어 연구실에서 용출하는데 유리하다는 이유로 18시간으로 수정하였으며 이러한 변화는 결과에 영향을 주지 않는다고 언급하고 있다.

라. 용출횟수

여러 번의 반복 용출은 시간에 따라 물질의 노출형태와 노출에 영향을 주는 인자들을 보여줄 수 있으며, 폐기물이 반복 용출될 때 용출액의 최대농도에 관한 정보를 얻을 수 있다.

MEP(Multiple Extraction Procedure)와 같은 방법은 폐기물을 용출용매로 연속 용출시키는 것이며, 이 방법은 많은 매립장에서 발생할 수 있는 새로운 용출액의 연속보충 등과 같이 자연적인 조건에 근접하여 설계된 방법이다. 또한, 실험장치나 재생시키기가 힘든 컬럼 용출시험 방법을 가상하는데 이용되어 왔다.

MEP는 1,000년 동안에 이르기까지의 장기 용출을 가상하기 위하여 EPA에 이용되어져 왔다. 새로운 폐기물 표면적 위에서 가장 높은 농도가 노출되기 때문에 관심 대상 물질이 최초 용출(1회 용출)시 최대 농도를 나타낸다고 가정해 왔다.

반복 회분식 용출시험을 행할 때는 적당한 추출 횟수를 설정해야 하고, 대상 폐기물의 성분에 따라 추출횟수가 달라진다.

마. 온 도

구성물질의 용해도는 온도의 함수이며 처분지에서의 온도는 시간, 깊이, 위치 또는 매립지에서의 화학반응에 따라 다양하다. 하지만 이러한 조건들이 모두 이용될 수 없으며 잘 알려져 있지도 않다. 그러므로 실험 표준 온도는 대개 15~25℃가 이용된다. 그 예로 국내의 용출시험방법(폐기물공정시험법)에서는 15~25℃, 미국의 EPT와 MPT는 20~45℃, TCLP는 22±3℃이다.

바. 함유량의 고려

용출시험결과가 판정기준에 적합하더라도 본래 시료 중에 유해물질이 사소하게 존재하는 것과 고농도로 들어있는 경우는 환경에 미칠 잠재적 영향을 고려한다면 동일시 할 수는 없다. 함유량과 용출율에 대하여 충분히 고려하여야 환경관리상 의의가 있다고 할 수 있다.

3. 폐기물공정시험법에 의한 용출시험

가. 시험방법 및 절차

폐비닐을 재활용하기 위해서는 재활용대상폐기물이 지정폐기물로 분류되는 폐기물관리법 표2.2.2의 유해물질 함유기준치를 초과하지 않아야 하며 시험방법은 폐기물공정시험방법을 따라야 한다.

용출시험은 경기도 과천시 소재 한국융합화학시험연구원에 크기 19mm되는 폐비닐 골재 510g을 보내어 의뢰시험을 수행하였다.

정밀하게 측정된 폐비닐 골재 100g과 미네랄 성분을 제거시킨 증류수(0.1N HCl 용액을 가하여 pH 5.8~6.3으로 조정) 1000ml를 2000ml 삼각플라스크에 넣고 상온, 상압에서 진탕회수가 매분당 약 200회, 진폭이 4~5cm의 진탕기를 사용하여 6시간 연속 진탕한 다음, 1.0 μ m의 유리섬유 여지로 여과하고 여과액을 추출하여 용출시험을 실시한다. (그림 3.2.9 참조)



그림 3.2.4 ICP시험 모습

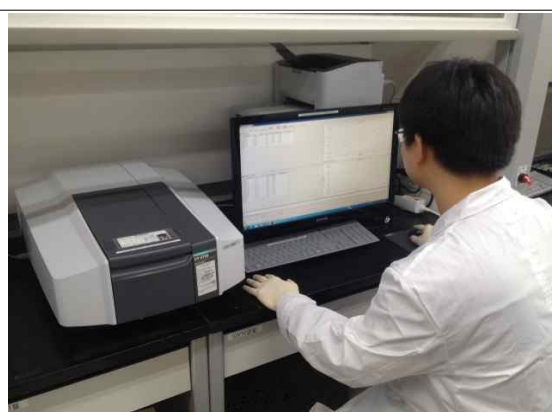


그림 3.2.5 6가 크롬 용출시험 모습

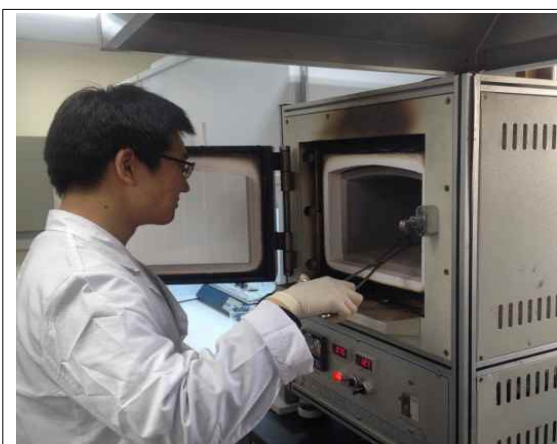


그림 3.2.6 유기물 함량 시험모습 (1)

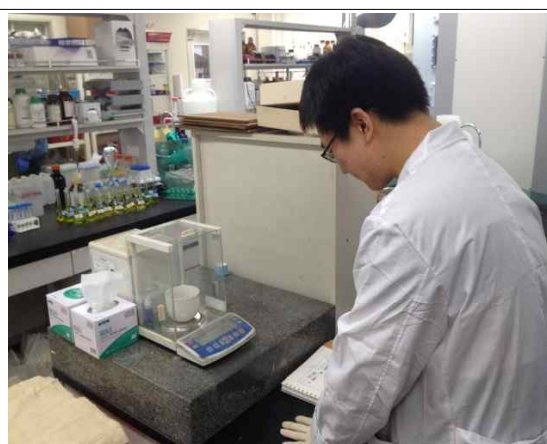


그림 3.2.7 유기물함량시험 모습 (2)



그림 3.2.8 Hg분석기 모습

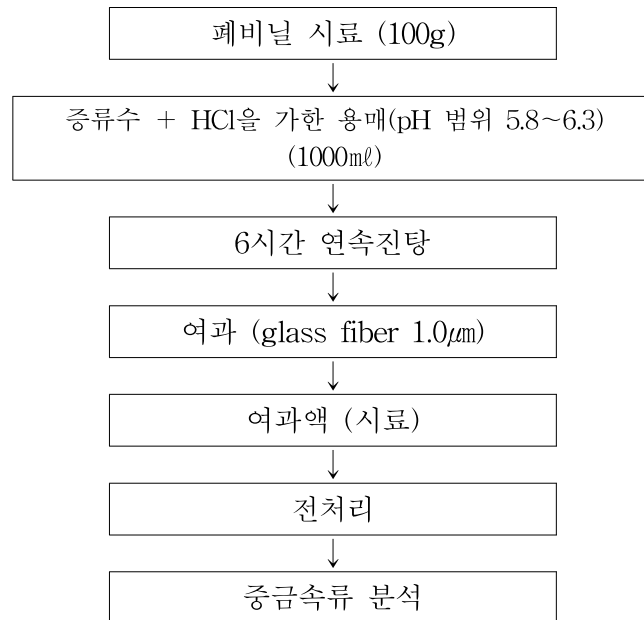


그림 3.2.9 용출시험 절차(폐기물공정시험법)

나. 시료의 전처리

채취된 시료에는 보통 유기물 및 현탁물질이 등이 함유되어 있어 혼탁되어 색상을 띠고 있는 경우가 있을 뿐만 아니라, 시험하고자 하는 목적성분들이 입자에 흡착되어 있거나 난분해성의 착화합물 또는 착이온 상태로 존재하는 경우가 있기 때문에 시험의 목적에 따라 적당한 방법으로 전처리를 한 다음 시험하여야 한다. 특히, 금속성분을 측정하기 위한 시료는 유기물 등을 분해하는 전처리 조작이 필수적이며, 전처리에 사용되는 시약은 시험하고자 하는 목적성분을 함유하지 않은 고순도의 것을 사용한다.

본 실험에서는 각 항목마다 여과된 용출액을 폐기물공정시험법에 의거하여 다음과 같이 시료의 전처리를 실시하였다.

(1) 구리, 시안, 6가 크롬, 납, 카드뮴, 비소, 수은의 시료의 전처리

본 항목의 분석장비는 유도결합플라즈마 발광광도법(Inductively Coupled Plasma Emission Spectroscopy, ICP)으로 수행하였다. 이 방법은 시료를 고주파유도코일에 의하여 형성된 알곤 플라즈마에 도입하여 6,000~8,000. K에서 여과된 원자가 바닥 상태로 이동할 때 방출하는 발광선 및 발광강도를 측정하여 원소의 정성 및 정량분

석에 이용하는 방법이다.

용출된 시료의 전처리는 염산 (1:10)을 소량 이용하여 씻은 후, 증류수로 100ml를 표선하여 중금속류의 농도분석에 사용하였다.

(2) 유기인의 성분분석을 위한 시료의 전처리

㉠ 추 출

유기인의 분석장비는 Gas Chromatography로 분석하였다. 전처리는 용출액 적당량을 1L분액깔대기에 취하여 염화나트륨 5g을 넣어 녹인 다음, 지시약으로 메틸오렌지용액(0.1W/V%)을 사용하여 염산(1+1)을 넣어 pH를 3-4로 조절한다. 여기에 크로마토그래프용 노말헥산 50ml를 넣어 약 3분간 세게 흔들어 섞고 분리하여 수층을 다른 분액깔대기에 옮긴다. 수층에 다시 크로마토그래프용 노말헥산 25ml씩을 넣어 추출조작을 2회 이상 반복하고 헥산층을 250ml 분액깔대기에 합한다.

헥산층을 크로마토그래프용 증류수 20ml씩으로 2회 이상 씻어주고 소량의 크로마토그래프용 무수황산나트륨으로 탈수한 다음 탈지면 또는 건조여지로 여과하여 농축기의 플라스크에 옮긴다. 분액깔대기와 무수황산나트륨을 소량의 크로마토그래프용 노말헥산으로 씻은 다음, 위에서 사용한 여과장치로 여과하여 농축기의 플라스크에 합한다. 농축기를 40℃이하 감압상태에서 작동하여 헥산층의 대부분을 휘산시키고 실온에서 조용히 공기(또는 질소)를 송기하여 잔류 헥산층을 모두 휘산시킨다.

㉡ 정 제

추출조작에서 얻은 잔류물을 유기인정제용 용출액 2ml를 넣어 녹인다. 이 액을 피펫으로 흡입하여 조용히 칼럼의 상부에 넣는다. 칼럼하부의 콕크를 열고 액면이 무수황산나트륨의 상단에 이를 때까지 유출시켜 10ml 메스실린더에 받는다. 다음에 용출액 70ml를 칼럼에 조용히 넣어 콕크를 열고 매초 한방울의 속도로 유출시켜 수기의 액량이 5ml가 되면 버리고 다른 100ml 메스실린더에 유출액 70ml를 받는다. 유출액을 농축기에 옮기고 추출조작에서와 같은 방법으로 농축으로 용출액을 모두 휘산시킨다. 잔류물에 크로마토그래프용 아세톤 10ml를 정확히 넣어 녹이고 검액으로 한다.

다. 시험 결과

폐기물 공정시험법에 의한 PE골재에 대한 용출시험 결과는 표 3.2.2와 같다.
납, 카드뮴, 비소, 시안, 6가 크롬 등의 중금속은 검출되지 않았으며, 단지 구리는 시험기준은 3.0mg/ℓ 인데 0.006mg/ℓ 이 나왔고, 할로젠화 유기물이 기준치 5%인데 검출치는 0.8%였을 따름이다.

표 3.2.2 폐기물 용출 허용기준 및 PE골재의 용출시험 결과(한국폐기물공정시험법)

오염물질 항목	허용 기준	용출실험 결과
납(Pb)	3.0mg/ℓ	ND
카드뮴(Cd)	0.3mg/ℓ	ND
구리(Cu)	3.0mg/ℓ	0.006
비소(As)	1.5mg/ℓ	ND
시안(CN)	1.0mg/ℓ	ND
수은(Hg)	0.005mg/ℓ	ND
6가 크롬(Cr+6)	1.5mg/ℓ	ND
트리클로로에틸렌	0.3mg/ℓ	ND
테트라클로로에틸렌	0.1mg/ℓ	ND
유기인 화합물	1.0mg/ℓ	ND
기름성분	5%	ND
할로젠화 유기물질	5%	0.8%
아연 (먹는 물 수질 기준)	청정지역 1mg/L	0.117

주) ND. : 불검출

제 3절 PE골재의 LA 마모시험

1. LA 마모시험의 의의

PE골재를 옹벽 뒷채움재로 사용했을 때 장기간 골재로서의 내구성을 가지는지 평가하기 위하여 KS F 2508(Testing Method for Abrasion of Coarse Aggregate)에 의한 LA(Los Angels)마모시험을 수행하였다.

본 연구에서 사용된 LA 마모시험기는 내경 710mm, 내측길이 510mm의 양면이 밀폐된 강철제의 원통형으로 되어 있다.

이 원통의 양면 중심에 연결되어 있는 축을 중심으로 회전하게 되어 있다. 시료를 원통 속으로 넣을 수 있도록 유입구가 있으며, 부서진 가루가 새어나오지 못하도록 완전히 밀폐할 수 있게 되어 있다. 원통의 내부에는 폭 89mm, 길이 510mm의 돌출된 강제선반(dust pan)이 붙어 있으며, 원통의 외부 우측에는 회전장치가 장착되어 있다. 이 회전장치의 작동방식은 모터구동방식이며, 회전속도는 30~33rpm이다. 또한, 시험에 사용되는 철 구슬의 직경은 약 47.5mm이고 무게는 390~445g이다.

시험방법은 B방법을 사용하였다. 먼저 PE골재를 5kg 계량한 후 LA 마모시험기 속에 넣고 이어 철 구슬(鋼球)을 11개 넣은 후 매분 30회 회전수로 마모시험기를 500회 회전하였다. 회전 시 철 구슬과 PE골재의 마찰에 의해 파쇄된 골재의 가루를 No. 12번 체로 체가름하였다. 그리고 (3.3.1) 식과 같이 마모율을 구하였다.

$$\begin{aligned} \text{PE골재 마모율} &= \frac{\text{시험 전 PE골재의 무게}(5000g) - \text{시험 후 PE골재의 무게}(4990g)}{\text{시험 전 PE골재의 무게 } 5000g} \times 100 \\ &= 0.2\% \dots\dots\dots(3.3.1) \end{aligned}$$

마모시험은 3회 실시하여 평균치를 취하였다.

보통 도로 포장 콘크리트에 사용하는 굵은 골재의 마모 감량 한도가 35% 이하이고, 댐콘크리트는 40% 이하임에 비추어 PE골재의 마모율은 0.2%로서 매우 작은 것을 알 수 있다. 즉 PE골재는 자갈과 같은 골재에 비하여 거의 마모가 되지 않는 것을 알 수 있다.



그림 3.3.1 KICT 보유 LA마모 시험기
(시험 중 소음 차단을 위해 box 속에 넣음)



그림 3.3.2 LA 마모시험기



그림 3.3.3 마모시험기 회전 counting
컨트롤러 모습



그림 3.3.4 마모시험 후 강구와 PE
골재



그림 3.3.5 500회 회전 후 PE골재를 꺼낸 모습

제 4 절 PE골재 혼합용 흙 시료의 기본 성질 시험

1. 흙 시료의 채취

본 시험에 사용한 흙시료는 경기도 포천 시 통일동산에서 채취한 화강풍화토이다.

2. 흙 시료의 기본 성질 시험 결과

흙의 기본 시험 결과는 표 3.4.1과 같다.

표 3.4.1 흙 시료의 기본특성

종 류	소성지수	200번체 통과량 (%)	비중	통일분류법	최대건조 단위중량 (kN/m^3)	최적 함수비 (%)
화강토	12.01	8.38	2.68	SP-SM	18.82	11.5

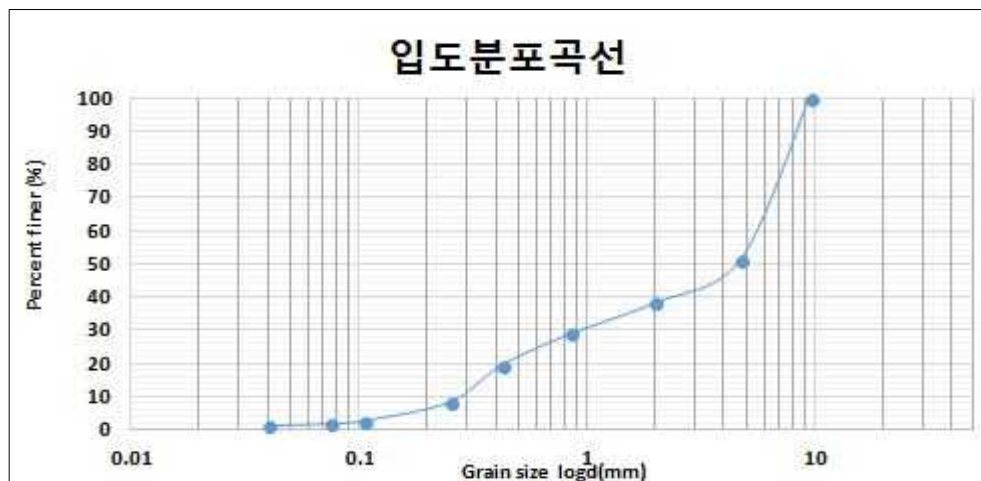


그림 3.4.1 통일동산 흙시료의 입도분포곡선



그림3.4.2 흡시료에 대한 비중계 시험 모습

제 5절 PE골재 혼합토의 다짐 시험

1. 시험 목적

PE골재를 흙에 혼합하여 옹벽 등 흙막이 구조물 뒷채움재로 사용할 때 내부마찰각이 최대로 발휘될 수 있는 최적 함수비를 구하기 위하여 다짐시험을 실시하였다. PE골재 혼합비율(중량비)은 표2.4.2와 같게 하였다. 다짐시험은 PE골재의 크기를 감안하여 E다짐방법을 택하였다.

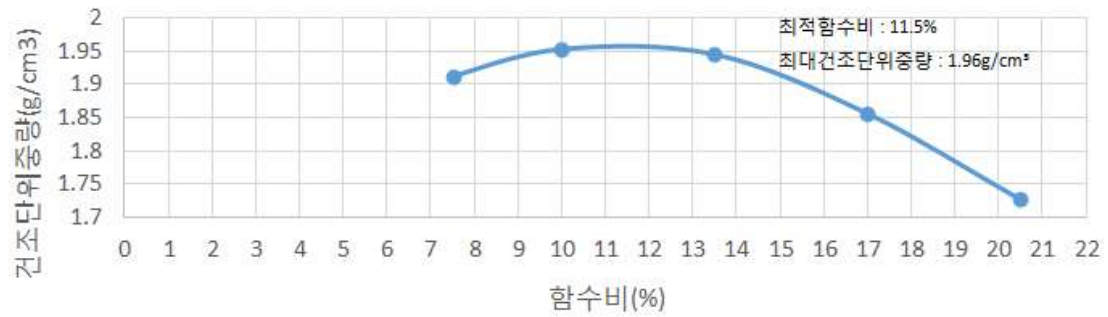
2. 시험 결과

다짐시험 모습은 그림 3.5.3~3.5.9와 같고, 다짐시험 결과는 표 3.5.1와 같다.

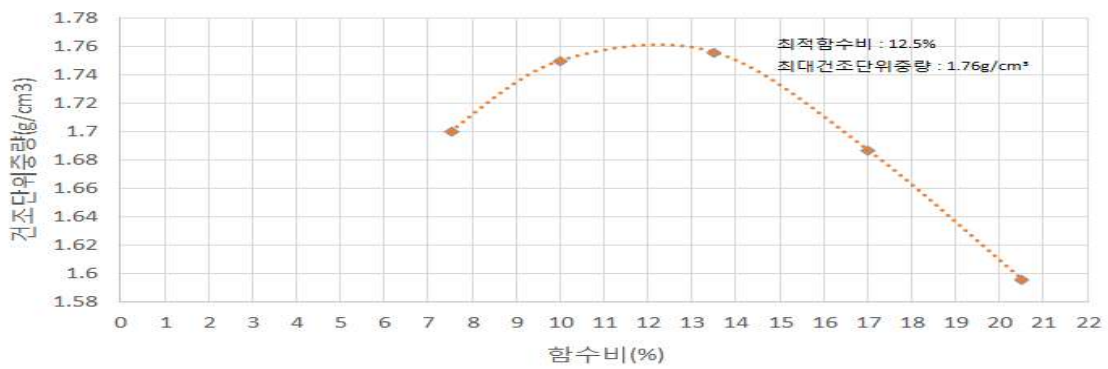
표 3.5.1 파주 통일동산 흙에 대한 PE골재 혼합비율별 다짐시험 결과

	흙 100%	PE골재 10% 혼합	PE골재 20% 혼합	PE골재 30% 혼합
최적함수비(%)	11.5	12.5	9	10.0
최대건조단위 중량(g/cm ³)	1.96	1.76	1.65	1.522

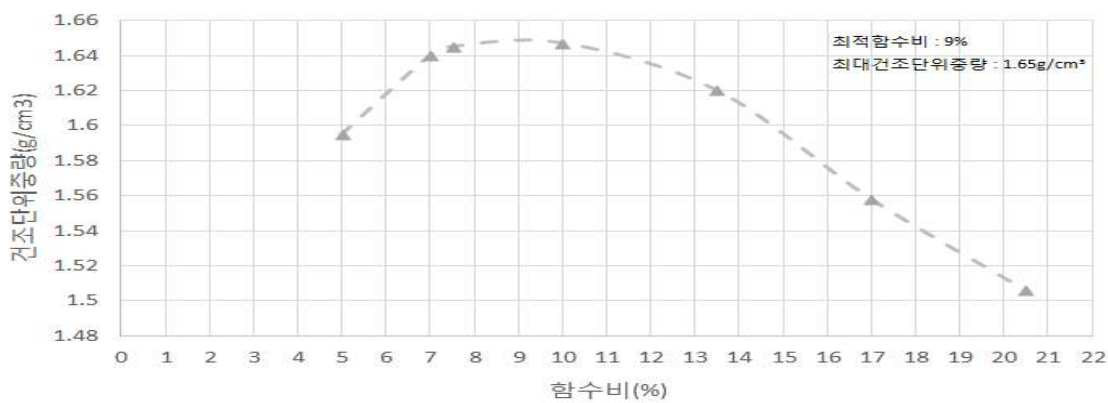
건조한 일반 흙



10% 혼합 시



20% 혼합 시



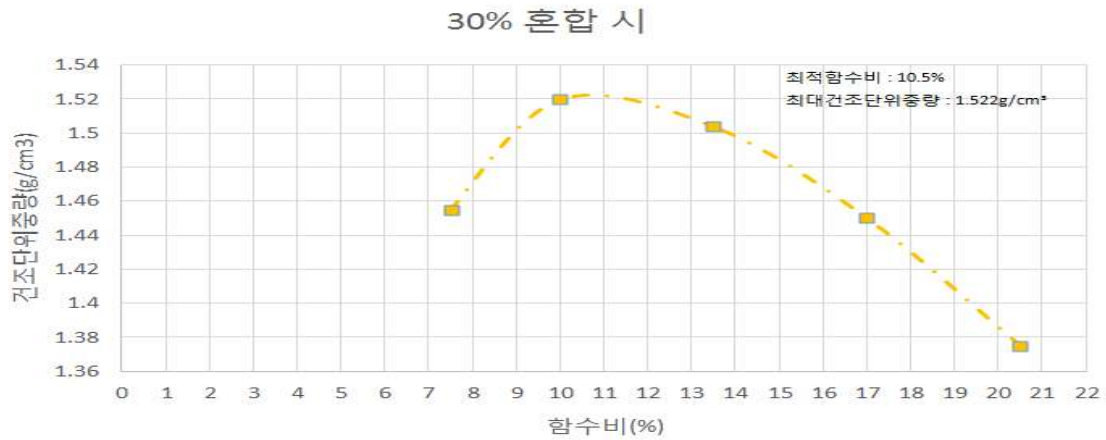


그림 3.5.1 PE골재 혼합비율별 파주 흙의 다짐 곡선

그림 3.5.2 다짐시험 모습	그림 3.5.3 다짐 완료된 시료 모습
그림 3.5.4 PE골재 혼합토(10%)	그림 3.5.5 PE골재 혼합토(20%)

제 6 절 PE골재 혼합토의 투수시험

1. 시험 방법

KS F 2322 변수위 투수시험법을 따랐다. 공시체 제작 후 공시체를 포화시키기

위해 강제포화장치를 이용하여 투수시험용 공시체를 포화시켰다. 공시체의 포화를 위해 투수몰드의 하단부의 밸브에 $0.2\sim 0.4\text{kg/cm}^2$ 의 수압을 가하였고, 일정 시간이 경과한 후 투수몰드 상단부의 밸브에서 물이 흘러나올 때 공시체가 포화된 것으로 간주하였다. 화강풍화토는 0.2kg/cm^2 의 압력으로 공시체를 포화시켰으며, 4일 만에 시료의 포화가 완료되었다. 10% PE골재 혼합토는 0.2kg/cm^2 의 압력을 공시체에 가하였고, 시료는 2일 후에 포화가 이루어졌다. 20%와 30% PE골재가 혼합된 혼합토에서는 0.3kg/cm^2 의 압력으로 공시체를 포화시켰으며, 1일 만에 모든 시료의 포화가 완료되었다.

투수시험은 3차례 실시한 후 평균치를 구하였다.



그림 3.6.1 변수위 투수 시험기

2. 시험 결과

PE골재 혼합 비율별 투수시험 결과는 표 3.6.1과 같다.

표 3.6.1 투수 시험 결과

구 분	투수계수 (k, cm/sec)
화 강 풍 화 토	1.02×10^{-6}
PE 골재 10% 혼합토	2.65×10^{-5}
PE 골재 20% 혼합토	3.40×10^{-4}
PE골재 30% 혼합토	2.3×10^{-3}
PE골재 100%	3.6×10^{-2}

제 7절 PE골재 혼합토의 대형전단시험

1. 시험장비

본 시험장비는 대형전단상자 (가로 30cm *세로 30cm * 깊이 20cm)와 전단하중을 가하는 수평 바(bar), 수직하중을 가하는 컴프레셔 및 에어 백 , 전단속도를 조절하는 제어판, 전단력과 변위를 시간별로 측정하여 기록하는 데이터 로거(data logger)로 구성되어 있는 전단시험기로서 최대 20 톤의 수직하중을 가할 수 있다.

컴프레셔에서 생산된 공기를 전단시험장비 하단에 장착된 제어판에서 조절하여 에어 백(air bag)으로 보낸 후 에어 백을 전단상자 윗면에 작용시켜 상재하중을 가한다. 전단력은 전단상자와 구동장치를 연결하는 bar에 부착되어 있는 로드셀로 측정한다. 전단 시 전단상자에 장착된 LVDT로 수직 및 수평 변위를 읽는다. 변형을 제어 가능한 장비로서 전단시험 시 컴퓨터에는 시간 경과별 전단응력 및 변위가 시시각각 기록된다.

2. 시험 방법

대형전단상자 내에 모래나 회강풍화토, PE골재 혼합 시료를 계량하여 넣은 후 3개 층으로 나누어 다짐시험용 다짐봉으로 다짐작업을 하였다. 전단상자내 시료를 다질 때 화강풍화토 및 PE골재 혼합토에 대하여 각 시료별로 다짐시험에서 구한 최대전조밀도의 90% 상대다짐을 하였다. 전단속도는 1분당 1mm로 하였다.



그림 3.7.1 대형 전단시험기에 의한 전단시험

3. 전단시험 결과

대형전단시험기에 의한 모래, 화강풍화토 및 PE골재 혼합토의 PE골재 혼합율별 상재하중 변화에 따른 전단강도는 그림 3.7.2와 같고, 그 결과로부터 얻어진 각 시료별 내부 마찰각(전단저항각)과 점착력은 표 3.7.1과 같다.

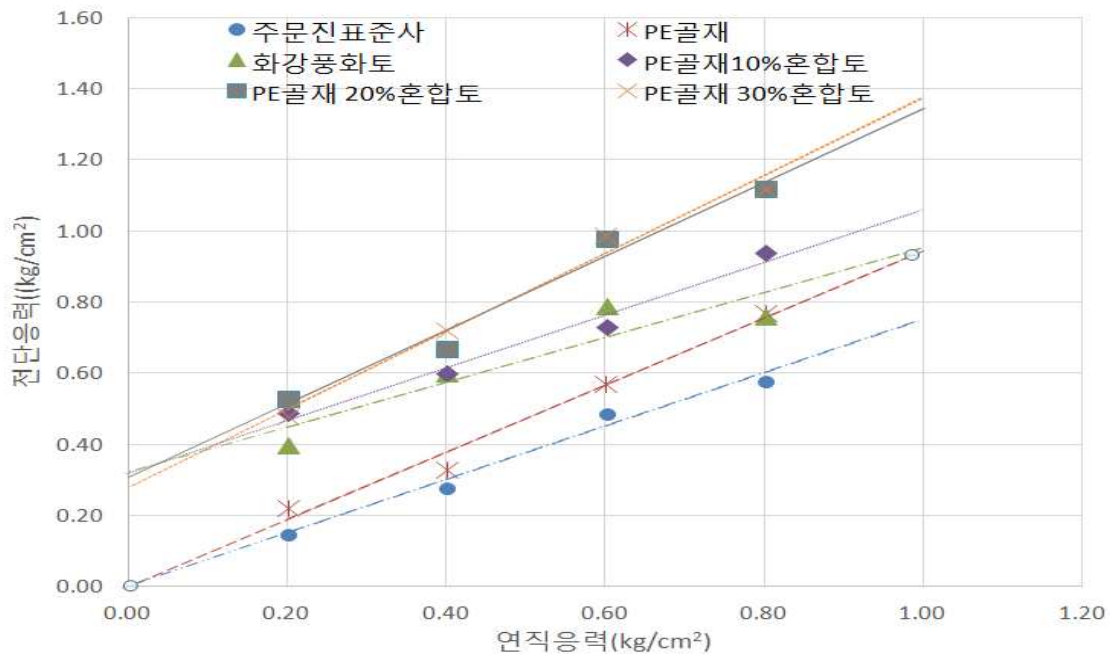


그림 3. 7. 2 각 시료의 연직응력 변화에 따른 전단응력

표 3.7.1 대형 전단시험 결과

시료	내부마찰각 (°)	점착력 (kgf/cm ²)
주문진 표준 모래	36.7	
PE골재	42.2	
과주 화강풍화토	33.5	0.32
PE골재 10% 혼합토	36.5	0.32
PE골재 20% 혼합토	46.4	0.30
PE골재 30% 혼합토	47.1	0.28

표3.7.1에서 보는 바와 같이 PE골재 자체만의 내부마찰각은 자갈과 비슷한 값을

보여 42.4°로 나타났다. PE골재는 흙이 묻은 농촌 폐비닐을 170℃ 정도로 용융한 후 가래떡 모양으로 나오는 것을 절단하여 만들기 때문에 표면이 거칠고 딱딱하다. 따라서 전단시험 결과 자갈과 비슷한 크기의 내부마찰각이 나온 것으로 판단된다.

과주 통일동산의 화강 풍화토는 통일분류법에 의하면 SP-SM으로 분류되며 내부마찰각이 33.5°로 나타났다. 한편 화강토에 PE골재를 혼합할 경우 PE골재들의 공극사이로 화강토가 들어가 공극을 꽉 메운 관계로 PE골재 혼합율이 클수록 PE골재 혼합토의 내부 마찰각이 커진 것으로 사료된다.

제 8절 P골재 및 흙 시료의 열전도율시험

1. 열전도율 시험기 및 시험방법

본 시험에 사용한 시험기는 미국 Decagon Devices사에서 제작한 KD2 Pro 열전도율시험기이다. 시험 시 PE골재를 가로 10cm, 세로 16cm, 높이 11cm인 아크릴 박스에 930g 계량하여 넣고 잘 흔들어 단위체적중량을 0.5317g/cm^3 되게 만든 후 길이 10cm인 열전도율시험기의 probe를 삽입한 다음 3분 동안 작동시켜 열전도율을 측정하였다. 열전도율은 3회 측정하여 평균값을 구하였으며 매번 PE골재가 담긴 box 내부의 온도를 측정하였다.(그림 3.8.1 참조)

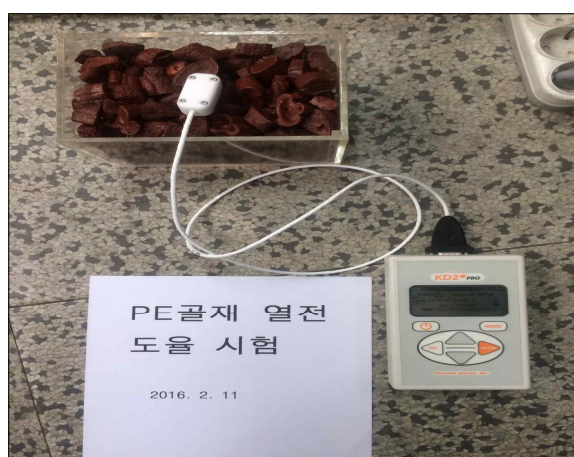


그림 3.8.1 PE골재에 대한 열전도율 측정 모습

2. 열전도율 측정 결과

PE골재에 대한 열전도율 측정 결과는 표 2.5.1과 같다.

표 3.8.1 PE골재에 대한 열전도율 측정 결과

측정 시 PE골재를 담은 Box 내부의 온도 (℃)	열전도율		PE골재의 단위체적 중량 (g/cm ³)
	(W/m K)	(Kcal/m.h.℃)	
21.30	0.041	0.0352	0.5317
18.14	0.034	0.0292	0.5317
20.13	0.035	0.0300	0.5317
평균치	0.037	0.0318	0.5317

한편 제천에서 채취한 흙시료를 건조상태로 한 후 한국건설기술연구원이 보유한 KD2 Pro 열전도시험기로 열전도율을 측정하는 모습을 그림 3.8.2에서 보여 주고 있다. 제천 흙시료의 건조상태에서의 열전도율 측정 결과는 표 3.8.2와 같다.



그림 3.8.2 제천 흙 시료 건조 시(함수비 0%) 열전도율 측정 모습

표 3.8.2 제천 흙 시료(함수비 0%인 경우)에 대한 열전도율 측정 결과

측정 시 흙 시료를 담은 Box 내부의 온도 (℃)	열전도율		제천 흙 시료(함수비 0%) 단위체적 중량 (g/cm ³)
	W/m K	Kcal/m.h.℃	
9.21	0.188	0.161	1.146
9.20	0.173	0.148	1.146
10.01	0.176	0.151	1.146
평균치	0.179	0.153	1.146

3. 다른 건설 재료와의 열전도율 비교

표 3. 8.3 몇몇 재료별 열전도율

재료명	방법	열 전도율(W/m·k)	비고
PE골재	KD2 Prob 로 직접측정	0.037	김영진 (2016) 측정치
제천 흙 시료 (건조 시, 함수비 0%)		0.179	
제천 흙 시료 (함수비 2%)	QTM 500으로 직접 측정	0.23	김영진 (2015) 측정치
암석	QTM 5로 직접측정	3.140	김영진 (2003) 측정치
자갈		2.302	
모래		1.977	
점토		1.512	
아스팔트	참고치	0.756	Thermal Geotechnics (Afred R, Jumikis, Dr Eng. Sc. 1977)
얼음	참고치	2.209	

제 9절 PE골재 혼합토를 뒷채움재로 사용한 모형 옹벽 실험

1. 모형 옹벽의 제작



그림 3.9.1 모형 옹벽의 실제 모습

그림 3.9.1 및 그림 3.9.2에서 보여 주는 높이 1.2m, 폭 60cm, 길이 70cm 규격의 모형 옹벽을 철판과 아크릴판, 앵글을 사용하여 만들었다. 옹벽의 한 면은 두께 3cm의 아크릴판을 부착하여 시험 시 내부를 볼 수 있게 제조하였다. 아크릴판에는 수직으로 1cm 간격 및 수평으로 5cm 간격의 격자를 새겨 넣었다. 즉, 이 격자를 통해 옹벽 내 뒷채움재를 쌓는 높이를 측정할 수도 있고, 2차년도에 수행할 옹벽의 동결융해 실험 시 뒷채움재의 융해침하량 측정에 도움을 받을 수 있도록 하였다. 옹벽 전면판에는 수평 토압계 3개를, 바닥판에는 수직 토압계 2개를 각각 설치하였다. 이 토압계들은 최대 $2\text{kg}/\text{cm}^2$, 최소 $0.01\text{kg}/\text{cm}^2$ 의 토압을 읽을 수 있다. 이 토

압계들을 data logger에 연결하여 데이터를 읽었다.

모형옹벽에는 유압재하장치로 상재하중을 가할 수도 있고, 미리 중량을 아는 모래 주머니를 쌓아서 상재하중을 가할 수도 있도록 하였다.

한편 2차년도 연구수행 내용 중에는 강우현상을 재현하면서 옹벽 내에 작용하는 토압의 변화를 측정하는 시험이 있는데 이에 대비하여 모형 옹벽의 뒷면에는 미리 1개층에 3개씩, 3개층에 총 9개의 porous stone을 설치하여 배수를 원활히 하도록 하였다. 강우 재현장치는 2차년도에 추가로 제작하여 부착할 예정이다.

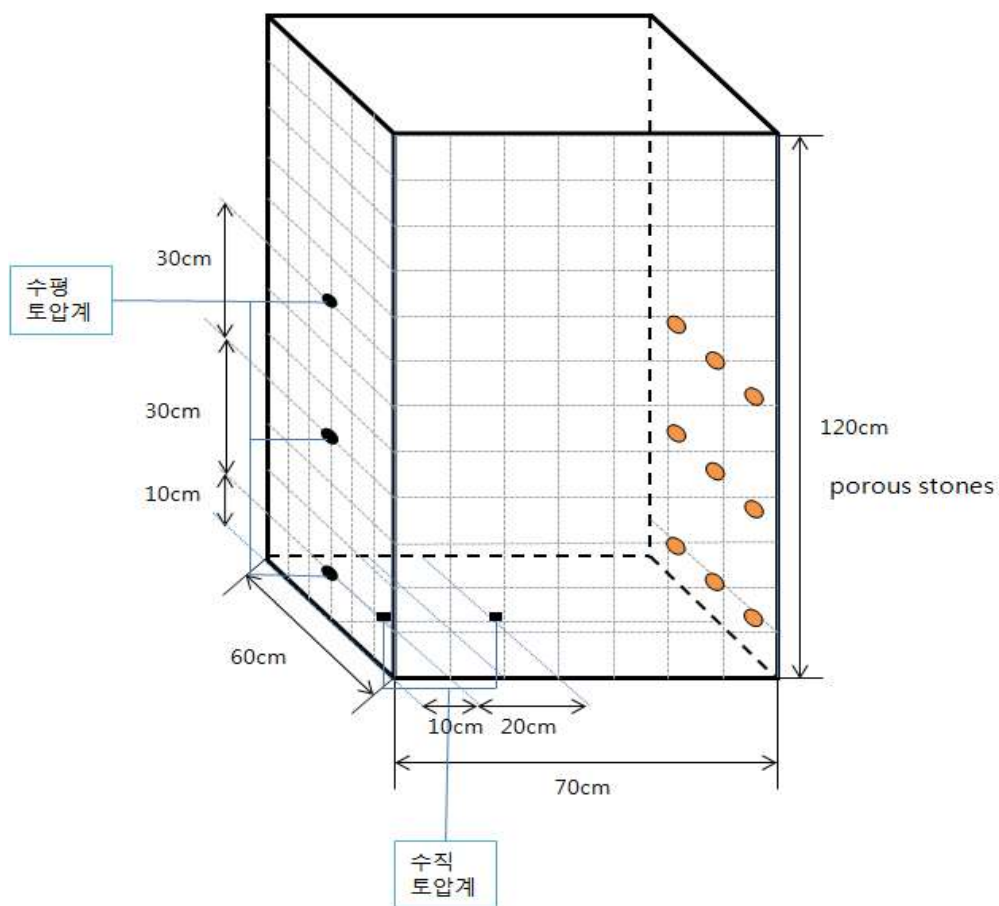


그림 3. 9. 2 모형 옹벽 내 토압계 및 배수설비 배치도(1차년도)

2. 모형 옹벽 내 PE골재 혼합토의 포설 및 토압 측정

모형 옹벽에 PE골재 및 혼합토를 다양한 방법으로 배치(포설)하면서 옹벽에 작용하는 토압의 변화를 측정하였다.

가. 일반 흙만으로 뒷채움재가 이루어졌을 때의 토압

일반 흙만을 뒷채움재로 사용하였을 때의 상재하중 작용 위치를 그림 3.9.3에 나타내었고, 그 경우의 토압 측정값을 표3.9.1에서 보여 주고 있다.

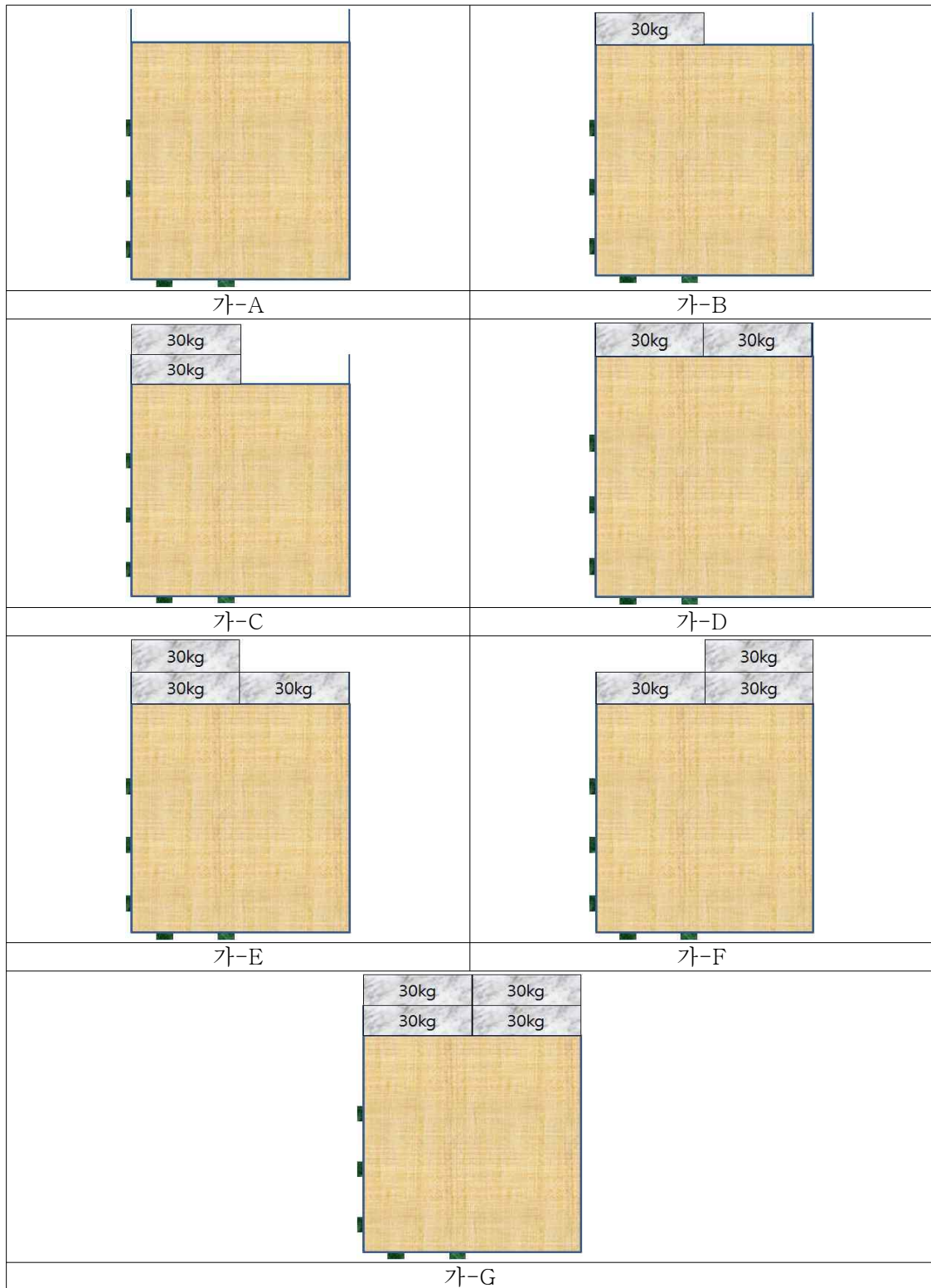


그림 3.9.3 일반 흙만 뒷채움재로 사용하였을 때의 상재 하중 배치도

표 3.9.1 일반 흙만 뒷채움재로 사용 시 토압 측정값

	수평토압 읽음치(kg/cm ²)			수직 토압 읽음치(kg/cm ²)	
	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)
가-A	0.029	0.058	0.073	0.160	0.175
가-B	0.029	0.058	0.073	0.175	0.189
가-C	0.044	0.058	0.073	0.160	0.189
가-D	0.044	0.073	0.073	0.160	0.189
가-E	0.044	0.073	0.073	0.160	0.189
가-F	0.044	0.073	0.073	0.160	0.204
가-G	0.044	0.073	0.087	0.160	0.204

표 3.9.1에서 보는 바와 같이 옹벽 앞부분(전면판부분)에 30kg의 상재하중을 적재하였을 경우에는 상재하중 값이 원체 적어서 최대토압 읽음값이 2kg/cm²인 이들 토압계들로는 작은 토압 변화치를 감지하지 못하였다. 즉, 모든 토압계에서 상재하중을 적재하지 않았을 때와 같은 토압이 나타났다.

앞부분 30 kg + 뒷부분에 60kg 상재하중을 적재하였을 경우에는 상재하중이 없을 경우에 비하여 (5)번 수직 토압계의 값만 증가하였으며, 앞부분에 60 kg + 뒷부분에 60kg 상재하중을 적재하였을 경우에는 (3)번 수평 토압계 및 (5)번 수직 토압계의 값이 각각 증가하였다. 따라서 옹벽의 앞 부분에만 30kg의 전체 뒷채움흙 대비 비교적 작은 하중을 적재할 경우에는 strip load와 같은 효과를 나타내는 것으로 판단되며, 등분포하중으로서의 역할은 하지 않는 것으로 사료된다.

이번 실험에서 특이한 점은, 같은 수직토압계이면서도 전면판에서 가까운 (4)번 수직 토압계는 전면판에서 상대적으로 먼 (5)번 수직 토압계에 비하여 항상 작은 토압이 나타났다. 그 까닭은 옹벽의 전면판으로부터 뒷부분으로 상당한 거리를 벗어나지 않은 위치에 포설된 뒷채움흙은 많은 부분이 전면판에 마찰력으로 작용하여 수직토압이 충분히 발휘하지 않기 때문으로 판단된다.

나. 뒷채움재로 PE골재 15% 혼합토 사용 시 재료 배치방법별 토압

그림 3.9.3는 뒷채움재의 총중량(575.78kg) 중, 흙을 494.205kg(85%) 사용하고, PE골재는 15%인 81.574kg 만큼 사용한 혼합토를 몇 가지 방법으로 포설한 후 토압을 측정한 것이다. 표 2.9.2에서는 각 경우별로 측정한 토압값을 보여 주고 있다.

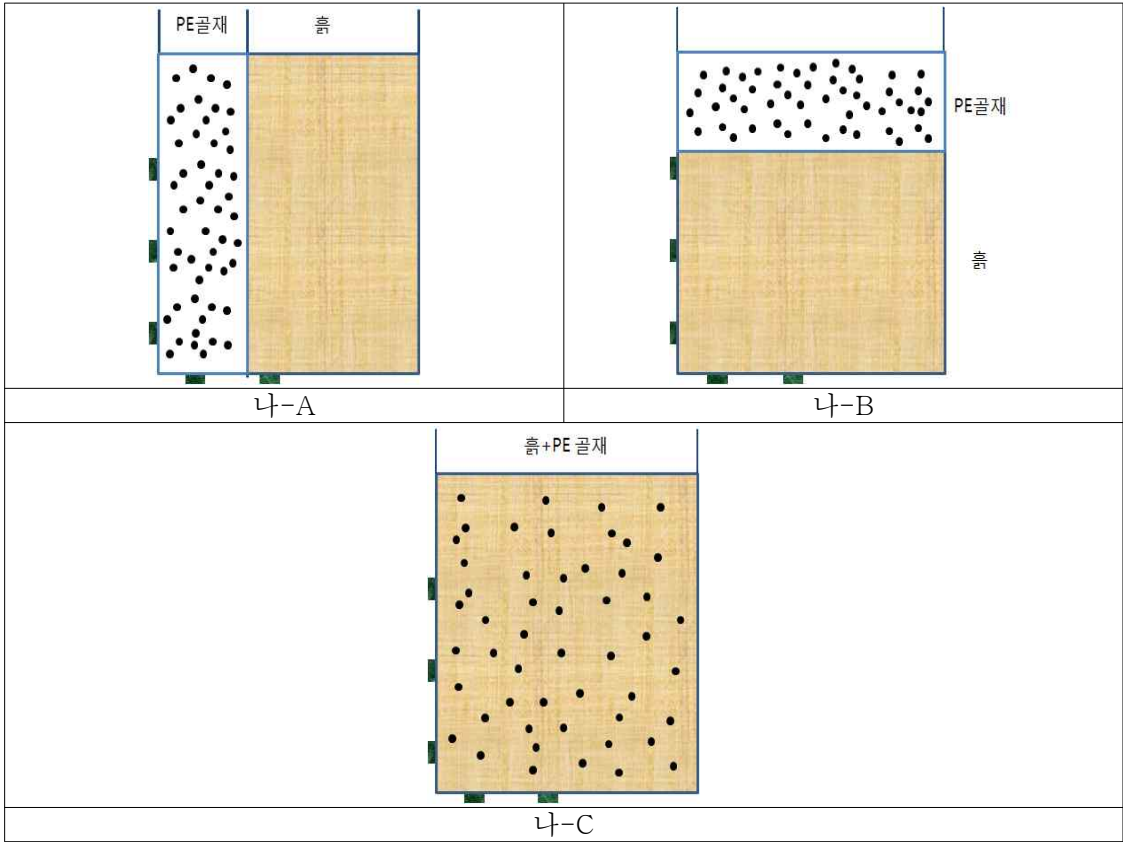


그림 3.9.3 뒷채움재 575.78kg 중 흙 85%, PE골재 15% 비율로 혼합하였을 때의 재료 배치 방법

표 3.9.2 PE골재를 15% 혼합토의 토압 측정값

	수평토압 읽음치(kg/cm ²)			수직토압 읽음치(kg/cm ²)	
	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)
나-A	0.007	0.013	0.015	0.029	0.160
나-B	0.029	0.044	0.073	0.102	0.160
나-C	0.029	0.029	0.044	0.102	0.160

표3.9.2의 (나-A)처럼 PE골재를 전면판 쪽에 포설했을 경우는 PE골재를 흙에 골고루 섞어 포설하였을 경우에 비해 (4)번 수직토압은 1/3.5 비율로 작고, (5)번 수직토압은 같으며, (3)번 수평토압은 1/3비율로 작게 나타나고 있다.

(나-B)와 (나-C)의 경우는 수직토압은 같게 나타났지만 수평토압은 (나-C)의 경우가 34% ~ 40% 정도 적게 나타나고 있다. 즉, 흙에 골고루 섞음으로서 흙만일 경우에 비해 내부마찰각이 증대하여 수평토압이 감소한 것으로 판단된다.

다. PE골재 5% 및 10% 혼합토의 재료 배치방법별 토압

(1) 수직토압 차이 비교

전체 뒷채움재의 총중량을 620kg으로 일정하게 한 후, (a)흙만 620kg(100%) 포설한 경우, (b)흙 589kg(95%) + PE골재 31kg(5%) 포설한 경우, (c)흙 558kg(90%) + PE골재 62kg(10%)로 하였을 경우에 대하여 그림 3.9.4. (가)처럼 PE 골재를 전면판에 연하여 배치하였을 때 및 (나)처럼 맨 윗층에 PE골재층을 설치하였을 때에 대하여 수직 토압의 차이를 비교하였다.

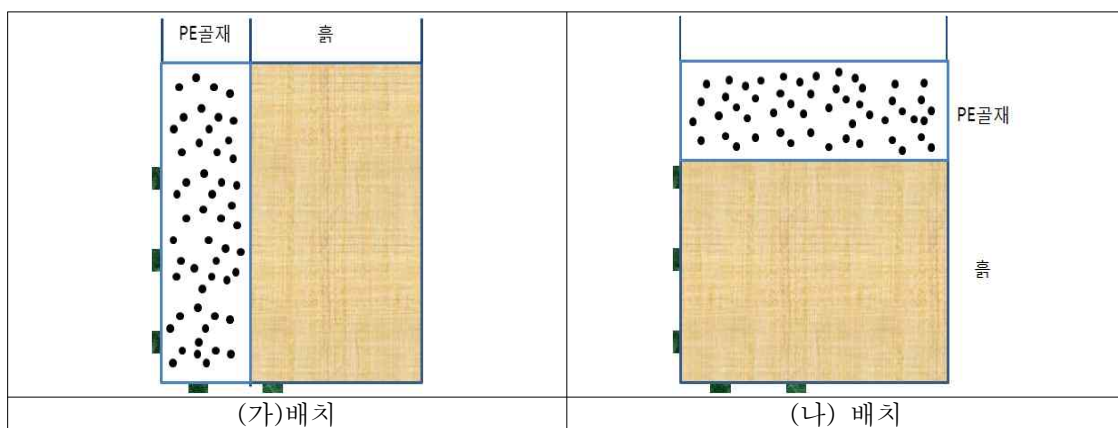


그림 3.9.4 전체 뒷채움재 620kg 사용 시 PE골재 혼합율 5% 및 10%일 때 재료 배치 방법

표 3.9.3에서 보는 바와 같이 PE골재를 5% 혼합할 때 까지는 수직토압은 큰 차이가 없다. 그러다 PE골재를 10% 혼합하게 되면 약간 감소한다. 그 차이는 토압계 읽음 상으로는 그리 크지 않다.

표 3.9.3 PE골재 혼합율별 수직 토압의 차이

PE골재 설치방법	흙만 100% 포설 시	PE골재 5% 혼합 시	PE골재 10% 혼합 시
전면판에 연하여 설치	0.148 kg/cm ²	0.148 kg/cm ²	0.143 kg/cm ²
맨 윗층에 PE골재 설치	0.148 kg/cm ²	0.148 kg/cm ²	0.143 kg/cm ²

(2) 수평토압 차이 비교

그림 3.9.4와 같은 방법으로 PE 골재를 배치하는 경우에 대하여 전체 뒷채움재의 총중량을 620kg으로 일정하게 한 후 (a) 흙만 620kg(100%) 포설한 때 (b) 흙 589kg(95%) + PE골재 31kg(5%) 포설한 때 (c) 흙 558kg(90%) + PE골재 62kg(10%)로 포설하였을 때에 대하여 제일 하단 수평 토압계의 읽음값 즉, 최대수평토압의 차이를 비교하였다.

표 3.9.4 PE골재 혼합율별 최대 수평 토압의 차이

PE골재 설치방법	흙만 100% 포설 시	PE골재 5% 혼합 시	PE골재 10% 혼합 시
전면판에 연하여 설치	0.074 kg/cm ²	0.043 kg/cm ²	0.011 kg/cm ²
맨 윗층에 PE골재 설치	0.074 kg/cm ²	0.064 kg/cm ²	0.042 kg/cm ²

표 3.9.4에서 보는 바와 같이 수평토압은 PE골재 혼합율에 따라서 수직토압 보다는 그 차이가 크게 나타나고 있다. 특히 PE골재를 전면판에 연하여 설치할 경우 PE골재 혼합율 증가에 따른 수평토압의 차가 커지고 있다. 그 까닭은 PE골재를 전면판에 연하여 설치할 경우 탄성이론에 의한 반무한체에서 표면분포하중으로 인한 횡방향 응력으로 작용하기 때문으로 풀이된다.

라. 뒷채움재 총중량이 일정한 경우의 PE골재 혼합율별 토압 변화

모형 옹벽 뒷채움재의 중량을 620kg으로 일정하게 한 후 PE골재를 중량비로 0%, 5%, 10%, 15% 흙과 섞어서 그림 3.9.3 (나-C)와 같은 형태로 포설하였을 때 수직 토압 최대치와 수평토압 최대치가 어떻게 변해는지 실험하였다.

표3.9.5 뒷채움재 총중량이 일정할 때 PE골재 혼합율별 토압 최대치의 변화

구분	흙620kg (100%)	흙589kg(95%)+ PE골재 31kg(5%)	흙558kg(90%)+ PE골재 62kg(10%)	흙 527kg(85%)+ PE골재 93kg(15%)
수평토압(최대치) (kg/cm ²)	0.079	0.057	0.034	0.034
수직토압(최대치) (kg/cm ²)	0.159	0.159	0.148	0.136

그 결과 표 3.9.5에서 보는 바와 같이 뒷채움재 전체의 중량이 같음에도 불구하고 PE골재가 차지하는 비율이 커질수록 수직토압은 약간씩 감소하는 경향을 보였고 수평토압은 매우 큰 폭으로 감소하였다. 그 까닭은 PE골재가 흙에 다량 혼합될수록 내부마찰각이 커져서 수평토압이 줄어든 것으로 사료된다. 또한 표 2.9.5에서 수평 토압/수직토압의 비율도 PE골재 혼합율이 커질수록 큰 폭으로 작아지고 있는 것을 알 수 있다.

한편 뒷채움재의 전체 중량이 일정하면 수직토압은 항시 일정해야 하나, PE골재 혼합율이 증가할수록 뒷채움재의 내부마찰각이 커지면서 옹벽 하부로 전달되는 수직응력의 일부가 옹벽 벽면에 마찰력으로 작용하여 수직토압도 다소 줄어든 것으로 판단된다.

마. 수평토압을 줄이는 PE골재 포설 방법 고찰

제 3장 9절 2에서 쪽 살펴본 바와 같이 옹벽 뒷채움재 전체를 PE골재로 포설하는 것이 내부 마찰각 증대 및 투수계수 향상 차원에서 가장 좋은 방법으로 사료되나, PE골재 제조 및 운반에 충분한 시간적인 여유가 적을 때는 PE골재를 옹벽의 전면판 부근에 집중적으로 포설하는 방법이, 전체 뒷채움흙에 PE골재를 혼합비율별로 섞어 포설하는 경우보다 수평토압을 감소시키는데 효과적이었다. 이 방법은 옹벽의 배수 문제도 해결할 수 있어 PE골재를 뒷채움재로 사용하는 옹벽에서 매우 바람직할 것으로 판단된다. 이 경우 전면판 부근의 PE골재와 뒷부분의 흙 사이에는 geotextile을 설치하여 뒷부분의 흙이 PE골재의 틈 사이로 침투하는 것을 방지하는 것도 추천할 수 있을 것으로 사료된다.

3. 모형 옹벽 내 강우 장치 설치 후 PE골재 혼합토의 포설 및 토압 측정

가. 강우 재현 장치

2차년도에는 그림 3.9.5 및 그림 3.9.6에서 보여 주는 바와 같이 모형옹벽 위에 여름철에 강우를 재현할 수 있는 장치를 설치하는 한편, 모형옹벽 전면판에 두께 5cm의 쇼크리트를 타설하여 겨울철 동결 융해 시 실제 옹벽의 콘크리트 전면판으로부터 찬기운이 침투하는 것을 모사할 수 있도록 하였다. 또한 옹벽 전면에도 porous stone을 설치하여 실험 중 배수가 가능하도록 하였다.

강우재현 장치는 상단 아크릴 상자(가로 49cm× 세로 31.5cm × 높이 26.5 cm × 두께 1.5cm)와 하단 아크릴 막대(가로 60cm × 세로 5cm × 높이 5cm)로 구성되어 있다.

상단 아크릴 상자에는 수도꼭지에서 고무호스를 바로 연결하여 물이 들어오게 하였고, 물이 채워진 높이를 표시하는 눈금을 새겨 넣었다. 상단 아크릴 상자과 하단 아크릴 막대는 아크릴 특수 호스로 연결되어 있다. 하단 아크릴 막대에는 작은 구멍을 무수히 많이 뚫어 빗물이 일정한 속도로 옹벽 상단 뒷채움재에 떨어지도록 고안하였다.

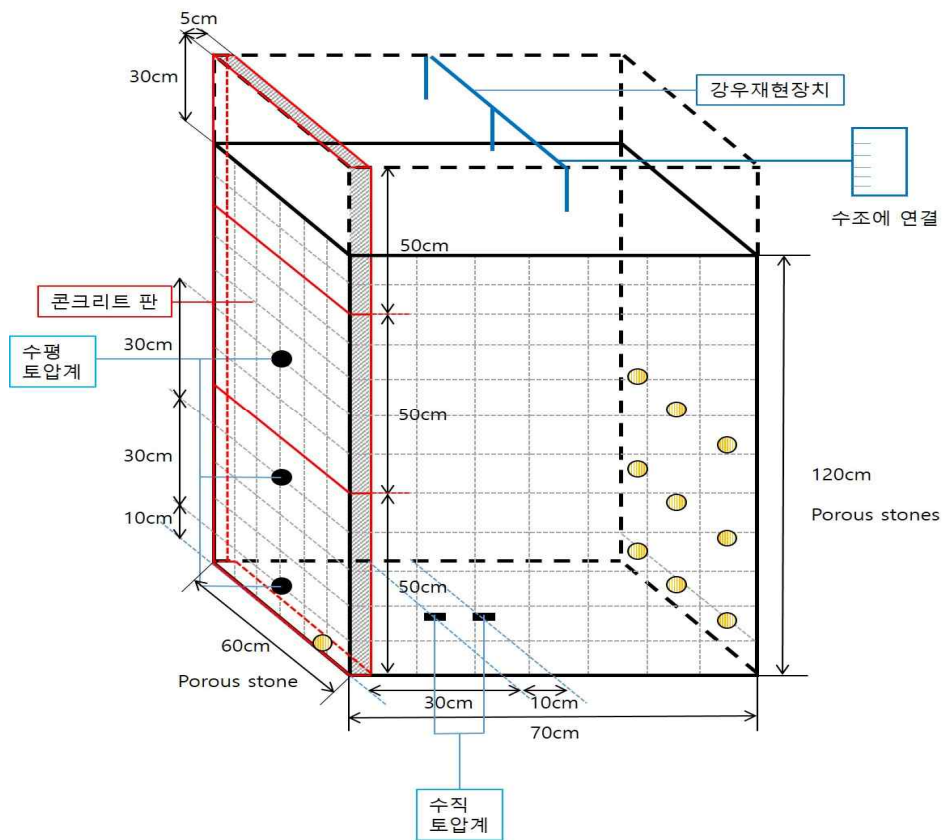


그림 3.9.5 강우 및 동결 용해 시 토압 측정을 위해 구축한 모형 옹벽 (2차년도)



그림 3.9.6 모형 옹벽의 강우 재현 장치 사진

나. 강우 재현 장치 설치 시 토압계 배치 방법

2차년도 실험에서는 1차년도 실험에 비해 토압계도 성능이 향상된 수직 및 수평 토압계를 설치하였다. 즉 본 연구에서는 높이가 1.2m 전후에 불과한 모형토조 내에 뒷채움재를 포설하고 실물 옹벽에 비해 크지 않은 토압을 측정하므로, 측정할 수 있는 토압계의 정밀도를 높여서 최대 토압 읽음치 $1\text{kg}/\text{cm}^2$, 최소 토압 읽음치 $0.001\text{kg}/\text{cm}^2$ 가 되는 수평 및 수직 토압계를 사용하였다. 각 토압계의 배치 위치는 그림 3.9.7에 상세히 나와 있다.

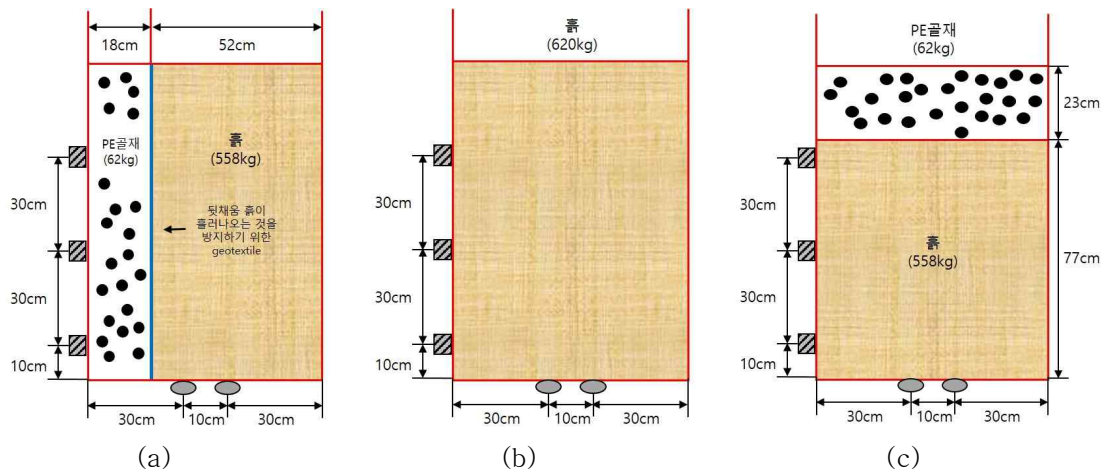


그림 3.9.7 강우 재현 시 토압 변화 실험에 사용한 토압계의 배치도

다. 강우 재현 방법

상단 아크릴 상자에 물 40리터를 넣은 후 잠금 나사를 풀어 물이 12시간에 걸쳐 모형옹벽 뒷채움재 속으로 서서히 흘러 들어가도록 하였다. 이때 모형 옹벽의 뒷채움 흙에 물이 어느 정도 차면 모형 옹벽의 뒷면에 설치한 6개의 porous stone을 통해서 마치 실제 옹벽에서 배수구멍으로 강우 시 물이 흘러나오듯 조금씩 물이 흘러나왔다. 흘러나오는 물은 모두 바케스에 담아 개량(計量)하였다.

36시간 동안 총 120리터의 물을 모형옹벽의 뒷채움흙에 공급하고, 뒷채움흙에서 배출되는 물을 계량하면서 강우 현상을 재현하는 동안 그림 3.9.7과 같이 옹벽 전면 판에 연하여 뒷채움 흙 무게의 10% 만큼을 PE골재로 채운 경우(그림 3.9.7의 a), 뒷채움재를 흙으로만 채운 경우(그림 3.9.7의 b), 뒷채움흙 위에 흙 무게의 10% 만

큼 PE골재를 적재한 경우(그림 3.9.7의 c) 등과 같이 PE골재를 적절한 비율로 섞어 배치한 세 가지 경우에 대하여 토압, 특히 수평토압이 어떻게 나타나는지 측정하였다.

강우 현상을 재현하기 위해 물을 넣을 때는 먼저 40L의 물을 12시간에 걸쳐 서서히 채웠다. 이 때 투입한 물의 양과 porous stone을 통해서 빠져 나온 물의 양을 계량하여 토조 속 흙의 함수비를 계산하였다. 두 번째, 세 번째도 역시 40L의 물을 12시간에 걸쳐 서서히 상부로부터 주입하였으며 투입한 물의 양과 porous stone을 통해서 빠져 나온 물의 양을 계량하여 토조 속 흙의 함수비를 계산하였다.(표3.9.6)

3차례 총 120L의 물을 36시간에 걸쳐 투입하는 과정에서 총 들어간 물의 양과 porous stone으로 새어 나오는 물의 양의 차이 및 토조 내 투입한 흙의 양을 근거로 계산한 모형토조 내부 흙의 함수비는 표3.9.6과 같다.

표 3.9.6 강우 지속 시간별 토조 내의 함수비 상태

경과 시간	물 주입량과 배수량을 고려하여 계산한 모형 토조내 뒷채움흙의 함수비
12시간	6.6%
24시간	12.2%
36시간	19.6%

다. 강우 시 토압 측정 결과

(1) 뒷채움재를 흙(620kg)으로만 채운 경우의 수직 토압 측정 결과

뒷채움재를 흙으로만 620kg 채운 경우(그림 3.9.7 (b))에 측정한 시간별 수직토압은 표 3.9.7과 같다. 수직토압은 그림 3.9.7 (b)에서 보여 주는 2개의 수직토압계 측정값의 평균치를 사용하였다.

표 3.9.7 강우 지속 시간별 토조내의 수직토압 변화

강우 지속 시간	모형 토조 내 뒷채움흙의 함수비(%)	수직토압(kg/cm ²)
12시간	6.6	0.158
24시간	12.2	0.160
36시간	19.6	0.167

(2) 뒷채움재를 흙 (620kg)으로만 채운 경우의 수평토압 측정 결과

뒷채움재를 흙(620kg)으로만 채운 경우의 수평토압 측정 결과는 표 3.9.8과 같다.

표 3.9.8 강우 지속 시간별 토조내의 수평토압 변화

강우 지속 시간	뒷채움흙의 함수비 (%)	수평토압(kg/cm ²)		
		최상단(23cm)	중간(53cm)	하단(83cm)
12	6.6	0.010	0.028	0.034
24	12.2	0.014	0.031	0.033
36	19.6	0.023	0.060	0.065

(3) 뒷채움재를 흙(558kg) 위에 PE골재(62kg)로 채운 경우의 수직 토압 측정 결과

뒷채움재를 흙으로만 채운 경우의 모형 옹벽에 작용하는 수직토압은 표 3.9.9와 같다.

표 3.9.9 흙 위에 PE골재를 채운 경우의 강우 지속 시간별 수직토압 변화

강우 지속 시간	모형 토조 뒷채움흙의 함수비(%)	수직토압(kg/cm ²)
12시간	6.6	0.150
24시간	12.2	0.160
36시간	19.6	0.162

(4) 뒷채움재를 흙(558kg)과 그 위에 PE골재(62kg)로 채운 경우의 수평토압 측정 결과

뒷채움재로서 흙(558kg)과 그 위에 뒷채움재 전체 중량의 10% 되는 PE골재(62kg)를 채운 경우의 모형옹벽에 작용하는 수평토압의 변화는 표 3.9.10과 같다. 이 실험을 할 때 옹벽 중간 부분의 수평 토압계는 고장으로 그 값을 읽을 수 없었다.

표 3.9.10 흙 위에 PE골재를 채운 경우의 강우 지속 시간별 수평토압 변화

강우 지속 시간	뒷채움흙의 함수비 (%)	수평토압(kg/cm ²)		
		최상단(23cm)	중간(53cm)	하단(83cm)
12	6.6	0.009	—	0.032
24	12.2	0.014	—	0.034
36	19.6	0.023	—	0.064

(5) 전면판에서 옹벽 높이의 20%(18cm) 구간에 PE골재를 채우고 뒷부분은 흙으로 채운 경우의 수직토압 측정 결과

옹벽 뒷채움재로서 PE골재를 뒷채움재 전체 중량(620kg)의 10% 만큼(62kg) 취하여, 옹벽 높이의 20% 되는 구간(18cm)에 걸쳐 옹벽 전면판에 연하여 설치하고, 그 뒤로는 흙을(558kg) 채웠을 경우 모형 옹벽에 작용하는 수직토압 분포는 표 3.9.11과 같다.

표 3.9.11 전면판에 연하여 PE골재를 채운 경우의 강우 지속 시간별 수직토압 변화

강우 지속 시간	모형 토조 뒷채움흙의 함수비(%)	수직토압(kg/cm ²)
12시간	6.6	0.118
24시간	12.2	0.135
36시간	19.6	0.154

(6) 전면판에서 옹벽 높이의 20%(18cm) 구간에 PE골재를 채우고 뒷부분은 흙으로 채운 경우의 수평토압 측정 결과

옹벽 뒷채움재로서 PE골재를 뒷채움재 전체 중량(620kg)의 10% 만큼(62kg) 취하여, 옹벽 높이의 20% 되는 구간(18cm)에 걸쳐 옹벽 전면판에 연하여 설치하고, 그 뒤로는 흙을(558kg) 채웠을 경우 모형 옹벽에 작용하는 수평토압 분포는 표 3.9.12와 같다.(중간 부분의 수평 토압계는 고장으로 측정 불가)

표 3.9.12 전면판에 연하여 PE골재를 채운 경우의 강우 지속 시간별 수평토압 변화

강우 지속 시간	뒷채움흙의 함수비 (%)	수평토압(kg/cm ²)		
		최상단(23cm)	중간(53cm)	하단(83cm)
12	6.6	0.009	—	0.017
24	12.2	0.007	—	0.019
36	19.6	0.011	—	0.042

여기서 (i) 뒷채움재를 흙만으로 채운 경우에 비하여 (ii) 뒷채움재 중량의 10%(62kg)를 PE골재로 치환한 후 전면판에 연하여 설치하고 그 뒤로 나머지 흙(558kg)을 채웠을 때의 강우 지속 시간 별 모형 옹벽 제일 하단에서의 토압 감소비를 환산해 보면 표 3.9.13과 같다.

표 3.9.13 강우 지속 시간별 모형 옹벽 최하단 토압계의 토압 감소 비율

강우 지속 시간(hr.)	뒷채움재 전체를 흙으로 포설했을 때의 토압(A)	전면판에 연해 뒷채움재의 10%를 PE골재로 포설했을 때의 토압 (B)	토압 감소비 (B/A) (%)
12	0.034 kg/cm ²	0.017 kg/cm ²	50
24	0.033 kg/cm ²	0.019 kg/cm ²	42.43
36	0.065 kg/cm ²	0.042 kg/cm ²	35.38

즉, 비가 36시간 동안 내려 모형옹벽 내 지반의 함수비가 19.6%에 달했을 때 모형 옹벽 맨 하단의 수평토압이 0.065kg/cm²에서 0.042kg/cm²으로 1/3 이상 줄어드는 것을 알 수 있다. 즉, 강우가 상당기간 지속될 경우에도 옹벽 뒷채움재 무게의 10% 만큼을 PE골재로 치환하여 전면판에 연하여 포설하면 옹벽 하단에 작용하는 수평 토압은 1/3 이상 줄어드는 것을 알 수 있다.

그 까닭은 PE골재를 전면판에 연하여 설치함으로써 상대적으로 배수가 잘 되고, 탄성이론에 의한 반무한체에서 표면분포하중으로 인한 횡방향 응력으로 작용하기 때문으로 풀이된다.

4. 겨울철 및 해빙기 모형 옹벽의 동토공학적 거동 분석 실험

가. 모형 옹벽의 동결융해 거동 측정 장치 설치

모형옹벽의 동결 융해 거동을 측정하기 위하여 일반 토압 실험을 할 때 사용한 모형옹벽에 두께 10cm의 스티로폼을 3면에 둘러쌌다. 또한 옹벽의 전면판에는 그림 3.9.5에서 보는 바와 같이 두께 5cm의 쇼크리트를 뿌려 실제 옹벽의 콘크리트 전면 판처럼 만들었다. 이 모형 옹벽을 최저온도 영하 30℃, 최고온도 영상 50℃ 상태 및 지속 시간 조절이 가능한 대형 냉동챔버 속에 거치한 후 동결융해 실험을 하였다.

동결융해 실험을 하기 위해 옹벽에 흙을 채울 때 옹벽 바닥에서 높이 10cm 되는 지점, 바닥 에서 높이 40cm 지점, 바닥에서 높이 70cm 되는 지점, 그리고 지표면에 각각 T형 온도 센서를 설치한 후 이것을 온도측정용 데이터 로거인 Grant에 연결하여 실험 기간 동안9동결 및 융해 기간) 토조 내부 뒷채움흙의 온도변화를 읽을 수 있게 하였다. 또한 아크릴로 만든 methylene blue 동결심도계를 모형 토조에 흙을 채우는 동안 설치하여 실험 중 동결깊이 변화를 관측하고자 하였다.(그림3.9.8 참조) 아울러 뒷채움재를 다 채운 후 흙 표면에 LVDT를 설치하여 동결 시의 동상량을 측정할 수 있도록 하였다.(그림3.9.9 참조)



그림 3.9.8 모형토조 내 뒷채움흙의 동결깊이 측정용 methylene blue 동결심도계



그림 3.9.9 냉동챔버 내에 거치된 모형토조와 뒷채움흙의 동상량 측정 LVDT

나. 모형 용벽의 동결융해 거동 실험 방법

모형 용벽의 동결융해 거동을 측정할 때는 동상현상이 뚜렷이 나타날 수 있도록 뒷채움흙의 함수비를 19.6%로 조절하였다. 또한 뒷채움흙의 동결융해 거동을 알아 보기 위한 뒷채움재 포설방법은 그림 3.9.10에서 보는 바와 같이 (i) 뒷채움재를 전부 흙(620kg)으로만 채운 경우와 (ii) 뒷채움재 총 중량의 10% 만큼을 PE골재(62kg)로 치환하여 전면판에 연하여 설치하고 그 뒤로 흙(558kg)을 포설한 경우로 하였다.

모형 토조내에 뒷채움재를 채울 때는 흙이나 PE골재를 20cm 높이로 포설한 후 각 층을 다짐봉으로 50회 고르게 다졌다. 함수비를 19.6%로 조절하기 위해서 사용한 흙의 양 대비 물의 양을 계산한 후 강우재현장치를 사용하여 36시간에 걸쳐 서서히 스며들도록 하였다.

물이 다 스며든 후 냉동챔버의 온도를 -20°C 로 하여 72시간을 동결시켰으며, 동결토압과 동상량을 체크한 후에는 냉동챔버의 온도를 $+30^{\circ}\text{C}$ 로 하여 96시간동안 융해를 시켰다.

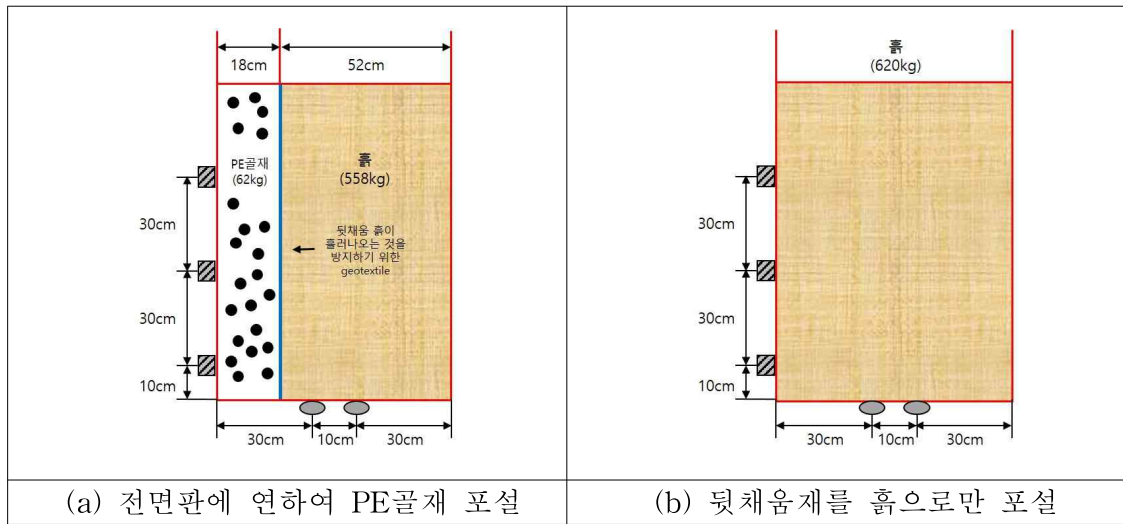


그림 3.9.10 동결융해 거동 실험 시 적용한 뒷채움재의 포설방법

다. 모형 옹벽의 동결융해 거동 실험 결과

(1) 뒷채움재를 흙(620kg)으로만 채운 경우의 수직 토압 측정 결과

뒷채움재를 흙(620kg)으로만 채운 경우의 수직토압 측정 결과는 표 3.9.14와 같다.

표3.9.14 뒷채움재를 흙으로만 채운 모형옹벽의 동결 전후 수직토압 변화

동결 여부	모형 토조 내 뒷채움흙의 함수비(%)	수직토압(kg/cm ²)
동결 전	19.6	0.168
72시간 동결 후	19.6	0.575

(2) 뒷채움재를 흙 (620kg)으로만 채운 경우의 수평토압 측정 결과

뒷채움재를 흙(620kg)으로만 채운 경우의 수평토압 측정 결과는 표 3.9.15와 같다.

표3.9.15 뒷채움재를 흙으로만 채웠을 때 동결 전후 수평토압 변화

동결 상태	뒷채움흙의 함수비 (%)	수평토압(kg/cm ²)		
		최상단(23cm)	중간(53cm)	하단(83cm)
동결 전	19.6	0.010	고장	0.064
72 시간 동결 후	19.6	0.083	고장	0.865

(3) PE골재(62kg)를 전면판에 연하여 설치하고 그 뒤로 흙(558kg)을 채운 경우의 수직토압 측정 결과

PE골재(62kg)를 전면판에 연하여 설치하고 그 뒤로 흙(558kg)을 채운 경우 동결 전후의 수직토압 측정 결과는 표 3.9.16과 같다.

표3.9.16 PE골재를 전면판에 연하여 설치했을 때의 동결 전후 수직토압 변화

동결 여부	모형 토조 내 뒷채움흙의 함수비(%)	수직토압(kg/cm ²)
동결 전	19.6	0.153
72시간 동결 후	19.6	0.431

(4) PE골재(62kg)를 전면판에 연하여 설치하고 그 뒤로 흙(558kg)을 채운 경우 동결 전후의 수평토압 측정 결과

PE골재(62kg)를 전면판에 연하여 설치하고 그 뒤로 흙(558kg)을 채운 경우 동결 전후의 수평토압 측정 결과는 표 3.9.17과 같다.

표3.9.17 PE골재를 전면판에 연하여 설치했을 때의 동결 전후 수평토압 변화

동결 상태	뒷채움흙의 함수비(%)	수평토압(kg/cm ²)		
		최상단	중간	하단
동결 전	19.6	0.010	고장	0.043
72시간 동결 후	19.6	0.079	고장	0.285

표 3.9.14와 3.9.16에서 살펴 보면, 뒷채움재를 흙으로만 채운 경우의 수직토압은 동결 전에 비해 동결 후 약 3.4배 증가하였으나, PE골재를 전면판에 연하여 설치하고 그 뒤로 흙을 채운 경우의 수직토압은 동결전에 비해 동결 후 약 2.8배 증가하였다.

한편 표 3.9.15에서 살펴 보면 뒷채움재로서 흙만을 채운 경우의 옹벽 상단 동결 전후 수평토압은 8.3배, 최하단 수평토압은 13.5배 증가하였다. 반면에 표 3.9.17에서 보면 PE골재를 전면판에 연하여 설치하고 그 뒤로 흙을 채운 경우의 옹벽 상단 수평토압은 동결 전에 비해 동결 후 약 7.9배 증가하였고, 최하단 수평토압은 6.62배 증가하고 있다.

따라서 PE골재를 전면판에 연하여 설치할 경우 뒷채움재를 모두 흙으로만 설치한 경우에 비해 동결 전후에 수직토압이나 수평토압 모두 상대적으로 작게 증가하고 있다.

특히 PE골재를 전면판에 연하여 설치할 경우 뒷채움재를 모두 흙으로만 설치한 경우에 비해 옹벽 최하단 수평토압은 동결 후 0.285kg/cm^2 대 0.865kg/cm^2 로서 약 1/3에 불과하게 나타나고 있다. 그 까닭은 PE골재를 전면판에 연하여 설치함으로써 흙으로 채웠을 경우에 비해 (i) 옹벽의 배수를 빠르게 하고 (ii) 동결 시 팽창할 수 있는 뒷채움재의 용량 자체를 줄였으며 (iii) PE골재의 열전도율이 흙에 비해 훨씬 적어(단열효과), 외부로부터 옹벽 전면판으로 침투하는 차가운 공기를 상대적으로 서서히 옹벽으로 통과시켜 옹벽 뒷채움재의 동결자체가 서서히 일어나도록 하였기 때문으로 풀이된다.

라. 모형 옹벽 뒷채움재의 동결팽창량

모형 옹벽의 뒷채움재로서 일반 흙(620kg)만을 사용했을 때와 PE골재(62kg)를 전면판에 연하여 설치하고 그 뒤로 흙(558kg)을 채웠을 때의 영하 20℃로 72시간 동결시킨 후의 옹벽 뒷채움재 표면의 동결팽창량을 LVDT로 측정한 결과는 표3.9.18과 같다.

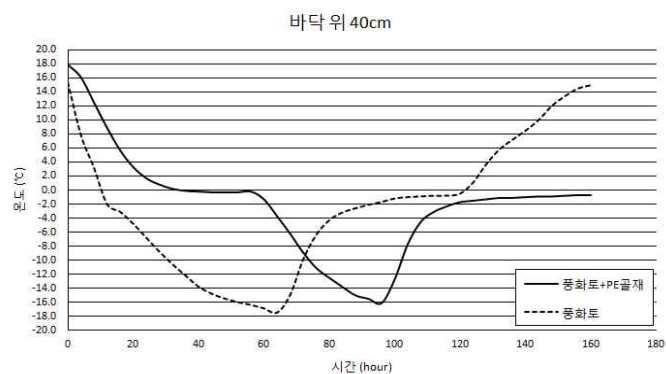
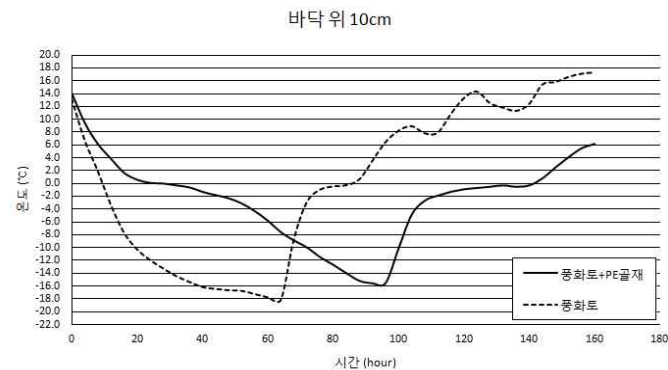
표 3.9.18 뒷채움재 동결 후 동결팽창량

뒷채움재 포설 형태	동결온도(℃)	동결시간(hr)	동결팽창량(mm)
흙만으로 채웠을 때	-20	72	7.19mm
PE골재를 전면판에 연하여 채우고 그 뒤로 흙을 채웠을 때	-20	72	4.17mm

표 3.1.13에서 보는 바와 같이 뒷채움재로서 흙만을 채운 경우는 PE골재를 전면판에 연하여 채우고 그 뒤에 흙을 채운 경우에 비해 동결팽창량도 약 1.72배 더 크게 나타나고 있다.

마. 모형 옹벽 뒷채움재의 동결 중 온도 변화

뒷채움 흙의 동결 및 융해 기간 동안 옹벽 바닥에서 10cm 되는 구간, 바닥에서 40cm 되는 구간, 바닥에서 70cm 되는 구간, 그리고 지표면에 설치한 온도센서로 측정한 온도 변화를 그래프화 하여 그림 3.9.11에 나타내었다.



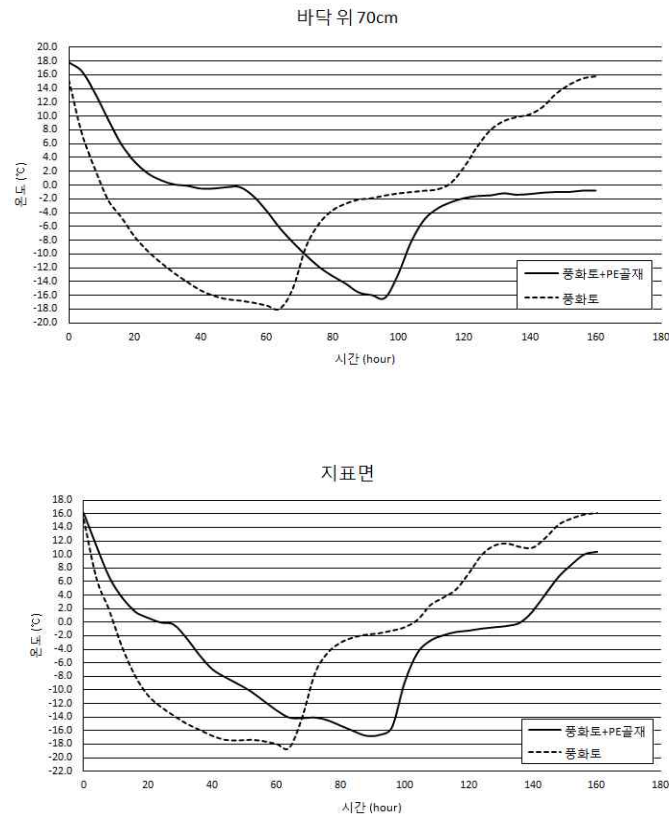


그림 3.9.11 뒷채움재로서 흙만을 사용했을 때와 전면판에 연하여 PE골재를 설치했을 때의 경과 시간에 따른 동결 융해 시 온도 변화

그림 3.9.11에서 보는 바와 같이 뒷채움재로서 PE골재를 전면판에 연하여 설치했을 경우에는 열전도율이 흙 보다 작은 PE골재가 단열재 역할을 하여 흙으로 뒷채움재 전체를 채웠을 때에 비하여 상대적으로 옹벽 전면판으로부터 침투하는 외기 온도에 서서히 반응한다. 즉, 더 오랜 시간이 경과했을 때 영하의 최저 온도 및 영상의 최대 온도에 도달하고 있다. 이 그래프로부터도 옹벽 전면판에 PE골재를 설치할 경우 겨울철에 뒷채움재가 동결이 덜 민감하게 작용하는 것을 알 수 있다.

바. 모형 옹벽 뒷채움재의 융해 중 뒷채움재 표면 침하량

모형 옹벽의 동결 시험 후 냉동 챔버의 온도를 영상 30℃로 바꾸어 96시간 융해시킨 결과 PE골재를 전면판에 연하여 설치한 것은 지표면에서의 LVDT 읽음값이 0 mm 이었고, 흙을 전부 채운 경우는 지표면에서의 LVDT 0.03mm 로 나타났다. 따라서 두 경우 모두 거의 비슷하게 융해에 의해 동결팽창했던 지표면의 높이가 원 위치로 돌아오는 것을 알 수 있었다. 그러나 동결 시 동결팽창량은 표 3.9.18에서

보는 바와 같이 뒷채움재를 흙으로만 채운 경우가 PE골재를 전면판에 연하여 설치한 경우에 비해 더 크게 나타나 결국 동결융해로 인한 거동의 폭이 더 크다는 것을 알 수 있다. 이는 겨울철 및 해빙기에 뒷채움재의 동결융해로 인한 뒷채움재 표면의 움직임이 더 심하다는 것을 알 수 있다. 즉, 뒷채움재를 흙으로만 포설했을 경우 옹벽 뒷채움재 위에 토목 또는 건축 구조물이 있다면 겨울철이나 해빙기에 동결 융해에 의한 융기 및 침하 피해가 더 클 것으로 유추된다.

제10절 일반 흙 및 PE골재 혼합토에 대한 동토공학적 시험 분석 (계획외 추가 수행 부분)

1. 동토공학 시험용 흙 시료의 기본 성질

가. 채취 흙의 기본 성질

(1) 흙시료 채취 장소

충북 제천역 중앙선 철도 대량터널 입구 주위의 겨울철과 해빙기에 동상 및 융해 피해를 입었던 철도노반에서 흙시료를 채취하였다.

이 지역은 겨울철 기온이 낮으며, 따라서 철도 노반이 동상·융해 피해를 입기 쉬운 환경에 놓여 있다. 철도 노반 밑으로 플라스틱 배수 파이프를 설치하였으나 철도 주변의 콘크리트 배수로의 경사가 완만하여 전체적인 배수가 잘 이루어지지 못하는 까닭에 매년 동상피해를 입고 있다.

(2) 채취한 흙 시료의 물리적 성질

채취한 시료에 대해 입도분포시험(KS F 2302), 비중시험(KS F 2308), 다짐시험(KS F 2312), 투수시험(KS F 2322)을 실시하였으며, 그 결과는 표 3.1과 같다. 시료 분석 결과 이 시료는 비교적 세립분의 비율이 적었으며 모두 투수계수가 작은 흙이었다.

표 3.10.1 채취한 흙시료의 기본 물성치

채 취 장 소	USCS	Passing No. 200 (%)	LL (%)	PI	Gs	γ_{dmax} (kN/m^3)	w_{opt} (%)	$k_{15^\circ C}$ (cm/sec)	frost group
제천	SW	3.5	-	N.P	2.67	20.55	9.5	1.59×10^{-5}	F2

(3). 흙 시료의 일반적 동상 특성

미공병단에서는 동결 가능한 흙을 동결 가능성이 작은 순서대로 F1, F2, F3, F4 순으로 분류하였다.(표3.1.2참조) F1군은 동결가능성이 있는 자갈질 흙으로 0.02mm 보다 가는 입경을 3~10% 포함한 흙이다. F2군은 자갈질 흙이 0.02mm보다 가는 입경을 10~20% 포함하고 있거나 모래질 흙인 경우 3~10% 포함한 것이고, F3군은 자갈질의 흙이 0.02mm보다 가는 입자를 20% 이상 가지고 있거나 모래질 흙인 경우 15%이상인 경우, 그리고 소성지수가 12%이하인 흙이 이에 속한다.

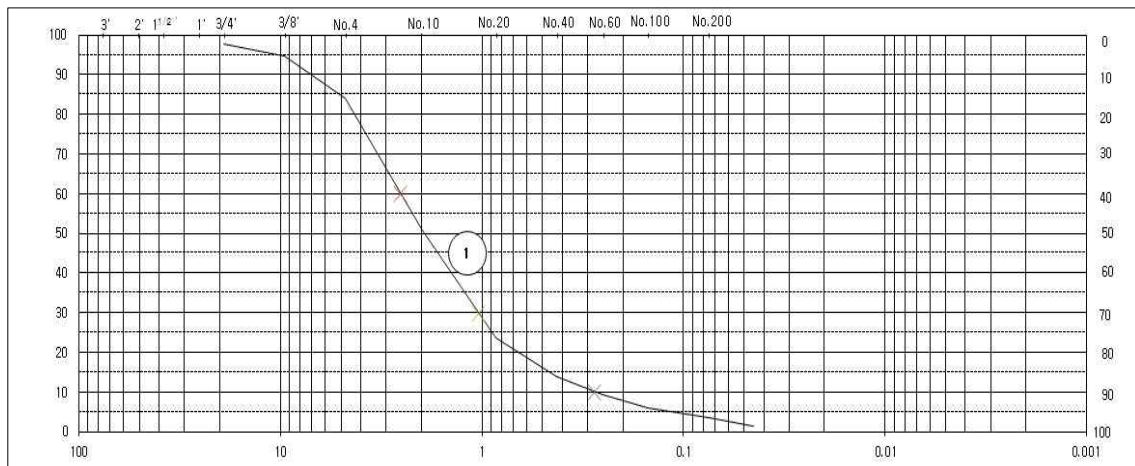


그림 3.10.1 채취 흙 시료의 입도 분포 곡선

동상을 가장 심하게 받는 F4군은 실트, 소성지수가 12% 이상인 점토, 대단히 가는 실트질 모래(입경이 0.02mm이하의 함량 15%이상), 호상점토 등을 포함한다. 이 분류법에 의하면 세립분의 함유량이 많을수록 동결이 일어나기 쉽다는 것을 알 수 있다(Linell, 1973).

지반에서 동상현상이 잘 일어나는 것과 동결깊이가 크게 나타나는 것은 별개의

문제다. 동상현상은 널리 알려진대로 실트에서 가장 많이 발생한다. 하지만 지반의 동결깊이는 흙의 열전도율과 관련이 있다. 해외에서 열전도율을 측정한 결과를 보면(“토의 동결-그 이론과 실제”, 일본토질공학회 발행 참조)모래는 석영 성분을 포함하고 있어서 열전도율이 점토나 실트 보다 크다. 따라서 제천 철도 현장에서 채취한 흙처럼 모래 성분이 포함된 F2군에 속하는 흙에서는 주로 실트나 점토로 구성된 F4군에 비하여 당연히 동결깊이가 더 크게 나타날 것으로 판단된다.

표 3.10.2 일반적 흙의 동상 가능성 판별을 위한 분류(Linell et al, 1963)

미공병단 동상성 분류	흙의 종류	통일분류법에 의한 토질 분류	0.02mm보다 가는 입경의 비율 (%)
F1	자갈	GW, GP, GW-GM, GP-GM	3~10
F2	자갈	GM, GW-GM, GP-GM	10~20
	모래	SW, SP, SM, SW-SM, GP-GM	3~15
F3	자갈	GM, GC	20이상
	모래	SM, SC	15이상
	점토	CL, CM (PI가 12%이하)	-
F4	실트	ML, MH	-
	대단히 가는 실트질 모래	SM	15이상
	점토	CL, CL-ML (PI가 12%이상)	-
	세립 퇴적토	CL, ML, SM; CL, CH, ML; CL, CH, ML, SM	-

미공병단은 동결 가능한 흙을 동결 가능성이 작은 순서대로 F1, F2, F3, F4의 네 가지 군(群)으로 분류하였다. 이 토군들은 0.02mm 통과율이 높을수록, 소성지수가 작을수록 동결하기 쉽다는 점을 이용하였다.

2. 제천 흙 시료에 대한 열전도율 시험

가. 흙에 대한 일반적인 열전도율 성질

일반적으로 흙의 열전도율은 밀도, 함수비, 입자의 형태, 온도, 간극수의 상태와 고체, 액체 및 기체 성분에 의존하며, 동상 시에는 함수비와 얼음-물의 위상(phase) 관계에 크게 좌우된다.

일정한 함수비에서 건조밀도가 증가하면 열전도율도 증가하는데 그 증가율은 다른 일정한 함수비에서도 거의 동일하다. 건조밀도를 고정시키고 함수비만을 증가시켜도 열전도율은 증가하며, 이때 동결, 미 동결 상태와 상관없이 동일한 경향을 보인다. 또한 수분을 포함하고 있는 흙은 상온에 비하여 0℃ 이하의 온도에서는 열전도율이 증가하는 경향을 보인다.

표 3.10.3 흙의 종류별 열전도율 (Sundberg 1988)

흙의 종류	열전도율 ($W/m.K$)	
	비동결 시	동결 시
점토	0.81-1.1	2.0-2.2
실트질 점토	1.1-1.5	2.3-2.8
실트	1.2-2.4	2.3-3.2
모래(포화시료)	1.5-2.6	2.7-3.3
모래(불포화시료)	0.4-1.1	0.4-1.0
자갈(포화시료)	1.6-2.1	2.8-3.0
자갈(불포화시료)	0.7-0.9	0.8-0.9

무기질토(inorganic soils)는 열전도율이 다른, 여러 종류의 광물로 구성되어 있다. 일반적으로 흙의 굵은 입자들은 석영(quartz), 장석(feldspar), 휘석(pyroxene) 등으로 이루어져 있으며 잔 입자들은 카올리나이트(kaolinite), 일라이트(illite), 몬모릴로나이트(montmorillonite)와 같은 점토광물, 석영, 장석, 운모(mica) 등으로 구성되어 있다. 이들 광물 중 석영이 가장 높은 열전도율을 가지므로 석영의 함유량을 아는 것이 중요하다.

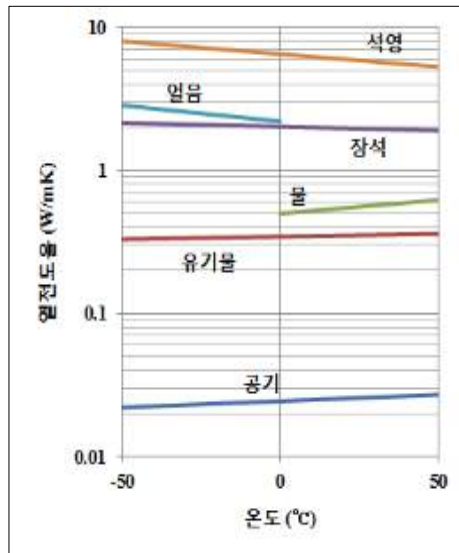


그림 3.10.2. 주요 광물의 열전도율
(일본지반공학회 1982)

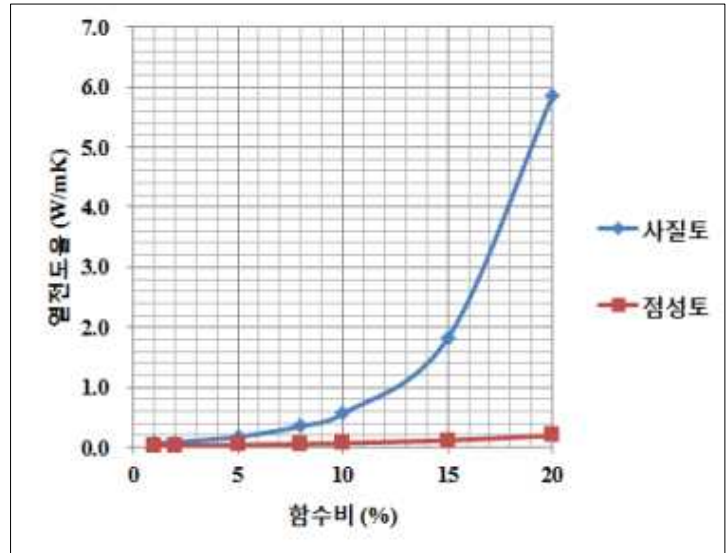


그림 3.10.3 함수비에 따른 동토의 열전도율,
초기 온도 -10°C (일본지반공학회 1982)

(1). 열전도율 측정방법

열전도율을 측정하는 방법은 크게 정상법과 비정상법으로 나눌 수 있다. 정상법은 원리에 충실하나 오랜 시간과 숙련된 기술을 요한다. 반면 비정상법은 실용화를 위해 상품화되는 경우가 늘고 있지만 그 중 저항법과 후랏슈법에서는 열전도율을 구하기 위해서 다른 측정치를 필요로 한다. 열선법은 열전도율을 신속하게 측정할 수 있는 방법인데 이를 개량 발전시킨 방법이 QTM식 프로브(probe)법이다. 이 QTM식 프로브(probe)법은 이미 알고 있는 열전도율을 가진 물질의 표면에 가열선(heater)과 열전대가 배치된 상태로서, 이 물질은 단열성이 좋으며 탄성이 있고 시료면과 잘 밀착도록 제작되었다.

표 3.10.4 열전도율 측정법의 종류(김영진 등, 2005)

종류	구분	비고
정상법	절대측정법	JIS A-143 R-2616
	비교측정법	ASTM C-177 C-518
비정상법	저항법, 후랏슈법	ASTM D 2326
	열선법, QTM 법	JIS R-2618

QTM 프로브를 사용해서 측정할 때에는 시료면 위에 프로브의 저면($5 \times 10 \text{ cm}^2$)과 비슷한 면적의 평면부분이 있으면 되며, 시료면을 잘라 내거나 표면을 정밀히 다듬을 필요는 없다(김영진 등, 2005).

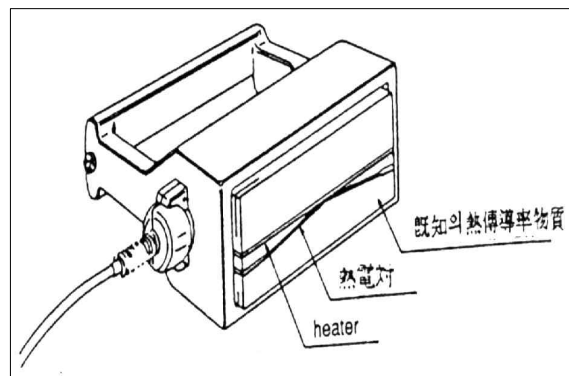


그림 3.10.4 열전도율시험기(QTM-500)의 모습과 프로브(Probe)의 구조

제천 흙 연구에 사용한 열전도율시험기(QTM-500)는 프로브를 시료 위에 얹고 가열선에 일정한 저항을 가진 전기를 흐르게 하여 프로브 표면에 있는 열전대의 기전력을 자기 기록계로 기록하여 열전도율을 산출하는 원리를 이용하는 시험기다. (그림 3.2.3 참조) 저항값과 온도에 따라 측정시간이 다르나 10°C 부근에서 $I^2 = 3.000$ 일 때 3분 내외가 소요된다.

(2). 열전도율시험 결과

열전도율은 No.10체를 통과한 흙 시료를 프로브(probe)와 비슷한 면적을 가진 플라스틱 용기($V = 460 \text{ cm}^3$)에 담아 측정하였다. 시료는 모두 24시간 이상 노건조한 것을 사용하였으며, 시험은 각각 3번씩 실시한 후 평균값으로 나타내었다.

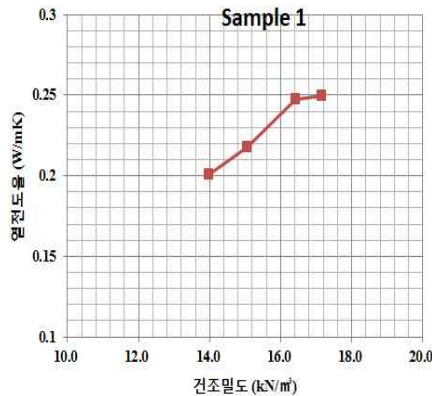
먼저 건조밀도에 따른 흙 시료의 열전도율 변화를 알기 위해 용기에 느슨하게 넣은 건조시료를 다짐봉으로 조금씩 다져 넣으며 건조밀도를 점차 늘려가며 열전도율을 측정하였다.

이어서 흙 시료의 함수비 변화에 따른 열전도율 변화를 알아보았다. 함수비를 조절할 때는 건조 시료에 증류수의 양만을 조절하여 섞은 후, 질량을 측정하여 함수비를 계산하고, 그 때의 열전도율을 측정하였다.

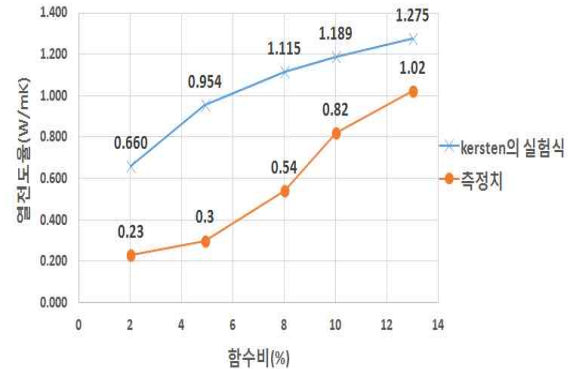
시험 결과, 시료의 건조밀도에 따른 열전도율은, 건조밀도가 증가할수록 선형적으

로 증가하는 경향을 나타내었다.

함수비 변화에 따른 열전도율은 일정한 함수비까지는 서서히 증가하다 갑자기 큰 폭으로 상승하였다. 이 시험을 통해 흙 시료 보다 큰 열전도율을 갖는 물이 흙 시료의 간극을 채울수록 흙의 열전도율도 같이 증가한 것으로 판단된다.



(가) 건조밀도 변화별 열전도율



(나) 함수비 변화별 열전도율

그림 3.10.5 채취 흙 시료의 조건별 열전도율 측정 결과

3. 부동수분 시험

가. 동토 속의 부동수분

동토 속에 0℃ 이하에서도 얼지 않는 수분이 존재하는데, 이를 흔히 부동수(unfrozen water)라고 부른다. 따라서 동토(frozen soils)는 흙입자, 빙정(ice lenses), 부동수, 공기(불포화된 흙일 경우)로 구성되어 있다.

겨울철 도로나 철도의 노상에 외부의 찬 공기가 침투하면서 발생하는 동상(frost heaving) 과정에서 부동수는 중요한 역할을 한다. 동상발생과정을 미시적 모델로 살펴보면 동결면(freezing front)과 빙정이 생성하는 면(ice lenses segregation front) 사이에 지극히 좁은 한 영역이 존재하는데 이를 동결영역(freezing frings)이라고 한다. 이 영역은 흙입자와 그 주위를 둘러싸고 있는 얇은 부동수막 및 간극빙으로 구성되어 있는데, 이곳의 부동수막을 통하여 미동결토의 하부로부터 모세관현상에 의해 흡수된 물이 빙정까지 이동하는 것이다. 그리고 빙정이 점점 성장하여 지표면이 팽창하여 오르게 된다. 또한 인공동결공법을 적용할 때도 부동수의 양에

따라서 동토의 강도가 달라지므로 부동수를 고려하여야 한다.

동토중의 부동수의 양은 흙의 비표면적 및 입자배열 상태, 그리고 온도 등에 따라서 달라지는 것으로 알려져 있다.

여기서는 동토를 구성하고 있는 한 요소인 부동수가 동토 내에 존재하는 까닭, 부동수의 측정법, 그리고 부동수가 동토의 제반 성질에 미치는 영향 등에 대하여 살펴 보고, 실제 동상이 자주 발생하는 철도 노반에서 채취한 흙 시료에 대한 부동수 분 측정 결과를 소개하고자 한다.

나. 동토 중에 부동수가 존재하는 까닭

Uhlmann 과 Kuroda는 동토중에 부동수가 존재하는 까닭을 계면화학적 견지에서 설명하였다. 즉, 얼음과 흙입자가 직접 접촉하였을 때의 계면자유에너지 보다 얼음과 흙입자가 부동수를 사이에 지니고 접촉했을 때의 계면자유에너지의 합이 작기 때문에 부동수가 흙 입자 표면에서 안정적으로 존재한다고 보고 식(3.10.1)과 같은 식을 제시하였다.

$$\sigma_{is} - (\sigma_{iw} + \sigma_{ws}) > 0 \dots\dots\dots(3.10.1)$$

여기서, σ_{is} : 얼음과 흙입자 간의 계면자유에너지

σ_{iw} : 얼음과 부동수간 계면자유에너지

σ_{ws} : 부동수와 흙입자 간 계면자유에너지

동토 중에서 부동수가 존재하는 이유는 부동수의 수막의 두께가 충분히 두꺼워 표면력을 무시할 수 있는 일반적인 물(bulky water) 보다 낮은 화학능(chemical potential)을 갖고 있기 때문으로도 볼 수 있는데, 흙 속의 물의 화학능을 저하시키는 원인에는 다음의 3가지가 있다.

(1) 용질에 의한 응고점 강하

흙 속의 물은 각종 용질을 함유하고 있으므로 응고점 강하가 일어난다. 용질의 농도가 낮을 경우, 응고점 강하량(ΔT_f)은 중량 mole농도(C)를 이용하여 식(3.10.2)와 같이 나타낼 수 있다.

$$\Delta T_f = K_f C \dots \dots \dots (3.10.2)$$

여기서 K_f 는 단위농도(1mol/kg)당의 응고점 강하량(°C)이며, 흙 속의 물의 경우 1.86°C kg/mol의 값을 갖는다

(2) 모관의 영향에 의한 응고점 강하

흙의 간극은 연속되어 있는 구조로서 모관의 다발로 고려할 수 있는데, 이 모관내의 물은 모관의 벽면과 상호작용을 하여 밑으로 블록한 형태의 고면을 이루고 있으며, 일반적인 물보다 화학능이 낮다. 이 모관내의 물이 동결했을 때 응고점 강하량(ΔT_f)은 모관의 반경(r)을 이용하여 식(3.3.3)과 같이 나타낼 수 있다.

$$\Delta T_f = \frac{2 V_W T_M \sigma_{iw}}{L_r} \dots \dots \dots (3.10.3)$$

여기서, V_w : 물의 비용적(cm^3/g), 0°C에서 1.000597

T_M : 일반적인 물의 동결온도(°K), 273°K

L : 동결잠열(cal/g), 물의 경우 80cal/g

σ_{iw} : 얼음과 부동수간의 계면자유에너지로서 35erg/ cm^2 로 보면

식(3.3.3)의 ΔT_f (°C)와 반경 r (m)의 사이에서 식(3.10.4)와 같은 관계가 얻어진다.

$$\Delta T_f = 5.7 \times 10^{-8} (1/r) \dots \dots \dots (3.10.4)$$

식(3.10.4)는 모관의 영향에 의한 응고점 강하는 모관반경에 반비례하며, 예로서 모관반경(r)이 0.1 μm 일 때 응고점 강하량은 0.57°C가 된다는 뜻이다.

(3) 흡입자 표면의 흡착력장의 영향

점토입자 표면이 물에 닿으면 표면 이온이 부분적으로 분리되어 점토입자 표면이 음의 전기를 띠게 된다. 전장의 영향으로 점토입자 표면 부근의 액상에 식(3.10.5)와 같이 표시되는 양이온 분포가 생긴다. 이것을 전기확산 2중층(electrical diffuse double layer)이라고 부른다.

$$C = C_0 \exp\left(\frac{-ze\psi}{kT}\right) \dots\dots\dots (3.10.5)$$

여기서, C : 중량 mole 농도

e : 음이온의 전하

ψ : 물에 대한 상대 전위

C_0 : 일반적인 물의 농도

k : Boltzmann 정수

T : 절대온도

z : 이온의 원자가(ionic valence)

점토입자의 표면 전하가 마이너스이므로 ψ 도 마이너스 값을 갖게 되어 식(3.10.5)에서 우변전체의 값은 C_0 보다 큰 값이 된다. 양이온의 농도는 식(3.10.5)에서 표시한 바와 같이 흡입자 표면 근처에서 크게 되기 때문에 흡입자 표면 근처에 흡착되어 있는 물의 응고점 강하량은 크게 된다.

식(3.3.1) 식(3.3.2) 식(3.3.3)의 요인들이 영향을 미쳐 주어진 온도조건에서 동토중의 부동수분량이 결정된다. 부동수분이 많은 흙은 비표면적이 큰 점토분을 많이 함유하고 있으므로 이들 중 식(3.3.3)의 요인이 가장 중요하다.

다. 부동수분 측정법

부동수분 측정방법으로서는 부동수의 얼음의 물성치의 차에 착안한 다양한 방법들이 이용되고 있는데, 현재 이용되고 있는 방법들을 표3.5에 소개하였다.

표3.3.1에서 소개하는 방법 중 현재 가장 널리 이용되고 있는 calori meter법과 전자기공명자치법에 대하여 별도로 설명한다.

(1). Calori Meter법

공시체에 일정한 열량을 공급하고, 공시체의 온도상승을 측정한 후, 공시체의 겉보기 비열을 측정한다. 온도를 T로부터 ΔT 만큼 상승시켰을 때의 겉보기 비열(CT)은 동토의 비열과 온도변화에 의한 얼음의 용해잠열을 고려하여 식(3.10.6)에 의해 구할 수 있다.

표 3.10.5 동토의 부동수분 측정법

측정방법	측정원리	특징
Calori Meter법	물과 얼음의 비열의 차이 및 얼음의 용해잠열을 이용함	측정시료에 제한이 없으며, 널리 이용되고 있음. 얼음의 용해에 의한 발열량의 측정이 곤란한 단점이 있음
전자기공명장치법 (Nuclear Magnetic Resonance)	자장중의 얼음과 부동수 양자의 완화시간의 차이를 이용함	측정은 신속하나, 고가임. 화산재 등 자성체를 포함한 흙에서는 측정이 곤란함.
TDR (Time Domain Reflectometry)	얼음과 부동수의 적외선 흡수계수의 차이를 이용함	측정은 신속하나 미동토의 결보기 유전률과 검량선이 필요함
Fourier환적외분광법	얼음과 부동수의 적외선 흡수계수의 차이를 이용함	측정이 신속하나 고가임. 시료의 두께는 0.1mm 정도임
빙점강하법	토중수의 동결온도가 흙의 함수율에 의존하는 원리를 이용하는 방법임	측정이 간단하며, 장비의 가격도 저렴함. 온도가 낮은 영역에서 정도가 떨어지는 단점이 있음.
빙점해법	건도된 시료를 빙판 사이에 끼워 넣은 후 소정의 온도에서 함수량의 증가량을 측정	측정법은 간단하나, 하나의 시료측정에 많은 시간이 걸리는 단점이 있음

$$C_T = X_S C_S + X_W C_W + X_i C_i + \frac{1}{\Delta T} \int_T^{T+\Delta T} L \frac{\partial W_u}{\partial T} dT \dots \dots \dots (3.10.6)$$

여기서, C_S : 토립자의 비열

X_S : 토립자의 질량

C_W : 물의 비열

X_W : 물의 질량

C_i : 얼음의 비열

X_i : 얼음의 질량

L : 잠열(334KJ/kg)

W_u : 부동수분량(%)

식(3.10.6)을 변형하여 온도 T 에서부터 $T+\Delta T$ 까지 부동수분의 증가량(ΔW_u)을 식(3.10.7)로부터 구할 수 있다.

$$\Delta W_u = \frac{\Delta T}{L} C_t - (X_s C_s + X_w C_w + X_i C_i) \dots \dots \dots (3.10.7)$$

Calori Meter로 측정할 때는 통상 부동수분을 무시할 수 있는 온도인 -80℃부터 측정을 개시한다.

온도 상승속도를 0.2~0.3℃/min로 하여 각 온도에서의 부동수분을 측정한다. -80℃부터 0℃까지 전 측정에 소요되는 시간은 약 6시간이다.

그림 3.3.2에서는 Calori Meter의 모습 및 구성도를 보여 주고 있다

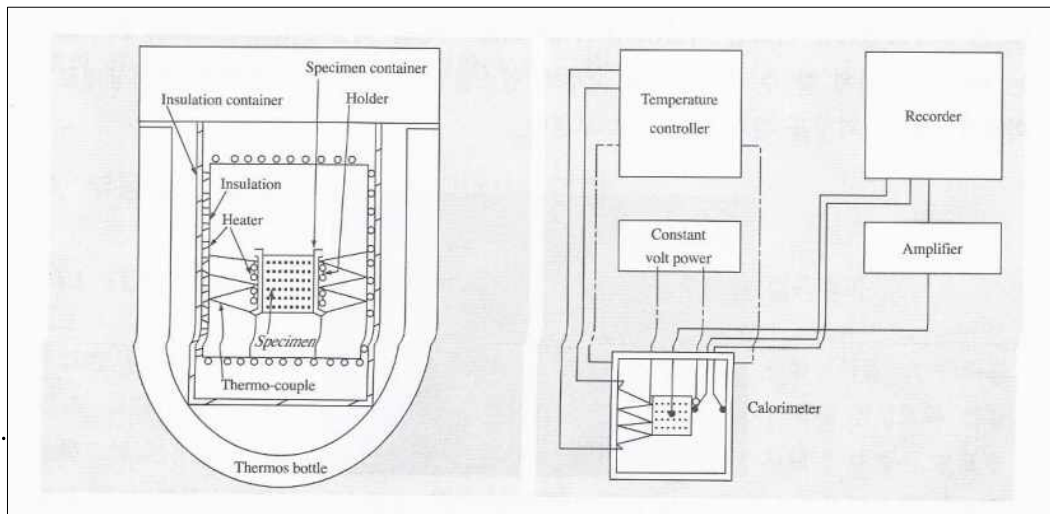


그림 3.10.6 Calori Meter의 모습 및 구성도

(2)전기자기공명(NMR)법

동토시료에 일정한 시간 동안 자장을 가하고 난 후 고주파 펄스를 중단할 때 일어나는 양자의 수화과정이 고체인 얼음과 부동수에서 서로 다른 점을 이용하여 부동수분량을 측정하는 방법이다.

그림 3.3.2에서는 북해도대학 저온과학연구소에서 보유하고 있는 핵자기공명장치의 모습을 보여 주고 있고, 그림 3.3.3에서는 측정과정의 흐름도를 보여 주고 있다. 그림 3.3.3에서 보는 바와 같이 이 장치는 시료를 담은 용기와 용기를 넣는 접속상자, 그리고 측정과정 전체를 조절하는 한편 측정결과를 읽는 컴퓨터로 구성되어 있다.

시료를 담은 용기를 항온조에서 일정 온도로 동결시킨 후 접속상자에 넣고 측정

을 하는데 시료용기와 접속상자가 닿는 부분에는 NMR 신호를 검출하기 위한 코일과 정자장을 주기 위한 영구자석이 내재되어 있다. 접속상자 중심부에는 고주파 펄스를 가하는 가동판과 검출된 NMR 신호를 증폭시키기 위한 증폭기가 있다.

측정원리는 다음과 같다. 흡시료 중의 물분자의 양자의 핵은 회전에 의한 자기모멘트를 지니고 있다. 흡입자가 정자장중에 놓이면 양자의 핵이 팽이 모양으로 시차운동을 하는데 시차운동과 같은 주파수의 진도자장을 주면 양자의 자기모멘트가 축방향으로부터 약간씩 경사지게 된다. 자기모멘트축의 정자장으로부터의 경사각(α)은 고주파펄스를 가하는 시간(t)에 비례하므로 시간을 적절함으로써 90° 또는 180° 경사지게 할 수 있다. 이때 고주파 펄스를 중단하면 다시 원래의 평형상태로 회복되는데 이 과정을 완화(緩和)라고 부른다.

이 때 생기는 자화(磁化)의 변화를 검출코일로 측정한다. 핵자기공명의 자유유도 감쇄신호의 강도는 얼음과 부동수중의 양자의 양에 의해 결정되므로, 자유유도 감쇄신호의 최대(peak)값으로부터 부동수분량(%)을 구한다.

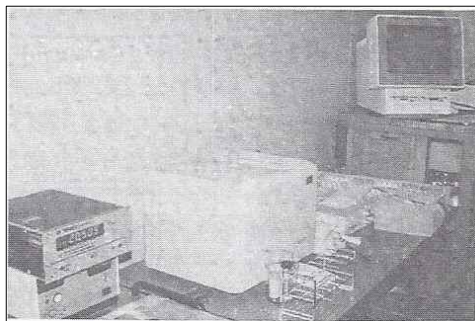


그림3.10.7 전자기공명장치 (북대도대학 저온과학연구소 보유:미국 PRAXIS사 제품)

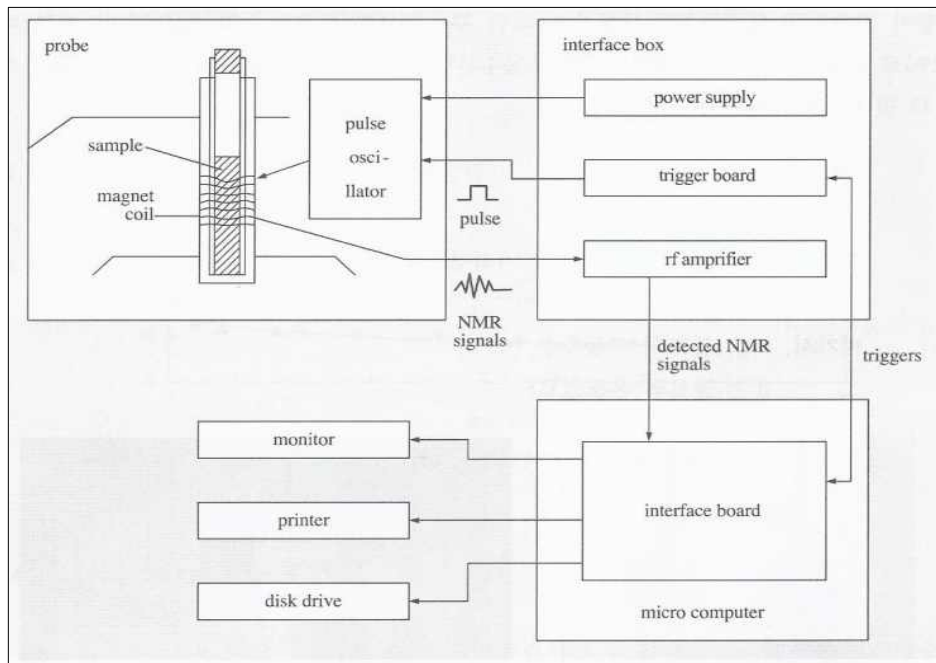


그림 3.10.8 전자기공명장치의 구성도

라. 동상 발생지역 채취 흙시료의 부동수분 측정 결과

(1). 측정 장비 및 시료

동상이 발생한 제천의 철도 노반에서 채취한 흙 시료를 이용하여 부동수분을 측정하였다. 먼저 흙 시료를 포화시킨 후 용기에 담고, 그림 3.10.9에서 보여 주는 TDR(Time Domain Reflectometry)의 probe를 용기에 넣은 후 시료 내의 온도를 측정하기 위한 정밀온도계를 probe 옆에 설치고 온도 변화에 따른 부동수분을 측정하였다.

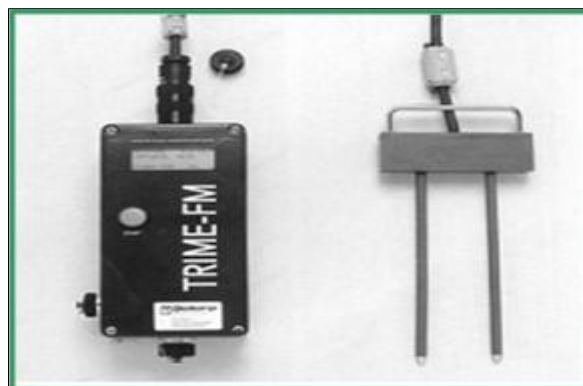


그림 3.10.9 TDR 시험기의 모습

(2). 흙만일 경우 부동수분 측정 결과

그림 3.10.10의 맨 윗 그림(soil 100%)에서 보는 것처럼 흙 시료의 온도가 낮아질수록 부동수분이 감소하는데 특히 0℃~-2℃ 사이에서 급격하게 부동수분이 감소하는 것을 알 수 있었다. 이에 비해 -2℃ 이하에서는 아주 서서히 흙 속의 부동수분이 감소하는 경향을 보였다.

온도가 낮아져도 상대적으로 부동수분이 많은 흙은 동상성이 활발한 흙으로 평가되고 있다.

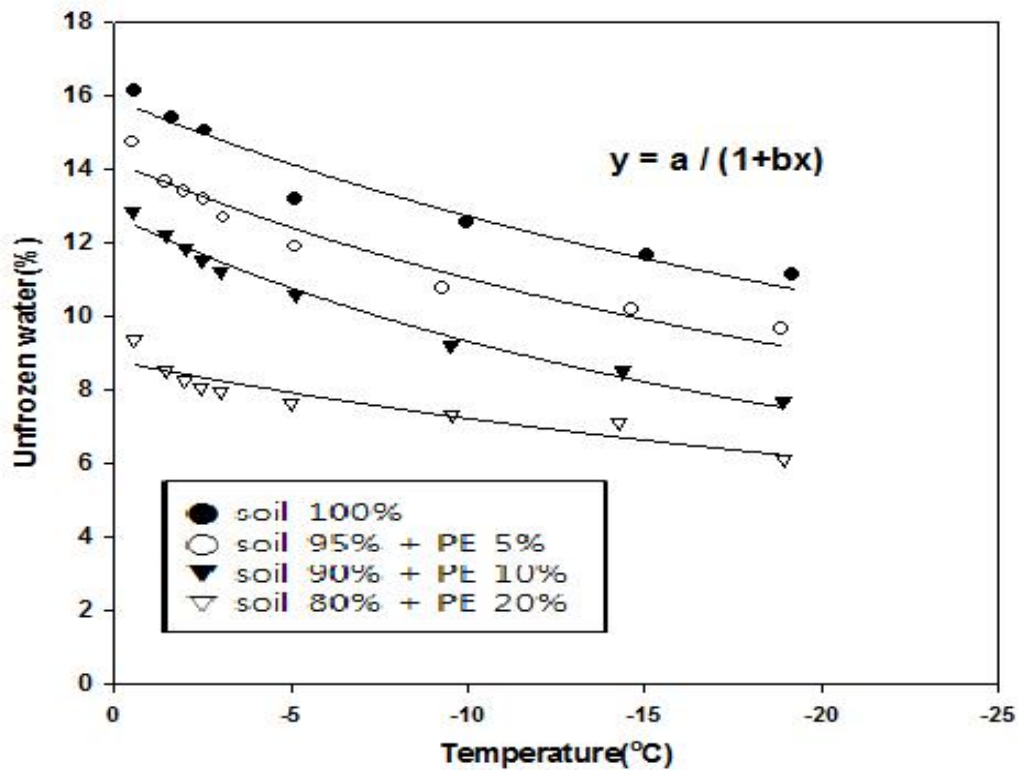


그림 3.10.10 PE골재 혼합토의 혼합율별 부동수분 측정 결과

(3) PE골재 혼합토의 혼합율별 부동수분 측정 결과

그림 3.10.10의 경우(soil 95%+ PE골재 5% , soil 10% +PE골재 90%, soil 80%+ PE골재20%)에서 보는 바와 같이 흙에 PE골재를 혼합할 경우 혼합하는 비율이 커지면 동일 온도에서 점차 흙 속의 부동수분이 줄고 있다.

그 까닭은 PE골재 자체가 수분을 흡수하지 않는 재료이기 때문으로 풀이된다. 따라서 흙에 PE골재를 섞어 동상성(frost susceptibility)을 줄일 수 있고, 결국 구조물의 동결융해 피해를 줄일 수 있을 것으로 판단된다.

4. 폐쇄형 동상 시험

가. 시험의 목적

본 시험은 제천에서 채취한 화강풍화토가 외부의 물 공급 없이 자체 함수비만으로 어떻게 동상을 일으키는지, 그리고 PE골재를 흙시료에 섞었을 때 동상력이 얼마나 감소하는지 열흐름이 1차원적인 동상시험(도로 철도 등에서의 동상과 같은 경우)을 통해 알아 보고자 수행하였다.(폐쇄형 동상시험 : closed system frost heave test)

나. 시험 방법

(1) 냉동챔버

온도를 영하 30℃에서 영상 50℃까지 자유롭게 설정할 수 있고, 싸이클을 조절할 수 있는 냉동챔버를 제작하였다. 이 냉동 챔버는 일정한 온도를 유지하는 방과 상온을 유지하여 컴퓨터나 Grant(데이터 로거)를 보관할 수 있는 방으로 구성되어 있다.

(2) 동상력 시험기

현장에서 채취해 온 흙시료를 동상시험기에 넣고 열흐름이 1차원적인 동상시험을 하면서 동상력을 측정하는 시험기를 그림 3.10.11에서 보여 주고 있다. 시험기의 규격은 직경 30cm, 높이 20cm이며 하부에는 물을 공급하는 호스가 연결되어 있고, 이 호스의 중간에는 물이 얼지 않게 물의 온도를 항상 2~4℃로 유지시키는 전자장치를 설치하였다. 시험기 윗부분에는 load cell을 설치하여 동결 시 동상력을 측정할

수 있도록 하였다.

시험기 내부에 담긴 흙시료에는 위로부터 바닥까지 상, 중, 하 3등분으로 나누어 T-type thermocouple을 설치하여 냉동챔버를 가동시킬 때 흙시료 속의 온도가 어떻게 변화하는지 측정할 수 있게 하였다.

Thermocouple과 load cell은 각기 다른 data logger에 연결하여 시간 변화에 따른 흙시료 속의 온도변화와 동상력 변화를 자동으로 기록할 수 있도록 하였다.

(3) 함수비 변화별 흙시료 준비

흙시료를 최적함수비(9.5%)상태, 최적함수비 보다 3.5% 높은 상태(13.5%), 최적함수비 보다 7% 높은 상태(16.5%) 되게 채워 넣은 후 3차례에 걸쳐 시험을 실시하였다. 냉동챔버의 온도는 매번 -25°C 로 설정한 후 72시간 동안 동결시켰다. 이때 동상시험기 외부로부터 물을 공급하지 않는 폐쇄형 동상시험(closed system)을 실시하였다.



그림 3.10.11 동상력 측정 장치

이러한 과정에 흙 시료가 얼면서 팽창하는 동상력(압) 변화와 흙 시료 내부의 온도변화를 측정하였다.

단열재를 흙 시료에 혼합할 경우 동상력이 변화되는지 알아보기 위하여 직경 19mm 되는 PE(polyethylene)골재를 사용하였다.

이 PE골재는 비중시험을 통해 비중이 1.08로서 가벼운 골재임을 확인하였고, 용출시험을 통하여 중금속 등의 환경 유해 물질이 포함되어 있지 않다는 사실과 LA마

모시험을 통해 마모율이 자갈보다 훨씬 작다는 것을 확인하였다.

다. 시험 결과

그림 3.10.12에서는 본 시험에 사용한 흙시료에 동상이 발생할 때 함수비 변화에 따라 동상력이 어떻게 달라지는지 보여 주고 있고, 그림 3.10.12(a)(b)(c)에서는 시간 변화 및 함수비 변화별 흙시료 내부의 온도분포 변화를 보여 주고 있다.

함수비가 증가할수록 동상력이 급하게 증가하고 있으며, 흙시료 내부의 온도는 함수비에 관계없이 시간이 경과할수록 비슷한 형태의 곡선을 그리며 낮아지고 있다. 또한 함수비가 증가할수록 동상력의 최대치(peak)가 나타나는 시간이 약간씩 길어지고 있었다.

함수비가 최적함수비(9.5%)일 때는 최대동상력(압)이 0.015kg/cm^2 로 나타났고, 함수비가 13%일 때는 0.048 kg/cm^2 , 함수비가 16.5%일 때는 0.106 kg/cm^2 으로 급격히 증가하는 것을 알 수 있다.

이 동상력 시험을 통해 옹벽이나 교대 뒷채움흙에 가을철 강우 시 빗물이 침투하거나 지하수위가 상승하여 함수비가 증가할 경우 매우 큰 동상력이 작용한다는 사실을 알았다. 즉, 흙막이 구조물 뒷채움흙에 지하수가 계속 공급되지 않는, 폐쇄형 동상 조건일지라도 동상력이 매우 크게 작용하여 구조물을 파손시킬 수도 있다.

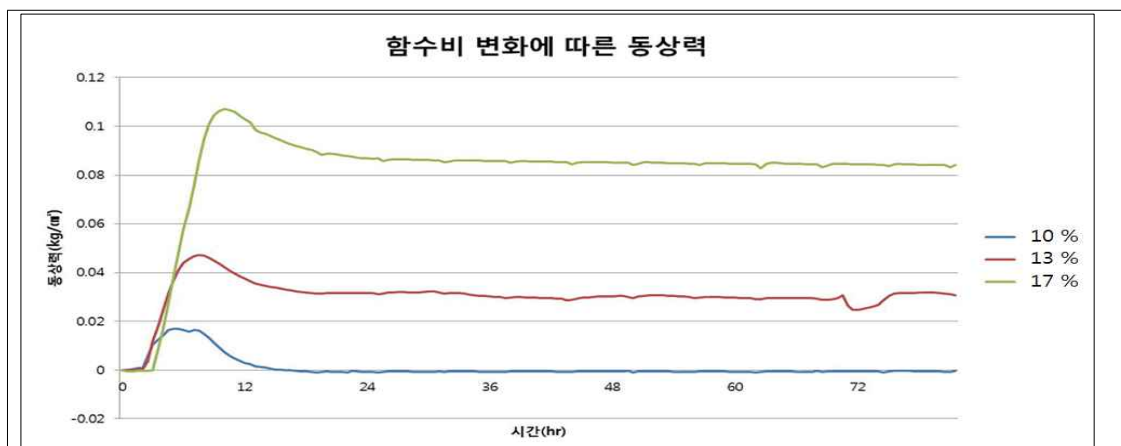
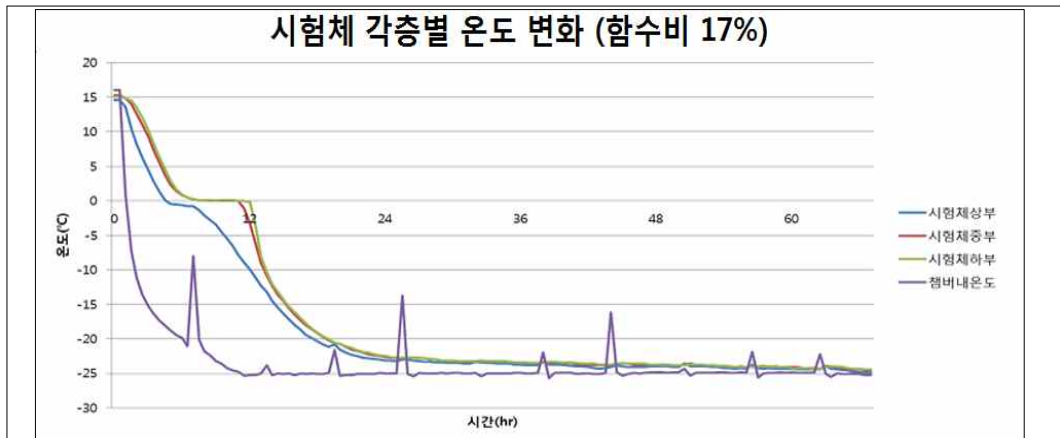
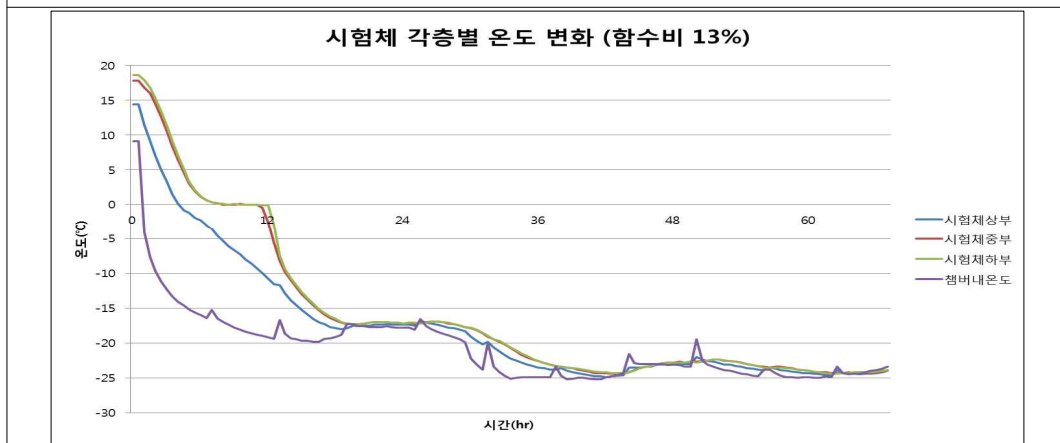


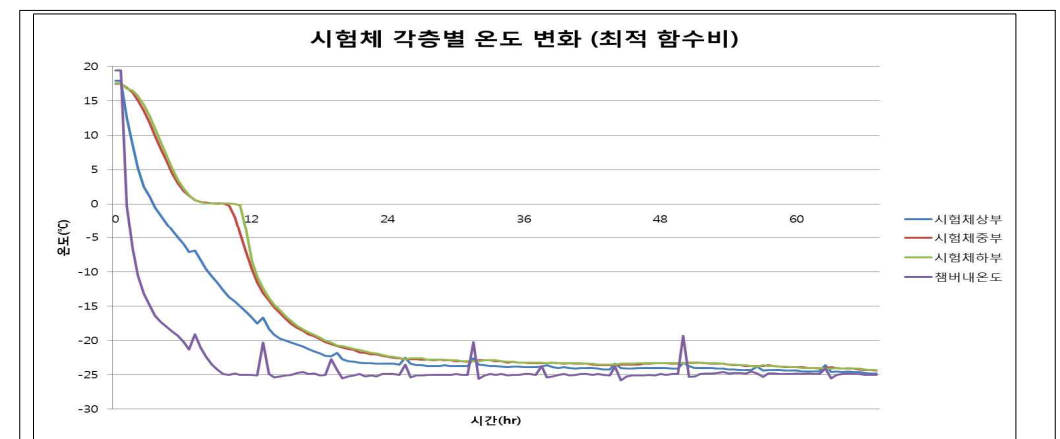
그림 3.10.12 함수비 변화에 따른 동상력 변화



(a) 최적함수비 + 4% 상태일 때



(b) 최적함수비 + 3.5% 상태일 때



(c) 최적 함수비 상태일 때

그림 3.10.13 시간 경과별 흙 시료 내부의 온도변화

그림 3.10.13은 동상시험 시 흙시료에 직경 19mm 되는 PE골재를 중량비로 2.5%

만큼 치환하여 혼합한 후 1차원적인 동상력을 측정한 결과이다. 이때 흙의 함수비는 16.5%로 조절하였다.

시험 결과 PE골재를 섞은 시료에서는 동결토압이 작게 나타났다. 그 이유는 PE골재를 혼합함에 따라 해당 양만큼 흙 속의 부동수가 줄었고, PE골재의 열전도율이 흙의 열전도율보다 작기 때문에 동결현상이 상대적으로 더 더디게 나타났기 때문으로 판단된다. 한편, 일반 흙의 경우 점성토의 동상력이 사질토의 동상력보다 더 크게 나타나는데, 그 이유는 점성토가 사질토에 비하여 동일한도에서 부동수분이 더 많기 때문이다. 본 시험에서도 입자가 굵은 PE골재를 혼합함으로써 부동수분이 감소하였다고 판단된다.

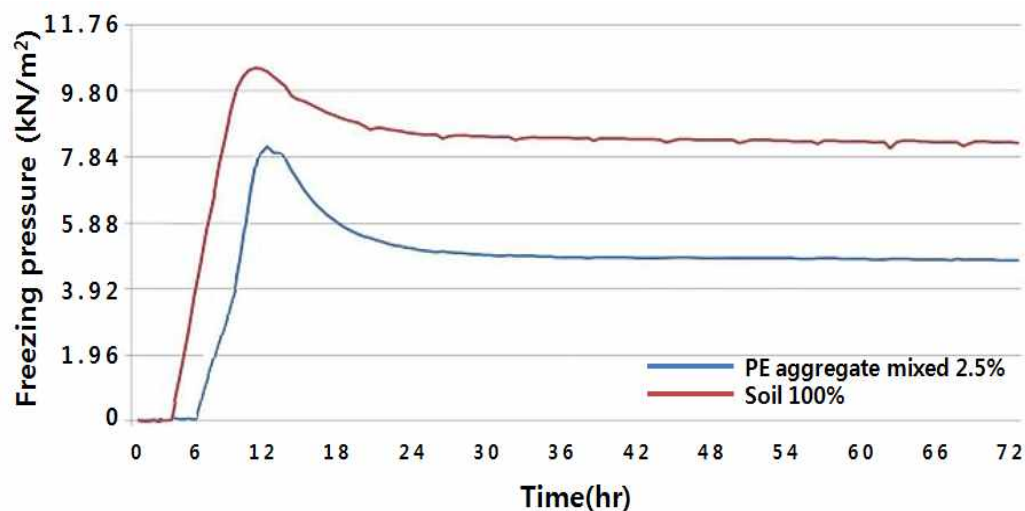


그림 3.10.14 동결시간 경과별 흙시료 및 PE골재 혼합토의 동상력 변화

제 11절 동결융해를 반복해서 받은 흙의 장기거동 특성 구명

1. 동결융해 작용이 흙에 미치는 영향

지반에 동결이 발생하면 흙의 부피가 팽창하여 상부로 동상(frost heaving)이 발생하고 강도는 급격히 증가하게 된다. 반면 해빙기가 되면 얼었던 지반의 지표면부터 녹기 시작하게 되나 지반내의 흙은 언 상태를 유지하고 있으므로 녹은 물은 잘 배수되지 못한다. 따라서 지반의 유효응력이 줄어들면서 부등침하가 발생하고, 전체적인 한계 용량을 감소시켜 급속한 피로 손상이 발생하게 된다(김영진, 2001).

김영진(2008)은 철도 노반재료를 대상으로 세립분의 함유량, 함수비의 영향 등을 고려하여 동결융해를 반복하였을 때 투수계수가 약 3.2배 증가하며, 동결융해를 받았던 흙은 동상량이 증가하고 동상성 흙으로 바뀐다고 하였다.

김수삼(2001)은 철도연변에 분포된 성토재를 모암특성에 따라 판별한 후 시료를 채취하여 동결융해 반복횟수에 따른 직접전단시험을 수행하였다. 직접전단시험의 결과로 동결융해 반복작용에 따라 점착력은 비동결토에 비해 약 11~60% 저하되나, 내부마찰각은 큰 영향이 없다고 하였다.

윤여원(2003)은 동결융해 후의 동적 거동을 구명하기 위해서 반복삼축압축시험을 수행했다. 그 결과로 흙은 동결융해 과정에 의해 전단탄성계수가 감소한다고 하였다.

최찬용(2011)은 철도 노반재료를 대상으로 세립분의 함유량, 함수비의 영향 등을 고려하여 동결융해 반복횟수에 따른 전단강도 감소량을 평가하였다. 동결융해 반복횟수에 따라 1회에서 4회 사이에서 강도저하가 최대로 나타나고 그 이후에는 수렴하는 특징을 보이며, 세립분의 함량이 많아질수록 함수비의 영향에 민감하게 반응하여 전단강도를 저하시킨다고 하였다.

동결토의 전단강도 특성 변화는 2가지 요소로 구분할 수 있는데, 첫째는 변형에 대한 얼음의 저항이고, 둘째는 토립자에 의한 마찰이다(Ruedrich, 1973). 이 각각의 요소는 아래 식에 의해 개략적으로 산정이 가능하다. Vyalov(1962)는 변형된 Mohr-Coulomb 파괴 이론을 동결토에 적용하여, 동결토의 전단강도 계산식을 제안하였다. 그 식은 (3.11.1)과 같다.

$$\tau = C_t + \sigma_n \tan \phi_t \quad (3.11.1)$$

여기서, τ : 전단강도, σ_n : 수직응력, C_t, ϕ_t : 온도와 시간의 함수

점착력 성분인 C_t 는 입자 사이의 물리적, 화학적 결합력 및 분자간의 결합력에 의해 영향을 받으며, 흙 속의 얼음의 양, 강도, 흙과 접촉하는 얼음의 면적 등에 영향을 받는다.

따라서, Vyalov와 Shusharina(1970)는 실험을 통해 C_t 의 계산식을 제안하였다. 그 식은 (3.11.2)와 같다.

$$C_t = \frac{\beta}{\log(t/B)} \quad (3.11.2)$$

여기서, t : 시간, β, B 의 값은 $\log t$ 에 대한 C_t 를 취해서 얻어지는 상수

즉, 내부마찰각으로 표시되는 마찰성분은 얼음함량, 토립자의 배열, 토립자의 크기, 분포, 형태 등에 따라 좌우됨을 알 수 있다.

2. 투수 및 전단 특성 시험

가. 개요

본 실험은 동결융해가 반복된 흙의 투수 및 전단 특성을 알아보하고자 KS F 2322 흙의 투수시험방법과 KS F 2343 압밀 배수 조건에서 흙의 직접전단시험에 의해 각 실험을 수행하였다.

실험에 사용된 시료는 경기도 파주시 탄현면에 위치한 통일동산 부근의 화강풍화 토이다. 이 부근은 연간 기온차가 최대 40℃정도 차이가 나며, 이와 같은 기후에 큰 영향을 받아 동결융해과정을 거치는 동상토로서 본 실험에 적합한 시료이기 때문에 사용하였다.

<표 3.11.1>은 1차년도에서 실시한 흙의 기본물성시험 결과이다. 이 결과들을 참고하여 각 실험을 진행하였다.

<표 3.11.1> 파주시 통일동산 부근 흙의 기본물성시험 결과

비중 (G _s)	액터버그 한계			입도분포시험 (% , Finer than)				USCS	γ _{dmax} (g/cm ³)	OMC (%)
	LL (%)	PL (%)	PI (%)	No.4	No.10	No.40	No.200			
2.68	28.8	19	9.8	51.4	38.32	19.63	1.87	SP	1.96	11.5

동결융해 반복 전과 반복 후의 특성을 비교하기 위하여 동결융해 과정을 거친 후 실험을 진행하였다. <그림 3.11.1>은 공시체를 동결융해 한 그림으로 그 과정을 2번 반복하였다.



(a) 동결과정-투수



(b) 융해과정-투수



(c) 동결과정-전단



(d) 융해과정-전단

<그림 3.11.1> 공시체의 동결융해

* 냉동고에서 -20℃로 12시간 동결 및 상온 15℃에서 12시간 융해 과정 2회 반복

나. 투수특성시험

(1) 개요

흙의 투수성은 흙댐, 하천제방, 간척지 및 기초지반에서의 침투량을 구하고 지하수위 아래에 설치한 구조물에 미치는 양압력을 파악하여, 제체나 배수공 등을 설계 및 시공하기 위해 필요하다.

흙의 투수계수를 구하는 방법은 실내 투수시험법과 현장 투수시험법으로 구분할 수 있는데, 실내 투수시험 중 수위를 주는 방법에 따라 정수위 투수시험과 변수위 투수시험이 있으며, 그 방법은 KS F 2322에 규정되어 있다. 일반적으로 정수위 투수시험은 사질토에, 변수위 투수시험은 비교적 투수성이 큰 점성토에 적용한다.

(2) 시험장비

(가) 투수 원통 : 투수 원통은 시료의 최대 입자 지름에 비해 충분히 큰 안지름과 길이를 가진 원통으로 한다.

* 비고 ① 투수 원통은 통상 안지름 10cm, 길이 12cm로 한다.

② 투수 원통의 안지름과 길이는 시료의 최대 입자 지름의 10배 이상으로 한다. 다만, 입도 분포가 넓은 시료에 대해서는 최대 입자 지름의 5배까지 허용한다.

(나) 투수 원통 칼라 : 투수 원통 칼라는 급수 쪽의 수위를 일정하게 유지할 수 있는 월류구(越流口)를 가진 원통으로 한다.

(다) 유공판 : 유공판은 투수 원통 내의 시험체 및 필터를 유지하기 위한 다수의 작은 구멍을 가진 내식성판으로 한다.

(라) 필터 : 필터는 시험체의 10배 이상의 투수 계수를 갖는 굵은 모래 또는 다공판으로 그 합계 두께는 시험체 길이의 0.2배 이하로 한다.

(마) 월류 수조 : 월류 수조는 배수 쪽의 수위를 일정하게 유지할 수 있는 월류구를 가진 수조로 한다.

(바) 다짐 기구 : 다짐 기구는 래머 다짐의 경우에는 KS F 2312에 규정하는 래머, 진동 다짐의 경우에는 탬퍼 및 직각 나이프로 한다.

(사) 저울 : 측정 무게에 대하여 0.02%의 무게까지 측정할 수 있는 것으로 한다.

(아) 버니어 캘리퍼스

(자) 스톱워치

(차) 메스실린더

(카) 진공 펌프 : 진공 펌프는 진공도 80kPa 이상을 유지할 수 있는 것으로 한다.

(타) 냉동고 : 영하 20°C 까지 조절이 가능한 장치.

(3) 시험방법

(가) 다짐을 통해 얻어진 자료를 통해 시료의 양을 계량한다.

(나) 다짐을 통해 얻어진 자료를 통해 물의 양을 계량한다.

(다) 버니어 캘리퍼스로 투수 원통의 지름과 높이를 측정한다.

(라) 시료와 물을 골고루 섞는다.

(마) 밑판과 투수원통을 결합한다.

- (바) 필터를 넣은 투수원통에 시료를 한쪽으로 치우침 없이 골고루 넣는다.
- (사) 다짐봉으로 시료를 계산한 높이가 되도록 다진다.
- (아) 골고루 다진 시료 위에 필터를 놓는다.
- (자) 투수원통을 물을 채운 월류수조에 조심히 넣는다.
- (차) 급수 쪽 수조가 되는 투수 원통에 물을 주입하여 월류구에서 월류시켜서 급수 쪽의 수위를 일정하게 한다.
- (카) 월류 수조에서의 월류량이 거의 일정하게 되는 것을 기다려 시간 t_1 에서 t_2 까지 사이의 유출수량 $Q(cm^3)$ 를 메스실린더로 측정한다. 측정은 3회 이상 실시한다.
- (타) 급수 쪽 수조(투수원통)의 수위와 월류 수조의 수위의 차 $h(cm)$ 와 월류 수조 안의 온도 $T(^{\circ}C)$ 를 측정한다.

(4) 시험사진



(a) 시험장비



(b) 다짐과정



(c) 필터장착



(d) 정수위 투수시험

<그림 3.11.2> 흙의 정수위 투수시험

(5) 시험결과

투수시험에 사용하는 몰드는 직경 10.3cm이고 시료의 높이는 12cm인 몰드를 사용하였고 다짐시험결과를 이용하여 다짐도 90%로 3층 다짐을 실시하여 공시체를 제작하였다. 다짐도 90%일 때 시료의 건조단위중량은 1.75g/cm^3 이고 함수비는 20%이다. 공시체가 포화되었는지 육안으로 확인한 후 물이 흐르는 양을 측정하여 시험을 진행하였다. <표 3.11.2>은 동결융해 반복 전 흙과 동결융해를 2회를 반복한 흙의 투수시험 결과이다.

<표 3.11.2> 동결융해 반복 전, 후 흙의 투수시험 결과

구분	동결융해 반복 전	동결융해 2회 반복 후
평균 투수계수 (cm/s)	3.08×10^{-6}	1.04×10^{-5}

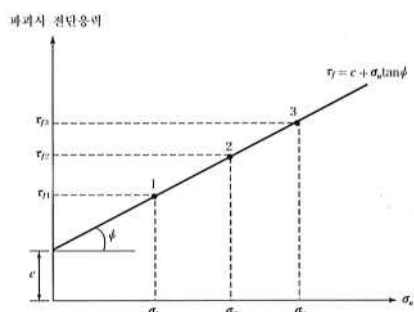
<표 3.11.2>과 같이 동결융해 반복 전 평균 투수계수는 $3.08 \times 10^{-6}\text{cm/s}$ 이고 동결

용해 2회 반복 후 평균 투수계수는 $1.04 \times 10^{-5} \text{cm/s}$ 로 동결용해 반복과정을 거친 시료의 투수계수는 3.39배 정도 크게 나타났다. 시료는 동결용해 반복과정에 의해 공시체의 간극이 커지면서 투수계수가 커진 것으로 판단된다.

다. 전단특성시험

(1) 개요

직접전단시험은 상하로 분리된 전단 상자 속에 시료를 넣고 수직 하중을 가한 상태로 수평력을 가하여 전단 상자 상·하단부의 분리면을 따라 강제로 파괴를 일으켜서 지반의 강도 정수를 결정할 수 있는 방법으로 200여 년 전 Coulomb이 제안한 이래 이용되어 온 간단한 시험법이다. 동일시료로 만든 공시체 3~4개에 대해서 수직하중만 달리 작용하여 측정한 전단저항력으로 수직응력과 전단응력 관계를 선형으로 해석한다. 이 직선이 <그림 3.3>에 나타낸 것과 같이 Mohr-Coulomb 파괴규준으로서 기울기가 내부마찰각 ϕ , τ -축 절편이 점착력 c 이다. 전단상자단면은 원형과 정사각형이 있으며, 두께는 20mm가 표준이다. 정방형은 전단 중에 변하는 유효단면적 산출이 쉬운데 반해 원형은 곤란하지만, 수직응력의 응력분포는 균등하다.



<그림 3.11.3> Mohr-Coulomb 파괴포락선

직접전단시험을 실시하는 방법은 응력제어와 변형률 제어의 두 가지 방법으로 구분할 수 있다.

응력제어시험은 시료에 주는 응력을 단계적으로 일정한 속도로 조금씩 증가시켜 변형률 응력과의 관계를 조사하는 방식이다. 이때, 전

단파괴는 전단상자면을 따라 일어난다. 각각 증분하중을 가한 다음, 전단상자 상부의 전단변위는 수평 다이얼 게이지로 측정한다. 이 시험 동안 시료의 높이 변화는 상부 재하판의 수직변위를 측정하는 다이얼 게이지 값의 눈금을 읽음으로써 얻을 수 있다.

직접전단시험은 삼축 및 일축압축시험 값 보다 크게 나오는 경향이 있으며, 그 종류로는 일면전단시험과 이면전단시험이 있다. 점착력과 마찰각에 영향을 주는 요소로는 함수비와 전단면에 전리층, 퇴적층, 모래 등과 같은 이물질, 그리고 전단시

험 속도 등이 있다.

(2) 시험장비

(가) 전단시험기 (하중을 포함한 것)

(나) 전단 상자 : 직경 6cm, 높이 2cm를 표준으로 하는 공시체를 넣는 내부의 원활한 금속제 박스이며 상하 2분되어 가동 박스가 고정 박스에 대해 평행으로 이동할 수 있어, 상하 전단 박스 간에 틈을 설정할 수 있는 장치.

(다) 다짐봉

(라) LVDT

(마) 스톱워치

(바) 여과지 및 다공석판

(사) 디지털 저울 (감도 0.01g, 용량 1kg)

(아) 냉동고 : 영하 20°C 까지 조절이 가능한 장치.

(3) 시험방법

(가) 시료와 물을 계량한다.

(나) 전단 상자를 조립하고 칼라를 씌운 후, 잘 혼합한 시료를 넣는다.

(다) 시료를 다짐봉을 사용하여 균등하게 다진다.

(라) 시료의 윗면을 교란시킨다.

(마) 윗틀을 전단 방향과 직각으로 설치한다.

(바) 전단 상자를 전단 시험기에 설치하고, LVDT도 전단 시험기에 붙여 고정한다.

(사) 추를 얹어 하중을 재하한다.

(아) 전단 시험기를 작동하여 시험을 시작한다. 변위는 최초 2분간은 15초, 그 이후는 30초마다 읽는다. 하중계 눈금이 최대가 되거나 수평변위가 15%가 넘을 때는 1분간 더 전단한다. 시험이 완료되면 하중을 증가시켜 가면서 시험을 반복한다.

위의 시험 순서를 따라 직접전단시험을 진행하였다. 소형 전단 상자를 사용하였기 때문에 상자 사이즈를 고려하여 #4 체로 거른 후 시험을 진행하였다. 시료는 1차년도에서 진행한 화강풍화토의 다짐 시험 결과를 이용하여 다짐도 95%로 3층 다

짐하였다. 일반 화강풍화토를 이용하여 전단 상자를 제작하여 실험을 진행했으며, 그 후 같은 방법으로 전단 상자를 제작하여 상자 채로 동결융해 과정을 2회 반복한 후 실험을 진행하였다. 각 수직응력 50, 70, 100kPa의 세 단계로 실험을 진행하여 Mohr-Coulomb 파괴포락선을 도출한 후 전단 강도 정수인 점착력과 내부마찰각을 각각 도출하였다.

(4) 시험사진



(a) 직접전단시험 장비



(b) 전단 상자 제작



(c) 전단 상자 제작 완료



(d) 하중 재하 및 전단

<그림 3.11.4> 직접전단시험 사진

(5) 시험결과

(가) 동결융해 반복 전

① 수직응력 : 50kPa

수직응력 (kPa)	시료			최대건조 단위중량 (g/cm ³)
	무게(g)	H(cm)	V(cm ³)	
50	105.18	2	56.549	1.86

Time	Shear Dial (mm)	Shear Strain (%)	A (cm ²)	Shear Force (kg)	Shear Stress (kg/cm ²)	Shear Stress (kPa)	τ/σ
00:00	0.000	0.00	28.27	0.00	0.00	0.00	0.00
00:15	0.130	0.22	28.21	6.94	0.25	24.59	0.49
00:30	0.260	0.43	28.15	7.43	0.26	26.39	0.53
00:45	0.410	0.68	28.08	7.83	0.28	27.87	0.56
01:00	0.520	0.87	28.03	7.92	0.28	28.25	0.57
01:15	0.690	1.15	27.95	8.13	0.29	29.10	0.58
01:30	0.840	1.40	27.88	8.45	0.30	30.31	0.61
01:45	0.990	1.65	27.81	9.08	0.33	32.66	0.65
02:00	1.150	1.92	27.73	9.49	0.34	34.22	0.68
02:30	1.410	2.35	27.61	10.31	0.37	37.33	0.75
03:00	1.700	2.83	27.47	11.19	0.41	40.74	0.81
03:30	2.000	3.33	27.33	12.23	0.45	44.76	0.90
04:00	2.250	3.75	27.21	13.10	0.48	48.14	0.96
04:30	2.540	4.23	27.08	14.04	0.52	51.85	1.04
05:00	2.830	4.72	26.94	14.84	0.55	55.07	1.10
05:30	3.120	5.20	26.80	15.18	0.57	56.65	1.13
06:00	3.390	5.65	26.68	15.44	0.58	57.87	1.16
06:30	3.670	6.12	26.54	15.46	0.58	58.24	1.16
07:00	3.940	6.57	26.42	15.28	0.58	57.82	1.16
07:30	4.200	7.00	26.30	14.98	0.57	56.97	1.14

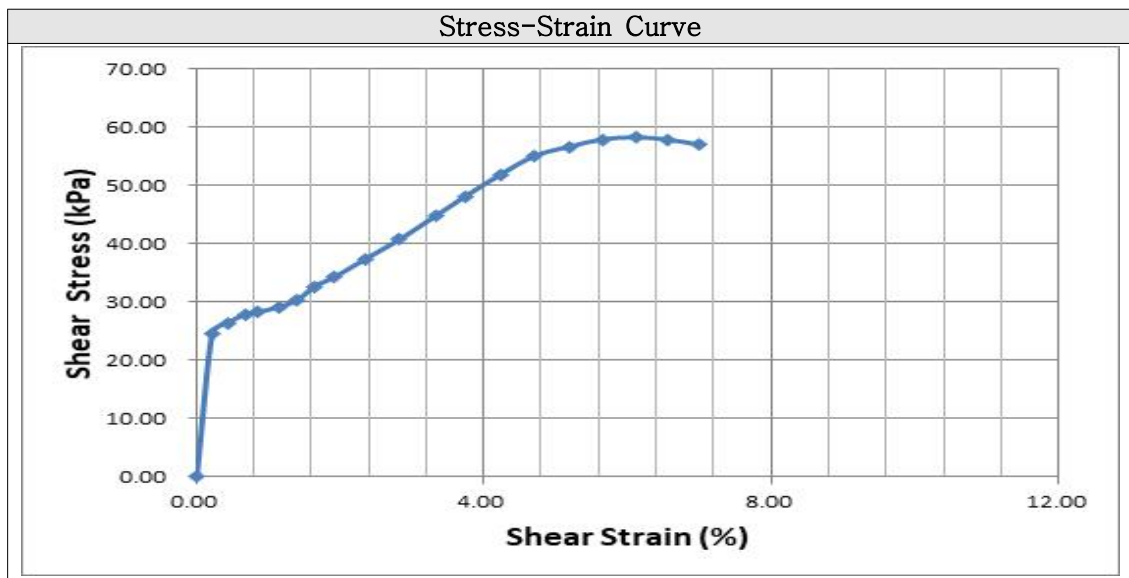


그림 3.11.5 동결 용해 반복 전 시료의 수직응력 50kPa일 때 응력-변형률 곡선

② 수직응력 : 70kPa

수직응력 (kPa)	시료			최대건조 단위중량 (g/cm ³)
	무게(g)	H(cm)	V(cm ³)	
70	105.18	2	56.549	1.86

Time	Shear Dial (mm)	Shear Strain	A (cm ²)	Shear Force (kg)	Shear Stress (kg/cm ²)	Shear Stress (kPa)	τ/σ
00:00	0.000	0.00	28.27	0.00	0.00	0.00	0.00
00:15	0.100	0.17	28.23	10.30	0.36	36.48	0.52
00:30	0.240	0.40	28.16	10.71	0.38	38.05	0.54
00:45	0.390	0.65	28.09	10.98	0.39	39.09	0.56
01:00	0.540	0.90	28.02	11.35	0.40	40.50	0.58
01:15	0.670	1.12	27.96	11.69	0.42	41.83	0.60
01:30	0.820	1.37	27.89	12.01	0.43	43.07	0.62
01:45	0.950	1.58	27.83	12.50	0.45	44.92	0.64
02:00	1.110	1.85	27.75	13.27	0.48	47.80	0.68
02:30	1.400	2.33	27.61	14.57	0.53	52.77	0.75
03:00	1.670	2.78	27.49	16.32	0.59	59.36	0.85
03:30	1.950	3.25	27.36	17.08	0.62	62.44	0.89
04:00	2.210	3.68	27.23	17.95	0.66	65.91	0.94
04:30	2.500	4.17	27.10	18.56	0.69	68.50	0.98
05:00	2.780	4.63	26.96	19.22	0.71	71.30	1.02
05:30	3.050	5.08	26.84	19.80	0.74	73.76	1.05
06:00	3.350	5.58	26.70	19.92	0.75	74.61	1.07
06:30	3.640	6.07	26.56	19.81	0.75	74.57	1.07
07:00	3.900	6.50	26.44	19.41	0.73	73.41	1.05

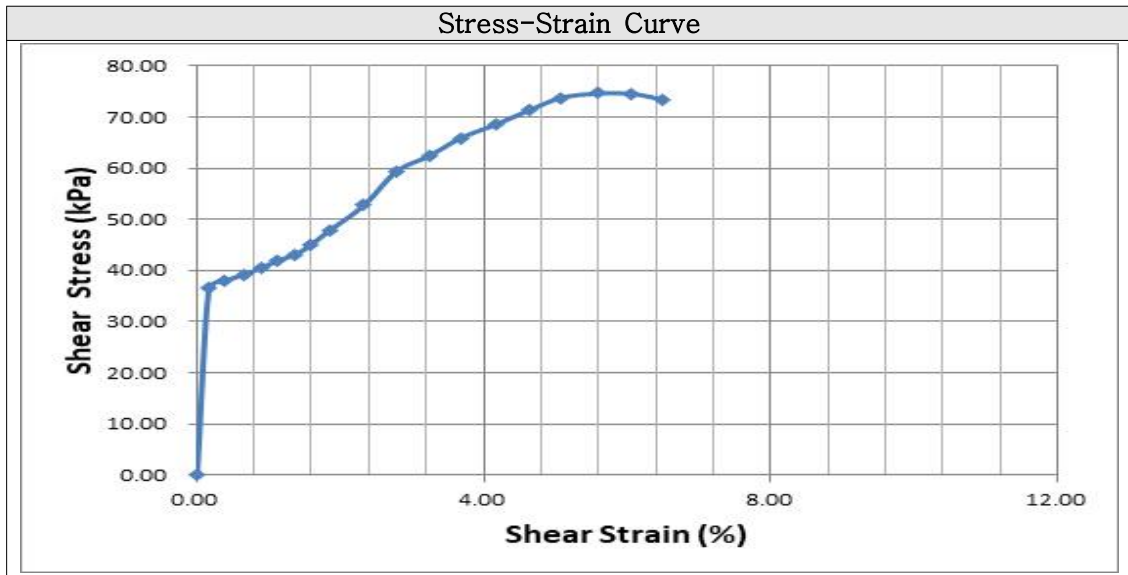


그림 3.11.6 동결 용해 반복 전 시료의 수직응력 70kPa일 때 응력-변형률 곡선

③ 수직응력 : 100kPa

수직응력 (kPa)	시료			최대건조 단위중량 (g/cm ³)
	무게(g)	H(cm)	V(cm ³)	
100	105.18	2	56.549	1.86

Time	Shear Dial (mm)	Shear Strain	A (cm ²)	Shear Force (kg)	Shear Stress (kg/cm ²)	Shear Stress (kPa)	τ/σ
00:00	0.000	0.00	28.27	0.00	0.00	0.00	0.00
00:15	0.100	0.17	28.23	11.12	0.39	39.40	0.39
00:30	0.260	0.43	28.15	14.41	0.51	51.18	0.51
00:45	0.380	0.63	28.10	14.82	0.53	52.74	0.53
01:00	0.550	0.92	28.02	14.39	0.51	51.36	0.51
01:15	0.700	1.17	27.94	14.39	0.51	51.49	0.51
01:30	0.800	1.33	27.90	14.64	0.52	52.49	0.52
01:45	0.940	1.57	27.83	14.59	0.52	52.43	0.52
02:00	1.100	1.83	27.76	14.92	0.54	53.75	0.54
02:30	1.390	2.32	27.62	16.51	0.60	59.78	0.60

03:00	1.650	2.75	27.50	18.49	0.67	67.24	0.67
03:30	1.960	3.27	27.35	19.29	0.71	70.51	0.71
04:00	2.220	3.70	27.23	20.32	0.75	74.62	0.75
04:30	2.530	4.22	27.08	21.38	0.79	78.94	0.79
05:00	2.830	4.72	26.94	22.26	0.83	82.61	0.83
05:30	3.090	5.15	26.82	22.96	0.86	85.61	0.86
06:00	3.400	5.67	26.67	23.42	0.88	87.80	0.88
06:30	3.680	6.13	26.54	23.28	0.88	87.70	0.88
07:00	3.960	6.60	26.41	23.11	0.88	87.52	0.88

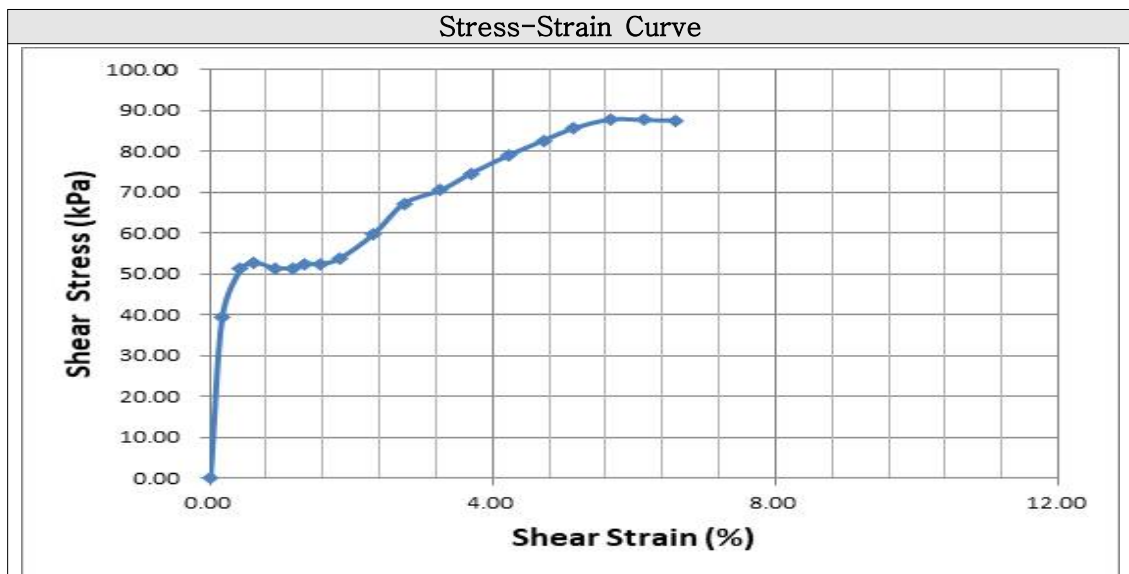


그림 3.11.7 동결 융해 반복 전 시료의 수직응력 100kPa일 때 응력-변형률 곡선

④ 결 과

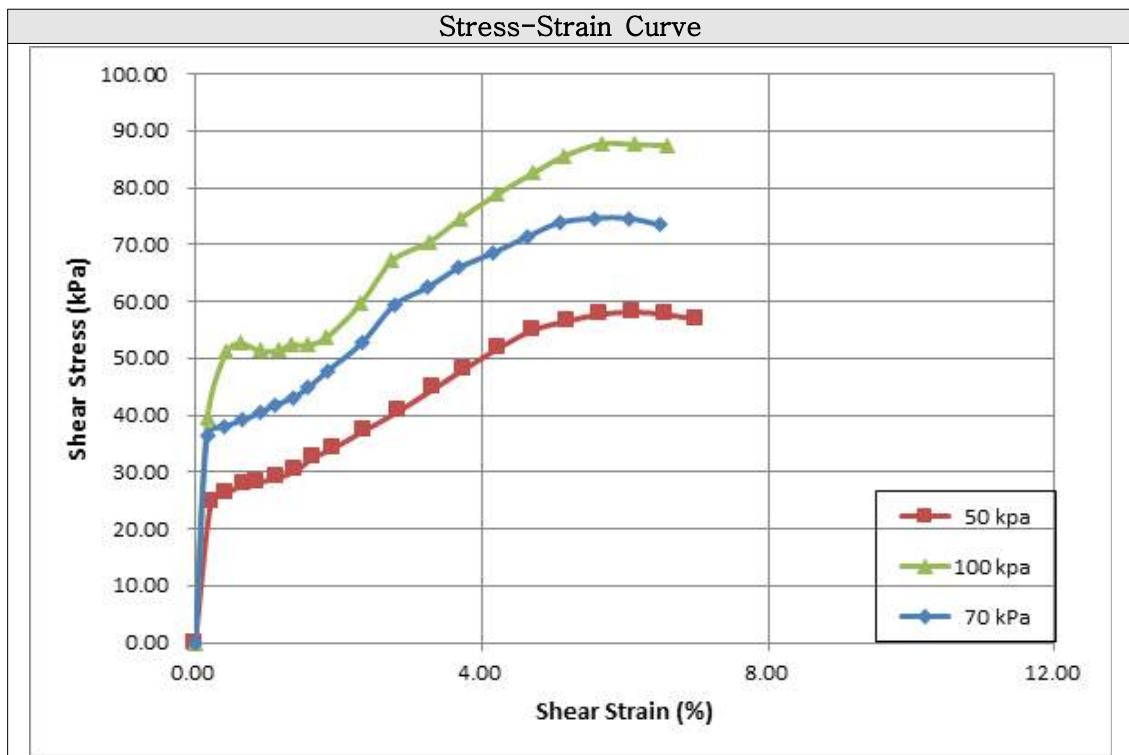


그림 3.11.8 동결 용해 반복 전 시료의 응력 변형률 곡선

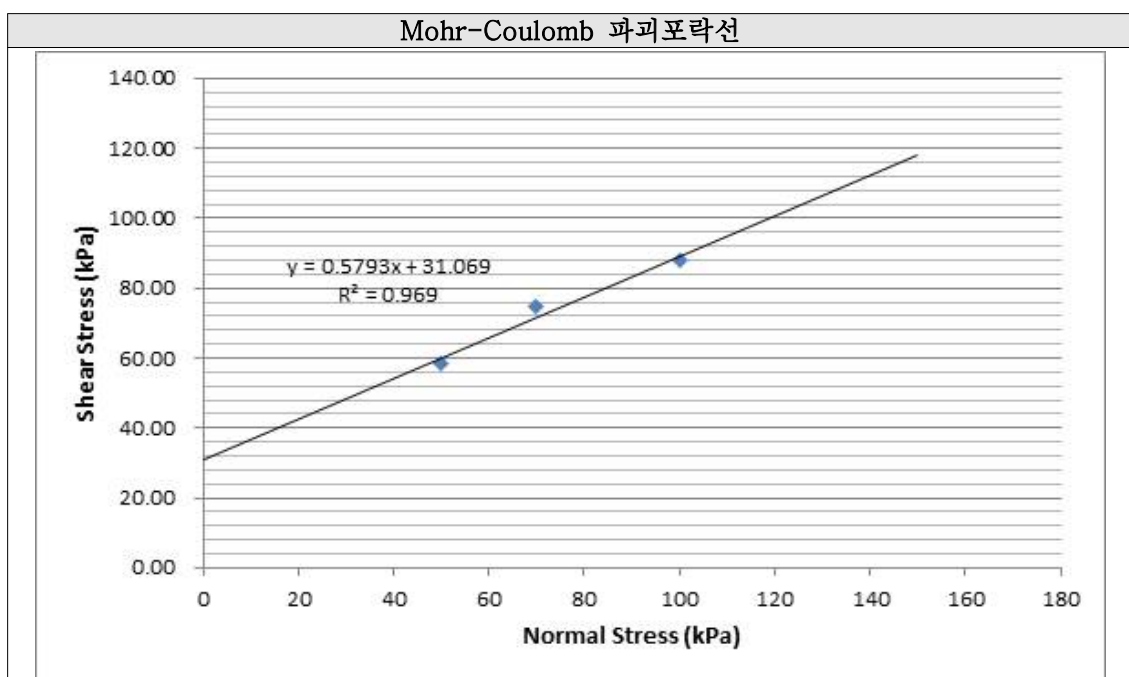


그림 3.11.9 동결 융해 반복 전 시료의 Mohr-Coulomb 파괴포락선

<표 3.11.3> 동결융해 반복 전 흙의 직접전단시험 결과

수직응력(kPa)	최대전단응력(kPa)	내부마찰각	점착력
50	58.24	30.08°	31.069kPa
70	74.61		
100	87.80		

(나) 동결융해 2회 반복 후

① 수직응력 : 50kPa

수직응력 (kPa)	시료			최대전조 단위중량 (g/cm³)
	무게(g)	H(cm)	V(cm³)	
50	105.18	2	56.549	1.86

Time	Shear Dial (mm)	Shear Strain	A (cm ²)	Shear Force (kg)	Shear Stress (kg/cm ²)	Shear Stress (kPa)	τ/σ
00:00	0.000	0.00	28.27	0.00	0.00	0.00	0.00
00:15	0.090	0.15	28.23	7.23	0.26	25.63	0.51
00:30	0.210	0.35	28.18	7.72	0.27	27.42	0.55
00:45	0.360	0.60	28.10	7.98	0.28	28.39	0.57
01:00	0.500	0.83	28.04	8.31	0.30	29.62	0.59
01:15	0.650	1.08	27.97	8.99	0.32	32.14	0.64
01:30	0.790	1.32	27.90	9.07	0.33	32.51	0.65
01:45	0.960	1.60	27.82	9.22	0.33	33.16	0.66
02:00	1.080	1.80	27.77	9.41	0.34	33.88	0.68
02:30	1.350	2.25	27.64	10.45	0.38	37.81	0.76
03:00	1.640	2.73	27.50	11.83	0.43	43.00	0.86
03:30	1.910	3.18	27.37	12.64	0.46	46.19	0.92
04:00	2.200	3.67	27.24	13.38	0.49	49.11	0.98
04:30	2.490	4.15	27.10	13.92	0.51	51.36	1.03
05:00	2.750	4.58	26.98	14.54	0.54	53.90	1.08
05:30	3.040	5.07	26.84	14.95	0.56	55.69	1.11
06:00	3.310	5.52	26.71	14.97	0.56	56.03	1.12
06:30	3.580	5.97	26.59	14.87	0.56	55.92	1.12
07:00	3.880	6.47	26.45	14.50	0.55	54.83	1.10

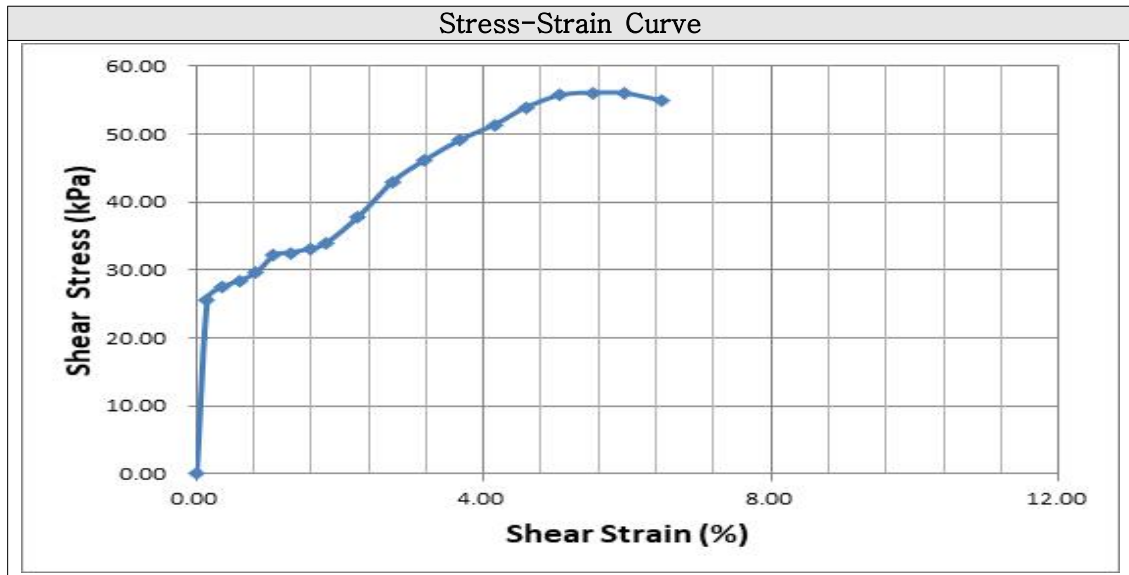


그림 3.11.10 동결 용해 2회 반복 후 시료의 수직응력 50kPa일 때 응력-변형을 곡선

② 수직응력 : 70kPa

Time	Shear Dial (mm)	Shear Strain	A (㎢)	Shear Force (kg)	Shear Stress (kg/㎢)	Shear Stress (kPa)	τ/σ
00:00	0.000	0.00	28.27	0.00	0.00	0.00	0.00
00:15	0.100	0.17	28.23	3.04	0.11	10.77	0.15
00:30	0.250	0.42	28.16	5.62	0.20	19.97	0.29
00:45	0.390	0.65	28.09	7.73	0.28	27.53	0.39
01:00	0.510	0.85	28.03	9.32	0.33	33.23	0.47
01:15	0.650	1.08	27.97	11.02	0.39	39.40	0.56
01:30	0.770	1.28	27.91	12.42	0.44	44.49	0.64
01:45	0.940	1.57	27.83	13.71	0.49	49.28	0.70
02:00	1.070	1.78	27.77	14.93	0.54	53.76	0.77

02:30	1.370	2.28	27.63	16.89	0.61	61.12	0.87
03:00	1.680	2.80	27.48	18.11	0.66	65.90	0.94
03:30	1.960	3.27	27.35	18.96	0.69	69.32	0.99
04:00	2.200	3.67	27.24	19.42	0.71	71.29	1.02
04:30	2.470	4.12	27.11	19.33	0.71	71.29	1.02
05:00	2.740	4.57	26.98	19.02	0.70	70.49	1.01
05:30	3.030	5.05	26.85	18.63	0.69	69.40	0.99
06:00	3.310	5.52	26.71	17.93	0.67	67.11	0.96

수직응력 (kPa)	시료			최대건조 단위중량 (g/cm ³)
	무게(g)	H(cm)	V(cm ³)	
70	105.18	2	56.549	1.86

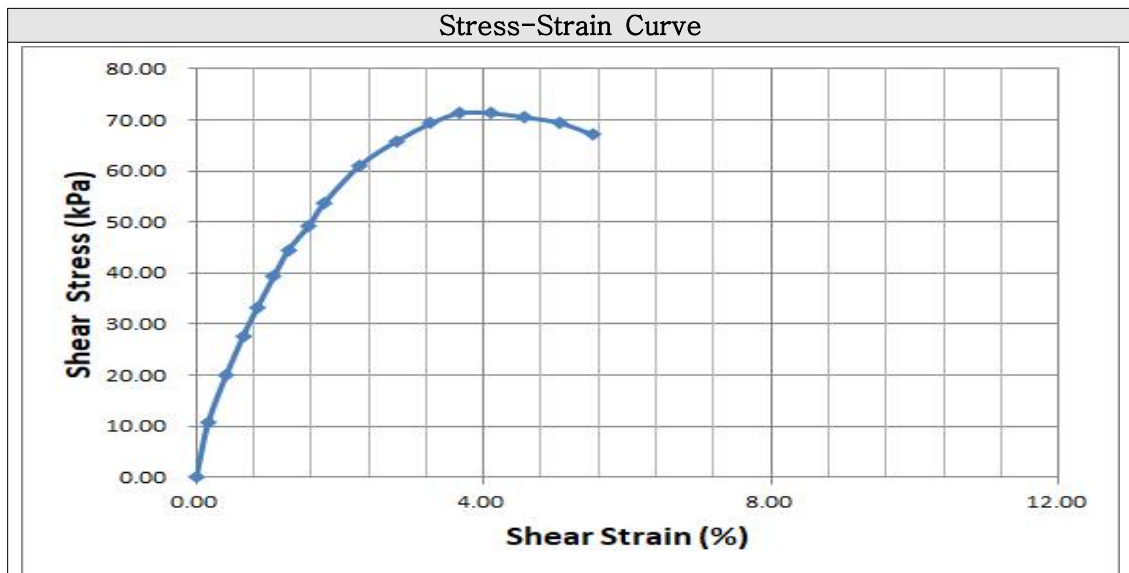


그림 3.11.11 동결 용해 2회 반복 후 시료의 수직응력 70kPa일 때 응력-변형을 곡선

③ 수직응력 : 100kPa

수직응력 (kPa)	시료			최대건조 단위중량 (g/cm ³)
	무게(g)	H(cm)	V(cm ³)	
100	105.18	2	56.549	1.86

Time	Shear Dial (mm)	Shear Strain	A (cm ²)	Shear Force (kg)	Shear Stress (kg/cm ²)	Shear Stress (kPa)	τ/σ
00:00	0.000	0.00	28.27	0.00	0.00	0.00	0.00
00:15	0.050	0.08	28.25	3.66	0.13	12.97	0.13
00:30	0.200	0.33	28.18	5.53	0.20	19.63	0.20
00:45	0.320	0.53	28.12	8.28	0.29	29.43	0.29
01:00	0.510	0.85	28.03	10.44	0.37	37.24	0.37
01:15	0.550	0.92	28.02	12.16	0.43	43.42	0.43
01:30	0.770	1.28	27.91	13.77	0.49	49.32	0.49
01:45	0.880	1.47	27.86	15.23	0.55	54.68	0.55
02:00	1.020	1.70	27.79	16.53	0.59	59.48	0.59
02:30	1.300	2.17	27.66	18.87	0.68	68.21	0.68
03:00	1.580	2.63	27.53	20.71	0.75	75.24	0.75
03:30	1.850	3.08	27.40	22.13	0.81	80.77	0.81
04:00	2.140	3.57	27.27	22.90	0.84	83.98	0.84
04:30	2.400	4.00	27.14	23.06	0.85	84.96	0.85
05:00	2.690	4.48	27.01	22.43	0.83	83.05	0.83
05:30	2.960	4.93	26.88	21.54	0.80	80.14	0.80
06:00	3.240	5.40	26.75	20.79	0.78	77.71	0.78

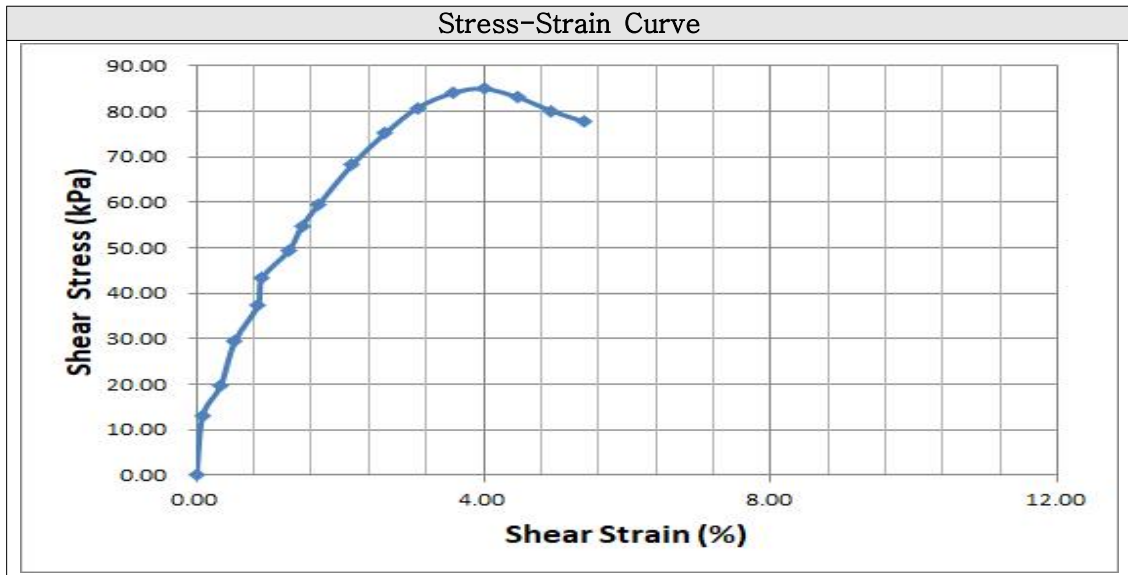


그림 3.11.12 동결 융해 2회 반복 후 시료의 수직응력 100kPa일 때 응력-변형률 곡선

④ 결 과

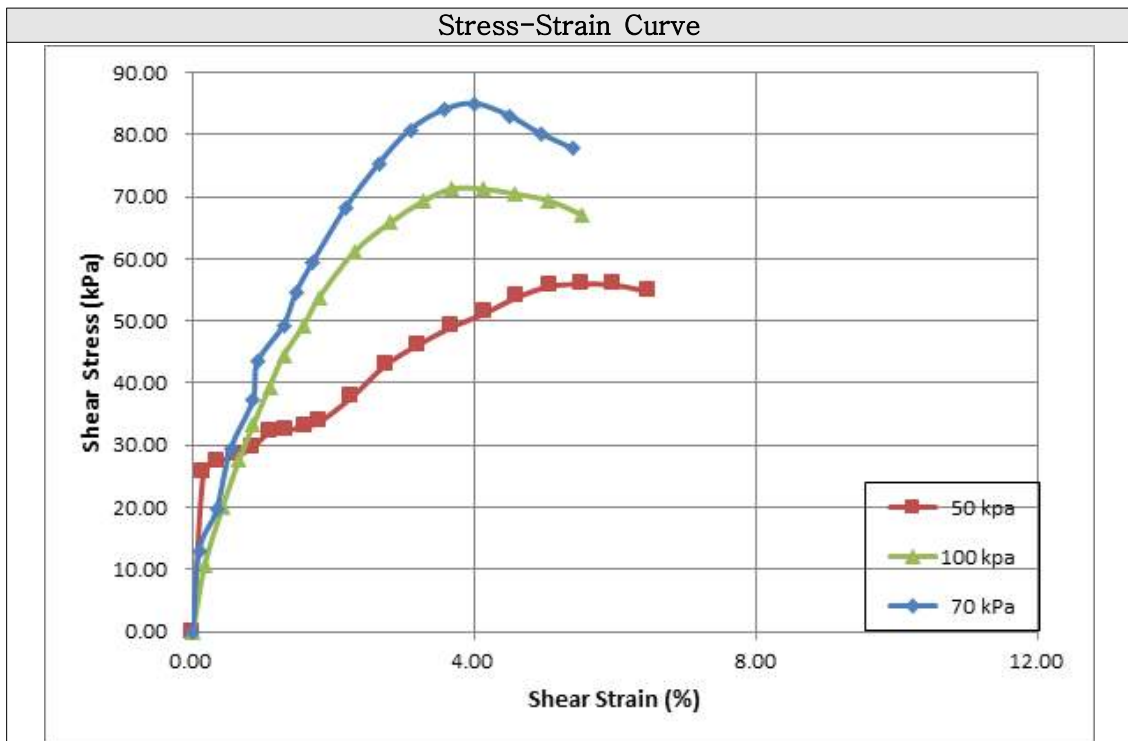


그림 3.11.13 동결 융해 2회 반복 후 시료의 응력 변형률 곡선

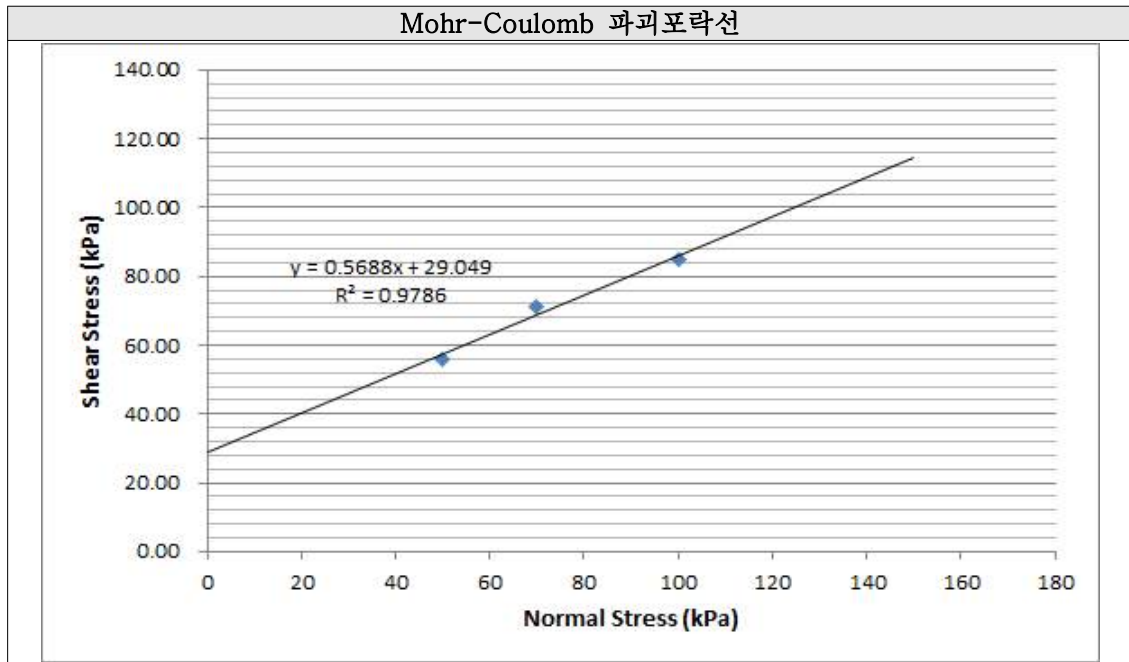


그림 3.11.14 동결 용해 반복 전 시료의 Mohr-Coulomb 파괴포락선

<표 3.11.4> 동결용해 2회 반복 후 흙의 직접전단시험 결과

수직응력(kPa)	최대전단응력(kPa)	내부마찰각	점착력
50	56.03	29.63°	29.049kPa
70	71.29		
100	84.96		

동결용해 반복 전의 일반적인 화강풍화토를 사용하여 직접전단시험 하였을 때, 점착력(c)은 31.069kPa, 내부마찰각(ϕ)은 30.08° 로 나타났다. 그리고 동결용해 과정을 2회 반복한 후의 화강풍화토를 사용했을 때, 점착력(c)은 29.049kPa, 내부마찰각(ϕ)은 29.63° 로 나타났다. 상기 시험 결과를 정리한 표를 보면, 동결용해 과정을 거치면서 일반적인 화강풍화토의 전단강도에 비해 동결용해 과정을 거친 화강풍화토의 전단강도가 감소했음을 알 수 있다. 수직응력 50kPa일 때, 최대전단응력이 58.24kPa에서 56.03kPa로 약 3.8% 감소했으며, 70kPa일 때는 74.61kPa에서 71.29kPa로 약 4.4% 감소하였다. 100kPa일 때는 87.80kPa에서 84.96kPa로 약 3.2% 감소함을 알 수 있었다. 동결용해 과정으로 인한 전단강도의 감소로 Mohr-Coulomb 파괴포락선을 도시했을 때 내부마찰각(ϕ) 및 점착력(c)이 각각 1.5%, 6.5%로 감소하였다.

라. 결론 및 고찰

동결융해 과정으로 인하여 지반의 상태는 크게 변화하고, 이는 흙 입자의 구조적 변화에 의한 것이다(Broms et al., 1964; 悟郎, 1965). 동결 후 온도의 상승으로 융해 현상이 일어나면 얼어있던 물이 녹으면서 함수비가 크게 증가하고 입자 간의 간극이 커진다. 흙이 동결되면 간극수의 9% 정도가 팽창하고 고체 상태로 바뀌게 되며, 융해되면 소성 상태의 연약한 지반으로 변화하게 된다(최찬용 등, 2011). 동결 융해 현상으로 인해 토목조물의 붕괴사례를 증가시키고 있으며, 이에 따른 관련 연구의 필요성이 있다.

따라서 본 연구에서는 우리 나라에서 주로 사용되는 화강풍화토를 이용하여 실내 시험을 통해 동결융해를 받은 흙의 투수 및 전단 특성을 비교해보고자 하였다. 그 결과는 다음과 같다.

(1) 동결융해 반복 전 화강풍화토의 평균 투수계수는 $3.08 \times 10^{-6} \text{cm/s}$ 이고 동결융해 2회 반복 후의 평균 투수계수는 $1.04 \times 10^{-5} \text{cm/s}$ 로 동결융해 반복과정을 거친 화강풍화토의 투수계수가 약 3.39배 크게 나타났다. 이는 동결융해 반복과정에 의해 시료의 간극이 커진 것으로 판단된다.

(2) 동결융해 반복 전 화강풍화토의 내부마찰각은 30.08° , 점착력은 31.069kPa 이고 동결융해 2회 반복 후의 내부마찰각은 29.63° , 점착력은 29.049kPa 로 나타났다. 동결융해 과정으로 인해 내부마찰각 및 점착력이 각각 1.5%, 6.5% 감소함을 알 수 있었다. 김수삼 등(2001)에 의하면 동결융해 반복에 따른 내부마찰각의 변화는 미소하며, 토사의 점착력이 감소하여 강도 특성이 저하된다고 제시하였다. 본 연구의 결과 역시 점착력의 감소가 강도 저하에 더 큰 영향을 미쳤다고 볼 수 있다.

제4장. 목표 달성도 및 관련 분야 기여도

1. 목표 달성도

본 과제 의 최종목표는 (i)흙에 비해 수평토압을 30% 줄이고, 투수계수를 5배 향상시키는 PE골재 개발 및 (ii)PE골재 활용 옹벽의 설계 시공 가이드라인 작성 인데 실험 및 분석을 통해 이러한 목표를 충분히 달성하였다. 목표 대비 달성치를 요약하면 표 4.1과 같다.

표 4.1 연구 목표 및 달성치

내용		연구 최종 목표	달성치
수평 토압		PE골재를 옹벽 뒷채움재로 활용 시 흙만 포설한 경우에 비해 30% 감소	• PE골재를 흙에 중량비로 15% 혼합하여 뒤편채움재로 포설 시 흙만 사용했을 때에 비해 약 57% 감소 • 강우가 72시간 지속될 경우 흙 중량의 10% 되는 PE골재를 옹벽 전면판에 연하여 배치할 경우 뒷채움재 전체를 흙으로 포설한 경우에 비해 약 35% 감소 • 영하 20℃로 72시간 동결시켰을 경우 흙 중량의 10% 되는 PE골재를 옹벽 전면판에 연하여 배치할 경우 전체를 흙으로 포설한 경우에 비해 동결팽창압 약 77% 감소
설계 시공 가이드 라인		PE골재 활용 옹벽의 설계, 시공 가이드라인 작성	PE골재 활용 옹벽의 설계 시공 가이드라인 작성 및 경제성 분석
기 타	열전도율	설정 없었음	흙의 열전도율이 0.179(W/m·K)임에 비해 PE골재 열전도율은 0.037(W/m·K)로서 4.8배 작음
	내부마찰각	설정 없었음	화강토 내부마찰각이 33.5°인데 비해 PE골재 내부마찰각은 42.2°로서 월등하게 큼

2. 관련 분야 기여도

◦ 본 연구를 통해 개발한 PE골재를 옹벽 경량 뒷채움재로서 사용할 경우 강우 시 및 동절기에 옹벽의 토압 경감에 크게 기여, 붕괴사고를 방지할 수 있을 것으로 판단된다. 또한 옹벽의 붕괴 사고 방지로 국가나 지자체의 시설물 유지 보수 예산을 크게 줄일 수 있을 것으로 판단된다.

제5장. 연구개발성과의 활용계획

본 연구에서는 PE골재를 모형옹벽의 뒷채움재로 사용함으로써 평상시나 강우가 지속 될 경우, 겨울철 지반의 동결이 발생할 경우에 옹벽에 작용하는 토압을 크게 감소시킬 수 있다는 것을 밝혔다. 따라서 본 연구 성과를 다음과 같이 활용하고자 한다.

(1)현장 적용을 위한 대형 연구 프로젝트(실용화)로 추진

◦ 좀더 많은 연구비와 연구 인력을 투입하여 현장에 실물 대형 옹벽이나 축대를 축조하고, PE골재를 대량 뒷채움재로 사용한 후 장기간에 걸친 토압의 감소와 옹벽의 거동을 실험하는 대형 연구 프로젝트 추진

(2) 강우기 및 동절기 도로변이나 철도변의 옹벽이나 축대 또는 주택가에 건설하는 옹벽의 뒷채움재로 활용

(3)북한이나 중국, 몽고, 러시아 등의 동토지대에서 철도나 도로 주택단지에 옹벽이나 축대 교대 등을 축조할 때 PE골재를 뒷채움재로 활용하는 방안 강구 - 해외 기술 진출 시 활용

(4) 폐기물 재활용율 향상 및 재활용 영역 확대 : 현재 국내 농촌에서 발생하는 비닐의 재활용율은 약 75%에 불과한 실정이다. PE골재를 건설골재로 재활용하기 위한 새로운 기준이나 신기술을 취득하여 농촌 폐비닐의 재활용율을 극대화함으로써 환경문제도 해결하고, 건설 분야 골재 난도 해결하고자 한다.

제6장. 연구 과정에서 수집한 해외 과학기술 정보

제7장. 연구개발성과의 보안등급

제8장. 국가과학기술종합정보시스템에 등록된

연구시설·장비 현황

구입 기관	연구시설/ 연구장비명	규격 (모델명)	수량	구입 연월일	구입 가격 (천원)	구입처 (전화번호)	비고 (설치 장소)	NTIS장비 등록 번호

제9장. 연구개발과제 수행에 따른 연구실 등의 안전 조치 이행 실적

제10장. 연구개발과제의 대표적 연구 실적

번호	구분 (논문/ 특허/ 기타)	논문명/특허명/ 기타	소속 기관명	역할	논문 게재지/ 특허 등록 국가	영향력 지수	논문 게재일 /특허 등록일	사사 여부 (단독 사사 또는 중복 사사)	특기 사항 (SCI 여부/인용 횟수 등)
1	논문	실내시험과 현장 측정을 통한 PE골재 단열성 뒷채움재 활용 가능성 분석	한국건설기술연구원	주저자	한국폐기물자원순환학회논문집(Vol.33, No.8)		2016.12.	단독	등재지
2	논문	폐비닐 골재 혼합 아스콘의 성질	한국건설기술연구원	주저자	한국지반환경 공학회 논문집(vol.18, No.12)		2017.12.1	단독	등재지
3	특허	폐비닐 골재 및 이를 이용한 흙막이 구조물	한국건설기술연구원	발명자	대한민국 (출원번호 10-2017-0095647)		2017.7.27		

제11장. 기타 사항

제12장. 참고 문헌

1. 권오현, 이광우, 조삼덕 (2007), ‘국내 보강토옹벽의 현황 및 문제점’, 한국토목섬유학회, 2007 가을 학술발표회논문집, pp. 29-37
2. 권오현, 박영주, 서동현 (2009), ‘기후변화에 대비한 보강토옹벽의 설계 및 시공기준 고찰’, 한국토목섬유학회, 2009 가을 학술발표회논문집
3. 유충식, 정혁상 (2003), ‘강우가 보강토옹벽의 거동에 미치는 영향에 관한 연구’, 한국토목섬유학회 논문집, 제2권, 제3호, pp. 47-55.
4. 조삼덕 (2001), ‘국내 블록식 보강토옹벽의 개선방안 및 전망’, 한국토목섬유학회 창립기념 학술발표회논문집, pp.43-53
5. 조삼덕 (2007), ‘국내 블록식 보강토옹벽의 개선방안 및 전망’, 한국토목섬유학회, 2007 봄 학술발표회논문집, pp. 3-13
6. 한국지반공학회 (2004), 고속국도 00호선 보강토옹벽과 성토사면의 안정성 검토 및 대책 연구, p.95.
7. 한국토목섬유학회 (2007), 토목섬유의 특성평가 및 활용기법, p.660
8. NCMA (1997), Design Manual for Segmental Retaining Walls, pp36-40, 118-128.
9. Shibuya S., Kawaguchi, T. and Chae, J-G. (2007), ‘Failure of reinforced earth as attacked by typhoon no. 23 in 2004’, Japanese Geotechnical Society, Soils and Foundations, Vol. 47, No. 1, pp. 153-160
10. Vidal, H. (1969), The principle of reinforced earth, Highway Research Record 282, pp. 1-16
11. 日本土質工學會 (1982), 土の凍結, p.42, p.44
12. 홍성완, 김영진 외(2007), 지반공학의 현 기술과 개선 방향 -부동수가 동토의 성질에 미치는 영향-, 구미서관, pp. 585-596.
13. 人工輕量盛土材 太平洋 カルストーン, 太平洋 セメント株式會社(2016) ,p.1-10.
14. 社團法人 日本地盤工學會(2006), 地盤工學 實務 シリーズ 22, 輕量土工法, p.9

부록

PE골재를 사용한 옹벽 설계 및 시공
가이드라인

2017. 11.

한 맥 기 술

- 목 차 -

제 1절 PE골재를 활용한 옹벽의 설계 가이드라인	1
1. 적용범위	1
2. 옹벽 경량뒤채움재료 연구동향	1
2.1. 경량기포혼합토	1
2.2. E.P.S.	1
2.3. 페타이어	2
2.4. PE골재	2
3. PE골재의 특성	2
3.1. 생산과정	2
3.2. 입도분포	3
3.3. 다짐	4
3.4. 전단물성	4
3.5. 투수계수	5
3.6. 특성에 따른 옹벽 뒤채움재료 이용	5
4. PE골재를 이용한 옹벽설계	6
4.1. 일반사항	6
4.2. 설계가이드라인	7
4.3. PE골재의 특성을 고려한 옹벽 설계 검토	13
5. 옹벽배면 뒤채움 방법 결정을 위한 수치해석	18
5.1. 토압산정 및 안정성 평가를 위한 수치해석 개요	18
5.2. 수치해석을 이용한 PE골재 뒤채움 방법 검토	23
5.3. 결론	44

제 2절 페비닐 골재 현장 적용성 검토 및 시공지침 작성	46
1. 개요	46
2. 옹벽배변 PE골재 뒤택움 방법 검토	47
2.1. 옹벽 뒤택움 재료의 연구동향	47
2.2. 국내·외 경량골재 시공사례 검토	49
2.3. PE골재 뒤택움 시공방법 제안	55
3. 페비닐 골재 (PE골재)뒤택움 시공지침(안)	57
3.1. 총 칙	57
3.2. 재 료	59
3.3. 품질기준	62
3.4. 시 공	64
3.5. 품질관리 및 검사	70
제 3절 경제성 분석	73
1. 개 요	73
2. PE골재 뒤택움재료별 공사비 산출	73
2.1. 구조해석을 통한 철근배근량 산정	73
2.2. 공사비 산출	75
3. 종합의견	76

제 1절 PE골재를 활용한 옹벽의 설계 가이드라인

1. 적용범위

최근 이상 기후의 빈발로 국내외적으로 일반옹벽, 보강토옹벽의 붕괴사고가 증가하고 있다. 이에 대처하기 위해 본 가이드라인은 PE골재를 뒤채움재로 활용하여 시공하는 새로운 옹벽 시스템의 일반적인 기준을 제시한 것이다. 단 본 가이드라인은 옹벽의 뒤채움재로서 이용된 PE골재의 설계에만 국한되므로 이 기준에 기술되지 않은 사항에 대해서는 국가 기준으로 제정된 타 기준을 적용하도록 한다.

2. 옹벽 경량뒤채움재료 연구동향

2.1. 경량기포혼합토

경량기포혼합토는 교대, 항만구조물 등 내진보강 방안으로 토압경감 공법의 수요 증가와 대심도 연약지반에서 지반개량 깊이의 한계에 따른 기술적 제한문제 그리고 연약지반 개량 시 제한된 공기와 불확실한 지반개량에 따른 문제를 해결하기 위해 개발되었다. 1980년 유럽에서 아파트 층간 소음저감 및 보온효과 증대를 위한 기포콘크리트를 개발하였으며 1995년 일본에서 건설부산물 처리 및 항만시설물의 안정성 확보를 위한 경량기포혼합토를 개발하였다. 경량성토 공법에 사용되는 건설재료의 일환으로 함수비를 포함하는 흙(점성토, 사질토 등)에 기포재와 고화재, 물을 혼합한 것으로 제조시에는 유동성이 높으나, 경화 후 단단하고 가벼운 건설재료가 된다. 재료의 특징으로는 단위중량이 $6.0 \sim 15.0 \text{ kN/m}^3$ 범위로 흙보다 가벼우며, 단위중량의 임의 조정이 가능하다. 일축압축강도는 $200 \sim 1,000 \text{ kN/m}^2$ 범위로 단단하고, 15m까지 자립이 가능하다. 유동성이 높아 자가 충전이 가능하고, 다짐(전압)이 필요 없으며, 500m까지 배관압송이 가능하다. 또한 내구성이 우수하고 특히 차량 반복하중에 대해서도 안전하다. 안정성이 우수한 기포는 믹스트럭 운반에도 쉽게 소포되지 않으며, 타설 후 침하량도 적다.

2.2. E.P.S.

EPS (Expanded- poly - styrene)는 폴리스티렌 수지에 발포제와 몇 가지 첨가제를 합성하여 작은 구슬 모양형태로 블록으로 가공한 발포수지이다. 1972년 노르웨이의 국립도로 연구소에서 최초로 도로의 경량 성토재로서 EPS를 사용한 것이 최초의 토목공사 공법이었다.

EPS블록은 경량성에 기인한 우수한 시공성과 재료가 균질하고 탁월한 공학적 특성을

가지고 있어 압축재로서 최적의 재료적 특성을 갖추고 있다. EPS는 단위체적 중량이 $0.02 \sim 0.03\text{t/m}^3$ 정도로서 일반 흙과 비교하여 1/60~1/100 정도로 매우 가볍다는 특징 때문에 연약지반 침하대책이나 미끄럼 방지대책효과, 토압저감을 위하여 교대 및 옹벽 등의 뒤채움재로서 활용이 많고 적용분야도 도로, 토지조성 등 다양화되고 있는 추세이다.

2.3. 페타이어

페타이어의 재활용율을 높이기 위한 방안으로 대량 활용이 가능한 토목분야의 옹벽 뒤채움재로서의 활용성을 검토하고자 많은 연구들이 시행되었다. 페타이어 입경 및 종류별로 다양한 특성시험의 선행 연구결과의 내용은 다짐시험결과, 페타이어는 건조단위중량이 6.46~8.33 kPa으로 일반 토사 성토재의 1/3정도의 경량성토재이며, 페타이어의 실내 및 현장 다짐시험결과는 현장의 시공관리측면에서 페타이어를 다짐할 때 특별한 다짐관리나 다짐장비의 적용 없이도 페타이어 성토시공이 가능하여 공기단축 및 시공능률 향상이 기대 되는 것으로 나타내었다.

2.4. PE골재

해마다 생산되는 농업용 비닐류(HDPE, LDPE)의 양이 연간 약 44만 톤에 달하고 있다. 이러한 폐비닐이 끼치는 환경문제를 줄이고 폐기물의 재활용을 위한 방법으로 PE골재를 연구 하게 되었다. PE골재는 주로 비닐하우스에서 사용하다가 폐기한 비닐을 수집하여 약 250℃이상의 온도에서 녹여 재성형 시킨 후 정화조를 만드는 공장에서 자투리를 수집하여 분쇄기로 갈아 1.5~2cm 정도의 크기의 골재이다. PE골재의 크기는 분쇄기의 체 크기를 조절하여 사용 목적에 따라 원하는 크기로 만들 수 있으며, 이렇게 하여 만들어진 폐비닐 골재는 비중이 1.1이고, 모양은 각이 많이 지고, 표면은 거칠며 미세한 구멍이 많이 존재한다.

3. PE골재의 특성

3.1. 생산과정

PE골재를 생산을 위해 폐비닐이 사용된다. 폐비닐에는 여러 가지 이물질이 포함되어 있으므로 이물질을 선별하는 과정과 세척, 건조과정을 거친 후 골재로 생산된다.

PE골재는 용융, 냉각, 절단의 과정으로 생산되며, 일반적으로 기존의 폐비닐 재활용업체에서 폐비닐을 용융하기 위한 적정온도는 150~200℃ 사이다. 용융된 폐비닐은 용융기 스크류의 끝에 설치된 30mm 직경의 스크린을 통하여 일정한 크기의 로프형태로 녹아나

오는데 이것을 수조에 통과시켜 냉각시키면 로프형태의 폐비닐 용융물질의 내부에 공극이 생기게 된다. 폐비닐의 냉각은 10~30초 사이에서 이루어지며, 단 시간에 이루어지는 냉각으로 폐비닐의 외부만이 응고되게 된다. 그렇게 냉각된 로프형태의 폐비닐 용융 물질을 회전체 칼날을 이용하여 그림 1.1과 같이 19~20mm의 크기로 골재를 절단하여 사용한다.



그림 1.1 PE골재의 모습

3.2. 입도분포

PE골재의 기본적인 물리적 특성 및 역학적 특성을 분석하기 위하여 한국산업규격에 의거하여 시험을 수행하였다. 화강풍화토에 PE골재 중량비가 각각 0%, 10%, 20%, 30%가 되도록 혼합하여 다짐시험(KSF 2312) 및 입도시험(KSF 2302)을 수행하였다.

그 결과 그림 1.2와 같이 혼합율에 따른 입도 분포 곡선을 나타내었다. PE골재 30% 혼합토의 경우 200체 통과율이 5%미만이며, SW의 기준과는 일치하지 않으므로 통일분류법에 의거 나쁜모래(SP)로 구분된다. 곡률계수는 $C_c=3.21$ 였으며, 균등계수는 $C_u=22.85$ 로 나타난다.

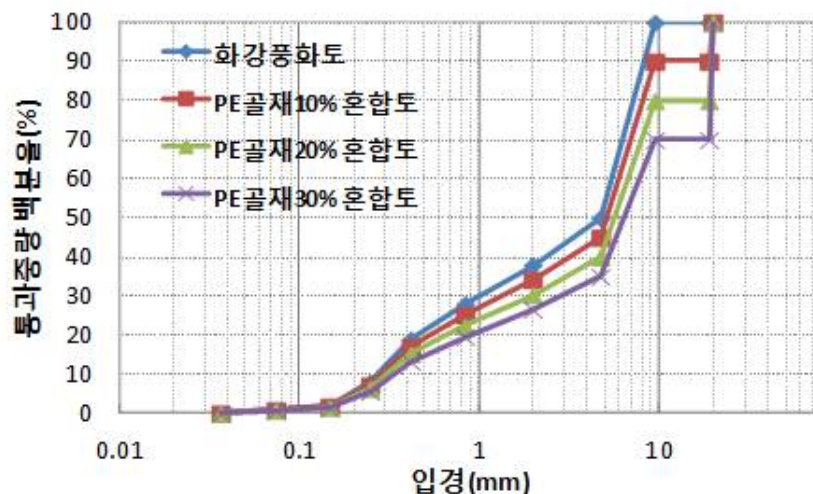


그림 1.2 혼합율에 따른 입도분포곡선

3.3. 다짐

기존연구에서 화강풍화토에 PE골재 중량비가 각각 0%, 10%, 20%, 30%가 되도록 혼합

하여 다짐시험(KSF 2312) 규정에 따라 다짐시험을 수행하였다. 그 결과 표 1.1과 같다. 다짐 시험결과 PE골재와 화강풍화토의 혼합율이 증가할수록 최대건조단위중량값이 감소하였다.

PE골재의 혼합율이 증가할수록 최대건조단위중량이 감소하는 것은 비중이 큰 흙 대신에 비중이 작은 페비닐 골재로 치환되기 때문이며, 최적함수비가 변화 양상이 미미한 것은 함수비가 흙의 다짐특성에는 영향을 미치나 PE골재의 다짐특성에는 영향을 미치지 않기 때문이라 판단된다.

표 1.1 PE골재 혼합율에 따른 다짐특성 비교

PE골재의 혼합율(%)	최적함수비(O.M.C,%)	최대건조단위중량 (g/cm ³)
0	11.5	1.96
10	12.5	1.76
20	9	1.65
30	10	1.52

3.4. 전단물성

PE골재와 화강풍화토 혼합비가 각각 0%, 10%, 20%, 30%인 시료를 직접전단시험(KSF 2343) 규정에 따라 대형전단시험을 실시하였다. 그 결과 표 1.2와 같이 나왔다.

PE골재의 혼합율이 증가함에 따라 내부마찰각이 증가하였다. 하지만 점착력의 경우 혼합율이 10%까지는 대동소이하였고 혼합율이 10%에서 20%로 증가 시에는 점착력이 미소하게 감소하였다. 이는 PE골재의 혼합율이 일정비율까지 증가할 시 까지는 점착력이 증가하나 일정비율 이상으로 증가할 경우 점착력이 없는 PE골재로 치환되기 때문에 점착력이 감소하는 것으로 판단된다.

표 1.2 PE골재 혼합율에 따른 대형전단시험 결과

PE골재의 혼합율(%)	내부마찰각(°)	점착력 (kN/m ²)
0	33.5	0.32
10	36.5	0.32
20	46.4	0.30
30	47.1	0.28

3.5. 투수계수

PE골재와 화강풍화토 혼합비가 각각 0%, 10%, 20%, 30%인 시료에 대해서 투수시험

(KS F 2322)규정에 따라 투수계수 시험을 실시하였다. 그 결과 표 1.3과 같이 나타났다.

모든 PE골재의 혼합토는 시간이 경과함에 따라 투수계수가 일정한 값을 유지하여 정상류 상태에 도달하였으며, PE골재가 증가할수록 투수계수는 증가하였다.

표 1.3 PE골재 혼합율에 따른 투수계수 결과

PE골재의 혼합율(%)	투수계수 (cm/sec)
0	1.02×10^{-6}
10	2.65×10^{-5}
20	3.40×10^{-4}
30	2.30×10^{-3}

3.6. 특성에 따른 응벽 뒤채움재로 이용

시험결과를 종합해본 결과 표 1.4와 같이 나타낼 수 있다. PE골재 혼합율 30% 일 경우 내부마찰각과 투수계수 값이 최대였으며, 또한 점착력은 30% 혼합율일 경우보다 0~10%일 경우가 미소하지만 최대로 나타났다. 실험결과를 토대로 PE골재를 뒤채움재로 이용할 경우 혼합율에 따라 다음과 같은 물성을 사용해야 할 것으로 판단된다.

표 1.4 PE골재 및 흙 시료에 대한 시험결과 종합

PE골재의 혼합율(%)	내부마찰각(°)	점착력 (kN/m ²)	투수계수(cm/sec)
0	33.5	0.32	1.02×10^{-6}
10	36.5	0.32	2.65×10^{-5}
20	46.4	0.30	3.40×10^{-4}
30	47.1	0.28	2.30×10^{-3}

4. PE골재를 이용한 옹벽설계

4.1. 일반사항

이 장에서는 PE골재를 이용한 옹벽을 설계하기 위한 설계조건을 결정하고 PE골재를 뒤채움재로 이용한 옹벽의 설계가이드라인을 기술한다.

4.1.1. 설계목표

PE골재를 옹벽의 뒤채움재로 사용함으로써 수평토압을 감소시키고 투수성을 증대시켜 안정성을 확보한다.

4.1.2. PE골재를 이용한 옹벽의 적용

가. PE골재를 뒤채움재로 이용하여 토압경감의 효과를 얻고자 할 경우는 다음과 같이 PE골재의 특성 및 옹벽의 부재의 특성을 고려하여 설계하여야 한다. 또한 대상으로 하는 구조물의 종류, 규모, 중요성 등을 고려하여 다른 공법과 비교하여 PE골재를 이용한 옹벽의 필요성을 명확히 하여야한다.

- ① 뒤채움의 형상
- ② 경량지반재(PE골재 혼합토)의 토압
- ③ 벽체의 안정
- ④ 부대공 및 구조특성

나. PE골재를 이용한 옹벽의 특징에는 다음과 같은 특징이 있다.

- ① 뒤채움재의 중량의 감소로 인해 작용하는 수평토압을 줄일 수 있다.
- ② 전단에 대한 저항성이 증가하여 적은 부재로 안정성을 확보 가능하다.
- ③ 투수계수의 증대에 따른 배수공의 단순화 할 수 있다.
- ④ 저판의 폭을 좁힐 수 있다.

따라서 지형 훼손을 최소화 할 수 있으며, 일반적인 뒤채움을 사용한 옹벽설계보다 경제적이고 환경 친화적인 도로를 설계할 수 있다.

4.2. 설계가이드라인

설계는 초기에 안정과 시공성을 고려하여 뒤채움 형상을 결정하고 구조물 벽면에 작용하는 수평토압을 산정하여 구조물의 안정성을 검토한다. 연약지반상에 구조물이 시공되는 경우에는 측방유동의 가능성을 확인하고 기초형상 등을 결정한다.

4.2.1. 단면가정

설계일반에 기술한 단면가정에 대한 일반사항으로부터 설계가이드라인 작성을 위해 옹벽구조 형식별 단면치수를 가정한 방법을 기술하면 다음과 같다.

가. 역T,형 및 L형 옹벽

1) 표준단면

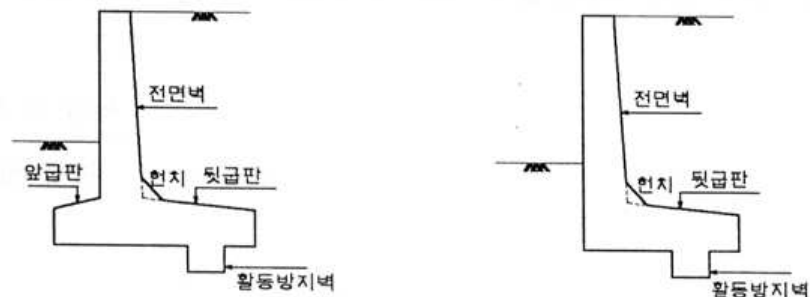


그림 1.3 역T형 및 L형 옹벽의 표준단면

2) 단면기능 및 치수

① 벽 체

- 벽체는 수평토압에 대하여 저항하며 전면의 공간 확보를 목적으로 설치.
- 벽체 전면(노출면)의 경사는 1:0.02로 하고 옹벽상단의 최소폭은 30.cm, 하단부는 최소폭 40cm로 전단철근이 필요하지 않는 단면이상($0.1H \sim 0.15H$)으로 한다.
- 벽체와 기초의 연결부에는 현치를 설치한다.

② 저 판

- 옹벽에 상면토사를 유효하게 작용시키며 활동, 전도 및 지지력에 대한 안정을 확보한다.
- 저판은 필요단면, 경제성, 구조적 안전성을 고려하여 저판폭의 길이에 따라 단면두께를 변화시키되 최대경사는 15% 이내로 한다.
- 최소두께는 40cm이상이며 전단철근이 필요하지 않는 두께이상 ($0.1H \sim 0.15H$)으로 한다.

- 역T형 옹벽의 앞굽의 폭은 $B/10$ 이상 $B/3$ 이하로 한다. 또한 앞굽의 폭은 변단면 옹벽의 시공성 등을 감안하여 옹벽높이 또는 뒤채움토의 높이가 증가할 때 감소시키지 않는다.

③ 활동방지벽

- 옹벽의 활동면을 변화시켜 활동에 대한 저항력을 증가시킨다.
- 최소두께 : 40cm이상. 전단철근이 필요하지 않는 두께이상으로 한다.

나. 반중력식 옹벽

1) 표준 단면

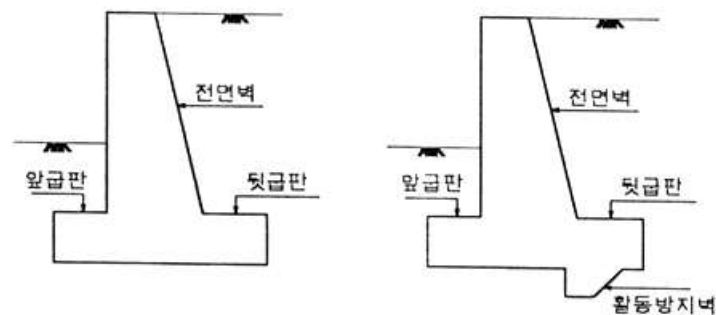


그림 1.4 반중력식 옹벽의 표준단면

2) 단면기능 및 치수

① 벽 체

- 벽체는 수평토압에 대하여 저항하며 자중으로써 옹벽 전체의 안정에 기여.
- 벽체전면(노출면)의 경사는 1:0.02로 하고 옹벽상단의 최소폭은 30cm, 하단은 최소 철근으로 배치하도록 단면을 설계. 철근은 단면의 인장측에만 배근.
- 벽체와 기초의 연결부에는 현치를 설치하지 않는다.

② 저 판

- 옹벽에 상면토사를 유효하게 작용시키며 안정을 확보.
- 저판은 단면두께를 변화시키지 않고, 최소두께는 40cm이상이며 전단철근이 필요하지 않는 두께이상($0.1H \sim 0.15H$)으로 최소철근으로 배치하도록 설계.
- 철근은 단면의 인장측에만 배근한다.

③ 활동방지벽

- 최소두께 : 40cm이상. 전단철근이 필요하지 않는 두께이상으로 한다.

다. 중력식 옹벽

1) 표준단면

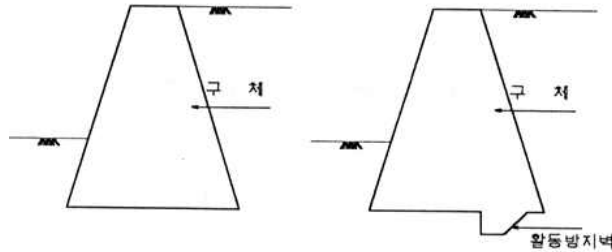


그림 1.5 중력식 옹벽의 표준단면

2) 단면기능 및 치수

① 옹벽 구체

- 중력식 옹벽은 구체의 자중으로 벽배면에 작용하는 토압에 대하여 저항한다.
- 시공성을 감안하여 별도의 저판을 설치하지 않고 벽체와 일체로 한다.
- 전면(노출면)의 경사는 1:0.02, 1:0.1, 1:0.2, 1:0.3 으로 구분하고 옹벽상단의 최소두께는 35cm 이상으로 하고 철근은 배근하지 않는다.

② 활동방지벽

- 최소두께 : 40cm이상이며 전단철근이 필요하지 않는 두께이상으로 한다.

4.2.2. 설계조건

가. 사용 재료

옹벽 구조물은 외력에 의한 안정과 부재단면의 안전에 지배되는 구조물로서 콘크리트 및 철근의 설계기준 강도 증가에 따른 단면두께, 철근량 등의 변화에 의한 경제적인 효과는 미소하나 구조물의 내구성 및 품질의 향상에 미치는 효과는 지대하다.

1) 재료의 강도

표 1.5 재료강도

구 분	재 료	최소강도(MPa)	비 고
역T형 및 L형 옹벽	콘크리트	24	
	철근	400	SD400
반중력식 옹벽	콘크리트	21이상	
	철근	300	SD300
중력식 옹벽	콘크리트	18이상	

2) 재료의 탄성계수

-콘크리트 : $E_c = 27,000\text{MPa}$

-철 근 : $E_s = 200,000\text{MPa}$

나. 뒤채움재의 특성

뒤채움재는 혼합율에 따라 3.6 특성에 따른 옹벽 뒤채움재로 이용에 첨부한 표 4.3.4 PE골재 및 흙 시료에 대한 시험결과 종합을 이용하여 점착력은 안전측으로 무시하여 적용한다.

다. 기초지반의 조건

콘크리트 옹벽의 안정검토를 할 때에는 하중계수를 곱하지 않은 사용하중을 적용하고, 단면설계를 할 때에는 강도설계법에 의한 계수하중을 적용하며, 구조계산을 할 때에는 고정하중·지표면 재하하중 등의 영향을 고려하여 설계한다.

4.2.3. 작용하중

가. 자중(고정하중)

고정하중을 산출할 때의 단위중량은 설계조건 2.3.1과 2.3.2를 기준으로 하되, 실하중이 명백한 것은 그 값을 적용한다.

나. 상재하중(활하중)

옹벽의 배면 수평구간에 재하하는 상재하중은 도로에 설치된 옹벽에 작용하는 활하중을 적용. 지진시의 안정계산 및 단면 검토 시에는 안전율 및 실제토압과의 차이를 고려하여 상재하중을 재하하지 않는다.

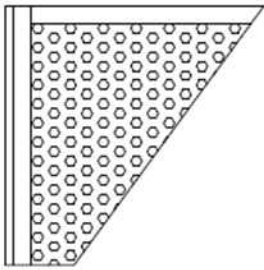
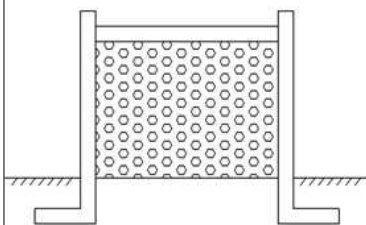
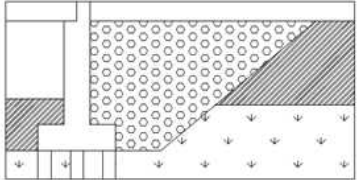
다. 토압

PE골재의 입도분포상 입도분포가 불량한 모래, 자갈 섞인 모래(SP) 특성을 지니고 있으므로 기존 토질에 적용하는 설계법을 적용하여 설계한다.

토압의 크기는 구조물의 종류, 토질에 따라 좌우된다. 토압공식은 Coulomb, Rankine, Terzaghi의 토압공식 등 여러 식이 있지만 구조물의 특성, 벽체의 경사도 등을 고려하여 Coulomb, Rankine등의 토압공식에 의하여 설계한다.

단, 배면토의 경사가 불균일한 경우에는 시행췌기법을 이용하여 토압을 산정하는 것이 보다 합리적이다. 다만, 세부내용은 구조물기초설계기준해설 6.2 옹벽에 작용하는 토압을 참조한다.

표 1.6 옹벽형태에 따른 적용토압

적용 분야			
	절토부 옹벽	성토부 양벽 옹벽	교대부 옹벽
효과	옹벽에 용하는 토압 저감	토압 저감	부등침하 방지 토압 저감
적용 토압	주동토압	주동토압 정지토압	주동토압(시행빼기법)

라. 지진하중

옹벽에 작용하는 지진이 발생되었을 때의 하중상태는 상시 경우와는 다르다. 지진하중으로서는 옹벽의 자중에 기인한 지진이 발생되었을 때의 관성력과 뒤채움 흙의 지진이 발생되었을 때의 토압을 고려한다. 그러나 과거의 경험에 의하면 평상시에 대한 설계와 시공을 면밀하게 하여 두면 지진의 영향을 특별히 고려하지 않아도 보통적인 규모의 지진에 대해서도 기능적으로 견딜 수 있다는 사실이 인정되었다. 높이 8m 이하인 옹벽은 일반적으로 안정검토를 생략하지만 옹벽의 중요도 및 복구 난이도를 고려하여 필요에 따라 지진이 발생되었을 때의 안정검토를 실시한다.

마. 수압

본 가이드라인에서는 방음벽이 설치된 옹벽이나 수압이 작용하는 옹벽에 대해서는 설계되지 않았다. 국가건설기준(2016) 콘크리트옹벽(KDS118005)편 설계방침을 적용하기 위하여 옹벽배면에 수압이 작용하지 않도록 충분한 배수시설이 확보되어야 하고 방음벽이 설치된 경우에는 별도로 검토한다.

4.2.4. 안정검토

옹벽은 전도, 활동, 지지력 및 절개지 지형에 따른 사면 안정에 대하여 안전하게 설계되어야 한다. 경량성토 뒤채움재의 형상을 검토함에 있어 배면 지반의 토압이 경량성토 지반에 작용하지 않도록 한다. 다음에 규정된 안정에 대한 계산은 사용하중에 준하여야 한다. 다만, 세부내용은 구조물기초설계기준 해설 6.3 옹벽의 안정조건을 참조한다.

가. 활동에 대한 안정

- ① 활동에 대한 안전율은 1.5(지진이 발생되었을 때의 토압에 대해서는 1.2) 이상으로 한다. 다만 옹벽 전면 흙에 의한 수동토압을 활동저항력에 포함할 경우 안전율은 2.0 이상으로 한다. 옹벽 저판의 깊이는 동결심도 보다 깊어야 하며 최소한 1m 이상으로 한다.
- ② 전도 및 지지력에 대한 안정조건을 만족하지만 활동에 대하여 불안정할 경우 활동방지벽 등을 설치할 수 있다. 활동방지벽의 높이는 일반적으로 저판높이의 2/3 배이상, 기초폭의 10%~15%로 하는 것이 바람직하다.

나. 전도에 대한 안정

전도에 대한 저항모멘트는 토압에 의한 전도모멘트의 2.0배 이상으로 한다. 작용하중의 합력이 저판폭의 중앙 1/3(암반인 경우 1/2, 지진이 발생되었을 때의 토압에 대해서는 2/3) 이내에 있다면 전도에 대한 안정성 검토는 생략할 수 있다.

다. 지지력에 대한 안정

- ① 기초지반에 작용하는 최대압축응력은 기초지반의 허용지지력 이하가 되도록 한다.
- ② 기초지반의 지지력과 침하에 대한 검토는 구조물기초설계기준 4장 얕은기초와 5장 깊은 기초의 관련규정을 따른다.

4.2.5. 부재의 설계

가. 전면벽의 설계

- ① 캔틸레버식 옹벽의 전면벽은 저판에 지지된 캔틸레버보로 설계할 수 있다.
- ② 뒷부벽식 옹벽 및 앞부벽식 옹벽의 전면벽은 3변 지지된 2방향 슬래브로 설계할 수 있다.
- ③ 전면벽의 하부는 벽체로서 또는 캔틸레버로서 작용하므로 연직방향으로 보강철근을 배치하여야 한다.
- ④ 전면 벽의 시작과 끝부분은 비탈면과의 조화 및 토사유출 등을 방지할 수 있도록 높이와 형상을 조정하여야 한다.

나. 저판의 설계

- ① 저판의 뒷굽판은 좀 더 정확한 방법이 사용되지 않는 한, 위에 재하되는 모든 하중을 지지하도록 설계되어야 한다.
- ② 캔틸레버식 옹벽의 저판은 전면벽과의 접합부를 고정단으로 간주한 캔틸레버로 가정하여 단면을 설계할 수 있다.
- ③ 뒷굽판에 작용하는 휨모멘트가 전면벽에 작용하는 휨모멘트보다 클 경우에는 뒷굽판에 작용하는 휨모멘트를 전면벽에 작용하는 휨모멘트로 보정하여 적용한다.
- ④ 뒷부벽식 옹벽 및 앞부벽식 옹벽의 저판은 정확한 방법이 사용되지 않는 한 뒷부벽 또는 앞부벽간의 거리를 경간으로 가정하여 고정보 또는 연속보로 설계할 수 있다.

다. 활동방지벽의 설계

활동방지벽에 가해지는 수평력은 구조물기초설계기준 6.3 옹벽의 안정조건의 관련 규정을 따른다.

라. 뒷부벽 및 앞부벽

뒷부벽은 T형보로 설계하여야 하며, 앞부벽은 직사각형보로 설계하여야 한다.

4.2.6. 배수공

침투수의 유입과 지하수위의 상승 등에 의해 PE골재에 영향을 주지 않기 위해 기존 설계기준에 있는 배수공을 참고하여 PE골재의 특성을 고려한 적절한 배수 대책을 실시할 필요가 있다.

4.2.7. 부대공

PE골재를 이용한 옹벽에 방호책 등 도로의 부속시설에 대해 PE골재의 특성에 따라 검토 할 필요가 있다.

4.3. PE골재의 특성을 고려한 옹벽 설계 검토

옹벽설계 프로그램 RAD를 이용하여 옹벽설계시 뒤채움재와 옹벽형상이 달라짐에 따라 옹벽의 안정성이 어떻게 변하는지를 비교 분석 하였고, PE골재를 옹벽뒤채움재로 사용시 어떠한 영향을 미치는지 나타났다. 단 경량 PE골재 혼합토 뒤채움재에 배면 지반의 토압은 작용시키지 않는 것으로 가정하였다.

4.3.1. 프로그램

Civilsky N Civil-Structure Group에서 개발한 RAD는 Retaining wall Automatic Design program으로 옹벽의 상시 및 지진시 전도, 활동, 지지력의 안정검토를 실시할 수 있다.

4.3.2. 단면선정

안정검토에 사용된 옹벽은 높이 7m의 역T형 옹벽을 사용하였으며 성토부가 수평이고 옹벽의 저판길이가 각각 B=3.5m, 3.8m, 4.0m, 4.4m로 다른 옹벽을 가지고 비교 검토하였다.

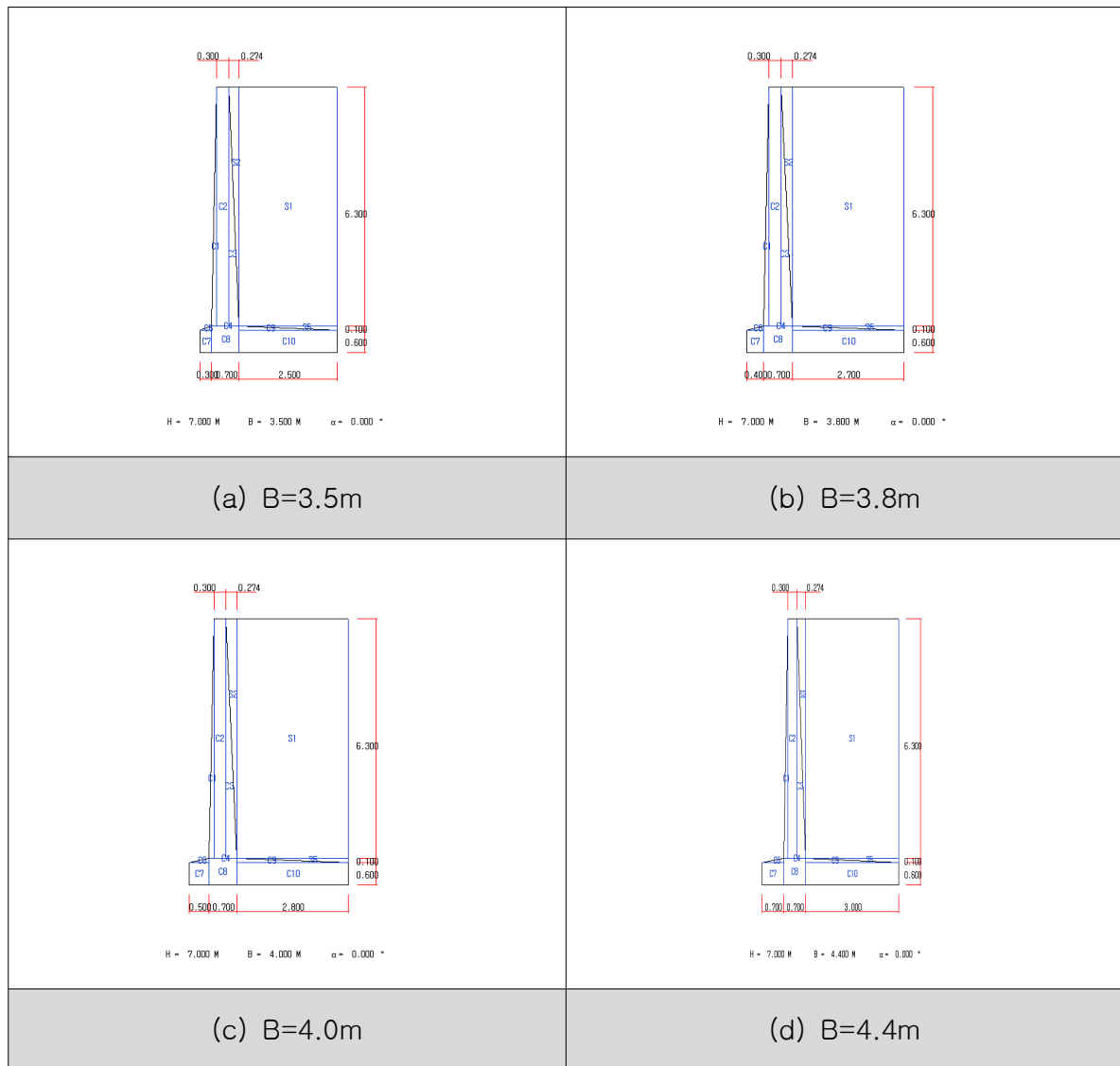


그림 1.7 검토단면

4.3.3. 재료의 특성

안전검토에 사용된 재료의 특성은 공통적으로 사용된 콘크리트 압축강도, 철근인장강도, 콘크리트 단위중량, 기초지반단위중량, 지지 지반의 내부마찰각, 지표과재활화중을 표 1.7에 정리하였고, 해석에 사용된 뒤채움재는 표 1.8과 같이 각각 단위중량과 내부마찰각이 다른 세 가지의 뒤채움재를 이용하였다.

표 1.7 공통설계조건

콘크리트압축강도	24MPa
철근인장강도	400MPa
콘크리트단위중량	24.5KN/m ³
기초지반단위중량	19KN/m ³
기초지반의내부마찰각	30°
지표과재활화중	10KN/m ²

표 1.8 뒤채움재료의 특성

뒤채움재	단위중량(KN/m ³)	내부마찰각(°)
일반성토재	19	30
잡석채움	20	35
혼합율 30% PE골재	17	47

옹벽의 내진설계의 경우 수평지진계수 및 가속도계수를 구하기 위해 지진 구역계수 I 에 해당하는 0.11과 재현주기 1,000년에 해당하는 위험도계수 1.4를 적용하였다. 또한 도로교 설계기준(2000)의 내용에 따라 하중조합을 이용하였다.

LCB1 : 1.3D + 2.15L + 1.7H (상시)

LCB2 : 1.3D + 1.7H + 1.3W (상시)

LCB3 : 1.3D + 1.3L + 1.7H + 0.65W (상시)

LCB4 : 1.0D + 1.0H + 1.0E (지진시)

4.3.4. 기초조건

기초조건 데이터는 설계를 하고자 하는 옹벽에 적용할 토압과 기초의 조건에 관련된 데이터로써 해석에 사용된 토압은 Rankine + Coulomb 토압계수를 이용한 토압을 적용하였다. 기초와 지반사이의 조건은 흙과 콘크리트 사이에 율석을 부설하는 경우를 적용하였으며 지반의 허용지지력은 Terzaghi 지지력 공식을 이용하였다.

4.3.5. 뒤채움재료별 안정검토

① 역T형옹벽(H=7.0m, B=3.5m)

구 분	상시			지진시		
뒤채움재	전도	활동	지지력	전도	활동	지지력
일반성토재	N.G	O.K	N.G	N.G	O.K	N.G
잡석채움	N.G	O.K	N.G	N.G	O.K	N.G
혼합율 30% PE골재	O.K	O.K	O.K	O.K	O.K	O.K

옹벽의 저판의 길이가 3.5m인 경우 뒤채움 재료별 안정검토에서 상시와 지진시 모두 전도, 활동, 지지력에 대하여 안정한 것은 PE골재를 뒤채움재로 사용한 경우가 유일하다. 이를 통해 옹벽에 미치는 토압의 영향이 다른 뒤채움재 보다 적다는 것을 알 수 있다.

② 역T형옹벽(H=7.0m, B=3.8m)

구 분	상시			지진시		
뒤채움재	전도	활동	지지력	전도	활동	지지력
일반성토재	N.G	O.K	O.K	N.G	O.K	N.G
잡석채움	O.K	O.K	O.K	O.K	O.K	N.G
혼합율 30% PE골재	O.K	O.K	O.K	O.K	O.K	O.K

옹벽의 저판의 길이가 3.8m인 경우 뒤채움 재료별 안정검토에서 상시와 지진시 모

두 전도, 활동, 지지력에 대하여 안정한 것은 앞서 본 저판의 길이가 3.5m인 옹벽의 경우와 마찬가지로 PE골재를 뒤채움재로 사용한 경우가 유일하다.

③ 역T형옹벽(H=7.0m, B=4.0m)

구 분	상시			지진시		
뒤채움재	전도	활동	지지력	전도	활동	지지력
일반성토재	O.K	O.K	O.K	O.K	O.K	N.G
잡석채움	O.K	O.K	O.K	O.K	O.K	O.K
혼합율 30% PE골재	O.K	O.K	O.K	O.K	O.K	O.K

옹벽의 저판의 길이가 4.0m인 경우 뒤채움 재료별 안정검토에서 상시는 모든 뒤채움재에서 안정한 것으로 나왔으며, 지진시의 경우 일반성토재의 지지력에 대한 검토 항목에서만 불안정으로 나타났다.

④ 역T형옹벽(H=7.0m, B=4.4m)

구 분	상시			지진시		
뒤채움재	전도	활동	지지력	전도	활동	지지력
일반성토재	O.K	O.K	O.K	O.K	O.K	O.K
잡석채움	O.K	O.K	O.K	O.K	O.K	O.K
혼합율 30% PE골재	O.K	O.K	O.K	O.K	O.K	O.K

옹벽의 저판의 길이가 4.4m인 경우 뒤채움 재료에 상관없이 모든 안정검토에서 안정으로 나타났다.

4.3.6. 뒤채움재로써 PE골재

뒤채움재별 상시, 지진시에 전도, 활동, 지지력에 대한 안정을 검토하였다. 해석결과를 통하여 PE골재를 사용하였을 경우 옹벽의 형상에 상관없이 모든 조건에서 안정하다는 것을 알 수 있고, PE골재를 사용할 경우 내부마찰각 증가, 단위중량 감소로 옹벽에 미치는 토압이 프로그램을 이용한 해석시 일반성토재, 잡석채움의 경우보다 적다는 것을 알 수 있다. 이를 통해 옹벽설계시 옹벽단면의 크기를 줄일 수 있고 같은 단면형상 이라도 다른 뒤채움 재료에 비하여 안정성을 얻을 수 있다고 본다.

5. 옹벽배면 뒤채움 방법 결정을 위한 수치해석

옹벽과 같은 토류구조물을 경제적이면서 구조적으로 안정하게 설계·시공하기 위해서는 토류구조물에 작용하는 주동토압의 크기와 분포형태를 정확히 산정해야 한다. 옹벽 배면에 작용하는 토압은 배면 뒤채움 재료 강도, 성토 이격거리 및 구배 등에 좌우되며, 본 연구에서는 수치해석을 통해 성토 이격거리 및 구배, 옹벽배면 PE골재 포설폭에 따른 옹벽에 작용하는 수평토압의 변화를 비교 검토하여 PE골재를 활용한 옹벽의 설계기법에 대해 제시하고자 한다.

5.1. 토압산정 및 안정성 평가를 위한 수치해석 개요

5.1.1. 수치해석 개요

유한요소법(FEM, finite elements method)의 기본개념은 해석대상 구조물을 절점으로 연결된 특정형상의 요소로 구분하여, 나누어진 요소의 변위는 요소에 정의된 특성 성질의 기저함수 (형상함수 또는 변위함수)를 통하여 절점변위로 표현된다. 일반적 요소 모델에 많이 사용되는 3절점삼각형 요소의 변위함수는 식(1.1)과 같이 나타낼 수 있다.

$$\{f\} = \begin{Bmatrix} u \\ v \end{Bmatrix} = [N] \{\delta^e\} = [N_i N_j N_m] \begin{Bmatrix} \delta_i \\ \delta_j \\ \delta_m \end{Bmatrix} \quad (1.1)$$

여기서, $[N]$ 은 형상함수(shape function)이며, 요소내의 변형성분은 식(1.2)와 같이 나타낸다.

$$\{\epsilon\} = \begin{Bmatrix} \epsilon_x \\ \epsilon_y \\ \nu_{sy} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \partial u / \partial x \\ \partial v / \partial y \\ \partial u / \partial y + \partial v / \partial x \end{Bmatrix} = [B] \{\delta^e\} \quad (1.2)$$

여기서, $[B]$ 는 절점변위와 변형량 관계 행렬이다.

상기와 같이 구성된 유한요소에 대해 수학적 구성방정식을 얻기 위하여 재료 구성법

칙(constitutive law)에 의한 응력-변형률 관계를 정의한다. 선형탄성해석의 재료 구성 법칙으로 가장 많이 사용되는 Hooke's 법칙에 의하여 정의되는 응력-변형률 관계는 식 (1.3)과 같이 나타낼 수 있다

$$\{\sigma\} = [D]\{\epsilon\} \quad (1.3)$$

여기서, $[D]$ 는 재료의 강성매트릭스(탄성계수와 포아송비의 함수)이다.

요소의 강성행렬과 방정식을 유도하기 위한 방법에는 직접평형법, 가중잔여법, 일 또는 에너지방법을 적용한다. 또한, 일 또는 에너지방법은 가상일의 원리, 최소 포텐셜 에너지 원리, 카스틸리아노 법칙이 자주 사용된다. 최소 포텐셜에너지 원리를 이용하여 요소에 대한 전체 포텐셜에너지를 표현하면 식(1.4)와 같다.

$$\Pi = U - W \quad (1.4)$$

여기서, Π 는 전체포텐셜에너지, U 는 변형에너지, 그리고 W 는 작용하중에 의하여 행하여진 일량이다. 따라서, 요소에 대한 변형에너지는 식(1.5)와 같이 정의된다.

$$U = \frac{1}{2} \int_v \{\epsilon\}^T [D] \{\epsilon\} dV \quad (1.5)$$

또한, 작용하중에 의한 포텐셜 에너지는 식(1.6)과 같으며, 최소 포텐셜에너지 원리는 식(1.7)과 같다.

$$W = \int_v \{\delta\}^T \{f\} dV + \int_A \{\delta\}^T \{T\} dA \quad (1.6)$$

$$\delta \Pi = \delta U - \delta W = 0 \quad (1.7)$$

여기서, $\{\delta\}$ 는 절점변위, $\{f\}$ 는 체적력, 그리고 $\{T\}$ 는 작용된 외력이다.

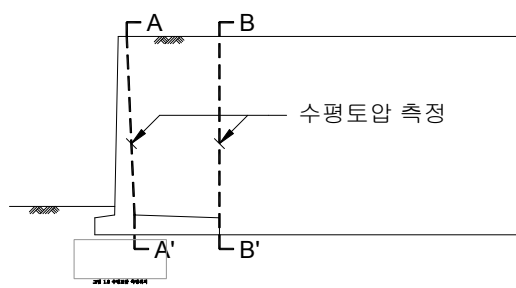
각각의 요소방정식은 직접강성법 또는 중첩의 원리를 사용하여 전체구조방정식을 구성하고 경계조건을 적용하여 절점 자유도에 대한 변위를 계산한다. 최종적으로 요소방정식의 결과로 도출된 변위를 이용하여 요소의 변형률과 응력을 계산한다. 유한요소법을 이용한 수치해석의 흐름은 일반적으로 1단계는 격자분할과 요소 형태의 결정, 2단계 변위함수의 선택, 3단계 변형률-변위, 응력-변형률 관계의 정의 제 4 단계 요소 강성행렬

과 방정식을 유도, 5단계 요소방정식의 조합을 통한 전체 행렬 구성 및 경계 조건 적용, 미지의 자유도에 대해 계산, 요소 변형률과 응력 계산 및 결과를 해석하는 순서로 진행된다. 이러한 유한요소해석은 지반공학에 있어서 그 재료의 다양한 성질이나 간극, 불연속성의 요인 등이 존재하여 유한요소해석을 실시하는데 많은 어려움이 있으나 흙이나 암석의 구성 법칙과 항복조건 등을 이용하여 지반의 거동을 파악하고 있다.

수치해석에 적용한 프로그램은 MIDAS IT에서 개발한 MIDAS/GTS 프로그램으로 비선형해석 기능으로 30년 이상의 역사를 통해 안정화된 DIANA의 비선형해석 기능을 탑재한 지반해석 프로그램이다. MIDAS/GTS는 지반 및 터널구조물의 해석과 설계를 빠른 시간 내에 완성할 수 있도록 개발된 지반 및 터널구조물 범용 유한요소해석 프로그램으로, 1989년부터 개발되기 시작한 MIDAS 기반 프로그램 중 하나이며 이는 구조물 해석 및 설계에 수반되는 단위설계 업무의 전 과정을 자동화하기 위한 목적으로 개발된 패키지 소프트웨어(package software)이다. 이 프로그램은 정적해석(선형, 비선형), 시공단계 해석(배수, 비배수), 사면안정해석(강도감소법, 한계평형평기법), 침투해석(정상류/비정상류, 포화,불포화), 응력-침투연계해석, 압밀해석, 시간이력해석(선형, 비선형), 응답스펙트럼 해석, 등가선형 지반응답해석(1, 2차원), 고유치 해석 등을 수행할 수 있다. 또한, 하중조건과 지반 경계조건, 간극수압 영향 등 연약지반 거동에 영향을 미치는 인자를 고려할 수 있으며 해석을 시행한 후 시간에 따른 지반의 거동과 간극수압의 변화 등을 분석할 수 있다.

5.1.2. 해석모델링

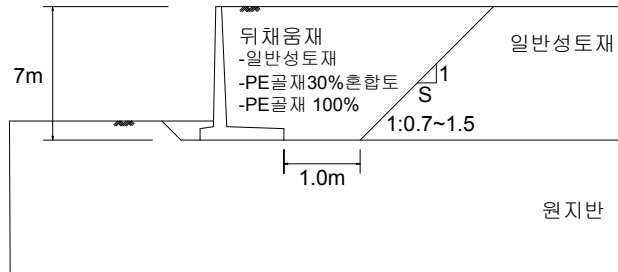
본 연구에서는 PE골재를 옹벽 뒤채움재로 적용할 경우 일반 토사 뒤채움재 대비 수평토압의 저감효과의 검증을 위해 성토 이격거리 및 성토 구배 변화에 따른 수치해석을 수행하였다. 수평토압은 그림 1.8과 같이 단면 A-A', 단면 B-B'에 작용하는 수평응력을 측정하여 비교·검토 하였다.



(S) 선정을 위해 성토 구배를 그림 1.9와 같이 1:0.7, 1:1.0, 1:1.2, 1:1.5(4단면)에 대하여
수치해석을 실시하여 성토 구배에 따른 수평토압을 확인하였다.

또한, 흙벽 배면측 직경 성토 이격거리(L) 산정용 기준치(1.0m) 이하인 경우 1.0m
값이 흙벽 기초폭(B)에 대하여 0B, 0.25B, 0.5B, 0.75B, 1.0B, 1.25B, 2.0B(7단면)에 대하여
수치해석을 실시하였다.

또한 PE골재(100%) 전면 보침기 경우에도 직경 보침목(W) 산정을 위해 그림 1.11과

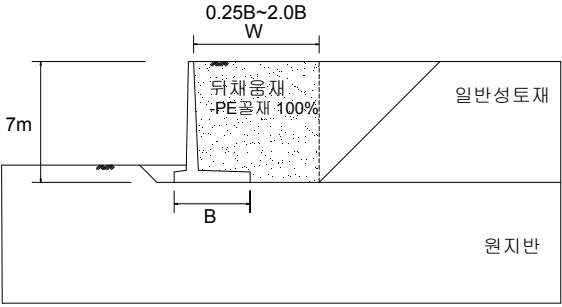




같이 옹벽배면 PE골재 포설폭을 0.25B, 0.5B, 1.0B, 1.5B, 2.0B로 변화시켜가며 수치해석을 실시하였다. 성토구배 및 성토이격거리 변화 수치해석결과와 같은 그림1.8의 단면 A-A, 단면 B-B'에서 측정한 수평토압을 비교하여 적정 포설폭을 결정하였다.

5.1.3. 해석작업 방법지
수치해석에 적용된 물성치는 1차년도에 실시한 FEM공제 중량도리 다공성면 및 배합된 단시형, CBR시험결과와 실제자료, 기타 문헌자료를 참조하여 표 1.1과 같이 적용하였다.

5.2. 수치해석을 이용한 FEM공제 뒤채움 방법 검토



본 연구에서는 옹벽 뒤채움재로 PE골재를 적용할 경우 성토 구배 및 성토 이격거리, 적정 포설폭을 선정하는 설계방법을 제시하고자 한다. 이를 위해 뒤채움재 포설재료에 따라 성토 구배 및 성토 이격거리, 포설폭을 변화시켜가며 수치해석을 실시하였다. 그림 1.8의 단면 A-A', 단면 B-B'에 작용하는 수평토압을 이용하여 각 인자의 영향에 대해 비교 분석 후 적정 설계단면을 선정하였다.

5.2.1. 가. 일반성토재 해석 결과

PE골재가 적용된 해석case에 앞서 유한요소 해석결과의 검증을 위해 일반성토재를 옹벽 뒤채움재로 적용하여 수치해석을 실시하였다. 그 결과 단면 A-A'와 단면 B-B'에 작용하는 수평토압은 그림 1.12에서 보는바와 같다.

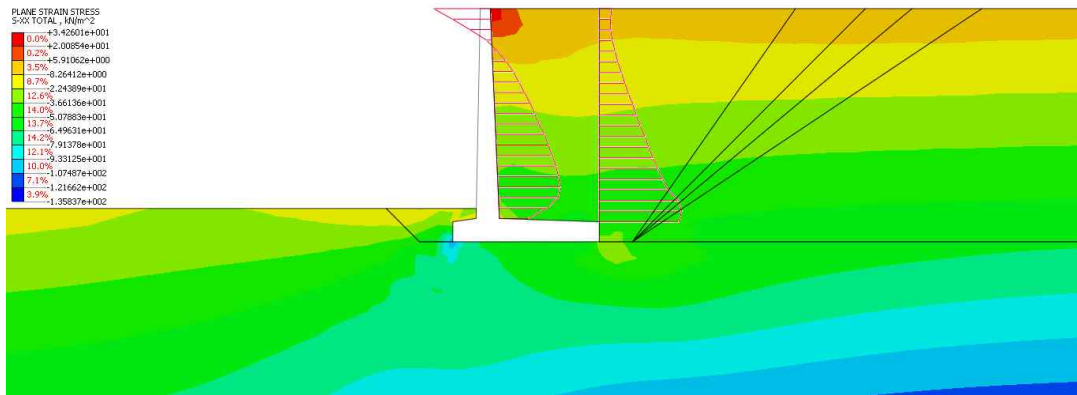
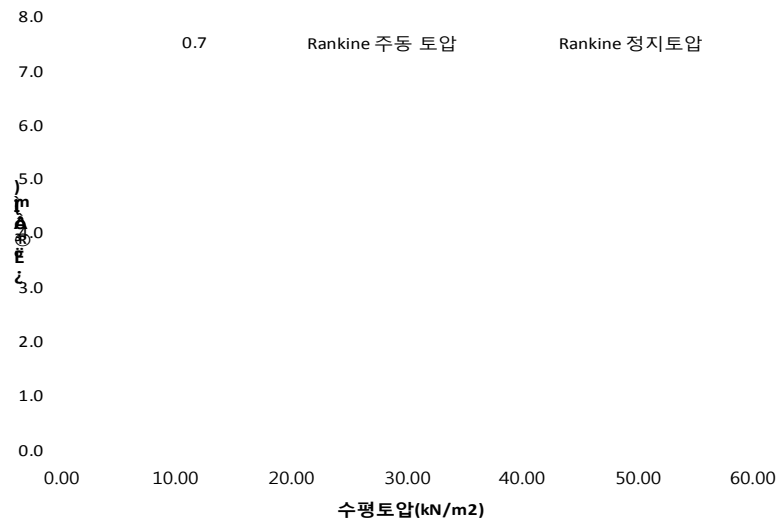
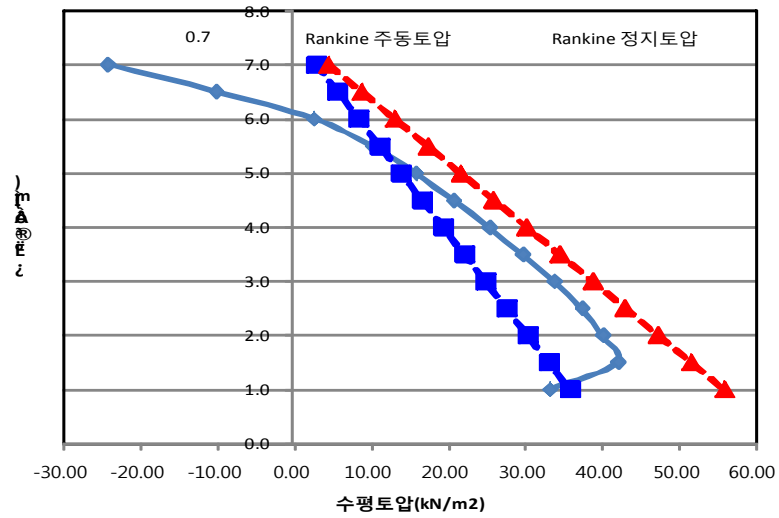


그림 1.12 수평토압 분포(일반성토재)

그림 1.13과 그림 1.14는 일반성토재를 뒤채움재로 이용할 경우 옹벽높이에 따른 단면 A-A'와 단면 B-B'에서의 수평토압을 성토 구배별로 나타낸 것이다. 단면 A-A'의 경우 그림 6과 같이 옹벽 상단부에서 음(-)의 값을 보였지만, 하단부로 갈수록 Rankine의 주동토압에서 정지토압 값에 가까워지는 것으로 나타났다. 단면 A-A' 상단부에서 음(-)의 값을 보인 것은 벽체의 전면방향 변위로 인해 일반성토재의 점착력이 인장력을 유발하여 주동토압을 감소시켰을 것으로 판단된다. 한편 단면 B-B'의 경우 단면 A-A'와 달리 옹벽 상단부에 음(-)의 값이 발생되지 않았지만, 상단부에서 하단부로 내려갈수록 단면 A-A'와 유사하게 Rankine의 주동토압에서 정지토압에 가까워지는 수평토압의 변화를 보였다.



5.2.2. 성토 구매(S) 선정

PE골재 30% 혼합토 및 PE골재 100%를 옹벽 뒤채움재로 적용시 적정한 성토 구매(S) 선정을 위해 수치해석을 실시하였다. 성토 구매(S)는 1:0.7, 1:1.0, 1:1.2, 1:1.5로 변화시켜 가며 실시하였으며, 옹벽 배면에 작용하는 수평토압(수평응력)은 그림 1.15와 그림 1.16에서 보는바와 같다.

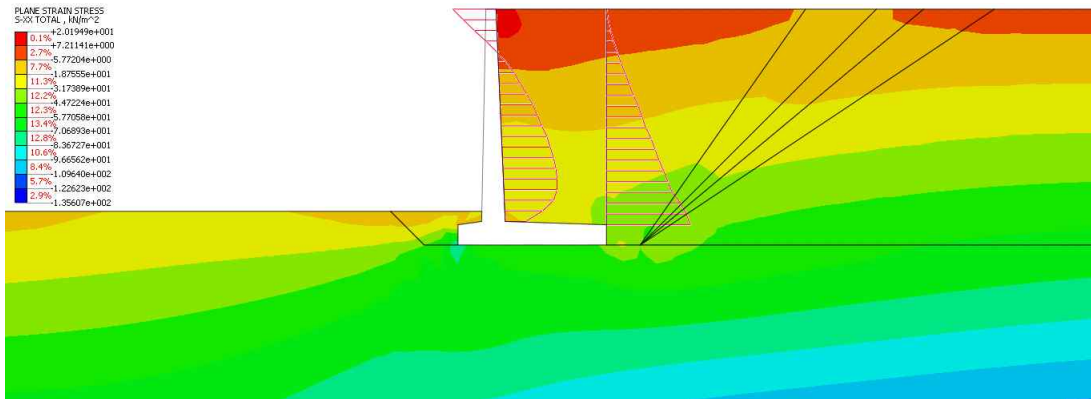


그림 1.15 수평토압 분포(PE골재 30% 혼합토, 성토구배 1:1.0)

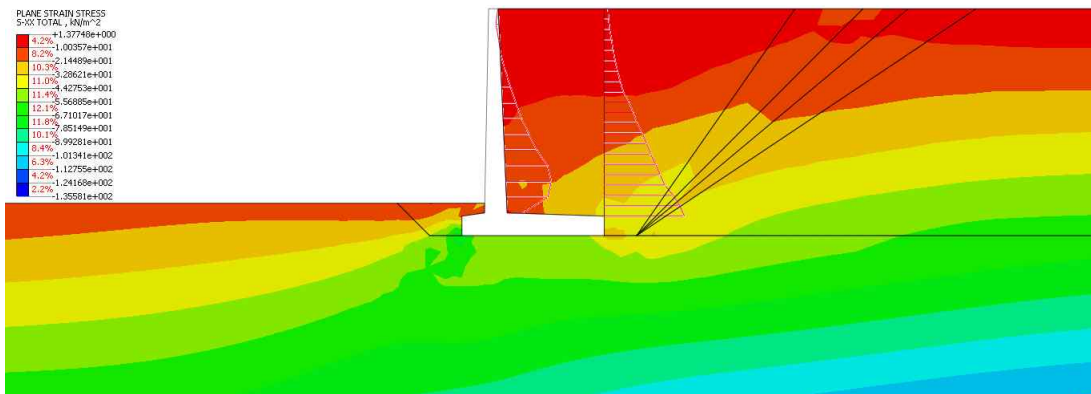
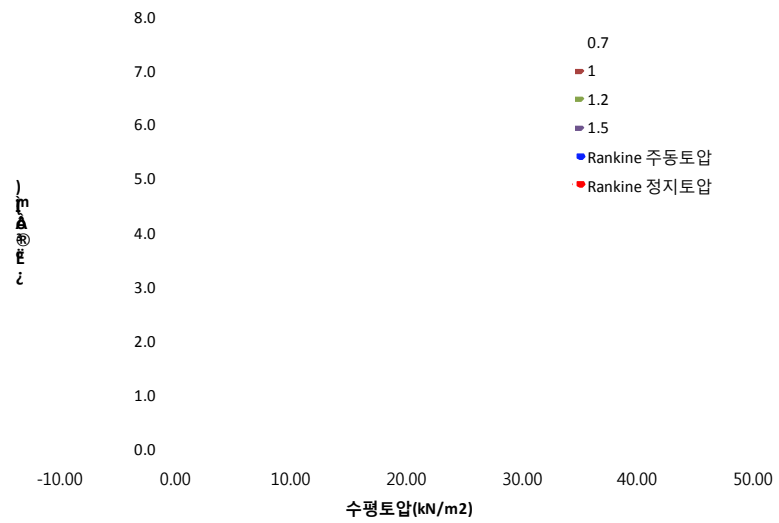
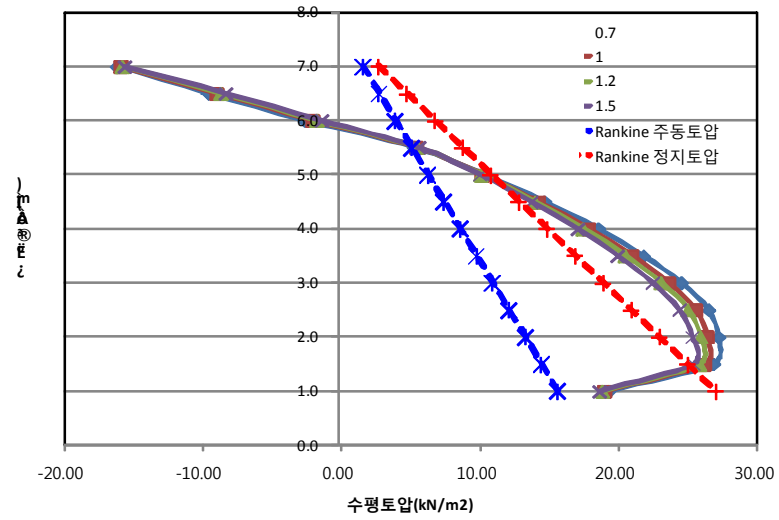
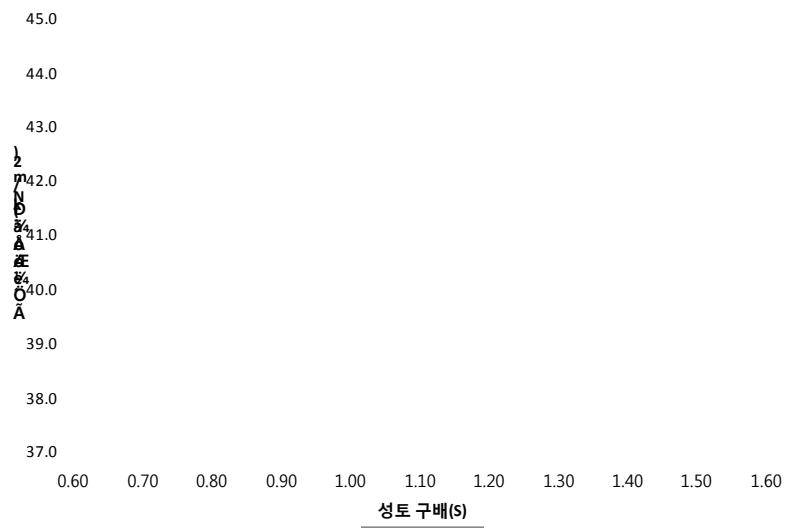
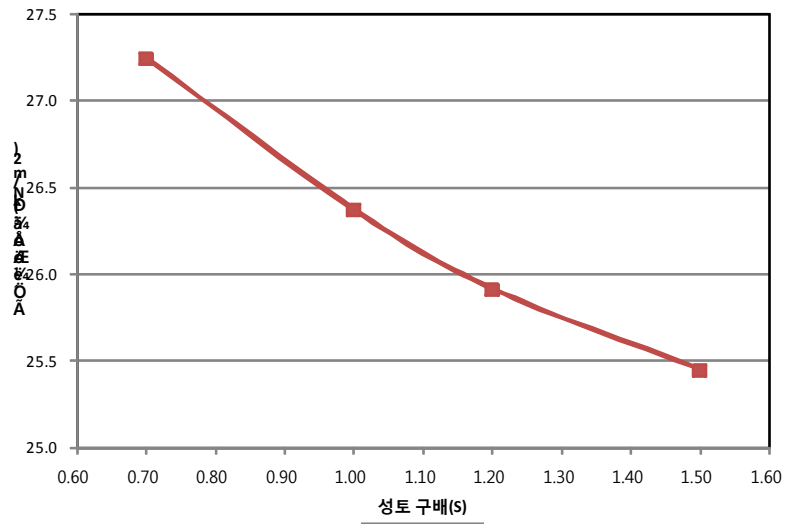
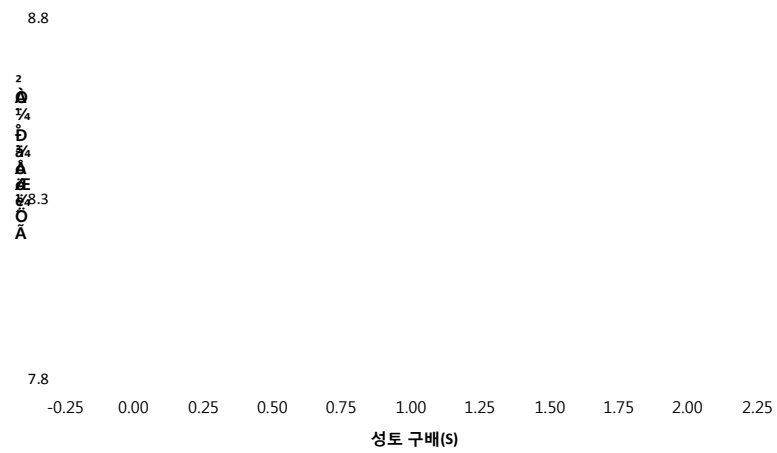
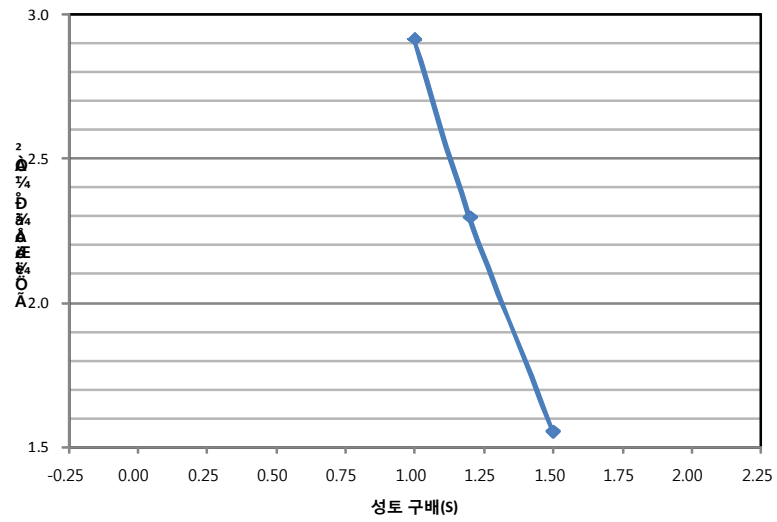


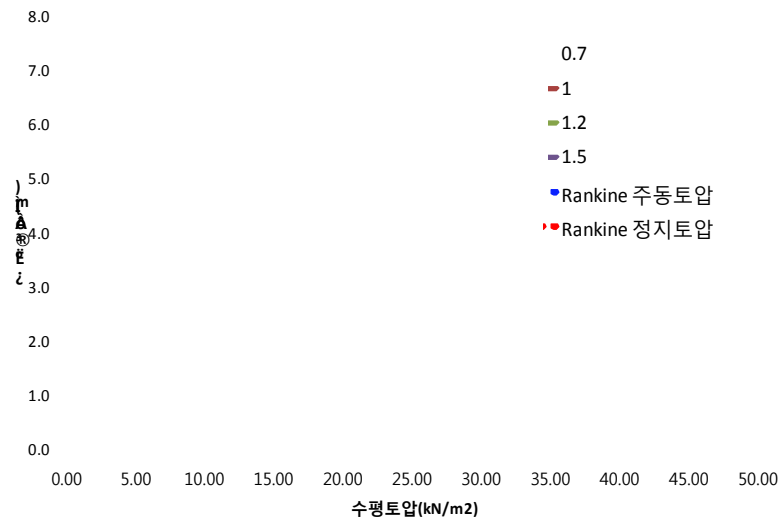
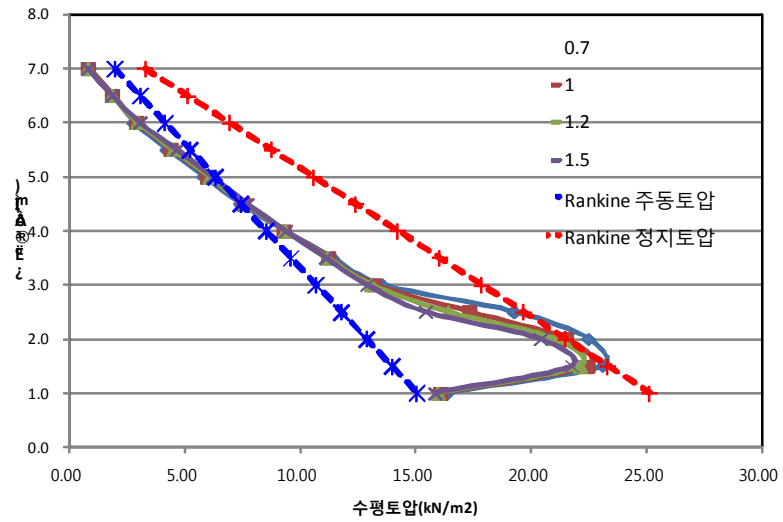
그림 1.16 수평토압 분포(PE골재 100%, 성토구배 1:1.0)

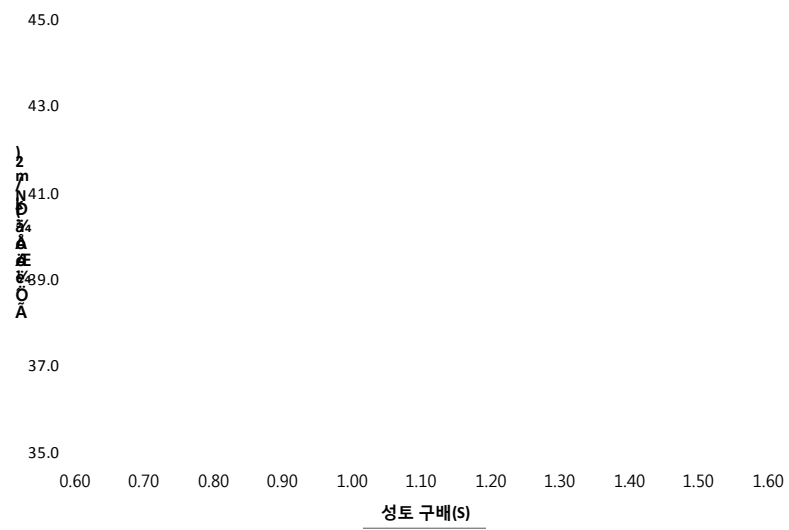
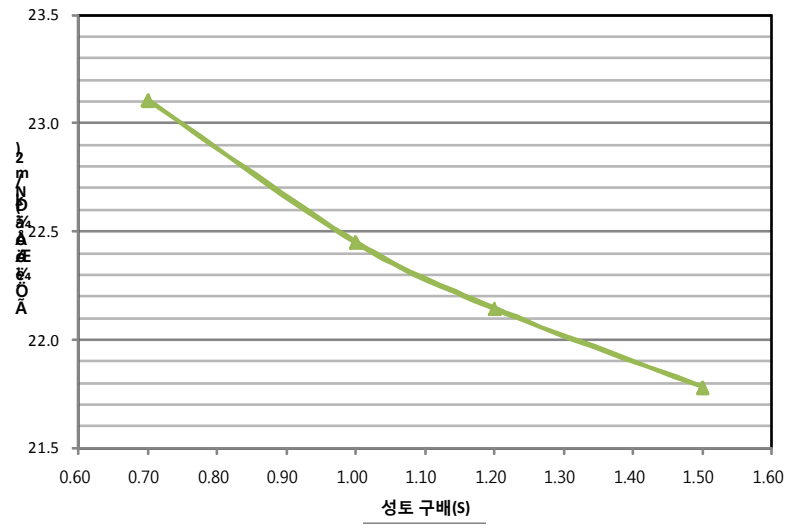
그림 1.17과 그림 1.18은 PE골재 30% 혼합토를 뒤채움재로 이용할 경우 옹벽높이에 따른 단면 A-A'와 단면 B-B'에서의 수평토압을 성토 구매별로 나타낸 것이다. 단면 A-A'와 단면 B-B' 모두 성토구배가 완만해짐에 따라 수평토압은 감소하였다. 한편 단면 A-A'의 경우 일반성토재와 같이 옹벽 상단부에서 점착력으로 인해 수평토압이 음의 값을 보였지만, 하단부에서는 Rankine의 정지토압보다 크게 나타났다. 단면 B-B'의 하단부에서도 Rankine의 정지토압보다 커지는 경향을 보였다.











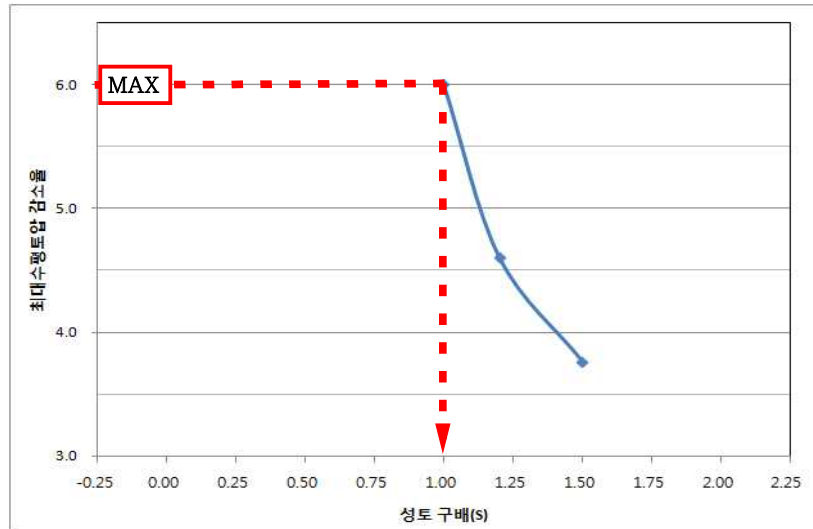
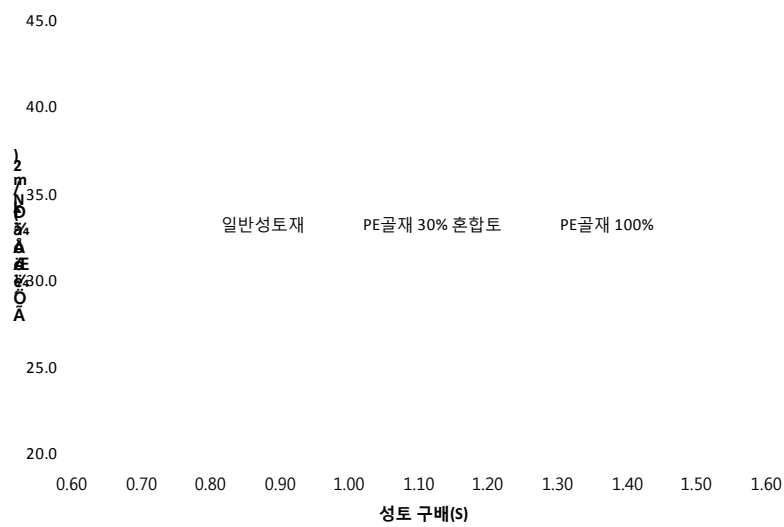
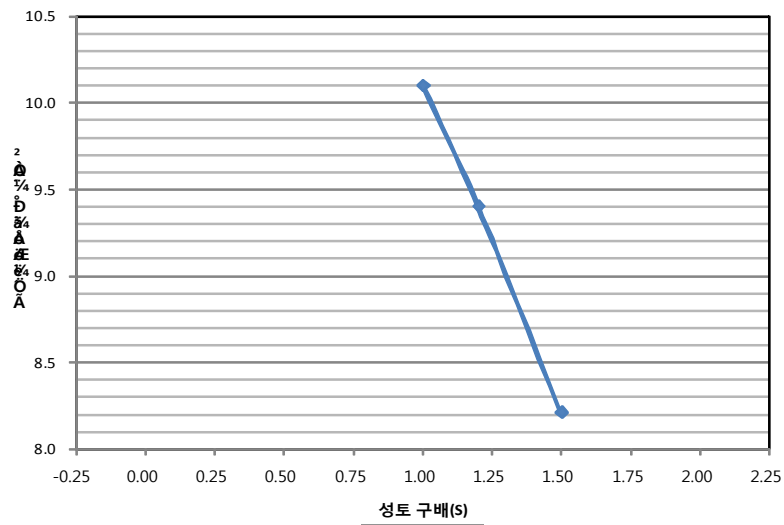
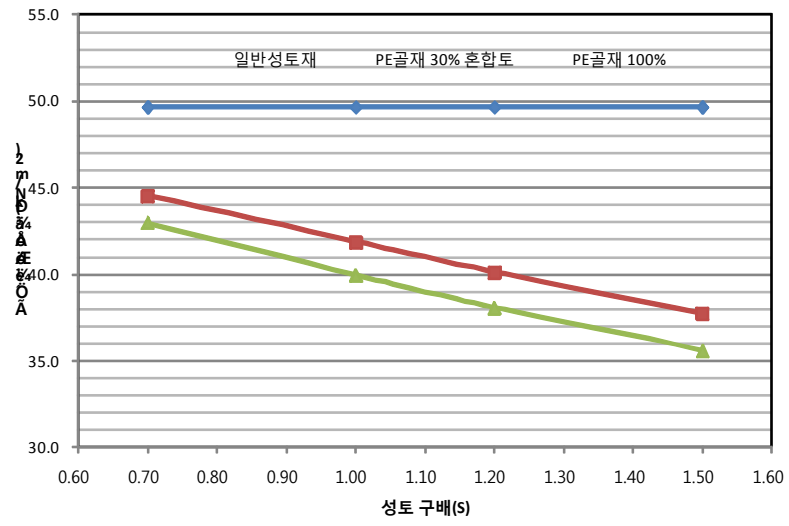


그림 1.27. 성토 구배에 따른 최대수평토압 감소율(PE골재 100%, 단면 A-A')





5.2.3. 다. 성토 이격거리(L) 선정

PE골재 30% 혼합토 및 PE골재 100%를 옹벽 뒤채움재로 적용할 경우 적정한 성토 이격거리(L) 선정을 위해 수치해석을 실시하였다. 성토 이격거리(L)는 0B, 0.25B, 0.5B, 0.75B, 1.0B, 1.5B, 2.0B로 변화시켜가며 실시하였으며, 옹벽 배면에 작용하는 수평토압은 그림 1.31과 그림 1.32와 같다.

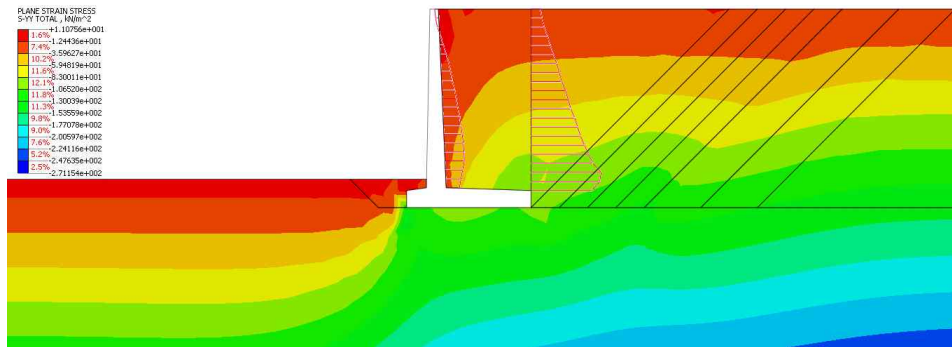


그림 1.31 수평토압 분포(PE골재 30%혼합토, 성토 이격거리 1.0B)

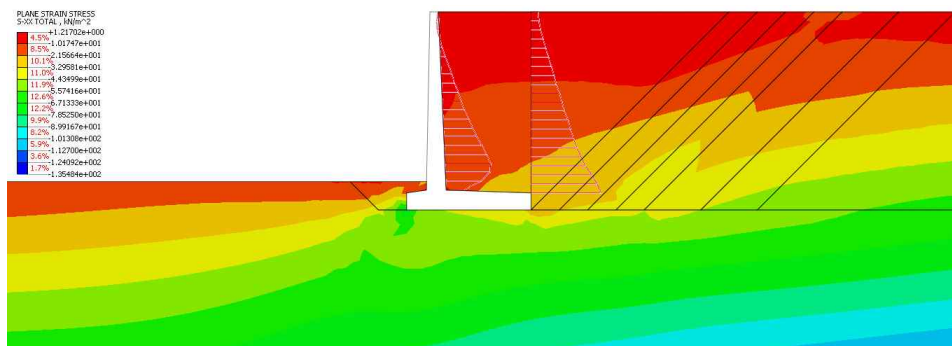
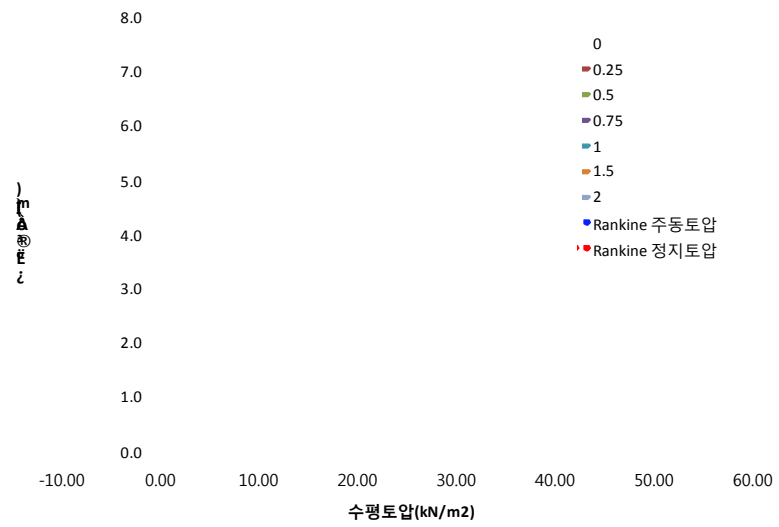
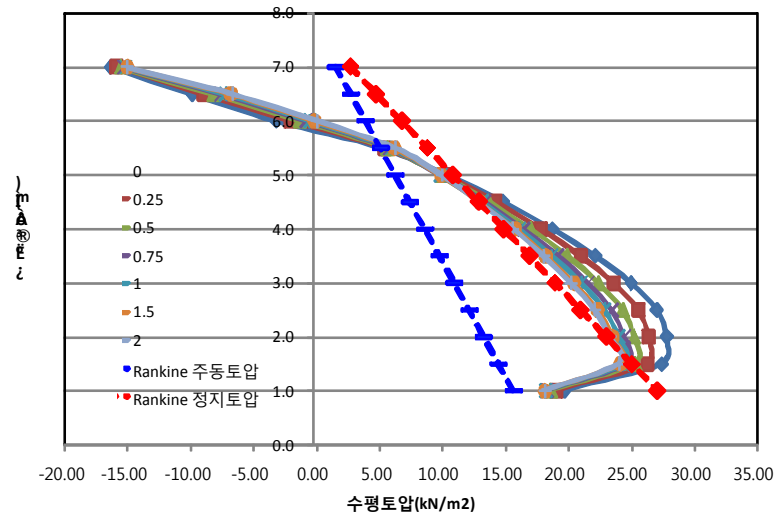
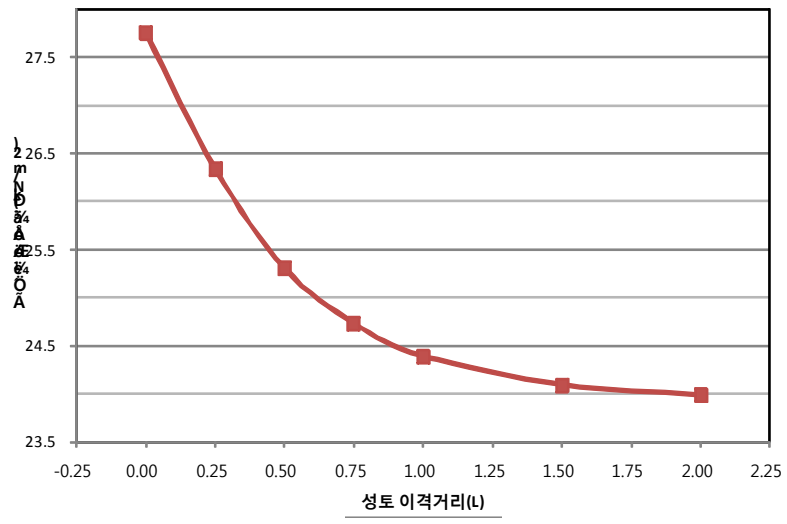


그림 1.32 수평토압 분포(PE골재 100% 성토 이격거리 1.0B)

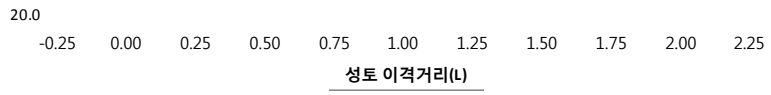
그림 1.33과 그림 1.34는 PE골재 30% 혼합토를 뒤채움재로 이용할 경우 옹벽높이에 따른 단면 A-A'와 단면 B-B'의 수평토압을 성토 이격거리별로 나타낸 것이다. 단면 A-A'와 단면 B-B' 모두 성토 이격거리가 늘어남에 따라 수평토압은 감소하였다. 한편 단면 A-A'의 경우 일반성토재와 같이 옹벽 상단부에서 점착력으로 인해 수평토압이 음의 값을 보였지만, 하단부에서는 일반성토재와 달리 Rankine의 정지토압보다 크게 나타났다. 또한 단면 B-B'도 일반성토재와 달리 Rankine의 정지토압보다 커지는 경향을 보이고 있다.

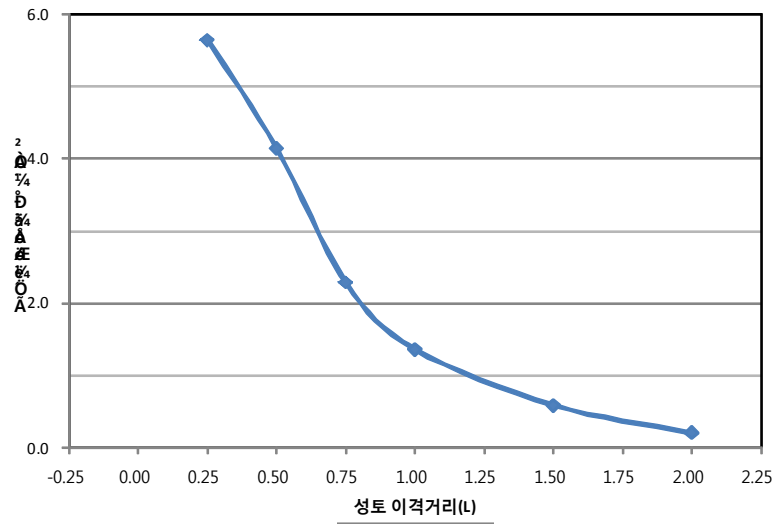




50.0

40.0
30.0



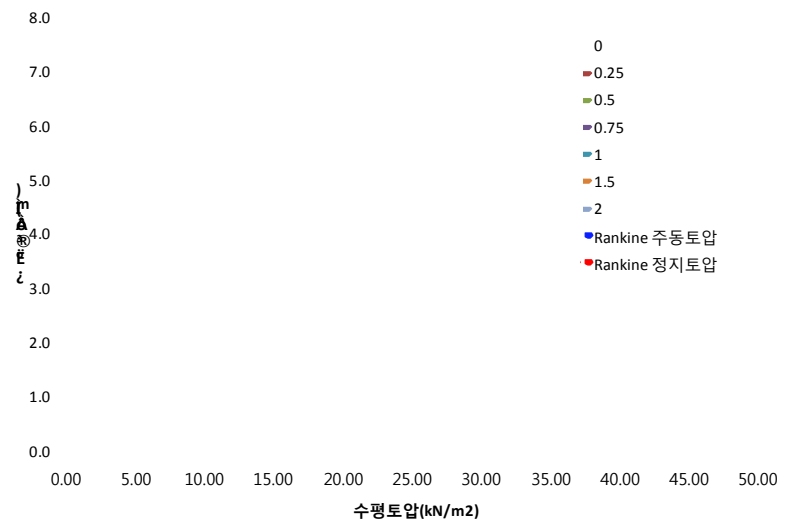
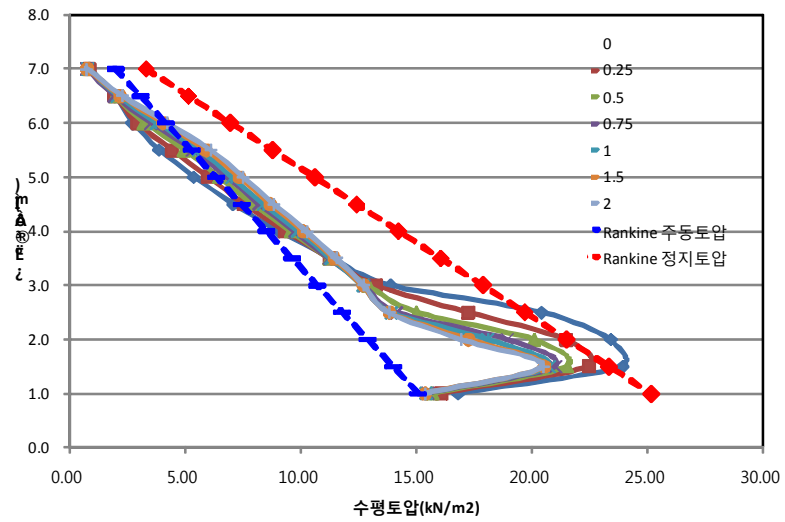


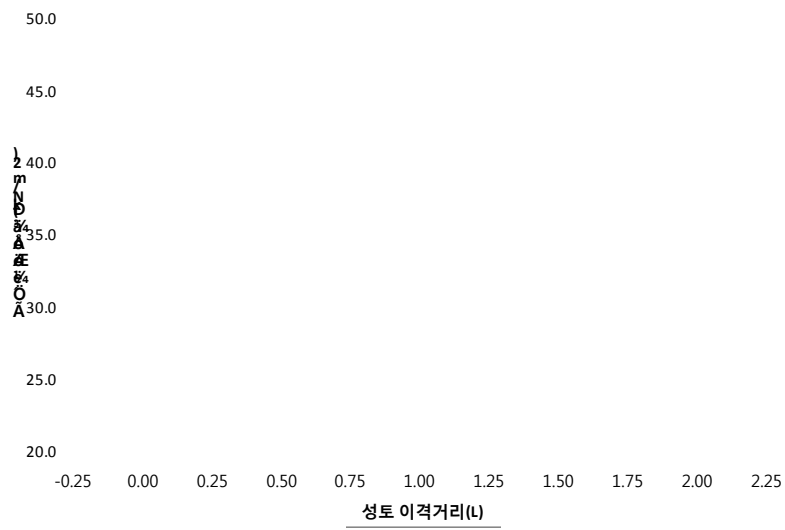
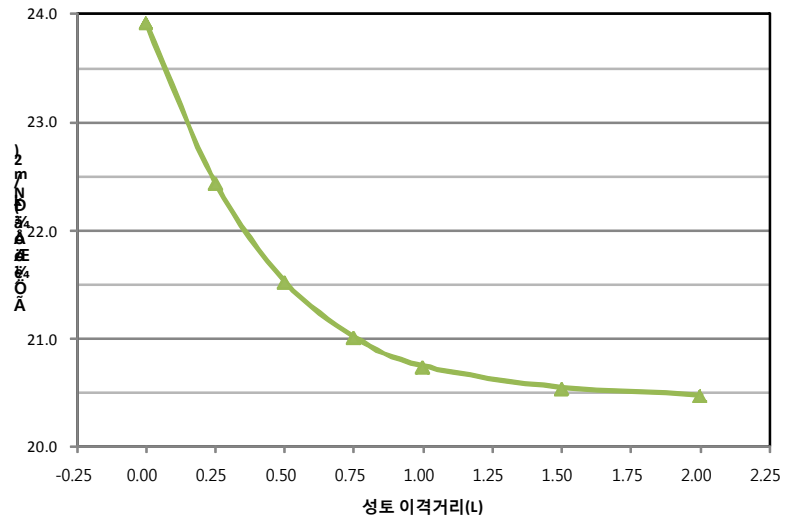
30.0

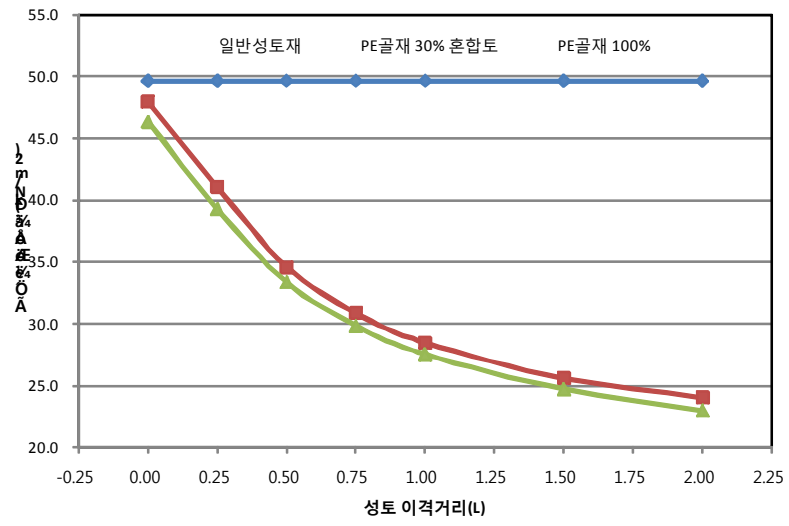
20.0
10.0

0.0

-0.25 0.00 0.25 0.50 0.75 1.00 1.25 1.50 1.75 2.00 2.25
성토 이격거리(L)







5.2.4. PE골재(100%) 포설폭 선정

옹벽배면에 PE골재(100%) 전면포설 시에 적정 포설폭(W)을 선정하기 위한 수치해석을 실시하였다. 이를 위해 옹벽배면 PE골재 포설폭을 0.25B, 0.5B, 1.0B, 1.50B, 2.0B로 변화시켜가며 수치해석을 실시하였으며, 단면 A-A'와 단면 B-B'에 작용하는 수평토압은 그림 1.47과 같다.

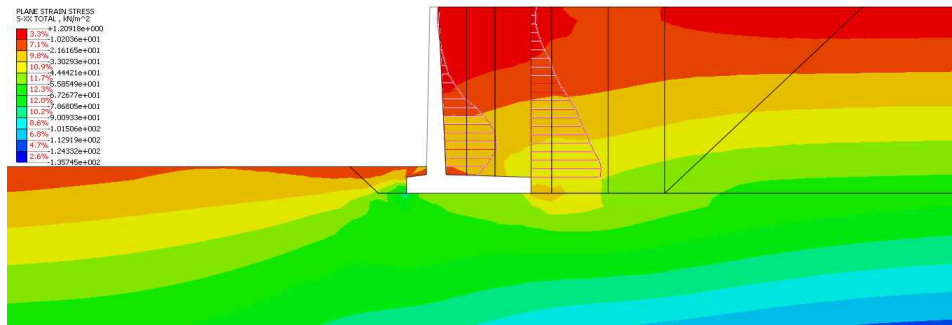
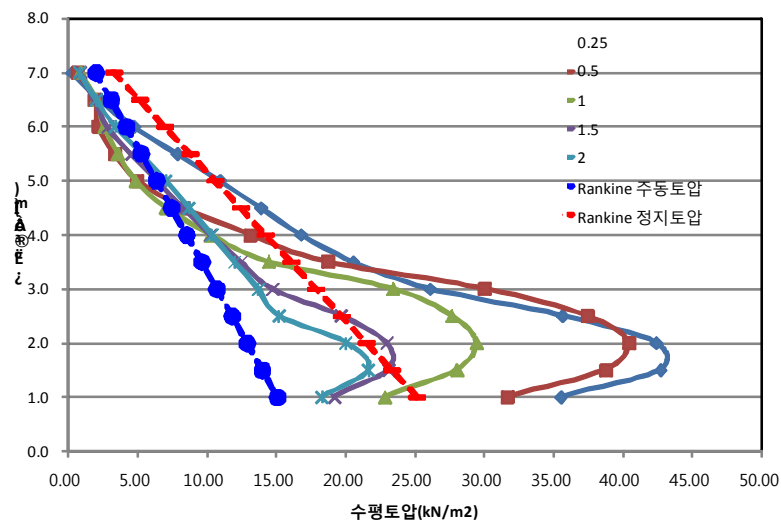


그림 1.47 수평토압 분포(PE골재 100% 포설폭 1.0B)

그림 1.48과 그림 1.49는 PE골재 100%를 뒤채움재로 이용할 경우 옹벽높이에 따른 수평토압을 포설폭별로 나타낸 것이며, 그림 1.50과 그림 1.51는 포설폭에 따른 최대수평토압의 변화를 나타낸 것이다. 포설폭에 따른 수평토압 감소량이 단면 A-A'에서는 1.50~10.98(kN/m²), 단면 B-B'에서는 0.21~8.15(kN/m²)으로 나타났다. 단면 A-A'의 경우 포설폭이 0.25B부터 1.0B까지 늘어날 경우 감소량은 증가하다 1.0B 이상 될 경우 감소하는 것으로 나타났으며, 포설폭이 0.5B에서 1.0B로 늘어날 때 감소량 10.98(kN/m²)이 최대로 나타났다. 한편 단면 B-B'의 경우 포설폭이 0.25B부터 1.5B까지 늘어남에 따라 수평토압 감소량은 증가하다 1.5B 이상 될 경우 감소하는 것으로 나타났으며, 포설폭이 1.0B에서 1.5B로 늘어날 때 감소량이 8.15(kN/m²)로 최대값을 보였다.



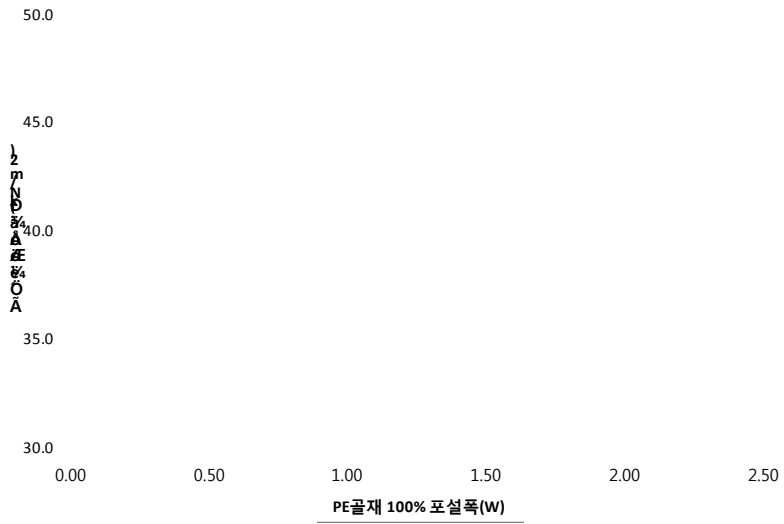
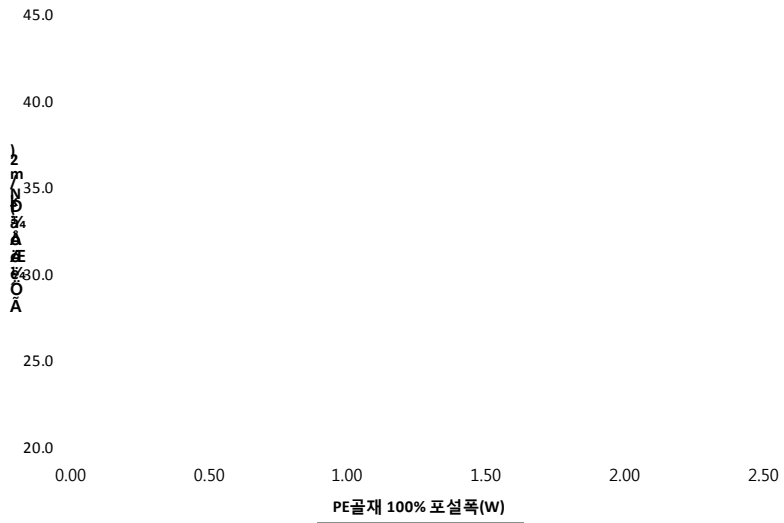
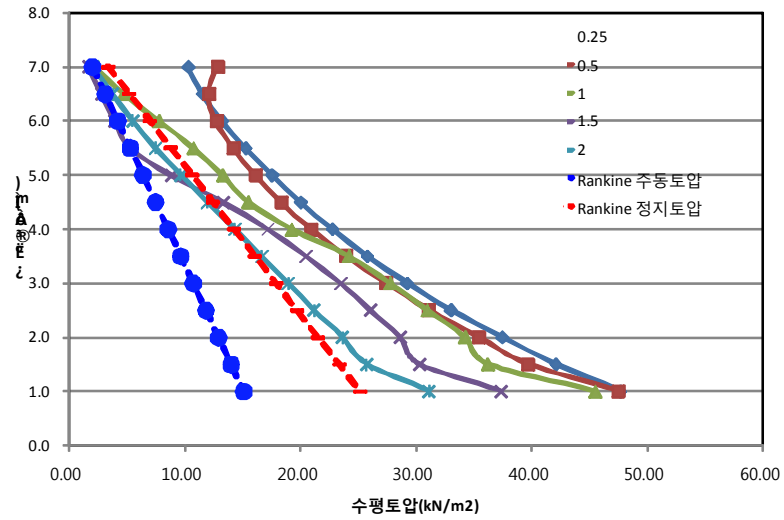
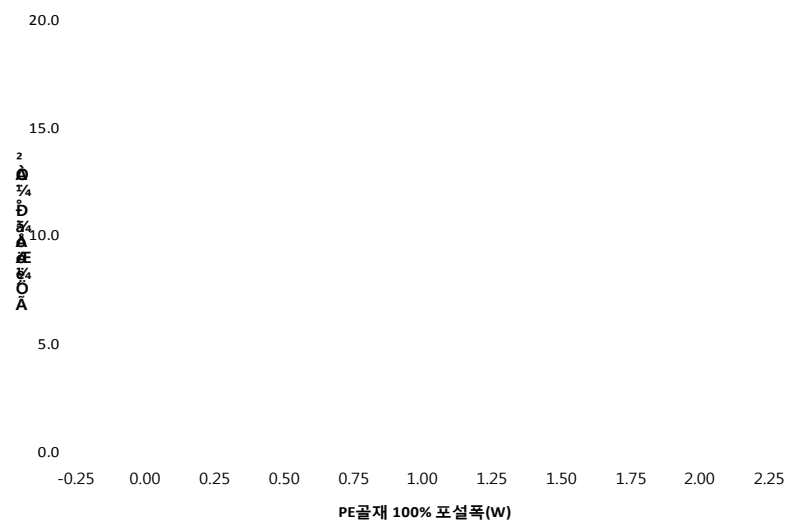
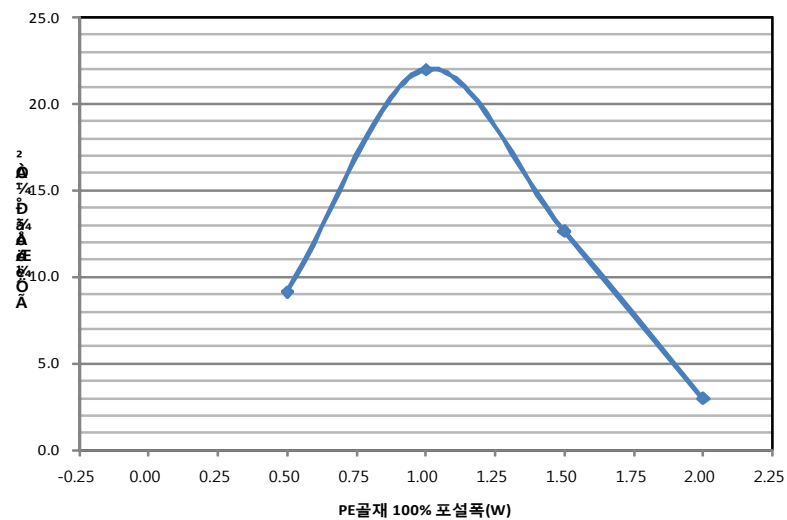


그림 1.52와 그림1.53은 PE골재 100%를 뒤채움재로 이용할 경우 포설폭에 따른 최대 수평토압 감소율을 나타낸 것으로 단면 A-A'는 0.25B부터 1.0B까지 늘어날 경우 감소율이 증가하다 1.0B 이상 될 경우 감소율이 감소하는 것으로 나타났다. 그리고 단면 B-B'에서는 0.25B부터 1.5B까지 늘어날 경우 감소율이 증가하다 1.5B 이상 될 경우 감소율이 감소하는 것으로 나타났다. 즉 단면 A-A'과 단면 B-B'에서 각각 포설폭이 0.5B에서 1.0B로 늘어날 때와 1.0B에서 1.5B로 늘어날 때 감소율이 최대로 나타났다.

따라서 옹벽배면에 PE골재 100% 적용시 포설폭(W)은 수평토압 감소량과 감소율이 최대로 나타난 1.0B~1.5B로 하는 것이 적정할 것으로 판단된다.



5.3. 결론

본 연구에서는 옹벽 뒤채움재로 PE골재를 적용할 경우 성토 구배 및 성토 이격거리, 포설폭의 선정하는 설계방법을 제시하고자 수치해석을 실시하였다. PE골재 30% 혼합토 및 PE골재 100%를 옹벽 뒤채움재로 적용시 성토 구배 및 성토 이격거리, 포설폭을 변화시켜가며 수치해석을 실시하였으며, 수치해석 결과로 산정되는 각 단면에 작용하는 수평토압을 이용하여 각 인자의 영향에 대해 비교 분석 후 적정 설계단면을 선정하였다.

1. 성토 구배(S)를 1:0.7, 1:1.0, 1:1.2, 1:1.5로 변화시켜가며 수치해석을 실시한 결과 단면 A-A'에 작용하는 수평토압 감소량은 PE골재 30%혼합토의 경우 $0.46 \sim 0.87(\text{kN/m}^2)$, PE골재 100%는 $0.31 \sim 0.66(\text{kN/m}^2)$ 로 나타났다. 한편 단면 B-B'에 작용하는 수평토압 감소량은 PE골재 30%혼합토의 경우 $1.75 \sim 2.67(\text{kN/m}^2)$, PE골재 100%는 $1.88 \sim 3.03(\text{kN/m}^2)$ 로 나타났다. 성토 구배가 1:0.7에서 1:1.0로 완만해질 때 감소량 및 감소율이 최대로 나타났으며, 1:1.0을 초과할 경우 수평토압의 감소량 및 감소율은 줄어드는 경향을 확인했다. 따라서 적정 성토 구배(S)는 1:1.0으로 선정하였다.
2. 성토 이격거리(L)를 0B, 0.25B, 0.5B, 0.75B, 1.0B, 1.5B, 2.0B로 변화시켜가며 수치해석을 실시한 결과 단면 A-A'에 작용하는 수평토압 감소량은 PE골재 30%혼합토의 경우 $0.10 \sim 1.41(\text{kN/m}^2)$, PE골재 100%는 $0.07 \sim 1.49(\text{kN/m}^2)$ 로 나타났다. 한편 단면 B-B'에 작용하는 수평토압 감소량은 PE골재 30%혼합토의 경우 $1.57 \sim 6.88(\text{kN/m}^2)$, PE골재 100%는 $1.74 \sim 7.09(\text{kN/m}^2)$ 로 나타났다. 성토 이격거리가 0B에서 0.25B로 늘어날 때 감소량 및 감소율이 최대로 나타났으며, 0.25B를 초과할 경우 수평토압의 감소량 및 감소율은 줄어드는 경향을 확인했다. 따라서 적정 성토 이격거리(L)은 0.25B로 선정하였다.
3. PE골재 100% 포설폭을 0.25B, 0.5B, 1.0B, 1.50B, 2.0B로 변화시켜가며 수치해석을 실시한 결과 단면 A-A'에 작용하는 수평토압 감소량이 $1.50 \sim 10.98(\text{kN/m}^2)$ 으로 나타났다. 한편 단면 B-B'에 작용하는 수평토압 감소량이 $0.21 \sim 8.15(\text{kN/m}^2)$ 으로 나타났다. 단면 A-A'의 경우 포설폭이 0.25B부터 1.0B까지 늘어날 경우 감소량 및 감소율은 증가하다 1.0B 이상 될 경우 감소하는 것으로 나타났다. 한편 단면 B-B'의 경우 포설폭이 0.25B부터 1.5B까지 늘어남에 따라 수평토압 감소량은 증가하다 1.5B 이상 될 경우 감소하는 것으로 나타났다. 따라서 PE골재 100% 적용시 적정 포설폭(W)은 1.0B~1.5B로 선정하였다.

4. PE골재 30% 혼합토와 PE골재 100%를 각각 옹벽 뒤채움재로 적용할 경우 수평토압이 옹벽 상단부에서는 주동토압보다 작거나 같은 경향을 보이다 하단부에서는 정지토압보다 크게 나타났다. 이는 벽체 상단부에서는 주동상태에 도달할만한 변위가 발생하였으나 벽체 하단부에서는 주동상태에 도달할만한 변위가 발생하지 않았기 때문인 것으로 판단하였다.

본 연구는 높이 7m 역 T형 옹벽에 대해 PE골재 뒤채움 방법을 수치해석으로 검토하였으며, 배면 성토 구배, 이격거리, 포설폭에 따라 수평토압 감소량 및 감소율의 차이가 발생하는 것을 확인하였다. 따라서 PE골재를 옹벽 뒤채움재로 설계시에는 본 연구에서 실시한 방법과 같이 뒤채움재 포설방법 및 옹벽 단면 크기와 지반조건에 따라 적절한 성토 구배, 이격거리 및 적정 포설폭을 선정하여야 한다.

제 2절 폐비닐 골재 현장 적용성 검토 및 시공지침 작성

1. 개요

옹벽은 성토와 절토로 자연 비탈면을 유지할 수 없는 경우에 흙 또는 기타재료의 안정성을 확보하기 위해 이용되는 구조물이다. 옹벽은 배후 비탈면의 경사를 자연안식각 이상으로 유지하며 배후 토압에 저항하는 구조물로 효과적인 부지 활용을 목적으로 설치된다. 도로, 단지조성 등 땅깍기와 흙쌓기 등의 토공부분에서 용지 제한과 지형 등의 제약에 의해 비탈면으로는 안정성을 유지할 수 없는 경우가 있다.

이와 같은 경우에 설치되는 옹벽은 그 목적에 적합하여야 함은 물론 안전하고 경제적이어야 하고 최근 들어 친환경적이고, 주변여건과 조화로운 설계가 요구되는 시대이다. 이러한 옹벽 구조물 안정성에 중요한 요소는 옹벽의 높이와 뒤채움 재료라고 할 수 있다. 그 중 부적절한 뒤채움 재료와 다짐방법을 적용하였을 경우 옹벽의 붕괴를 초래할 수 있으므로 신중한 검토가 필요하다.

일반적으로 사용하는 보강토 옹벽의 뒤채움재료는 양질의 사질토로서 배수성이 양호하여 함수비 변화에 따른 강도특성의 변화가 작아야 하며 보강재와 함께 충분한 마찰효과를 발휘할 수 있어야 하므로 크고 작은 입경의 토립자들이 적절히 혼합된 내부마찰각이 큰 사질토가 좋다. 또한 탄성재료에 가까운 성질을 가지고 있어 외력이 작용하면 탄성적 거동을 일으켜 구조물내에 항복 변형이 쉽게 발생치 않는 흙을 사용한다.

최근 이상기후로 인해 한정된 지역에 폭우, 폭설 등이 집중되는 현상이 종종 발생하는데 이는 축대 등 기초구조물의 붕괴사고를 유발할 가능성을 크게 내포하고 있다. 특히, 옹벽의 경우 배수가 불량하면 지하수위 상승 또는 지표수 유입으로 인해 배면의 토압이 증가하게 된다. 옹벽 구조물에서 배면 배수는 옹벽의 안정에 중요한 영향요인이기 때문에 뒤채움 재료는 투수가 잘되는 양호한 재료를 사용하여야 하며, 배면의 성토 중량에 의한 옹벽의 활동 파괴를 방지하기 위해 경량화 시키는 것이 필요하다.

본 절에서는 옹벽 뒤채움 재료의 연구동향과 국내·외 경량골재 시공사례 검토를 통해 폐비닐 골재(PE 골재) 뒤채움 시공방안을 제시하고, 옹벽 뒤채움용 폐비닐 골재(PE 골재)의 합리적인 현장적용을 위한 시공지침(안)을 제시하고자 한다.

2. 옹벽배변 PE골재 뒤채움 방법 검토

2.1. 옹벽 뒤채움 재료의 연구동향

국내 뒤채움재 재료의 품질기준(도로공사 표준시방서, 2009)에 따라 최대치수 100mm 이하 및 50mm체 통과율 25%~100%, 0.08mm체 통과율 15% 이하, 소성지수 10 이하로 명시되어 있다. 도로옹벽 표준도(설계기준 및 표준도, 2008)에 따르면, 뒤채움 재료는 다짐이 용이하고 원활한 배수가 이루어질 수 있는 조립질 사질토를 사용하여야 한다. 옹벽에 사용되는 뒤채움 토사는 느슨한 사질토, 세립분이 함유된 사질토의 경우 비탈면 경사는 1:1.8, 흙의 내부마찰각은 30°를 적용한다.

옹벽의 뒤채움 재료는 배면 경사에 따라 구분하여 적용하였다. 뒤채움재의 종류를 배면 경사에 따라 구분하여 적용한 것은 배면 경사가 뒤채움재의 내부마찰각보다 클 경우 비탈면의 불안정이 발생할 우려가 있기 때문이다. 이와 같은 뒤채움재의 특성을 정리하면 표 2.1과 같다.

표 2.1 뒤채움 재료의 품질기준

구 분	품질기준		비 고
	입상재료	양질토사	
최대치수(mm)	보조기층 재료와 동등한 기준의 재료	100 이하	-
수정CBR		10 이하	KS F 2320
5mm체 통과율(%)		25~100	KS F 2302
0.08mm 통과율(%)		15 이하	KS F 2309
소성지수		10 이하	KS F 2303

2.1.1. 경량기포 혼합토

경량기포 혼합토는 교대, 항만구조물 등 내진보강 방안으로 토압경감 공법의 수요 증가와 대심도 연약지반에서 지반개량 깊이의 한계에 따른 기술적 제한 문제 그리고 연약지반 개량시 제한된 공기와 불확실한 지반개량에 따른 문제를 해결하기 위해 개발되었다. 1980년 유럽에서 아파트 층간 소음저감 및 보온효과 증대를 위한 기포콘크리트를 개발하였으며 1955년 일본에서 건설 부산물의 처리 및 항만 시설물의 안정성 확보를 위한 경량기포 혼합토를 개발하였다.

경량성토 공법에 사용되는 건설재료의 일환으로 함수비를 포함하는 흙에 기포재와 고화재, 물을 혼합한 것으로 제조시에는 유동성이 높으나, 경화 후 단단하고 가벼운 건설재료가 된다. 재료의 특징으로는 단위중량이 $6.0 \sim 15.0 \text{ kN/m}^3$ 범위로 흙보다 가벼우며, 단위중량의 임의 조정이 가능하다. 일축압축강도는 $200 \sim 1,000 \text{ kN/m}^2$ 범위로 단단하고, 15.0m까지 자립이 가능하다. 또한 내구성이 우수하고 특히 차량 반복하중에 대해서도 안전하다.

2.1.2. EPS(Expanded Poly Styrene)

EPS는 폴리스티렌 수지에 발포제와 몇 가지 첨가제를 합성하여 작은 구슬 모양형태로 블록으로 가공한 발포수지이다. 1972년 노르웨이의 국립도로 연구소에서 최초로 도로의 경량 성토재로서 EPS를 사용한 것이 최초의 토목공사 공법이었다.

EPS 블록은 경량성에 기인한 우수한 시공성과 재료가 균질하고 탁월한 공학적 특성을 가지고 있어 압축재로서 최적의 재료적 특성을 갖추고 있다. EPS는 단위체적 중량이 $0.2 \sim 0.3 \text{ kN/m}^3$ 정도로서 일반 흙과 비교하여 1/60~1/100 정도로 매우 가벼운 특징 때문에 연약지반 침하대책이나 미끄럼 방지대책 효과, 토압저감을 위하여 교대 및 옹벽 등의 뒤채움재로서 활용이 많고 적용분야도 도로, 토지조성 등 다양화되고 있는 추세이다.

2.1.3. 페타이어

페타이어의 재활용을 높이기 위한 방안으로 대량 활용이 가능한 토목분야의 옹벽 뒤채움재로서의 활용성을 검토하고자 많은 연구들이 시행되었다. 페타이어 입경과 종류에 따른 다짐특성, 전단특성, 투수특성, 지지력 특성 등과 같은 다양한 특성시험을 수행하여 공학적 특성을 규명하고, 실내시험 및 현장시험을 통해 얻어진 결과를 정리하여 페타이어를 옹벽 분야의 뒤채움재로서의 적합성을 평가하여 다음과 같은 결론을 얻었다.

다짐시험결과, 페타이어는 건조단위중량이 $6.46 \sim 8.33 \text{ kPa}$ 으로 일반 토사 성토재의 1/3 정도의 경량성토재이며, 페타이어의 실내 및 현장 다짐시험결과는 현장의 시공관리측면에서 페타이어를 다짐할 때 특별한 다짐관리나 다짐장비의 적용이 없어도 페타이어 성토 시공이 가능하여 공기단축 및 시공능률이 향상이 기대되는 것으로 나타내었다.

또한 페타이어 뒤채움 옹벽의 현장계측결과, 수직 및 수평토압은 기존 흙 성토에 비해 수직토압은 30%, 수평토압은 40% 정도가 작은 것으로 평가되었으며, 페타이어의 정지 토압계수는 0.6 정도로 일반 흙 성토 0.44에 비해 크게 나타났으나, 대체적으로 페타이어는 경량성토재로서 효과가 큰 것으로 평가되었다. 이상과 같은 연구결과를 종합해 볼 때

페타이어는 현장 적용시 제한적으로 차량하중 및 페타이어의 침하특성을 고려한 상단 복토층의 충분한 포설두께를 허용할 경우 페타이어 경량성, 다짐특성, 투수성 등의 우수한 공학적에 기인하여 옹벽 뒤채움재로서의 그 효용성이 양호한 것으로 나타났다.

2.1.4. 페 페트

뒤채움시 사용하는 값비싼 모래를 사용하는 대신 현장에서 발생하는 유용토를 뒤채움재로 사용하기 위한 방안으로 열적 재활용 시스템을 통하여 제작한 페트골재 혼합하는 방법으로 동상민감성에 대한 연구, 페트골재를 이용하여 혐오성 모래 및 일반 토사와의 혼합을 통한 동상 민감성 판정에 관한 연구 등이 수행되었다.

또한 재활용 경량 페트골재의 옹벽 뒤채움 재료로 적용성 및 활용 방안에 대하여 페트골재의 물리, 역학적 실험을 실시하고 실내 축소모형 실험을 통해 뒤채움 길이와 상재 하중에 따른 토압저감 특성을 평가가 수행되었다. 최적의 재활용 페트 골재 선정을 위한 골재의 단위중량, 투수계수, 마찰저항각 등의 공학적 특성을 분석한 결과 응용된 페트에 흡착하는 시료의 입경이 작을수록 단위중량이 작게 나타났으며, 반대로 페트에 흡착하는 시료의 입경이 클수록 투수계수가 크게 나타났다.

재활용 경량 페트골재를 활용하여 건설재료로서 사용한다면, 골재원 개발에 의한 환경 파괴방지 및 골재의 부족현상을 해소하고 페트용기의 재활용 용도를 넓혀 지상에 매립되는 폐기물량을 줄여 환경피해를 최소화 할 수 있을 것이라 생각되어진다.

2.2. 국내·외 경량골재 시공사례 검토

2.2.1. 국내

세계 각국의 인공경량골재 개발의 급진적 발전에도 불구하고 국내에서는 천연골재가 비교적 풍부하여 인공경량 골재에 필요성을 못 느껴 인공경량골재의 시장조차 형성되어 있지 않은 실정이다. 과거에 국내 일부 업체에서 인공경량 골재를 개발하여 생산하였으나 사업화에는 성공하지 못하였으며 현재에는 일부 경량 건축재 제조업체나 고층 빌딩에서 고가의 수입 경량골재가 적용되는 등 전량 수입에 의존하고 있는 실정이다.

그러나 국내에서도 점차적으로 골재자원의 고갈 및 무분별한 골재채취로 인한 환경훼손에 대한 인식이 증가하고 각종 건축·토목 구조물에 대한 인공 경량 골재의 적용 필요성에 대한 인식이 높아지고 있어 폐자재를 이용한 인공경량골재개발과 적용 사례가 증가하고 있다.

① 인공경량골재 재료

옹벽 구조물의 토압을 저감 및 천연골재 부족 문제를 해결하기위해 국내 기업에서

도 소각재나 슬러지, 폐기물 등을 이용하여 경량골재 기술을 개발하여 제품을 생산하고 있다.



(a)석탄회를 이용한 경량골재 (b)혈암 및 점토를 이용한 경량골재

그림 2.1 국내 경량골재 생산제품

② 시공사례

그림 2.2~2.5는 국내 현장에서 되메움재, 기존 도로의 확폭 성토, 경량성토재 및 뒤채움재 등 다양한 경량기포 혼합토 공법이 적용된 사례이다. 이처럼 국내 토목분야에서 경량골재 연구가 활발히 진행되고 있으며 향후 산업폐기물 처리 문제 등을 해결하기 위한 폐자재를 활용한 경량골재 개발연구가 활발하게 진행되어 자재비 절감과 에너지 절약에 부흥하여야 할 것으로 판단된다.



그림 2.2 수영 1호교 관로 되메움



그림 2.3 불암 지하차도 확장 성토



그림 2.4 녹산 배수펌프장 성토



그림 2.5 부산신항 배후도로 교대 뒤채움

2.2.2. 일본

일본에서는 1964년 미국과 기술제휴에 의해 팽창혈암을 원료로 한 구조용 인공경량골재인 메사라이트와 팽창점토를 원료로 한 케리브리지트, 지오라이트 등을 생산하여 일반 건축 구조물이나 토목 구조물에 사용되기 시작하였다. 그 후 인공경량골재를 이용한 경량 콘크리트의 수요가 증가하였으나 경기 불황으로 수요가 감소하였다. 그러자 일본의 경량골재 제조업체에서는 인공경량골재의 수요를 확대하기 위하여 구조용 경량골재 외에도 비구조용의 초경량 골재 및 수처리용, 원예용 경량골재 등의 시장개척을 위한 노력하고 있는 실정이다. 또한 정부에서는 폐기물 재활용을 이용한 인공골재를 포함한 다양한 분야에 폐기물 자원화가 이루어지고 있다.

이런 일본의 경량 성토공법은 경량재료 자체를 지반에 포설하는 공법과 경량재와 흙을 혼합하여 포설하는 공법으로 분류된다. 표 2.2는 현재 일본에서 사용되거나 개발 중인 경량성토공법의 분류와 종류이다.

표 2.2 경량 성토공법의 종류

분류		사용재료	단위 중량(g/cm ³)
경량재료 자체를 포설하는 방법	인공소재	EPS	0.01~0.03
		발포 우레탄	0.03
	발생재	수지 슬래그	1.2~1.35
		탄재	1.1~1.5
		칼스톤	1.0~1.3
		발포 폐유리(슈퍼 솔)	0.4~0.6
		화산재	1.2~1.4
흙+경량재 혼합하여 포설하는 방법	경량기포 혼합토 (흙+물+고화재+기포)	FCB	0.5~1.2
		FML	0.7~1.2
		HGS	0.6~1.2
		SGM	0.9~1.2
	발포비즈 혼합 경량토 (흙+고화재+발포비즈+첨가제)	SLS	0.9~1.3
		HGS	0.8~1.5
		SGM	1.15
		NUG	1.2~1.6

일본 토목 분야에서 경량 성토재를 이용한 적용 범위는 표2.3과 같이 크게 하중경감, 토압경감, 공동 충전, 진동 및 소음 저감 목적으로 사용되어 진다.

표 2.3 경량 성토공법 적용 실적

설계타입	용도	개념도	목적 및 특성
하중경감 및 진동 소음 저감	연약지반 의 확폭 성토		-용지, 시공폭의 축소 -대형기계 시공상 불필요 -다짐 불필요 -침하, 측방변형의 억제 -저소음 및 저진동
	지반활동 지 성토		-활동력 경감 -억지말뚝 등 지반활동 대책공의 경감
	급경사지 성토		-재료운반, 절성토량의 저감 -대형기계 시공상 불필요 -다짐 불필요
토압경감	구조물의 토압경감		-구조물 배면토압의 경감 -측방유동압의 경감 -단차 방지
			-기설 컬버트 박스위에 성토를 쌓아 올리는 경우에도 박스의 보강 철거가 불필요
공동 충진	공동 충진 및 되메우기		-협소공간으로의 되메우기로 이용

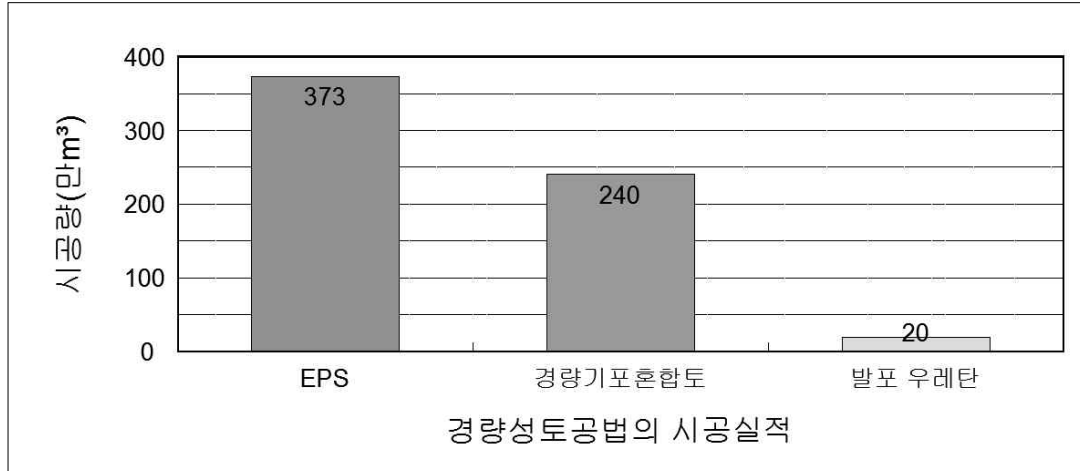


그림 2.6 경량 성토공법 적용 실적

그림 2.6은 최근 일본에서 EPS, 경량기포 혼합토, 발포 우레탄을 적용한 사례 실적이다. EPS 공법이 373건으로 가장 많이 적용하였으며 그다음으로 경량기포 혼합토가 240건으로 사용 되었다.

2.2.3. 유럽 및 미국

영국에서는 1930년 경석과 고로슬래그를 이용한 골재 제조법이 개발되었으며, 최근에는 P.S. 콘크리트 구조물에 이용하고 있다. 독일은 1919년에 천연경석을 이용하여 10여종에 이르는 경량골재 개발을 하였으며 1965년에는 팽창혈암 점토를 사용하여 인공경량 골재를 제조하였다.

또한 각종 폐분진을 이용한 경량골재 제조에 대한 많은 연구가 이루어져 왔으며 특히 석탄회를 이용한 경량골재 제조 기술에 대한 연구가 약 40년 전부터 시작되어 구조용과 비구조용 경량골재로 상용화되어 시판되고 있다. 또한 네덜란드에서는 석탄회를 재활용하여 250만 톤의 인공경량 골재를 생산하고 있다.

1917년 팽창혈암과 팽창점토를 열처리한 인공골재 제조에 성공한 미국은 1차 세계대전 당시 바지선 제작에 인공골재를 구조용으로 처음 적용한 후 건축 구조물, 교량, 상판, 프리캐스트 구조물 등에 적용되기 시작하였다.

미국의 골재 수요는 연간 약 21억 톤 중 19백만 톤의 경량골재가 웅벽 등 채움재, 벽돌, 구조용 콘크리트 등에 사용되고 있다. 주로 팽창혈암, 팽창점토 등 천연 원료를 이용한 경량 골재와 석탄회, 슬래그 등의 산업 폐기물을 이용한 인공경량골재가 사용되고 있다.

그림 2.7은 미국, 영국, 캐나다 등 경량 골재 및 재활용 자재를 사용한 사례를 분석한 결과이다. 플라이 애쉬(Fly ash), 페타이어 칩, 목재를 가장 많이 사용하였으며 1960년대

부터 1980년대까진 플라이 애쉬를 이용한 사례가 많았으나 1990년부터는 페타이어를 이용한 사례가 많았다.

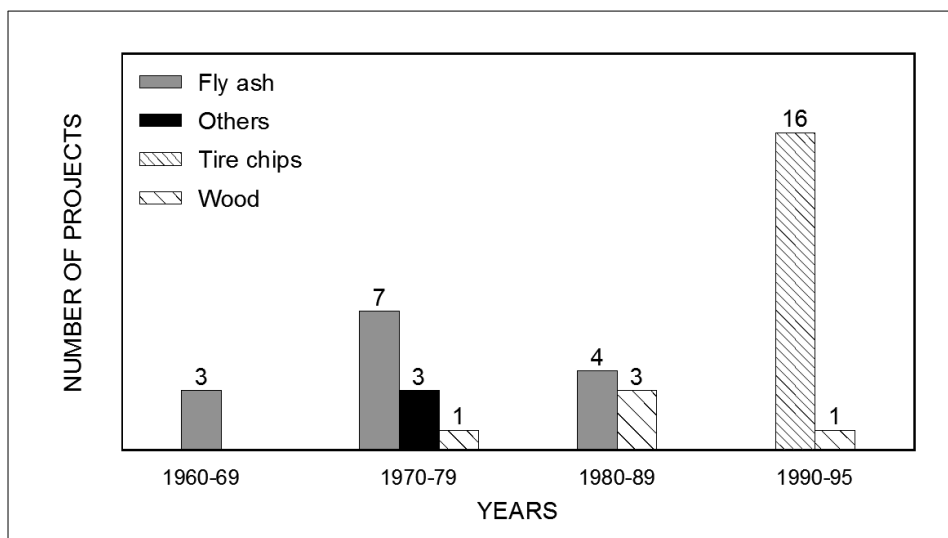


그림 2.7 연도별 경량 골재 분포

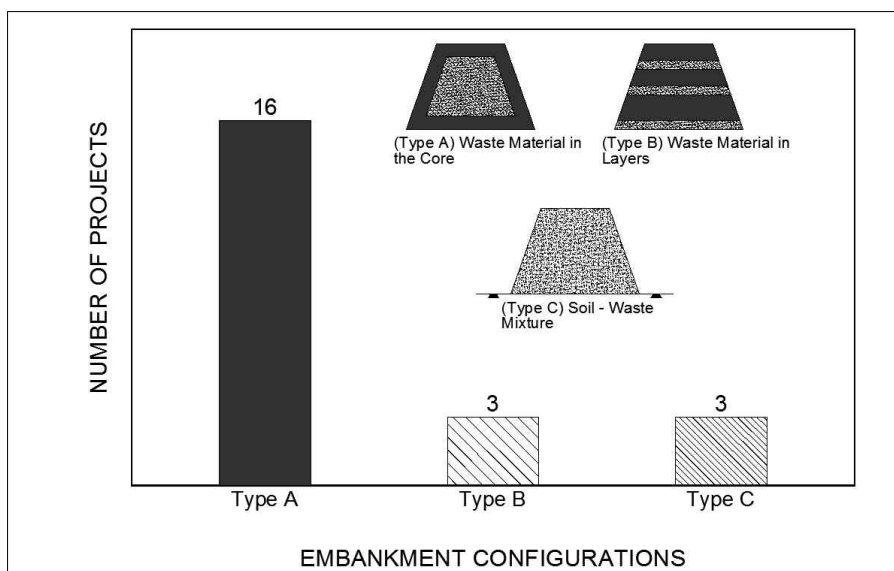


그림 2.8 연도별 경량 골재 분포

그림 2.8은 경량 골재를 적용한 포설방법에 따른 사용 실적을 나타낸 것이다. 3가지의 포설 방법중 Type A의 사용 빈도가 가장 높은 것을 알 수 있다 이는 성토 상부에 하중을 분산 시켜주며 측벽에서는 경사면의 침투수를 줄여 경사면이 안정화 시키는데 도움을 주기 때문인 것으로 판단된다.

2.3. PE골재 뒤채움 시공방법 제안

PE골재 및 PE골재 혼합토의 효율적인 현장시공은 일정한 혼합비율을 어떠한 방법으로 유지관리 하는가에 달려 있다. 즉 실내시험 및 현장 시험시공에서 도출된 가장 효율적인 혼합비율을 실제 시공 현장에서 어떤 방법에 의해 가장 경제적이고 효율적으로 수행할 수 있는가 하는 것이다.

본 연구에서는 PE골재와 일반 토사의 혼합방법으로 크게 현장에서의 혼합방법과 혼합 플랜트에 의한 혼합방법으로 나누어 실제 현장에서의 적용성을 분석하여 효율적인 혼합방법을 제시하고자 한다.

2.3.1. 백호우(Back Hoe)를 이용한 PE골재의 혼합

PE골재 혼합토를 현장시공에 적용함에 있어 시공현장 규모가 작을 경우에는 백호우에 의하여 PE골재와 일반 토사를 일정 비율로 혼합하는 것이 효율적인 방법일 수 있다. 백호우에 의한 PE골재의 혼합방법은 요구된 혼합비에 대하여 일반 토사를 담은 버킷횟수 대 PE골재를 담은 버킷횟수의 비로서 정의될 수 있다. 현장에서 이 방법을 적용할 때는 백호우의 버킷을 이용하여 충분히 혼합될 수 있도록 하는 것이 중요하다.



그림 2.9 백호우를 이용한 PE골재 혼합

2.3.2. 로타리 믹서를 이용한 PE골재의 혼합

PE골재를 일반 흙과 효율적으로 혼합하기 위한 방법으로 로타리 믹서에 의한 방법이 있다. 로타리 믹서를 이용한 현장 혼합방법은 그림 2.10과 같이 비중이 낮은 PE골재를 일반 토사의 상층부에 포설하여 그림 1.11과 같이 로타리 믹서기를 사용하여 혼합작업을 수행할 수 있다.

혼합비는 PE골재층과 일반 토사층의 두께에 따라 결정할 수 있으며 로타리 믹서의 혼합심도를 결정하는 믹서날은 교체가 가능하다.

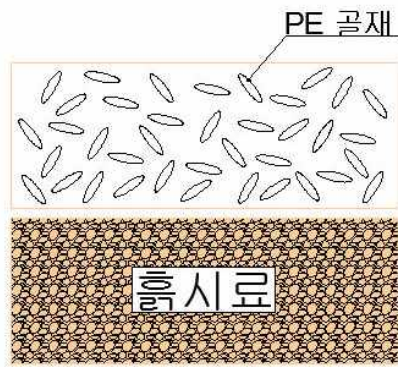


그림 2.10 로타리 믹싱을 위한 PE골재와 일반 토사의 포설



그림 2.11 로타리 믹싱을 위한 PE골재와 일반 토사의 포설

2.3.3. 흡어뿌림에 의한 PE골재의 혼합

흡어뿌림 방법은 현장 특수장비를 활용하여 대용량의 공기압으로 PE골재 혼합토를 흡어 뿌리는 방식으로 흡어뿌림 장비의 시공 장면은 그림 2.12와 같다. 단, 고압의 공기를 사용하는 공법의 특성상 뒤채움재의 입경 및 중량이 클 경우 골재를 배송시킬 수 없는 경우가 발생하므로 입경이 불규칙한 산토나 쇄석을 혼합토로 사용하는 경우에는 시공성을 확인하여야 한다.

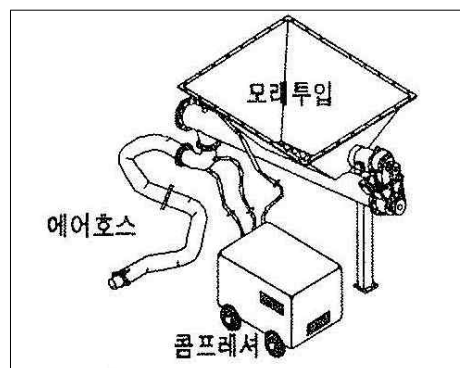


그림 2.12 흡어뿌림 장비에 의한 혼합 및 포설

2.3.4. 혼합 플랜트를 이용한 혼합

혼합플랜트를 통한 혼합방법은 벨트컨베이어 또는 롤링오거를 통하여 혼합하는 방법으로 혼합 플랜트는 그림 2.13과 같이 고정식과 이동식 혼합기로 나누어지며, 실제 현장에서 적용성을 분석하여 적용할 수 있다.



(a)고정식 혼합기

(b)이동식 혼합기

그림 2.13 혼합 플랜트를 이용한 PE골재 혼합

3. 폐비닐 골재 (PE골재)뒤채움 시공지침(안)

폐비닐 골재 사용 구조물 뒤채움 시공방안은 농촌에서 수거하여 제작한 폐비닐 골재를 이용하여 토사 또는 자갈 대신 구조물 뒤채움 재료로 사용하여 토압과 하중을 경감하는 효과를 목적으로 하는 구조물 뒤채움에 적용된다.

이는 폐기물을 재활용하여 토압경감과 투수성 증대에 뛰어난 효과를 발휘하는 친환경적인 구조물 뒤채움 시공법으로 여기서는 폐비닐 골재 뒤채움재의 시공방안에 대한 시공지침(안)을 제시하였다.

3.1. 총 칙

3.1.1. 정 의

- (1) PE골재 또는 PE골재 혼합토는 일반 뒤채움 재료(흙)에 대비 토압경감의 효과를 얻기 위해 잔골재율을 낮춰서 골재 간극율과 공극률을 높인 다공질의 폐비닐 골재 혼합물을 말한다.
- (2) PE골재 뒤채움재는 전단강도 및 배수기능을 확보하여 구조물의 안전성을 향상시키고, 폐비닐의 재활용으로 주변 환경을 개선하는 효과를 발휘하는 것이 특징이다.

【해 설】

- PE골재 뒤채움은 PE골재 또는 PE골재 혼합토를 구조물 뒤채움재로 사용하여 옹벽의 전면판 부근에 포설 또는 일반적인 뒤채움 흙에 PE골재를 혼합 비율별로 섞어 포설하도록 설계 및 시공된 뒤채움재이다.
- PE골재는 다음과 같은 기능을 확보할 수 있으므로 주변여건을 고려하여 구조물 뒤채움 재료로 적용하여야 한다.
 - PE골재를 이용한 구조물 안전성 향상
 - ① 뒤채움재 중량의 감소로 인해 작용하는 수평토압을 줄일 수 있다.
 - ② 전단에 대한 저항성이 증가하여 적은 부재로 안정성 확보가 가능하다.
 - ③ 투수계수의 증대에 따른 배수공을 단순화할 수 있다.
 - ④ 옹벽 단면을 축소할 수 있다.

3.1.2. 적용범위

- (1) 본 지침은 농촌 등에서 발생하는 폐비닐을 사용하여 제작된 PE골재를 시공함에 있어 특히 필요한 사항에 대하여 규정한 것이다.
- (2) 본 지침은 PE골재를 구조물 뒤채움재로 사용하는데 있어 필요한 사항에 대하여 규정한다.
- (3) 본 지침을 적용할 경우에는 PE골재 사용에 있어서의 안정성 여부 등 현장조건에 대해서 충분히 조사를 한 후 적용하여야 한다.
- (4) PE골재를 옹벽 구조물의 구성요소로서 설계, 시공하는 경우에는 PE골재의 특성 및 시공방법을 충분히 이해하고 시행하여야 한다.
- (5) PE골재를 사용한 공사와 관련이 있는 사항 중 이 규정에서 언급된 것 이외의 사항은 국토교통부 제정 표준시방서의 규정에 따른다.

3.1.3. 주요사항

- (1) 구조물 뒤채움에 사용되는 재료는 보조기층 재료 규격 이상이어야 하며, 시공 중 및 시공 후 배수대책을 충분히 설계하여야 한다.
- (2) PE골재 또는 PE골재 혼합토를 뒤채움재로 시공 할 경우 입도분포, 다짐기준 등의 품질기준을 만족하여야 한다.

3.2. 재 료

3.2.1. 일반사항

- (1) PE골재 혼합물의 제조에 사용하는 페비닐 골재, 일반 뒤채움재(흙) 등의 품질은 본 지침의 품질규격을 만족하여야 한다.

【해 설】

- 교대, 암거, 옹벽 등의 뒤채움 및 되메우기는 주로 구조물과 토공부와의 접촉부분에 시공되므로 부등침하에 의한 단차나 붕괴로 인한 도로 공용성의 저하나 유지관리 상의 문제를 초래할 수가 있다. 이것은 좁고 한정된 지역에서의 시공에 의한 다짐부족이 주요한 요인이다. 그러므로 이러한 문제를 해소하기 위하여 뒤채움 및 되메우기 재료는 압축성이 작은 양질의 재료를 사용하여야 한다.

3.2.2. PE골재

- (1) PE골재는 일반적으로 높은 내부마찰각, 양호한 지지력, 낮은 소성, 양호한 배수성 등의 물성을 보유하고 있어 구조물 뒤채움 용도에 적합한 재료라고 할 수 있다.
- (2) PE골재가 채움재의 역할을 할 수 있는 미립분이 부족하여 연속 입도분포를 형성하지 못하는 경우에는 모래나 다른 비소성 재료를 첨가하여 규격에 합당하게 합성하여 사용할 수가 있다.
- (3) PE골재를 구조물 뒤채움용으로 적용하기 위해서는 진흙, 유기물 등 이 물질을 함유해서는 안 된다.
- (4) PE골재의 성능은 <표 2.1>에 적합한 것으로 기존 자갈에 비해 경량으로 운반과 시공성이 좋은 재료이어야 한다.

【해 설】

- 구조물 뒤채움용 PE골재의 품질기준은 보조기층 재료의 품질기준에 적합한 것을 사용하여야 한다.
- PE골재 또는 PE골재 혼합토를 구조물 뒤채움용으로 사용하는 경우의 최대입경은 이용목적에 따라 적절한 것을 사용하되 뒤채움용으로 사용할 경우 최대입경은 250mm 이하, 0.075mm 통과량 25% 미만인 재료를 사용할

수 있다.

- 뒤채움용 PE골재의 품질은 전체 구조물의 공용성에 큰 영향을 미치므로 품질을 확인하고, 규정에 합격하는 것을 사용할 필요가 있다.

표 2.5 PE골재 및 PE골재 혼합토의 기본물성치

구 분	PE골재	PE골재 10% 혼합토	PE골재 20% 혼합토	PE골재 30% 혼합토
최적함수비(%)	13.1	12.5	9.0	10.0
건조단위중량(kN/m ³)	7.2	17.6	16.5	15.2
투수계수(cm/sec)	—	2.65×10^{-5}	3.40×10^{-4}	2.30×10^{-3}
내부마찰각(°)	42.2	36.5	46.4	47.1
점착력(kN/m ²)	—	0.32	0.30	0.28

- 구조물 뒤채움용 PE골재 및 PE골재 혼합토의 입도 및 기본물성치는 표 2.5를 표준으로 하며, 이외의 재료를 사용할 때에는 감독관의 승인을 받아야 한다.

3.2.3. 뒤채움재

- (1) 입도분포가 양호한 흙
- (2) 배수성이 양호하고 함수비 변화에 따른 강도 변화가 적은 흙
- (3) 소성지수(PI)가 6 이하인 흙
- (4) 흙-보강재 사이의 마찰효과가 큰 사질토
- (5) 보강재의 내구성을 저하시키는 화학적 성분이 적은 흙

【해 설】

- 뒤채움용 재료는 압축성이 적고 물의 침입에 의해 강도가 저하되지 않아야 하며 다지기 쉽고 동상의 영향을 받지 않는 재료를 사용하여야 한다.
- 구조물 뒤채움에 사용하는 재료는 SB-1의 품질기준에 적합한 것을 기준으로 하여 경량골재, 재생골재 및 현지 재료의 활용 등 경제성을 고려하여 다음의 품질기준에 적합한 재료를 사용할 수 있다.
- 세립분이 섞인 흙을 사용할 경우 소성지수(PI)는 6 이하이어야 하며, 다음 표 2.6과 같은 정도기준을 만족해야 한다.

표 2.6 뒤채움 흙의 입도

체 번호	체눈금 크기(mm)	통과중량백분율(%)	비 고
No.18	1.0	100%	
No.40	0.425	0~60%	
No.200	0.075	0~15%	

- 다만, 200번체(0.075mm) 통과율이 15% 이상이더라도
 - 0.015mm 통과율이 10% 이하이거나 또는
 - 0.015mm 통과율이 10~20%이고 내부마찰각이 25° 이상이면 뒤채움재로 사용이 가능하다.
- 자갈이 섞인 흙의 경우는 200번체 통과율이 25% 이하인 것을 사용하며 쇄석을 이용할 경우 표 2.7과 같은 기준을 만족하여야 한다.

표 2.7 뒤채움 재료로서 쇄석이 갖추어야 할 조건

최대입경(mm)	입경 100mm 이상의 함유율	입경 0.074mm 이상의 함유율	비 고
250mm	5% 이하	25% 이하	

3.2.4. 재료의 승인 및 시험

- (1) 계약대상자는 공사에 사용할 PE골재의 시료 및 시험결과를 공사에 사용하기 15일 전에 감독자에게 제출하여 승인을 받아야 한다. 단, 일반 골재와 PE골재가 혼합된 뒤채움재를 사용할 경우에는 혼합된 골재의 시험 결과를 제출하여 승인을 받아야 한다.
- (2) 재료의 공급원을 변경할 경우에는 사전에 감독자의 승인을 받아야 한다.
- (3) 감독자는 사용 재료의 적정여부를 결정하기 위하여 필요에 따라 추가 시험을 시행할 수 있으며, 공사 시행중에도 발채시험을 지시할 수 있다.

3.3. 품질기준

3.3.1. 일반사항

- (1) 구조물 뒤채움 용도로 사용되는 PE골재 및 PE골재 혼합토는 압축성이 적고 물의 침입에 의해 강도가 저하되지 않아야 하며, 다지기 쉽고 동상의 영향을 받지 않는 재료를 사용하여야 한다.
- (2) PE골재 및 PE골재 혼합토를 뒤채움재로 적용하기 위해서는 진흙, 유기물 등 이물질을 함유해서는 안 된다.

【해 설】

- 구조물 뒤채움용 PE골재 및 PE골재 혼합토의 품질기준은 보조기층 재료 SB-1의 품질기준에 적합한 것을 사용하여야 한다.
- 구조물 뒤채움용 PE골재 및 PE골재 혼합토의 품질은 전체 구조물의 공용성에 큰 영향을 미치므로 품질을 확인하고, KS F 2502(굵은골재 및 잔골재의 체가름시험 방법) 규정에 부합하는 것을 사용할 필요가 있다. 이 지침에서 구조물 뒤채움용 PE골재 및 PE골재 혼합토의 품질 규정은 PE골재의 특성을 고려하여 입도, 함수량, 다짐, 현장밀도 등에 대하여 규정한다.

3.3.2. PE골재 혼합토의 품질 및 입도

- (1) PE골재에 뒤채움재 등을 합성한 혼합골재를 사용하며, 표 2.8의 표준배합 입도에 적합하여야 한다.

【해 설】

- PE골재 혼합토의 뒤채움재는 PE골재에 일반 흙의 뒤채움재 등을 혼합하여 사용하며, 골재의 품질은 본 지침 2.2절, 2.3절의 기준을 만족하여야 한다.
- PE골재와 일반 흙의 뒤채움재를 혼합하였을 때의 골재 합성 입도는 표 2.8을 표준으로 한다.

표 2.8 PE골재 혼합토의 표준 배합

최대입경(mm)	입경 100mm 이상의 함유율	입경 0.074mm 이상의 함유율	비 고
250mm	5% 이하	25% 이하	-

- PE골재의 공급자는 표 2.8의 입도분포 범위에 맞는 PE골재를 공급하며, 사용자도 이 표준입도에 맞는 재료를 원칙적으로 사용한다. 사용 골재의 입도는 표준입도를 원칙으로 하나 구조물의 중요성, 재료의 조건 등을 감안하여 골재의 최대 입경이 표준 크기 이상인 경우에는 연속입도로서 뒤채움재의 품질과 시공상에 문제가 없을 경우 사용할 수가 있다.

3.3.3. PE골재 혼합토의 시공관리 기준

(1) 구조물 뒤채움용 PE골재 및 PE골재 혼합물의 승인 및 시험은 규정에 따라 실시하며, 필요에 따라 감독관의 추가시험 실시 요구가 있을 때에는 이에 따라야 한다.
(2) PE골재 및 PE골재 혼합물의 뒤채움재는 300m ² 마다 시료를 채취하여 표 2.9에 따른 시험을 하여야 한다.

【해 설】

- 구조물 뒤채움용 PE골재 및 PE골재 혼합물의 승인 및 시험은 사용 실적이 있는 동일한 장소의 소정의 재료로서 품질규정에 만족하고 감독관이 승인한 경우에는 생략할 수 있다.

표 2.9 PE골재 혼합물 뒤채움재의 시공관리 기준

항 목	시험방법	시험빈도	품질기준
함수량	KS F 2306	포설 후 다짐전 300m ² 마다 1회 이상	-
다 짐	KS F 2312	재질 변화시 마다	-
현장밀도	KS F 2311	3층 마다	95% 이상

3.4. 시 공

3.4.1. 일반사항

- (1) PE골재 및 PE골재 혼합토의 구조물 뒤펀 시공은 시공 전 사전 준비 작업과 PE골재의 운반 및 포설, 다짐으로 이루어지는 순차적인 공정을 모두 포함한 것으로써, 각 시공 공정에 따른 적절한 장비 및 방법 등이 적용될 수 있도록 관리되어야 한다.
- (2) 본 구조물 뒤펀의 시공 전 반드시 시험시공을 실시하여 적정 장비를 선정하고, 포설두께 및 다짐방법, 다짐횟수, 다짐 밀도 등을 확인하여 이를 본 시공에 적용한다.

【해 설】

- PE골재 및 PE골재 혼합토를 적용한 구조물 뒤펀 시공은 일반 흙의 구조물 뒤펀 시공 공정과 동일하며 본 지침에서 제시되지 않은 사항은 국토교통부 제정 표준시방서의 규정에 따른다.
- 구조물 뒤펀 시공은 운반, 포설, 다짐 등의 순차적인 공정으로 이루어진다.
- 포설작업은 정해진 포설속도를 일정하게 유지하며, PE골재 혼합물의 굵은 골재와 잔골재가 서로 분리되지 않고 고르게 섞여서 포설되어야 한다. 포설작업 중에 시공 이음부의 다짐밀도 저감이 최소화될 수 있도록 하며, 연속적으로 시공하여야 한다.

3.4.2. 시공 전 사전 준비작업

- (1) 시공 장비는 PE골재 및 PE골재 혼합토의 포설에 앞서 시공 중에 지장이 없도록 필요한 장비, 기구의 수량, 가동 상태, 장비 및 부품의 마모 상태, 예비품의 유무 등을 점검해 둔다. 특히 시공 장비는 시공과정 중에 고장이 발생하는 경우 공사에 중대한 영향을 미치므로 사전에 점검하여 양호한 상태로 정비해 두어야 한다.

3.4.3. 시험포설

- (1) 시험포설은 최적의 PE골재 배합비율, 다짐 전 포설두께, 다짐도, 다짐 방법, 다짐 후 밀도 및 현장 배합 등을 검토할 목적으로 시행한다.
- (2) 시험포설을 시행할 장소와 PE골재 혼합물의 배합, 포설두께, 다짐장비, 다짐방법 등이 포함된 시험포설 계획서는 시험포설 일을 기준으로 15일 전에 제출하여 발주자의 승인을 받은 후 시행하고 시험포설 결과보고서는 시험포설 후 15일 이내에 제출하여야 한다.
- (3) 시험포설의 결과에 따라 본 뒤채움 포설의 시공 품질이 결정되므로 매우 중요한 절차임을 인식하여야 한다.
- (4) 동일한 PE골재 및 PE골재 혼합물에 대해 동일한 시공장비를 이용하여 시험포설한 결과가 있을 경우에는 시험시공 없이 기존 결과를 사용할 수 있다.

【해 설】

- 시험포설의 선정 구간은 최대한 경사가 심하지 않고 거의 평지에 가까운 구간으로 선정하는 것이 좋다. 종단경사가 심하면 다짐장비의 표준적인 다짐 평가에 어려움이 있다. 따라서 종단 경사도가 평지로 볼 수 있는 2% 이내가 바람직하다.
- 시험포설에서는 본 포설에 적용될 표준적인 포설방법을 구하게 되는데 포설 높이에 따른 다짐횟수 변화를 통해 적정 소요밀도를 확인한다.
- 포설두께 변화에 있어서도 최소 2종 이상 변화시키고 변화폭은 1cm로 하는 것이 바람직하다.

3.4.4. 운반

- (1) PE골재 및 PE골재 혼합물의 양은 계획시간 이전에 포설 및 다짐이 연속적으로 이루어질 수 있도록 그 양을 고려하여 현장에 운반하여야 한다.
- (2) PE골재 혼합물의 골재 분리가 최소화되도록 적재하여야 하며, 운반 중 오물이나 기타 불순물이 유입되는 것을 방지하기 위하여 반드시 PE골재 및 PE골재 혼합물 표면을 고르게 덮을 수 있는 덮개를 씌워야 한다.

3.4.5. 포설

- (1) PE골재 및 PE골재 혼합물의 포설 시공이전에 노면을 점검하여 손상된 부분이 있으면 이를 보수하고, 표면상의 먼지 및 기타 불순물은 완전히 제거하여야 한다.
- (2) 구조물 뒤편에 PE골재 혼합토는 입도 및 적합한 함수비가 얻어지도록 혼합하여야 한다.
- (3) PE골재 및 PE골재 혼합토 포설, PE골재 혼합토 배합을 위한 백호우 등은 현장규모에 맞게 사용한다. PE골재 및 PE골재 혼합토는 균일한 두께로 포설하여야 하며 폭이 다르고 형상이 특수한 부분에는 인력으로 포설할 수 있다.
- (4) 편경사가 있는 구간에서는 뒤편 중심선에서 평행하게 노면이 낮은 곳에서 높은 곳으로 포설하여야 한다. 또한 직선구간에서는 뒤편 중심선에 평행하게 비탈면 쪽에서 뒤편 중심선 쪽으로 포설하여야 하며, 종단방향으로는 낮은 곳에서 높은 곳으로 포설해야 한다.

【해 설】

- PE골재 및 PE골재 혼합토의 포설을 위한 저장장소는 깨끗이 청소하여 이물질이 혼합되지 않도록 하여야 하며, 강우 등에 영향을 받지 않도록 보관하여야 한다. PE골재 및 PE골재 혼합토를 현장에 야적해 놓을 경우 야적장에 덮개를 설치하여, 골재의 함수비 상태를 균등하게 유지하도록 한다. PE골재 및 PE골재 혼합토의 포설시 골재원이 일정한 품질을 유지할 수 있도록 입도별로 분리되어 보관된 PE골재를 사용하여야 한다.
- 적합한 함수비란 KS F 2312(흙의 다짐시험 방법)에 의하여 구한 최적함수비 부근의 함수비로 시공상 지장없이 충분히 다질 수 있는 함수량을 말한다. PE골재 및 PE골재 혼합토는 수집 위치나 배합 등에 의해 건조밀도나 최적함수비가 크게 다를 경우가 있으므로 공사에 사용하기 전에 시료 및 시험결과를 확인하여 두는 것이 좋다.
- 구조물 뒤편에 PE골재는 운반, 포설 및 다짐으로 적절한 함수비를 가져야 한다. 포설에 사용되는 장비는 재료분리를 일으키지 않는 장비를 사용하여야 한다.
- PE골재와 일반 토사의 혼합방법으로 크게 현장에서의 혼합방법과 혼합플랜트에 의한 혼합방법이 있다.
- ① 백호우(Back Hoe)를 이용한 PE골재의 혼합

② 로타리 믹서를 이용한 PE골재의 혼합

③ 흙어뿌림에 의한 PE골재의 혼합

④ 혼합 플랜트를 이용한 혼합

- 효과적인 PE골재 및 PE골재 혼합토를 포설하기 위해서는 인력, 토공기계 등의 각 요인을 잘 검토하여 원활한 시공이 가능하도록 시공계획을 설정하여야 한다.

3.4.6. 다짐

- (1) 다짐은 구조물의 장기 공용성을 좌우하는 가장 중요한 시공 공정중의 하나이다.
 - (2) 다짐 장비의 종류와 다짐횟수 및 다짐방법은 사전에 일률적으로 결정하는 것이 아니라 반드시 현장의 조건을 고려하여 시험포설 등을 실시하여 결정하여야 한다.
 - 4) 뒤펀층의 다짐은 KS F 2312 방법에 의한 최대건조밀도의 95% 이상이 되도록 균일하게 다져야 한다.
 - (5) 다짐시의 함수비는 상기 시험방법에서 구한 최적함수비 또는 감독관이 지시하는 함수비로 한다.
 - (6) 다짐작업 중 롤러의 다짐선을 갑자기 변경하거나 방향을 바꿔 포설한 혼합물의 이동이 생기도록 하여서는 안 된다. 롤러의 방향 전환은 안정된 노면 위에서 하여야 하며, 포설된 혼합물이 이동되었으면 레이크로 긁어 일으켜 다짐 전의 상태로 만들어 다시 다져야 한다.

【해 설】

- 현장 다짐작업은 포설된 PE골재 및 PE골재 혼합물에 다짐 장비를 이용하여 소요의 밀도 및 공극률을 확보하도록 다지는 시공 공정의 하나이다.
- 현장 다짐작업이 성공적으로 이루어지기 위해서는 PE골재 및 PE골재 혼합토와 현장조건에 다짐장비와 다짐횟수가 적합하여 최적의 공극률과 밀도가 구현되어야 한다. 이를 통해 구조물 뒤펀층은 토압 및 환경조건에 의한 파손에 저항할 수 있고, 최상의 공용 특성을 나타낼 수 있다.
- 구조물 뒤펀층의 다짐도는 흙의 다짐 시험 방법(KS F 2312) C, D 또는 E 방법에 의하여 정해진 건조밀도 95% 이상의 밀도가 되도록 균일하게 다져야 한다. 시공 함수비는 최적함수비와 상대다짐 95%에 대응하는 습윤축

함수비 사이의 값으로 한다. 한 층의 다짐 완료 후 두께가 20cm 이하이어야 한다.

- 뒤채움 다짐을 할 때 재료의 함수비는 최적함수비보다 적어야 하고, 함수비가 높아 소요 다짐도 및 지지력을 획득하기 어려운 경우에는 재료를 건조시켜 재 다짐하거나 노상토 성능 이상의 다른 재료를 사용하여 시공하여야 한다.
- 현장에서의 다짐관리는 다음과 같은 순서를 따른다.
- ① 다짐작업은 사용 재료의 물성, 기후 환경, 현장 특성 등에 영향을 받으므로 표 2.10과 같은 영향을 미치는 요소에 대하여 우선적으로 검토하여야 한다.
- ② 시험포설에 의한 다짐장비의 종류와 다짐횟수를 결정한다.
- ③ 다짐 중에 비파괴 현장밀도 측정 장비로 다짐정도를 측정하는 것이 좋다.
- ④ 다짐도 평가시의 기준 밀도는 현장밀도 측정 장비로 뒤채움 포설 층의 다짐밀도를 구한다.

표 2.10 다짐에 영향을 미치는 요소

영향요소	고려 항목	검토사항
사용 재료 물성	• 골재물성(입도, 표면거칠기, 입형 등)	• 롤러의 무게 및 구성
기후 환경	• 바람세기 • 태양열의 복사수준	• 롤러의 투입시간 • 다짐속도 및 온도 등
현장 특성	• 원지반 표면상태 • 포설두께 및 포설부의 경사 • 하부구조의 지지력	• 다짐 방향 • 롤러의 무게 • 다짐시간 등

○ 다짐작업 및 토공기계를 사용할 때 유의할 사항은 다음과 같다.

- ① 다짐기계는 11t급 이하의 그다지 무겁지 않는 것으로 선정하며, 소정의 다짐도를 얻기 위한 작업기준은 사전에 시험포설 등을 실시하여 정한다. 다짐 작업시에는 다음에 기술한 원칙을 준수한다.
- 벽면에서 1.5m 이상 떨어져 주행할 것

- 벽면에 평행하게 주행할 것
 - 뒤채움재의 포설은 벽면측에서부터 순차적으로 할 것
 - 현장 내에서 급정지, 급선회를 피할 것
- ② 벽면에서 1.5m 이내의 포설은 인력으로 하고 소형 진동롤러나 진동다짐으로 신중하게 다진다.
- ③ 다짐을 위하여 진동롤러를 사용하는 경우 진동 다짐롤러를 강진으로 하여 다짐에너지를 크게 작용시키도록 하며, 날개벽 주위 등 진동롤러로 다짐을 할 수 없는 부위는 마이티팩 또는 소형 램머 등을 사용하여 다짐을 실시한다.
- ④ 롤러의 다짐 속도는 항상 일정한 속도를 유지하도록 하여야 한다.
- ⑤ 롤러의 다짐 중복 방법은 낮은 쪽에서 높은 쪽으로 차츰 폭을 넓기며 중복하여 다지도록 하여야 한다.
- ⑥ 뒤채움과 접하는 후면 비탈면의 느슨한 뒤채움부 다짐은 진동롤러로 강하게 다져 다짐밀도를 뒤채움부와 동일하게 맞추어야 한다.
- ⑦ 뒤채움 작업은 구조물의 손상 가능성을 고려하여 콘크리트의 압축강도 175kg/cm² 이상 또는 28일 양생 후에 시행하여야 하며, 편토압의 작용이 우려되는 경우는 구조물의 양면이 동시에 같은 높이가 되도록 한다.
- ⑧ 하단 전면판의 앞쪽은 될 수 있는 한 빨리 매립하고 다짐을 하여 우수 등으로 세굴되지 않도록 처리한다. 필요에 따라 표면처리를 실시할 수도 있다.
- ⑨ 하루의 작업을 마무리 지을 때는 필히 다짐작업을 완료하며, 강우가 예상될 경우 임시 배수로를 설치함과 동시에 성토 다짐면에 방수막을 깔아서 뒤채움 흙으로 유수가 침투하는 것을 방지한다. 우천시의 작업은 원칙적으로 실시하지 않으며, 비가 그친 후에 장비의 주행성이나 뒤채움 재료의 함수비가 적절한 상태로 되어 있는 것을 확인하고 나서 작업을 한다.
- ⑩ 뒤채움 재료가 동해로 인한 피해를 받을 우려가 있는 지역에서는 전면판 배면에 동결의 영향을 고려하여 배수층을 설치하여야 한다.

3.4.7. 이음부의 시공

- (1) 시공 이음의 발생을 가능한 최소화 되도록 한다. 특히 구조물과 접합부나 세로 이음부의 발생을 최소화하기 위해 동시포설 등의 공법 적용을 권장한다.
- (2) 시공 이음이나 구조물과 접합부에서는 다짐이 불충분하게 되기 쉽고, 불연속적으로 시공되면 취약하게 되기 쉬우므로, 소정의 다짐도를 얻을 때까지 충분히 다지고 상호 밀착시켜야 한다.
- (3) 이음부분이 외형으로 눈에 띄지 않도록 정밀시공하여야 하며, 이미 포설한 단부에 균열이 생겼거나 다짐이 충분하지 않는 경우에는 그 부분을 깨끗이 잘라내고 인접부를 시공하여야 한다.

3.5. 품질관리 및 검사

3.5.1. 일반사항

- (1) 구조물 뒤편용 PE골재 및 PE골재 혼합토의 품질관리는 선정 시험, 관리 시험 등으로 나눌 수 있다.
- (2) 선정 시험은 실시 단계에 따라 설계자, 시공자, 감리자 또는 감독자가 참여하고, 관리 시험은 시공과정을 통해 시공자, 감리자 또는 감독자 책임으로 실시되는 것이 일반적이며, 상호 기술적인 협조가 이루어지도록 한다.
- (3) 품질관리 및 검사 방법은 일반 흙의 뒤편용 기준과 품질기준의 차이가 없다.
- (4) 일반적으로 PE골재 및 PE골재 혼합토의 밀도 및 두께의 측정은 1일 1회 이상, 포설 1층 당 최소 300m² 마다 실시한다.

【해 설】

- 선정 시험은 대체적으로 공사에 사용하기 전 재료와 장비가 설계, 시방조건을 충족시킬 수 있는가를 확인하고 시공관리에 필요한 기준치를 설정하는 것이므로 제조원 또는 공급원이 바뀔 때마다 실시하여야 한다.
- 관리 시험은 동일제품이라도 운송, 저장, 사용 시에 취급하는 정도에 따라 변질, 변형이 생기므로 시험빈도가 선정 시험보다 월등히 많이 실시되어야 하고 시공이 완료된 후에도 관리 시험을 실시해야 한다.

- 관리 시험은 시공자가 통계적인 기법을 적용하여 시공 초기 또는 조건 변경초기에 집중관리를 실시하여 품질 변동 폭을 줄이고 품질의 안정상태가 확보되면 그 후로는 빈도수를 대폭 감소시켜 주기적으로 점검, 확인만 하면 된다.
- PE골재 및 PE골재 혼합토의 품질을 확인하기 위한 기본적인 시험으로는 골재입도, 함수비, 현장밀도 등이 있다.
- 구조물 뒤편용 PE골재 및 PE골재 혼합토의 품질관리 및 검사를 위해 실시하는 시료 채취는 소요의 품질을 확인할 수 있는 충분한량을 채취해야 한다.
- 시료의 채취는 반드시 감독자가 직접 채취하거나, 감독자 입회하에 시험담당자가 채취하고 바로 봉인한다.

3.5.2. 선정 시험

- (1) 뒤편용 PE골재 및 PE골재 혼합토의 재료, 생산 및 시공 장비 등이 적합한지를 검토하여 선정하여야 한다.
- (2) 계약상대자는 시공 전에 PE골재 및 PE골재 혼합물의 품질 및 입도규정에 적합한지를 판정하여야 하며, 각 재료의 시험결과를 시공 전에 감독자에게 제출하여 승인을 받아야 한다.
- (3) 사용 재료, 시공 장비 등을 변경하기 전이나 품질의 변동이 이상하게 큰 경우에는 적합 여부를 다시 검토하여 감독자에게 제출하여 승인을 받아야 한다.

【해 설】

- 일반 흙의 뒤편용재, PE골재 및 PE골재 혼합토 등의 사용 재료가 2장 「재료」 기준에 적합한지 검토한다.
- PE골재 및 PE골재 혼합물의 품질이 3장 「품질기준」에 적합한지 검토하여야 한다.
- 운반 장비 및 진동 다짐롤러 등의 시공 장비의 제원 및 성능을 확인한다.

3.5.3. 관리 시험

- (1) 관리 시험의 주요항목은 골재입도, 함수비 및 다짐도 등이다.
- (2) 구조물 뒤펀용 PE골재 및 PE골재 혼합토의 현장 다짐도를 평가하기 위한 기준밀도는 실내 또는 현장 배합 설계시 최종적으로 결정된 재료의 KS F 2312 방법에 의한 최대건조단위중량을 적용한다.
- (3) 뒤펀층의 다짐도는 KS F 2311 방법 등에 의한 현장밀도의 실내다짐 시험 결과로부터의 최대건조단위중량에 대한 비율이다.
- (4) 시공시 PE골재 및 PE골재 혼합토를 활용한 구조물 뒤펀의 적정한 다짐도 달성을 위하여 필요시 시험시공을 통하여 롤러의 다짐에너지, 다짐횟수 등을 확인하여 표준 시공 기준을 설정한 후 본 시공에 임한다.

【해 설】

- 입도 시험결과는 현장배합 설계 결과로 결정된 입도와 비교하여 현장배합 오차범위 이내에 있어야 한다.
- 골재입도의 변화 등으로 골재 합성입도 또는 배합비율이 변화될 경우에는 현장 배합설계를 재설시하여 기준 밀도를 다시 결정하여 적용한다.

제 3절 경제성 분석

1. 개 요

최근 우리나라는 석유화학공업의 발전과 더불어 합성수지의 비약적인 발전으로 비닐제품의 수요는 매년 크게 증가하고 있다. 특히 농촌에서 비닐하우스를 이용하여 4계절 작물재배를 하는 농가의 증가로 인하여 국내 농업용 비닐류의 생산량은 연간 수십만 톤에 달하고 있다. 비닐류의 생산증가와 더불어 2011년 말 기준 국내 농촌 비닐하우스에서 발생하는 폐비닐의 양은 33만 톤이며, 재활용량은 24만 톤으로 재활용율이 73%에 불과하다(2012년 한국환경공단 통계). 따라서 농촌에서 수집되지 않고 방치되거나 불법 매립된 상태의 집계되지 않은 폐비닐의 잠정적인 수량까지 감안한다면 전국에 처리되지 않고 방치된 폐비닐은 상당할 것으로 예측된다.

본 연구에서는 이러한 폐비닐로 PE골재를 만들어 옹벽 뒤채움재로 활용하기 위한 연구를 수행하였다. 앞선 절에서 수치해석 및 문헌조사를 통해 안정성 및 시공성 등을 검토하여 설계 및 시공가이드라인을 제시하였다. 본 절에서는 기존의 일반 뒤채움재를 적용한 옹벽과 PE골재 30%혼합토 및 PE골재 100%를 적용한 옹벽에 대한 공사비 비교를 통하여 PE골재에 대한 경제성 평가를 실시하고자 한다.

2. PE골재 뒤채움재료별 공사비 산출

옹벽의 안정성은 옹벽 뒤채움의 형상과 배면 작용토압에 영향을 받기 때문에 뒤채움재료에 따라 안정성 확보에 필요한 적정 철근량이 변화하게 된다. 따라서, 본 ○○절에서는 역 T형 옹벽(H= 7.0m) 뒤채움재로 일반성토재, PE골재 30% 혼합토 및 PE골재(100%)를 적용한 경우에 대해 옹벽구조계산을 수행하고 각 case별 철근량을 산정하였으며, 이 철근량과 옹벽표준도의 단위수량을 이용하여 각각의 공사비 산출 및 비교를 통해 경제성 분석을 실시하였다.

2.1. 구조해석을 통한 철근배근량 산정

2.1.1. 개요

뒤채움재에 따른 옹벽 시공시 소요 철근배근량 산정을 위해 구조해석을 실시하였다. 옹벽표준도 중 그림 3.1과 같은 역 T형 옹벽(H= 7.0m)을 검토단면으로 선정하였으며,

옹벽의 뒤채움재로 일반성토재를 적용하는 경우보다 PE골재 30%혼합토 및 PE골재 100%를 적용할 경우 뒷굽판 및 벽체 철근이 일반성토재 적용시 철근인 H22보다 직경이 작은 H16으로 구조적 안정을 확보할 수 있는 것으로 나타났다.

표 3.2 뒤채움재별 철근배근

뒤채움재 구분	일반성토재	PE골재 30% 혼합토	PE골재 100%
앞굽판	H16@250mm	H16@250mm	H16@250mm
뒷굽판	H22@125mm	H16@125mm	H16@125mm
벽체	H22@125mm	H16@125mm	H16@125mm

2.2. 공사비 산출

앞서 산출된 표 3.1과 같은 철근배근을 이용하여 1m당 RC옹벽 구체의 시공비를 산출해보았다. 그 결과 표 3.3과 같이 일반성토재 적용시 1,618,389원, PE골재 30% 혼합토 및 PE골재 100% 적용시 1,484,882원으로 계산되었다. PE골재를 뒤채움재로 적용할 경우 일반성토재를 이용할 경우보다 1m당 133,507원(약 8%)이 감소되는 것으로 나타났다.

표 3.3 뒤채움재별 RC옹벽 구체 시공비 비교

뒤채움재 구분	일반성토재	PE골재 30% 혼합토	PE골재 100%
옹벽 시공비	1,618,389원/m	1,484,882원/m (▼133,507원, 약 8%)	1,484,882원/m (▼133,507원, 약 8%)

또한 1m당 뒤채움재에 대한 재료비를 산출한 결과는 표 3.4와 같다. 일반성토재 적용시 437,010원, PE골재 30% 혼합토 적용시 390,842원 PE골재 100% 283,080원으로 나타났다. 일반성토재 대비 PE골재 30% 혼합토는 46,169원(약11%), PE골재 100%는 153,931(약 35%)원 감소하였다.

표 3.4 뒤채움재 재료비 비교

구분 \ 뒤채움재	일반성토재	PE골재 30% 혼합토	PE골재 100%
뒤채움재 재료비	437,011원/m	390,831원/m (▼46,169원, 약 11%)	283,080원/m (▼153,931원, 약 35%)

옹벽구체 시공비 및 뒤채움재 재료비를 합산한 결과 표 3.5와 같이 일반성토재를 뒤채움재로 적용할 경우 1m당 공사비는 2,055,400원이 산출 되었고, PE골재 30% 혼합토 1,875,1724, PE골재 100% 적용시 공사비는 1,767,962원으로 산출되었다. 일반성토재 시공시 대비 PE골재 30% 혼합토 적용시 179,676원(약 9%), PE골재 100% 적용시 287,438원(약 14%)이 절감되는 것으로 나타났다.

표 3.5 뒤채움재별 총 공사비 비교

구분 \ 뒤채움재	일반성토재	PE골재 30% 혼합토	PE골재 100%
총 공사비	2,055,400원/m	1,875,713원/m (▼179,676원, 약 9%)	1,767,962원/m (▼287,438원, 약 14%)

3. 종합의견

본 연구에서는 높이 7m인 역 T형 옹벽 뒤채움재로 일반성토재, PE골재 30% 혼합토, PE골재 100% 적용시 각각의 공사비를 표 3.5와 같이 산출하였다. 뒤채움재별 옹벽 구체만의 공사비를 산출해본 결과 뒤채움재로 일반성토재 적용시보다 PE골재 30% 혼합토 및 PE골재 100%적용시 133,507원(약 8%)이 감소하였다. 또한 뒤채움재 재료비 산출결과 일반성토 대비 PE골재 30% 혼합토는 46,169원(약 11%), PE골재 100%는 153,931원(약 35%)이 감소하였다.

옹벽구체 시공비 및 뒤채움재 재료비를 합산한 결과 일반성토재 적용시 옹벽 시공비 대비 PE골재 30% 혼합토 적용시 179,676원(약 9%), PE골재 100% 적용시 287,438원(약 14%) 이 절감되는 것으로 나타났다. 따라서 PE골재 100%를 적용하여 시공하는 것이 가장 경제적인 것으로 판단된다.

표 3.6 PE골재 경제성 분석(항목별 요약)

(단위: 원)

구분 \ 뒤채움재	단위	단가	일반성토재		PE골재 30% 혼합토		PE골재 100%	
			수량	금액	수량	금액	수량	금액
총 공사비	m			2,055,400		1,875,713		1,767,962
1. RC 옹벽				834,329		784,734		784,734
a 콘크리트타설				93,786		93,786		98,786
a-1 콘크리트 타설(철근)	m ³	13,718	6.045	82,923	6.045	82,923	6.045	82,923
a-2 콘크리트 타설(무근)	m ³	23,617	0.460	10,863	0.460	10,863	0.460	10,863
b 거푸집				438,351		438,351		438,351
b-1 합판거푸집	m ²	22,081	19.852	438,351	19.852	438,351	19.852	438,351
c 철근가공조립				181,332		131,737		131,737
c-1 철근가공 조립(복잡)	t	387,464	0.468	181,332	0.340	131,737	0.340	131,737
d 강판비계	m ²	10,419	11.600	120,860	11.600	120,860	11.600	120,860
2. 자재비				1,213,164		1,085,235		977,484
a 철근				300,728		218,979		218,979
a-1 철근 H13	t	649,200	0.174	112,960	0.174	112,960	0.174	112,960
a-2 철근 H16	t	638,670	0.032	20,437	0.166	106,019	0.166	106,019
a-3 철근 H22	t	638,670	0.262	167,331	-	-	-	-
b. 레미콘				475,425		475,425		475,425
b-1 레미콘 (25-24-150)	m ³	73,640	6.045	445,153	6.045	445,153	6.045	445,153
b-2 레미콘 (25-18-80)	m ³	65,810	0.460	30,272	0.460	30,272	0.460	30,272
c. 일반성토재	m ³	8,500	51.413	437,011	35.989	305,907	-	-
d. PE골재	m ³	5,506	-	-	15.424	84,924	54.413	283,080
3. 자재운반비				7,907		5,744		5,744
a 철근운반	t	16,897	0.468	7,907	0.340	5,744	0.340	5,744

※ 뒤채움재 운반비 제외

<구조계산서>

▶ 일반성토재

1. 일 반 단 면

1.1 옹벽의 제원

옹 벽 형 식 : 역 T 형 옹 벽

기 초 형 식 : 직 접 기 초

옹 벽 높 이 : $H = 7.000 \text{ M}$

옹 벽 저 판 : $B = 4.400 \text{ M}$

1.2 내진설계

지진 구역 계수 : 0.110

위 험 도 계 수 : 1.400

가속도 계수 A : 0.154

수평지진계수 K_h : 0.077

2. 설 계 조 건

2.1 사용재료

콘크리트 : $f_{ck} = 24.0 \text{ MPa}$

철 근 : $f_y = 400.0 \text{ MPa}$

2.2 지반조건

콘크리트의 단위 중량(γ_c) : 24.500 KN/m^3

뒷채움흙의 단위 중량(γ_t) : 19.000 KN/m^3

뒷채움흙의 내부마찰각(ϕ_1) : 30.000°

지지지반의 내부마찰각(ϕ_2) : 30.000°

지지지반의 점 착 력(C) : 15.000 KN/m^2

뒷채움흙의 경 사 각(α) : 0.000°

뒷채움 성토 : 수평 (LEVEL)

옹벽전면의 토 피 고(D_f) : 1.000 m

2.3 사용토압

상 시 : 안정 검토시 - Rankine 토압

단면 검토시 - Coulomb 토압

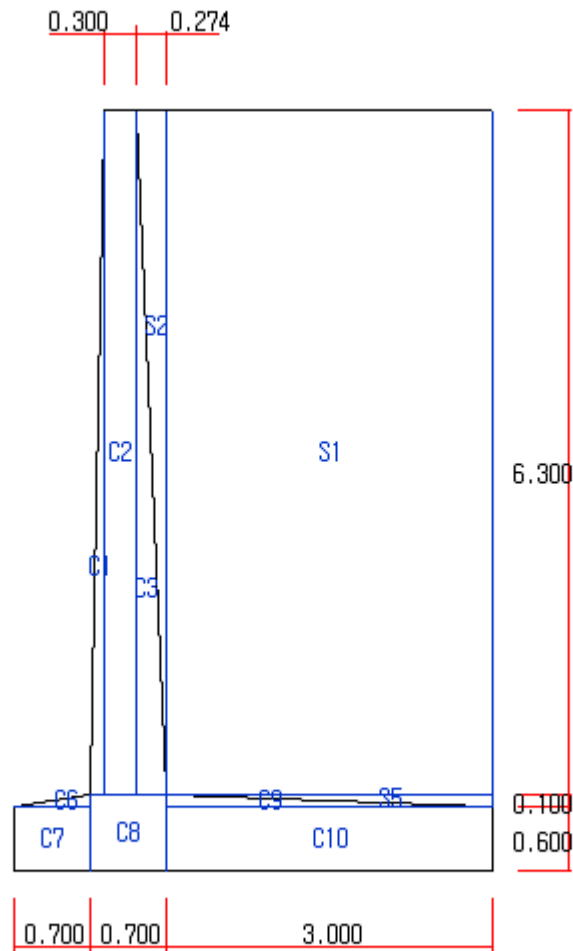
지진시 : 안정 검토시 - Mononobe-Okabe 토압

단면 검토시 - Mononobe-Okabe 토압

2.4 과재하중

과재하중 : $q = 10.00 \text{ KN/m}^2$

2.5 검토단면



$H = 7.000 \text{ M}$ $B = 4.400 \text{ M}$ $\alpha = 0.000^\circ$

< Fig.1 >

3. 안정계산

3.1 안정검토용 하중계산

1) 자중 및 재토하중 계산

구분	A	y	W	Kh	H	x	y	Mr	Mo
C1	0.397	24.5	9.72	0.077	0.75	0.784	2.800	7.62	2.10
C2	1.890	24.5	46.31	0.077	3.57	0.976	3.850	45.19	13.73
C3	0.863	24.5	21.15	0.077	1.63	1.217	2.800	25.74	4.559
C4	0.000	24.5	0.00	0.077	0.00	1.113	0.700	0.00	0.00
C5	0.000	24.5	0.00	0.077	0.00	1.400	0.700	0.00	0.00
C6	0.035	24.5	0.86	0.077	0.07	0.467	0.633	0.40	0.04
C7	0.420	24.5	10.29	0.077	0.79	0.350	0.300	3.60	0.24
C8	0.490	24.5	12.01	0.077	0.92	1.050	0.350	12.61	0.32
C9	0.150	24.5	3.68	0.077	0.28	2.400	0.633	8.82	0.18
C10	1.800	24.5	44.10	0.077	3.40	2.900	0.300	127.89	1.02
소계	6.045		148.10		11.40			231.88	22.18
S1	18.900	19.0	359.10	0.077	27.65	2.900	3.850	1041.39	106.46
S2	0.863	19.0	16.40	0.077	1.26	1.309	4.900	21.46	6.19
S3	0.000	19.0	0.00	0.077	0.00	1.400	0.700	0.00	0.00
S4	0.000	19.0	0.00	0.077	0.00	2.900	0.700	0.00	0.00
S5	0.150	19.0	2.85	0.077	0.22	3.400	0.667	9.69	0.15
소계	19.913		378.35		29.13			1072.54	112.79
총계			526.45		40.54			1304.42	134.97

2) 토압계산

① 상시 주동토압계산 (Rankine)

뒷채움흙의 내부마찰각(ϕ) : 30.000 °

뒷채움흙의 경사각(α) : 0.000 °

$$K_a = \cos \alpha \times \frac{\cos \alpha - \sqrt{(\cos^2 \alpha - \cos^2 \Phi)}}{\cos \alpha + \sqrt{(\cos^2 \alpha - \cos^2 \Phi)}}$$

$$= 0.333$$

$$P_a = 1/2 \times K_a \times \gamma t \times H^2 \times \cos \alpha$$

$$= 1/2 \times 0.333 \times 19.0 \times 7.000^2 \times \cos(0.000^\circ)$$

$$= 155.167 \text{ KN/m}$$

$$y = H / 3 = 7.000 / 3$$

$$= 2.333 \text{ m}$$

$$M_o = P_a \times y = 155.167 \times 2.333$$

$$= 362.056 \text{ KN.m}$$

② 지진시 주동토압계산 (Mononobe-Okabe)

옹벽배면의 수직에 대한 각 $\beta : = 0.000^\circ$
 흙과 옹벽사이의 마찰각 $\delta : = 0.000^\circ$ (안정계산시)
 $\Theta = \tan^{-1}(K_h/(1-k_v))$ 여기서 K_h 는 수평지진계수

$$K_{ae} = \frac{\cos^2 (\Phi - \Theta - \beta)}{\cos \Theta \times \cos^2 \beta \times \cos (\delta + \beta + \Theta) \times \left[1 + \frac{\sqrt{(\sin (\Phi + \delta) \times \sin (\Phi - \Theta - \alpha))}}{\sqrt{(\cos (\delta + \beta + \Theta) \times \cos (\alpha - \beta))}} \right]^2}$$

$$= 0.381$$

$$P_{ae} = 1/2 \times K_{ae} \times \gamma t \times H^2$$

$$= 1/2 \times 0.381 \times 19.0 \times 7.000^2$$

$$= 177.341 \text{ KN/m}$$

$$y = H / 2 = 7.000 / 2$$

$$= 3.500 \text{ m}$$

$$M_o = P_{ae} \times y = 177.341 \times 3.500$$

$$= 620.695 \text{ KN.m}$$

3) 과재하중

$$q = 10.00 \text{ KN/m}^2$$

$$P_h = K_a \times q \times H = 0.333 \times 10.00 \times 7.000 = 23.333 \text{ KN/m}$$

$$P_v = 32.740 \text{ KN/m}$$

$$y = H / 2 = 3.500 \text{ m}$$

$$\chi = 2.763 \text{ m}$$

$$M_o = P_h \times y = 81.667 \text{ KN.m}$$

$$M_r = P_v \times \chi = 90.461 \text{ KN.m}$$

3.2 안정검토용 하중집계

1) 상시 하중집계

구 분	V(KN)	H(KN)	Mr(KN.m)	Mo(KN.m)
콘크리트 자중	148.103	0.000	231.876	0.000
재하토사 자중	378.349	0.000	1072.541	0.000
토 압	0.000	155.167	0.000	362.056
과 재 하 중	32.740	23.333	90.461	81.667
Σ	559.192	178.500	1394.877	443.722

2) 지진시 하중집계

구 분	V(KN)	H(KN)	Mr(KN.m)	Mo(KN.m)
콘크리트 자중	148.103	11.404	231.876	22.184
재하토사 자중	378.349	29.133	1072.541	112.789
토 압	0.000	177.341	0.000	620.695
Σ	526.451	217.878	1304.417	755.667

3.3 전도에 대한 안정검토

1) 상시 안정검토

$$\sum V = 559.192 \text{ KN}$$

$$\sum Mr = 1394.877 \text{ KN.m}$$

$$\sum Mo = 443.722 \text{ KN.m}$$

$$\begin{aligned} e &= B/2 - (\sum Mr - \sum Mo) / \sum V \\ &= 4.400 / 2 - (1394.877 - 443.722) / 559.192 \\ &= 0.499 \text{ m} \leq B/6 = 0.733 \text{ m} \quad \therefore \text{사다리꼴 반력분포} \end{aligned}$$

▷ 편심 검토

$$e = 0.499 \text{ m} \leq B/6 = 0.733 \text{ m} \quad \therefore \text{O.K}$$

▷ 안전율 검토

$$\begin{aligned} S.F &= \sum Mr / \sum Mo = 1394.877 / 443.722 \\ &= 3.144 \geq 2.0 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

2) 지진시 안정검토

$$\sum V = 526.451 \text{ KN}$$

$$\sum Mr = 1304.417 \text{ KN.m}$$

$$\sum Mo = 755.667 \text{ KN.m}$$

$$\begin{aligned} e &= B/2 - (\sum Mr - \sum Mo) / \sum V \\ &= 4.400 / 2 - (1304.417 - 755.667) / 526.451 \\ &= 1.158 \text{ m} > B/6 = 0.733 \text{ m} \quad \therefore \text{삼각형 반력분포} \end{aligned}$$

▷ 편심 검토

$$e = 1.158 \text{ m} \leq B/3 = 1.467 \text{ m} \quad \therefore \text{O.K}$$

3.4 지지력에 대한 안정검토

1) 지지지반의 조건

지지지반의 내부마찰각 : 30.000°

지지지반의 단위 중량 : 19.0 KN/m^3

지지지반의 점착력 : 15.0 KN/m^2

성토지반의 단위 중량 : 19.0 KN/m^3

기초의 유효 근입깊이 : 1.000 m

2) 상시 안정검토

① 지지지반의 허용지지력

지반의 허용지지력 $q_a = 300.000 \text{ KN/m}^2$

② 지반반력 검토

지반반력이 사다리꼴 분포이므로

$$Q_1 = \sum V / (B \cdot L) \times (1 + 6e / B) = 213.576 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_2 = \sum V / (B \cdot L) \times (1 - 6e / B) = 40.602 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{\max} = 213.576 \leq q_a \quad \therefore \text{O.K.}$$

3) 지진시 안정검토

① 지지지반의 허용지지력

지반의 허용지지력 $q_{ae} = 450.000 \text{ KN/m}^2$

② 지반반력 검토

지반반력이 삼각형 분포이므로

$$q_{\max} = (2 \cdot \sum V) / (L \cdot x) = 336.706 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{여기서 } x = 3 (B/2 - e) = 3.127 \text{ m}$$

$$q_{\max} = 336.706 \leq q_{ae} \quad \therefore \text{O.K.}$$

3.5 활동에 대한 안정검토

1) 검토조건

암과 콘크리트의 경우

$$\text{마찰계수 } \mu = \tan(\phi_B) = 0.600$$

기초와 지반사이의 조건이 암과 콘크리트인 경우 점착력은 무시한다.

2) 상시 안정검토

$$\sum V = 559.192 \text{ KN}$$

$$\sum H = 178.500 \text{ KN}$$

$$H_r = C \times A_e + \sum V \times \mu = 0.000 + 335.515 = 335.515 \text{ KN}$$

▷ 안전율 검토

$$S.F = \sum H_r / \sum H = 335.515 / 178.500$$

$$= 1.880 \geq 1.5 \quad \therefore 0.K$$

3) 지진시 안정검토

$$\sum V = 526.451 \text{ KN}$$

$$\sum H = 217.878 \text{ KN}$$

$$H_r = C \times A_e + \sum V \times \mu = 0.000 + 315.871 = 315.871 \text{ KN}$$

▷ 안전율 검토

$$S.F = \sum H_r / \sum H = 315.871 / 217.878$$

$$= 1.450 \geq 1.2 \quad \therefore 0.K$$

4. 단 면 검 토

4.1 하 중 조 합

LCB 1 : 상 시 계수하중 (1.3D+2.15L+1.7H)

LCB 2 : 지진시 계수하중 (1.0D+1.0H+1.0E)

LCB 3 : 상 시 사용하중 (1.0D+1.0L+1.0H)

4.2 기초단면검토용 지반의 반력계산

작용계수하중은 '3.2 안정검토용 하중집계'를 참조

(1) LCB 1 : 상 시 계수하중 (1.3D+2.15L+1.7H)

$$\sum V = 754.778 \text{ KN}$$

$$\sum M_r = 1890.232 \text{ KN.m}$$

$$\sum M_o = 791.078 \text{ KN.m}$$

$$\begin{aligned} e &= B/2 - (\sum M_r - \sum M_o) / \sum V \\ &= 4.400 / 2 - (1890.232 - 791.078) / 754.778 \\ &= 0.744 \text{ m} > B/6 \quad \therefore \text{삼각형 반력분포} \end{aligned}$$

$$Q_{\max} = (2 \cdot \sum V) / (L \cdot x) = 345.532 \text{ KN/m}^2$$

여기서 $x = 3 (B/2 - e) = 4.369 \text{ m}$ (지반반력 작용폭)

※ 반력이 삼각형분포일경우 부반력은 무시한다.

(2) LCB 2 : 지진시 계수하중 (1.0D+1.0H+1.0E)

$$\sum V = 526.451 \text{ KN}$$

$$\sum M_r = 1304.417 \text{ KN.m}$$

$$\sum M_o = 755.667 \text{ KN.m}$$

$$e = B/2 - (\sum Mr - \sum Mo) / \sum V$$

$$= 4.400 / 2 - (1304.417 - 755.667) / 526.451$$

$$= 1.158 \text{ m} > B/6 \quad \therefore \text{삼각형 반력분포}$$

$$Q_{\max} = (2 \cdot \sum V) / (L \cdot x) = 336.706 \text{ KN/m}^2$$

여기서 $x = 3 (B/2 - e) = 3.127 \text{ m}$ (지반반력 작용폭)

※ 반력이 삼각형분포일경우 부반력은 무시한다.

(3) LCB 3 : 상 시 사용하중 (1.0D+1.0L+1.0H)

사용하중 반력은 안정검토시 반력 참조

4.3 단면검토용 하중계산

1) 앞굽판 단면력

(단위 : KN, m)

구 분	앞굽자중	지반반력	총 계
LCB1			
전단력	-14.492	222.495	208.003
모멘트	-4.942	80.134	75.192
LCB2			
전단력	-11.148	209.314	198.167
모멘트	-3.802	76.338	72.536
LCB3			
전단력	-11.148	139.872	128.724
모멘트	-3.802	50.079	46.277

2) 뒷굽판 단면력

(단위 : KN, m)

구 분	뒷굽자중	재토자중	과재하중	지반반력	연직토압	총 계
LCB1						
전단력	62.108	470.535	64.500	-348.542	0.000	248.600
모멘트	90.773	707.655	96.750	-344.916	0.000	550.262
LCB2						
전단력	47.775	361.950	0.000	-160.584	0.000	249.141
모멘트	69.825	544.350	0.000	-92.446	0.000	521.729

	전단력	47.775	361.950	30.000	-298.711	0.000	141.014
LCB3							
	모멘트	69.825	544.350	45.000	-359.613	0.000	299.562

3) 벽체 단면력

(1) 토압계수 계산

㉠ 상시 주동토압계산 (Coulomb)

뒷채움흙의 내부마찰각(Φ) : 30.000 °

뒷채움흙의 경사각(α) : 0.000 °

흙과 콘크리트의 마찰각(δ) : 10.000 °

옹벽배면의 연직경사각(Θ) : 2.490 °

$$K_a = \frac{\cos^2(\Phi - \Theta)}{\cos^2 \Theta \cdot \cos(\Theta + \delta) \times \left[1 + \frac{\sqrt{(\sin(\Phi + \delta) \cdot \sin(\Phi - \alpha))}}{\sqrt{(\cos(\Theta + \delta) \cdot \cos(\Theta - \alpha))}} \right]^2}$$

$$= 0.326$$

$$K_{ah} = 0.326 \times \cos(10.000^\circ + 2.490^\circ) = 0.318$$

㉡ 지진시 주동토압계산 (Mononobe-Okabe)

옹벽배면의 수직에 대한 각 β : 2.490 °

흙과 옹벽사이의 마찰각 δ : 0.000 ° (단면검토시)

$\Theta = \tan^{-1}(K_h/(1-k_v))$ 여기서 K_h 는 수평지진계수

$$K_{ae} = \frac{\cos^2(\Phi - \Theta - \beta)}{\cos \Theta \times \cos^2 \beta \times \cos(\delta + \beta + \Theta) \times \left[1 + \frac{\sqrt{(\sin(\Phi + \delta) \times \sin(\Phi - \Theta - \alpha))}}{\sqrt{(\cos(\delta + \beta + \Theta) \times \cos(\alpha - \beta))}} \right]^2}$$

$$= 0.398$$

$$K_{aeh} = 0.398 \times \cos(2.490^\circ) = 0.398$$

(2) 토압에 의한 벽체 단면력계산

㉠ 상시 벽체 단면력

i) 벽체 하부 (C-C)

$$\begin{aligned} P_a &= 1/2 \times K_{ah} \times \gamma t \times H^2 \\ &= 1/2 \times 0.318 \times 19.0 \times 6.300^2 = 119.947 \text{ KN/m} \end{aligned}$$

$$y = H / 3 = 6.300 / 3 = 2.100 \text{ m}$$

$$M_o = P_a \times y = 119.947 \times 2.100 = 251.888 \text{ KN.m}$$

ii) 벽체 중앙부 (D-D)

$$\begin{aligned} P_a &= 1/2 \times K_{ah} \times \gamma t \times H^2 \\ &= 1/2 \times 0.318 \times 19.0 \times 3.150^2 = 29.987 \text{ KN/m} \end{aligned}$$

$$y = H / 3 = 3.150 / 3 = 1.050 \text{ m}$$

$$M_o = P_a \times y = 29.987 \times 1.050 = 31.486 \text{ KN.m}$$

㉢ 지진시 벽체 단면력

i) 벽체 하부 (C-C)

$$\begin{aligned} P_{ae} &= 1/2 \times K_{aeh} \times \gamma t \times H^2 \\ &= 1/2 \times 0.398 \times 19.0 \times 6.300^2 = 149.947 \text{ KN/m} \end{aligned}$$

$$y = H / 2 = 6.300 / 2 = 3.150 \text{ m}$$

$$M_o = P_{ae} \times y = 149.947 \times 3.150 = 472.335 \text{ KN.m}$$

ii) 벽체 중앙부 (D-D)

$$\begin{aligned} P_{ae} &= 1/2 \times K_{aeh} \times \gamma t \times H^2 \\ &= 1/2 \times 0.398 \times 19.0 \times 3.150^2 = 37.487 \text{ KN/m} \end{aligned}$$

$$y = H / 2 = 3.150 / 2 = 1.575 \text{ m}$$

$$M_o = P_{ae} \times y = 37.487 \times 1.575 = 59.042 \text{ KN.m}$$

(3) 과재하중에 의한 벽체단면력 계산

㉠ 상시 벽체 단면력

$$q = 10.00 \text{ KN/m}^2$$

i) 벽체 하부 (C-C)

$$Ph1 = Kah \times q \ell \times H = 0.318 \times 10.00 \times 6.300 = 20.041 \text{ KN/m (활하중)}$$

$$Ph2 = Kah \times qd \times H = 0.318 \times 0.00 \times 6.300 = 0.000 \text{ KN/m (고정하중)}$$

$$y = H / 2 = 3.150 \text{ m}$$

$$Mo1 = Ph1 \times y = 63.130 \text{ KN.m}$$

$$Mo2 = Ph2 \times y = 0.000 \text{ KN.m}$$

ii) 벽체 중앙부 (D-D)

$$Ph1 = Kah \times q \ell \times H = 0.318 \times 10.00 \times 3.150 = 10.021 \text{ KN/m (활하중)}$$

$$Ph2 = Kah \times qd \times H = 0.318 \times 0.00 \times 3.150 = 0.000 \text{ KN/m (고정하중)}$$

$$y = H / 2 = 1.575 \text{ m}$$

$$Mo1 = Ph1 \times y = 15.782 \text{ KN.m}$$

$$Mo2 = Ph2 \times y = 0.000 \text{ KN.m}$$

㉞ 지진시 벽체 단면력

과재고정하중이 없으므로 단면력을 고려하지 않는다.

(4) 지진시 벽체의 관성력에 의한 단면력 계산

(단위 : KN, m)

구분	A	γ	W	Kh	H	y	M
C1	0.397	24.5	9.724	0.077	0.749	2.100	1.572
C2	1.890	24.5	46.305	0.077	3.565	3.150	11.231
C3	0.863	24.5	21.146	0.077	1.628	2.100	3.419
합 계 (벽체 하부)			77.175		5.942		16.223
C1	0.099	24.5	2.431	0.077	0.187	1.050	0.197
C2	0.945	24.5	23.153	0.077	1.783	1.575	2.808
C3	0.216	24.5	5.286	0.077	0.407	1.050	0.427
합 계 (벽체 중앙부)			30.870		2.377		3.432

▷ 벽체 하단 단면력 계산

(단위 : KN, m)

구 분		횡 토 압	과재하중	관 성 력	총 계
LCB1	전단력	203.909	43.089	0.000	246.998
	모멘트	428.209	135.729	0.000	563.939
LCB2	전단력	149.947	0.000	5.942	155.890
	모멘트	472.335	0.000	16.223	488.557
LCB3	전단력	119.947	20.041	0.000	139.988
	모멘트	251.888	63.130	0.000	315.018

▷ 벽체 중간부 단면력 계산

(단위 : KN, m)

구 분		횡 토 압	과재하중	관 성 력	총 계
LCB1	전단력	50.977	21.544	0.000	72.522
	모멘트	53.526	33.932	0.000	87.458
LCB2	전단력	37.487	0.000	2.377	39.864
	모멘트	59.042	0.000	3.432	62.474
LCB3	전단력	29.987	10.021	0.000	40.007
	모멘트	31.486	15.782	0.000	47.268

4.4 단면검토용 하중집계

상시와 지진시 단면력중 최대값으로 단면력을 정리하면 다음과 같다.
균열검토는 상시의 사용하중으로 검토한다.

(단위 : KN, m)

구 분	Mu	Mcr	Vu
-----	----	-----	----

앞 굵 판 (A-A)	75.192	46.277	208.003
뒤 굵 판 (B-B)	550.262	299.562	249.141
벽 체 하 부 (C-C)	563.939	315.018	246.998
벽체 중앙부 (D-D)	87.458	47.268	72.522

4.5 단 면 검 토

1) 앞 굵 판

$$f_{ck} = 24.0 \text{MPa} \quad f_y = 400.0 \text{MPa}$$

$$\beta_1 = 0.850 \quad \phi_f = 0.85 \quad \phi_v = 0.80$$

$$p_{min} = \max(0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y, 1.4 / f_y) = 0.00350$$

$$\begin{aligned} \text{계수 모멘트 } M_u &= 75.192 \text{ KN.m} & \text{계수 전단력 } V_u &= 208.003 \text{ KN} \\ \text{단면의 두께 } H &= 700.000 \text{ mm} & \text{단 위 폭 } B &= 1000.000 \text{ mm} \\ \text{유효 깊이 } D &= 600.000 \text{ mm} & \text{피복 두께 } D_c &= 100.000 \text{ mm} \end{aligned}$$

▷ 휨모멘트 검토

- 휨강도 검토 -

$$\begin{aligned} \text{사용철근량} &= H16 @ 250 \text{ mm} \quad (D_c = 100 \text{ mm}) \\ &= 794.400 \text{ mm}^2 \quad \therefore P = A_s / (B \cdot D) = 0.00132 \\ \text{공칭강도시 등가응력깊이 } a &= (A_s \cdot f_y) / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot B) = 15.576 \text{ mm} \\ \text{최외단 인장철근 변형률 } \epsilon_t &= 0.09523 \geq 0.004 \quad \therefore \text{O.K} \\ \dots \text{여기서 } \epsilon_t &= 0.003 \cdot (H - a / \beta_1 - D_{c_min}) / (a / \beta_1) \\ 0.005 \leq \epsilon_t &\text{ 이므로 인장지배단면, } \phi_f = 0.85 \text{를 적용한다.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{설계강도 } \phi M_n &= \phi_f \cdot f_y \cdot A_s \cdot (D - a/2) = 159954000.000 \text{ N.mm} \\ &= 159.954 \text{ KN.m} \geq M_u = 75.192 \text{ KN.m} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

- 필요철근량 및 철근비 검토 -

$$\begin{aligned} \text{소요등가응력깊이 : } a &= 7.271 \text{ mm로 가정} \\ \text{필요 철근량 : } A_s &= M_u / \{ \phi_f \cdot f_y \cdot (D - a/2) \} = 370.835 \text{ mm}^2 \\ a &= (A_s \cdot f_y) / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot B) = 7.271 \text{ mm} \quad \therefore \text{가정과 비슷함 O.K} \\ P_{req} &= [M_u / \{ \phi_f \cdot f_y \cdot (D - a/2) \}] / (B \cdot D) = 0.00062 \Rightarrow 4/3 P_{req} = 0.00082 \\ \text{철근비검토 : } 4/3 P_{req} &\leq P \leq P_{min} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

▷ 전단력 검토

$$\Phi_v \cdot V_c = \Phi_v \cdot 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot B \cdot d / 1000 = 391.918 \text{ KN}$$

$$\Phi_v \cdot V_c = 391.918 \text{ KN} > V_u \quad \therefore \text{전단철근 필요없음.}$$

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

$$M_{cr} = 46.277 \text{ KN.m} \quad (\text{사용하중 모멘트})$$

$$n = E_s/E_c = 200000 / \{8500 \cdot (F_{ck} + \Delta f)^{1/3}\} = 8$$

$$\rho = A_s/(B \cdot D) = 0.00132$$

$$k = -np + \sqrt{((np)^2 + 2np)} = 0.135 \quad j = 0.955$$

$$x = k \cdot d = 81.204 \text{ mm}$$

$$f_c = 2 \cdot M_{cr} / (B \cdot x \cdot (D - x/3)) = 1.989 \text{ MPa}$$

$$f_s = M_{cr} / (A_s \cdot (D - x/3)) = 101.678 \text{ MPa}$$

$$f_{st} = f_s \cdot (H - D_{c_min} - x) / (D - x) = 101.678 \text{ MPa}$$

최외단철근 소요중심간격

$$s = \text{Min} [375 \cdot (210/f_{st}) - 2.5C_c, 300 \cdot (210/f_{st})] = 544.51 \text{ mm}$$

$$\dots \text{여기서 } C_c = d_{c_min} - \text{주철근 직경}/2 = 92.00 \text{ mm}$$

$$\text{최외단철근 평균배근간격} = 250.00 \text{ mm} \leq 544.51 \text{ mm} \dots \therefore \text{O.K}$$

2) 뒷 굽 판

$$f_{ck} = 24.0 \text{ MPa}$$

$$f_y = 400.0 \text{ MPa}$$

$$\beta_1 = 0.850$$

$$\phi_f = 0.85$$

$$\phi_v = 0.80$$

$$\rho_{min} = \max(0.25\sqrt{f_{ck}}/f_y, 1.4/f_y) = 0.00350$$

$$\text{계수 모멘트 } M_u = 550.262 \text{ KN.m}$$

$$\text{계수 전단력 } V_u = 249.141 \text{ KN}$$

$$\text{단면의 두께 } H = 700.000 \text{ mm}$$

$$\text{단 위 폭 } B = 1000.000 \text{ mm}$$

$$\text{유효 깊이 } D = 600.000 \text{ mm}$$

$$\text{피복 두께 } D_c = 100.000 \text{ mm}$$

▷ 휨모멘트 검토

- 휨강도 검토 -

$$\text{사용철근량} = H22 @ 125 \text{ mm} \quad (D_c = 100 \text{ mm})$$

$$= 3096.800 \text{ mm}^2 \quad \therefore \rho = A_s/(B \cdot D) = 0.00516$$

$$\text{공칭강도시 등가응력깊이 } a = (A_s \cdot f_y) / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot B) = 60.722 \text{ mm}$$

$$\text{최외단 인장철근 변형률 } \epsilon_t = 0.02220 \geq 0.004 \dots \therefore \text{O.K}$$

$$\dots \text{여기서 } \epsilon_t = 0.003 \cdot (H - a/\beta_1 - D_{c_min}) / (a/\beta_1)$$

$$0.005 \leq \epsilon_t \text{ 이므로 인장지배단면, } \phi_f = 0.85 \text{를 적용한다.}$$

$$\text{설계강도 } \phi M_n = \phi_f \cdot f_y \cdot A_s \cdot (D - a/2) = 599780000.000 \text{ N.mm}$$

$$= 599.780 \text{ KN.m} \geq M_u = 550.262 \text{ KN.m} \dots \therefore \text{O.K}$$

- 필요철근량 및 철근비 검토 -

소요등가응력깊이 : $a = 55.452 \text{ mm}$ 로 가정

필요 철근량 : $A_s = M_u / \{ \phi_f \cdot f_y \cdot (D - a/2) \} = 2828.045 \text{ mm}^2$

$a = (A_s \cdot f_y) / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot B) = 55.452 \text{ mm} \quad \therefore$ 가정과 비슷함 0.K

$P_{req} = [M_u / \{ \phi_f \cdot f_y \cdot (D - a/2) \}] / (B \cdot D) = 0.00471 \Rightarrow 4/3 P_{req} = 0.00628$

철근비검토 : $P_{min} \leq P \dots\dots\dots \therefore 0.K$

▷ 전단력 검토

$\phi_v \cdot V_c = \phi_v \cdot 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot B \cdot d / 1000 = 391.918 \text{ KN}$

$\phi_v \cdot V_c = 391.918 \text{ KN} > V_u \quad \therefore$ 전단철근 필요없음.

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

$M_{cr} = 299.562 \text{ KN.m}$ (사용하중 모멘트)

$n = E_s/E_c = 200000 / \{8500 \cdot (F_{ck} + \Delta f)^{1/3}\} = 8$

$p = A_s/(B \cdot D) = 0.00516$

$k = -np + \sqrt{((np)^2 + 2np)} = 0.249 \quad j = 0.917$

$x = k \cdot d = 149.418 \text{ mm}$

$f_c = 2 \cdot M_{cr} / (B \cdot x \cdot (D - x/3)) = 7.288 \text{ MPa}$

$f_s = M_{cr} / (A_s \cdot (D - x/3)) = 175.816 \text{ MPa}$

$f_{st} = f_s \cdot (H - D_{c_min} - x) / (D - x) = 175.816 \text{ MPa}$

최외단철근 소요중심간격

$s = \text{Min} [375 \cdot (210/f_{st}) - 2.5C_c, 300 \cdot (210/f_{st})] = 225.41 \text{ mm}$

...여기서.. $C_c = d_{c_min} - \text{주철근 직경}/2 = 89.00 \text{ mm}$

최외단철근 평균배근간격 = $125.00 \text{ mm} \leq 225.41 \text{ mm} \dots\dots \therefore 0.K$

3) 벽 체 하 부

$f_{ck} = 24.0 \text{ MPa} \quad f_y = 400.0 \text{ MPa}$

$\beta_1 = 0.850 \quad \phi_f = 0.85 \quad \phi_v = 0.80$

$p_{min} = \max(0.25\sqrt{f_{ck}}/f_y, 1.4/f_y) = 0.00350$

계수 모멘트 $M_u = 563.939 \text{ KN.m}$

계수 전단력 $V_u = 246.998 \text{ KN}$

단면의 두께 $H = 700.000 \text{ mm}$

단 위 폭 $B = 1000.000 \text{ mm}$

유효 깊이 $D = 620.000 \text{ mm}$

피복 두께 $D_c = 80.000 \text{ mm}$

▷ 휨모멘트 검토

- 휨강도 검토 -

사용철근량 = H22 @ 125 mm ($D_c = 80 \text{ mm}$)

$= 3096.800 \text{ mm}^2 \quad \therefore P = A_s/(B \cdot D) = 0.00499$

공칭강도시 등가응력깊이 $a = (A_s \cdot f_y) / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot B) = 60.722 \text{ mm}$

최외단 인장철근 변형률 $\epsilon_t = 0.02304 \geq 0.004 \dots\dots \therefore 0.K$

...여기서 $\epsilon_t = 0.003 \cdot (H - a/\beta_1 - D_{c_min}) / (a/\beta_1)$
 $0.005 \leq \epsilon_t$ 이므로 인장지배단면, $\phi_f = 0.85$ 를 적용한다.

$$\begin{aligned} \text{설계강도 } \phi M_n &= \phi_f \cdot f_y \cdot A_s \cdot (D - a/2) = 620838200.000 \text{ N.mm} \\ &= 620.838 \text{ KN.m} \geq M_u = 563.939 \text{ KN.m} \dots \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

- 필요철근량 및 철근비 검토 -

소요등가응력깊이 : $a = 54.885 \text{ mm}$ 로 가정
필요 철근량 : $A_s = M_u / \{ \phi_f \cdot f_y \cdot (D - a/2) \} = 2799.125 \text{ mm}^2$
 $a = (A_s \cdot f_y) / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot B) = 54.885 \text{ mm} \therefore$ 가정과 비슷함 O.K
 $P_{req} = [M_u / \{ \phi_f \cdot f_y \cdot (D - a/2) \}] / (B \cdot D) = 0.00451 \Rightarrow 4/3 P_{req} = 0.00602$
철근비검토 : $P_{min} \leq P \dots \therefore \text{O.K}$

▷ 전단력 검토

$$\begin{aligned} \phi_v \cdot V_c &= \phi_v \cdot 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot B \cdot d / 1000 = 404.982 \text{ KN} \\ \phi_v \cdot V_c &= 404.982 \text{ KN} > V_u \therefore \text{전단철근 필요없음.} \end{aligned}$$

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

$M_{cr} = 315.018 \text{ KN.m}$ (사용하중 모멘트)
 $n = E_s/E_c = 200000 / \{8500 \cdot (F_{ck} + \Delta f)^{1/3}\} = 8$
 $p = A_s/(B \cdot D) = 0.00499$
 $k = -np + \sqrt{((np)^2 + 2np)} = 0.246 \quad j = 0.918$
 $x = k \cdot d = 152.240 \text{ mm}$
 $f_c = 2 \cdot M_{cr} / (B \cdot x \cdot (D - x/3)) = 7.270 \text{ MPa}$
 $f_s = M_{cr} / (A_s \cdot (D - x/3)) = 178.697 \text{ MPa}$
 $f_{st} = f_s \cdot (H - D_{c_min} - x) / (D - x) = 178.697 \text{ MPa}$
최외단철근 소요중심간격
 $s = \text{Min} [375 \cdot (210/f_{st}) - 2.5C_c, 300 \cdot (210/f_{st})] = 268.19 \text{ mm}$
...여기서 $C_c = d_{c_min} - \text{주철근 직경}/2 = 69.00 \text{ mm}$
최외단철근 평균배근간격 = $125.00 \text{ mm} \leq 268.19 \text{ mm} \dots \therefore \text{O.K}$

4) 벽 체 중 앙 부

$$\begin{aligned} f_{ck} &= 24.0 \text{ MPa} & f_y &= 400.0 \text{ MPa} \\ \beta_1 &= 0.850 & \phi_f &= 0.85 & \phi_v &= 0.80 \\ p_{min} &= \max(0.25\sqrt{f_{ck}}/f_y, 1.4/f_y) = 0.00350 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{계수 모멘트 } M_u &= 87.458 \text{ KN.m} & \text{계수 전단력 } V_u &= 72.522 \text{ KN} \\ \text{단면의 두께 } H &= 500.000 \text{ mm} & \text{단 위 폭 } B &= 1000.000 \text{ mm} \\ \text{유효 깊이 } D &= 420.000 \text{ mm} & \text{피복 두께 } D_c &= 80.000 \text{ mm} \end{aligned}$$

▷ 휨모멘트 검토

- 휨강도 검토 -

사용철근량 = H22 @ 250 mm (Dc = 80 mm)
 $= 1548.400 \text{ mm}^2 \quad \therefore P = A_s / (B \cdot D) = 0.00369$
 공칭강도시 등가응력깊이 $a = (A_s \cdot f_y) / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot B) = 30.361 \text{ mm}$
 최외단 인장철근 변형률 $\epsilon_t = 0.03228 \geq 0.004 \dots \therefore \text{O.K}$
 ...여기서 $\epsilon_t = 0.003 \cdot (H - a / \beta_1 - D_{c_min}) / (a / \beta_1)$
 $0.005 \leq \epsilon_t$ 이므로 인장지배단면, $\phi_f = 0.85$ 를 적용한다.

설계강도 $\phi M_n = \phi_f \cdot f_y \cdot A_s \cdot (D - a/2) = 213119700.000 \text{ N.mm}$
 $= 213.120 \text{ KN.m} \geq M_u = 87.458 \text{ KN.m} \dots \therefore \text{O.K}$

- 필요철근량 및 철근비 검토 -

소요등가응력깊이 : $a = 12.186 \text{ mm}$ 로 가정
 필 요 철 근 량 : $A_s = M_u / \{ \phi_f \cdot f_y \cdot (D - a/2) \} = 621.470 \text{ mm}^2$
 $a = (A_s \cdot f_y) / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot B) = 12.186 \text{ mm} \quad \therefore$ 가정과 비슷함 O.K
 $P_{req} = [M_u / \{ \phi_f \cdot f_y \cdot (D - a/2) \}] / (B \cdot D) = 0.00148 \Rightarrow 4/3 P_{req} = 0.00197$
 철근비검토 : $P_{min} \leq P \dots \therefore \text{O.K}$

▷ 전단력 검토

$\phi_v \cdot V_c = \phi_v \cdot 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot B \cdot d / 1000 = 274.343 \text{ KN}$
 $\phi_v \cdot V_c = 274.343 \text{ KN} > V_u \quad \therefore$ 전단철근 필요없음.

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

$M_{cr} = 47.268 \text{ KN.m}$ (사용하중 모멘트)
 $n = E_s / E_c = 200000 / \{ 8500 \cdot (F_{ck} + \Delta f)^{1/3} \} = 8$
 $p = A_s / (B \cdot D) = 0.00369$
 $k = -np + \sqrt{((np)^2 + 2np)} = 0.215 \quad j = 0.928$
 $x = k \cdot d = 90.368 \text{ mm}$
 $f_c = 2 \cdot M_{cr} / (B \cdot x \cdot (D - x/3)) = 2.683 \text{ MPa}$
 $f_s = M_{cr} / (A_s \cdot (D - x/3)) = 78.300 \text{ MPa}$
 $f_{st} = f_s \cdot (H - D_{c_min} - x) / (D - x) = 78.300 \text{ MPa}$
 최외단철근 소요중심간격
 $s = \text{Min} [375 \cdot (210/f_{st}) - 2.5C_c, 300 \cdot (210/f_{st})] = 804.60 \text{ mm}$
 ...여기서 $C_c = d_{c_min} - \text{주철근 직경}/2 = 69.00 \text{ mm}$

최외단철근 평균배근간격 = $250.00 \text{ mm} \leq 804.60 \text{ mm} \dots \therefore \text{O.K}$

▷ 벽체 수평(온도)철근 검토

수평철근 직경 : H16

수평철근 간격 : 200 mm
 사용 수평철근량 : 993.000 mm²
 소요 수평철근비 = 0.25 %, (최소 수평철근비 = 0.20 %)

콘크리트의 수화열, 온도변화, 건조수축 등을 고려하여 부재의 한면에 대하여 H16@200mm 를 각각 배근하면

$$\text{사용수평철근비} = 2 \times A_s / (B \cdot H) = 0.284 \% \geq 0.25 \% \quad \therefore \text{O.K}$$

▷ 저판 수평(온도)철근 검토

수평철근 직경 : H19
 수평철근 간격 : 250 mm
 사용 수평철근량 : 1146.000 mm²
 최소 수평철근비 = 0.25 %

콘크리트의 수화열, 온도변화, 건조수축 등을 고려하여 부재의 한면에 대하여 H19@250mm 를 각각 배근하면

$$\text{사용수평철근비} = 2 \times A_s / (B \cdot H) = 0.327 \% \geq 0.25 \% \quad \therefore \text{O.K}$$

5. 결 과 요 약

5.1 직접기초 안정검토 결과

(단위 : KN,m)

구 분	전 도			활 동			지 지 력		
	작용편심	허용편심	비고	안전율	허용치	비고	최대반력	허용지지력	비고
상 시	0.499	0.733	0.K	1.880	1.500	0.K	213.576	300.000	0.K
지진시	1.158	1.467	0.K	1.450	1.200	0.K	336.706	450.000	0.K

5.2 단면검토 결과

1) 부재력 검토 요약

(단위 : KN,m)

구 분	휨 모 멘 트			전 단 력			최외단 배근 간격(mm)		
	Mu	ØMn	비고	Vu	ØVn	비고	S _{st}	Sa	비고
앞 굽 판	75.19	159.95	0.K	208.00	391.92	0.K	544.5	250.0	0.K
뒷 굽 판	550.26	599.78	0.K	249.14	391.92	0.K	225.4	125.0	0.K

벽체 하부	563.94	620.84	0.K	247.00	404.98	0.K	268.2	125.0	0.K
벽체 중앙	87.46	213.12	0.K	72.52	274.34	0.K	804.6	250.0	0.K

2) 사용 철근량 요약

구 분	횡 철 근 량			전 단 철 근 량		
	철근배근	피복(mm)	철근량(mm ²)	철근배근	간격(mm)	철근량(mm ²)
앞 굽 판	H16 @ 250mm	100.0	794.400	H13 x 4.000Leg	500.0	506.800
뒷 굽 판	H22 @ 125mm	100.0	3096.800	H13 x 4.000Leg	500.0	506.800
벽체 하부	H22 @ 125mm	80.0	3096.800	H13 x 4.000Leg	400.0	506.800
벽체 중앙	H22 @ 250mm	80.0	1548.400	H13 x 4.000Leg	400.0	506.800

▶ PE골재30%혼합토

1. 일 반 단 면

1.1 옹벽의 제원

옹 벽 형 식 : 역 T 형 옹 벽

기 초 형 식 : 직 접 기 초

옹 벽 높 이 : $H = 7.000 \text{ M}$

옹 벽 저 판 : $B = 4.400 \text{ M}$

1.2 내진설계

지진 구역 계수 : 0.110

위 험 도 계 수 : 1.400

가속도 계수 A : 0.154

수평지진계수 K_h : 0.077

2. 설 계 조 건

2.1 사용재료

콘크리트 : $f_{ck} = 24.0 \text{ MPa}$

철 근 : $f_y = 400.0 \text{ MPa}$

2.2 지반조건

콘크리트의 단위 중량(γ_c) : 24.500 KN/m^3

뒷채움흙의 단위 중량(γ_t) : 17.000 KN/m^3

뒷채움흙의 내부마찰각(ϕ_1) : 47.000°

지지지반의 내부마찰각(ϕ_2) : 30.000°

지지지반의 점 착 력(C) : 15.000 KN/m^2

뒷채움흙의 경 사 각(α) : 0.000°

뒷채움 성토 : 수평 (LEVEL)

옹벽전면의 토 피 고(D_f) : 1.000 m

2.3 사용토압

상 시 : 안정 검토시 - Rankine 토압

단면 검토시 - Coulomb 토압

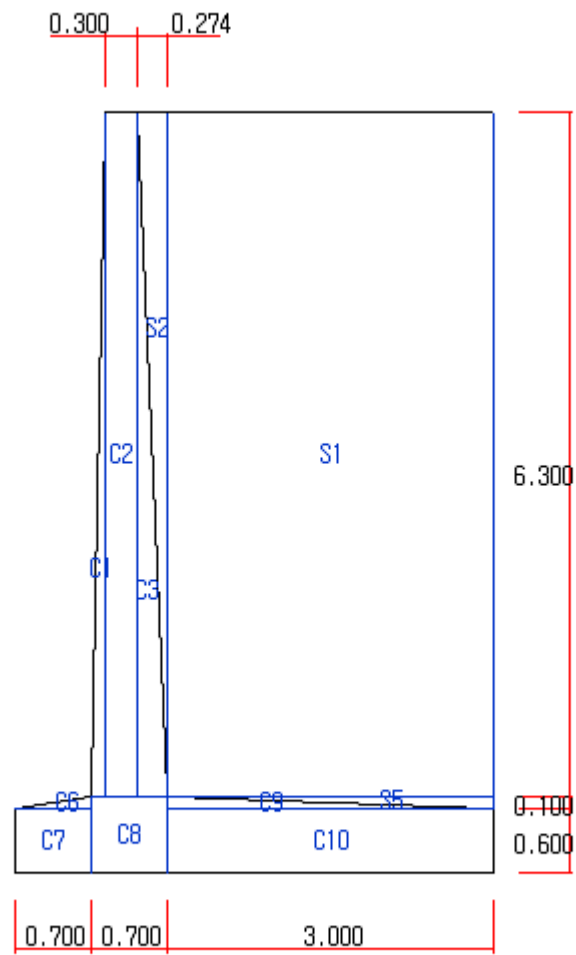
지진시 : 안정 검토시 - Mononobe-Okabe 토압

단면 검토시 - Mononobe-Okabe 토압

2.4 과재하중

과재하중 : $q = 10.00 \text{ KN/m}^2$

2.5 검토단면



H = 7.000 M B = 4.400 M $\alpha = 0.000^\circ$

< Fig.1 >

3. 안정계산

3.1 안정검토용 하중계산

1) 자중 및 재토하중 계산

구분	A	γ	W	Kh	H	x	y	Mr	Mo
C1	0.397	24.5	9.72	0.077	0.75	0.784	2.800	7.62	2.10
C2	1.890	24.5	46.31	0.077	3.57	0.976	3.850	45.19	13.73
C3	0.863	24.5	21.15	0.077	1.63	1.217	2.800	25.74	4.559
C4	0.000	24.5	0.00	0.077	0.00	1.113	0.700	0.00	0.00
C5	0.000	24.5	0.00	0.077	0.00	1.400	0.700	0.00	0.00
C6	0.035	24.5	0.86	0.077	0.07	0.467	0.633	0.40	0.04
C7	0.420	24.5	10.29	0.077	0.79	0.350	0.300	3.60	0.24
C8	0.490	24.5	12.01	0.077	0.92	1.050	0.350	12.61	0.32
C9	0.150	24.5	3.68	0.077	0.28	2.400	0.633	8.82	0.18
C10	1.800	24.5	44.10	0.077	3.40	2.900	0.300	127.89	1.02
소계	6.045		148.10		11.40			231.88	22.18
S1	18.900	17.0	321.30	0.077	24.74	2.900	3.850	931.77	95.25
S2	0.863	17.0	14.67	0.077	1.13	1.309	4.900	19.20	5.54
S3	0.000	17.0	0.00	0.077	0.00	1.400	0.700	0.00	0.00
S4	0.000	17.0	0.00	0.077	0.00	2.900	0.700	0.00	0.00
S5	0.150	17.0	2.55	0.077	0.20	3.400	0.667	8.67	0.13
소계	19.913		338.52		26.07			959.64	100.92
총계			486.63		37.47			1191.52	123.10

2) 토압계산

① 상시 주동토압계산 (Rankine)

뒷채움흙의 내부마찰각(Φ) : 47.000°

뒷채움흙의 경사각(α) : 0.000°

$$K_a = \cos \alpha \times \frac{\cos \alpha - \sqrt{(\cos^2 \alpha - \cos^2 \Phi)}}{\cos \alpha + \sqrt{(\cos^2 \alpha - \cos^2 \Phi)}}$$

$$= 0.155$$

$$P_a = 1/2 \times K_a \times \gamma t \times H^2 \times \cos \alpha$$

$$= 1/2 \times 0.155 \times 17.0 \times 7.000^2 \times \cos(0.000^\circ)$$

$$= 64.626 \text{ KN/m}$$

$$y = H / 3 = 7.000 / 3$$

$$= 2.333 \text{ m}$$

$$M_o = P_a \times y = 64.626 \times 2.333$$

$$= 150.795 \text{ KN.m}$$

② 지진시 주동토압계산 (Mononobe-Okabe)

옹벽배면의 수직에 대한 각 β : $= 0.000^\circ$

흙과 옹벽사이의 마찰각 δ : $= 0.000^\circ$ (안정계산시)

$\Theta = \tan^{-1}(K_h/(1-k_v))$ 여기서 K_h 는 수평지진계수

$$K_{ae} = \frac{\cos^2 (\Phi - \Theta - \beta)}{\cos \Theta \times \cos^2 \beta \times \cos (\delta + \beta + \Theta) \times \left[1 + \frac{\sqrt{(\sin(\Phi + \delta) \times \sin(\Phi - \Theta - \alpha))}}{\sqrt{(\cos(\delta + \beta + \Theta) \times \cos(\alpha - \beta))}} \right]^2}$$

$$= 0.188$$

$$P_{ae} = 1/2 \times K_{ae} \times \gamma t \times H^2$$

$$= 1/2 \times 0.188 \times 17.0 \times 7.000^2$$

$$= 78.135 \text{ KN/m}$$

$$y = H / 2 = 7.000 / 2$$

$$= 3.500 \text{ m}$$

$$M_o = P_{ae} \times y = 78.135 \times 3.500$$

$$= 273.473 \text{ KN.m}$$

3) 과재하중

$$q = 10.00 \text{ KN/m}^2$$

$$P_h = K_a \times q \times H = 0.155 \times 10.00 \times 7.000 = 10.862 \text{ KN/m}$$

$$P_v = 32.740 \text{ KN/m}$$

$$y = H / 2 = 3.500 \text{ m}$$

$$\chi = 2.763 \text{ m}$$

$$M_o = P_h \times y = 38.016 \text{ KN.m}$$

$$M_r = P_v \times \chi = 90.461 \text{ KN.m}$$

3.2 안정검토용 하중집계

1) 상시 하중집계

구 분	V(KN)	H(KN)	Mr(KN.m)	Mo(KN.m)
콘크리트 자중	148.103	0.000	231.876	0.000
재하토사 자중	338.523	0.000	959.642	0.000
토 압	0.000	64.626	0.000	150.795
과 재 하 중	32.740	10.862	90.461	38.016
Σ	519.365	75.488	1281.978	188.811

2) 지진시 하중집계

구 분	V(KN)	H(KN)	Mr(KN.m)	Mo(KN.m)
콘크리트 자중	148.103	11.404	231.876	22.184
재하토사 자중	338.523	26.066	959.642	100.916
토 압	0.000	78.135	0.000	273.473

Σ	486.625	115.605	1191.518	396.573

3.3 전도에 대한 안정검토

1) 상시 안정검토

$$\Sigma V = 519.365 \text{ KN}$$

$$\Sigma Mr = 1281.978 \text{ KN.m}$$

$$\Sigma Mo = 188.811 \text{ KN.m}$$

$$\begin{aligned} e &= B/2 - (\Sigma Mr - \Sigma Mo) / \Sigma V \\ &= 4.400 / 2 - (1281.978 - 188.811) / 519.365 \\ &= 0.095 \text{ m} \leq B/6 = 0.733 \text{ m} \quad \therefore \text{사다리꼴 반력분포} \end{aligned}$$

▷ 편심 검토

$$e = 0.095 \text{ m} \leq B/6 = 0.733 \text{ m} \quad \therefore \text{O.K}$$

▷ 안전율 검토

$$\begin{aligned} S.F &= \Sigma Mr / \Sigma Mo = 1281.978 / 188.811 \\ &= 6.790 \geq 2.0 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

2) 지진시 안정검토

$$\Sigma V = 486.625 \text{ KN}$$

$$\Sigma Mr = 1191.518 \text{ KN.m}$$

$$\Sigma Mo = 396.573 \text{ KN.m}$$

$$\begin{aligned} e &= B/2 - (\Sigma Mr - \Sigma Mo) / \Sigma V \\ &= 4.400 / 2 - (1191.518 - 396.573) / 486.625 \\ &= 0.566 \text{ m} \leq B/6 = 0.733 \text{ m} \quad \therefore \text{사다리꼴 반력분포} \end{aligned}$$

▷ 편심 검토

$$e = 0.566 \text{ m} \leq B/3 = 1.467 \text{ m} \quad \therefore \text{O.K}$$

3.4 지지력에 대한 안정검토

1) 지지지반의 조건

지지지반의 내부마찰각 : 30.000 °

지지지반의 단위 중량 : 19.0 KN/m³

지지지반의 점 착 력 : 15.0 KN/m²
성토지반의 단위 중량 : 17.0 KN/m³
기초의 유효 근입깊이 : 1.000 m

2) 상시 안정검토

① 지지지반의 허용지지력

지반의 허용지지력 $q_a = 300.000 \text{ KN/m}^2$

② 지반반력 검토

지반반력이 사다리꼴 분포이므로

$$Q_1 = \sum V / (B \cdot L) \times (1 + 6e / B) = 133.359 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_2 = \sum V / (B \cdot L) \times (1 - 6e / B) = 102.717 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{\max} = 133.359 \leq q_a \quad \therefore \text{O.K}$$

3) 지진시 안정검토

① 지지지반의 허용지지력

지반의 허용지지력 $q_{ae} = 450.000 \text{ KN/m}^2$

② 지반반력 검토

지반반력이 사다리꼴 분포이므로

$$Q_1 = \sum V / (B \cdot L) \times (1 + 6e / B) = 196.019 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_2 = \sum V / (B \cdot L) \times (1 - 6e / B) = 25.174 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{\max} = 196.019 \leq q_{ae} \quad \therefore \text{O.K}$$

3.5 활동에 대한 안정검토

1) 검토조건

암과 콘크리트의 경우

마찰계수 $\mu = \tan(\phi_B) = 0.600$

기초와 지반사이의 조건이 암과 콘크리트인 경우 점착력은 무시한다.

2) 상시 안정검토

$$\sum V = 519.365 \text{ KN}$$

$$\sum H = 75.488 \text{ KN}$$

$$H_r = C \times A_e + \sum V \times \mu = 0.000 + 311.619 = 311.619 \text{ KN}$$

▷ 안전율 검토

$$\begin{aligned} S.F &= \sum H_r / \sum H = 311.619 / 75.488 \\ &= 4.128 \geq 1.5 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

3) 지진시 안정검토

$$\sum V = 486.625 \text{ KN}$$

$$\sum H = 115.605 \text{ KN}$$

$$H_r = C \times A_e + \sum V \times \mu = 0.000 + 291.975 = 291.975 \text{ KN}$$

▷ 안전율 검토

$$\begin{aligned} S.F &= \sum H_r / \sum H = 291.975 / 115.605 \\ &= 2.526 \geq 1.2 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

4. 단 면 검 토

4.1 하 중 조 합

LCB 1 : 상 시 계수하중 (1.3D+2.15L+1.7H)

LCB 2 : 지진시 계수하중 (1.0D+1.0H+1.0E)

LCB 3 : 상 시 사용하중 (1.0D+1.0L+1.0H)

4.2 기초단면검토용 지반의 반력계산

작용계수하중은 '3.2 안정검토용 하중집계'를 참조

(1) LCB 1 : 상 시 계수하중 (1.3D+2.15L+1.7H)

$$\sum V = 703.004 \text{ KN}$$

$$\sum M_r = 1743.463 \text{ KN.m}$$

$$\sum M_o = 338.085 \text{ KN.m}$$

$$\begin{aligned} e &= B/2 - (\sum M_r - \sum M_o) / \sum V \\ &= 4.400 / 2 - (1743.463 - 338.085) / 703.004 \\ &= 0.201 \text{ m} \leq B/6 \quad \therefore \text{사다리꼴 반력분포} \end{aligned}$$

$$Q_1 = \sum V / (B \cdot L) \times (1 + 6e / B) = 203.543 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_2 = \sum V / (B \cdot L) \times (1 - 6e / B) = 116.004 \text{ KN/m}^2$$

(2) LCB 2 : 지진시 계수하중 (1.0D+1.0H+1.0E)

$$\sum V = 486.625 \text{ KN}$$

$$\sum M_r = 1191.518 \text{ KN.m}$$

$$\sum M_o = 396.573 \text{ KN.m}$$

$$\begin{aligned} e &= B/2 - (\sum M_r - \sum M_o) / \sum V \\ &= 4.400 / 2 - (1191.518 - 396.573) / 486.625 \\ &= 0.566 \text{ m} \leq B/6 \quad \therefore \text{사다리꼴 반력분포} \end{aligned}$$

$$Q_1 = \sum V / (B \cdot L) \times (1 + 6e / B) = 196.019 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_2 = \sum V / (B \cdot L) \times (1 - 6e / B) = 25.174 \text{ KN/m}^2$$

(3) LCB 3 : 상 시 사용하중 (1.0D+1.0L+1.0H)

사용하중 반력은 안정검토시 반력 참조

4.3 단면검토용 하중계산

1) 앞굽판 단면력

(단위 : KN, m)

구 분	앞굽자중	지반반력	총 계
LCB1			
전단력	-14.492	137.606	123.114
모멘트	-4.942	48.731	43.789
LCB2			
전단력	-11.148	127.701	116.553
모멘트	-3.802	45.805	42.003
LCB3			
전단력	-11.148	91.645	80.497
모멘트	-3.802	32.275	28.473

2) 뒷굽판 단면력

(단위 : KN, m)

구 분	뒷굽자중	재토자중	과재하중	지반반력	연직토압	총 계
LCB1						
전단력	62.108	421.005	64.500	-437.541	0.000	110.072
모멘트	90.773	633.165	96.750	-611.547	0.000	209.141

	전단력	47.775	323.850	0.000	-250.250	0.000	121.375
LCB2							
	모멘트	69.825	487.050	0.000	-288.011	0.000	268.864
	전단력	47.775	323.850	30.000	-339.488	0.000	62.137
LCB3							
	모멘트	69.825	487.050	45.000	-493.563	0.000	108.312

3) 벽체 단면력

(1) 토압계수 계산

㉠ 상시 주동토압계산 (Coulomb)

뒷채움흙의 내부마찰각(Φ) : 47.000 °

뒷채움흙의 경사각(α) : 0.000 °

흙과 콘크리트의 마찰각(δ) : 15.667 °

옹벽배면의 연직경사각(Θ) : 2.490 °

$$K_a = \frac{\cos^2(\Phi - \Theta)}{\cos^2 \Theta \cdot \cos(\Theta + \delta) \times \left[1 + \frac{\sqrt{(\sin(\Phi + \delta) \cdot \sin(\Phi - \alpha))}}{\sqrt{(\cos(\Theta + \delta) \cdot \cos(\Theta - \alpha))}} \right]^2}$$

$$= 0.161$$

$$K_{ah} = 0.161 \times \cos(15.667^\circ + 2.490^\circ) = 0.153$$

㉢ 지진시 주동토압계산 (Mononobe-Okabe)

옹벽배면의 수직에 대한 각 β : 2.490 °

흙과 옹벽사이의 마찰각 δ : 0.000 ° (단면검토시)

$\Theta = \tan^{-1}(K_h / (1 - k_v))$ 여기서 K_h 는 수평지진계수

$$K_{ae} = \frac{\cos^2(\Phi - \Theta - \beta)}{\cos \Theta \times \cos^2 \beta \times \cos(\delta + \beta + \Theta) \times \left[1 + \frac{\sqrt{(\sin(\Phi + \delta) \times \sin(\Phi - \Theta - \alpha))}}{\sqrt{(\cos(\delta + \beta + \Theta) \times \cos(\alpha - \beta))}} \right]^2}$$

$$= 0.203$$

$$K_{aeh} = 0.203 \times \cos(2.490^\circ) = 0.203$$

(2) 토압에 의한 벽체 단면력계산

㉠ 상시 벽체 단면력

i) 벽체 하부 (C-C)

$$\begin{aligned} P_a &= 1/2 \times K_{ah} \times \gamma \times t \times H^2 \\ &= 1/2 \times 0.153 \times 17.0 \times 6.300^2 = 51.481 \text{ KN/m} \end{aligned}$$

$$y = H / 3 = 6.300 / 3 = 2.100 \text{ m}$$

$$M_o = P_a \times y = 51.481 \times 2.100 = 108.111 \text{ KN.m}$$

ii) 벽체 중앙부 (D-D)

$$\begin{aligned} P_a &= 1/2 \times K_{ah} \times \gamma \times t \times H^2 \\ &= 1/2 \times 0.153 \times 17.0 \times 3.150^2 = 12.870 \text{ KN/m} \end{aligned}$$

$$y = H / 3 = 3.150 / 3 = 1.050 \text{ m}$$

$$M_o = P_a \times y = 12.870 \times 1.050 = 13.514 \text{ KN.m}$$

㉡ 지진시 벽체 단면력

i) 벽체 하부 (C-C)

$$\begin{aligned} P_{ae} &= 1/2 \times K_{aeh} \times \gamma \times t \times H^2 \\ &= 1/2 \times 0.203 \times 17.0 \times 6.300^2 = 68.534 \text{ KN/m} \end{aligned}$$

$$y = H / 2 = 6.300 / 2 = 3.150 \text{ m}$$

$$M_o = P_{ae} \times y = 68.534 \times 3.150 = 215.881 \text{ KN.m}$$

ii) 벽체 중앙부 (D-D)

$$\begin{aligned} P_{ae} &= 1/2 \times K_{aeh} \times \gamma \times t \times H^2 \\ &= 1/2 \times 0.203 \times 17.0 \times 3.150^2 = 17.133 \text{ KN/m} \end{aligned}$$

$$y = H / 2 = 3.150 / 2 = 1.575 \text{ m}$$

$$M_o = P_{ae} \times y = 17.133 \times 1.575 = 26.985 \text{ KN.m}$$

(3) 과재하중에 의한 벽체단면력 계산

㉠ 상시 벽체 단면력

$$q = 10.00 \text{ KN/m}^2$$

i) 벽체 하부 (C-C)

$$Ph1 = Kah \times q \ell \times H = 0.153 \times 10.00 \times 6.300 = 9.614 \text{ KN/m (활하중)}$$

$$Ph2 = Kah \times q_d \times H = 0.153 \times 0.00 \times 6.300 = 0.000 \text{ KN/m (고정하중)}$$

$$y = H / 2 = 3.150 \text{ m}$$

$$Mo1 = Ph1 \times y = 30.283 \text{ KN.m}$$

$$Mo2 = Ph2 \times y = 0.000 \text{ KN.m}$$

ii) 벽체 중앙부 (D-D)

$$Ph1 = Kah \times q \ell \times H = 0.153 \times 10.00 \times 3.150 = 4.807 \text{ KN/m (활하중)}$$

$$Ph2 = Kah \times q_d \times H = 0.153 \times 0.00 \times 3.150 = 0.000 \text{ KN/m (고정하중)}$$

$$y = H / 2 = 1.575 \text{ m}$$

$$Mo1 = Ph1 \times y = 7.571 \text{ KN.m}$$

$$Mo2 = Ph2 \times y = 0.000 \text{ KN.m}$$

㉢ 지진시 벽체 단면력

과재고정하중이 없으므로 단면력을 고려하지 않는다.

(4) 지진시 벽체의 관성력에 의한 단면력 계산

(단위 : KN, m)

구분	A	γ	W	Kh	H	y	M
C1	0.397	24.5	9.724	0.077	0.749	2.100	1.572
C2	1.890	24.5	46.305	0.077	3.565	3.150	11.231
C3	0.863	24.5	21.146	0.077	1.628	2.100	3.419
합 계 (벽체 하부)			77.175		5.942		16.223
C1	0.099	24.5	2.431	0.077	0.187	1.050	0.197
C2	0.945	24.5	23.153	0.077	1.783	1.575	2.808
C3	0.216	24.5	5.286	0.077	0.407	1.050	0.427
합 계 (벽체 중앙부)			30.870		2.377		3.432

▷ 벽체 하단 단면력 계산

(단위 : KN, m)

구분	항목	횡토폰	과재하중	관성력	총계
LCB1	전단력	87.519	20.670	0.000	108.188
	모멘트	183.789	65.109	0.000	248.898
LCB2	전단력	68.534	0.000	5.942	74.476
	모멘트	215.881	0.000	16.223	232.104
LCB3	전단력	51.481	9.614	0.000	61.095
	모멘트	108.111	30.283	0.000	138.394

▷ 벽체 중간부 단면력 계산

(단위 : KN, m)

구분	항목	횡토폰	과재하중	관성력	총계
LCB1	전단력	21.880	10.335	0.000	32.214
	모멘트	22.974	16.277	0.000	39.251
LCB2	전단력	17.133	0.000	2.377	19.510
	모멘트	26.985	0.000	3.432	30.417
LCB3	전단력	12.870	4.807	0.000	17.677
	모멘트	13.514	7.571	0.000	21.085

4.4 단면검토용 하중집계

상시와 지진시 단면력중 최대값으로 단면력을 정리하면 다음과 같다.
 균열검토는 상시의 사용하중으로 검토한다.

(단위 : KN, m)

구 분	Mu	Mcr	Vu
앞 굽 판 (A-A)	43.789	28.473	123.114
뒷 굽 판 (B-B)	248.898	108.312	121.375
벽 체 하 부 (C-C)	248.898	138.394	108.188
벽체 중앙부 (D-D)	39.251	21.085	32.214

(단, 저판에 작용하는 휨모멘트의 크기는 전면벽과 뒷굽판과의
접속점의 모멘트평형조건에 의하여 전면벽에 작용하는 휨모멘트를
초과하지 않는다.- 웅벽표준도작성연구용역 종합보고서, 1998. 건교부)

4.5 단 면 검 토

1) 앞 굽 판

$$\begin{aligned}
 f_{ck} &= 24.0 \text{ MPa} & f_y &= 400.0 \text{ MPa} \\
 \beta_1 &= 0.850 & \phi_f &= 0.85 & \phi_v &= 0.80 \\
 p_{min} &= \max(0.25 \sqrt{f_{ck}}/f_y, 1.4/f_y) = 0.00350
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{계수 모멘트 } M_u &= 43.789 \text{ KN.m} & \text{계수 전단력 } V_u &= 123.114 \text{ KN} \\
 \text{단면의 두께 } H &= 700.000 \text{ mm} & \text{단 위 폭 } B &= 1000.000 \text{ mm} \\
 \text{유효 깊이 } D &= 600.000 \text{ mm} & \text{피 복 두께 } D_c &= 100.000 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

▷ 휨모멘트 검토

- 휨강도 검토 -

$$\begin{aligned}
 \text{사용철근량} &= \text{H16 @ 250 mm} \quad (D_c = 100 \text{ mm}) \\
 &= 794.400 \text{ mm}^2 \quad \therefore P = A_s / (B \cdot D) = 0.00132 \\
 \text{공칭강도시 등가응력깊이 } a &= (A_s \cdot f_y) / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot B) = 15.576 \text{ mm} \\
 \text{최외단 인장철근 변형률 } \epsilon_t &= 0.09523 \geq 0.004 \quad \therefore \text{O.K} \\
 \dots \text{여기서 } \epsilon_t &= 0.003 \cdot (H - a / \beta_1 - D_{c_min}) / (a / \beta_1) \\
 0.005 \leq \epsilon_t &\text{ 이므로 인장지배단면, } \phi_f = 0.85 \text{를 적용한다.}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{설계강도 } \phi M_n &= \phi_f \cdot f_y \cdot A_s \cdot (D - a/2) = 159954000.000 \text{ N.mm} \\
 &= 159.954 \text{ KN.m} \geq M_u = 43.789 \text{ KN.m} \quad \therefore \text{O.K}
 \end{aligned}$$

- 필요철근량 및 철근비 검토 -

소요등가응력깊이 : $a = 4.224 \text{ mm}$ 로 가정

필요 철근량 : $A_s = M_u / \{ \phi_f \cdot f_y \cdot (D-a/2) \} = 215.409 \text{ mm}^2$

$a = (A_s \cdot f_y) / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot B) = 4.224 \text{ mm} \quad \therefore$ 가정과 비슷함 0.K

$P_{req} = [M_u / \{ \phi_f \cdot f_y \cdot (D-a/2) \}] / (B \cdot D) = 0.00036 \Rightarrow 4/3 P_{req} = 0.00048$

철근비검토 : $4/3 P_{req} \leq P \leq P_{min} \quad \therefore 0.K$

▷ 전단력 검토

$\phi_v \cdot V_c = \phi_v \cdot 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot B \cdot d / 1000 = 391.918 \text{ KN}$

$\phi_v \cdot V_c = 391.918 \text{ KN} > V_u \quad \therefore$ 전단철근 필요없음.

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

$M_{cr} = 28.473 \text{ KN.m}$ (사용하중 모멘트)

$n = E_s/E_c = 200000 / \{8500 \cdot (F_{ck} + \Delta f)^{1/3}\} = 8$

$p = A_s/(B \cdot D) = 0.00132$

$k = -np + \sqrt{((np)^2 + 2np)} = 0.135 \quad j = 0.955$

$x = k \cdot d = 81.204 \text{ mm}$

$f_c = 2 \cdot M_{cr} / (B \cdot x \cdot (D - x/3)) = 1.224 \text{ MPa}$

$f_s = M_{cr} / (A_s \cdot (D - x/3)) = 62.559 \text{ MPa}$

$f_{st} = f_s \cdot (H - D_{c_min} - x) / (D - x) = 62.559 \text{ MPa}$

최외단철근 소요중심간격

$s = \text{Min} [375 \cdot (210/f_{st}) - 2.5C_c, 300 \cdot (210/f_{st})] = 1007.04 \text{ mm}$

...여기서.. $C_c = d_{c_min} - \text{주철근 직경}/2 = 92.00 \text{ mm}$

최외단철근 평균배근간격 = $250.00 \text{ mm} \leq 1007.04 \text{ mm} \quad \therefore 0.K$

2) 뒷 판

$f_{ck} = 24.0 \text{ MPa} \quad f_y = 400.0 \text{ MPa}$

$\beta_1 = 0.850 \quad \phi_f = 0.85 \quad \phi_v = 0.80$

$p_{min} = \max(0.25 \sqrt{f_{ck}}/f_y, 1.4/f_y) = 0.00350$

계수 모멘트 $M_u = 248.898 \text{ KN.m}$

계수 전단력 $V_u = 121.375 \text{ KN}$

단면의 두께 $H = 700.000 \text{ mm}$

단 위 폭 $B = 1000.000 \text{ mm}$

유효 깊이 $D = 600.000 \text{ mm}$

피복 두께 $D_c = 100.000 \text{ mm}$

▷ 휨모멘트 검토

- 휨강도 검토 -

사용철근량 = H16 @ 125 mm ($D_c = 100 \text{ mm}$)

$= 1588.800 \text{ mm}^2 \quad \therefore P = A_s/(B \cdot D) = 0.00265$

공칭강도시 등가응력깊이 $a = (A_s \cdot f_y) / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot B) = 31.153 \text{ mm}$

최외단 인장철근 변형률 $\epsilon_t = 0.04611 \geq 0.004 \dots \therefore 0.K$

...여기서 $\epsilon_t = 0.003 \cdot (H - a/\beta_1 - D_{c_min}) / (a/\beta_1)$
 $0.005 \leq \epsilon_t$ 이므로 인장지배단면, $\phi_f = 0.85$ 를 적용한다.

설계강도 $\phi M_n = \phi_f \cdot f_y \cdot A_s \cdot (D - a/2) = 315701000.000 \text{ N.mm}$
 $= 315.701 \text{ KN.m} \geq M_u = 248.898 \text{ KN.m} \dots \therefore 0.K$

- 필요철근량 및 철근비 검토 -

소요등가응력깊이 : $a = 24.420 \text{ mm}$ 로 가정

필요 철근량 : $A_s = M_u / \{ \phi_f \cdot f_y \cdot (D - a/2) \} = 1245.432 \text{ mm}^2$

$a = (A_s \cdot f_y) / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot B) = 24.420 \text{ mm} \therefore$ 가정과 비슷함 0.K

$P_{req} = [M_u / \{ \phi_f \cdot f_y \cdot (D - a/2) \}] / (B \cdot D) = 0.00208 \Rightarrow 4/3 P_{req} = 0.00277$

철근비검토 : $P < P_{min} \dots \therefore N.G$

▷ 전단력 검토

$\phi_v \cdot V_c = \phi_v \cdot 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot B \cdot d / 1000 = 391.918 \text{ KN}$

$\phi_v \cdot V_c = 391.918 \text{ KN} > V_u \therefore$ 전단철근 필요없음.

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

$M_{cr} = 108.312 \text{ KN.m}$ (사용하중 모멘트)

$n = E_s/E_c = 200000 / \{8500 \cdot (F_{ck} + \Delta f)^{1/3}\} = 8$

$p = A_s/(B \cdot D) = 0.00265$

$k = -np + \sqrt{((np)^2 + 2np)} = 0.186 \quad j = 0.938$

$x = k \cdot d = 111.443 \text{ mm}$

$f_c = 2 \cdot M_{cr} / (B \cdot x \cdot (D - x/3)) = 3.454 \text{ MPa}$

$f_s = M_{cr} / (A_s \cdot (D - x/3)) = 121.119 \text{ MPa}$

$f_{st} = f_s \cdot (H - D_{c_min} - x) / (D - x) = 121.119 \text{ MPa}$

최외단철근 소요중심간격

$s = \text{Min} [375 \cdot (210/f_{st}) - 2.5C_c, 300 \cdot (210/f_{st})] = 420.19 \text{ mm}$

...여기서 $C_c = d_{c_min} - \text{주철근 직경}/2 = 92.00 \text{ mm}$

최외단철근 평균배근간격 = $125.00 \text{ mm} \leq 420.19 \text{ mm} \dots \therefore 0.K$

3) 벽 체 하 부

$f_{ck} = 24.0 \text{ MPa} \quad f_y = 400.0 \text{ MPa}$

$\beta_1 = 0.850 \quad \phi_f = 0.85 \quad \phi_v = 0.80$

$p_{min} = \max(0.25\sqrt{f_{ck}}/f_y, 1.4/f_y) = 0.00350$

계수 모멘트 $M_u = 248.898 \text{ KN.m}$

계수 전단력 $V_u = 108.188 \text{ KN}$

단면의 두께 $H = 700.000 \text{ mm}$

단 위 폭 $B = 1000.000 \text{ mm}$

유효 깊이 $D = 620.000 \text{ mm}$

피복 두께 $D_c = 80.000 \text{ mm}$

▷ 휨모멘트 검토

- 휨강도 검토 -

사용철근량 = H16 @ 125 mm (Dc = 80 mm)
 $= 1588.800 \text{ mm}^2 \quad \therefore P = A_s / (B \cdot D) = 0.00256$
 공칭강도시 등가응력깊이 $a = (A_s \cdot f_y) / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot B) = 31.153 \text{ mm}$
 최외단 인장철근 변형률 $\epsilon_t = 0.04775 \geq 0.004 \dots \therefore 0.K$
 $\dots$ 여기서 $\epsilon_t = 0.003 \cdot (H - a / \beta_1 - D_{c_min}) / (a / \beta_1)$
 $0.005 \leq \epsilon_t$ 이므로 인장지배단면, $\phi_f = 0.85$ 를 적용한다.

설계강도 $\phi M_n = \phi_f \cdot f_y \cdot A_s \cdot (D - a/2) = 326504700.000 \text{ N.mm}$
 $= 326.505 \text{ KN.m} \geq M_u = 248.898 \text{ KN.m} \dots \therefore 0.K$

- 필요철근량 및 철근비 검토 -

소요등가응력깊이 : $a = 23.601 \text{ mm}$ 로 가정
 필 요 철 근 량 : $A_s = M_u / \{ \phi_f \cdot f_y \cdot (D - a/2) \} = 1203.639 \text{ mm}^2$
 $a = (A_s \cdot f_y) / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot B) = 23.601 \text{ mm} \quad \therefore$ 가정과 비슷함 0.K
 $P_{req} = [M_u / \{ \phi_f \cdot f_y \cdot (D - a/2) \}] / (B \cdot D) = 0.00194 \Rightarrow 4/3 P_{req} = 0.00259$
 철근비검토 : $P < P_{min} \dots \therefore N.G$

▷ 전단력 검토

$\phi_v \cdot V_c = \phi_v \cdot 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot B \cdot d / 1000 = 404.982 \text{ KN}$
 $\phi_v \cdot V_c = 404.982 \text{ KN} > V_u \quad \therefore$ 전단철근 필요없음.

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

$M_{cr} = 138.394 \text{ KN.m}$ (사용하중 모멘트)
 $n = E_s / E_c = 200000 / \{ 8500 \cdot (F_{ck} + \Delta f)^{1/3} \} = 8$
 $p = A_s / (B \cdot D) = 0.00256$
 $k = -np + \sqrt{((np)^2 + 2np)} = 0.183 \quad j = 0.939$
 $x = k \cdot d = 113.474 \text{ mm}$
 $f_c = 2 \cdot M_{cr} / (B \cdot x \cdot (D - x/3)) = 4.190 \text{ MPa}$
 $f_s = M_{cr} / (A_s \cdot (D - x/3)) = 149.622 \text{ MPa}$
 $f_{st} = f_s \cdot (H - D_{c_min} - x) / (D - x) = 149.622 \text{ MPa}$
 최외단철근 소요중심간격
 $s = \text{Min} [375 \cdot (210/f_{st}) - 2.5C_c, 300 \cdot (210/f_{st})] = 346.33 \text{ mm}$
 $\dots$ 여기서 $C_c = d_{c_min} - \text{주철근 직경}/2 = 72.00 \text{ mm}$
 최외단철근 평균배근간격 = $125.00 \text{ mm} \leq 346.33 \text{ mm} \dots \therefore 0.K$

4) 벽 체 중 앙 부

$f_{ck} = 24.0 \text{ MPa} \quad f_y = 400.0 \text{ MPa}$

$$\beta_1 = 0.850 \quad \phi_f = 0.85 \quad \phi_v = 0.80$$

$$p_{min} = \max(0.25 \sqrt{f_{ck}}/f_y, 1.4/f_y) = 0.00350$$

$$\begin{aligned} \text{계수 모멘트 } M_u &= 39.251 \text{ KN.m} & \text{계수 전단력 } V_u &= 32.214 \text{ KN} \\ \text{단면의 두께 } H &= 500.000 \text{ mm} & \text{단 위 폭 } B &= 1000.000 \text{ mm} \\ \text{유효 깊이 } D &= 420.000 \text{ mm} & \text{피복 두께 } D_c &= 80.000 \text{ mm} \end{aligned}$$

▷ 휨모멘트 검토

- 휨강도 검토 -

$$\begin{aligned} \text{사용철근량} &= H16 @ 250 \text{ mm} \quad (D_c = 80 \text{ mm}) \\ &= 794.400 \text{ mm}^2 \quad \therefore P = A_s / (B \cdot D) = 0.00189 \\ \text{공칭강도시 등가응력깊이 } a &= (A_s \cdot f_y) / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot B) = 15.576 \text{ mm} \\ \text{최외단 인장철근 변형률 } \epsilon_t &= 0.06576 \geq 0.004 \quad \therefore \text{O.K} \\ \dots \text{여기서 } \epsilon_t &= 0.003 \cdot (H - a / \beta_1 - D_{c_min}) / (a / \beta_1) \\ 0.005 \leq \epsilon_t &\text{ 이므로 인장지배단면, } \phi_f = 0.85 \text{를 적용한다.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{설계강도 } \phi M_n &= \phi_f \cdot f_y \cdot A_s \cdot (D - a/2) = 111336700.000 \text{ N.mm} \\ &= 111.337 \text{ KN.m} \geq M_u = 39.251 \text{ KN.m} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

- 필요철근량 및 철근비 검토 -

$$\begin{aligned} \text{소요등가응력깊이 : } a &= 5.425 \text{ mm로 가정} \\ \text{필요 철근량 : } A_s &= M_u / \{ \phi_f \cdot f_y \cdot (D - a/2) \} = 276.653 \text{ mm}^2 \\ a &= (A_s \cdot f_y) / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot B) = 5.425 \text{ mm} \quad \therefore \text{가정과 비슷함 O.K} \\ P_{req} &= [M_u / \{ \phi_f \cdot f_y \cdot (D - a/2) \}] / (B \cdot D) = 0.00066 \Rightarrow 4/3 P_{req} = 0.00088 \\ \text{철근비검토 : } 4/3 P_{req} &\leq P \leq P_{min} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

▷ 전단력 검토

$$\begin{aligned} \phi_v \cdot V_c &= \phi_v \cdot 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot B \cdot d / 1000 = 274.343 \text{ KN} \\ \phi_v \cdot V_c &= 274.343 \text{ KN} > V_u \quad \therefore \text{전단철근 필요없음.} \end{aligned}$$

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

$$\begin{aligned} M_{cr} &= 21.085 \text{ KN.m} \quad (\text{사용하중 모멘트}) \\ n &= E_s / E_c = 200000 / \{ 8500 \cdot (F_{ck} + \Delta f)^{1/3} \} = 8 \\ p &= A_s / (B \cdot D) = 0.00189 \\ k &= -np + \sqrt{((np)^2 + 2np)} = 0.159 \quad j = 0.947 \\ x &= k \cdot d = 66.985 \text{ mm} \\ f_c &= 2 \cdot M_{cr} / (B \cdot x \cdot (D - x/3)) = 1.583 \text{ MPa} \\ f_s &= M_{cr} / (A_s \cdot (D - x/3)) = 66.743 \text{ MPa} \\ f_{st} &= f_s \cdot (H - D_{c_min} - x) / (D - x) = 66.743 \text{ MPa} \\ \text{최외단철근 소요중심간격} \\ s &= \text{Min} [375 \cdot (210/f_{st}) - 2.5C_c, 300 \cdot (210/f_{st})] = 943.92 \text{ mm} \\ \dots \text{여기서 } C_c &= d_{c_min} - \text{주철근 직경}/2 = 72.00 \text{ mm} \end{aligned}$$

최외단철근 평균배근간격 = 250.00 mm ≤ 943.92 mm ∴ 0.K

▷ 벽체 수평(온도)철근 검토

수평철근 직경 : H16
 수평철근 간격 : 200 mm
 사용 수평철근량 : 993.000 mm²
 소요 수평철근비 = 0.25 %, (최소 수평철근비 = 0.20 %)

콘크리트의 수화열, 온도변화, 건조수축 등을 고려하여 부재의 한면에 대하여 H16@200mm 를 각각 배근하면

사용수평철근비 = $2 \times A_s / (B \cdot H) = 0.284 \% \geq 0.25 \% \quad \therefore 0.K$

▷ 저판 수평(온도)철근 검토

수평철근 직경 : H19
 수평철근 간격 : 250 mm
 사용 수평철근량 : 1146.000 mm²
 최소 수평철근비 = 0.25 %

콘크리트의 수화열, 온도변화, 건조수축 등을 고려하여 부재의 한면에 대하여 H19@250mm 를 각각 배근하면

사용수평철근비 = $2 \times A_s / (B \cdot H) = 0.327 \% \geq 0.25 \% \quad \therefore 0.K$

5. 결 과 요 약

5.1 직접기초 안정검토 결과

(단위 : KN,m)

	전 도			활 동			지 지 력		
구 분	작용편심	허용편심	비고	안전율	허용치	비고	최대반력	허용지지력	비고
상 시	0.095	0.733	0.K	4.128	1.500	0.K	133.359	300.000	0.K
지진시	0.566	1.467	0.K	2.526	1.200	0.K	196.019	450.000	0.K

5.2 단면검토 결과

1) 부재력 검토 요약

(단위 : KN,m)

구 분	휨 모 멘 트	전 단 력	최외단 배근 간격(mm)
-----	---------	-------	---------------

	Mu	ØMn	비고	Vu	ØVn	비고	S _{st}	Sa	비고
앞 굽 판	43.79	159.95	0.K	123.11	391.92	0.K	1007.0	250.0	0.K
뒷 굽 판	248.90	315.70	0.K	121.38	391.92	0.K	420.2	125.0	0.K
벽체 하부	248.90	326.50	0.K	108.19	404.98	0.K	346.3	125.0	0.K
벽체 중앙	39.25	111.34	0.K	32.21	274.34	0.K	943.9	250.0	0.K

2) 사용 철근량 요약

구 분	횡 철 근 량			전 단 철 근 량		
	철근배근	피복(mm)	철근량(mm ²)	철근배근	간격(mm)	철근량(mm ²)
앞 굽 판	H16 @ 250mm	100.0	794.400	H13 x 4.000Leg	500.0	506.800
뒷 굽 판	H16 @ 125mm	100.0	1588.800	H13 x 4.000Leg	500.0	506.800
벽체 하부	H16 @ 125mm	80.0	1588.800	H13 x 4.000Leg	400.0	506.800
벽체 중앙	H16 @ 250mm	80.0	794.400	H13 x 4.000Leg	400.0	506.800

▶ PE골재100%

1. 일 반 단 면

1.1 옹벽의 제원

옹 벽 형 식 : 역 T 형 옹 벽

기 초 형 식 : 직 접 기 초

옹 벽 높 이 : $H = 7.000 \text{ M}$

옹 벽 저 판 : $B = 4.400 \text{ M}$

1.2 내진설계

지진 구역 계수 : 0.110

위 험 도 계 수 : 1.400

가속도 계수 A : 0.154

수평지진계수 K_h : 0.077

2. 설 계 조 건

2.1 사용재료

콘크리트 : $f_{ck} = 24.0 \text{ MPa}$

철 근 : $f_y = 400.0 \text{ MPa}$

2.2 지반조건

콘크리트의 단위 중량(γ_c) : 24.500 KN/m^3

뒷채움흙의 단위 중량(γ_t) : 11.000 KN/m^3

뒷채움흙의 내부마찰각(ϕ_1) : 42.000°

지지지반의 내부마찰각(ϕ_2) : 30.000°

지지지반의 점 착 력(C) : 15.000 KN/m^2

뒷채움흙의 경 사 각(α) : 0.000°

뒷채움 성토 : 수평 (LEVEL)

옹벽전면의 토 피 고(D_f) : 1.000 m

2.3 사용토압

상 시 : 안정 검토시 - Rankine 토압

단면 검토시 - Coulomb 토압

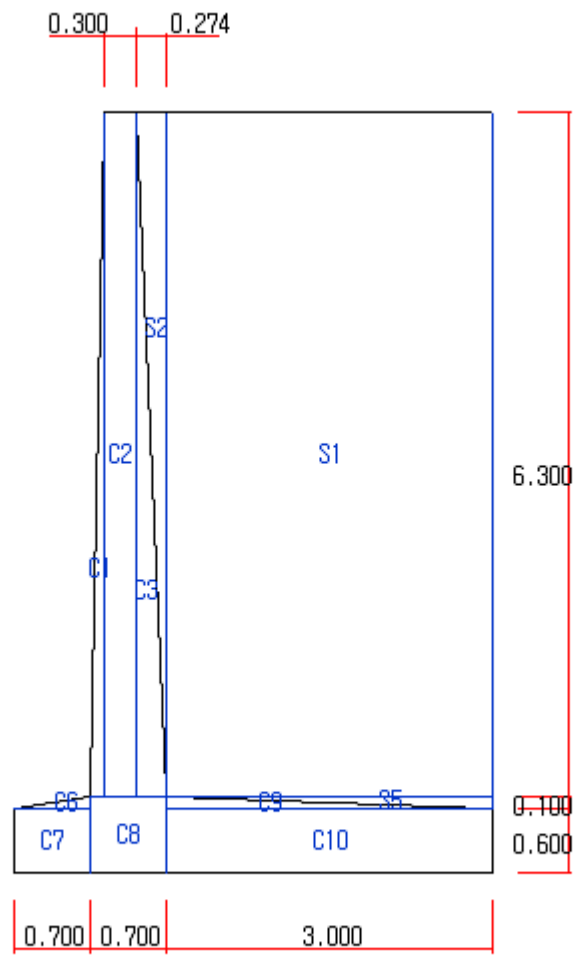
지진시 : 안정 검토시 - Mononobe-Okabe 토압

단면 검토시 - Mononobe-Okabe 토압

2.4 과재하중

과재하중 : $q = 10.00 \text{ KN/m}^2$

2.5 검토단면



$H = 7.000 \text{ M}$ $B = 4.400 \text{ M}$ $\alpha = 0.000^\circ$

< Fig.1 >

3. 안 정 계 산

3.1 안정검토용 하중계산

1) 자중 및 재토하중 계산

구분	A	γ	W	Kh	H	x	y	Mr	Mo
C1	0.397	24.5	9.72	0.077	0.75	0.784	2.800	7.62	2.10
C2	1.890	24.5	46.31	0.077	3.57	0.976	3.850	45.19	13.73
C3	0.863	24.5	21.15	0.077	1.63	1.217	2.800	25.74	4.559
C4	0.000	24.5	0.00	0.077	0.00	1.113	0.700	0.00	0.00
C5	0.000	24.5	0.00	0.077	0.00	1.400	0.700	0.00	0.00
C6	0.035	24.5	0.86	0.077	0.07	0.467	0.633	0.40	0.04
C7	0.420	24.5	10.29	0.077	0.79	0.350	0.300	3.60	0.24
C8	0.490	24.5	12.01	0.077	0.92	1.050	0.350	12.61	0.32
C9	0.150	24.5	3.68	0.077	0.28	2.400	0.633	8.82	0.18
C10	1.800	24.5	44.10	0.077	3.40	2.900	0.300	127.89	1.02
소계	6.045		148.10		11.40			231.88	22.18
S1	18.900	11.0	207.90	0.077	16.01	2.900	3.850	602.91	61.63
S2	0.863	11.0	9.49	0.077	0.73	1.309	4.900	12.42	3.58
S3	0.000	11.0	0.00	0.077	0.00	1.400	0.700	0.00	0.00
S4	0.000	11.0	0.00	0.077	0.00	2.900	0.700	0.00	0.00
S5	0.150	11.0	1.65	0.077	0.13	3.400	0.667	5.61	0.08
소계	19.913		219.04		16.87			620.94	65.30
총계			367.15		28.27			852.82	87.48

2) 토압계산

① 상시 주동토압계산 (Rankine)

뒷채움흙의 내부마찰각(Φ) : 42.000 °

뒷채움흙의 경사각(α) : 0.000 °

$$K_a = \cos \alpha \times \frac{\cos \alpha - \sqrt{(\cos^2 \alpha - \cos^2 \Phi)}}{\cos \alpha + \sqrt{(\cos^2 \alpha - \cos^2 \Phi)}}$$

$$= 0.198$$

$$P_a = 1/2 \times K_a \times \gamma t \times H^2 \times \cos \alpha$$

$$= 1/2 \times 0.198 \times 11.0 \times 7.000^2 \times \cos(0.000^\circ)$$

$$= 53.423 \text{ KN/m}$$

$$y = H / 3 = 7.000 / 3$$

$$= 2.333 \text{ m}$$

$$M_o = P_a \times y = 53.423 \times 2.333$$

$$= 124.653 \text{ KN.m}$$

② 지진시 주동토압계산 (Mononobe-Okabe)

옹벽배면의 수직에 대한 각 β : = 0.000 °

흙과 옹벽사이의 마찰각 δ : = 0.000 ° (안정계산시)

$\Theta = \tan^{-1}(K_h/(1-k_v))$ 여기서 K_h 는 수평지진계수

$$K_{ae} = \frac{\cos^2 (\Phi - \Theta - \beta)}{\cos \Theta \times \cos^2 \beta \times \cos(\delta + \beta + \Theta) \times \left[1 + \frac{\sqrt{(\sin(\Phi + \delta) \times \sin(\Phi - \Theta - \alpha))}}{\sqrt{(\cos(\delta + \beta + \Theta) \times \cos(\alpha - \beta))}} \right]^2}$$

$$= 0.235$$

$$P_{ae} = 1/2 \times K_{ae} \times \gamma t \times H^2$$

$$= 1/2 \times 0.235 \times 11.0 \times 7.000^2$$

$$= 63.286 \text{ KN/m}$$

$$y = H / 2 = 7.000 / 2$$

$$= 3.500 \text{ m}$$

$$M_o = P_{ae} \times y = 63.286 \times 3.500$$

$$= 221.500 \text{ KN.m}$$

3) 과재하중

$$q = 10.00 \text{ KN/m}^2$$

$$P_h = K_a \times q \times H = 0.198 \times 10.00 \times 7.000 = 13.876 \text{ KN/m}$$

$$P_v = 32.740 \text{ KN/m}$$

$$y = H / 2 = 3.500 \text{ m}$$

$$\chi = 2.763 \text{ m}$$

$$M_o = P_h \times y = 48.566 \text{ KN.m}$$

$$M_r = P_v \times \chi = 90.461 \text{ KN.m}$$

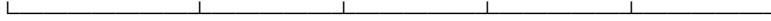
3.2 안정검토용 하중집계

1) 상시 하중집계

구 분	V(KN)	H(KN)	Mr(KN.m)	Mo(KN.m)
콘크리트 자중	148.103	0.000	231.876	0.000
재하토사 자중	219.044	0.000	620.945	0.000
토 압	0.000	53.423	0.000	124.653
과 재 하 중	32.740	13.876	90.461	48.566
Σ	399.887	67.299	943.281	173.219

2) 지진시 하중집계

구 분	V(KN)	H(KN)	Mr(KN.m)	Mo(KN.m)
콘크리트 자중	148.103	11.404	231.876	22.184
재하토사 자중	219.044	16.866	620.945	65.299
토 압	0.000	63.286	0.000	221.500
Σ	367.147	91.556	852.821	308.983



3.3 전도에 대한 안정검토

1) 상시 안정검토

$$\sum V = 399.887 \text{ KN}$$

$$\sum Mr = 943.281 \text{ KN.m}$$

$$\sum Mo = 173.219 \text{ KN.m}$$

$$\begin{aligned} e &= B/2 - (\sum Mr - \sum Mo) / \sum V \\ &= 4.400 / 2 - (943.281 - 173.219) / 399.887 \\ &= 0.274 \text{ m} \leq B/6 = 0.733 \text{ m} \quad \therefore \text{사다리꼴 반력분포} \end{aligned}$$

▷ 편심 검토

$$e = 0.274 \text{ m} \leq B/6 = 0.733 \text{ m} \quad \therefore \text{O.K}$$

▷ 안전율 검토

$$\begin{aligned} \text{S.F} &= \sum Mr / \sum Mo = 943.281 / 173.219 \\ &= 5.446 \geq 2.0 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

2) 지진시 안정검토

$$\sum V = 367.147 \text{ KN}$$

$$\sum Mr = 852.821 \text{ KN.m}$$

$$\sum Mo = 308.983 \text{ KN.m}$$

$$\begin{aligned} e &= B/2 - (\sum Mr - \sum Mo) / \sum V \\ &= 4.400 / 2 - (852.821 - 308.983) / 367.147 \\ &= 0.719 \text{ m} \leq B/6 = 0.733 \text{ m} \quad \therefore \text{사다리꼴 반력분포} \end{aligned}$$

▷ 편심 검토

$$e = 0.719 \text{ m} \leq B/3 = 1.467 \text{ m} \quad \therefore \text{O.K}$$

3.4 지지력에 대한 안정검토

1) 지지지반의 조건

지지지반의 내부마찰각 : 30.000°

지지지반의 단위 중량 : 19.0 KN/m^3

지지지반의 점 착 력 : 15.0 KN/m²
성토지반의 단위 중량 : 11.0 KN/m³
기초의 유효 근입깊이 : 1.000 m

2) 상시 안정검토

① 지지지반의 허용지지력

지반의 허용지지력 $q_a = 300.000 \text{ KN/m}^2$

② 지반반력 검토

지반반력이 사다리꼴 분포이므로

$$Q_1 = \sum V / (B \cdot L) \times (1 + 6e / B) = 124.878 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_2 = \sum V / (B \cdot L) \times (1 - 6e / B) = 56.889 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{\max} = 124.878 \leq q_a \quad \therefore \text{O.K}$$

3) 지진시 안정검토

① 지지지반의 허용지지력

지반의 허용지지력 $q_{ae} = 450.000 \text{ KN/m}^2$

② 지반반력 검토

지반반력이 사다리꼴 분포이므로

$$Q_1 = \sum V / (B \cdot L) \times (1 + 6e / B) = 165.225 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_2 = \sum V / (B \cdot L) \times (1 - 6e / B) = 1.660 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{\max} = 165.225 \leq q_{ae} \quad \therefore \text{O.K}$$

3.5 활동에 대한 안정검토

1) 검토조건

암과 콘크리트의 경우

마찰계수 $\mu = \tan(\phi_B) = 0.600$

기초와 지반사이의 조건이 암과 콘크리트인 경우 점착력은 무시한다.

2) 상시 안정검토

$$\sum V = 399.887 \text{ KN}$$

$$\sum H = 67.299 \text{ KN}$$

$$H_r = C \times A_e + \sum V \times \mu = 0.000 + 239.932 = 239.932 \text{ KN}$$

▷ 안전율 검토

$$\begin{aligned} S.F &= \sum H_r / \sum H = 239.932 / 67.299 \\ &= 3.565 \geq 1.5 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

3) 지진시 안정검토

$$\sum V = 367.147 \text{ KN}$$

$$\sum H = 91.556 \text{ KN}$$

$$H_r = C \times A_e + \sum V \times \mu = 0.000 + 220.288 = 220.288 \text{ KN}$$

▷ 안전율 검토

$$\begin{aligned} S.F &= \sum H_r / \sum H = 220.288 / 91.556 \\ &= 2.406 \geq 1.2 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

4. 단 면 검 토

4.1 하 중 조 합

LCB 1 : 상 시 계수하중 (1.3D+2.15L+1.7H)

LCB 2 : 지진시 계수하중 (1.0D+1.0H+1.0E)

LCB 3 : 상 시 사용하중 (1.0D+1.0L+1.0H)

4.2 기초단면검토용 지반의 반력계산

작용계수하중은 '3.2 안정검토용 하중집계'를 참조

(1) LCB 1 : 상 시 계수하중 (1.3D+2.15L+1.7H)

$$\sum V = 547.682 \text{ KN}$$

$$\sum M_r = 1303.157 \text{ KN.m}$$

$$\sum M_o = 316.327 \text{ KN.m}$$

$$\begin{aligned} e &= B/2 - (\sum M_r - \sum M_o) / \sum V \\ &= 4.400 / 2 - (1303.157 - 316.327) / 547.682 \\ &= 0.398 \text{ m} \leq B/6 \quad \therefore \text{사다리꼴 반력분포} \end{aligned}$$

$$Q_1 = \sum V / (B \cdot L) \times (1 + 6e / B) = 192.056 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_2 = \sum V / (B \cdot L) \times (1 - 6e / B) = 56.890 \text{ KN/m}^2$$

(2) LCB 2 : 지진시 계수하중 (1.0D+1.0H+1.0E)

$$\sum V = 367.147 \text{ KN}$$

$$\sum M_r = 852.821 \text{ KN.m}$$

$$\sum M_o = 308.983 \text{ KN.m}$$

$$e = B/2 - (\sum M_r - \sum M_o) / \sum V$$

$$= 4.400 / 2 - (852.821 - 308.983) / 367.147$$

$$= 0.719 \text{ m} \leq B/6 \quad \therefore \text{사다리꼴 반력분포}$$

$$Q_1 = \sum V / (B \cdot L) \times (1 + 6e / B) = 165.225 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_2 = \sum V / (B \cdot L) \times (1 - 6e / B) = 1.660 \text{ KN/m}^2$$

(3) LCB 3 : 상 시 사용하중 (1.0D+1.0L+1.0H)

사용하중 반력은 안정검토시 반력 참조

4.3 단면검토용 하중계산

1) 앞굽판 단면력

(단위 : KN, m)

구 분	앞굽자중	지반반력	총 계
전단력	-14.492	126.913	112.421
LCB1			
모멘트	-4.942	45.298	40.356
전단력	-11.148	106.550	95.402
LCB2			
모멘트	-3.802	38.355	34.553
전단력	-11.148	83.629	72.481
LCB3			
모멘트	-3.802	29.712	25.910

2) 뒷굽판 단면력

(단위 : KN, m)

구 분	뒷굽자중	재토자중	과재하중	지반반력	연직토압	총 계
전단력	62.108	272.415	64.500	-308.908	0.000	90.115
LCB1						
모멘트	90.773	409.695	96.750	-394.243	0.000	202.975

	전단력	47.775	209.550	0.000	-172.262	0.000	85.063
LCB2							
	모멘트	69.825	315.150	0.000	-174.752	0.000	210.223
	전단력	47.775	209.550	30.000	-240.201	0.000	47.124
LCB3							
	모멘트	69.825	315.150	45.000	-325.535	0.000	104.441

3) 벽체 단면력

(1) 토압계수 계산

㉠ 상시 주동토압계산 (Coulomb)

뒷채움흙의 내부마찰각(Φ) : 42.000 °

뒷채움흙의 경사각(α) : 0.000 °

흙과 콘크리트의 마찰각(δ) : 14.000 °

옹벽배면의 연직경사각(Θ) : 2.490 °

$$K_a = \frac{\cos^2(\Phi - \Theta)}{\cos^2 \Theta \cdot \cos(\Theta + \delta) \times \left[1 + \frac{\sqrt{(\sin(\Phi + \delta) \cdot \sin(\Phi - \alpha))}}{\sqrt{(\cos(\Theta + \delta) \cdot \cos(\Theta - \alpha))}} \right]^2}$$

$$= 0.201$$

$$K_{ah} = 0.201 \times \cos(14.000^\circ + 2.490^\circ) = 0.192$$

㉢ 지진시 주동토압계산 (Mononobe-Okabe)

옹벽배면의 수직에 대한 각 β : 2.490 °

흙과 옹벽사이의 마찰각 δ : 0.000 ° (단면검토시)

$\Theta = \tan^{-1}(K_h / (1 - k_v))$ 여기서 K_h 는 수평지진계수

$$K_{ae} = \frac{\cos^2(\Phi - \Theta - \beta)}{\cos \Theta \times \cos^2 \beta \times \cos(\delta + \beta + \Theta) \times \left[1 + \frac{\sqrt{(\sin(\Phi + \delta) \times \sin(\Phi - \Theta - \alpha))}}{\sqrt{(\cos(\delta + \beta + \Theta) \times \cos(\alpha - \beta))}} \right]^2}$$

$$= 0.251$$

$$K_{aeh} = 0.251 \times \cos(2.490^\circ) = 0.251$$

(2) 토압에 의한 벽체 단면력계산

㉠ 상시 벽체 단면력

i) 벽체 하부 (C-C)

$$\begin{aligned} P_a &= 1/2 \times K_{ah} \times \gamma \times t \times H^2 \\ &= 1/2 \times 0.192 \times 11.0 \times 6.300^2 = 41.981 \text{ KN/m} \end{aligned}$$

$$y = H / 3 = 6.300 / 3 = 2.100 \text{ m}$$

$$M_o = P_a \times y = 41.981 \times 2.100 = 88.160 \text{ KN.m}$$

ii) 벽체 중앙부 (D-D)

$$\begin{aligned} P_a &= 1/2 \times K_{ah} \times \gamma \times t \times H^2 \\ &= 1/2 \times 0.192 \times 11.0 \times 3.150^2 = 10.495 \text{ KN/m} \end{aligned}$$

$$y = H / 3 = 3.150 / 3 = 1.050 \text{ m}$$

$$M_o = P_a \times y = 10.495 \times 1.050 = 11.020 \text{ KN.m}$$

㉡ 지진시 벽체 단면력

i) 벽체 하부 (C-C)

$$\begin{aligned} P_{ae} &= 1/2 \times K_{aeh} \times \gamma \times t \times H^2 \\ &= 1/2 \times 0.251 \times 11.0 \times 6.300^2 = 54.824 \text{ KN/m} \end{aligned}$$

$$y = H / 2 = 6.300 / 2 = 3.150 \text{ m}$$

$$M_o = P_{ae} \times y = 54.824 \times 3.150 = 172.696 \text{ KN.m}$$

ii) 벽체 중앙부 (D-D)

$$\begin{aligned} P_{ae} &= 1/2 \times K_{aeh} \times \gamma \times t \times H^2 \\ &= 1/2 \times 0.251 \times 11.0 \times 3.150^2 = 13.706 \text{ KN/m} \end{aligned}$$

$$y = H / 2 = 3.150 / 2 = 1.575 \text{ m}$$

$$M_o = P_{ae} \times y = 13.706 \times 1.575 = 21.587 \text{ KN.m}$$

(3) 과재하중에 의한 벽체단면력 계산

㉠ 상시 벽체 단면력

$$q = 10.00 \text{ KN/m}^2$$

i) 벽체 하부 (C-C)

$$Ph1 = Kah \times q \ell \times H = 0.192 \times 10.00 \times 6.300 = 12.116 \text{ KN/m (활하중)}$$

$$Ph2 = Kah \times qd \times H = 0.192 \times 0.00 \times 6.300 = 0.000 \text{ KN/m (고정하중)}$$

$$y = H / 2 = 3.150 \text{ m}$$

$$Mo1 = Ph1 \times y = 38.164 \text{ KN.m}$$

$$Mo2 = Ph2 \times y = 0.000 \text{ KN.m}$$

ii) 벽체 중앙부 (D-D)

$$Ph1 = Kah \times q \ell \times H = 0.192 \times 10.00 \times 3.150 = 6.058 \text{ KN/m (활하중)}$$

$$Ph2 = Kah \times qd \times H = 0.192 \times 0.00 \times 3.150 = 0.000 \text{ KN/m (고정하중)}$$

$$y = H / 2 = 1.575 \text{ m}$$

$$Mo1 = Ph1 \times y = 9.541 \text{ KN.m}$$

$$Mo2 = Ph2 \times y = 0.000 \text{ KN.m}$$

㉞ 지진시 벽체 단면력

과재고정하중이 없으므로 단면력을 고려하지 않는다.

(4) 지진시 벽체의 관성력에 의한 단면력 계산

(단위 : KN, m)

구분	A	γ	W	Kh	H	y	M
C1	0.397	24.5	9.724	0.077	0.749	2.100	1.572
C2	1.890	24.5	46.305	0.077	3.565	3.150	11.231
C3	0.863	24.5	21.146	0.077	1.628	2.100	3.419
합 계 (벽체 하부)			77.175		5.942		16.223
C1	0.099	24.5	2.431	0.077	0.187	1.050	0.197
C2	0.945	24.5	23.153	0.077	1.783	1.575	2.808
C3	0.216	24.5	5.286	0.077	0.407	1.050	0.427
합 계 (벽체 중앙부)			30.870		2.377		3.432

▷ 벽체 하단 단면력 계산

(단위 : KN, m)

구분	항목	횡토폰	과재하중	관성력	총계
LCB1	전단력	71.367	26.049	0.000	97.416
	모멘트	149.872	82.053	0.000	231.925
LCB2	전단력	54.824	0.000	5.942	60.766
	모멘트	172.696	0.000	16.223	188.919
LCB3	전단력	41.981	12.116	0.000	54.097
	모멘트	88.160	38.164	0.000	126.324

▷ 벽체 중간부 단면력 계산

(단위 : KN, m)

구분	항목	횡토폰	과재하중	관성력	총계
LCB1	전단력	17.842	13.024	0.000	30.866
	모멘트	18.734	20.513	0.000	39.247
LCB2	전단력	13.706	0.000	2.377	16.083
	모멘트	21.587	0.000	3.432	25.019
LCB3	전단력	10.495	6.058	0.000	16.553
	모멘트	11.020	9.541	0.000	20.561

4.4 단면검토용 하중집계

상시와 지진시 단면력중 최대값으로 단면력을 정리하면 다음과 같다.
 균열검토는 상시의 사용하중으로 검토한다.

(단위 : KN, m)

구 분	Mu	Mcr	Vu
앞 굽 판 (A-A)	40.356	25.910	112.421
뒷 굽 판 (B-B)	210.223	104.441	90.115
벽 체 하 부 (C-C)	231.925	126.324	97.416
벽체 중앙부 (D-D)	39.247	20.561	30.866

4.5 단 면 검 토

1) 앞 굽 판

$$\begin{aligned}
 f_{ck} &= 24.0 \text{ MPa} & f_y &= 400.0 \text{ MPa} \\
 \beta_1 &= 0.850 & \phi_f &= 0.85 & \phi_v &= 0.80 \\
 p_{min} &= \max(0.25 \sqrt{f_{ck}}/f_y, 1.4/f_y) = 0.00350
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{계수 모멘트 } M_u &= 40.356 \text{ KN.m} & \text{계수 전단력 } V_u &= 112.421 \text{ KN} \\
 \text{단면의 두께 } H &= 700.000 \text{ mm} & \text{단 위 폭 } B &= 1000.000 \text{ mm} \\
 \text{유효 깊이 } D &= 600.000 \text{ mm} & \text{피복 두께 } D_c &= 100.000 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

▷ 휨모멘트 검토

- 휨강도 검토 -

$$\begin{aligned}
 \text{사용철근량} &= H16 @ 250 \text{ mm} \quad (D_c = 100 \text{ mm}) \\
 &= 794.400 \text{ mm}^2 \quad \therefore P = A_s / (B \cdot D) = 0.00132 \\
 \text{공칭강도시 등가응력깊이 } a &= (A_s \cdot f_y) / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot B) = 15.576 \text{ mm} \\
 \text{최외단 인장철근 변형률 } \epsilon_t &= 0.09523 \geq 0.004 \quad \therefore \text{O.K} \\
 \dots \text{여기서 } \epsilon_t &= 0.003 \cdot (H - a / \beta_1 - D_{c_min}) / (a / \beta_1) \\
 0.005 \leq \epsilon_t &\text{ 이므로 인장지배단면, } \phi_f = 0.85 \text{를 적용한다.}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{설계강도 } \phi M_n &= \phi_f \cdot f_y \cdot A_s \cdot (D - a/2) = 159954000.000 \text{ N.mm} \\
 &= 159.954 \text{ KN.m} \geq M_u = 40.356 \text{ KN.m} \quad \therefore \text{O.K}
 \end{aligned}$$

- 필요철근량 및 철근비 검토 -

$$\begin{aligned}
 \text{소요등가응력깊이 } a &= 3.891 \text{ mm로 가정} \\
 \text{필요 철근량 } A_s &= M_u / \{ \phi_f \cdot f_y \cdot (D - a/2) \} = 198.465 \text{ mm}^2 \\
 a &= (A_s \cdot f_y) / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot B) = 3.891 \text{ mm} \quad \therefore \text{가정과 비슷함 O.K}
 \end{aligned}$$

$$P_{req} = [M_u / \{ \phi_f \cdot f_y \cdot (D-a/2) \}] / (B \cdot D) = 0.00033 \Rightarrow 4/3 P_{req} = 0.00044$$

철근비검토 : $4/3 P_{req} \leq P \leq P_{min} \dots \therefore 0.K$

▷ 전단력 검토

$$\phi_v \cdot V_c = \phi_v \cdot 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot B \cdot d / 1000 = 391.918 \text{ KN}$$

$\phi_v \cdot V_c = 391.918 \text{ KN} > V_u \therefore$ 전단철근 필요없음.

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

$M_{cr} = 25.910 \text{ KN.m}$ (사용하중 모멘트)

$$n = E_s/E_c = 200000 / \{8500 \cdot (F_{ck} + \Delta f)^{1/3}\} = 8$$

$$p = A_s/(B \cdot D) = 0.00132$$

$$k = -np + \sqrt{((np)^2 + 2np)} = 0.135 \quad j = 0.955$$

$$x = k \cdot d = 81.204 \text{ mm}$$

$$f_c = 2 \cdot M_{cr} / (B \cdot x \cdot (D - x/3)) = 1.114 \text{ MPa}$$

$$f_s = M_{cr} / (A_s \cdot (D - x/3)) = 56.928 \text{ MPa}$$

$$f_{st} = f_s \cdot (H - D_{c_min} - x) / (D - x) = 56.928 \text{ MPa}$$

최외단철근 소요중심간격

$$s = \text{Min} [375 \cdot (210/f_{st}) - 2.5C_c, 300 \cdot (210/f_{st})] = 1106.66 \text{ mm}$$

...여기서.. $C_c = d_{c_min} - \text{주철근 직경}/2 = 92.00 \text{ mm}$

최외단철근 평균배근간격 = $250.00 \text{ mm} \leq 1106.66 \text{ mm} \dots \therefore 0.K$

2) 뒷 굽 판

$$f_{ck} = 24.0 \text{ MPa} \quad f_y = 400.0 \text{ MPa}$$

$$\beta_1 = 0.850 \quad \phi_f = 0.85 \quad \phi_v = 0.80$$

$$p_{min} = \max(0.25 \sqrt{f_{ck}}/f_y, 1.4/f_y) = 0.00350$$

계수 모멘트 $M_u = 210.223 \text{ KN.m}$	계수 전단력 $V_u = 90.115 \text{ KN}$
단면의 두께 $H = 700.000 \text{ mm}$	단 위 폭 $B = 1000.000 \text{ mm}$
유효 깊이 $D = 600.000 \text{ mm}$	피복 두께 $D_c = 100.000 \text{ mm}$

▷ 휨모멘트 검토

- 휨강도 검토 -

사용철근량 = H16 @ 125 mm ($D_c = 100 \text{ mm}$)

$$= 1588.800 \text{ mm}^2 \quad \therefore P = A_s/(B \cdot D) = 0.00265$$

공칭강도시 등가응력깊이 $a = (A_s \cdot f_y) / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot B) = 31.153 \text{ mm}$

최외단 인장철근 변형률 $\epsilon_t = 0.04611 \geq 0.004 \dots \therefore 0.K$

...여기서 $\epsilon_t = 0.003 \cdot (H - a/\beta_1 - D_{c_min}) / (a/\beta_1)$

$0.005 \leq \epsilon_t$ 이므로 인장지배단면, $\phi_f = 0.85$ 를 적용한다.

설계강도 $\phi M_n = \phi_f \cdot f_y \cdot A_s \cdot (D - a/2) = 315701000.000 \text{ N.mm}$

$$= 315.701 \text{ KN.m} \geq M_u = 210.223 \text{ KN.m} \dots \therefore \text{O.K}$$

- 필요철근량 및 철근비 검토 -

소요등가응력깊이 : $a = 20.558 \text{ mm}$ 로 가정

$$\text{필요 철근량} : A_s = M_u / \{ \phi_f \cdot f_y \cdot (D-a/2) \} = 1048.466 \text{ mm}^2$$

$$a = (A_s \cdot f_y) / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot B) = 20.558 \text{ mm} \therefore \text{가정과 비슷함 O.K}$$

$$P_{req} = [M_u / \{ \phi_f \cdot f_y \cdot (D-a/2) \}] / (B \cdot D) = 0.00175 \Rightarrow 4/3 P_{req} = 0.00233$$

$$\text{철근비검토} : 4/3 P_{req} \leq P \leq P_{min} \dots \therefore \text{O.K}$$

▷ 전단력 검토

$$\phi_v \cdot V_c = \phi_v \cdot 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot B \cdot d / 1000 = 391.918 \text{ KN}$$

$$\phi_v \cdot V_c = 391.918 \text{ KN} > V_u \therefore \text{전단철근 필요없음.}$$

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

$$M_{cr} = 104.441 \text{ KN.m} \text{ (사용하중 모멘트)}$$

$$n = E_s/E_c = 200000 / \{8500 \cdot (F_{ck} + \Delta f)^{1/3}\} = 8$$

$$p = A_s/(B \cdot D) = 0.00265$$

$$k = -np + \sqrt{((np)^2 + 2np)} = 0.186 \quad j = 0.938$$

$$x = k \cdot d = 111.443 \text{ mm}$$

$$f_c = 2 \cdot M_{cr} / (B \cdot x \cdot (D - x/3)) = 3.330 \text{ MPa}$$

$$f_s = M_{cr} / (A_s \cdot (D - x/3)) = 116.790 \text{ MPa}$$

$$f_{st} = f_s \cdot (H - D_{c_min} - x) / (D - x) = 116.790 \text{ MPa}$$

최외단철근 소요중심간격

$$s = \text{Min} [375 \cdot (210/f_{st}) - 2.5C_c, 300 \cdot (210/f_{st})] = 444.29 \text{ mm}$$

$$\dots \text{여기서 } C_c = d_{c_min} - \text{주철근 직경}/2 = 92.00 \text{ mm}$$

$$\text{최외단철근 평균배근간격} = 125.00 \text{ mm} \leq 444.29 \text{ mm} \dots \therefore \text{O.K}$$

3) 벽 체 하 부

$$f_{ck} = 24.0 \text{ MPa} \quad f_y = 400.0 \text{ MPa}$$

$$\beta_1 = 0.850 \quad \phi_f = 0.85 \quad \phi_v = 0.80$$

$$p_{min} = \max(0.25 \sqrt{f_{ck}}/f_y, 1.4/f_y) = 0.00350$$

$$\text{계수 모멘트 } M_u = 231.925 \text{ KN.m}$$

$$\text{계수 전단력 } V_u = 97.416 \text{ KN}$$

$$\text{단면의 두께 } H = 700.000 \text{ mm}$$

$$\text{단 위 폭 } B = 1000.000 \text{ mm}$$

$$\text{유효 깊이 } D = 620.000 \text{ mm}$$

$$\text{피복 두께 } D_c = 80.000 \text{ mm}$$

▷ 휨모멘트 검토

- 휨강도 검토 -

$$\text{사용철근량} = H16 @ 125 \text{ mm} \quad (D_c = 80 \text{ mm})$$

$$= 1588.800 \text{ mm}^2 \quad \therefore P = A_s / (B \cdot D) = 0.00256$$

$$\text{공칭강도시 등가응력깊이 } a = (A_s \cdot f_y) / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot B) = 31.153 \text{ mm}$$

$$\text{최외단 인장철근 변형률 } \epsilon_t = 0.04775 \geq 0.004 \dots \therefore \text{O.K}$$

$$\dots \text{여기서 } \epsilon_t = 0.003 \cdot (H - a / \beta_1 - D_{c_min}) / (a / \beta_1)$$

0.005 $\leq \epsilon_t$ 이므로 인장지배단면, $\phi_f = 0.85$ 를 적용한다.

$$\text{설계강도 } \phi M_n = \phi_f \cdot f_y \cdot A_s \cdot (D - a/2) = 326504700.000 \text{ N.mm}$$

$$= 326.505 \text{ KN.m} \geq M_u = 231.925 \text{ KN.m} \dots \therefore \text{O.K}$$

- 필요철근량 및 철근비 검토 -

소요등가응력깊이 : $a = 21.962 \text{ mm}$ 로 가정

$$\text{필요 철근량} : A_s = M_u / \{ \phi_f \cdot f_y \cdot (D - a/2) \} = 1120.052 \text{ mm}^2$$

$$a = (A_s \cdot f_y) / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot B) = 21.962 \text{ mm} \quad \therefore \text{가정과 비슷함 O.K}$$

$$P_{req} = [M_u / \{ \phi_f \cdot f_y \cdot (D - a/2) \}] / (B \cdot D) = 0.00181 \Rightarrow 4/3 P_{req} = 0.00241$$

$$\text{철근비검토} : 4/3 P_{req} \leq P \leq P_{min} \dots \therefore \text{O.K}$$

▷ 전단력 검토

$$\phi_v \cdot V_c = \phi_v \cdot 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot B \cdot d / 1000 = 404.982 \text{ KN}$$

$$\phi_v \cdot V_c = 404.982 \text{ KN} > V_u \quad \therefore \text{전단철근 필요없음.}$$

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

$$M_{cr} = 126.324 \text{ KN.m} \quad (\text{사용하중 모멘트})$$

$$n = E_s / E_c = 200000 / \{ 8500 \cdot (F_{ck} + \Delta f)^{1/3} \} = 8$$

$$p = A_s / (B \cdot D) = 0.00256$$

$$k = -np + \sqrt{((np)^2 + 2np)} = 0.183 \quad j = 0.939$$

$$x = k \cdot d = 113.474 \text{ mm}$$

$$f_c = 2 \cdot M_{cr} / (B \cdot x \cdot (D - x/3)) = 3.824 \text{ MPa}$$

$$f_s = M_{cr} / (A_s \cdot (D - x/3)) = 136.573 \text{ MPa}$$

$$f_{st} = f_s \cdot (H - D_{c_min} - x) / (D - x) = 136.573 \text{ MPa}$$

최외단철근 소요중심간격

$$s = \text{Min} [375 \cdot (210/f_{st}) - 2.5C_c, 300 \cdot (210/f_{st})] = 396.62 \text{ mm}$$

$$\dots \text{여기서 } C_c = d_{c_min} - \text{주철근 직경}/2 = 72.00 \text{ mm}$$

$$\text{최외단철근 평균배근간격} = 125.00 \text{ mm} \leq 396.62 \text{ mm} \dots \therefore \text{O.K}$$

4) 벽 체 중 앙 부

$$f_{ck} = 24.0 \text{ MPa} \quad f_y = 400.0 \text{ MPa}$$

$$\beta_1 = 0.850 \quad \phi_f = 0.85 \quad \phi_v = 0.80$$

$$p_{min} = \max(0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y, 1.4 / f_y) = 0.00350$$

$$\text{계수 모멘트 } M_u = 39.247 \text{ KN.m}$$

$$\text{계수 전단력 } V_u = 30.866 \text{ KN}$$

$$\text{단면의 두께 } H = 500.000 \text{ mm}$$

$$\text{단 위 폭 } B = 1000.000 \text{ mm}$$

유효 깊이 $D = 420.000 \text{ mm}$

피복 두께 $D_c = 80.000 \text{ mm}$

▷ 휨모멘트 검토

- 휨강도 검토 -

사용철근량 = H16 @ 250 mm ($D_c = 80 \text{ mm}$)

$$= 794.400 \text{ mm}^2 \quad \therefore P = A_s / (B \cdot D) = 0.00189$$

공칭강도시 등가응력깊이 $a = (A_s \cdot f_y) / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot B) = 15.576 \text{ mm}$

최외단 인장철근 변형률 $\epsilon_t = 0.06576 \geq 0.004 \dots \therefore \text{O.K}$

...여기서 $\epsilon_t = 0.003 \cdot (H - a / \beta_1 - D_{c_min}) / (a / \beta_1)$

$0.005 \leq \epsilon_t$ 이므로 인장지배단면, $\phi_f = 0.85$ 를 적용한다.

설계강도 $\phi M_n = \phi_f \cdot f_y \cdot A_s \cdot (D - a/2) = 111336700.000 \text{ N.mm}$

$$= 111.337 \text{ KN.m} \geq M_u = 39.247 \text{ KN.m} \dots \therefore \text{O.K}$$

- 필요철근량 및 철근비 검토 -

소요등가응력깊이 : $a = 5.424 \text{ mm}$ 로 가정

필요 철근량 : $A_s = M_u / \{ \phi_f \cdot f_y \cdot (D - a/2) \} = 276.628 \text{ mm}^2$

$a = (A_s \cdot f_y) / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot B) = 5.424 \text{ mm} \quad \therefore$ 가정과 비슷함 O.K

$P_{req} = [M_u / \{ \phi_f \cdot f_y \cdot (D - a/2) \}] / (B \cdot D) = 0.00066 \Rightarrow 4/3 P_{req} = 0.00088$

철근비검토 : $4/3 P_{req} \leq P \leq P_{min} \dots \therefore \text{O.K}$

▷ 전단력 검토

$$\phi_v \cdot V_c = \phi_v \cdot 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot B \cdot d / 1000 = 274.343 \text{ KN}$$

$\phi_v \cdot V_c = 274.343 \text{ KN} > V_u \quad \therefore$ 전단철근 필요없음.

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

$M_{cr} = 20.561 \text{ KN.m}$ (사용하중 모멘트)

$$n = E_s / E_c = 200000 / \{ 8500 \cdot (F_{ck} + \Delta f)^{1/3} \} = 8$$

$$p = A_s / (B \cdot D) = 0.00189$$

$$k = -np + \sqrt{((np)^2 + 2np)} = 0.159 \quad j = 0.947$$

$$x = k \cdot d = 66.985 \text{ mm}$$

$$f_c = 2 \cdot M_{cr} / (B \cdot x \cdot (D - x/3)) = 1.544 \text{ MPa}$$

$$f_s = M_{cr} / (A_s \cdot (D - x/3)) = 65.085 \text{ MPa}$$

$$f_{st} = f_s \cdot (H - D_{c_min} - x) / (D - x) = 65.085 \text{ MPa}$$

최외단철근 소요중심간격

$$s = \text{Min} [375 \cdot (210/f_{st}) - 2.5C_c, 300 \cdot (210/f_{st})] = 967.96 \text{ mm}$$

...여기서 $C_c = d_{c_min} - \text{주철근 직경}/2 = 72.00 \text{ mm}$

최외단철근 평균배근간격 = $250.00 \text{ mm} \leq 967.96 \text{ mm} \dots \therefore \text{O.K}$

▷ 벽체 수평(온도)철근 검토

수평철근 직경 : H16
수평철근 간격 : 200 mm
사용 수평철근량 : 993.000 mm²
소요 수평철근비 = 0.25 %, (최소 수평철근비 = 0.20 %)

콘크리트의 수화열, 온도변화, 건조수축 등을 고려하여 부재의 한면에 대하여 H16@200mm 를 각각 배근하면

$$\text{사용수평철근비} = 2 \times A_s / (B \cdot H) = 0.284 \% \geq 0.25 \% \quad \therefore \text{O.K}$$

▷ 저판 수평(온도)철근 검토

수평철근 직경 : H19
수평철근 간격 : 250 mm
사용 수평철근량 : 1146.000 mm²
최소 수평철근비 = 0.25 %

콘크리트의 수화열, 온도변화, 건조수축 등을 고려하여 부재의 한면에 대하여 H19@250mm 를 각각 배근하면

$$\text{사용수평철근비} = 2 \times A_s / (B \cdot H) = 0.327 \% \geq 0.25 \% \quad \therefore \text{O.K}$$

5. 결 과 요 약

5.1 직접기초 안정검토 결과

(단위 : KN,m)

구 분	전 도			활 동			지 지 력		
	작용편심	허용편심	비고	안전율	허용치	비고	최대반력	허용지지력	비고
상 시	0.274	0.733	0.K	3.565	1.500	0.K	124.878	300.000	0.K
지진시	0.719	1.467	0.K	2.406	1.200	0.K	165.225	450.000	0.K

5.2 단면검토 결과

1) 부재력 검토 요약

(단위 : KN,m)

구 분	휨 모 멘 트			전 단 력			최외단 배근 간격(mm)		

	Mu	ØMn	비고	Vu	ØVn	비고	S _{st}	Sa	비고
앞 굽 판	40.36	159.95	0.K	112.42	391.92	0.K	1106.7	250.0	0.K
뒷 굽 판	210.22	315.70	0.K	90.11	391.92	0.K	444.3	125.0	0.K
벽체 하부	231.93	326.50	0.K	97.42	404.98	0.K	396.6	125.0	0.K
벽체 중앙	39.25	111.34	0.K	30.87	274.34	0.K	968.0	250.0	0.K

2) 사용 철근량 요약

구 분	횡 철 근 량			전 단 철 근 량		
	철근배근	피복(mm)	철근량(mm ²)	철근배근	간격(mm)	철근량(mm ²)
앞 굽 판	H16 @ 250mm	100.0	794.400	H13 x 4.000Leg	500.0	506.800
뒷 굽 판	H16 @ 125mm	100.0	1588.800	H13 x 4.000Leg	500.0	506.800
벽체 하부	H16 @ 125mm	80.0	1588.800	H13 x 4.000Leg	400.0	506.800
벽체 중앙	H16 @ 250mm	80.0	794.400	H13 x 4.000Leg	400.0	506.800

9. 뒷면지

주 의

1. 이 최종보고서는 국토교통부에서 시행한 국토교통기술촉진연구사업의 연구보고서입니다.
2. 이 최종보고서 내용을 발표하는 때에는 반드시 국토교통부에서 시행한 사업의 연구개발성과임을 밝혀야 합니다.
3. 국가과학기술 기밀 유지에 필요한 내용은 대외적으로 발표 또는 공개하여서는 안 됩니다.