건설기술연구사업

R&D-08기술혁신E01

초장대교량사업단 제3핵심 3세부 비용절감형 대형 해상기초 기술 개발 최종보고서

2015. 12.

Infrastructure
R&D Report

주관연구기관 / 한국건설기술연구원
공동연구기관 / 한국해양과학기술원
㈜두배시스템
현대건설
인제대학교 산학협력단
한화건설
롯데건설(주)
경성대학교 산학협력단

국 토 교 통 부
국토교통과학기술진흥원

제 출 문

국토교통부장관(국토교통과학기술진흥원장) 귀하

본 보고서를 초장대교량사업단 제3핵심 3세부 “비용절감형 대형 해상기초 기술 개발”과제의 최종보고서로 제출합니다.

2015. 12.

협동연구기관 : 한국건설기술연구원
원장 : 이태식
공동연구기관 : 한국해양과학기술원
대표 : 홍기훈
공동연구기관 : ㈜두배시스템
대표 : 이 배
공동연구기관 : 현대건설(주)
대표 : 정수현
공동연구기관 : 인제대학교 산학협력단
대표 : 최용선
공동연구기관 : ㈜한화건설
대표 : 이근포

공동연구기관 : 롯데건설(주)

대표 : 김치현

공동연구기관 : 경성대학교 산학협력단

대표 : 이석환

협동연구기관명 : 한국건설기술연구원

연구책임자 : 정문경 선임연구위원

참여연구원 : 박재현, 곽기석, 박철수

공동연구책임자 : 장인성 / 한국해양과학기술원

이 배 / ㈜두배시스템

박영호 / 현대건설(주)

김명학 / 인제대학교

이용안 / ㈜한화건설

양희정 / 롯데건설(주)

최용규 / 경성대학교

보고서 요약서

<table>
<tr><td>과제
고유번호</td><td>08기술혁신
-E01</td><td>해당단계
연구기간</td><td>2014.03.26
~2015.12.25</td><td>단계
구분</td><td>3단계/
3단계</td></tr>
<tr><td rowspan="2">연구
사업명</td><td>중사업명</td><td colspan="4">건설기술연구사업</td></tr>
<tr><td>세부사업명</td><td colspan="4">초장대교량사업단</td></tr>
<tr><td rowspan="2">연구
과제명</td><td>대과제명</td><td colspan="4">고효율 시공기술 개발</td></tr>
<tr><td>세부과제명</td><td colspan="4">비용절감형 대형 해상기초 기술 개발</td></tr>
<tr><td rowspan="2">연구
책임자</td><td rowspan="2">정문경</td><td>해당단계
참여
연구원수</td><td>총: 31명
내부: 21명
외부: 10명</td><td>해당단계
연구비</td><td>정부 : 521,000천원
기업 : 402,640천원
계 : 923,640천원</td></tr>
<tr><td>총연구기간
참여
연구원수</td><td>총: 310명
내부: 205명
외부: 105명</td><td>총연구비</td><td>정부 : 5,858,000천원
기업 : 4,741,982천원
계 : 10,599,982천원</td></tr>
<tr><td>연구
기관명 및
소속부서명</td><td colspan="2">한국건설기술연구원</td><td>참여기업명</td><td colspan="2">(주)현대건설외 21개 기관</td></tr>
<tr><td>국제
공동연구</td><td colspan="5">상대국명 : 상대국연구기관명 :</td></tr>
<tr><td>위탁연구</td><td colspan="5">RIST</td></tr>
<tr><td colspan="4">요약(연구결과를 중심으로 개조식 500자 이내)</td><td>보고서면수</td><td>620</td></tr>
</table>

◦ 본 과제에서는 해저 착저식 지반조사 장비에 대한 핵심 모듈 설계와 제작, 암반코어링 및 샘플러 보관모듈을 개발하였고, 해상 무인자동화 시스템 현장시험을 수행하는 등 장비에 대한 육상 및 실해역 현장 검증을 완료함.

◦ 지지력 및 침하량 예측관련 기술은 국내 대형 해상기초의 신뢰성 평가 및 목표신뢰수준 대응 저항계수를 산정하여 한계상태설계법을 정립하고 앵커리지 설계개선점을 도출하였으며, 대형기초의 크기효과 규명 사항을 반영하여 케이블교량 설계기준을 완성하였으며, 신뢰성 평가 및 LRFD 설계 자동화 프로그램과 침하량 예측프로그램, 고유압 양방향재하시험장치를 개발하여 기초의 경제적, 합리적 설계 및 평가기술을 완성하고 실용화함.

◦ 또한, 해상 연약지반 및 강진, 취약지반에 설치되는 대형 해상기초의 시공 비용절감을 위해서 새로운 지진격리시스템을 도입한 내진 보강형 대형 해상기초와 고강도 벽강관 말뚝 연결부, 굴착공 거칠기 측정시스템을 개발하여 경제성 분석을 실시하고 기술이전을 완료함.

색인어 (각 5개 이상)	한글	대형 해상기초, 해저지반조사, 기초 설계 및 시공, 복합기초, 비용절감
	영어	large offshore foundation, marine geotechnical investigation, foundation design and construction, hybrid foundation, cost effectiveness

요 약 문

Ⅰ. 제 목

비용절감형 대형 해상기초 기술 개발

Ⅱ. 연구개발의 목적 및 필요성

최근 들어 고성능·고강도 재료의 개발과 설계 및 시공기술의 발달로 교량은 더욱 길고 높은 초장대 구조물로 비약적인 발전을 거듭하고 있다. 이는 섬과 육지, 섬과 섬, 대륙과 대륙을 연결하기 위한 사회적인 요구를 바탕으로 하고 있다. 국내에서도 1973년 중앙경간 400m의 남해대교를 일본에 의존해 건설한 이후 경제 발전에 의하여 장대 교량 필요성이 증대함에 따라 2000년에 서해대교(중앙경간 470m), 2003년에 광안대교(중앙경간 500m) 등이 완공되었고, 최근 들어서는 다수의 장대교량이 건설되었거나 시공 중에 있다. 특히 2009년에는 인천대교(중앙경간 800m)가 개통되었고 2012년 완공을 목표로 이순신대교(중앙경간 1545m)가 시공되고 있다. 전 세계적으로 초장대 교량 프로젝트가 증가함에 따라 초장대 교량 시장에 필요한 국제 경쟁력 확보가 중요한 시점이다.

대형 해상기초는 장경간 케이블교량의 공사비 및 공사기간을 결정짓는 주요한 부분으로서, 최근 국내외 해상 교량 건설 시에 강진 지역, 대심도 연약층 지역, 기반암의 절리 우세지역, 대심도 지역 등 취약 지반에 대형 해상기초를 시공해야 하는 경우가 빈번히 발생하게 되어 이러한 지반의 특성을 정확히 파악하고, 기초 지지력 및 침하량을 합리적으로 예측·분석·평가하는 기술 및 경제적이고 안정한 기초를 창의적으로 설계하고 시공하는 기술이 필수적으로 요구되고 있다. 장대교량의 공사비에서 대형 해상기초가 차지하는 비중은 15~25% 수준으로서 그 경제성이 초장대교량의 가격경쟁력에 미치는 영향이 매우 크다고 할 수 있다. 따라서 세계 최고 수준의 경제성 및 기술경쟁력을 갖춘 장경간 케이블 교량 자립 건설기술

을 확보하기 위해서는 현재 국외대비 약 70% 미만에 머무르고 있는 대형 해상기초의 기술력을 제고함과 동시에 비용절감형 대형 해상 기초기술 개발을 통해서 국제경쟁력을 향상시키는 것이 시급히 요청된다.

이 과제에서는 주경간장 1000m 이상의 사장교와 2000m 이상의 현수교를 대상으로 하는 초장대 교량을 건설하는 데 있어서 기술 국산화와 함께 세계적으로 경쟁력을 확보할 수 있는 시공 방법 및 장비를 개발하는 것을 목표로 하고 있다. 이를 위해 해저 착저식 지반조사 장비 및 분석시스템 개발, 대형 해상기초 지지력 예측 및 평가기술 개발, 고효율 복합기초 기술 등을 개발하고자 한다.

Ⅲ. 연구개발의 내용 및 범위

구분	연차	연구내용	연구범위
해저지반조사장비및분석시스템개발	2	▪ 대수심용 해저지반조사 장비에 대한 개념설계	▪ 무인 자동화 장비 제작 방안에 대한 개념설계 ▪ 세부 핵심 모듈 분석 및 팩키지 활용방안 및 세부 전략 수립 ▪ 설계정수 분석시스템 개발 방안 마련
		▪ 대수심용 해저지반조사 장비에 대한 기본설계	▪ 대수심용 유압시스템에 대한 기본설계 ▪ 해저지반조사용 자동 표준관입시험장비에 대한 기본설계 ▪ Boring 장비 및 원위치 지반조사 장비를 포함한 해저지반조사 장비에 대한 기본설계 도안 작성
		▪ 해저지반조사 장비 관련 기존 자료 조사 및 분석	▪ 대수심 해저지반조사용 착저식 Boring 시스템에 대한 국내외자료 조사 ▪ 대수심 해저 지반조사용 Downhole type(Drilling ship) ▪ Boring 시스템에 대한 자료조사 - 수중 유압시스템에 대한 국내외 기술현황 분석
	3	▪ 대수심 해저 지반조사에 적합한 Boring 시스템의 핵심모듈에 대한 세부 설계	▪ 무인 원격조정이 가능한 장비제어시스템 모듈 세부설계 ▪ 대수심용 유압시스템 모듈 세부설계 ▪ 수심 100m 조건 무인 자동화 Drilling장치 모듈세부설계

구분	연차	연구내용	연구범위
			▪ 지반심도 50m까지 연결가능 rod 자동공급 모듈세부설계 ▪ 다양한 표층지반 착저식 frame 모듈 세부 설계
		▪ 해저 착저형 무인 자동화 표준관입시험 장비에 대한 세부 설계	▪ 교란시료 채취, 보관시스템 모듈 세부설계 ▪ 수중에서의 자동화 표준관입시험장치를 활용한 설계정수 분석시스템 개발(I) ▪ 수중에서 획득한 자동표준관입시험 N값 분석 기술개발
		▪ 해저지반조사 무인 자동화 장비의 핵심모듈 시작품 제작(I)	▪ 로드 자동공급 모듈 제작 ▪ 기존의 육상 장비용 로드를 활용할 수 있는 시스템 ▪ 지반 심도 50m까지 연결 가능한 로드 수납 시스템
	4	▪ 해저지반조사 무인 자동화 장비의 핵심모듈 시작품 제작(II)	▪ 공벽 보호용 케이싱을 비롯한 로드 제작 ▪ 무인 원격조정이 가능한 장비제어시스템 모듈 제작 ▪ 대수심용 유압시스템(유압실린더, 유압모터 등) 제작 ▪ 수심 100m 조건에 대한 무인 자동화 Drilling 장치 제작 ▪ 자동 표준관입시험장치 모듈 제작 ▪ 표준관입시험시 교란시료 채취 및 보관 시스템 제작
		▪ 해저지반조사 무인 자동화 장비 통합 시스템 시작품 제작	▪ 다양한 표층지반 착저식 frame 제작 ▪ 해저지반조사 무인 자동화 장비시스템 시작품 제작 ▪ 수중에서의 자동화 표준관입시험장치를 활용한 설계정수 분석시스템 개발(II) ▪ 개발장비를 활용한 설계정수 도출 기술 개발
		▪ 개발장비에 대한 현장검증실험	▪ 현장검증실험용 현장 선정 확인 ▪ 각 세부 모듈에 대한 현장검증실험 ▪ 장비 시스템 전체 현장검증실험 ▪ 비교 검토용 기존 현장지반조사시험 ▪ 개발 장비에 대한 문제점 파악 및 해결방안 분석(I)

구분	연차	연구내용	연구범위
	5	▪ 세부핵심모듈 설계 및 제작	▪ 토사용 샘플러와 암반용 코어링을 위한 롯드보관모듈의 설계와 제작 ▪ 토사용 샘플러와 암반용 코어링 롯드를 공급하기 위한 공급모듈의 위치제어 분석과 수정 보완 ▪ 해저면 착저모듈, 수중이동제어모듈 제작
		▪ 장비 수정 보완 및 해저지반조사 장비 시작품 제작(초기 단계)	▪ 현장검증실험을 통해 개발 장비에 대한 문제점 파악 및 해결방안 분석(II) ▪ 수중에서의 자동화 표준관입시험장치를 활용한 설계정수 분석시스템 개발(III) ▪ 해저지반조사 장비 시작품 제작
		▪ 추가 현장검증실험	▪ 수정 제작된 장비의 현장검증실험 (육상 및 해상)수행
	6	▪ 개발된 장비의 성능보완 제작	▪ 암반용 코어링 및 토사용 샘플러 Boring시스템 제작 ▪ 미비 사항을 고려한 개발 장비의 수정・보완 ▪ 해저지반조사 장비 장비의 수정・보완 제작 ▪ 수중에서의 자동화 표준관입시험장치를 활용한 설계정수 분석시스템 개발(VI) ▪ 현장검증실험을 통해 개발 장비에 대한 문제점 파악 및 해결방안 분석(III)
		▪ 현장검증실험	▪ 수정 제작된 장비의 육상 및 해상에서의 현장검증실험 수행
		▪ 개발된 해저지반조사 장비 실용화	▪ 개발된 해저지반조사 장비의 기술실시계약 ▪ 유지보수 방안 및 장비 운용 매뉴얼 작성
	2	▪ 해상기초 지지력 설계기준 분석 및 신뢰도기반 기준분석 및 데이터베이스 구축	▪ 해상기초 지지력 설계기준 분석 ▪ 해상기초 지지력 설계자료 수집 및 DB 구축 ▪ 대형 해상기초 국내외 신뢰성 설계기준 분석

구분	연차	연구내용	연구범위
대형 해상 기초 지지 력 예측 및 평가 기술 개발			▪ 대형 해상기초 양방향 재하실험자료 수집, DB 구축
		▪ 해상기초의 침하량 예측기법 개발	▪ 말뚝기초의 크기효과에 대한 기존문헌 및 계측사례연구 ▪ 크기효과에 대한 이론적 고찰 ▪ 소규모 현장재하시험 준비 ▪ 국내외 직접기초 침하량 측정 자료 수집 ▪ 말뚝기초의 침하계측 사례분석
		▪ 대형해상기초 구조물 시공상태 확인기법 검토	▪ 대형기초 말뚝재하시험방법 검토(압축,인발 재하시험) ▪ 국내 양방향 재하시험 사례 조사 ▪ 말뚝 시공상태 확인기법 검토
	3	▪ 대형 해상기초 지지력 예측기술 개발	▪ 지지력 설계 및 앵커리지 설계 DB 구축 ▪ 현장시험을 통한 대형 기초 지지거동 및 암반 마찰거동 분석 ▪ 대형 해상기초 설계 불확실성 정량화 및 통계특성 분석 ▪ 신뢰성 분석 프로그램 개발을 위한 알고리즘 고안
		▪ 해상기초의 침하량 예측기법 개발	▪ 크기효과에 대한 이론적 고찰 ▪ 현장재하시험을 통한 주면마찰거동의 크기효과 연구 ▪ 수치해석을 이용한 주면, 선단지지거동 크기효과 분석 ▪ 국내외 직접기초 침하량 측정 자료 수집 ▪ 말뚝기초의 침하계측 사례분석 ▪ 말뚝기초의 상호작용을 고려한 침하량 해석법 개발 ▪ 중력식 기초 침하량 해석법 개발
		▪ 비용절감형 현장타설말뚝 양방향 재하시험방법 개발	▪ 비용절감형 양방향 재하시험 방법 연구 ▪ 고유압 양방향 재하시험 장치 개발 ▪ 시공상태 확인 기법 선정 및 분석
	4	▪ 대형 해상기초 지지력 예측기술 개발	▪ 대형 해상기초 설계법의 적합도 분석 ▪ 앵커리지 설계 영향인자 분석 및 개선점 도출 ▪ 현장실험을 통한 대형기초 지지거동

구분	연차	연구내용	연구범위
			예측기술 정립 ▪ 지지력 예측기법 프로그램 알고리즘 고안 ▪ 대형 해상기초 신뢰성 분석 프로그램 개발 ▪ 대형 해상기초 신뢰수준 분석
		▪ 해상기초의 침하량 예측기법 개발	▪ 수치해석을 이용한 교란영역의 크기효과 영향 분석 연구 ▪ 현장재하시험을 통한 크기효과 검증 및 정립 ▪ 실규모 말뚝에 적용하기 위한 거칠기 측정 장비 개발 ▪ 침하량 해석 프로그램 main engine개발 ▪ 중력식 기초 침하량 해석법 개발 ▪ 기초 침하량 현장 모니터링 연구 및 계획수립
		▪ 비용절감형 현장타설말뚝 양방향 재하시험방법 개발	▪ 고유압 복동식 양방향 말뚝 재하시험 장치 개발 ▪ 현장타설말뚝의 양방향 재하시험 연구 ▪ 선단지지 말뚝의 재하 시험 평가 방법 연구 ▪ 건전도 시험 방법 문제점 연구 및 보완
	5	▪ 대형 해상기초 지지력 예측기술 개발	▪ 현장시험을 통한 대형 해상기초 지지력 설계변수 개선점 도출 ▪ 지지력 설계 프로그램 개발 ▪ 앵커리지 설계지침 보완을 위한 설계변수 도출 ▪ 초장대교량 대형 현장타설말뚝 저항계수 산정 ▪ 대형 현장타설말뚝 LRFD 설계도표 작성
		▪ 해상기초의 침하량 예측기법 개발	▪ 침하량 해석 프로그램 Pre-Post 개발 ▪ 1차 핵심 자체 T/B 모니터링 분석을 통한 침하량 해석프로그램 검증 ▪ 말뚝 거칠기 측정장비 시제품 개발 및 직경에 따른 현장타설말뚝 거칠기 측정

구분	연차	연구내용	연구범위
		▪ 비용절감형 현장타설말뚝 양방향 재하시험방법 개발	▪ 마찰지지말뚝의 현장 지지력 평가 방법에 대한 연구 ▪ 복동식 고유압 실린더 사용한 양방향 재하시험 장치 현장 적용 ▪ 복동식 고유압 실린더와 자동변위 측정장치의 필요성 및 실용화에 대한 기술 교육 활동
	6	▪ 대형 해상기초 지지력 예측기술 개발	▪ 대형 해상기초 지지력 설계 프로그램 보완 ▪ 지지력 설계 가이드 초안 작성 ▪ 대형 현장타설말뚝 LRFD 설계가이드 초안 작성
		▪ 해상기초의 침하량 예측기법 개발	▪ 2차 핵심 자체 T/B 모니터링 시스템 구축 ▪ 모니터링 결과 분석을 통한 침하량 해석 프로그램 검증 ▪ 크기효과 검증을 위한 해상교량 현장 1/2 축소 말뚝재하시험 ▪ 실시직경에 따른 말뚝 굴착면 거칠기 높이 분석
		▪ 비용절감형 현장타설말뚝 양방향 재하시험방법 개발	▪ 복동식 고유압 양방향 재하시험 장치를 이용한 지지형식 별 재하시험 방법에 대한 지침서 작성
	7	▪ 대형 해상기초 지지력 예측기술 개발	▪ 대형 해상기초 지지력 설계 및 LRFD 설계 가이드 개발 ▪ 실사례 분석을 통한 설계가이드 보완 ▪ 지지력 예측기술 관련 기술 교육
		▪ 해상기초의 침하량 예측기법 개발	▪ 자체 T/B 결과를 반영한 침하량 해석 프로그램 업그레이드 및 최적화 ▪ 크기효과 검증을 위한 해상교량 현장 실규모 말뚝재하시험 실시 ▪ 크기효과 연구 결과를 이용한 축소말뚝재하시험법의 설계 기준 반영 ▪ 모니터링을 통한 중력식기초 침하산정법 검증
		▪ 비용절감형 현장타설말뚝 양방향	▪ 통합형 T/B기술지원

구분	연차	연구내용	연구범위
		재하시험방법 개발	
	8	▪ 대형 해상기초 지지력 예측기술 개발	▪ 대형 해상기초 지지력 설계기술 가이드 완성 ▪ 대형 해상기초 지지력 설계 사업단 T/B 지원
		▪ 해상기초의 침하량 예측기법 개발	▪ 침하량 해석 프로그램 업그레이드 완료 ▪ 크기효과 실용화를 위한 최종 연구보고서 작성 ▪ 기초 침하량 해석 프로그램 매뉴얼 작성
고효율 복합기초 기술 개발	2	▪ 국내외 기초 내진기술 DB구축	▪ 일본 등 선진국 기초 내진기술 동향파악 ▪ 관련 내진기술 특장점 분석 및 결과 활용방안 제시 ▪ 관련 내진기술 사례집 작성 및 제출
		▪ 국내외 벽강관말뚝 기초공법 기술동향 분석	▪ 벽강관말뚝 기초공법 국내외 시공사례 분석 ▪ 벽강관말뚝 기초공법 시공 요소기술 DB 구축
		▪ 해상 대수심용 경제적 복합기초공법 개발	▪ 해상작업선단 조합 ▪ 대수심 연약지반의 치환 또는 보강기술 ▪ 대수심 지중기초공법 시공상태정수 측정장비 제작
	3	▪ 복합기초지진격리시스템 기반기술 개발	▪ 지진격리시스템 메커니즘 확립 ▪ 지진격리시스템 디자인 연구 ▪ 지진격리시스템 수치해석 연구 (Ⅰ)
		▪ 벽강관말뚝 기초공법 고내력 연결부 개발 및 벽강관말뚝 기초공법 주탑기초 적용성 검토	▪ 벽강관말뚝 기초공법 연결부 전단강성 증가를 위한 연결방법 개발 및 실내시험 수행 ▪ 벽강관말뚝 기초 공법 적용성 1차 검토
		▪ 해상 대수심용 경제적 복합기초공법 개발	▪ 해상 말뚝시공장비구성 ▪ 대수심복합기초 설계 절차 ▪ 대수심 지중말뚝과 수중기초의 연결기술 ▪ 대수심 지중말뚝기초 시공기술 ▪ 지중말뚝 시공특성치 측정장치 제작

구분	연차	연구내용	연구범위
	4	▪ 내진 복합기초 지진격리시스템 성능검증	▪ 지진격리시스템 수치해석 연구 (Ⅱ) ▪ 지진격리시스템에 대한 동적시험 수행
		▪ 벽강관말뚝 기초공법 고내력 연결부 개발 및 벽강관말뚝 기초공법 경제성 분석	▪ 벽강관말뚝 기초공법 고내력 연결부 현장 시험시공 및 강도 시험 보고서 작성 ▪ 벽강관말뚝 기초공법 해석적 분석(I) 수행 ▪ 벽강관말뚝 기초공법의 경제성 분석을 위한 단가 산출 1차 보고서 작성 ▪ 벽강관말뚝 기초공법 설계도 초안 작성
		▪ 해상 대수심용 경제적 복합기초공법 개발	▪ 대수심 대형 복합기초 시설계 검토 ▪ 대형 복합기초 모형실험 계획 ▪ 대수심 지중말뚝기초 시공기술 ▪ 대수심 지중말뚝과 수중기초의 연결기술 ▪ 시작품 제작(재사용 말뚝센서, 거칠기 측정장치)
	5	▪ 내진보강형 복합기초 공법 개발	▪ 지진격리시스템 축소모형 설계 ▪ 지진격리시스템 축소모형 제작 ▪ 진동대 시험 수행 ▪ 축소모형 지진격리시스템 동적거동 분석
		▪ 해상 연약지반 벽강관말뚝 주탑기초 시공기술 개발	▪ 벽강관말뚝 기초공법 경제성 분석을 위한 구조 설계 보고서 작성 ▪ 벽강관말뚝 기초공법 설계도 작성 ▪ 경제성 분석 보고서 작성 ▪ 벽강관말뚝 기초공법 시공가이드 작성
		▪ 대형기초 굴착공거칠기 측정장치 개발 및 실용화연구	▪ 굴착공벽 거칠기 측정장치 검증실험 ▪ 굴착공벽 거칠기 측정장치 보완 시작품 제작 I
	6	▪ 내진보강형 복합기초 공법 개발	▪ 진동대 시험 수행 (Ⅱ) ▪ 지진격리시스템 동적거동 분석 ▪ 설계매뉴얼 제시

구분	연차	연구내용	연구범위
		▪ 대형기초 굴착공거칠기 측정장치 개발 및 실용화연구	▪ 굴착공벽 직경 1.5m ~ 3.0m에 적용 가능한 가변형 구동시스템 개발(Ⅱ) ▪ 굴착공벽 거칠기 측정장치 검증실험

Ⅳ. 연구개발결과

목 표	달성도 (%)	내 용
해저지반조사 장비 및 분석시스템 개발	100%	▪ 해저지반조사장비에 대한 개념설계 ▪ 해저지반조사 장비에 대한 기본설계 ▪ 해저지반조사 장비 핵심모듈 세부설계 ▪ 해저지반조사 장비 세부핵심모듈 제작 ▪ 대수심 해저지반조사 세부핵심모듈 제작 ▪ 암반용 코어링 및 토사용 샘플링 시스템 ▪ 무인자동화 장비 통합시스템 제작 ▪ 개발장비에 대한 현장검증실험
대형 해상기초 지지력 예측 및 평가 기술개발	100%	▪ 대형 기초 지지력 불확실성 평가 ▪ 대형 현장타설말뚝 신뢰수준 평가 ▪ 대형 기초 목표신뢰수준 분석 및 저항계수 산정 ▪ 대형 기초 LRFD 설계법 개발 ▪ 대형 기초 신뢰성 평가 및 LRFD 설계 프로그램 개발 ▪ 터널식 앵커리지 파괴거동 규명 및 설계기술 개선 ▪ 거칠기 측정장비 개발 ▪ 말뚝기초 침하량 해석법 개발 ▪ 핵심과제 T/B 적용 ▪ 비용절감형 대용량 현장 지지력 평가기술 개발
고효율 복합기초 기술 개발	100%	▪ 국내·외 기초내진기술 DB구축 ▪ 복합기초지진격리시스템 개발 ▪ 복합기초지진격리시스템 성능검증 ▪ 벽강관말뚝 기초공법 고내력 연결부 개발 ▪ 벽강관말뚝 기초공법 경제성 분석 ▪ 대수심 대형 복합기초 설계절차 확립 ▪ 대형기초 굴착공 거칠기 측정장비 개발

Ⅴ. 연구개발결과의 활용계획

○ 해저 지반조사 장비 및 분석 시스템 개발을 통하여 대형 기초의 설계와 다양한 대수심 해양 구조물 설계 및 시공에 활용하며, 장비 또는 시험기법의 수출산업으로 육성 발전 도모

○ 암반에 근입된 대형 주탑 기초의 신뢰성 있고 합리적인 지지력 예측기법을 개발함으로써 해상 장대 교량기초에의 적용은 물론 항만 및 해양 구조물에도 적용

○ 신뢰도에 기반한 대형기초 설계기술을 통해 지반의 불확실성을 감소시킴으로써 합리적이고 경제적인 설계, 시공, 유지관리가 가능

○ 국제표준규격에 부합하는 설계기준의 합리화, 선진화는 국내건설사 및 설계사의 해외건설 수주에 활용

○ 크기 효과 및 말뚝 기초 침하량 해석 기법을 개발함으로써 최적 설계와 축소모형말뚝시험에 따른 경제적 효과 기대

○ 복합기초 내진기술 확보를 통하여 교량기초 시공분야에서 해외기술 의존도를 낮추고 지진 피해 예상지역인 중국, 동남아시아 시장에 진출하여 해상교량 수주에 활용

○ 대심도 연약지반용 벽강관말뚝 주탑기초 시공기술을 연구 개발하여 경제적이고 합리적인 시공법, 시공장비, 설계기술의 개발이 가능하고, 이를 통하여 국내 서남해안에 계획중인 대형 해상교량 주탑부 기초로 활용

Summary

Ⅰ. TITLE

High efficiency construction technology development

Ⅱ. Necessity and purpose of R&D

Recently, bridge structures are evolving rapidly into higher and longer structures owing to the development of high performance and high strength materials as well as the progresses realized in the domain of design and construction technologies. This evolution responds to the social demand for long-span bridges to link islands to the mainland, islands to islands, and also to achieve intercontinental links. After Namhae bridge(central span 400m) is built in 1973 in Korea by Japanese technology, there are increased the need of long span bridge by economic development. Seohae Bridge(central span 470m) in 2000, and Gwangan bridge(central span 500m) in 2003 was completed and, recently, many long span bridges are under construction, or were constructed. Especially, Incheon Bridge (central span 800m) opened to traffic in 2009 and Yi Sunshin Bridge (central span 1545m), currently under construction, will be completed in 2012. Construction of super long-span bridges has been a world-wide trend.

Large offshore foundation is one of the important parts for the determination of the construction cost and duration of long-span bridges. In order to lead the global market of super long-span bridge construction, high international competitiveness regarding super long-span bridges is required. Therefore, in this study, the final goal is to develop technologies for economical large-diameter offshore foundation. To obtain this goal, the following detailed

aims should be met. Firstly, the purpose in this study is to develope subsea ground investigation equipment that enables remote and automated boring and site investigation under a condition of up to 100m sea-depth and up to 50m additional borings. Secondly, to secure the prediction technology on a large-diameter offshore pile capacity and settlement for its economical design, development of offshore capacity prediction technology and determination of LRFD resistance factors of large-diameter drilled shafts comparable with the load of super long-span bridges. Thirdly, highly-efficient hybrid foundation technology is developed for super long-span bridges under deep sea (sea water depth higher than 50m) condition. The foundation endures under a foundation acceleration of 0.5g with allowing large movement.

In this study, to build super long-span bridge of the cable-stayed bridge over 1000m and suspension bridge over 2000m is to develop construction methods and equipment to secure world international competitiveness along with technology localization. Final goals are developing 1) development of seabed type site investigation equipment and analysis system, 2) evaluation and prediction technologies of bearing capacity for large-diameter offshore foundations, and 3) technologies for highly-efficient hybrid foundation

Ⅲ. Contents and range of R&D

Stage	Year	Research contents	Scope
Deveopment of seabed type site investigation equipment and analysis system	2	▪ Conceptual design of unmanned offshore site investigation equipment	▪ Conceptual design of unmanned automated system ▪ Analysis of main modules and establishment of detailed strategy ▪ Investigation of design parameter analysis system
		▪ Basic design of unmanned offshore site investigation equipment	▪ Basic design of hydraulic system for deep water ▪ Basic design of automated standard penetration test tool for seabed condition ▪ Drawing the basic design of boring and in-situ test equipment for seabed condition
		▪ Investigation and analysis of previous seabed type site investigation equipments	▪ Investigation of previous domestic and international seabed boring systems for deep water ▪ Investigation of downhole type equipment for deep water ▪ Analysis of previous underwater hydraulic systems
	3	▪ Detailed design of boring system applicable to site investigation for deep sea condition	▪ Detailed design of remotely controling system module ▪ Detailed design of hydraulic system for deep sea condition ▪ Detailed design of unmanned automated drilling module for sea depth of 100m ▪ Detailed design of automated rod supply system module necessary to ground depth of 50m ▪ Detailed design of footing frame module for various seabed condition
		▪ Detailed design of unmanned automated SPT equipment for deep seabed condition	▪ Detailed design of sampling and storage system of disturbed soil sample ▪ Development of design parameter analysis system using underwater

Stage	Year	Research contents	Scope
			automated SPT equipment(I)
		▪ Fabrication of key modules of unmanned automated seabed site investigation equipment(I)	▪ Fabrication of automated rod supply module ▪ Fabrication of rod housing system necessary to ground depth of 50m
	4	▪ Fabrication of key modules of unmanned automated offshore site investigation equipment(II)	▪ Fabrication of rod and casing ▪ Fabrication of remotely controling system module ▪ Fabrication of hydraulic system(hydraulic cylinder, hydraulic motor) for deep sea condition ▪ Fabrication of unmanned automated drilling module for sea depth of 100m ▪ Fabrication of automated SPT module for underwater condition ▪ Fabrication of sampling and storage system of disturbed soil sample
		▪ Fabrication of integrated prototype of unmanned offshore site investigation equipment	▪ Fabrication of footing frame module for various seabed condition ▪ Fabrication of prototype unmanned automated equipment for offshore site investigation ▪ Development of design parameter analysis system using underwater automated SPT equipment(II)
		▪ Field verification test of developed equipment	▪ Selection of testing site for field verification test ▪ Field verification test for each key modules ▪ Field verification test of integrated prototype equipment ▪ In-situ testing for comparison results ▪ Trouble shooting of developed equipment using field test results
	5	▪ Design and manufacture of detail core module	▪ Design and manufacture of rod storage module for soil sampling and rock coring ▪ Positioning of rod storage module for

Stage	Year	Research contents	Scope
			soil sampling and rock coring ▪ Manufacture of landing and moving control module
		▪ Modification of unmanned automated equipment for offshore site investigation	▪ Trouble shooting of developed equipment using field test results ▪ Development of design parameter analysis system using underwater automated SPT equipment(III) ▪ Fabrication of revised prototype unmanned automated equipment for offshore site investigation
		▪ Field verification test	▪ Field verification test of integrated prototype equipment (inland and offshore)
	6	▪ Fabrication of revised equipment	▪ Fabrication of boring system for soil sampling and rock coring ▪ Development of design parameter analysis system using underwater automated SPT equipment(III) ▪ Trouble shooting of developed equipment using field test results
		▪ Field verification test	▪ Field verification test of integrated prototype equipment (inland and offshore)
		▪ Commercialize of developed equipment	▪ Contract of technology transfer ▪ Development of maintenance guideline and manual of equipment
	2	▪ Analysis of design criteria for bearing capacity of offshore foundation ▪ Reliability-based criteria analysis and establishment of database	▪ Analysis of design criteria for bearing capacity of offshore foundations ▪ Design data collection and establishment of database for bearing capacity of offshore foundations ▪ Analysis of overseas and domestic reliability-based design criteria for large-diameter offshore foundations ▪ bi-directional loading test data collection and establishment of

Stage	Year	Research contents	Scope
Development of evaluation and prediction techologies of bearing capacity for large-diameter offshore foundations			database for large-diameter offshore foundations
		▪ Development of settlement prediction technique for the offshore foundation	▪ Study on literature review and monitoring for scale effects of the pile foundation ▪ Theoretical considerations on scale effect ▪ Preparing small scaled field pile load test ▪ Collection of settlement measurement data for domestic and foreign shallow foundations ▪ Case study of settlement measurement on pile foundation
		▪ Review the check techniques at a construction status of large offshore foundation structure	▪ Check the load test method of shaft foundation(compression load test, impression load test) ▪ Serveying cases of bi-directional load test ▪ Checking the check techniques at a construction status of constructed pile
	3	▪ Development of prediction technologies of bearing capacity for large-diameter offshore foundation	▪ Establishment of database for bearing capacity and anchorage desgin ▪ analysis of bearing behavior of large-drilled shafts by field test ▪ Analysis of frictional behavior of rock mass ▪ Design uncertainty quantification and statistical characteristics analysis of large-diameter offshore foundations ▪ algorithm design for development of reliability analysis program
		▪ Development of settlement prediction technique for the offshore foundation	▪ Theoretical considerations on scale effect ▪ Study on scale effect of skin friction behavior through the field load test ▪ Analysis of the size effects of skin friction and bearing capacity through

Stage	Year	Research contents	Scope
			the numerical analysis ▪ Collection of settlement measurement data for domestic and foreign shallow foundations ▪ Case study of settlement measurement on pile foundation ▪ Development of settlement analysis methods considering the interaction of pile foundation ▪ Development of settlement analysis method for the gravity caisson
		▪ Evaluation of economical bi-directional load test of drilled shaft	▪ Research of economical bi-directional load test method ▪ Development of high rated load test device ▪ Selection and analysis of foundation integrity check technique
	4	▪ Development of prediction technologies of bearing capacity for large-diameter offshore foundation	▪ Suitability analysis of design methods for large-diameter offshore foundation ▪ Anlysis of the influence factor on anchorage design and suggestion of improvement method for anchorage design ▪ Establishment of bearing behavior prediction technologies for large-diameter foundation by field tests ▪ Algorithm design for the bearing capacity prediction program ▪ Development of reliability analysis program for large-diameter offshore foundations ▪ Analysis of reliability level for large-diameter offshore foundations
		▪ Development of settlement prediction technique for the offshore foundation	▪ Study on influence of scale effect of the smear zone using the numerical analysis ▪ Validation and Development of scale effect through the in-situ load tests ▪ Development of the roughness measuring apparatus for applying in real piles

Stage	Year	Research contents	Scope
			▪ Development of main engine for the settlement analysis program ▪ Development of settlement analysis method for the gravity caisson ▪ Study and planning on in-situ settlement monitoring of the foundation
		▪ Evaluation of economical bi-directional load test of drilled shaft	▪ Development of double-acting high rated capacity(2000 ton) cylinder ▪ Research on bi-directional pile load test method of drilled shaft. ▪ Research on pile load test method of point bearing pile. ▪ CSL test method to study the issue and complement
	5	▪ Development of prediction technologies of bearing capacity for large-diameter offshore foundation	▪ Concept of LRFD design program ▪ Design parameter analysis for advanced design of tunnel anchorage ▪ Resistance factor calculation of drilled shaft ▪ Preparation of LRFD design table
		▪ Development of settlement prediction technique for the offshore foundation	▪ Development of settlement analysis program's Pre-Post ▪ Verification for settlement analysis program through key T/B monitoring analysis ▪ Development of roughness measuring apparatus and roughness measurement in-situ pile
		▪ Evaluation of economical bi-directional load test of drilled shaft	▪ Field application of bi-directional load cell ▪ Technology education of load cell and automatic deformation equipment
	6	▪ Development of prediction technologies of bearing capacity for large-diameter offshore foundation	▪ Development of LRFD design program ▪ Design guideline draft for tunnel anchorage ▪ LRFD design guideline draft

Stage	Year	Research contents	Scope
		▪ Development of settlement prediction technique for the offshore foundation	▪ Build monitoring system for 2nd key T/B ▪ Verification of settlement analysis program through monitoring analysis result ▪ Conduct 1/2 reduction pile load test in offshore site for verification of scale effect ▪ Analysis of pile skin roughness depending on pile diameter
		▪ Evaluation of economical bi-directional load test of drilled shaft	▪ Design guideline of bi-directional load cell
	7	▪ Development of prediction technologies of bearing capacity for large-diameter offshore foundation	▪ Design guidelines for tunnel anchorage and LRFD ▪ Design guideline modification through case study ▪ Technology education of foundation design guideline
		▪ Development of settlement prediction technique for the offshore foundation	▪ Upgrade and optimization settlement analysis program reflecting 2nd key T/B monitoring result ▪ Real-size pile load test in offshore site to verify scale effect ▪ Reflection in Design Specification about reduction pile load test based on result of scale effect study ▪ Verification of gravity type
		▪ Evaluation of economical bi-directional load test of drilled shaft	▪ Support for TB application
	8	▪ Development of prediction technologies of bearing capacity for large-diameter offshore foundation	▪ Development of design guideline ▪ Support for TB

Stage	Year	Research contents	Scope
		▪ Development of settlement prediction technique for the offshore foundation	▪ Complete settlement analysis program upgrade ▪ Final research report to commercialize scale effect ▪ Foundation settlement analysis program manual
Development of technologies for highly-efficient hybrid foundation	2	▪ Establishment of aseismic technology database for foundation	▪ Trend of aseismic technology for foundation ▪ Special features and application plan of the aseismic technology ▪ Manufacturing casebook in aseismic technologies for foundation
		▪ Analysis on technology trends of overseas and domestic steel pipe sheet piles	▪ Analysis on construction case history of overseas and domestic steel pipe sheet piles ▪ Build on construction element technology DB
		▪ Development of construction method for economical offshore hybrid foundation	▪ Combination of the operation fleet for offshore pile foundation construction ▪ Development of the technique for deep soft ground improvement or reinforcement ▪ Development of retrievable pile sensor and sonar roughness profiling system
	3	▪ Development of the base technology for composite foundation isolation system	▪ Establishment of a isolation system mechanism ▪ Study on the isolation system design ▪ Numerical investigation on the isolation system (I)
		▪ Development of the connecting parts with high-strength	▪ Development of the connecting parts with high-strength and Evaluation on the performances of connecting parts

Stage	Year	Research contents	Scope
		in steel pipe sheet piles and Analysis on pylon foundation application	of steel pipe sheet piles ▪ Analysis on pylon foundation application of steel pipe sheet piles(1st)
		▪ Development of construction method for economical offshore hybrid foundation	▪ Composition of construction equipments for offshore pile foundation ▪ Development of Design procedure for deep-sea hybrid foundation ▪ Connection technique of pile and cap under deep sea ▪ Development of Construction technologies for deep-sea pile foundation ▪ Development of retrievable pile sensor and sonar roughness profiling system
	4	▪ Performance verification of the composite foundation isolation system	▪ Numerical investigation on the isolation system (II) ▪ Dynamic testing for the isolation system
		▪ Development of the connecting parts with high-strength in steel pipe sheet piles and Analysis on the economic feasibilities of steel pipe sheet piles	▪ Field test of the connecting parts with high-strength and Making strength test report ▪ Numerical analysis of steel pipe sheet piles(I) ▪ Making 1st bills of quantities report for the analysis on the economic feasibilities of steel pipe sheet piles ▪ Making 1st design drawing of steel pipe sheet piles
		▪ Development of construction method for economical offshore hybrid foundation	▪ Design review of large and deep-sea hybrid foundation ▪ Planning the model test of large hybrid foundation ▪ Construction technologies of deep-sea pile foundations ▪ Connection technique of pile and cap

Stage	Year	Research contents	Scope
			under deep sea ▪ Development of retrievable pile sensor and sonar roughness profiling system
	5	▪ Performance verification of the composite foundation isolation system	▪ Design of small aseismic system ▪ Fabrication of small aseismic system ▪ Dynamic testing for aseismic system
		▪ Development of the connecting parts with high-strength in steel pipe sheet piles and Analysis on the economic feasibilities of steel pipe sheet piles	▪ Structural design report for economic feasibility study ▪ Development of drawing of steel pipe sheet piles ▪ Report of economic feasibility study ▪ Development of construction guideline
		▪ Development of roughness investigation equipment	▪ Verification test of roughness investigation equipment ▪ Fabrication of revised roughness investigation equipment
	6	▪ Performance verification of the composite foundation isolation system	▪ Dynamic testing for aseismic system ▪ Analysis of dynamic behavior of isolation system ▪ Development of design guideline
		▪ Development of roughness investigation equipment	▪ Development of roughness investigation equipment ▪ Verification test of roughness investigation equipment

Ⅳ. Results of R&D

Goal	ratio of achievement (%)	Contents
Development of seabed type site investigation equipment and analysis system	100%	▪ Conceptual design of seabed type site investigation equipment ▪ Basic design of unmanned automated seabed type site investigation equipment ▪ Detailed design of key modules of seabed type site investigation equipment ▪ Fabrication of key modules of seabed type site investigation equipment for deep sea condition ▪ Fabrication of boring system for soil sampling and rock coring ▪ Fabrication of integrated prototype of unmanned offshore site investigation equipment ▪ Field verification test of developed equipment
Development of evaluation and prediction technologies of capacity of large-diameter offshore foundations	100%	▪ Uncertainty assessment of bearing capacity of large diameter pile foundations ▪ Reliability analysis of bearing capacity of large diameter pile foundations ▪ Determination of target reliability indices and resistance factor calibration of bearing capacity of large diameter pile foundations ▪ Development of LRFD method bearing capacity of large diameter pile foundations ▪ Developments of reliability analysis program and LRFD design program ▪ Assessment of faliure mechanism of tunnel anchorage and improvement of design method ▪ Analysis on scale effect using the numerical analysis ▪ Development of the roughness measuring apparatus ▪ Development and application of settlement analysis method for the pile foundation ▪ Evaluation of economical high bearing capacity and foundation integrity check technique development
Development of technologies for highly-efficient hybrid foundation	100%	▪ Establishment of aseismic technology database for foundation ▪ Development of the base technology for composite foundation isolation system ▪ Performance verification of the composite

		foundation isolation system ▪ Development of the connecting parts with high-strength in steel pipe sheet piles ▪ Analysis on the economic feasibilities of steel pipe sheet piles ▪ Establishment of design procedure for large and deep-sea hybrid foundation ▪ Development of construction method of large and deep-sea hybrid foundation

Ⅴ. Plans for utilizing results of R&D

○ By developing subsea ground investigation equipment and analysis system, large-diameter foundation designs and deep-sea offshore structure design and construction are possible. In addition, successful development of the equipment and analysis system would lead to be developed as an export industry in the expending international market.

○ Development of reliable and reasonable capacity prediction technology of rock-socketed large-diameter main tower foundation enables implementation of offshore long-span bridge foundations as well as ports and offshore structures.

○ From the reliability-based large-diameter design technology, reduction of uncertainties related to soils is possible; therefore, reasonable and economical design, construction, and maintenance are possible. Above all, developing a reasonable specifications compatible with the international standards would result in increasing shares in global construction and design market.

○ By developing analysis method considering scale effect and foundation settlement, economic effects can be expected according to optimal design and reduction pile load test

○ Development of earthquake isolation technology for composite foundations could reduce the dependency of international technology in bridge foundation construction and could lead to market share increase in China and South-east asia where earthquakes are frequently take place.

○ By performing researches on technologies for deep-sea soft ground steel-pipe sheet pile foundation for main tower, reasonable construction method, construction equipment, and design technology can be obtained. As a result, these technologies can be implemented in domestic South-west coastal regions where construction of offshore bridges are scheduled.

건설기술연구사업 초장대교량사업단
비용절감형 대형 해상기초 기술 개발 최종보고서

목 차

제 1 장 연구개발과제의 개요 ····· 1

제 1 절 연구개발 기술의 정의 및 필요성 ····· 1

제 2 절 연구개발 목표 및 내용 ····· 3

1. 연구개발의 최종목표 ····· 3
2. 연차별 연구목표 및 연구내용 ····· 3

제 2 장 국내외 기술개발 현황 ····· 13

제 1 절 국내 기술 동향 ····· 13

1. 해저지반조사 장비 및 분석시스템 개발 ····· 13
2. 대형 해상기초 지지력 예측 및 평가기술 개발 ····· 15
3. 고효율 복합기초 기술 개발 ····· 19
4. 국내시장 현황 ····· 22

제 2 절 해외 기술 동향 ····· 27

1. 해저지반조사 장비 및 분석시스템 개발 ····· 27
2. 대형 해상기초 지지력 예측 및 평가기술 개발 ····· 33
3. 고효율 복합기초 기술 개발 ····· 38

제 3 장 연구개발 수행 내용 및 결과 ····· 43

제 1 절 개요 ····· 43

제 2 절 해저 지반조사 장비 및 분석시스템 개발 ····· 44

1. 서론 ····· 44
2. 기초 설계에 대한 SPT N값의 이용 ····· 44
3. 대수심 해저 지반조사 장비 세부 핵심모듈 설계 및 제작 ····· 51
4. 대수심 해저 지반조사 장비 세부 핵심모듈 실험 및 해석 ····· 63
5. 암반코어링 및 토사 샘플링 기능을 추가한 재설계 ····· 75
6. 해저지반조사 장비에 대한 세부핵심모듈의 제작 ····· 80
7. 해저지반조사 장비에 대한 세부핵심모듈의 실험 ····· 90
8. CFD 유체 해석 ····· 93
9. 장비 운용시 고려사항 ····· 102

제 3 절 대형 해상기초 지지력 예측 및 평가기술 개발 ····· 108

1. 서론 ····· 108
2. 대형 해상기초의 지지력 예측기술 개발 ····· 109
3. 대형 기초의 침하량 예측기술 개발 ····· 228
4. 비용절감형 대용량 현장지지력 평가 기술 개발 ····· 314

제 4 절 고효율 복합기초 공법 개발 ····· 376

1. 서론 ····· 376
2. 내진보강형 복합기초 기술 개발 ····· 376
3. 해상 연약지반 벽강관말뚝 기술 개발 ····· 422
4. 대수심 복합기초 설계기술 및 굴착공 거칠기 측정장치 개발 ····· 465

제 5 절 결론 ····· 529

1. 해저 지반조사장비 및 분석 시스템 개발 ····· 529
2. 대형 해상기초 지지력 예측 및 평가기술 개발 ····· 530
3. 고효율 복합기초 공법 개발 ····· 542

제 4 장 목표달성도 및 관련분야에의 기대성과 ····· 549

제 1 절 연구목표 달성도 ····· 549

1. 연구목표에 따른 연차별 성과지표 달성도 ····· 549
2. 연구목표에 따른 연차별 주요 산출물 ····· 557
3. 연차별 연구비 집행 내역 ····· 566

제 2 절 기대성과 및 파급효과 ····· 570

1. 기술적 측면 ····· 570
2. 사회·경제적 측면 ····· 572
3. 전략적 측면 ····· 575

제 5 장 연구개발결과의 활용계획 ····· 579

제 1 절 연구결과의 활용방안 ····· 579

1. 활용방안 종합 ····· 579
2. 성과물 특성에 따른 활용방안 ····· 580

제 2 절 연구결과의 기업 활용방안 ····· 583

1. 참여기업의 현황분석 ····· 583
2. 참여기업별 연계방안 및 추진전략 ····· 586

제 3 절 타 산업에 미치는 효과 ····· 588

제 4 절 정부 정책과의 연계 방안 ····· 590

1. 정부 정책과의 연계 방안 ····· 590
2. 정부 및 관련 공공기관과의 협조 방안 ····· 591

제 5 절 관련 후속연구개발의 전망 ····· 593

제 6 장 연구개발과정에서 수집한 해외과학기술정보 ··· 599

제 7 장 참고문헌 ····· 611

Contents

Chapter 1 Outline ····· 1

1. Definition and necessity of R&D ····· 1

2. Objectives and contents of R&D ····· 3

1.1 Final objectives of R&D ····· 3

1.2 Yearly research objectives and contents ····· 3

Chapter 2 Status in Korea and Overseas ····· 13

1. Technology trends in Korea ····· 13

1.1 Development of seabed type site investigation equipment and analysis system ····· 13

1.2 Development of evaluation and prediction technologies of capacity of large-diameter offshore foundations ····· 15

1.3 Development of technologies for highly-efficient hybrid foundations ··· 19

1.4 Status in Korea ····· 22

2. Overseas technology trends ····· 27

1.1 Development of seabed type site investigation equipment and analysis system ····· 27

1.2 Development of evaluation and prediction technologies of capacity of large-diameter offshore foundations ····· 33

1.3 Development of technologies for highly-efficient hybrid foundations ··· 38

Chapter 3 Research Contents and Results ····· 43

1. Outline ····· 43

2. Development of seabed type site investigation equipment and analysis system ····· 44

2.1 Introduction ····· 44

2.2 Application of SPT N value for design of foundations ····· 44

2.3 Design and fabrication of detailed key modules of seabed type site investigation equipment ····· 51

2.4 Test and analysis of detailed key modules of seabed type site investigation equipment ····· 63

2.5 Redesign considering boring system for soil sampling and rock coring ····· 75

2.6 Fabrication of detailed key modules of seabed type site investigation equipment ····· 80

2.7 Test of detailed key modules of seabed type site investigation equipment ····· 90

2.8 CFD fluid analysis ····· 93

2.9 Considerations for application of the equipment ····· 102

3. Development of evaluation and prediction technologies of capacity of large-diameter offshore foundations ····· 108

3.1 Introduction ····· 108

3.2 Development of seabed type site investigation equipment and analysis system ····· 109

3.3 Development of evaluation and prediction technologies of capacity of

large-diameter offshore foundations ····· 228

3.4 Development of technologies for highly-efficient hybrid foundations · 314

4. Development of technologies for highly-efficient hybrid foundations ····· 376

4.1 Introduction ····· 376

4.2 Development of aseismic composite foundation ····· 376

4.3 Development of the steel pipe sheet piles in soft soils ····· 422

4.4 Development of roughness investigation equipment ····· 465

5. Conclusions ····· 529

5.1 Development of seabed type site investigation equipment and analysis system ····· 529

5.2 Development of evaluation and prediction technologies of capacity of large-diameter offshore foundations ····· 530

5.3 Development of technologies for highly-efficient hybrid foundations · 542

Chapter 4 Achievements and Expected Outcomes in Related Domains ····· 549

1. Achievement of research objectives ····· 549

1.1 Achievement of yearly performance index according to research objectives ····· 549

1.2 Yearly major products according to research objectives ····· 557

1.3 Yearly expenditures ····· 566

2. Expected Outcomes and Future Impact ····· 570

2.1 Technological impact ····· 570

2.2 Social and economic impact ····· 572

2.3 Strategical impact ····· 575

Chapter 5 Application Plan of Results ····· 579

1. Application plan of research outcomes ····· 579

1.1 General ····· 579

1.2 Planning according to the characteristics of the results ····· 580

2. Industrial application plan of research outcomes ····· 583

2.1 Status of participating companies ····· 583

2.2 Application strategy per participating company ····· 586

3. Effects on Other Industrial Fields ····· 588

4. Connection with Governmental Policy ····· 590

4.1 Connection plan with governmental policy ····· 590

4.2 Cooperation plan with government and related public organizations ·· 591

5. Prospects of related future R&D ····· 593

Chapter 6 Information on Overseas Scientific Technology ····· 599

Chapter 7 References ····· 611

제 1 장 연구개발과제의 개요

제 1 절 연구개발 기술의 정의 및 필요성

최근 국내외적으로 해협을 횡단하는 초장대 교량 프로젝트의 증가로 케이블 교량의 주경간장이 증가함에 따라 주탑 규모가 커지고, 이로 인해 주탑기초도 대형화되고 있다. 이러한 대형 주탑기초는 해상의 대수심, 대심도 조건에 대응하기 위한 조사, 설계, 시공기술을 필요로 한다.

본 연구는 초장대 교량의 대형 해상기초 기술자립 및 국제 경쟁력 확보를 목적으로, 해저 지반조사 장비 및 분석기술, 대형 해상기초 설계 및 평가기술, 고효율 복합기초 공법 등으로 구성되는 비용절감형 대형 해상기초 조사, 설계, 시공기술로 정의할 수 있다. 대형 해상기초는 장경간 케이블교량의 공사비 및 공사기간을 결정짓는 주요한 부분으로서, 최근 국내외 해상 교량 건설 시에 강진 지역, 대심도 연약층 지역, 기반암의 절리 우세지역, 대심도 지역 등 취약 지반에 대형 해상기초를 시공해야 하는 경우가 빈번히 발생하게 되어 이러한 지반의 특성을 정확히 파악하고, 기초 지지력 및 침하량을 합리적으로 예측·분석·평가하는 기술 및 경제적이고 안정한 기초를 창의적으로 설계하고 시공하는 기술이 필수적으로 요구되고 있다. 장대교량의 공사비에서 대형 해상기초가 차지하는 비중은 15~25% 수준으로서 그 경제성이 초장대교량의 가격경쟁력에 미치는 영향이 매우 크다고 할 수 있다. 따라서 세계 최고 수준의 경제성 및 기술경쟁력을 갖춘 장경간 케이블 교량 자립 건설기술을 확보하기 위해서는 현재 국외대비 약 70% 미만에 머무르고 있는 대형 해상기초의 기술력을 제고함과 동시에 비용절감형 대형 해상 기초기술 개발을 통해서 국제경쟁력을 향상시키는 것이 시급히 요망된다.

한편, 대형 해상기초는 해저 지반조사의 어려움 등으로 보수적인 설계지반정수를 적용하는 경우가 많다. 따라서 정확한 해상 지반조사 결과에 기반한 설계지반정수 산정으로 해상기초의 신뢰성 및 경제성 향상이 요구된다. 그리고 다양한 해양 구조물의 수요 증대로 인해 점차적으로 대수심 조건에서의 지반조사의 필요성이 전 세계적으로 증대되고 있는 실정에서, 경쟁력 확보를 위한 경제적 해저지반조사 장비

를 개발할 필요성이 있다. 또한 대형 해상기초의 경제성을 향상시키기 위해서는 정확한 지지력 및 침하량 예측 설계가 필수적이다. 대용량 현장재하시험을 통한 지지력 평가에 많은 비용이 소모되므로 경제적인 방법으로 지지력을 평가할 수 있는 시험기술의 개발이 필요하다. 한편, 근래 10여 년간 일본, 미국 등 선진국에서 지진에 의한 교량구조물의 피해사례를 분석하면 강진 발생 시에는 내진설계가 이루어진 교량구조물이라 할지라도 지반진동에 의한 하중에 저항하지 못해 구조물의 파괴로 이어지는 사례를 살펴볼 수 있다. 그러므로 강진 발생 시에 지진으로 인한 지반진동을 효과적으로 대응할 수 있는 새로운 접근법이 요구되고 있는 실정이다.

국내 장대교량 건설이 계획되어 있는 서·남해안 지역의 경우 지반이 연약한 곳이 많고 심도가 깊으면서 유속도 빠른 곳이 있어 해상기초의 시공에 많은 비용이 소요되고 있다. 이에 따라 주탑 기초 예정지의 취약한 지반환경을 극복할 수 있는 고효율 복합기초 공법의 개발이 요구된다.

제 2 절 연구개발 목표 및 내용

1. 연구개발의 최종목표

초장대 교량의 경쟁력을 확보하기 위해서는 교량 하부 기초구조물의 경제성 확보가 필수적이다. 본 연구에서는 비용절감형 대형 해상기초 기술을 개발하는 것을 최종 목표로 한다. 최종목표를 달성하기 위한 세부 연구 목표로는 해저지반조사 장비 및 분석시스템 개발, 대형 해상기초 지지력 예측 및 평가기술 개발, 고효율 복합기초 기술 개발 등으로 설정하였다.

2. 연차별 연구목표 및 연구내용

가. 해저지반조사 장비 및 분석시스템 개발

단계	연차	연구내용	연구범위
1단계	2	◦ 대수심용 해저지반조사 장비에 대한 개념 설계	◦ 무인 자동화 장비 제작 방안에 대한 개념 설계 ◦ 세부 핵심 모듈 분석 및 팩키지 활용 방안 및 세부 전략 수집 ◦ 설계정수 분석시스템 개발 방안 마련
		◦ 대수심용 해저지반조사 장비에 대한 기본 설계	◦ 대수심용 유압시스템에 대한 기본설계 ◦ 해저지반조사용 자동 표준관입시험장비에 대한 기본설계 ◦ Boring 장비 및 원위치 지반조사 장비를 포함한 해저지반조사 장비에 대한 기본설계 도안 작성
		◦ 해저지반조사 장비 관련 기존 자료 조사 및 분석	◦ 대수심 해저지반조사용 착저식 Boring 시스템에 대한 국내외 자료 조사 ◦ 대수심 해저 지반조사용 Downhole type(Drilling ship)

단계	연차	연구내용	연구범위
			◦ Boring 시스템에 대한 자료조사 ◦ - 수중유압시스템에 대한 국내외 기술현황 분석
	3	◦ 대수심 해저 지반조사에 적합한 Broing 시스템의 핵심모듈에 대한 세부 설계	◦ 무인 원격조정이 가능한 장비제어시스템 모듈 세부설계 ◦ 대수심용 유압시스템 모듈 세부설계 ◦ 수심 100m 조건 무인 자동화 Drilling장치 모듈세부설계 ◦ 지반심도 50m까지 연결가능 rod 자동공급 모듈세부설계 ◦ 다양한 표층지반 착저식 frame 모듈 세부설계
		◦ 해저 착저형 무인 자동화 표준관입시험 장비에 대한 세부 설계	◦ 교란시료 채취, 보관시스템 모듈 세부설계 ◦ 수중에서의 자동화 표준관입시험장치를 활용한 설계정수 분석시스템 개발(I) ◦ 수중에서 획득한 자동표준관입시험 N값 분석 기술개발
		◦ 해저지반조사 무인 자동화 장비의 핵심모듈 시작품 제작(I)	◦ 로드 자동공급 모듈 제작 ◦ 기존의 육상 장비용 로드를 활용할 수 있는 시스템 ◦ 지반 심도 50m까지 연결 가능한 로드 수납 시스템
	4	◦ 해저지반조사 무인 자동화 장비의 핵심모듈 시작품 제작(II)	◦ 공벽 보호용 케이싱을 비롯한 로드 제작 ◦ 무인 원격조정이 가능한 장비제어시스템 모듈 제작 ◦ 대수심용 유압시스템(유압실린더, 유압모터 등) 제작 ◦ 수심 100m 조건에 대한 무인 자동화 Drilling 장치 제작 ◦ 자동 표준관입시험장치 모듈 제작

단계	연차	연구내용	연구범위
			◦ 표준관입시험시 교란시료 채취 및 보관 시스템 제작
		◦ 해저지반조사 무인 자동화 장비 통합 시스템 시작품 제작	◦ 공벽 보호용 케이싱을 비롯한 로드 제작 ◦ 무인 원격조정이 가능한 장비제어시스템 모듈 제작 ◦ 대수심용 유압시스템(유압실린더, 유압모터 등) 제작 ◦ 수심 100m 조건에 대한 무인 자동화 Drilling 장치 제작 ◦ 자동 표준관입시험장치 모듈 제작 ◦ 표준관입시험시 교란시료 채취 및 보관 시스템 제작
		◦ 개발장비에 대한 현장검증실험	◦ 현장검증실험용 현장 선정 확인 ◦ 각 세부 모듈에 대한 현장검증실험 ◦ 장비 시스템 전체 현장검증실험 ◦ 비교 검토용 기존 현장지반조사시험 수행 ◦ 개발 장비에 대한 문제점 파악 및 해결방안 분석(I)
2 단계	5	◦ 세부핵심모듈 설계 및 제작	◦ 토사용 샘플러와 암반용 코어링을 위한 롯드보관모듈의 설계와 제작 ◦ 토사용 샘플러와 암반용 코어링 롯드를 공급하기 위한 공급모듈의 위치제어 분석과 수정 보완 ◦ 해저면 착저모듈, 수중이동제어모듈 제작
		◦ 장비 수정 보완 및 해저지반조사 장비 시작품 제작(초기 단계)	◦ 현장검증실험을 통해 개발 장비에 대한 문제점 파악 및 해결방안 분석(II) ◦ 수중에서의 자동화 표준관입시험장치를 활용한 설계정수 분석시스템 개발(III) ◦ 해저지반조사 장비 시작품 제작

단계	연차	연구내용	연구범위
		◦ 추가 현장검증실험	◦ 수정 제작된 장비의 현장검증실험 (육상 및 해상)수행
	6	◦ 개발된 장비의 성능보완 제작	◦ 암반용 코어링 및 토사용 샘플러 Boring시스템 제작 ◦ 수중에서의 자동화 표준관입시험장치를 활용한 설계정수 분석시스템 개발 ◦ 현장검증실험을 통해 개발 장비에 대한 문제점 파악 및 해결방안 분석
		◦ 현장검증실험	◦ 수정 제작된 장비의 육상 및 해상에서의 현장검증실험 수행
		◦ 개발된 해저지반조사 장비 실용화	◦ 개발된 해저지반조사 장비의 기술실시계약 ◦ 유지보수 방안 및 장비 운용 매뉴얼 작성

나. 대형 해상기초 지지력 예측 및 평가기술 개발

단계	연차	연구내용	연구범위
1단계	2	◦ 해상기초 지지력 설계기준 분석 및 신뢰도기반 기준분석 및 데이터베이스 구축	◦ 해상기초 지지력 설계기준 분석 ◦ 해상기초 지지력 설계자료 수집 및 DB 구축 ◦ 대형 해상기초 국내외 신뢰성 설계기준 분석 ◦ 대형 해상기초 양방향 재하실험자료 수집, DB 구축
		◦ 대형 해상기초의 침하량 예측기법 개발	◦ 말뚝기초의 크기효과에 대한 기존문헌 및 계측사례연구 ◦ 크기효과에 대한 이론적 고찰 ◦ 소규모 현장재하시험 준비 ◦ 국내외 직접기초 침하량 측정 자료 수집 ◦ 말뚝기초의 침하계측 사례분석

단계	연차	연구내용	연구범위
		◦ 대형해상기초 구조물 시공상태 확인기법 검토	◦ 대형기초 말뚝재하시험방법 검토(압축,인발 재하시험) ◦ 국내 양방향 재하시험 사례 조사 ◦ 말뚝 시공상태 확인기법 검토
	3	◦ 대형 해상기초 지지력 예측기술 개발	◦ 지지력 설계 및 앵커리지 설계 DB 구축 ◦ 현장시험을 통한 대형 기초 지지거동 및 암반 마찰거동 분석 ◦ 대형 해상기초 설계 불확실성 정량화 및 통계특성 분석 ◦ 신뢰성 분석 프로그램 개발을 위한 알고리즘 고안
		◦ 대형 해상기초의 침하량 예측기법 개발	◦ 크기효과에 대한 이론적 고찰 ◦ 현장재하시험을 통한 주면마찰거동의 크기효과 연구 ◦ 수치해석을 이용한 주면, 선단지지거동 크기효과 분석 ◦ 국내외 직접기초 침하량 측정 자료 수집 ◦ 말뚝기초의 침하계측 사례분석 ◦ 말뚝기초의 상호작용을 고려한 침하량 해석법 개발 ◦ 중력식 기초 침하량 해석법 개발
		◦ 비용절감형 현장타설말뚝 양방향 재하시험 방법 개발	◦ 비용절감형 양방향 재하시험 방법 연구 ◦ 고유압 양방향 재하시험 장치 개발 ◦ 시공상태 확인 기법 선정 및 분석
	4	◦ 대형 해상기초 지지력 예측기술 개발	◦ 대형 해상기초 설계법의 적합도 분석 ◦ 앵커리지 설계 영향인자 분석 및 개선점 도출 ◦ 현장실험을 통한 대형기초 지지거동 예측기술 정립 ◦ 지지력 예측기법 프로그램 알고리즘 고안

단계	연차	연구내용	연구범위
			◦ 대형 해상기초 신뢰성 분석 프로그램 개발 ◦ 대형 해상기초 신뢰수준 분석
		◦ 대형 해상기초의 침하량 예측기법 개발	◦ 수치해석을 이용한 교란영역의 크기효과 영향 분석 연구 ◦ 현장재하시험을 통한 크기효과 검증 및 정립 ◦ 실규모 말뚝에 적용하기 위한 거칠기 측정 장비 개발 ◦ 침하량 해석 프로그램 main engine개발 ◦ 중력식 기초 침하량 해석법 개발 ◦ 기초 침하량 현장 모니터링 연구 및 계획수립
		◦ 비용절감형 현장타설말뚝 양방향 재하시험 방법 개발	◦ 고유압 복동식 양방향 말뚝 재하시험 장치 개발 ◦ 현장타설말뚝의 양방향 재하시험 연구 ◦ 선단지지 말뚝의 재하 시험 평가 방법 연구 ◦ 건전도 시험 방법 문제점 연구 및 보완
2 단계	5	◦ 대형 해상기초 지지력 예측기술 개발	◦ 지지력 LRFD 설계 프로그램 고안 ◦ 앵커리지 설계지침 보완을 위한 설계변수 도출 ◦ 초장대교량 대형 현장타설말뚝 저항계수 산정 ◦ 대형 현장타설말뚝 LRFD 설계도표 작성
		◦ 대형 해상기초의 침하량 예측기법 개발	◦ 실규모 대형 현장재하시험을 통한 크기효과 검증 및 정립 ◦ 말뚝기초의 현장 침하량 모니터링 및 개발된 해석방법 검증 ◦ 해석용 프로그램 완료 및 등록 ◦ 핵심 TB 적용을 통한 해석법의 비교분석 ◦ 말뚝 거칠기 측정장비 시제품 개발
		◦ 비용절감형 현장타설말뚝 양방향 재하시험	◦ 복동식 고유압 실린더 사용한 양방향 재하시험 장치 현장 적용 ◦ 복동식 고유압 실린더와 자동변위 측정장치의

단계	연차	연구내용	연구범위
		방법 개발	필요성 및 실용화에 대한 기술 교육 활동
	6	◦ 대형 해상기초 지지력 예측기술 개발	◦ 대형 해상기초 LRFD 설계 프로그램 보완 ◦ 지지력 설계 가이드 초안 작성 ◦ 대형 현장타설말뚝 LRFD 설계가이드 초안 작성
		◦ 대형 해상기초의 침하량 예측기법 개발	◦ 실규모 대형 현장재하시험을 통한 크기효과/침하량 예측 및 검증 ◦ 말뚝기초의 현장 침하량 모니터링 및 개발된 해석방법 검증 ◦ 핵심 TB 적용을 통한 해석법의 비교분석
		◦ 비용절감형 현장타설말뚝 양방향 재하시험 방법 개발	◦ 복동식 고유압 양방향 재하시험 장치를 이용한 지지형식 별 재하시험 방법에 대한 지침서 작성
3단계	7	◦ 대형 해상기초 지지력 예측기술 개발	◦ 대형 해상기초 지지력 설계 및 LRFD 설계 가이드 개발 ◦ 실사례 분석을 통한 설계가이드 보완 ◦ 지지력 예측기술 관련 기술 교육
		◦ 대형 해상기초의 침하량 예측기법 개발	◦ 통합 TB적용을 위한 설계지원 및 검토 ◦ 기 실시된 대형현장시험을 통한 크기효과 정량화 및 검증 ◦ 말뚝기초의 현장 침하량 모니터링 및 개발된 해석방법 검증 ◦ 개발된 프로그램을 이용한 설계적용 ◦ 핵심 TB 결과를 반영한 프로그램의 업데이트
		◦ 비용절감형 현장타설말뚝 양방향 재하시험	◦ 통합형 T/B기술지원

단계	연차	연구내용	연구범위
		방법 개발	
	8	◦ 대형 해상기초 지지력 예측기술 개발	◦ 대형 해상기초 지지력 설계기술 가이드 완성 ◦ 대형 해상기초 지지력 설계 사업단 T/B 지원
		◦ 대형 해상기초의 침하량 예측기법 개발	◦ 크기효과를 고려한 설계 매뉴얼 작성 ◦ 기초 침하량 해석 매뉴얼 작성

다. 고효율 복합기초 기술 개발

단계	연차	연구내용	연구범위
1단계	2	◦ 국내외 기초 내진기술 DB구축	◦ 일본 등 선진국 기초 내진기술 동향파악 ◦ 관련 내진기술 특장점 분석 및 결과 활용방안 제시 ◦ 관련 내진기술 사례집 작성 및 제출
		◦ 국내외 벽강관말뚝 기초공법 기술동향 분석	◦ 벽강관말뚝 기초공법 국내외 시공사례 분석 ◦ 벽강관말뚝 기초공법 시공 요소기술 DB 구축
		◦ 해상 대수심용 경제적 복합기초 공법 개발	◦ 해상작업선단 조합 ◦ 대수심 연약지반의 치환 또는 보강기술 ◦ 대수심 지중기초공법 시공상태정수 측정장비 제작
	3	◦ 복합기초 지진격리시스템 기반기술 개발	◦ 지진격리시스템 메커니즘 확립 ◦ 지진격리시스템 디자인 연구 ◦ 지진격리시스템 수치해석 연구 (I)
		◦ 벽강관말뚝 기초공법 고내력 연결부 개발 및 벽강관말뚝 기초공	◦ 벽강관말뚝 기초공법 연결부 전단강성 증가를 위한 연결방법 개발 및 실내시험 수행 ◦ 벽강관말뚝 기초 공법 적용성 1차 검토

단계	연차	연구내용	연구범위
		법 주탑기초 적용성 검토	
		◦ 해상 대수심용 경제적 복합기초 공법 개발	◦ 해상 말뚝시공장비구성 ◦ 대수심복합기초 설계 절차 ◦ 대수심 지중말뚝과 수중기초의 연결기술 ◦ 대수심 지중말뚝기초 시공기술 ◦ 지중말뚝 시공특성치 측정장치 제작
	4	◦ 복합기초 지진격리시스템 성능검증	◦ 지진격리시스템 수치해석 연구 (Ⅱ) ◦ 지진격리시스템에 대한 동적시험 수행
		◦ 벽강관말뚝 기초공법 고내력 연결부 개발 및 벽강관말뚝 기초공법 경제성 분석	◦ 벽강관말뚝 기초공법 고내력 연결부 현장시험 시공 및 강도 시험 보고서 작성 ◦ 벽강관말뚝 기초공법 해석적 분석(I) 수행 ◦ 벽강관말뚝 기초공법의 경제성 분석을 위한 단가 산출 1차 보고서 작성 ◦ 벽강관말뚝 기초공법 설계도 초안 작성
		◦ 해상 대수심용 경제적 복합기초 공법 개발	◦ 대수심 대형 복합기초 시설계 검토 ◦ 대형 복합기초 모형실험 계획 ◦ 대수심 지중말뚝기초 시공기술 ◦ 대수심 지중말뚝과 수중기초의 연결기술 ◦ 시작품 제작(재사용 말뚝센서, 거칠기 측정장치)
2단계	5	◦ 내진보강형 복합기초 공법 개발	◦ 지진격리시스템 축소모형 설계 ◦ 지진격리시스템 축소모형 제작 ◦ 진동대 시험 수행 ◦ 축소모형 지진격리시스템 동적거동 분석
		◦ 해상 연약지반	◦ 벽강관말뚝 기초공법 경제성 분석을 위한

단계	연차	연구내용	연구범위
		벽강관말뚝 주탑 기초 시공기술 개발	구조 설계 보고서 작성 ◦ 벽강관말뚝 기초공법 설계도 작성 ◦ 경제성 분석 보고서 작성 ◦ 벽강관말뚝 기초공법 시공가이드 작성
		◦ 대형기초 굴착공 거칠기 측정장치 개발 및 실용화 연구	◦ 굴착공벽 거칠기 측정장치 검증실험 ◦ 굴착공벽 거칠기 측정장치 보완 시작품 제작 I
	6	◦ 내진보강형 복합기초 공법 개발	◦ 진동대 시험 수행 (Ⅱ) ◦ 지진격리시스템 동적거동 분석 ◦ 설계매뉴얼 제시
		◦ 대형기초 굴착공 거칠기 측정장치 개발 및 실용화 연구	◦ 굴착공벽 직경 1.5m ~ 3.0m에 적용 가능한 가변형 구동시스템 개발(Ⅱ) ◦ 굴착공벽 거칠기 측정장치 검증실험

제 2 장 국내외 기술개발 현황

제 1 절 국내 기술 동향

1. 해저지반조사 장비 및 분석시스템 개발

기존 해상 지반조사는 국내 해양구조물(특히, 항만구조물)의 경우, 대부분 수심 20m 내외의 저수심에서 바지선을 활용하여 일반 육상용 보링 장비 및 원위치 시험 장비를 그대로 적용하고 있는 실정이다. 한국해양연구원에서는 수심 60m에서 50m 심도까지 실험이 가능한 해양콘관입시험기를 개발하였으나, 연약한 지반조건에서만 실험이 가능하기 때문에 전체 지반에 대한 물성 획득에는 한계가 있다. 국내에서는 대수심용 착저식 보링 기술에 대해서는 아직까지 확보하지 못한 상태라 할 수 있다.

해저지반조사 장비 및 해저지반조사 분석시스템 개발과 관련된 세부 기술을 확보하고 있는 국내 주요업체의 현황, 국내의 관련 전문가와 연구기관 현황, 국내 기술개발 수준 및 국내 연구인프라 수준은 표 2.1 ~ 표 2.4에 각각 나타내었다.

<표 2.1> 해저지반조사 관련 세부기술별 국내 주요업체 현황

세부기술	업체명	보유 기술 또는 특허	최고기술보유기관	비고
해저지반 자동 보링 기술	동아지질	해상 및 육상 지반 굴착시스템	FUGRO	
	두배시스템	신축구조를 갖는 시그널 케이블	-	
해양지반조사 원위치 시험기술	한국해양연구원	지반조사용 콘관입장치	Benthics	
	한국도로공사	육상 지반조사 전용 통합 시스템	FUGRO	
	SK건설	자동 표준관입시험장치	SPT Offshore	
	네스지오	채취 시료를 활용한 지반 설계정수 분석	FUGRO	

<표 2.2> 세부기술별 국내 전문가 및 연구기관 현황

세부기술	전문가	소속기관	기술개발현황	해외의 최고 기술보유기관	비고
해저지반 자동 보링 기술	이배	두배시스템	자동제어시스템	Benthics	
	함영복	한국기계연구원	수중유압시스템	쓰미모토	
	이민기	창원대학교	수중 기계화시공장비	PARI (일본)	
해양지반조사 원위치 시험기술	권오순	한국해양연구원	해양콘관입시험기	Fugro	
	목영진	경희대학교	인홀형 탄성파 탐사장치	University of Texas at Austin	
	조성민	한국도로공사	자동화 대형 표준관입시험장치	SPT Offshore	
	최명진	네스지오	채취 시료를 활용한 지반의 설계정수 분석	FUGRO	

<표 2.3> 국내 기술개발 수준

세부기술	현재 기술수준			과제 완료시 국내 기술수준		
	기술 수준 (%)	기술 격차 (년)	비고	기술 수준 (%)	기술 격차 (년)	비고
해저지반 자동 보링 기술	65	5	도입단계	85	2	경쟁단계
해양지반조사 원위치 시험기술	75	3	성숙단계	90	1	경쟁단계

<표 2.4> 국내연구 인프라 수준

기술분야	인프라 항목	선진국 대비 인프라 수준				
		부족	다소부족	동등	우월	보다우월
해저지반 자동 보링 기술	연구시설 및 설비	○				
	전문인력 보유정도		○			
	산학연공동연구기반			○		
	기술이전 및 거래	○				
해양지반조사 원위치 시험기술	연구시설 및 설비		○			
	전문인력 보유정도		○			
	산학연공동연구기반			○		
	기술이전 및 거래		○			

2. 대형 해상기초 지지력 예측 및 평가기술 개발

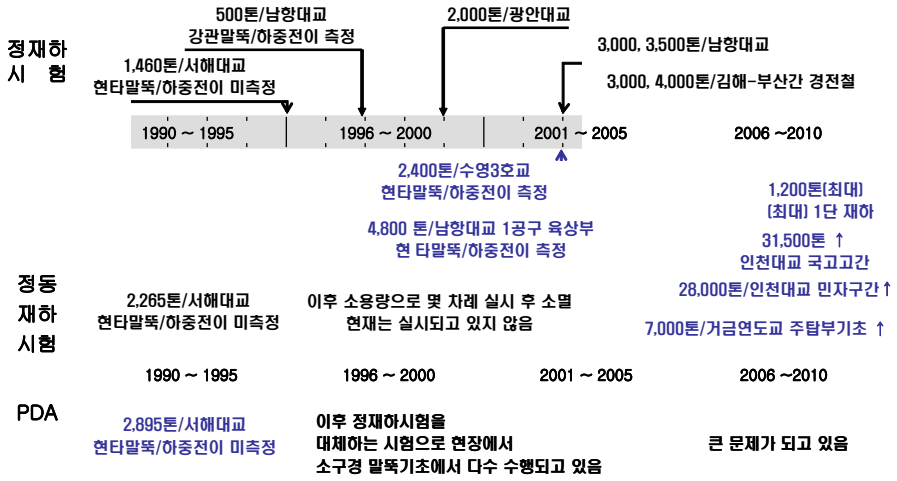
대형 기초의 설계시 지반특성에 적합한 지지력 설계법의 적용과 LRFD 설계법을 도입하는 문제는 최근 장대교량 시장에서 가장 두드러진 변화 양상이며 이에 대해 기술적, 제도적인 장벽을 해소하지 못함으로써 국내 설계기술의 큰 약점으로서 작용하고 있는 실정이다.

국내 지반공학 분야에서의 한계상태설계 연구는 신뢰성 해석에 기초한 말뚝기초의 설계를 중심으로 이루어져 왔으며, 최근에는 비선형 구조물에 대한 추계학적 신뢰성해석, 신뢰도에 근거한 말뚝의 항타제어 및 지지력 평가연구, 지반-구조물의 동적 상호작용 해석에 확률론적 방법을 적용한 연구 등이 이루어지고 잇다. 그동안

의 연구개발 노력과 시기적인 연구개발의 필요성을 바탕으로 2005년 건설교통부 국가 R&D 사업의 일환으로 LRFD 기조구조물 설계를 위한 저항계수 결정 연구(한국건설기술연구원, 2008) 과제가 수행되었으며, 토목구조물의 기초로 범용화되어 있는 타입강관말뚝, 현장타설말뚝, 직접확대기초에 대해서 국내 연구성과를 바탕으로 저항계수가 산정되었다. 이러한 연구결과, 타입강관말뚝, 현장타설말뚝의 저항계수는 도로설계기준 해설편(대한토목학회, 2008)에 신규 제정되었고, 구조물기초설계기준 및 동 해설편(한국지반공학회, 2008, 2009)에는 하중저항계수설계법의 기본 개념 및 국외 저항계수를 소개함으로써 국내 기술자들이 하중저항계수설계법으로써 기초구조물을 설계할 수 있는 길을 열었다.

국내의 하중저항계수설계법은 국내 실정을 감안하여 미국 AASHTO LRFD 교량설계기준(2004)을 준용하여 작성되고 있으며, 현재, 지반공학 분야의 신뢰성기반 설계 연구기반이 미약한 상화에서 불가피하게 국외 기준을 준용한 한계점을 인식하여 향후 국내 실정에 적합한 설계기준 보완을 위한 체계적인 연구기반이 마련되고 있다. 한편, 수심이 얕은 연안에 가설되는 교량의 경우 일반적으로 우물통 기초나 가물막이를 이용한 직접기초, 말뚝기초를 적용함. 경제성 및 신뢰성 설계를 위한 LRFD 설계법 및 한계상태설계법의 적용은 아직 외국 민자투자회사에서 수행중인 대형 프로젝트외에는 거의 적용이 되고 있지 않은 상태라 할 수 있다.
한편, 침하량 해석법중에서 가장 최근 기술인 말뚝-기초판-지반의 상호작용을 고려한 해석의 경우, 현재 초기 연구단계이며 실제 프로젝트의 설계단계에서는 외국의 전문설계사에서 설계를 수행하고 있다.

말뚝의 지지력 평가 연구분에서는 현재 Osterberg-Cell 시험과는 다른 양방향재하시험이 독자적으로 한국에서 개발(최용규 등, 2005)되었다. 기존의 양방향재하시험의 단점을 보완하여 특허를 받은 고유압 양방향 재하시험은 시험 성공률과 신뢰도를 향상시켜 경제적인 대구경현장타설 말뚝의 재하시험방법으로 확대 적용 될 것으로 기대되고 있다. 그러나, 기술도입에 따른 장기간 구조적 거동에 대한 현장 상시 모니터링이 수행되어야 할 필요가 있으며, 이를 통한 개발기술의 심화 연구가 필요한 실정이다. 그림 2.1은 대형 기초에 대한 재하시험 발전사를 나타낸 것이다.



<그림 2.1> 대형기초의 재하시험 발전사

대형 해상기초 지지력 예측 및 평가기술 개발과 관련된 세부 기술을 확보하고 있는 국내 주요업체의 현황, 국내의 관련 전문가와 연구기관 현황, 국내 기술개발 수준 및 국내 연구인프라 수준은 표 2.5 ~ 표 2.8에 각각 나타내었다.

<표 2.5> 세부기술별 국내 주요업체 현황

세부기술	업체명	보유 기술 또는 특허	최고기술 보유기관	비고
기초지지력 평가	(주)지테크	기초 지지력평가 및 대수심 복합기초 시공	LoadTest	
	유광계측	비용절감형 기초 지지력 평가	LoadTest	
해상기초 설계	교량핵심기술 연구단 한국건설기술 연구원	신뢰도 기반 설계	미국 AASHTO(LRFD) 유럽 CEN(EUROCODE)	60%
	유신코퍼레이션 서영엔지니어링 BnS	대형해상기초 설계	AMEC T.Y.Lin JGC Co. ARCADDIS NV Shanghai Construction Eng. Group	60%

<표 2.6> 세부기술별 국내 전문가 및 연구기관 현황

세부기술	전문가	소속기관	기술개발현황	해외의 최고 기술보유 기관	비고
대용량 현장 지지력 평가 및 시공상태 확인기법	최용규	경성대	대형 양방향 재하시험 및 거동평가	LoadTest, LTD	
	김명학	인제대	말뚝 부주면 마찰력 평가 및 거동특성 분석		
	박봉근	백경지앤씨	대형 말뚝재하시험 설계 및 평가		
해상지반 지지력/ 침하량 예측기법 개발	김명모	서울대	깊은 기초 설계 및 거동 분석		80%
	정상섬	연세대	깊은 기초 설계 및 평가		75%
	장학성	유신	기초지지력 및 침하량 설계		70%
	권오균	계명대	깊은 기초 설계 및 평가		70%
	이승현	선문대	무리말뚝 설계 및 평가		70%
	이종섭	고려대	기초관련 모니터링 및 평가		70%
	정영훈	경희대	기초 침하량 유한요소해석		70%

<표 2.7> 국내 기술개발 수준

세부기술	현재 기술수준			기술개발 완료시 국내 기술수준		
	기술수준 (%)	기술격차 (년)	비고	기술수준 (%)	기술격차 (년)	비고
대형 해상기초 설계	60	5	성숙	100	0	경쟁
크기효과에 따른 침하량 예측기술 개발	30	10	도입	100	0	경쟁
대형 해상기초의 침하량 예측기법 개발	30	20	도입	100	5	경쟁
대형해상기초 지지력 예측기술	70	5	성숙	100	0	경쟁
신뢰도에 기반한 대형해상기초 LRFD 설계	60	5	성숙	100	0	경쟁

<표 2.8> 국내 연구인프라 수준

기술분야	인프라 항목	선진국 대비 인프라 수준				
		부족	다소부족	동등	우월	보다우월
대형 해상기초 설계/시공	연구시설 및 설비			○		
	국제기술협력기반			○		
	기초인력			○		
	산학연 공동연구기반		○			
	산업기술 인력			○		
	시스템 정보화		○			
	표준화 기반		○			
	기술이전		○			

3. 고효율 복합기초 기술 개발

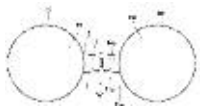
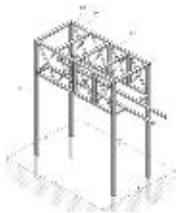
해상교량공사의 경우 하부구조의 공사비가 전체공사비에 40%까지 차지하고 있으며, 설계 및 시공법에 따라서 공사비의 차이가 크게 발생한다. 국내에 건설된 장대교량 가설위치의 수심은 25.0m 이내로 주요 교량기초의 일반적인 기초형식인 가물막이를 이용한 직접기초나 케이슨기초, 말뚝기초형식을 적용하고 있는 실정이다.

한편, 지진시의 기초 및 상부공의 거동분석을 위한 설계기반기술이 부족한 현실이며, 가설위치 원지반의 동적특성평가기술, 지반구조물 상호작용을 고려한 연계해석, 지진시 기초강성의 전체계 해석 반영 등이 미흡하다. 특히 국내 설계지진파에 대한 기준이 없어 외국의 관측 지진파를 사용하거나 인공지진파를 작성하여 적용하고 있는 상황이며, 광역적으로 가설위치의 위험도분석에 따른 설계진도 결정 등의 상위기술에 대한 접근은 전무한 상태임. 또한 기술자의 수치해석 기술은 상당히 높은 편이나 수치해석의 적정성을 확인하기 위한 원심모형실험 등에 의한 검증은 초보적인 단계라 할 수 있다. 국내에서는 벽강관말뚝을 항만 안벽이나 해상교량의 단순 가물막이로 적용한 사례는 있으나 주탑기초로 적용한 사례는 없기 때문에 벽강관 우물통 설계기술이나 시공기술은 미흡한 상태이다. 또한 사용하는 강재도 주로 인장강도 400MPa 수준이며, 직경 1,000mm 이하인 강관말뚝을 이용하고 있다.

고효율 복합기초 기술 개발과 관련된 세부 기술을 확보하고 있는 국내 주요업체

의 현황, 국내의 관련 전문가와 연구기관 현황, 국내 기술개발 수준 및 국내 연구 인프라 수준은 표 2.9 ~ 표 2.12에 각각 나타내었다.

<표 2.9> 세부기술별 국내 주요업체 현황

세부기술	업체명	보유 기술 또는 특허	최고기술 보유기관	비고
벽강관말뚝 이용기술	RIST	강관말뚝 광폭형 이음새 (10-2005-0057864)	카지마건설, 新日本製鐵, 교토대학교	
	RIST	단일계수형 벽강관말뚝 (20-1998-0025760)	JFE STEEL	
	쌍용건설	벽강관 시공방법 (10-2007-0088552)	교토대학교, GIKEN	
	RIST	벽강관말뚝 연결기술	NSC, JFE	40%
해상기초 시공	현대건설 SK건설 삼성건설 대림건설 대우건설 GS건설	대형해상기초 시공	AMEC ABB Lummus Global Chiyoda Co. Ballast Nedam Int. China State Const. CHODAI	70%
지진 격리장치	(주)DRB (대한민국)	지진격리용 적층고무		80%
	유니슨(주) (대한민국)	지진격리장치 설계		80%
	삼영앰텍(주) (대한민국)	교량받침용 지진격리 장치		70%

<표 2.10> 세부기술별 국내 전문가 및 연구기관 현황

세부기술	전문가	소속기관	기술개발현황	해외의 최고 기술보유기관	비고
복합기초 내진기술	김명모	서울대	지반구조물 내진설계 및 거동 평가		90%
	김진만	부산대	깊은기초 지진거동특성 모델링 및 내진설계		80%
	김동수	KAIST	원심모형시험 모델링 및 분석		80%
벽강관말뚝 연결방식 및 차수공법	이종구	RIST	광폭형 이음새 및 단일계수형 벽강관말뚝 특허보유	카지마건설, 新日本製鐵, 교토대학교, JFE STEEL	
벽강관말뚝 설계	장학성	유신코퍼레이션	벽강관말뚝 적용 구조물 설계	교토대학교,	
연약지반 및 대수심용 경제적 복합기초 공법	김정환	삼성건설	해상 대형기초 시공기술		
	최용규	경성대	해상 대형기초 시공기술		
	조성민	도로공사	대형교량 기초 조사, 설계		
	장학성	유신코퍼레이션	복합기초 공법 설계기술		

<표 2.11> 국내 기술개발 수준

세부기술	현재 기술수준			기술개발 완료시 국내 기술수준		
	기술수준 (%)	기술격차 (년)	비고	기술수준 (%)	기술격차 (년)	비고
대형 해상기초 시공	60	5	성숙	100	0	경쟁
복합기초 내진기술 개발	70	3	성숙	100	0	경쟁
벽강관말뚝 적용 교량기초 시공기술	20	20	도입	80	5	성숙
고강도 내해수강 적용 벽강관말뚝 주탑기초	50	10	도입	85	3	성숙

<표 2.12> 국내 연구인프라 수준

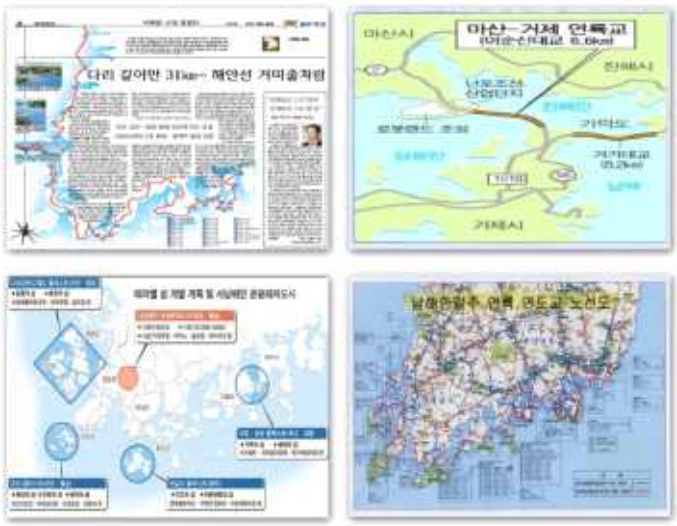
기술분야	인프라 항목	선진국 대비 인프라 수준				
		부족	다소부족	동등	우월	보다우월
대형 해상기초 시공	연구시설 및 설비			○		
	국제기술협력기반			○		
	기초인력			○		
	산학연 공동연구기반		○			
	산업기술 인력			○		
	시스템 정보화		○			
	표준화 기반		○			
	기술이전		○			
해상 연약지반 벽강관말뚝 주탑기초 시공기술	연구시설 및 설비		○			
	국제기술협력기반		○			
	기초인력			○		
	산학연 공동연구기반		○			
	산업기술 인력			○		
	시스템 정보화		○			
	표준화 기반	○				
	기술이전	○				
내진보강형 복합기초 공법	연구시설 및 설비			○		
	국제기술협력기반			○		
	기초인력			○		
	산학연 공동연구기반		○			
	산업기술 인력			○		
	시스템 정보화		○			
	표준화 기반		○			
	기술이전		○			

4. 국내시장 현황

2008년 하반기부터 2009년 초에 걸쳐 정부가 내수경기부양을 위해 내놓은 대규모 SOC투자사업들은 “30대 선도프로젝트”, “녹색뉴딜사업”, “경인운하사업”등인데 이중 30대 선도프로젝트, 녹색뉴딜사업만 해도 향후 5년간 100조원을 투자할 계획

이다. 여기에서 30대 선도프로젝트 중 24개 프로젝트가 SOC 투자와 연계되어 있을 정도로 토목공종에 집중되어 있다. 이러한 거시적인 건설시장 예측과 발맞추어 장대교량 시장규모도 2011년 이후 약 6.7조원 이상이 예상되고 있다. 특히 2020년까지 서남해안 연결 계획에 따라 총 48개소 66.7KM 연장의 교량이 계획되어 있으며, 계획공사비는 중소규모 교량까지 포함하여 약 7조6천억에 이르는 것으로 예상되고 있다. 현수교 프로젝트는 광양대교를 필두로, 울산대교 및 한려대교 등이 계획 또는 시공 중에 있으며, 전라남도 연육교 사업과 관련된 초장대 현수교의 수요가 지속적으로 발생될 것으로 전망된다.

서남해안 개발사업과 30대 선도프로젝트의 일환으로 추진되는 마산~거제 연륙교 등, 그림 2.2과 같이 서남해안 프로젝트 추진으로 인하여 국내 장대교량은 증가추세이다.



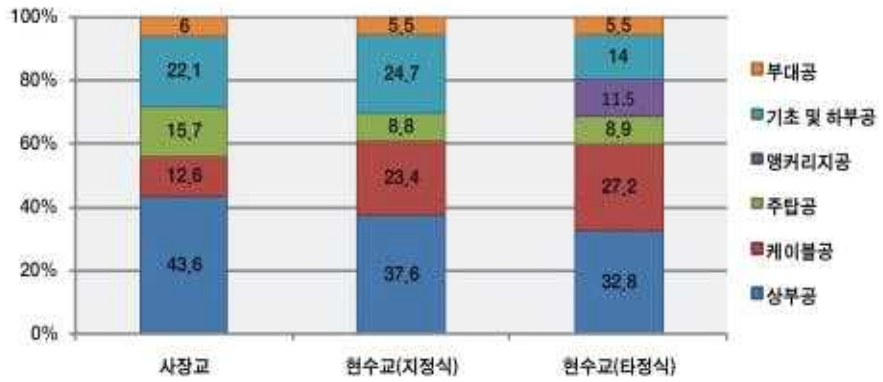
<그림 2.2> 서남해안 프로젝트

한편, 2003년 이후, 민간부분에서 대형토목사업이 활성화되면서 해양지반조사 물량도 급증하였는데, 대표적으로 거가대교 건설과 인천대교 건설에서 100억원대 이상의 해양지반조사가 수행되었다. 해저지반조사 장비와 관련한 시장은 이에 따라 향후 어느 정도 성장할 것으로 예상할 수 있으나 정량적인 평가는 어려운 것이 사실이다. 다만, 앞서 언급한 바와 같이, 초장대 교량에 대한 국내 시장이 2011년 이후 약 6.7조원에 이를 것으로 예측되어, 이 중 지반조사와 관련한 항목은 전체 건

설비용의 0.4% 내외로 본다면, 약 270억원 이상의 시장규모가 될 것으로 예상할 수 있다.

또한, 최근 들어 초장대 교량 이외에도 인공섬이나 해상풍력 등 대수심에 대한 해양구조물의 수요가 점차적으로 증대되고 있다는 점과 본 연구를 통해 개발되는 장비가 연약지반 이외에도 다양한 지반의 지반정수를 분석할 수 있다는 측면에서 본다면 그 효용성은 더욱 크다고 할 수 있다.

국내 장경간 케이블 교량 공사비 분석 결과, 기초 및 하부공의 공사비는 그림 2.1.22에 나타낸 바와 같이, 전체 교량 공사비의 15-25%인 것으로 분석되었으며, 특히 사장교의 공사비 절감을 위해서는 상부공, 기초 및 하부공의 기술개발이 필요한 것으로 판단된다(한국도로공사, 2007).



<그림 2.3> 국내 장대교량의 공사비 비율 비교

한편, 대형 건축물 및 토목구조물이 증가하고 있는 추세에 따라 대구경 현장타설 말뚝의 사용이 매우 증가하고 있으며, 말뚝의 지지능력이 매우 커지고 있는 추세이다. 따라서 말뚝의 설계지지력을 검증하거나 지지능력을 산정하기 위한 정재하시험을 수행할 경우, 대용량의 재하용량이 필요하기 때문에 막대한 시험비용과 시험기간이 수반되어 현실적으로 수행하기가 어려운 상황이다. 특히, 3,000-4,000tonf을 상회하는 고용량의 말뚝 정재하시험은 현실적으로 시험수행 자체가 곤란할 수 있다. 이러한 문제점을 해결할 수 있는 가장 신뢰성 있는 방법으로 양방향 복동식 고유압 말뚝재하시험이 개발되었으며, 대부분의 현장타설말뚝에 대한 정재하시험의 대체방법으로 사용될 것으로 예상된다. 초장대 교량에 대한 국내 시장이 2011년 이후 6.7조원에 이를 것으로 예측되며, 이 중 대형해상기초와 관련한 항목은 보수적으로

평가하여 전체 건설비용의 약 20% 내외로 본다면 1조 3천억원 이상의 시장규모가 될 것으로 예상된다. 이 가운데, 국내 토목분야 양방향 재하시험 시장규모는 약 150억원/년으로 예상된다(2008년 기준).

한편, 지금까지 국내 해양구조물(특히, 항만구조물)의 경우, 대부분 수심 20m 내외의 저수심에서 바지선을 활용하여 일반 육상용 보링 장비 및 원위치 시험 장비를 그대로 적용하였다. 한국해양연구원에서 수심 60m에서 50m 심도까지 실험이 가능한 해양 콘관입시험기를 개발하였으나, 연약한 지반조건에서만 실험이 가능하기 때문에 전체 지반에 대한 물성 획득에는 한계가 있는 실정이다.

한편, 국내에서는 대수심용 착저식 보링 기술에 대해서는 아직까지 확보하지 못한 상태이다. 따라서 이어도 관측기지나 동해 심해 광물 조사와 같이 대수심 조건에서 지반조사에서는 해외의 지반조사 장비 기술을 고가의 용역비를 지출하여 수행하였다.

또한, 국내에서 시행하는 해양지반조사는 육상의 장비를 바다에 옮겨 시험을 수행하는 형태로, SEP 바지와 같은 고정장치를 이용하고 있으며, 깊은 수심에서는 전용 지반조사 장비가 탑재된 선박을 보유하고 있는 해외의 업체를 이용하고 있는 실정이다. 일례로서, 거제시와 부산시를 잇는 거가대교 건설공사 설계시 Fugro에 지반조사를 위해 지출한 비용은 약 30억원, 시공중 확인시추를 위해 지출한 비용은 약 10억원에 달한다(그림 2.4 ~그림2.7).



<그림 2.4> Fugro 해상시추선



<그림 2.5> SEP 바지선



<그림 2.6> SEP 바지선상 해상 시험



<그림 2.7> SEP바지선상 해상시추

해상 대심도 연약지반 조건에서의 말뚝의 기초공법은 각종 건설 시공기술 발전과 더불어, 대구경 벽강관말뚝의 시공이 가능해지면서 대형화가 이루어지고 있다. 현재까지는 주로 기초 단면적 1,500㎡ 이하, 주경간장 400m 이하인 해상교량에 적용되었으나 향후에는 고내력 연결부와 고강도 내해수강을 적용하는 벽강관말뚝 기초공법의 개발과 정밀 시공기술의 발전이 이루어 진다면, 수직하중이 상대적으로 작은 2차로 장대교량(단면적 2,000㎡ 이상, 주경간장 1000m 이상)에서의 적용도가 능할 것으로 예상된다. 해상 대심도 연약지반 지역을 대상으로 경제성이 유리한 복합기초 공법을 개발함으로써 대형 해상기초의 효율성 향상 및 해외 지역 진출을 위한 교두보 기술을 확보할 수 있을 것으로 예측된다. 국내 지진격리 및 내진장치 시장 규모는 표 2.13과 같다.

<표 2.13> 국내 지진격리 및 내진장치 시장 규모 (단위 : 억원)

구 분	연도별 시장 규모									
	2004년		2005년		2006년		2007년		2008년	
	시공	소계	시공	소계	시공	소계	시공	소계	시공	소계
지진격리 및 내진장치	150	150	500	500	900	900	1200	1200	1500	1500
SOC투자 규모 (조원)		17.5		18.0		18.0		18.0		19.0

제 2 절 해외 기술 동향

1. 해저지반조사 장비 및 분석시스템 개발

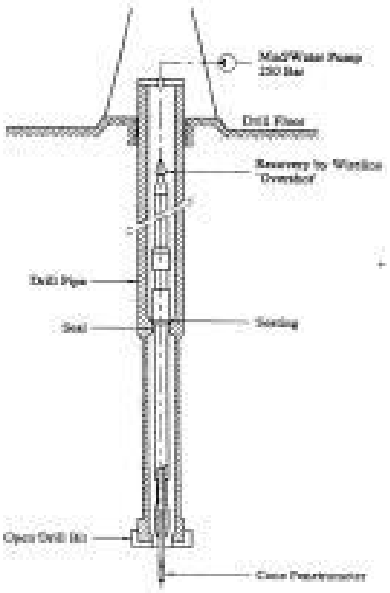
현재, 해저지반조사 장비 및 해저지반조사 분석시스템 개발과 관련된 해외 기술 수준은 표 2.14에 나타낸 바와 같다.

<표 2.14> 해외의 기술동향

세부기술	업체명(국적)	보유 기술 또는 특허	기술 수준	비고
해저지반 보링 기술	FUGRO (네덜란드)	심해 석유탐사용 보링 기술	95%	Drilling Ship
	Bavenit (러시아)	해양탐사 및 지반조사용 시추선	95%	수심 13m~3,000m 가능
	Benthics (호주)	해저 착저형 지반조사 목적 보링 기술	90%	수심 1,000m 이상 실적 보유
	MAS-78 (일본)	wireline 방식 활용 보링 기술	80%	
해양지반조사 원위치 시험기술	A.P. VandenBerg (네덜란드)	착저식 콘 장비 기술	95%	
	FUGRO (네덜란드)	착저식 베인시험 기술	90%	
	Benthics (호주)	샘플링 기술	90%	토사 및 암반 시료채취 가능
	SAGE (미국)	소형 콘 장비 기술	85%	소형콘(A=2cm2 이하) 활용

대수심 조건에서의 해양지반조사는 그림 2.8 및 그림 2.9에 나타낸 바와 같이 다운홀 방식과 착저식 방식 등 크게 두가지로 구분하여 이루어진다. 네덜란드의 Fugro사에서 개발한 XP와 같은 다운홀 방식의 시험장비는 근본적으로 드릴링에 의한 지반의 관입이 발생하기 때문에 현재 이용 중이거나 개발 중인 대부분의 장비들이 지반의 교란을 최소화하는 방향으로 목표를 잡고 있다. 네덜란드의 A.P.

vandenberg 사에 운영되고 있는 ROSON과 같은 착저식 해양콘관입시험기의 경우에는 수심이나 조류 등의 영향을 받지 않고 시험을 수행할 수 있는 장점을 가지고 있으며, 시험비용이 다운홀 방식에 비해 저렴한 편이다.



<그림 2.8> 다운홀 방식의 해양지반조사(XP)



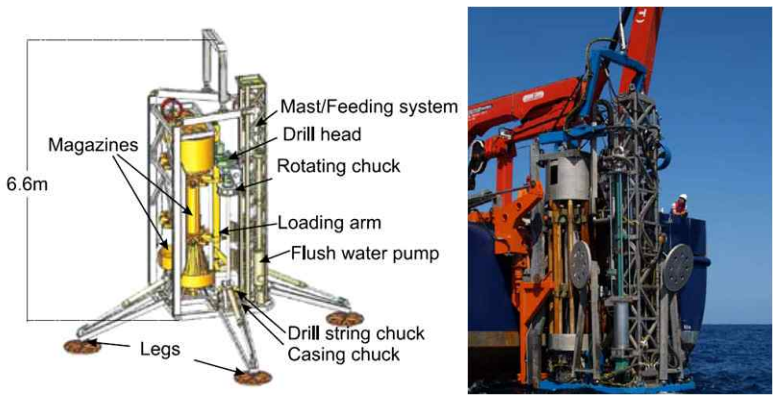
<그림 2.9> 착저 방식의 해양지반조사(ROSON)

한편, 그림 2.10에 나타낸 바와 같이, 호주의 Benthic Geotech Pty LTD에서 개발한 PROD (Portable Remotely Operated Drill)는 해저 착저식으로 운용되는 해양지반조사 전용 장비로서, 선박에서 전력 공급뿐만 아니라 지반조사 작동을 원격으로 조작이 가능하다. 또한, 이송이 간편하며, 보링 및 샘플링을 비롯하여 다양한 원위치 시험을 수행할 수 있다. PROD의 가장 큰 특징 중의 하나는 시험 위치까지 이송이 간편하다는 점인데, 20인치 컨테이너를 활용하여 전세계 어느 곳이든 관계없이 운반이 가능하며, 대기 중 중량은 약 10톤 정도(수중 중량은 약 6톤 정도)로 일반적인 건설 장비를 활용하여 취급이 용이한 장점을 가지고 있다.



<그림 2.10> PROD 장비의 진수 모습

이 외에도 그림 2.11와 같이, 시료채취를 목적으로 수심 2,000m, 심도 50m를 대상으로 하는 독일의 MEBO 장비도 개발되어 활용되고 있으며, 그림 2.12와 같이, 미국의 Williamson & Associates, Inc.에서는 수심 : 4,000m, 심도 : 150m를 대상으로 시료채취 장비인 DWACS를 개발 운용 중이다.



<그림 2.11> 독일의 MEBO



<그림 2.12> 미국의 DWACS

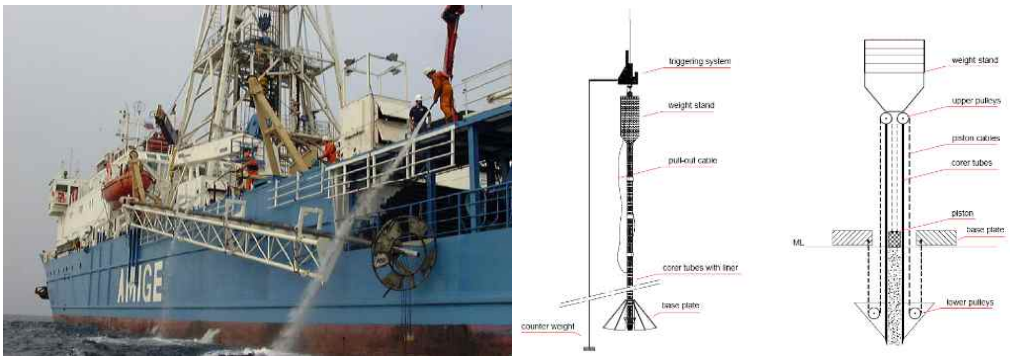
쇄파대(surf zone) Mobile Drill Rig (MDR)는 파도가 심한 지역에서 샘플 채취를 위한 장비로 수심 3.5m부터 200m까지 작동 가능하며, 25m 길이의 코어를 채취할 수 있다. 그림 2.13에 나타낸 바와 같이 Lankelma에서 파도, 조류, 바람의 영향을 많이 받는 지역인 Woolacombe 쇄파대에서 채취하는 장비를 이용하였다. 해저 ROV타입의 crawler에 Neptune CPT system을 장착한 형태로 쇄파대 내에서 지반조사 시행하였으며 CPT system 대신 샘플링 장비 장착 가능하다.



<그림 2.13> Woolacombe 쇄파대에서
지반조사중인 ROV (Lankelma)

지반조사의 비용절감을 위한 방법으로 그림 2.14에 나타낸 바와 같이, 대구경 피스톤 코어러인 STACOR (Stationary Piston Corer) 사용할 수 있다. STACOR의 특징은 대구경이라는 점으로 채취 샘플이 상대적으로 불교란 상태이며 20m 길이의

고품질 코어 획득 가능하다. STACOR로부터 얻은 코어의 강도는 보통 rotary boring을 이용하여 얻은 비배수 강도보다 약 19% 높게 측정된다고 밝혀져 있다.



<그림 2.14> STACOR를 장착한 선박 및 STACOR giant piston corer

Fugro의 Seacalf system과 Wheel drive system은 현재 해상에서 실시하고 있는 방법 가운데 가장 진보된 형태의 지반조사 방법으로, wheel drive system에 달려 있는 콘은 다른 도구로 바꾸어 사용할 수 있어 암반 코어링을 하는데 사용할 수도 있다. 그림 2.15에 나타낸 바와 같이, 대수심 샘플러는 Jumbo Piston Corer (JPC)를 변형시킨 형태로 좋은 수준의 시료를 채취할 수 있으며, 대수심 샘플러는 110mm 직경, 10m 이상의 시료채취를 목표로 하고 있고, 20mm/sec의 샘플링 속도로 채취하며, 평균적으로 95-100%의 리커버리를 보여주고 있다.



(a) Cutting Shoe



(b) 피스톤



(c) 코어 retainer



(d) 샘플 튜브

<그림 2.15> 샘플러 구성품

Hydraulic Vibrocorer는 조립질 지반에서 86mm 직경 최대 6m 길이의 코어를 최대 수심 120m에서 채취 가능하다. 그림 2.16는 Monterey Bay Aquarium Research Institute (MBARI)에서 보유하고 있는 Tiburon (암반 샘플용 ROV)을 나타낸 것으로, multi-barrel rock coring system (MCS)을 이용하여 해저면 표면에 있는 암반 채취하는 능력을 보유하고 있으며, 수심 3,160m 깊이에서 9개의 코어링을 실시할 수 있고, 굴진 속도는 0.25in/min 이다. 그림 2.17은 Tiburon을 이용한 코어공을 보여주고 있다.



<그림 2.16> 암반 채취용 ROV,Tiburon



<그림 2.17> Tiburon을 이용한 코어공

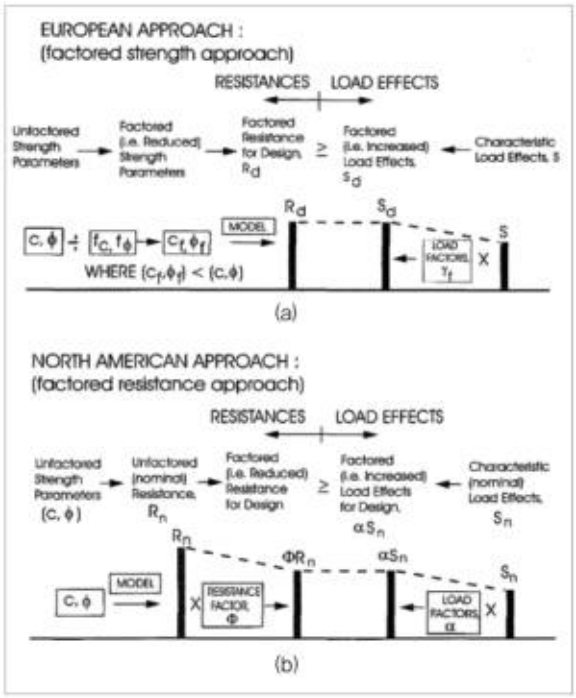
2. 대형 해상기초 지지력 예측 및 평가기술 개발

구조물의 대형화와 복합화 경향에 따라 경제적이고 합리적인 최적설계방안에 대한 요구가 증가되면서 신뢰성분석을 기반으로 하는 한계상태설계법이 세계적인 추세가 되어가고 있다. 한계상태설계법은 신뢰성 분석을 통해 구조물의 파괴확률을 정량적으로 산정하고 상하부 구조물의 일관된 신뢰수준 확보가 가능하여 합리적인 설계가 가능하기 때문이다. 북미와 유럽을 중심으로 구조물 설계와 관련하여 한계상태설계법은 이미 도입되어 그 기준이 정비되었으며, 상대적으로 불확실성이 작은 구조공학분야뿐만 아니라 지반공학분야의 기조구조물 설계에도 한계상태설계법의 도입이 시도되고 있다. 한계상태설계법은 지난 수십년간 많은 연구성과를 바탕으로 실제 구조물 설계에 적용되어 구조공학분야에서는 설계기준으로서 광범위하게 인정되었다. 이와 함께 지반공학분야의 기초구조물 설계에도 표 2.15에 나타낸 바와 같이, 한계상태설계법의 도입이 시도되어 최근 국제표준화기구(ISO)의 설계표준뿐만 아니라 미국 도로교통협회의 교량 설계시방기준, 유럽연합의 설계코드에 포함되었다.

<표 2.15> 국외 기초구조물 한계상태설계법 설계기준

기관(단체)명	설계기준	연도
국제표준화기구 (ISO)	ISO 2394	1998
미국 도로교통협회 (AASHTO)	AASHTO LRFD Bridge Design Specification	2010
유럽 표준화위원회 (CEN)	Eurocode7	2004

한계상태설계법은 대표적으로 북미지역에서 주로 사용되는 하중저항계수설계법(LRFD; load and resistence factor design)과 유럽에서 사용되는 유로코드(Eurocode)로 나뉜다



<그림 2.18> 한계상태설계법의
종류;(a)Eurocode, (b) LRFD (Becker, 1996)

하중저항설계법은 모델에 의해 계산된 저항(또는 강도)에 재료나 설계모델의 불확실성을 반영하기 위해서 총 저항값에 하나의 계수인 저항계수를 곱해준다. 이와 달리 유로코드에서는 설계저항(또는 강도)을 구성하는 다양한 설계정수(점착력, 내부마찰각 등)들에 부분안전계수를 적용하여 저항의 불확실성을 반영한다.

지반공학 분야에서의 신뢰성기반 설계법은 1960년대 중반에 덴마크 지반공학협회의 Brinch Hansen에 의해 부분안전계수 개념이 제안되어 설계기준에 적용된 것이 첫 사례이다(Hansen, 1966). 이후 유럽연합위원회(CEN, commission of European communities)는 건설 및 토목구조물의 설계에 있어서 구조공학 및 지반공학 분야에 대한 체계적이고 합리적인 기술 기준을 제정하려는 노력을 기울여 부속 기술위원회인 TC 250에서 부분안전계수 개념을 도입한 유로코드를 제정하였다.

미국의 AASHTO LRFD 교량설계시방서(2010)는 타입말뚝과 현장타설말뚝에 대한 저항계수를 각각 표 2.16과 표 2.17과 같이 제안하고 있으며, 이때 적용된 신뢰수준은 타입말뚝의 경우 파괴확률 1%, 현장타설말뚝의 경우 파괴확률 0.1%이다. 표에 제시된 값은 말뚝의 중요도 및 시공조건 등을 고려한 것으로서, 타입말뚝의

경우 무리말뚝으로 시공되는 경우가 많으므로 기초설계의 여용성이 상대적으로 많고, 현장타설말뚝의 경우 중요도가 높은 구조물에 적용되고 대구경으로서 상대적으로 기초설계의 여용성이 적은 것을 반영하였다. 그러나 항타말뚝이 무리말둑 효과를 기대할 수 없고 기초설계의 여유가 작을 경우나 현장타설말뚝이 무리말뚝 효과를 기대할 수 있고 기초설계의 여용성이 많을 경우, 각각 표 2.16과 표 2.17에서 제시하고 있는 저항계수의 값을 20% 감소 또는 증가시켜 적용하도록 하고 있다.

<표 2.16> 축하중을 받는 타입말뚝의 저항계수(AASHTO, 2010)

구 분	저항계수
말뚝의 동역학적 축방향 압축지지력	0.1-0.4
말뚝의 정역학적 축방향 압축지지력	0.25-0.5
말뚝의 인발저항력	0.2-0.4
무리말뚝의 인발저항력	0.5
말뚝의 횡방향 지지력	1.0

<표 2.17> 축하중을 받는 현장타설말뚝의 저항계수(AASHTO, 2010)

구 분	저항계수
말뚝의 정역학적 축방향 압축지지력	0.4-0.6
인발저항력	0.35-0.45
말뚝의 인발저항력	0.45
말뚝의 횡방향 지지력	1.0
축방향 압축 정재하시험	0.7 이하
축방향 인발 정재하시험	0.6

캐나다에서는 표 2.18에 나타낸 바와 같이, 온타리오주 고속도로 교량설계기준(MOT, 1992) 및 캐나다 기초공학 매뉴얼(Canadian Geotechnical Society, 1992) 등의 설계기준을 마련하여 기초구조물에 대한 신뢰성기반 설계법을 실무에 적용하고 있으며, 설계방법과 하중의 특성(압축, 인장), 기초 재료의 종류 등에 따라 상이한 계수를 적용하도록 제안하였다.

<표 2.18> 캐나다의 축방향 하중에 의한 깊은 기초의 저항계수

구 분	저항계수	시방서
Compression	0.4-0.6	MOT, 1992
Tension	0.3-0.4	〃
Precast/Cast in place/Wood/Concrete filled steel pipe	0.4	CGS, 1992
Steel H-section/Unfilled steel pipe	0.5	〃

호주의 경우, 표 2.19에 나타낸 바와 같이 AUSTROADS 교량설계기준(AUSTROADS, 1992)은 깊은 기초의 설계에 관한 저항계수를 제시하고 있으며, 호주 표준(SAA, 1995)에서는 지반의 특성 및 시험법, 타입조건 등에 관한 저항계수 선정방법을 제시하고 있다. AUSTROADS 기준에서 제시하는 저항계수 값은 여러 나라에서 개발된 설계기준의 저항계수 값보다 크게 제시되었으며, 특히 정재하시험에 대한 값이 그러하다.

<표 2.19> 호주의 말뚝기초 저항계수

구 분	저항계수	시방서
Proof pile load test/Load tested to failure	0.9	AUSTROADS(1992
Routine proof load tested	0.8	
Dynamic load tests(depending on methods)	0.4-0.8	
Proof pile load test/Load tested to failure	0.7-0.9	SAA(1995)
Dynamic load tests(depending on methods)	0.45-0.85	
Static analysis without pile load tests	0.4-0.65	

한편, 대형 해상기초가 무리말뚝으로 시공된 경우, 경제적인 설계를 위해서는 말뚝-기초판-지반의 상호작용을 고려한 침하량 설계법이 적용되어야 한다.

해외에서 수행된 말뚝-기초판-지반 상호작용을 고려한 해석방법은 크게 단순계산법, 근사해석법, 엄밀해석법으로 분류할 수 있다. 단순계산법은 기초판 하부지반과 말뚝의 합성강성을 이용하는 방법으로 Poulos & Davis (1980)가 제안한 방법과 Randolph (1983, 1994)가 개발한 방법이 대표적이다. 근사해석법은 기초판을 띠로 대체하고 말뚝과 지반을 각각 스프링으로 모델링하는 스프링 위에 놓인 띠 모델이 Poulos (1991) 등에 의해 제안되었다. 이후 기초판을 띠 대신 판으로 모델링하는 방법이 Poulos (1994), Clancy & Randolph (1993) 등에 의해 개발되었다. 엄밀해석

법은 경계요소법과 유한요소법을 이용한 방법 또는 두 가지를 조합한 방법이 있다. 현재까지 제안된 방법중 말뚝-기초판-지반 상호작용을 가장 잘 고려한 방법은 3차원 유한요소 해석방법이다. 그러나 3차원 유한요소 해석방법은 정확한 해석을 위해 Mesh를 세분화할 경우 그 소요시간이 매우 길어져 말뚝의 길이와 수량을 변화해 가며 최적배치를 결정하기 어려운 문제가 있다. 따라서, Poulos 교수가 속해있는 Coffey 사 및 Ove Arup 사는 근사해석법을 이용하여 자체적으로 말뚝-기초판-지반 상호작용을 고려한 해석프로그램을 개발하고 설계에 적용하고 있다.

<표 2.20> 국·내외 대형기초 침하량 해석 프로그램 개발 현황

세부기술 내용	국외 현황 (주요선진국명)	국내 개발 현황	수준 (국외대비)
대형 기초 침하량 해석	호주 UWA 대학 (Randolph교수) 호주 시드니대학 (Poulos 교수) 호주 Coffey 사 미국 Ove Arap사 미국 STS사	서울대 연세대 현대건설	30%

한편, 말뚝의 지지력 평가와 관련하여, 말뚝의 규모가 상대적으로 큰 경우에는 대규모 재하대가 필요한 정재하 시험에 비하여 일반적으로 양방향 시험이 주로 이용된다. 양방향 재하시험의 한 종류로서의 Osterberg-Cell 말뚝 재하시험은 전세계적으로 많이 이용되어 왔다.

Osterberg-Cell 말뚝 재하시험은 특수하게 고안된 유압식 잭을 일반적으로 말뚝 선단 가까이에 설치하여 선단지지력과 말뚝 주변 마찰력에 의해 재하에 필요한 반력을 상호간에 마련해 주는 방식으로 미국 노스웨스턴 대학의 명예교수인 Osterberg 박사에 의해 고안된 것으로 미국과 캐나다, 일본에서 특허를 받았으며 미국 내에서는 이미 140개소 이상에서 실시되어 그 유용성을 입증하였고, 일본에서도 16회 이상의 검증을 위한 시험이 실시되었다. 양방향 말뚝재하시험에서의 상향 극한 주면마찰력과 하향 극한주면마찰력이 동일하다는 가정에 대한 타당성의 논증은 일본에서 실시된 시험에서 입증되었다.

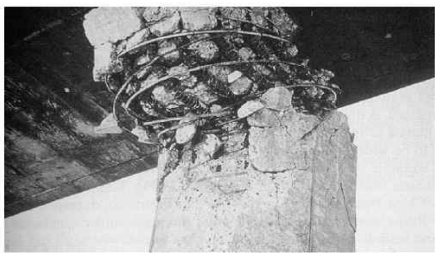
3. 고효율 복합기초 기술 개발

대형기초 시스템, 굴착공법 및 장비, 대수심 가물막이 공법은 최근까지 꾸준이 출원이 증가 추세이고, 고주탑 기초부 시공 기술, 세굴방지 공법, 콘크리트 온도균열 저감 관련 특허는 2000년대 들어 급격히 출원이 증가하였음. 충돌방지 공법은 1990년대 후반기까지 출원이 증가하다가 2000년대 초반에 감소하였고, 정착방식별 앵커리지 시공기술은 출원이 거의 없는 상태이다.

최근 약 10년간 일본, 미국 등 선진국에서의 지진에 의한 교량구조물의 피해사례를 살펴보면, 강진 발생시에는 내진설계가 이루어진 교량구조물이라 할지라도 지반진동에 의한 하중에 저항하지 못하고 파괴로 이어지는 사례를 보였다. 그러므로 강진 발생시에 지진으로 인한 지반진동을 효과적으로 대응할 수 있는 새로운 방법이 요구되었으며 기초에 지진격리시스템을 적용하는 경우가 그 사례라 할 수 있다. 그림 2.19는 일본, 미국에서의 지진으로 인한 교량구조물의 피해사례를 나타낸 것이다.



Collapse of the Pilz typed bridge of the Hanshin Expressway, 1995 Hyogo-ken Nanbu earthquake.

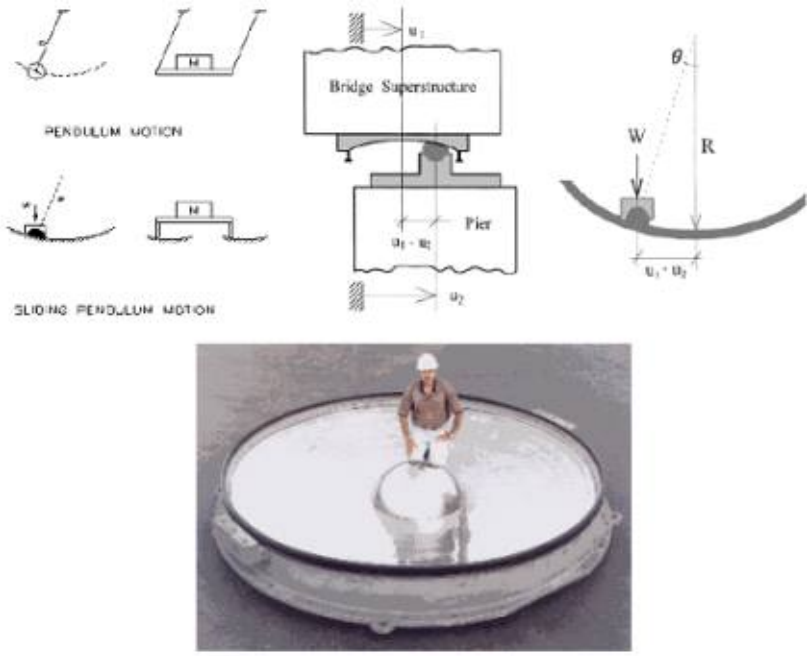


Shear failure within plastic hinge region of RC column, 1971 San Fernando earthquake.

<그림 2.19> 일본, 미국에서의 지진에 의한 교량구조물 피해사례

최근까지의 지진격리시스템의 개발과정을 살펴보면 초창기(20세기 초)에는 콘크리트나 나무재료 등으로 구성된 단순 대체층을 구조물에 적용하는 방법을 통하여 구조물의 고유주기를 바꾸어 지진에 의한 지반진동에 저항하고자 하였다. 20세기

중반이후로는 구조물의 진동 및 소음저감, 팽창 및 수축흡수를 목적으로 개발된 베어링과 댐퍼시스템을 교량구조물에 적용하여 지진으로 인한 지반진동에 대응하는 새로운 개념의 지진격리시스템으로 활용하기 시작하였으며 관련시스템 개발에 관한 다양한 연구가 수행되었다. 20세기 후반부터 최근까지는 기개발된 적층고무베어링, 납-고무베어링, Hydraulic 댐퍼 등 지진격리시스템을 지진규모 및 현장조건에 맞게 시스템 기능을 개선하여 적용하였으며 Kaplan과 Seireg (2002)는 그림 2.20에 나타낸 바와 같이, 볼베어링과 스프링으로 구성된 기초 지진격리시스템을 개발·제안하였다. 또한 슬라이딩타입 베이링 혹은 마찰진자시스템(FRS)을 개발하여 교량받침에 적용하였다. 한편 An (2006)은 모래와 테프론 재료의 동적거동 특성을 연구하여 지진격리재료로서 활용하고자 하였다.



<그림 2.20> 마찰진자시스템(FRS)

향후 연구개발 종료시점에서의 주요기술을 살펴보면 기존 지진격리시스템의 경우, 시스템의 기능적 고도화 및 대형화가 예상되며 지진격리시스템 분야와 관련하여 세부기술별 최고기술 보유국은 일본이고 일본업체의 기술수준을 살펴보면 기술의 성능개선 측면에서는 표 2.21에 나타낸 바와 같이, 다이나믹디자인(주)와 면제진디바이스(주) 등이 기술을 주도하고 있으며, 제작 및 생산 측면에서는 OILES공업

과 ADC, 토목/건축분야 지진격리시스템 적용실적에서는 KAJIMA건설과 TAKENAKA건설이 선도하고 있다.

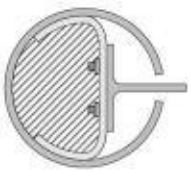
<표 2.21> 일본 지진격리시스템 기술 보유회사 및 기술수준

세부기술	업체명(국적)	보유기술 또는 특허	기술수준	비고
기초 지진격리시스템	다이나믹디자인(주) (일본)	BP-CAP, BSL	100%	
기초 지진격리시스템	면제진디바이스(주) (일본)	LRI, NRI, SLR, RDT, VDW, FLR	100%	

한편, 벽강관말뚝에 대한 기술선도국인 일본의 최근 연구는 수평저항 성능을 향상기키기 위한 고내력 연결부 개발과 시공성 향상을 위한 연결부 차수공법, 지수재, 절단기 개발, 그리고 대규모 수직하중을 지지하기 위한 복합말뚝공법 등 다양한 분야에 대해 연구가 진행되고 있다. 최근 연구되고 있는 고내력 연결방식에 있어서 연결부의 전단저항 성능을 향상을 위한 여러 가지 방안이 연구되고 있으며, 대표적인 방법으로는 H-H Joint, Hyper-Well SP, Super Junction 등이 있다.
벽강관말뚝의 소재로는 인장강도 400MPa급 또는 490MPa급 강재를 이용하고 있으며 일본에서 많은 기술개발이 이루어져 있다. 일본의 기술개발 추세는 크게 2가지인데 그 중 하나는 고내력 벽강관말뚝 연결부의 개발이며 다른 하나는 강성이 증가된 벽강관말뚝 단면을 개발하는 것이다. 일본에서는 NSC(신일본제철), JFE 등 철강사를 중심으로 고내력 연결부 개발에 대한 연구가 활발히 이루어져서 기존 연결부에 비하여 전단강도가 10배 가량 증가된 연결부도 개발되어 있다. 벽강관말뚝의 연결부에는 차수를 위한 그라우팅을 하는데 설계에 이용되는 연결부 전단강도는 이론적으로 산출하기 어렵기 때문에 실험을 통하여 결정한다.

한편, 향후에는 벽강관말뚝 공법의 가장 중요한 요소기술인 연결부의 전단성능을 향상시킬 수 있는 연결방안과, 시공성 향상 기술에 대한 지속적인 연구 개발이 필요할 것으로 예측된다.

<표 2.22> 일본 벽강관말뚝 공법 기술 현황

세부기술	업체명(국적)	보유 기술 또는 특허	기술 수준	비고
벽강관말뚝 연결방법	JFE STEEL (일본)	Hyper-Well SP	기존 연결방법(P-P형) 보다 전단내력 10배 향상 (3.91MN/m) 100%	
	카지마건설, 新日本製鐵 (일본)	Super Junction	기존 연결방법(P-P형) 보다 전단내력 10배 향상 100%	
	교토대학교 (일본)	H-H Joint	기존 연결방법(P-P형) 보다 수평저항력 1.3배 향상 100%	
차수공법	교토대학교 (일본)	누설방지 고무판 + 모르타르	기존 연결방법(P-T형) 보다 차수성능 향상 (기존:1×10-6→1×10-8cm/s) 100%	
지수재	교토대학교 (일본)	elastomer + 고흡수성 폴리머	기존 제품 보다 차수성능 향상 (기존:1×10-6→1×10-8cm/s) 100%	
항타장비	GIKEN, 교토대학교 (일본)	2본 동시 항타기	수직도 시공기준(1/100) 2배 확보가능(1/200) 100%	

제 3 장 연구개발 수행 내용 및 결과

제 1 절 개요

대형 해상기초는 해상 지반조사의 어려움 등으로 보수적인 설계지반정수를 적용하는 경우가 많다. 따라서 정확한 해상 지반조사 결과에 기반한 설계지반정수 산정을 통해 해상기초의 신뢰성 및 경제성 향상이 요구된다.

대형 해상기초의 경제성을 향상시키기 위해서는 정확한 지지력 및 침하량 예측이 필수적이다. 또한, 대용량 현장재하시험을 통한 지지력 평가에 많은 비용이 소모되므로 경제적인 방법으로 지지력을 평가할 수 있는 시험기술의 개발이 필요하다.

일본, 중국 등지에서 대규모 지진이 발생하고 있으며, 한반도와 인근 해역에서도 지진 발생 빈도가 커지고 있기 때문에 내진성능이 우수한 해상기초 공법의 개발이 요구되고 있다. 또한, 국내 장대교량 건설이 계획되어 있는 서·남해안 지역의 경우 지반이 연약한 곳이 많고 심도가 깊으면서 유속도 빠른 곳이 있어 해상기초의 시공에 많은 비용이 소요된다. 이에 따라 주탑 기초 예정지의 취약한 지반환경을 극복할 수 있는 비용절감형 복합기초 공법의 개발이 필요하다.

본 연구에서는 초장대 교량사업단의 비용절감형 대형 해상기초 기술 개발을 위해서 다음과 같은 세 가지 주제를 바탕으로 연구를 진행하였다.

① 해저 지반조사 장비 및 분석 시스템 개발
② 대형 해상기초 지지력 예측 및 평가기술 개발
③ 고효율 복합기초 공법 개발

제 2 절 해저 지반조사 장비 및 분석 시스템 개발

1. 서 론

본 연구는 비용절감형 대형 해상 기초의 효율적 설계를 위해 경제적이면서도 효율적인 해저지반조사 장비를 개발하고 해저지반의 설계정수를 분석하는 시스템을 개발하는데 목적을 두고 있다. 이에 따라 수심 100m 조건에서 50m 심도까지 수행할 수 있는 착저식 장비를 활용한 해저지반 무인 자동화 보링(boring)기술을 개발하고자 한다.

본 연구개발을 위한 다양한 제작기술 중에서도 100m 수압 조건에서 전기, 전자, 제어, 기계작업이 가능한 장비를 제작하는 기술과 전원, 유압, 제어 케이블 연결기술 등이 필요하며 다양한 분야의 기술을 필요로 한다.

세부 기술로는 해저 지반의 심도 50m까지 굴착할 수 있는 장치에 포함되는 물순환 장치, 로드 회전 장치, 로드 압입장치를 포함하며 자동 착탈식 로드와 자동 착탈식 토사 지반공벽 보호용 케이싱 장치와 로드 및 케이싱 자동연결, 분리, 공급, 수납 시스템과 무인 원격조정 장비제어 시스템 기술과 다양한 토사 표층 지반 착저 장치 기술 등을 개발하여야 한다.

해저 지반설계정수 분석용 무인 자동화 원위치 시험 및 분석 시스템 기술 개발을 위한 세부 기술로 자동표준관입장치 기술과 자동 인양 및 낙하 기술, 자동제어 해머 타격 속도 조절 기술, 타격 회수 자동측정 기술, 타격당 관입량 자동 측정 기술, 표준 관입시험시 교란시료 채취 및 보관기술, 해저 지반조사장비 활용 설계정수 분석시스템 기술 등 여러 가지 기술이 필요하며 향후 현재 연구결과에 더하여 토사 및 암반용 샘플링 및 보관기술 또한 중요하다.

2. 기초 설계에 대한 SPT N값의 이용

대형 기초의 설계에서는 지지층의 깊이와 지지층까지의 중간층에서 강도를 알아야 한다. 이런 것들을 모두 N값만으로 명확하게 하는 것은 적당하지 않으나, 현실적으로 사질토는 강도 시험을 하지 않고 N값만으로 설계를 하는 일이 많다. 흙의

강도는 종류에 따라 대단히 다르므로 일률적인 관계식을 나타낼 수는 없으나 현재까지 N값으로 추정 산정할 수 있는 많은 경험식들이 다음과 같이 제안되어 많이 사용되고 있다.

① 사질토의 상대밀도 (Peck, 1953)

N값	상대밀도 (Dr)	비 고
0~4	0.0~0.2	매우 느슨
4~10	0.2~0.4	느슨
10~30	0.4~0.6	보통 조밀함
30~50	0.6~0.8	조밀함
50<	0.8~1.0	매우 조밀함

② 사질토의 내부 마찰각

- Dunham의 공식

토립자가 모가 나고 입도 양호 $\phi = \sqrt{12N} + 25$

토립자가 모가 나고 입도 불량 $\phi = \sqrt{12N} + 20$

토립자가 둥글고 입도 양호 $\phi = \sqrt{12N} + 20$

토립자가 둥글고 입도 불량 $\phi = \sqrt{12N} + 15$

- Peck의 공식

$\phi = 0.3N + 27$

- 오오자키 공식

$\phi = \sqrt{20N} + 15$

도로교 표준시방서

$\phi = \sqrt{15N} + 15$

③ 점성토의 일축압축강도 (Terzaghi and Peck, 1948)

N값	qu(kg/cm2)	콘시스턴시
<2	<0.25	매우연약함
2~4	0.25~0.5	연약함
4~8	0.5~1.0	보통 굳음
8~15	1.0~2.0	굳음
15~30	2.0~4.0	매우 굳음
30<	4.0<	단단함

점성토의 일축압축강도 q_u와 N값의 관계는 상기 표의 중간적인 값을 취한 개략의 관계식으로 $q_u \fallingdotseq N/8(kg/cm^2)$가 쓰이고 [일본도로토공 연약지반 대책공법 지침]에서는 $q_u = (\frac{1}{8} \sim \frac{1}{2})N(kg/cm^2)$과 같이 나타내었고 대단히 연약 점토에서는$q_u > \frac{N}{8}$ 굳은 점토 에서는 $q_u < \frac{N}{8}$ 의 경향도 보고되고 있다.

④ 얕은 기초의 극한 지지력

- Meyerhof식 (1956) : 사질토 지반

$$q_u = 3.3N(1 + \frac{D_f}{B})\,(t/m^2)$$

D_f : 기초의 근입깊이 (m)

B : 기초폭 (m)

- Bowels의 수정식(1982)

N값으로 추정한 Meyerhof의 허용지지력이 대략 50%증가되도록 수정하고 N값과 허용지지력 관계를 침하량 25mm를 기준으로 다음과 같이 제안하였다.

$$q_a = \frac{N}{0.5}(t/m^2)\,(B \le 1.2m)$$

$$q_a = \frac{N}{0.8}(\frac{B+0.3}{B})^2(t/m^2)\,(B > 1.2m)$$

N : 표준관입시험치 (=수정된 N값)

B : 기초의 최소폭 (m)

- Pary(1977)

$q_u = 3N(t/m^2)$

여기서 D<B

N: 기초저면하 깊이 0.75B까지의 평균치

⑤ 말뚝기초의 연직 지지력

$Q_u = mN_bA_b + nNA_s$ (ton)

Q_u : 말뚝의 극한 지지력

m : 선단지지력 계수

n : 주면마찰력 계수

N_b : 말뚝 선단 부근의 SPT 타격수

N : 사질토층의 평균 N값

A_b : 말뚝의 선단 지지면적 (m^2)

A_s : 말뚝의 주면적 (m^2)

국내의 경우 말뚝의 선단부는 풍화토 또는 풍화암층까지 시공되는 경우가 대부분이며 이러한 경우 말뚝은 선단 지지 개념으로 설계되고 지지력 계산식은 사질토 조건으로 국한하고 있다.

⑥ 변형계수 (Schmertmann)

토질	Es(kg/cm2)
실트, 사질실트	4N
세-중립모래	7N
굵은모래	10N
사질자갈, 자갈	12-15N

⑦ 사질토 지반의 N값에 의한 지반 전단파 속도(Vs)의 경험적 추정식

$V_s = 15.2N(m/\sec)$: Schmertmann

$V_s = 91N^{0.337}(m/\sec)$: Imai

<표 3.1> 토질종류별 전단파 속도 산정식

제안자	토질 종류별 전단파 속도(Vs) 산정식	
	점성토	사질토
今井,吉村(1970)	• Vs=76・N0.33	
Imai(1982)	• Vs=97.0・N0.314	
岡本(1989)	• Vs=125・N0.3	
大場,鳥海(1990)	• Vs=84・N0.31	
今井(1997)	• Vs=a・Nb a=102, b=0.29(충적점토) a=114, b=0.29(홍적점토)	• Vs=a・Nb a=81, b=0.33(충적사) a=97, b=0.32(홍적사)
국내적용사례분석식	• Vs=102.59・N0.2835	

⑧ 사질토 지반의 침하량(Meyerhof, 1965)

$$s = 4 \times \frac{q}{N}(B < 4ft)$$

$$s = 6(\frac{q}{N})\left[\frac{B}{(B+1)}\right]^2$$

s : 침하량 (in)

q : 하중강도

⑨ 점성토의 점착력

일본, 도로교시방서 $c = (0.6 \sim 1.0)N$

Terzaghi $c = 0.0625 \times N$

Dunham $c = 0.066 \times N$

⑩ 지지층의 판정

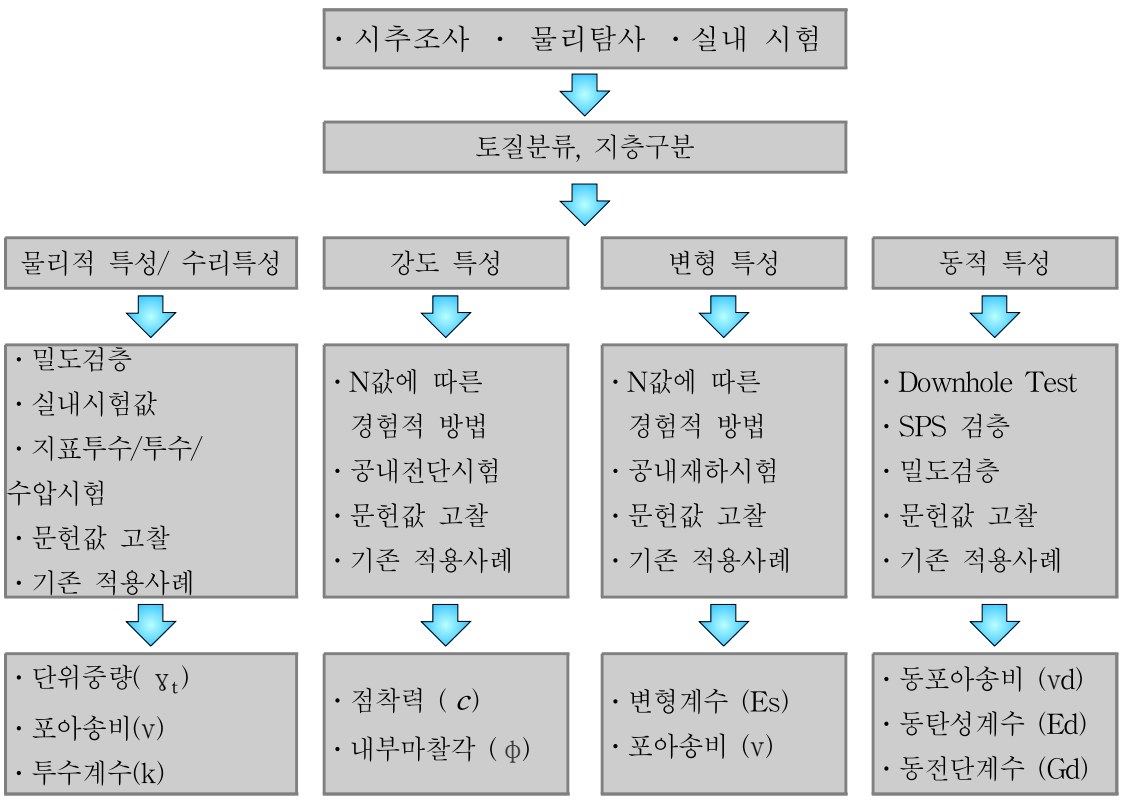
기초의 지지층 판정 여부는 구조물의 종류에 따라 다르다. 일반적으로 대규모 구조물(교량 등)에서는 N값 50이상의 층을 지지층으로 간주 하고 그 두께도 5m정도 연속되어야 한다. 또 간단한 구조물(옹벽, 관거, 가설 구조물등)에서는 N값 20~30 정도를 지지층으로 간주하여도 좋다. 또한 성토기초에서 N값 4~10정도의 층을 지

지층으로 생각할 수 있다. 이것은 [도로토공 토질조사지침]의 기술이나 [도로토공 옹벽, 컬버트가설 구조물공 지침]에서는 다음과 같다.

<표 3.2> 토질지층별 사질토 및 점성토의 N값과 관계

	양질층	견고한층
사질토	30<N50	50<N
점성토	20<N<30	30<N

또한 흙막이공의 흙막이말뚝에 대해서 N값이 30이상의 사질토층과 고결실트층 및 N값 10이상의 홍적점토층에 3m이상 근입하면 지지력 계산은 불필요하다. 표준관입시험은 대단히 많이 실시되고 있다, 그러나 N값만으로 설계, 관리 등 정량적인 검토를 하는 것은 간편한 방법이나 한계가 있다.



<그림 3.1> 지반정수 산정의 흐름도

지층 분포와 지형 특성을 고려하여 몇 개의 구간으로 나누어 산정한다. 지층구분으로는 토사(점토층, 토사, 풍화암), 기반암(연암, 경암)으로 나누어 산정한다. N값으로 인한 경험식과 과거 자료 및 현장실험과 실내실험으로 산정한 지반정수중 안전 측에 해당되는 값을 사용함으로 안전율을 높이는 방법으로 지반정수를 산정한다. 점착력 및 마찰각은 관련문헌, 적용사례를 검토하고 N값를 이용한 경험 값을 적용하는 것으로 나타난다. 변형계수는 경험식, 적용사례를 검토하고 현장시험의 평균값 적용하는 것으로 나타난다. 풍화암층은 표준관입시험에 의한 N값 50/10을 기준으로 풍화토와 구분되는 층으로 조밀한 모래층으로 간주하여 문헌값 및 N값와의 관계식을 이용한다. 구조물별 우세 토층군을 파악하여 보정된 N값으로 통계분석을 시행, 과업구간 대표 토층별, 상대밀도별 대표 N값을 선정하여 지반정수 산정 시 반영한다.

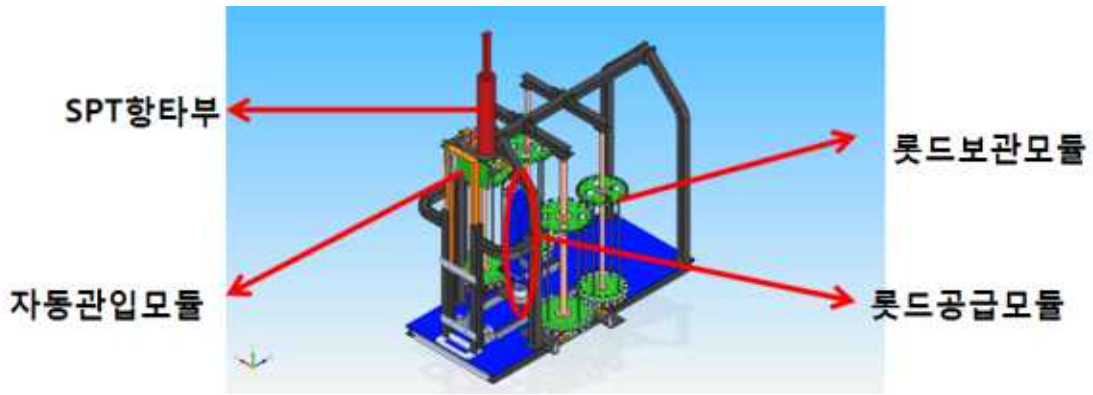
설계에 사용된 설계정수들을 표 3.3에 정리하였다 설계정수 산정 시 사용된 분야이며 표준관입시험을 이용하여 많은 경험식들이 사용되고 있음을 알 수 있다.

<표 3.3> 설계에 사용된 N값을 이용한 설계정수

	점성토		풍화토				풍화암
	c	변형계수	c	내부 마찰각	변형계수	전단 속도	변형 계수
인천대교		O	O	O		O	
군장대교		O				O	
무영대교			O	O	O		O
울산대교			O	O	O		
교동대교	O	O	O	O	O	O	
제2남해대교			O	O	O		
화양대교	O		O	O	O		O
적금-영암 연육교			O	O	O		O
사옥도 증도 교량			O	O	O	O	
여수산단3공구		O	O	O	O	O	
돌산-화대 연도교		O	O	O	O	O	
호남고속철			O	O	O		

3. 대수심 해저 지반조사 장비 세부 핵심모듈 설계 및 제작

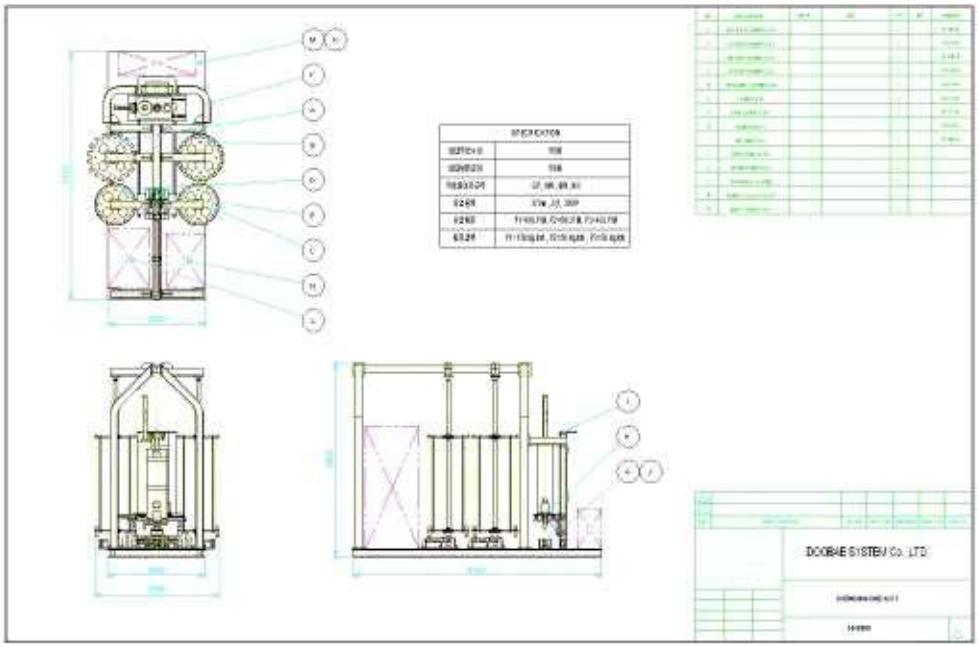
그림 3.2는 해저지반조사 장비의 모식도를 나타낸 것으로, 크게 롯드공급모듈, 자동관입모듈, 롯드보관모듈, SPT 항타부 등으로 구분할 수 있다.



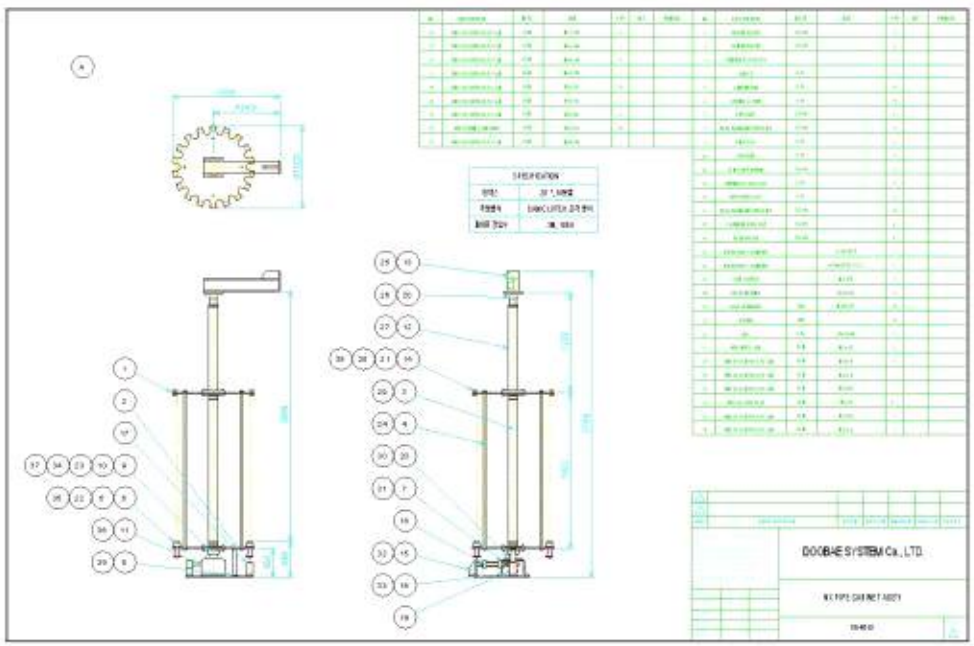
<그림 3.2> 해저지반조사 장비의 모식도

롯드보관모듈에서 SPT용 AW로드와 스플릿스푼샘플러가 장착된 AW로드 NX케이싱, BX케이싱의 4종류의 원활한 탈부착과 굴착과 회수 시 연속되는 롯드보관 모듈의 효율적인 움직임과 고장이나 전기적인 오작동을 최소화 할 수 있는 구조로 설계하였다.

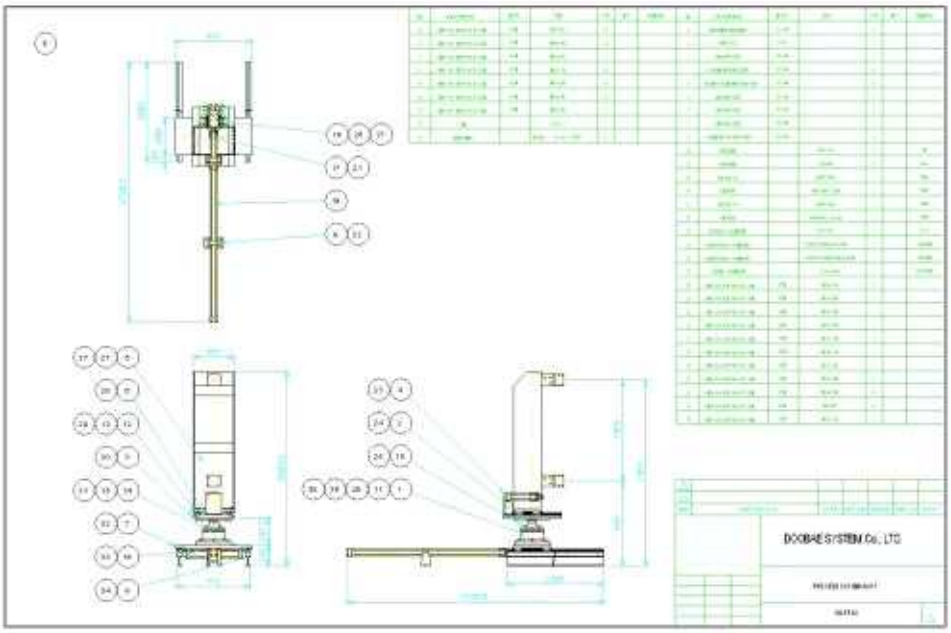
롯드 공급 모듈장치의 동작을 최소화 하고 또한 원활하게 하며 기계적인 오작동을 최소화 시키며 육상에서 운전자가 전기적인 동작만으로 제어함에 있어서 운전자의 심리적인 불안감을 최소화하기 위해 로드 보관 장치에도 카메라를 장착하여 기존의 사각형 보다 원형이 육안으로도 동작을 확인하며 명령할 수 있는 구조이다. 해저지반조사 장비에서 각 세부 모듈에 대한 상세설계도는 아래와 같다.



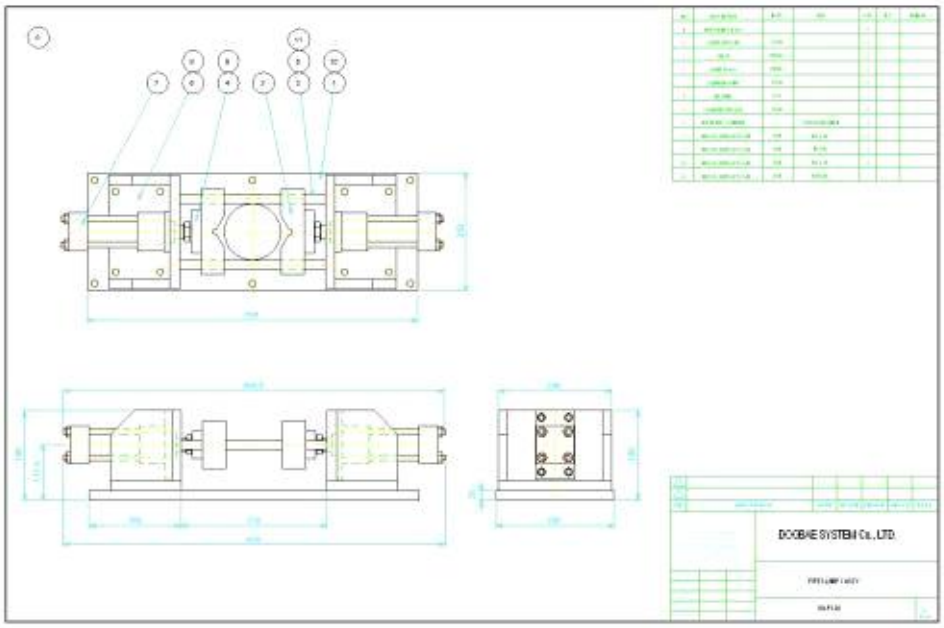
<그림 3.3> 해저지반장비의 전체도



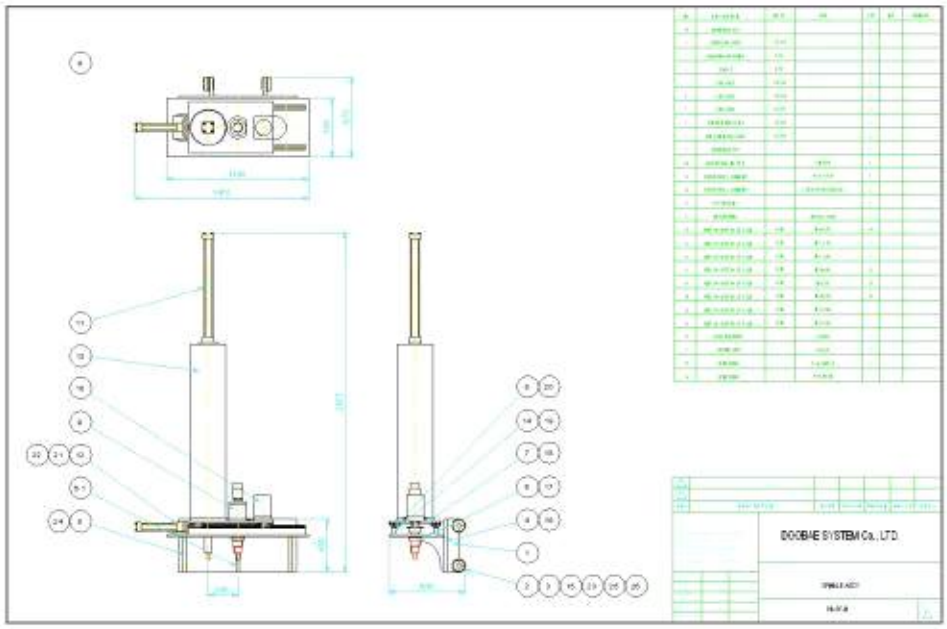
<그림 3.4> 롯드 보관모듈 설계도



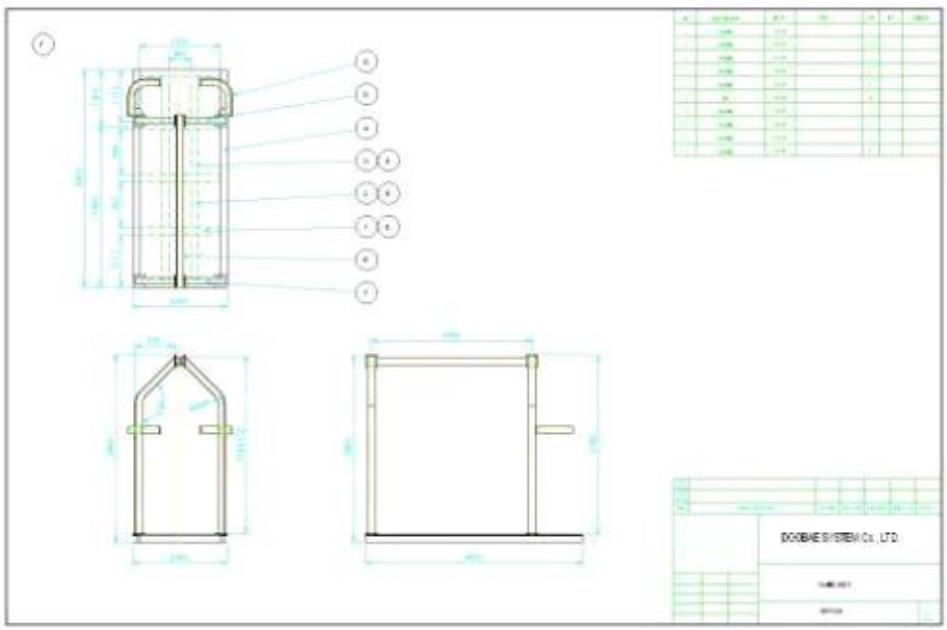
<그림 3.5> 롯드 공급 모듈 설계도



<그림 3.6> 회전 모듈 하부의 그리퍼 설계도



<그림 3.7> SPT항타 모듈과 보링모듈의 설계도



<그림 3.8> 외부 프레임 설계도

① SPT 재하 장치 개발

▸ 유압식 SPT 재하 장치를 개발 및 제작

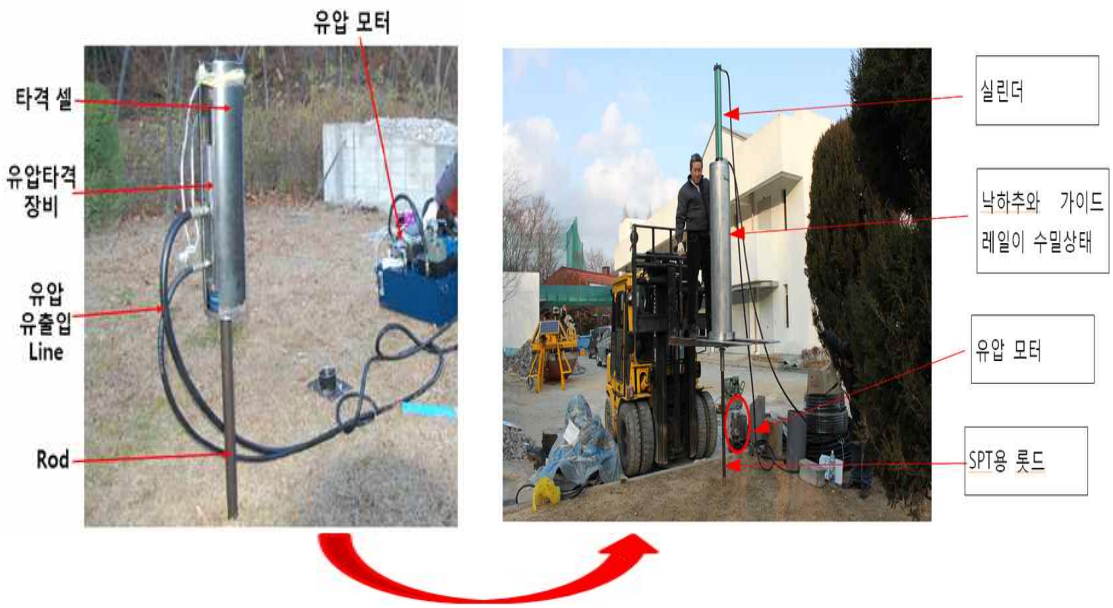
→ 실린더의 속도와 여러 계수를 육상 SPT장비에서 사용되는 76cm의 높이에서

63.5kg의 램머로 자유낙하 조건과 동일한 조건 구현을 하는데 목적이 있다.

→ 유압식 SPT 재하 장치보다 현재 육상 현장에서 쓰이는 자유 낙하식 SPT 재하 장치의 사용으로 인해 육상 장비와 최대한 동일 에너지 구현을 목적으로 자유 낙하식의 재하 장치가 필요하다.

▸ 육상 SPT 장비와 동일한 자유낙하식 SPT 장비의 개발

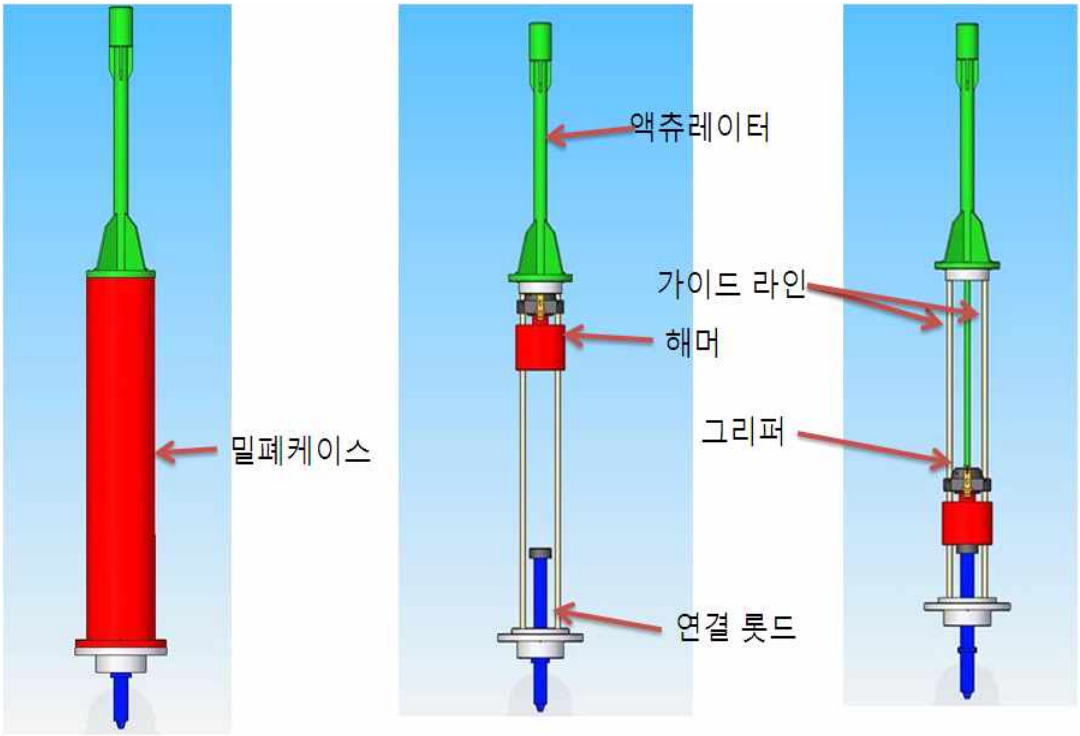
→ 기존의 육상 장비 하중 재하 장치와 동일한 시스템으로 자유낙하식 재하 장치를 개발하여 육상 장비와 동일한 에너지 전달의 문제를 해결하였다.



<그림 3.9> [유압식 SPT 재하 장치 개발] [자유낙하식 SPT 재하 장치 개발]

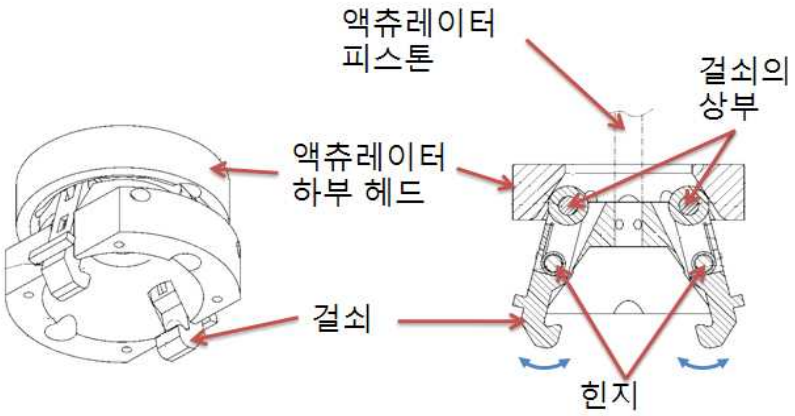
다음의 그림 3.10은 착저식 해저지반조사장비를 개발하기 위한 SPT 모듈로서 해저 지질 조사용 표준 관입 시험 장치이다. 종래의 표준 관입 시험 장치는 육상에서 지반을 조사하기에는 적합 하지만 해저의 지질을 조사 하는데 어려움이 있다. 즉 해양에서는 물의 저항 등으로 인해 육상에서와 동일한 조건으로 표준 관입시험을 하기 어려운 여러 가지 문제점이 있다. 따라서 본 연구에서 개발된 해저 지질 조사용 표준 관입 시험 장치에서는 그림3.10(a)와 같이 밀폐 케이스가 내부로 물이 유입되는 것을 막는다. 또한 하부와 연결 로드와는 씰링 처리를 하여 수밀성을 유지하도록 하고 방식 처리를 하였다.

그림 3.10 (b), (c)와 같이 상부의 엑츄레이터의 작동에 따라 그리퍼가 하부로 이동을 하여 해머를 걸고 상승하여 최고 높이까지 상승하면 그립 해제부재에 의해 해머를 잡고 있는 그리퍼가 해제가 되어 해머가 자유 낙하를 하면서 연결로드를 타격하여 지반 조사를 수행하는 구조이다. 해머의 연결로드에 수직으로 낙하 하도록 두 개의 가이드라인에 의하여 해머는 수직으로 운동을 하게 된다.



(a) (b) (c)

<그림 3.10> 해저 지질 조사용 표준 관입 시험 장치



(a) (b)

<그림 3.11> 그리퍼의 상세도와 정면도

그림 3.11 (a)는 그리퍼의 상세도이고 그림 3.11 (b)는 정면도이다. 그림 3.11의 걸쇠(힌지에 장착된 스프링으로 걸쇠의 하부는 항상 안쪽으로 모임)가 해머 상부의 빗면을 따라 벌어지다 걸리게 되면 해머와 그리퍼가 결합한다. 결합 후 액츄레이터의 피스톤이 일정 높이까지 상승을 한다. 액츄레이터 하부의 헤드까지 그리퍼가 상승을 하면 걸쇠는 힌지를 중심으로 걸쇠의 상부는 안쪽으로 걸쇠부분은 바깥쪽으로 운동을 하면서 걸쇠에 걸려 있던 해머가 해제 되면서 해머는 자유낙하를 하게 된다. 자유낙하 후에 액츄레이터의 피스톤이 하강 하면서 다시 걸쇠가 해머의 상부와 결합하여 그리퍼와 함께 상승한다. 이와 같은 운동을 반복 하면서 SPT항타를 하게 된다. SPT장치를 수밀된 밀폐 케이스 안에서의 운동이 이루어지도록 제작을 하였기 때문에 수중에서도 표준관입시험이 가능하게 된다. 또한 본체 장비와의 탈부착이 가능하기 때문에 이동성이 편리하고 선박탑재가 용이한 장점이 있다. 그림 3.12는 실 제작된 수중 자동화 SPT 장치이다. 그림 3.12 (a)는 제작된 해머이고 (b)는 그리퍼와 엑츄레이터 그리고 (c)는 제작된 수중자동화 SPT장치이다.

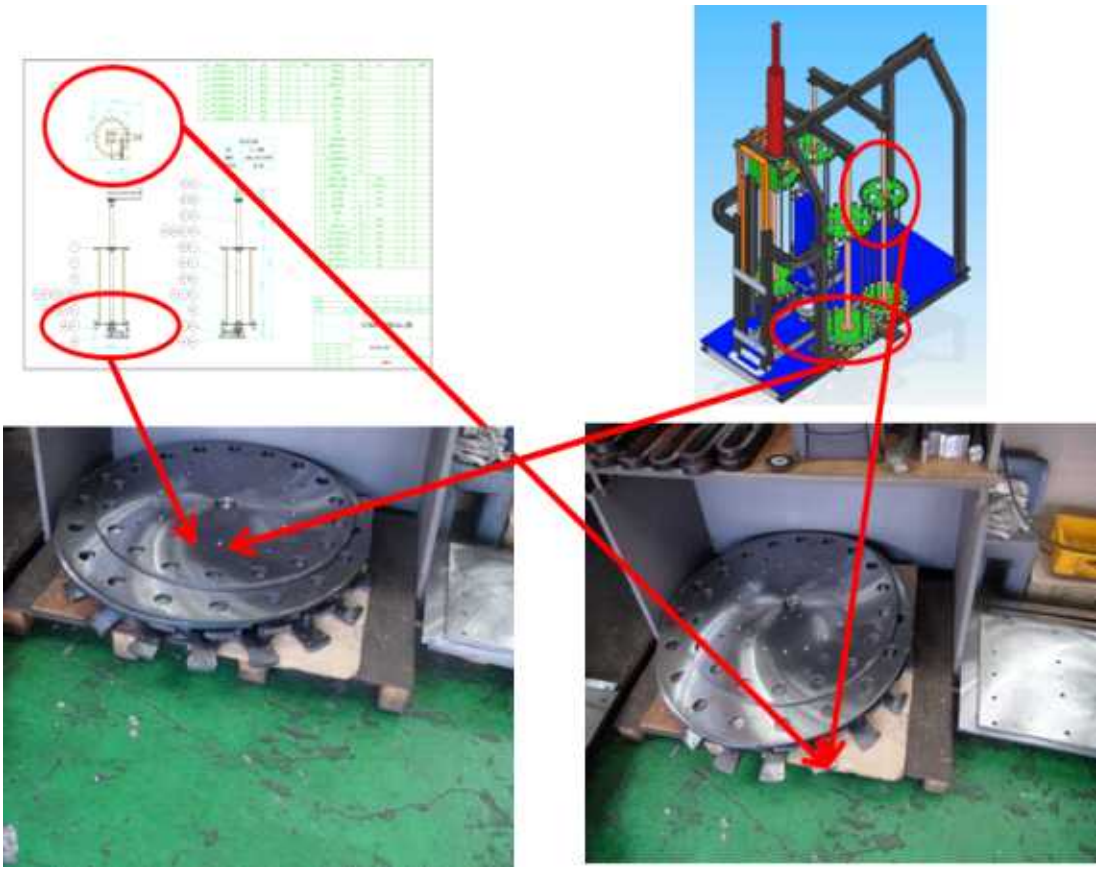


(a) (b) (c)

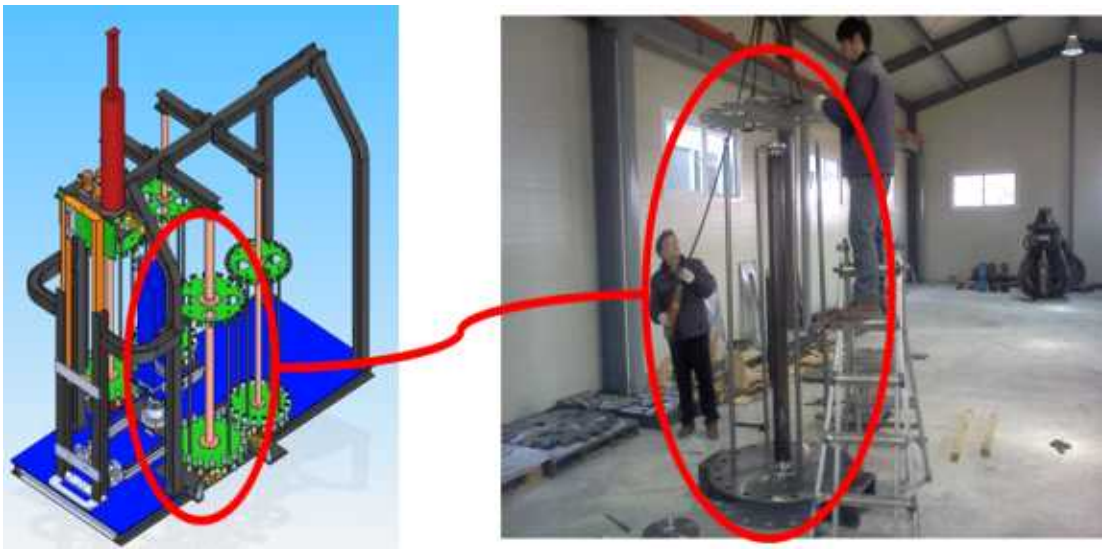
<그림 3.12> 제작된 수중 자동화 SPT장치

② 로드 보관모듈 제작

NX케이싱, BX케이싱 AW로드, AW로드 + 스프릿스푼샘플러 네 가지 종류의 케이싱 및 로드의 보관모듈의 제작하였다. 네 가지 직경이 다른 케이싱과 로드를 보관하고 공급할 수 있는 모듈이다.



<그림 3.13> 카세트 보관모듈중 상부 고정부분과 하부지지 원형 모듈 부분의 제작



<그림 3.14> 해저지반조사 장비의 조립 제작 공정

③ 해저지반조사 장비의 각 모듈별 조립 공정

- BX케이싱 보관모듈인 카세트 조립
- 진수지, 인양 시, 착저 시 등에 충격이나 이동시 카세트의 흔들림으로 케이싱이나 AW로드 , 샘플러 등이 유실되는 것을 최대한 줄이기 위하여 탄창의 하부 볼록 모양으로 돌기를 부착하여 상부의 고정 부분과 연결되어 유동이 없는 구조로 제작한다.
- AW로드와 스플릿 스푼 샘플러의 경우 내경이 크지 않기 때문에 컵모양의 하부를 제작하여 유격을 최소화 하도록 제작하였다.



<그림 3.15> 각 세부 모듈의 1차 도장 과정

- 2차이상의 도장과정에서 1차에 해당하는 아연+도료로 도장과정으로서 재료의 부식을 방지하고 이후 2차 도색에서는 도색도료와 동을 섞어 사용한다.
- 해저에서 사용되는 장비의 부식을 방지하기 위해 2차이상의 도장을 한다.



<그림 3.16> 롯드 보관모듈의 1차
도장후 조립과정



<그림 3.17> 롯드 보관모듈의 하부 회전을
위한 실린더



<그림 3.18> 하부 프레임에 롯드 보관모듈 조립



<그림 3.19> 완성된 플레이트 상부에 로롯 이동모듈



<그림 3.20> 압력용기의 위치제어 및 고정 작업



<그림 3.21> 압력용기의 위치제어



<그림 3.22> 압력용기 뚜껑

압력용기의 내부에는 전기장치와 유압시스템 및 유압회로 유압펌프장착 및 장비에서 얻어지는 데이터 등을 상부 모선으로 전달할 수 있는 시스템과 상부 모선으로 부터의 전기 공급을 받아 동작 및 제어를 할 수 있게 한다.

4. 대수심 해저 지반조사 장비 세부 핵심모듈 실험 및 해석

(1) 핵심모듈의 실험

해저지반조사장비의 핵심 모듈인 항타 시스템에 대한 현장 시험과 육상용 SPT 장비와의 항타 에너지 효율을 비교하기 위한 시험 실시하였다.

① 실험 목표

육상에서 사용되는 표준관입시험기와 해저지반조사용 표준관입시험기의 항타 에너지 효율을 분석하여 육상용 SPT 장비와 동일한 에너지 효율을 위해 항타 에너지 측정과 N값의 비교검토를 목표로 한다.

② 실험 장소 : 당진 현대 제철내 동아지질 현장

③ 실험 내용 및 방법 : 육상용 SPT 장치를 이용한 항타 시험

- 육상용 SPT 항타기가 굴착장비를 이용 1m 천공한다.
- SPT 예비타격 준비 PDI사의 에너지 효율장치를 장착한다. 여기서 에너지 효율

장치는 가속도계와 변형률계가 부착되어 있는 로드와 읽혀진 데이터를 분석하는 항타분석기이다.

- 예비 타격 시 타격의 최초 1-3회를 PDI사의 에너지 효율장치를 장착하고 타격하여 에너지 효율을 측정한다.
- 본 타를 타격 후 30cm 관입되었을 때의 N값 측정한다.
- 샘플러 회수 시료의 채취한다.
- 동일공에 육상용 SPT항타기가 굴착장비를 이용 3m 천공한다.
- 같은 방법으로 5.5m 천공한다.



<그림 3.23 > 육상용STP 장비 항타 모습



<그림 3.24> PDI 에너지 효율 측정 장치



<그림 3.25> PDI 에너지 효율 측정 장치의 데이터 수집 장치



<그림 3.26> 육상용 장비에 PDI로드가 장착된 모습

④ 해저지반조사용 장비의 에너지 효율 측정

- 제작된 해저지반조사용 장비의 항타모듈 조립
- 해저지반용 장비를 지게차에 장착 (그림 3.27 (a))
- 항타기 하부에 로드를 장착(그림 3.27 (b))
- 항타기에 장착된 롯드를 지게차로 들어 올리고 시험 타격(그림 3.27 (c))



(a) (b) (c)

<그림 3.27> 해저지반용 SPT항타기

⑤ 해저지반조사장비 시험 방법(안)

- 기존에 육상용 SPT항타를 한 곳에서 1.5m 떨어진 위치에 육상용 SPT항타기의 굴착장비를 이용하여 1m 천공후 지게차에 장착되어 있는 해저지반용 항타기 모듈을 천공되어 있는 곳으로 이동한다.
- SPT 예비타격 준비 PDI사의 에너지 효율장치를 장착한다.
- 예비 타격 시 타격의 최초 1-3회를 PDI사의 에너지 효율장치를 장착하고 타격하여 에너지 효율 측정한다.
- 본 타를 타격 시 30cm 관입되었을 때의 N값을 측정한다.
- 샘플러 회수 시료의 채취한다.
- 동일공에 육상용 SPT 항타기가 굴착장비를 이용 3m 천공한다.

- 같은 방법으로 5.5m 천공한다.



<그림 3.28> 해저지반조사용 항타모듈 하부에
PDI롯드를 장착하는 모습



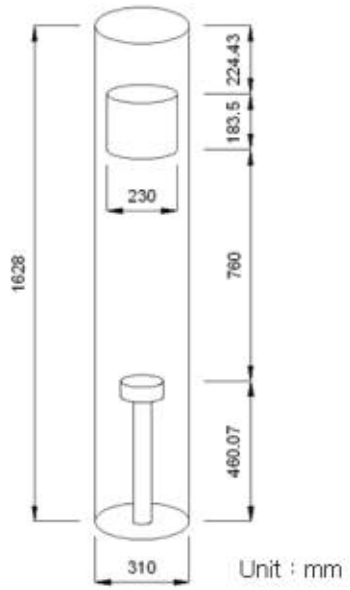
<그림 3.29> 해저지반조사용 항타모듈의 에너지 효율 측정

(2) 수치해석

① SPT 항타기 수치해석

SPT항타 장치의 내부의 해머의 자유낙하에 밀폐용기가 저항이 되는 사항을 수치해석을 통하여 결과를 분석하였다.

▸ 치수 및 형상 모델링 형상

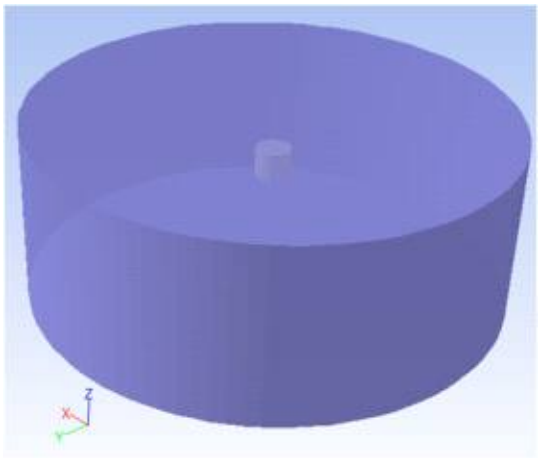


[형상 치수]



[Case1 : 밀폐형]

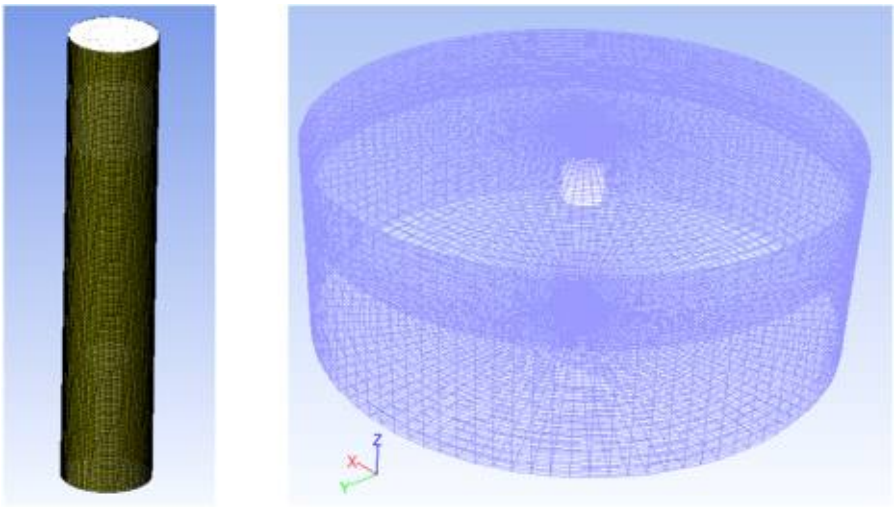
<그림 3.30> Case1 치수 및 모델링 형상



[Case2 : 개방형]

<그림 3.31> 치수 및 모델링 형상

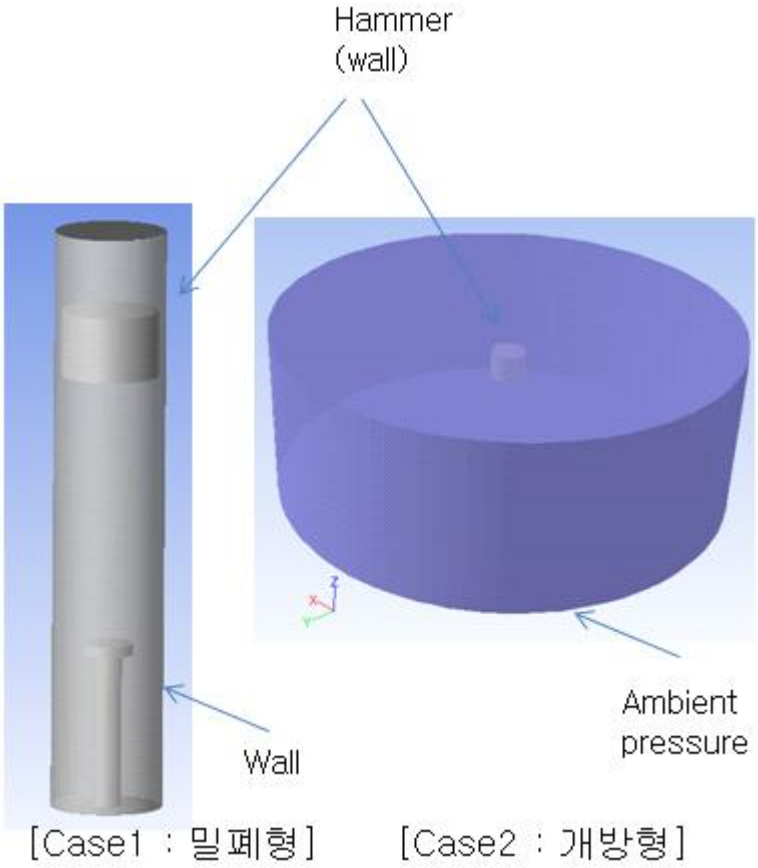
▶ 격자구성도 : Case1(밀폐형)과 Case2(개방형)에 대한 격자 구성.



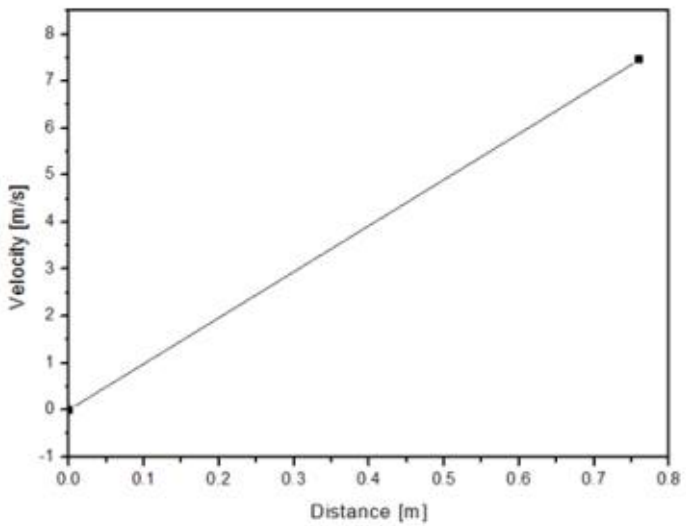
<그림 3.32> 격자구성도

▶ 해석조건

- 비정상 해석수행, ANSYS FLUENT 12.1 사용용
- 이상기체방정식, k-e 난류모델 적용
- Time Step Size : 0.002(s) (196 steps)
- Moving Deforming Mesh
- User Defined Function 적용(시간에 따른 해머 가속도 고려)
- Hammer 이동거리 760mm 직전까지 해석 진행하였다.
- 밀폐형의 경우 공기의 누출은 없다고 가정한다.
- 밀폐케이스 유무에 상관없이 자유낙하 시간은 동일하다고 가정한다.



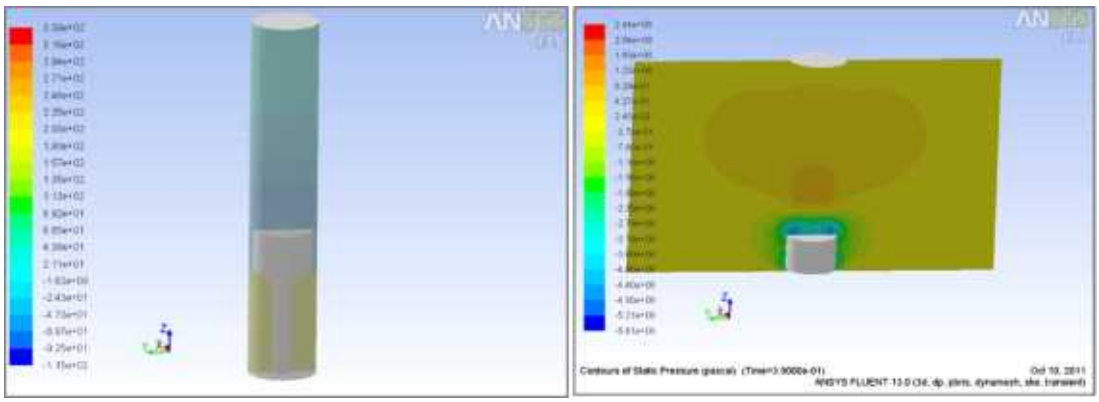
<그림 3.33> 경계조건



<그림 3.34> 자유낙하 속도 그래프

▶ 해석결과

동일한 시간(T=0.39(s))에서 압력분포를 비교한 그림이다. 해머가 아래로 떨어짐에 따라 저항이 커진다. 즉 해머가 받는 힘은 해머가 떨어지는 반대방향으로 힘이 작용(+z방향) 압력비교를 통해서 상대적인 차이를 찾기를 힘든 결과는 나타내고 있다.

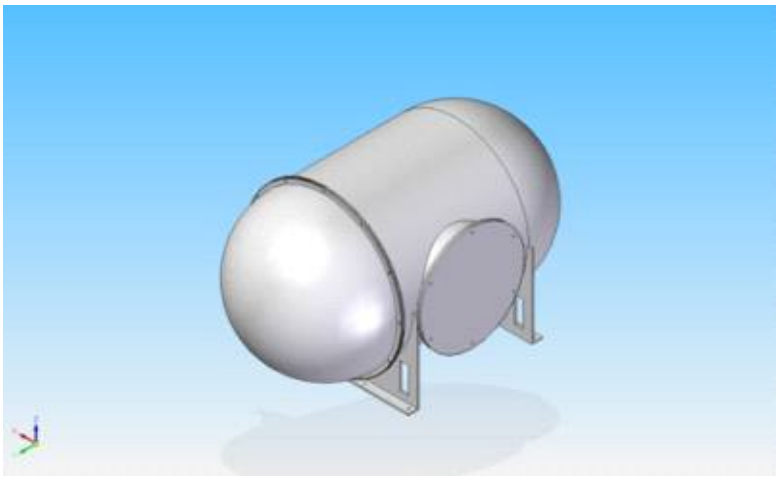


<그림 3.35> 해머 충돌직전 압력분포

- 해머가 바닥에 거의 닿기 직전 저항이 증가하고 밀폐계내에 경우가 없으므로 상당한 큰 저항력이 작용하는 것을 볼 수가 있다.
- 밀폐계의 경우가 개방계보다 저항이 클 것은 확실하지만, 얼마정도가 차이 날지는 실제 시스템의 조건에 따라 차이가 날 수 있다. 따라서 실제현상을 반영하여 해석결과와의 gap을 줄이는 게 필요하다.
- 개방계의 경우 해머가 받는 힘은 상당히 미미하고 밀폐개의 압축성효과보다 작은 gap에 의한 유체력에 의한 받는 저항이 더 크다고 볼 수 있다.
- 항력에 의한 에너지 소모량을 계산을 통하여 약 1.9.%의 에너지 손실 차가 나타났다. 따라서 밀폐용기의 유무에 의한 에너지 손실은 미미한 양으로 나타났다.

② 압력용기의 수치해석

유입시스템과 전기부 각종 데이터 송수신을 위한 압력용기의 심해100m에서 저항이 가능한 적절한 용기의 두께산정을 위한 해석을 실시하였다.



<그림 3.36> 압력용기의 모식도

해석에 사용된 조건

Element: MSC/NASTRAN shell element

Material: steel (E=210Gpa, v=0.3)

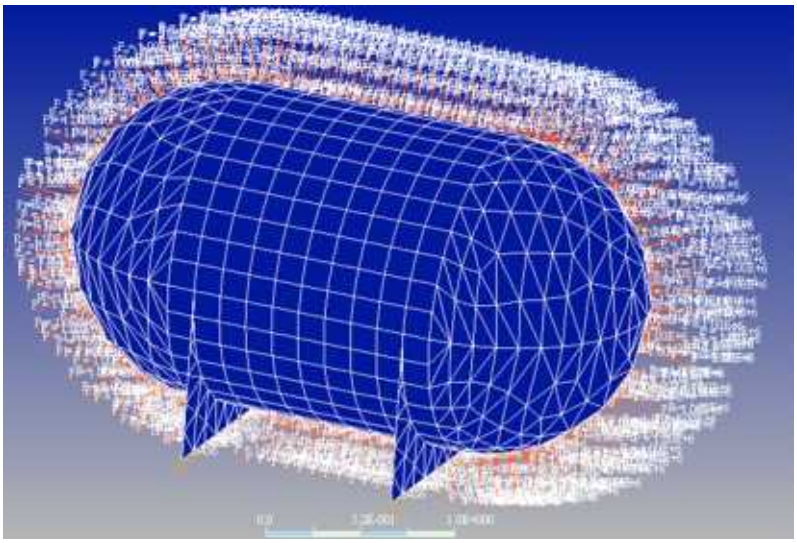
두께

- 받침대: 0.02m로 고정
- 압력통: 0.01m를 기준으로 변화

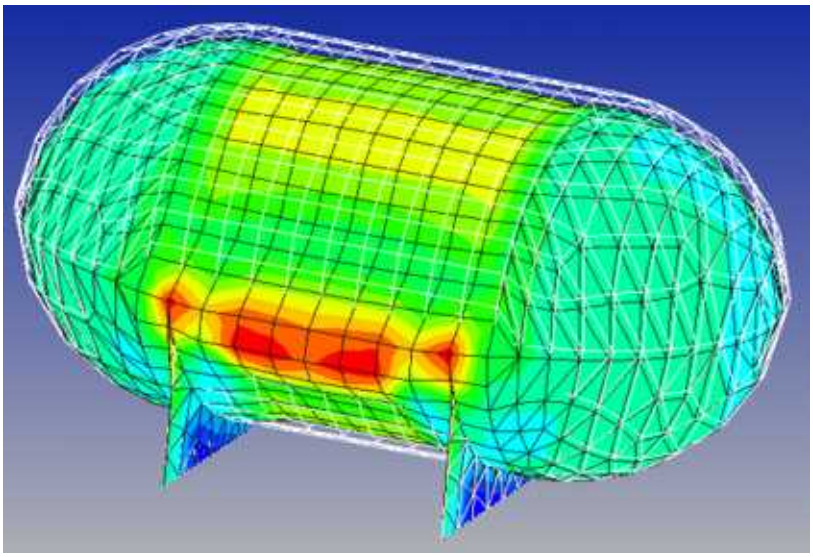
항복응력: A36steel의 경우 250MPa

받침대 위치는 대칭 위치를 지정 : 반구에서 0.15m 떨어져서 있는 것으로 설정하고 FEM 모델 작성 하였다

압력용기 부분만 10bar 압력 (10bar는 1MPa에 해당됨) 지지 구조 이며 하단을 고정하였다.



<그림 3.37> FEM 해석

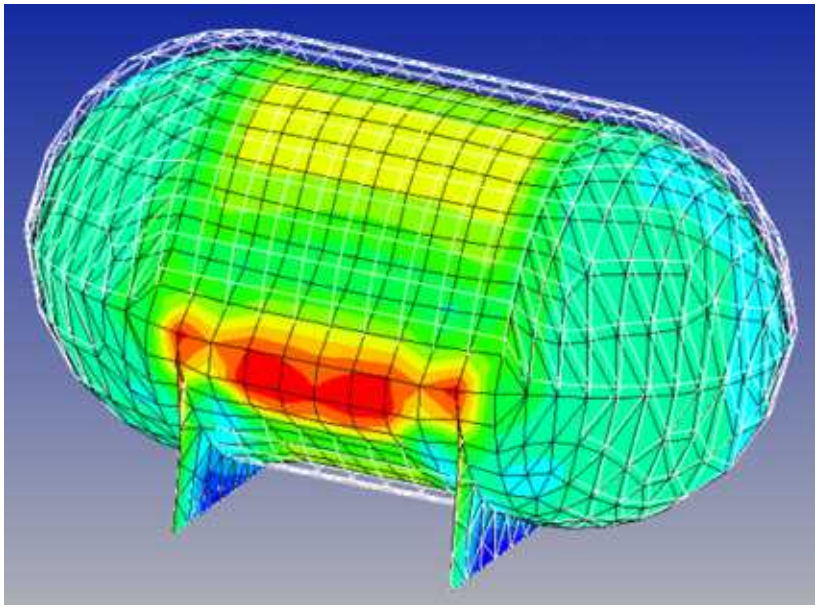


<그림 3.38> FEM 해석 결과I

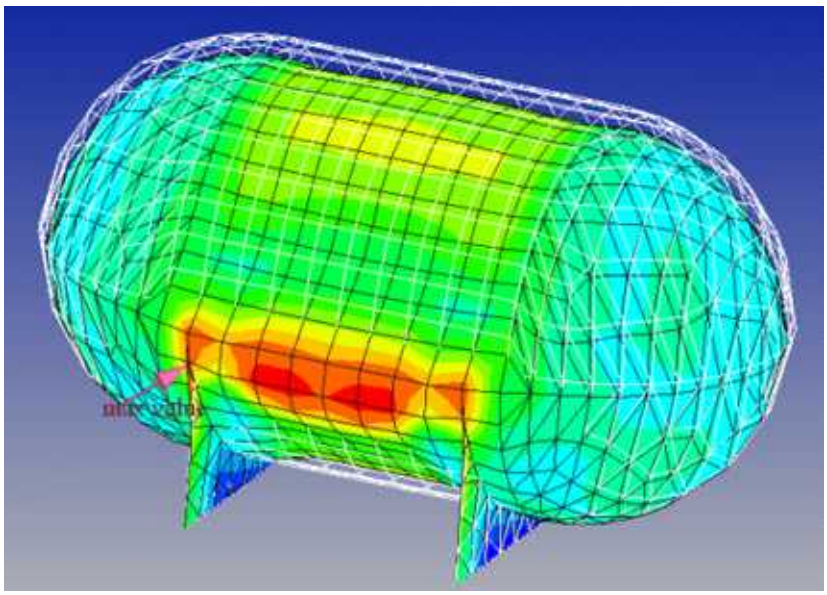
해석 결과 I 지지 구조와 압력 용기 접합부분과 그 사이에 응력 집중현상을 볼 수가 있으며 두께가 10mm에서 최대응력(Von Mises Stress)은 111MPa (< 250MPa) 임을 확인할 수 있다.

- 접합부를 용접으로 하는 경우는 용접부의 항복응력 적용이 필요하다
- 안전계수를 3 이상으로 보면 충분치 않음을 볼 수가 있다.
- 12mm에서 90.4 MPa (Von Mises Stress)으로서, 10t 대비 20.6 MPa 줄어들었

다. 14mm에서 80.3MPa으로서, 12mm 대비 10.1로 줄어들고 안전계수는 3이상이 되어, 압력용기의 두께가 14mm이어야 함을 알 수 있다.



<그림 3.39> FEM 해석 결과 II



<그림 3.40> FEM 해석 결과 III

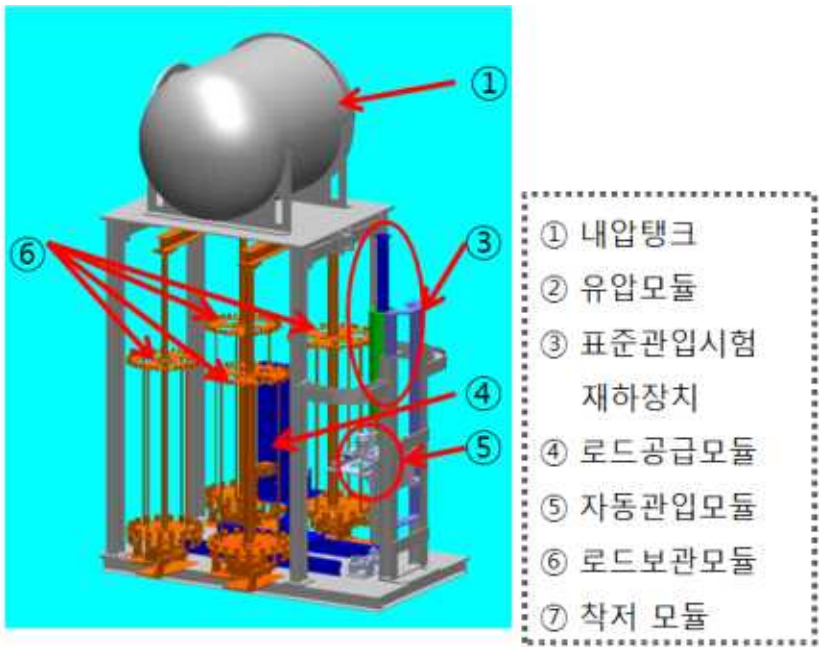
5. 암반코어링 및 토사 샘플링 기능을 추가한 재설계

5차년도에는 암반 코어링 및 토사 샘플링 기능이 추가됨으로써 이에 대한 내용을 고려하여 로드공급모듈, 로드보관모듈, 자동관입모듈 등에 대한 세부 재설계를 수행하였다.

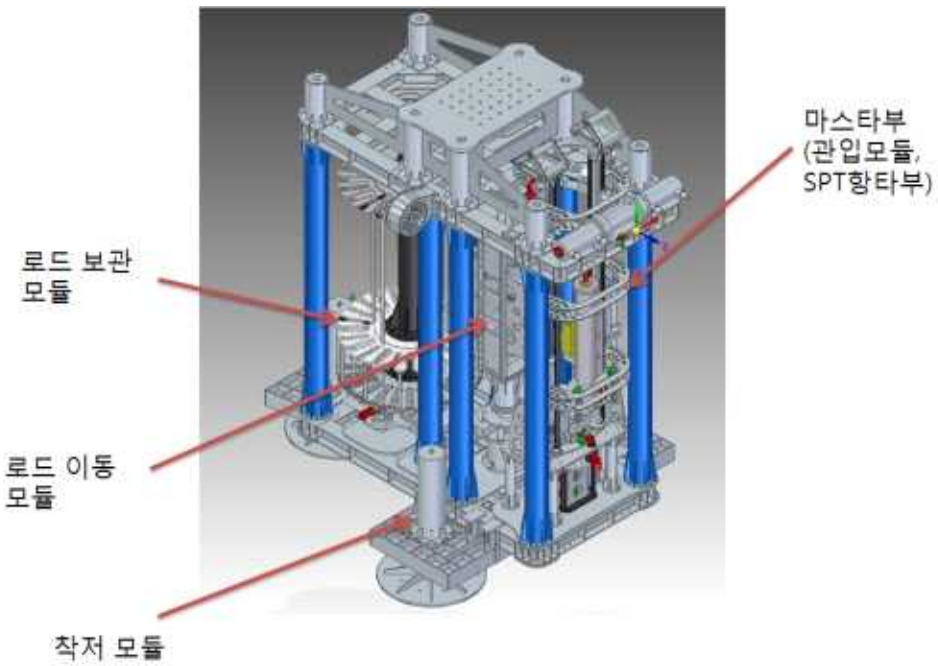
먼저 자동관입모듈은 암반을 코어링 할 수 있는 구조와 직경이 다른 세가지의 로드와 케이싱의 그립이 가능한 그리퍼 기능의 추가와 풀림장치의 추가 및 암반 굴착시 요구되는 모터의 용량 교체와 구조적으로 안정된 구조로 재설계하였다. 자동관입모듈은 암반을 코어링 할 수 있는 구조와 직경이 다른 세가지의 로드와 케이싱의 그립이 가능한 그리퍼 기능의 추가와 풀림장치의 추가 및 암반굴착시 요구되는 모터의 용량 교체와 구조적으로 안정된 구조로 재설계하였다.

로드보관모듈은 SPT용 AW롯드와 스플릿스푼샘플러가 장착된 AW롯드 NX케이싱, BX케이싱과 암반 코어링용 샘플러, 토사용 샘플러 6종류의 로드 및 샘플러의 원활한 탈부착과 최대 장착 개수의 경우는 기존 72개에서 96개까지 장착할 수 있는 구조로 설계하였다. 또한 로드공급모듈은 로드나 케이싱을 보관시 높이 조절 기능의 추가와 굴착과 회수시 연속되는 롯드보관모듈과 자동관입모듈 간의 효율적인 움직임을 할 수 있는 구조로 변경 설계하였다.

그림 3.41은 4차년도에 제작된 해저지반조사 장비이며, 그림 3.42는 이번 5차년도에 수정·설계된 장비를 나타내고 있다.



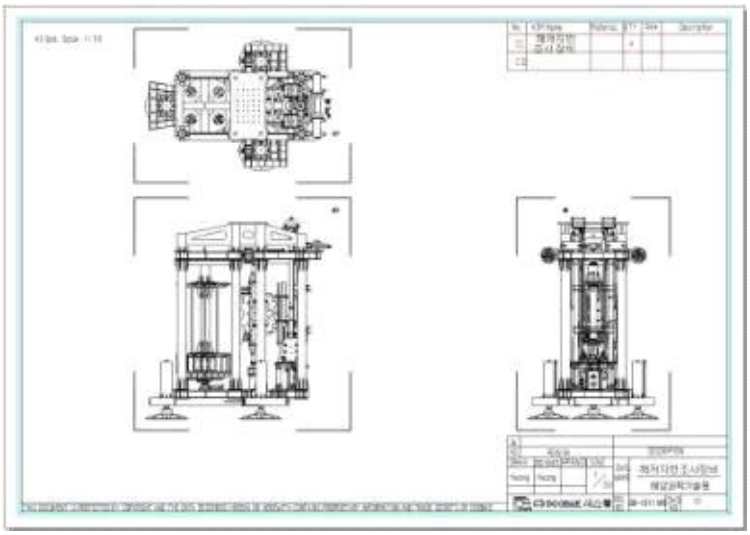
<그림 3.41> 기존에 제작된 해저지반조사 장비 모식도
(보링, SPT 기능)



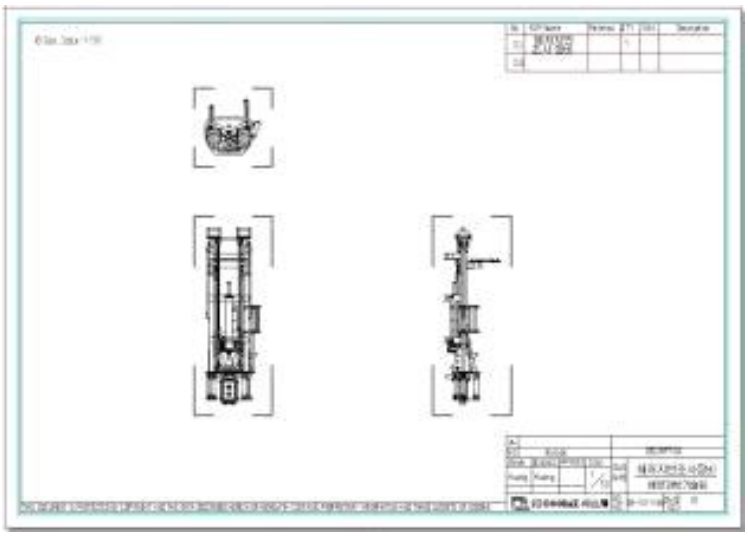
<그림 3.42> 추가된 기능의 해저지반조사 장비
(보링, SPT기능, 암반코어링, 토사샘플링)의 모식도

그림 3.43은 해저지반조사 장비의 설계도면을 각각의 세부모듈별로 나타낸 것이다. 먼저 그림 3.43 (a)는 장비의 전체도를 나타낸 것이다. 모든 세부모듈을 탈·부착할 수 있는 구조로 되어 있다.

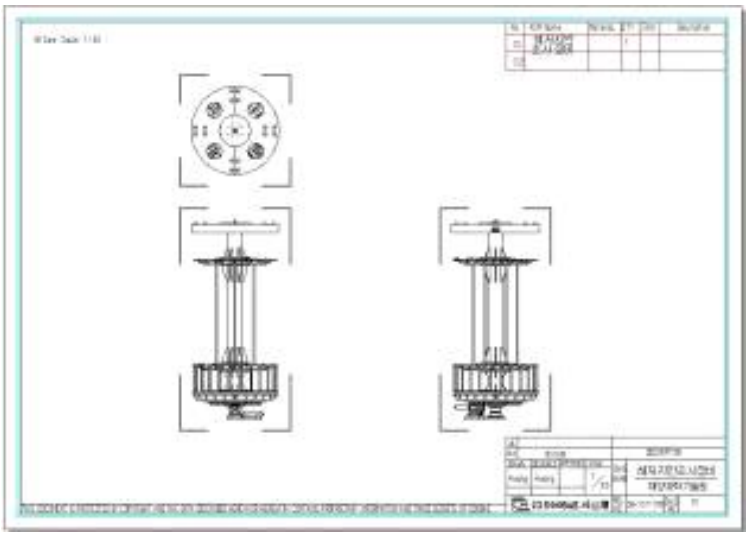
그림 3.43 (b)는 로드 및 케이싱을 지중 속으로 관입·인발하는데 활용되는 관입모듈을, 그림 3.43 (c)는 4가지 종류의 로드 및 케이싱, 시료채취장치를 보관할 수 있는 로드보관모듈, 그림 3.43 (d)는 로드 및 케이싱을 로드보관모듈로부터 관입모듈로 이동시키는 로드공급모듈, 그리고 그림 3.43 (e)는 전체 프레임을, 그림 3.43 (f)는 해저면 착저모듈에 대한 설계도면을 나타낸 것이다.



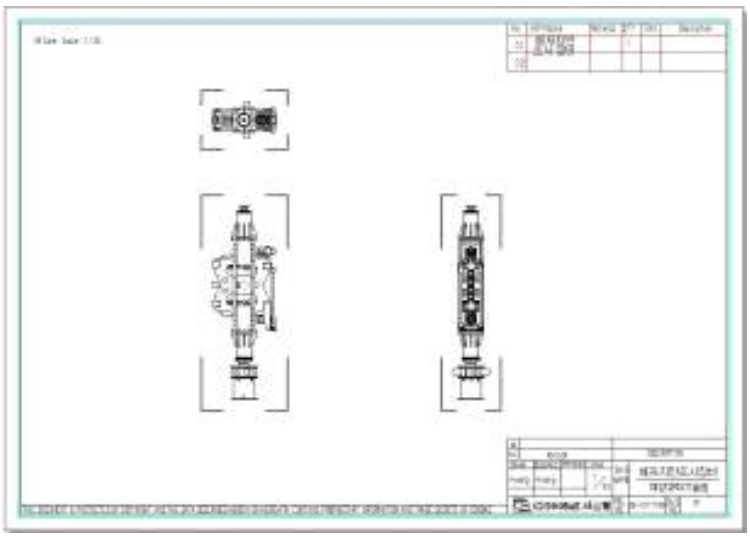
(a) 해저지반조사 장비의 전체도



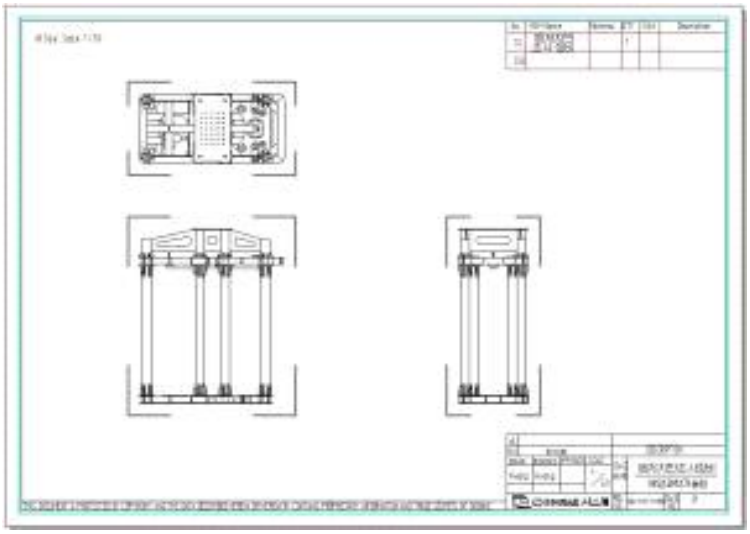
(b) 해저지반조사 장비의 관입부



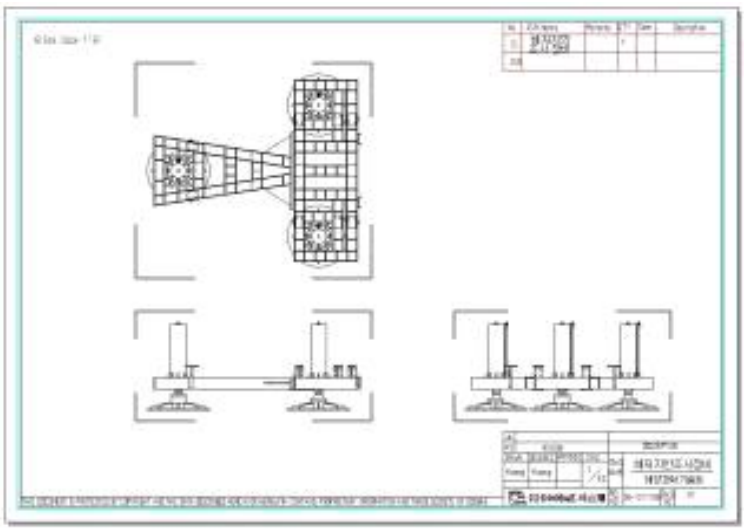
(c) 해저지반조사 장비의 로드보관모듈



(d) 해저지반조사 장비의 로드공급모듈



(e) 해저지반조사 장비의 외부 프레임



(f) 해저지반조사 장비의 착저모듈

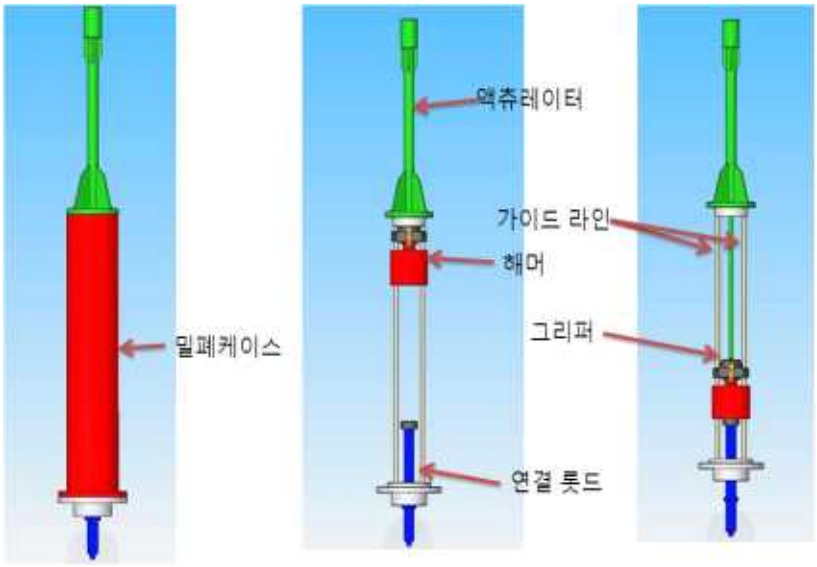
<그림 3.43> 해저지반조사장비 설계도면

6. 해저지반조사 장비에 대한 세부핵심모듈의 제작

■ SPT 재하 장치

현재 육상 현장에서 쓰이는 자유 낙하식 SPT 재하 장치의 사용으로 인해 육상 장비와 최대한 동일 에너지 구현을 목적으로 자유낙하식의 재하 장치를 제작하였다. 육상 SPT 장비와 동일한 자유낙하식 SPT 장비를 설계 및 제작하였는데, 기존의 육상 장비 하중 재하 장치와 동일한 시스템으로 자유낙하식 재하 장치를 개발하여 육상 장비와 동일한 에너지 전달의 문제를 해결하고자 하였다.

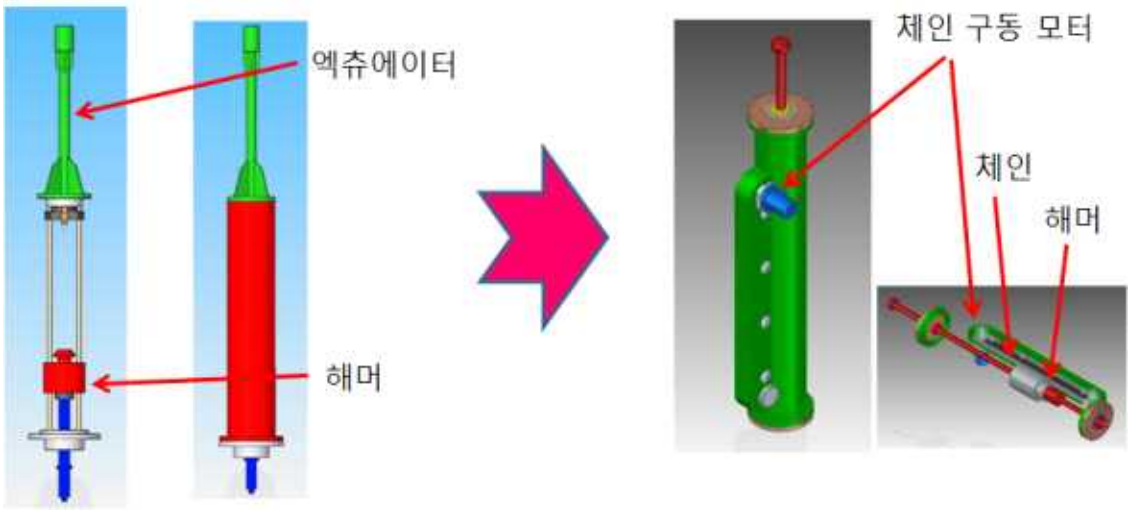
그림 3.44는 착저식 해저지반조사장비를 개발하기 위한 SPT 모듈로서 해저 지질 조사용 표준관입시험 장치를 나타낸 것이다. 개발된 해저 지질 조사용 표준관입시험 장치에서는 그림 3.44 (a)와 같이 밀폐 케이스가 내부로 물이 유입되는 것을 막을 수 있는 구조로 되어 있다. 또한 하부와 연결 롯드와는 씰링 처리를 하여 수밀성을 유지하도록 하고 방식 처리하였으며, 그림 3.44 (b), (c)와 같이 상부의 엑츄레이터의 작동에 따라 그리퍼가 하부로 이동을 하여 해머를 걸고 상승하여 최고 높이까지 상승하면 그립 해제부재에 의해 해머를 잡고 있는 그리퍼가 해제가 되어 해머가 자유 낙하를 하면서 연결롯드를 타격하여 지반 조사를 수행하는 구조로 되어 있다.



(a) (b) (c)

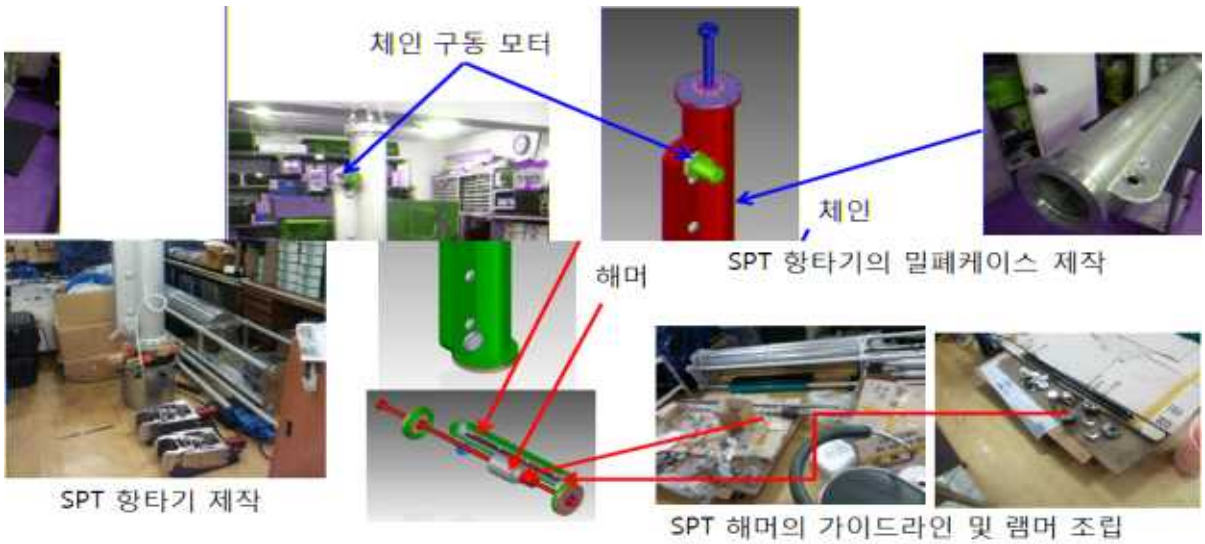
<그림 3.44> 해저 지질 조사용 표준 관입 시험 장치

이번 5차년도에는 기존에 제작하였던 수중 표준관입시험장치를 한 공당 최대 1,000회 정도의 동작(인양 및 자유낙하)이 필요한 SPT 장치의 내구성 및 유지관리를 최대한 고려하여 수정·보완하였다. 그 일환으로 기존의 유압 엑추에이터 형태의 표준관입시험장치(SPT)를 그림 3.45에 보는 바와 같이 체인 형태로 수정 제작하였으며, 유압 엑추에이터의 상승하강 시간보다 체인형태로 수정하여 1회 타격 시간을 최소화하였다.



<그림 3.45> 수중표준관입시험장치 수정

그림 3.46은 수중 SPT 장치의 제작모습을 나타낸 것으로, SPT 항타기의 밀폐케이스를 알루미늄으로 제작하여 부식을 막고자 하였으며, SPT 해머의 경우 상하 이동에 따른 마모를 최소화하여 내구성을 증진하고자 하는 목적으로 1개의 가이드라인을 통해 이동할 수 있는 구조로 제작하였다. 체인의 구동 모터는 밀폐케이스 상단에 설치하였다.



<그림 3.46> 수중표준관입시험장치 제작

■ 로드보관모듈

로드보관모듈의 경우, AW로드, NX케이싱, BX케이싱, AW로드+SPT샘플러, 암반코어링 샘플러, 토사샘플러 총 6종류의 로드 및 샘플러를 총 96개를 보관할 수 있는 구조로 설계 및 제작하였다.

그림 3.47은 로드보관모듈의 제작과정을 나타낸 것이다. 그림에서 보는 바와 같이 장비의 진수시를 비롯하여 인양시, 착저시 등에 충격이나 장비 이동시 모듈의 흔들림으로 인해 케이싱이나 AW롯드, 샘플러 등이 이탈되는 것을 방지하기 위하여 보관모듈의 두 개소 부분에 클립 형식으로 로드를 고정하여 로드의 유동을 최소화하는 구조로 제작하였다. 또한, 상부에 로드 이탈방지 가이드로 케이싱이나 로드의 탈착을 방지하고자 하였다.



<그림 3.47> 로드보관모듈 제작 과정

그림 3.48은 로드보관모듈의 클립장치를 나타낸 것으로, 서로 다른 크기의 로드 및 케이싱을 96개까지 보관하기 위해 한 칸에 같은 종류의 로드를 4개 보관할 수 있는 구조로 제작되었다. 이는 협소한 공간을 최적화하여 심도 50m까지 지반조사를 수행할 수 있는 로드를 보관할 수 있도록 하기 위함이다.

4차년도와는 달리 5차년도의 경우에는 토사용 샘플러 및 암반용 코어러를 추가하기로 되어 있기 때문에 시료 채취 후 보관시 유실되는 시료를 막기 위해 그림 3.49에 나타낸 것처럼 로드보관모듈하부에 샘플러용 보관함의 경우 홈을 만들어 시료의 유실을 최소화하고자 하였다. 이러한 구조는 SPT 샘플러의 경우에도 활용될 수 있다.

4차년도와는 달리 5차년도의 경우에는 토사용 샘플러 및 암반용 코어러를 추가하기로 되어 있기 때문에 시료 채취 후 보관시 유실되는 시료를 막기 위해 그림 3.49에 나타낸 것처럼 로드보관모듈하부에 샘플러용 보관함의 경우 홈을 만들어 시료의 유실을 최소화하고자 하였다. 이러한 구조는 SPT 샘플러의 경우에도 활용될 수 있다.

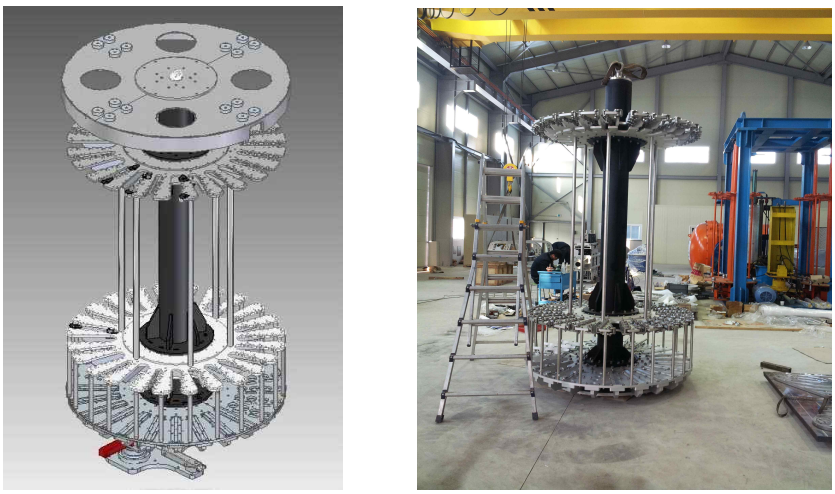
한편, 로드 및 케이싱, 샘플러의 경우에는 기존의 상용 제품을 활용할 계획이고, 로드 및 케이싱의 길이는 3m이다. 그림 3.50은 로드보관모듈의 모식도 및 사진을 나타낸 것이다.



<그림 3.48> 로드보관모듈의 클립 장치



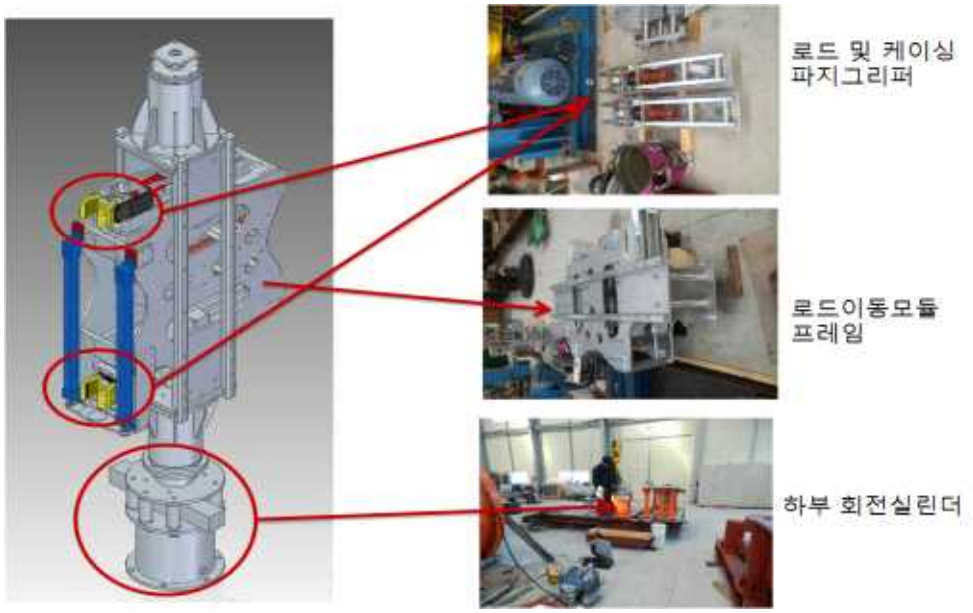
<그림 3.49> 로드보관모듈의 시료보관 홈



<그림 3.50>로드보관모듈의 모식도와 제작된 사진

■ 로드공급모듈

로드공급모듈은 로드 및 케이싱, 그리고 토사용 샘플러나 암반용 코어러 등을 로드보관모듈로부터 관입모듈로 이동하는 목적으로 제작된 것이다. 그림 3.51에 보는 바와 같이 직경이 다른 세가지 종류의 로드를 파지하여 이동할 수 있게 파지 그리퍼를 설계하고 제작하였다. 하부의 회전실린더를 이용하여 로드보관모듈에서 관입부로 공급하고 관입부에서 로드보관모듈로 회수하는 기능을 가지고 있으며, 하부에 사용된 요동실린더는 실린더의 직선운동을 회전운동으로 전환하는 구조이다. 그림 3.52는 로드공급모듈의 제작된 사진을 나타낸 것이다.



<그림 3.51> 로드공급모듈 제작과정



<그림 3.52> 로드공급모듈의 모식도와 제작된 사진

■ 관입모듈

관입모듈은 로드 및 케이싱, 시료채취장치 등을 지반 속으로 관입 및 인발할 수 있는 장치로, 상승/하강을 비롯하여 회전 및 물 공급까지 가능하여야 한다. 또한 보링장치 이외에 SPT 모듈을 탑재할 수 있는 구조로 제작되었다.

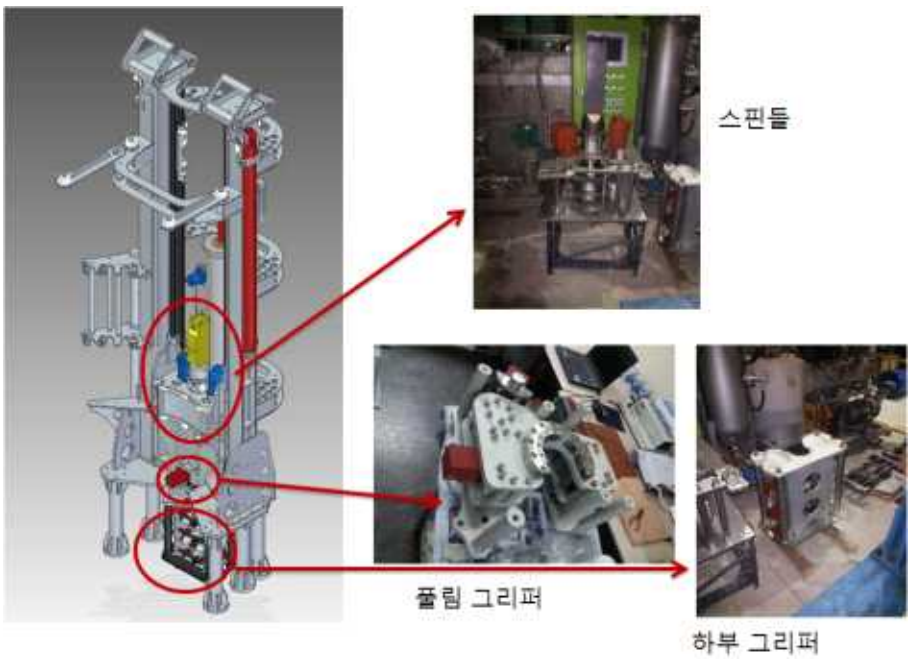
그림 3.53은 관입모듈의 프레임을 나타낸 것으로, 상승 및 하강운동을 하는 중요 프레임을 스테인레스 형강으로 주문 제작하여 해수의 방식을 고려하였다.



(a) 전면부 (b) 후면부

<그림 3.53> 관입모듈의 프레임

그림 3.54는 관입모듈의 제작과정을 나타낸 것으로, 관입부의 스핀들은 로드를 회전시키는 장치로 고속회전(암반코어링)과 저속회전(토사보링)을 사용할 수 있는 구조로 되어 있다.

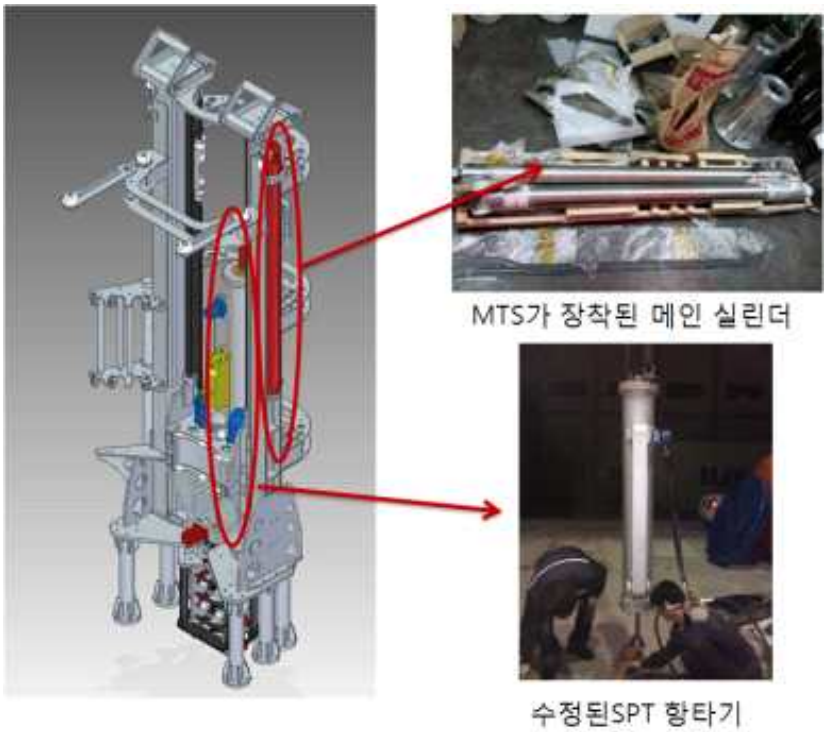


<그림 3.54> 관입모듈 중 스핀들 및 그리퍼

하부에 설치되는 풀림 그리퍼는 연장된 케이싱이나 로드의 해체시 잼현상이 일어났을 경우 해결하는 모듈이며, 하부 그리퍼 3기는 BX케이싱, NX케이싱, AW로드

의 세가지 직경의 로드를 파지하여 보링이나 SPT 항타시 케이싱을 고정시키는 기능을 하고 있다. 또한, 로드나 케이싱을 체결하거나 해체할 때도 활용된다.

그림 3.55는 메인 실린더 및 SPT 항타기 위치를 나타낸 것으로, 관입부의 메인 스핀들을 상승, 하강운동을 하는 실린더에 MTS 센서를 삽입하여 수중에서도 상승위치와 하강위치를 제어하고자 하였다. 이 때 MTS 센서를 실린더 내부에 삽입하여 실린더가 움직인 거리를 전기신호로 거리를 측정하여 실린더의 위치를 제어할 수 있다. 그림 3.56은 관입모듈의 모식도 및 제작된 사진을 나타내고 있다.



<그림 3.55> 관입모듈의 조립

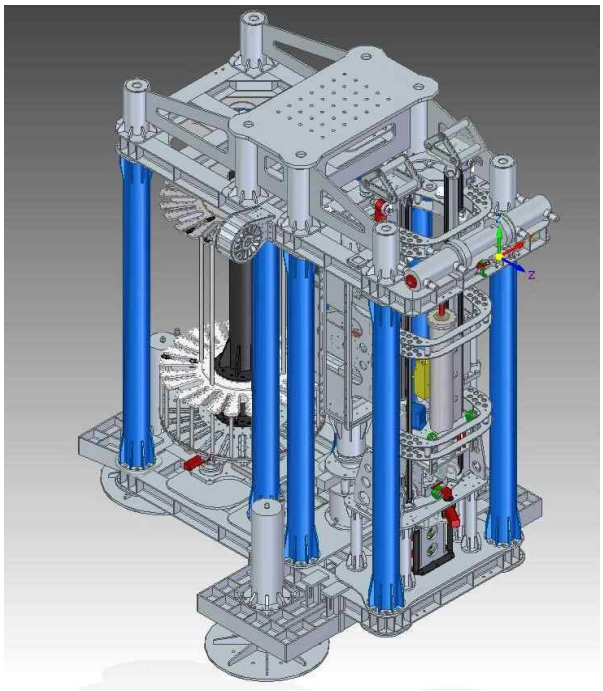


<그림 3.56> 관입모듈의 모식도와 제작된 사진

■ 전체 프레임

프레임의 경우, 각각의 모듈을 배치할 수 있도록 설계 및 제작되었으며, 로드보관 모듈, 로드공급모듈, 관입모듈 등 세부모듈이 탈착 방식으로 조립 및 분해가 가능한 시스템이다. 그림 3.57은 다양한 해저지반조사장비의 모식도 및 조립된 사진을 나타낸 것이다.

해저지반조사 장비의 무게를 고려하여 구조적 안정성을 확보할 수 있는 시스템으로 설계 및 제작되었으며, 유압부 및 바닥판 등을 부착할 수 있다.





<그림 3.57> 해저지반조사 장비의 모식도와 제작된 사진

7. 해저지반조사 장비에 대한 세부핵심모듈의 실험

■ 개요

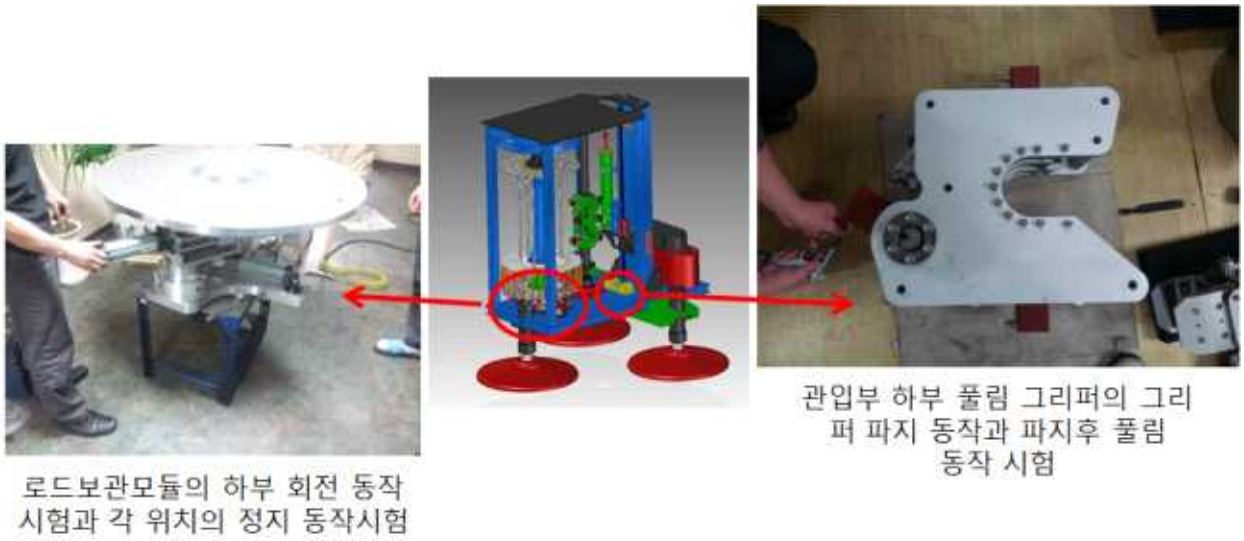
세부핵심모듈에 대한 성능을 확인하기 위해 각 모듈별로 동작 실험을 수행하였다. 여기에는 대표적으로 로드보관모듈 및 관입부 하부 그리퍼의 성능실험 결과를 비롯하여 관입부의 상하 이동 및 스핀들의 회전동작 실험 결과를 정리하였다. 또한, 수중 SPT 장치의 수밀성을 확인하기 위한 실험도 수행하였다.

이 외에 장비 전체 시스템에 대한 육상 현장을 대상으로 보링실험은 현재 진행중인데, 여기서 전체 핵심모듈의 동작실험을 비롯하여 연계실험, 그리고 실제 지반을 대상으로 보링 및 SPT 실험을 수행하고 있다. 실제 바다 현장을 대상으로 하는 해상현장실험은 육상실험 이후에 진행될 계획이다.

■ 로드보관모듈 및 관입부 하부 그리퍼 성능실험

그림 3.58은 로드보관모듈 및 그리퍼에 대한 동작 성능실험 모습을 나타낸 것이다. 로드보관모듈의 로드 공급 및 수납을 위하여 하부에 2기의 실린더를 이용, 회전하여 작동 성능 시험을 수행하였다. 실험 결과, 로드공급모듈로 로드 및 케이싱을 전달시킬 수 있도록 하부 2기의 실린더가 원활하게 작동됨을 확인하였다.

또한, 관입부의 하부 풀림 그리퍼의 파지동작을 비롯하여 파지후의 90도 회전운동을 하여 풀림 그리퍼의 작동이 원활하게 진행됨을 확인할 수 있었다.



<그림 3.58> 로드보관모듈 및 그리퍼에 대한 성능실험

■ 관입모듈의 성능실험

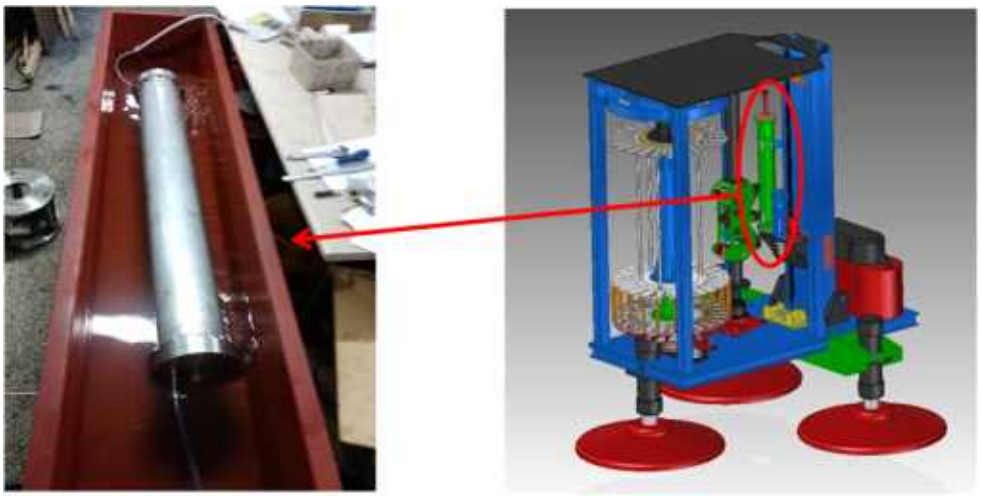
관입모듈의 상승 및 하강 동작 테스트를 비롯하여 관입모듈의 상승 및 하강과 스핀들의 회전 동작이 동시에 이루어질 때의 성능 실험을 수행하였다. 이 외에 스핀들의 고속 모터 회전과 저속 모터 회전과 기어 변속의 성능테스트, 보링 능력의 굴착 성능 테스트도 함께 실시하였다. 그림 3.59는 관입부의 성능실험 장면을 나타낸 것이다.

■ SPT 장치에 대한 방수실험

그림 3.60은 SPT 항타기 밀폐케이스의 방수 실험 장면을 나타낸 것으로, 밀폐된 케이스 내부에 압력을 넣어 수밀이 되는 지 확인하는 실험이다. 실험 결과, 외부 압력(7bar)에도 변형 및 기포 발생하지 않는 것을 확인할 수 있었다.



<그림 3.59>관입부의 성능 테스트



<그림 3.60> SPT 항타기 밀폐케이스 방수 성능 실험

■ 해상현장실험(계획)

개발된 해저지반조사 장비를 활용하여 해상 현장을 대상으로 성능실험을 진행할 계획이다. 원격제어 및 방수 성능을 확임함과 동시에 실제 해저 지반을 대상으로 시추작업을 수행할 계획이다. 현장의 경우, 이 사업의 참여기업인 (주)동아지질이 참여하고 있는 공사현장을 우선 후보 현장으로 계획하고 있다. 그 중 첫 번째 후보지는 부산 송도 투기장 현장으로 리마다 크레인(해상크레인)이 가능하며 수심은 15m 이상이고, 두 번째 후보지는 인천 영종도 인근 왕산마리나 현장으로 이 곳 또한 수심은 15m 이상이다. 한편, 6차년도에는 새만금 2단계 현장에 투입 가능할 것으로 판단된다.

8. CFD 유체 해석

■ 개요

해저지반조사 장비의 성능 및 안정성을 분석하기 위해 CFD(Computational fluid dynamics)을 수행하였다. 여기서, 전산유체역학(CFD)은 유체 현상을 수학적으로 모델링한 나비에-스토크스 방정식(Navier-Stokes Equation)을 유한차분법, 유한요소법, 유한 체적법 등의 방법들로 이산화하여 수치적으로 유체 유동문제를 풀고 해석하는 방법을 나타낸다.

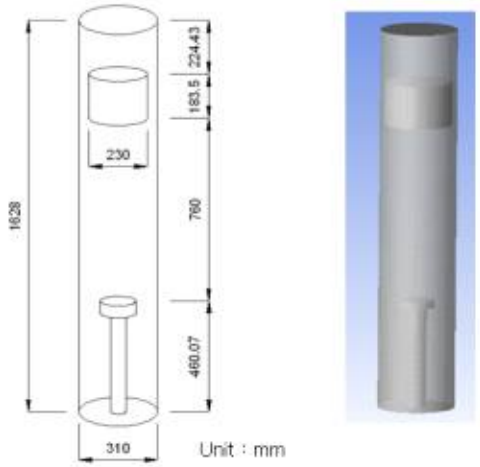
먼저, 해저지반조사 장비의 핵심모듈인 수중 SPT 장치 중 SPT 해머를 감싸고 있는 밀폐케이스의 존재 유무에 따라 자유 낙하 하는 해머가 받는 힘(중력방향 힘)의 상대비교와 함께 소모되는 에너지량을 추출하는 해석을 수행하였다. 그리고, 해저면에 착저된 해저지반조사 장비가 조류에 의한 거동을 분석하였다.

■ SPT 밀폐 케이스를 고려한 저항 분석

○ 치수 및 형상 모델링

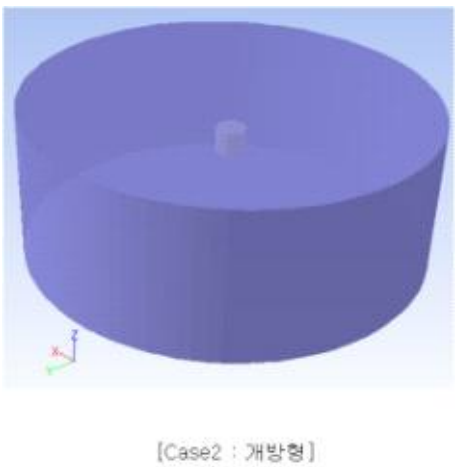
먼저 계산량 저감과 해석 편이성을 위해 실제 모델의 단순화가 필요하였다. 그림

3.67과 같이 위 쪽의 그리퍼(gripper) 시스템을 삭제하여 단순화 되었으며 이는 해석에 직접적으로 미치는 영향이 적다고 가정 되었다. 해머와 밀폐 케이스와의 간격은 그림과 같이 40mm가 되며 낙하 시 아래 부분의 공기가 위 부분으로 유통하는데 저항이 적도록 설정된 값이다.



<그림 3.61> 밀폐형 케이스에 대한 기하학적 형상

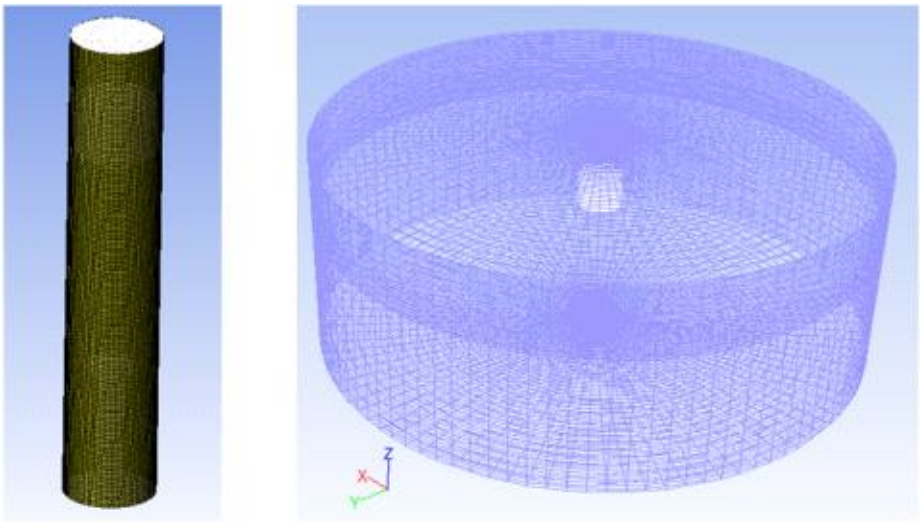
그림 3.62는 개방된 형태의 경우 해머와 전체 형상을 보여주고 있으며 바닥에서 해머까지의 위치는 760mm로써, 밀폐형의 자유낙하 높이와 같도록 형상을 설정하였다.



<그림 3.62> 개방형 조건에 대한 기하학적 형상

○ 격자구성도

그림 3.63은 유체 격자 형태를 보여주고 있는데 밀폐형의 경우는 wedge cell로 격자가 구성되어 있고 4개의 파티션으로 나누어져 있다. 격자수는 235,222개이고 절점수는 128,731개이며 그림 3.63의 왼편에 격자 형태를 도식하였다. 개방형의 경우는 mixed cell로 격자가 구성되어 있고 역시 4개의 파티션으로 나누었다. 격자수는 404,094개, 절점수는 326,990개이며 그림 3.63의 오른편에 격자 형태를 나타내었다. 그림에 보는 바와 같이 해머에 가까울수록 조밀하게 격자가 구성되어 있다.



[Case1 : 밀폐형] [Case2 : 개방형]

<그림 3.63> Grid systems

○ 해석조건

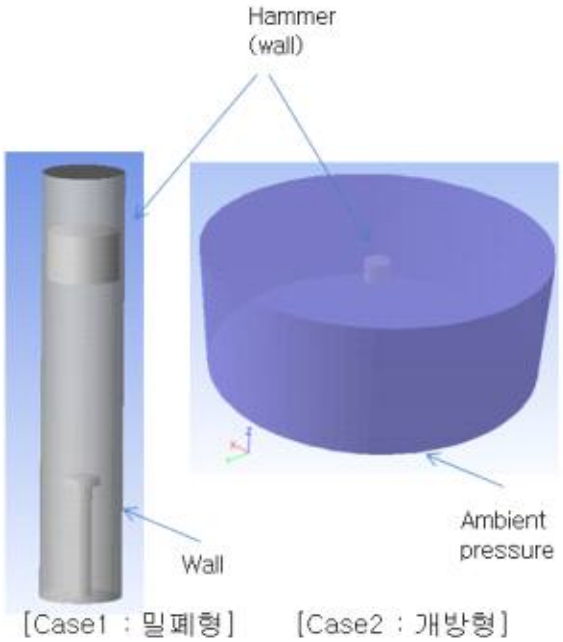
해석에는 ANSYS FLUENT ver. 13 (ANSYS, 2010a)이 활용되었고 시간에 따라 변화가 있으므로 비정상 해석을 수행하였다. 자세한 적용 조건은 다음과 같다.

- 이상기체방정식 적용
- k-ϵ 난류모델 적용
- Time Step Size : 0.002(s) (196 steps)
- Moving Deforming Mesh (dynamic layering 기법)
- User Defined Function (ANSYS, 2010b)을 통해 등가속도 조건 적용

마지막에 주어진 등가속도 조건은 유체 저항에 의한 감속 효과를 무시하고 중력

가속도 9.736에 의해 가속되는 조건을 주었다. 이는 밀폐형에 대해서는 실제의 경우보다 시간별 속도가 더 크게 되는 조건으로 에너지 감쇠량이 더 많은 조건이 된다. 즉 실제의 에너지 감쇠량은 해석 결과의 감쇠량보다 적게 되는 것이다. 격자 시스템의 경우 물체 근처의 격자 형태의 변형 정도에 따라 해의 정확성에 지대한 영향을 미치게 된다. 따라서 움직이는 물체인 해머 근처의 격자의 질 향상을 위해 FLUENT의 dynamic layering 기법이 이용되었다. 이 기법은 지하철이 터널을 통과할 때 유발되는 유동 해석 등 에 사용 되었으며, 본 문제의 해머 움직임에 의해 발생되는 유동 해석에 적합하다고 판단되었다.

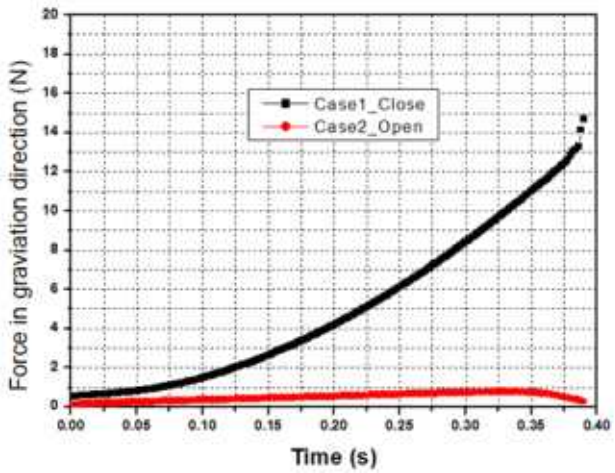
본 비정상 해석은 해머의 이동거리 760mm 직전까지 해석이 진행되며 밀폐형의 경우 공기의 유출은 없다고 가정된다. 그림 3.64의 왼편, 밀폐형의 경우에서 케이스 내부, 해머, 그리고 연결 롯드는 no silp wall 조건을 주었고 오른편 개방형의 경우는 해머의 경우만 no slip wall 조건이고 나머지는 대기압으로 pressure inlet 조건을 주었다.



<그림 3.64> 경계조건

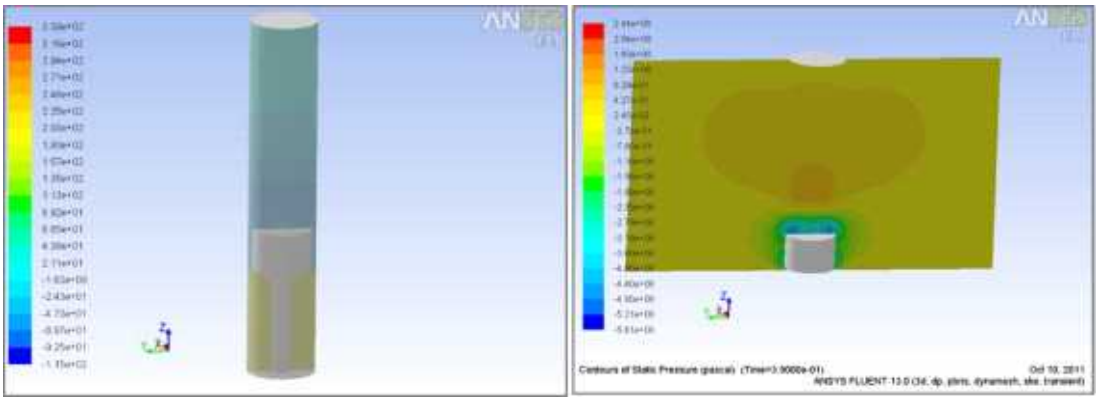
○ 해석결과와 분석

해머가 바닥에 닿기까지 시간은 0.3936초이며 자유낙하 동안의 시간별 항력의 크기는 그림 3.65와 같다. 그림에서 보는바와 같이 개방형의 경우, 해머가 받는 힘은 상당히 미미함을 확인할 수 있다. 0.35초까지는 하부 공기의 압축성 효과에 의해 점진적으로 증가하다가 그 이후는 하부공기가 거의 다 빠져나가 감소하는 결과를 보였다. 밀폐형의 경우 상대적으로 가파르게 증가하다가 해머가 바닥에 거의 닿기 직전 저항이 크게 증가하는 것을 확인할 수 있다. 이는 밀폐형에서 압축성 효과 보다 해머와 실린더 간의 좁은 간격에 의한 저항이 주도적인 것을 보여 준다 할 수 있다.



<그림 3.65> 해머에 작용하는 항력(drag forces) 비교

충돌 직전의 현상을 자세히 보기 위해 동일한 시간(T=0.39(s))에서 압력분포를 그림 3.66에서 나타내었다. 밀폐형의 경우는 상부와 하부의 압력분포가 극명하게 나뉘어 지는 것을 볼 수 있다. 이는 간격의 입구와 출구부의 압력차이가 크게 되면서 발생하는 것으로 판단된다. 반면 개방계의 경우는 주변공기의 압축성의 차이에 의해서 광범위하게 압력이 분포되는 것을 확인할 수 있다.



<그림 3.66> 해머 충격시 발생하는 압력 분포

그림 3.65의 그래프에 보는 바와 같이 밀폐형의 저항력에 의한 에너지소모가 개방형의 비해 월등히 클 것으로 예상할 수 있다. 그러면 다음으로 밀폐형의 에너지 소모량은 어느 정도가 되며 얼마 정도를 허용할 수 있는지 기준이 필요하다. 먼저 에너지 소모량은 각 시간 스텝에서의 저항력과 이동거리를 곱하고 이를 전 시간에 대해 합치게 되면 다음과 같이 계산될 수 있다.

$$\sum_{i=1}^{NTS}(F_D^i \times l^i) = 9.2\,N \bullet m \tag{3.1}$$

여기서 NTS는 시간 스텝 수, F_D^i는 저항력, 그리고 l^i는 이동거리이다. 이렇게 계산된 소모량을 해머가 가지는 위치에너지로 나누면 상대적인 양으로 다음과 같이 비교할 수 있다.

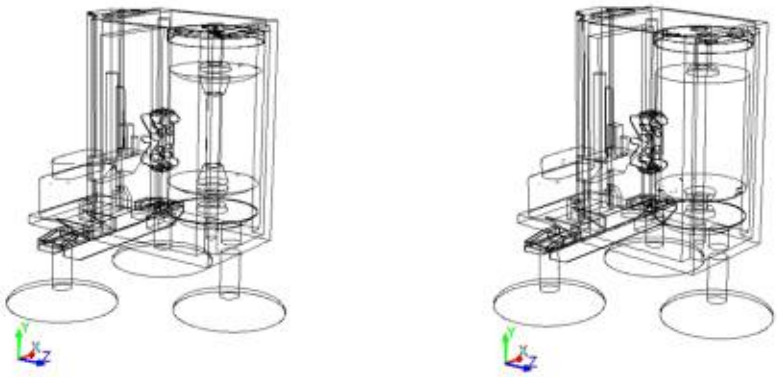
$$\frac{\text{에너지 소모량}}{\text{위치에너지}(m \bullet g \bullet h)} \times 100 = \frac{9.2}{64.5 \bullet 9.736 \bullet 0.76} \times 100 \approx 2\% \tag{3.2}$$

앞에서 기술한 바와 같이 저항력에 의한 속도감소를 고려하지 않았으므로 계산된 에너지 소모량은 속도감소가 있는 경우보다 큰 값으로 간주할 수 있어, 2%보다 적은 소모량을 예측할 수 있다. 또한 밀폐형과 개방형의 전달되는 에너지 차이도 2% 미만임을 알 수 있다. 이는 SPT 테스트의 허용 오차 안에 있는 이유로 허용될 수 있는 수준으로 판단된다. 만약 해머와 밀폐 케이스의 간격을 줄인다면 소모량이 늘

어날 수 있는 반면, 전체 무게와 부피 및 비용을 줄일 수 있는 효과가 있으므로 양측면을 고려해서 결정할 필요가 있을 것으로 보인다.

■ 해저지반조사 장비 전체에 대한 조류 안정성 해석 (Fluent 13 정상해석)

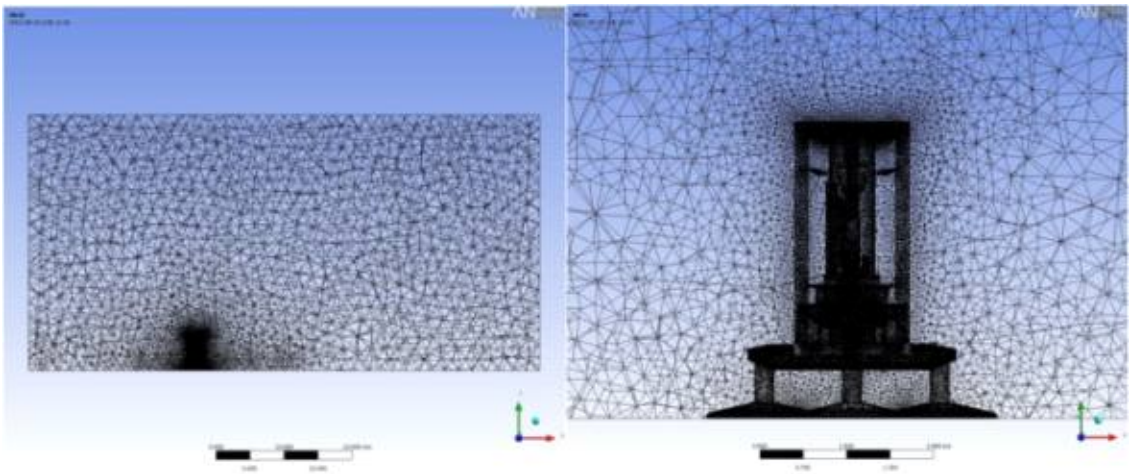
해저면에 착저된 해저지반조사 장비가 조류에 의한 거동을 분석하고, 안정성을 확인하고자 하는 목적으로 CFD 해석 및 구조해석을 수행하였다. 조류속은 2m/sec (4knots)로 상당히 열악한 조건을 대상으로 하였다. 본 연구에서는 그림 3.67에 나타난 것처럼 로드보관모듈에서 로드 및 케이싱이 빈 경우와 찬 경우로 구분하여 해석하였다.



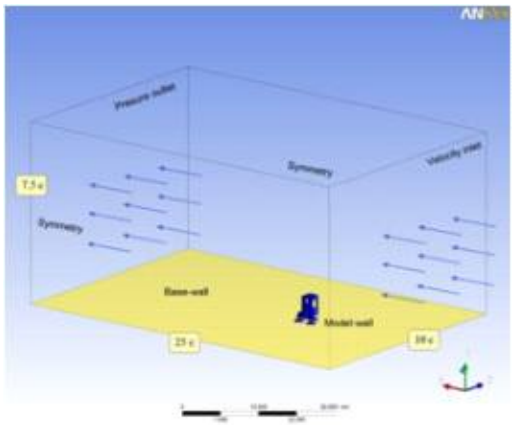
(a) 보관모듈 빈 경우 (b) 보관모듈 찬 경우

<그림 3.67> 해석 case

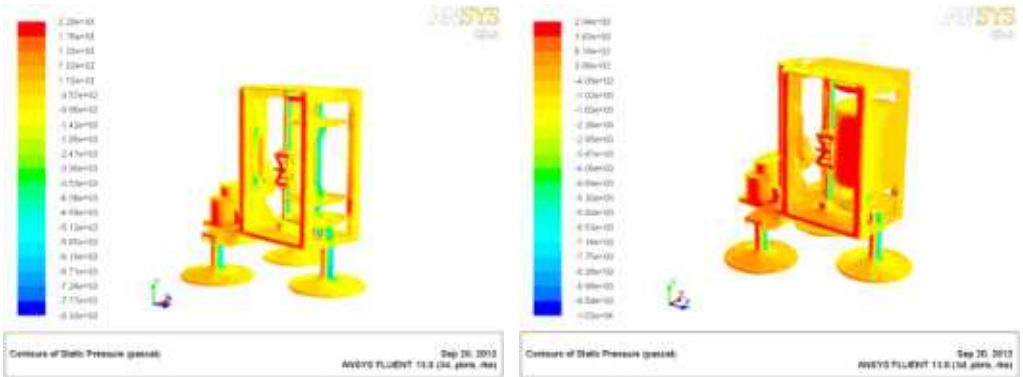
그림 3.68은 격자모양의 단면도를 나타낸 것으로, 보관모듈이 빈 경우에는 요소의 개수가 8,774,355개이고, 찬 경우에는 8,766,009개이다. 격자의 최소 크기는 5mm이다. 그림 3.69는 경계조건을 나타낸 것이다. 그림 3.70은 해저지반조사 장비에 작용하는 압력 결과를 나타낸 것이다.



<그림 3.68> 격자 모양(로드보관모듈이 빈 경우)



<그림 3.69> 경계조건

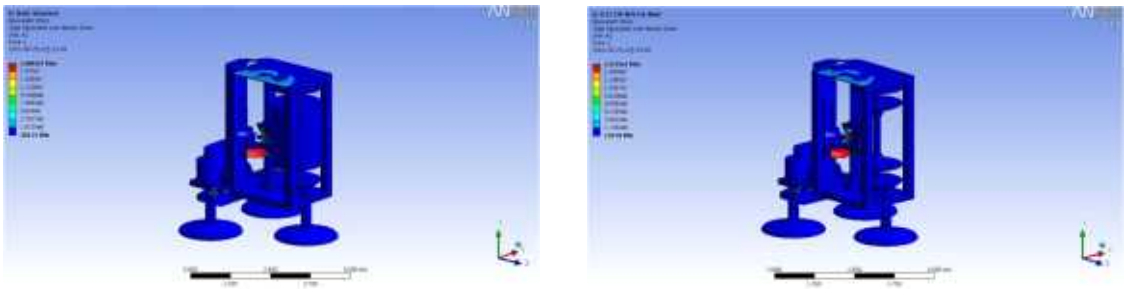


(a) 보관모듈 빈 경우 (b) 보관모듈 찬 경우

<그림 3.70> 작용압

CFD 결과에 의해 산정된 작용압을 활용하여 그림 3.71과 같이 나타내면 부재의 최대 응력을 산정하면 17MPa로 항복응력 250Mpa보다 크게 작으므로 구조적으로 안전함을 확인할 수 있었다.

그림 3.72와 그림 3.73은 반력 및 전도모멘트 결과를 로드보관모듈이 빈 경우와 찬 경우로 구분하여 나타낸 것이다. 해석 결과를 보면, 장비의 수중무게를 12 tonf, 저면 마찰계수 0.5를 기준으로 할 때, 로드보관모듈이 찬 경우 조건에서 전도 모멘트 4.8 tonf • m 로 저항 모멘트 29.4 tonf • m 보다 작고, 밀림 힘 2.1 tonf는 마찰 저항력 6 tonf 보다 작게 나타나 조류에 의한 장비의 안정성이 확보됨을 알 수 있다. 특히 석션파일 등을 이용하여 장비 하부를 지반 속으로 근입할 경우, 훨씬 더 큰 안정성을 확보할 수 있을 것으로 예상된다.

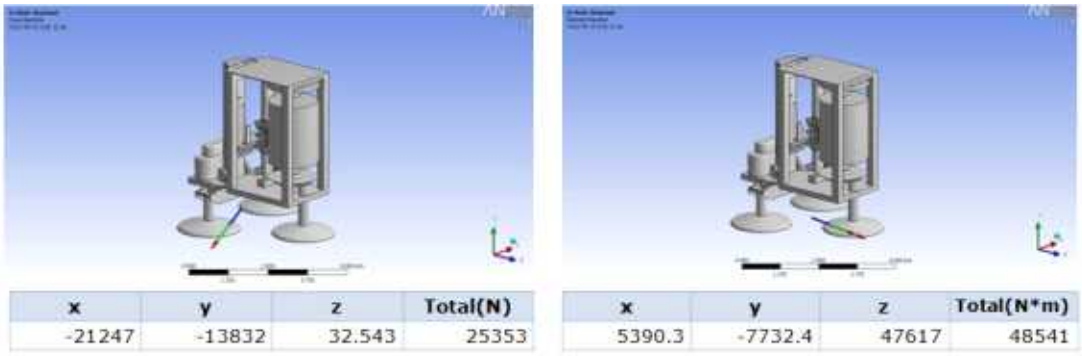


(a) 로드보관모듈이 빈 경우 (b) 로드보관모듈이 찬 경우

<그림 3.71> 응력 분포



<그림 3.72> 반력 및 전도 모멘트 결과 (로드보관모듈이 빈 경우)



x	y	z	Total(N)
-21247	-13832	32.543	25353

x	y	z	Total(N*m)
5390.3	-7732.4	47617	48541

<그림 3.73> 활동 및 전도 모멘트 결과 (로드보관모듈이 빈 경우)

9. 장비 운용시 고려사항

■ 해저 지반조사 장비의 영상 및 데이터 송수신 시스템

현재 지반 조사 장비에 부착될 카메라 개수가 많아지게 되면(5차년도에는 8개)일 경우 일반적인 무인수중로봇(ROV, Remotely Opreated Vehicle)에서 영상 전송 방법은 multiplexer를 사용하게 된다. 다수의 coaxial cable을 번들로 처리하여 영상을 수면으로 전송하는 경우 인접 cable에 의한 상호 noise이 발생하거나 번들로 인입되는 juction box의 방수 처리 문제, 그리고 다수의 영상.cable로 인해 번들 두께가 두꺼워져 차후 current의 영향을 많이 받는 등의 문제가 발생할 수 있다.

이를 해결하는 방법은 한개의 물리적인 선로와 양단에 영상 신호를 digital 신호로 변환 및 다시 재analog 신호로 변환할 수 있는 multiplexer를 이용한다.

■ 해저 지반조사용 장비 유압시스템의 분석

Hydraulic system을 수중에 노출되어 가압되는 경우, 아래와 같은 문제가 발생될 수 있다.먼저, Close system인 Hydraulic system이 수중에 잠수하는 경우 외부환경과 동일한 압력을 해수로부터 받으므로 이는 Hydraulic system을 가압하여, System 작동으로 인한 유압유가 빠져나간 빈공간이 생기고 이러한 경우 system에 압착이 발생되어 압력이 심할 경우 시스템 붕괴를 초래 할 수 있다 또한, 외부 압력으로 인한 압력 손실이 발생되어 정격의 출력을 발휘하지 못한다.

따라서 아래와 같은 목적으로 수중용 유압 Compensator를 설치하게 된다. 먼저, 외부에서 작용하는 압력과 동일한 환경압을 Hydraulic system 내부에 형성시켜 자연적으로 내부와 외부의 압력을 평형을 형성하여 System에 외부압력 Stress가 생기지 않도록 한다. 그리고, 외부 압력과 동일한 압력을 Hydraulic system 내부에 형성 시켜 압력 손실을 막아준다. 이 외에 Hydraulic system을 내압 용기에 내에 밀폐시켜 사용하는 경우, 대형의 내압용기 제작이 필요치 않으므로 비용 절감 및 운용을 용이하게 한다.

수중용 유압 Compensator의 종류 및 용량은 아래와 같다.

○ spring 장력

Compensator에 사용되는 Spring은 외부계와 동일한 압력을 조정하기 위한 것으로 우리가 생활하는 공기중 압력은 1대기압(ATM)으로 이를 유지하는 것이 원칙이나 평균적으로 0.5 Bar 또는 7Psi를 유지하면 된다.

○ Level monitoring

일반적인 유량Monitoring은 용기를 투명 용기로 채택하여, 이를 Camera를 통하여 관찰하는 것이 가장 신뢰도가 높은 방법이나 경우에 따라서 용기 끝단에 설치된 Level sensor를 통하여 입력된 전류값을 환산하여 용기내의 유량을 Monitoring하는 방법을 채택하기도 한다.



<그림 3.74> Compensator의 종류

■ 수중 장비의 진수 및 인양 시스템

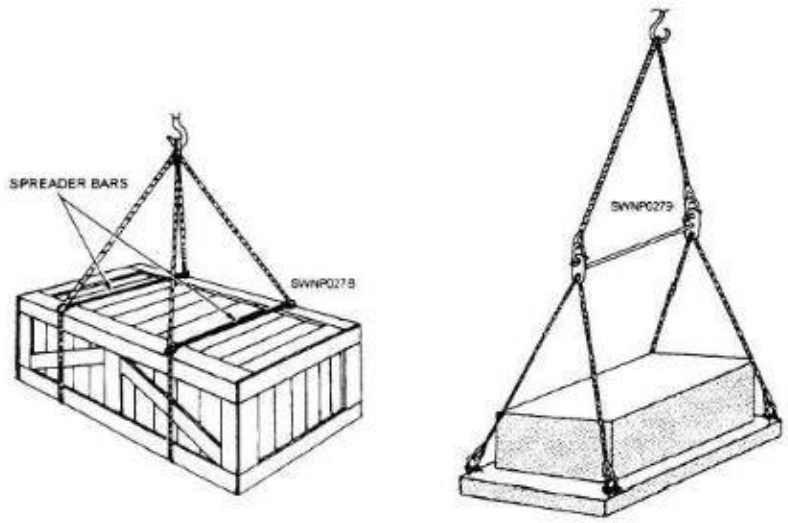
일반적으로 Offshore에서 구조물이나 중량물을 흔들리는 선박이나 Barge에서 Crane을 이용하여 Loading하는 경우 구조물의 안전 및 Wire Rope의 비대함을 개선하기 위하여 조금구(Spread bar)를 이용하여 인간의 힘으로 다루기 힘든 Wire를 비교적 다루기 용이한 다수의 얇은 Wire로 대체하여 구조물에 가해지는 집중하중을 분포하중으로 전환하여 구조물을 설치하거나 중량물들을 다루게 된다.

그림 3.75에 나타난 것처럼 Spread bar를 사용하거나 집중하중을 4점 또는 그 이상의 분포하중을 이용하여 해상의 Handling하는 경우는 구조물이나 중량물의 설치가 1회성으로 끝나는 경우에 손쉽게 선택할 수 있는 가장 안전한 Loading 방법이다.

하지만 반복적인 Launching과 Recovery가 이루어지고 수중에서 Loading-line이 부착된 채 구조물들이 자율적인 작업을 수행하여야 하는 경우는 handling이 복잡해지고 엉킬 염려가 있으며, 비대칭 구조물의 경우 기울어질 가능성이 높아진다.

앞에서 언급된 여러 가지 문제점으로 인해 해양에서 반복적으로 Launching & Recovery System(LARS)방식으로 운용되는 장비들의 대부분이 그림 3.76에 나타난 방식과 같이 Single point Loading을 고집한다. Single Point loading의 장점은 Handling이 용이하고, 수중에서 엉킬 기회가 최소화되며, 유지보수가 비교적 간단하다. 하지만, LARS 장비가 상당히 고가이므로 신중한 선택이 필요하다.

본 과제에서는 대상 현장 조건 및 구축비용 등을 고려하여 4점 방식의 진수 및 인양시스템을 구축할 계획이다.



<그림 3.75> 다중 지점을 활용한 진수 및 인양 시스템



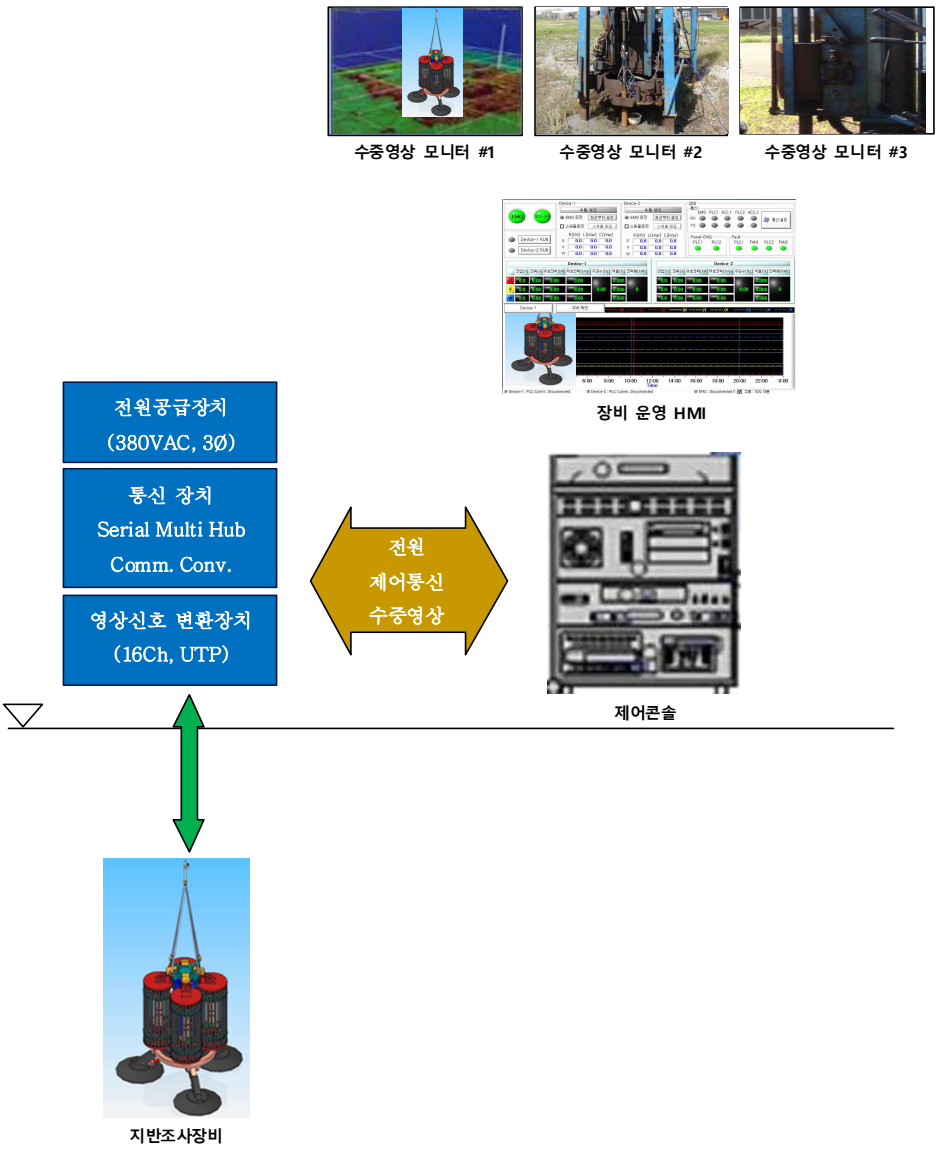
<그림 3.76> 일반적인 ROV의 LARS 장치

■ 운영시스템 개발

해저 지반조사 장비를 무인 원격으로 제어 및 운용하기 위해서는 운영시스템 개발이 필수적이다. 본 장비의 운영시스템은 무인 유선 시스템으로 모니터링 시스템 및 운영 시스템 설계를 목표로 하고 있다. 이번 5차년도에는 기본시스템 형식으로 개발하고, 6차년도를 통해 보완 및 최적화할 계획이다.

○ 원격제어 H/W 시스템

원격제어를 위한 H/W 시스템은 그림 3.77과 같이 구성될 수 있다.



<그림 3.77> 선상 원격제어 H/W 시스템 구성도

각 구성장치를 설명하면 아래와 같다.

a. 전원공급장치 : 380VAC, 3Φ

: 지반조사 장비 및 제어콘솔에 전원공급

b. 통신장치 : 제어콘솔과 지반조사장비간의 유선통신

: RS-485통신, Modbus 프로토콜을 사용하여 원거리 통신 구현

c. 영상신호 변환장치 : 다채널 영산신호를 변환장치를 이용하여 케이블의 수를 줄이고 원거리 통신 구현

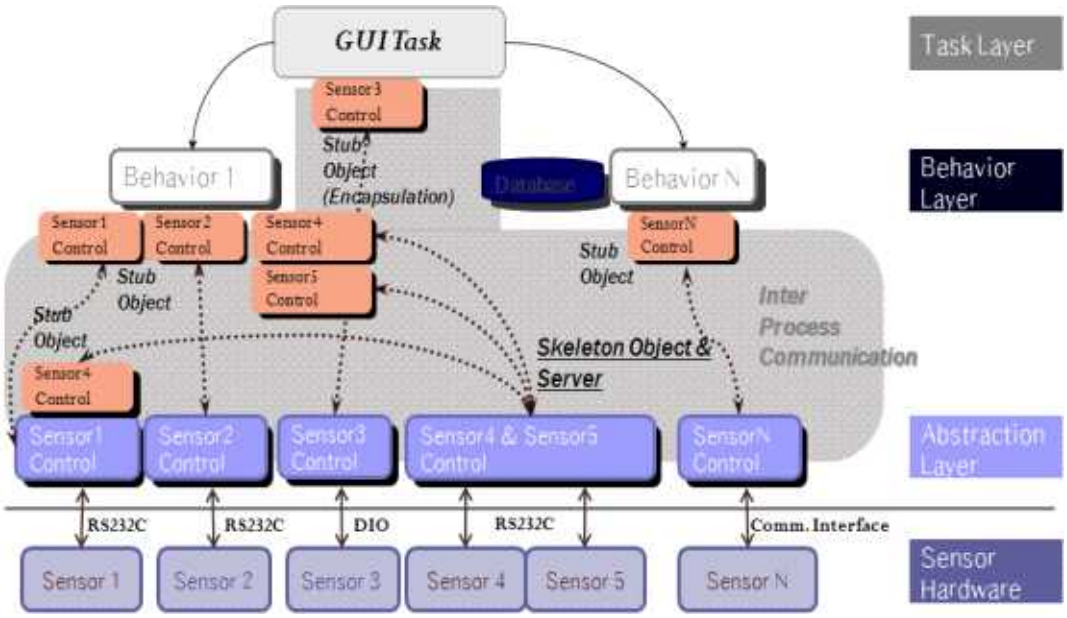
d. 제어콘솔 : 통신 및 영상처리를 목적으로 제어 및 운영시스템을 구현

e. 장비 운영 HMI : 수중 조사장비의 원격제어 및 조종을 위한 목적으로 직감적 조종이 구현되도록 설계.

f. 수중영상 모니터 : 수중 원격조종에서 특히 주요한 부분은 보이지 않는 장비 주요 부위의 가시화를 이루는 부분이며, 이를 위해 충분한 개수의 수중영상을 확보.

○ 원격제어 S/W 시스템

운영소프트웨어 제어 아키텍처의 경우, 계층구조(hierarchical architecture)와 행위기반구조(behavioral architecture)의 복합체인 복합제어구조(hybrid architecture)를 기반으로 능동적 HMI 형태로 설계될 계획이고, GUI 구성을 극대화 하여 시각적이고 직감적 원격제어를 구현할 것이다.



<그림 3.78>운영 S/W 제어 아키텍처 구성도

제 3 절 대형 해상기초 지지력 예측 및 평가기술 개발

1. 서 론

현장타설말뚝은 구조물의 대형화, 복합화 경향에 따라 연직, 횡방향 거동의 우수성, 경제성, 시공성 등에 의해 그 사용이 증대되고 있으며, 특히 해상 장대교량 기초로서의 적용사례가 증가하고 있다. 또한 말뚝의 설계, 시공기술이 향상되어 현장타설말뚝이 대구경화 되었고 하중의 규모 역시 본당 수천톤 이상으로 매우 커지고 있다. 따라서 실대형 현장재하시험을 통해 대구경 현장타설말뚝의 정확한 지지력을 확인하는 데는 경제적, 기술적 어려움이 상존하므로, 설계 시 주어진 하중조건과 지반조건에 따라 말뚝의 직경 및 근입심도를 결정하여 설계 지지력을 산정한 뒤 실제 재하시험에서는 예측된 설계 지지력을 확인하는 정도에서 말뚝을 설계한다. 이때, 암반에 근입된 현장타설말뚝의 지지력 산정을 위해서 국내 설계기준(한국지반공학회, 2009; 대한토목학회, 2008)에서는 국외의 여러 가지 지지력 예측 공식을 소개하고 각 현장 특성에 맞게 이들 공식을 적용하도록 하고 있다. 그러나 이러한 국외 지지력 예측 공식들은 화강암 및 편마암이 우세한 국내 암반과 달리 주로 퇴적암이 대상이며, 시공 조건과 파괴 기준을 달리 적용한 지지력 값에 근거하여 경험적으로 제안되었으므로 국내 현장조건에 그대로 적용하게 될 경우 과다 설계 또는 비안전측의 설계를 유도하게 되어 심각한 설계 오류를 야기시킬 수 있다.

국제표준화기구(ISO)의 ISO 2394, 북미의 LRFD, 유럽의 Eurocode 등 선진국을 중심으로 최근 기초구조물 설계는 신뢰도 분석을 기반으로 하는 한계상태설계법으로 변화되고 있다. 미국과 캐나다를 중심으로 한 북미에서는 지반의 총지지력에 하나의 저항계수를 적용하는 LRFD 설계법을 개발하였으며, 이는 미국 연방도로국의 교량 설계기준(AASHTO, 2007) 및 빌딩과 구조물에 대한 국립표준설계기준(ANSI)에 포함되었다. 하중저항계수설계법(load and resistance factor design, LRFD)은 구조물에 작용하는 하중과 지반의 저항력의 불확실성을 고려하여 하중계수와 저항계수를 적용하기 때문에 기존의 허용응력설계법(allowable stress design, ASD)과 유사한 형태를 가지므로 국내 실무진에게 거부감이 적고 국내 실정에 적합한 장점이 있어 국내 기초구조물 설계에서는 LRFD 설계법이 선호되고 있다.

지금까지 대부분의 기초들이 지지력의 관점에서만 설계의 주요 관심이 되어왔으며 침하량의 경우 정확한 침하량 산정이 어렵고 많은 비용 및 시간이 소요되기 때문에 대부분 설계 시 지지력을 만족시키는 기초로 설계하였다. 하지만 초장대교량과 같이 기초가 대형화되고 작용하중이 커질 경우에는 지지력뿐만 아니라 정확한 침하량을 산정하는 것이 매우 중요한 요소이다. 또한 현재 대구경 현장타설 말뚝기초 설계 시 크기효과에 대한 명확한 규명이 이루어져 있지 않기 때문에 많은 시간과 비용이 소요되는 대규모 실 스케일 재하시험에만 의존하고 있으므로 비경제적인 설계 및 시험이 실시되고 있다.

국내외에서 해상 장대교량 건설시 가장 빈번히 적용되고 있는 기초의 종류는 현장타설말뚝이며, 이에 대한 지지력 평가의 방안으로서 양방향 재하시험의 적용 빈도가 증가하고 있다. 기초의 지지력 평가는 재하시험장치로서 하중을 재하하고 변위측정장치로 변위를 측정하여 하중-변위 곡선의 결과를 분석함으로써 이루어진다. 초장대 교량의 경우 말뚝의 직경이 최대 3,000mm 이상으로서 대용량의 재하장치가 필요할 것으로 예상된다. 따라서, 대형 기초의 명확한 지지력 평가를 위해서 기존 저유압 재하장치의 용량을 초과하는 고유압의 재하장치에 대한 수요 대응이 요구된다.

2. 대형 해상기초의 지지력 예측기술 개발

(1) 대형기초 지지력 예측공식의 적합도 분석

현장타설말뚝의 전체 지지력은 여타 깊은 기초와 마찬가지로 주면마찰력과 선단지지력의 합으로써 결정된다. 그런데, 암반근입 현장타설말뚝의 경우 본당 지지력이 크기 때문에 말뚝의 전체 지지력이 항복에 이르는 대규모 하중재하시험이 어렵기 때문에 말뚝 직경의 5-10% 정도의 변위에서 발현되는 극한선단지지력을 정확히 확인하기 어렵다. 일반적으로 암반 소켓부의 총 침하량이 약 10mm가 될 때까지는 암반 소켓말뚝의 외주면 마찰력에 의해서만 압축 축하중을 지지한다. 따라서 주면마찰력에 선단지지력을 단순히 더한 값을 말뚝의 전체 지지력으로 산정하는 설계법은 실제 현장타설말뚝의 지지거동을 정확히 반영하지 못한다. 이에 반해 상

대적으로 작은 값의 변위(수mm 내외)에서 발현되는 극한주면마찰력은 실재하시험을 통해 비교적 쉽게 확인할 수 있으며, 실제 공용 상태의 하중에 대한 대부분의 저항력을 부담하게 된다. 따라서, 본 연구에서는 국내에서 수행된 풍화된 암반에 근입된 현장타설말뚝의 재하시험 자료를 이용하여 일관된 파괴기준을 적용하여 산정된 측정 주면마찰력과 국내 설계기준에서 제안하고 있는 대표적인 지지력 예측 공식을 적용하여 산정된 예측 주면마찰력과의 비교 분석을 통해서 각 설계기준의 적합도를 평가하였다. 이를 위하여 16개 현장의 24개 재하시험 결과를 분석하여 측정 주면마찰력을 산정하였고, 구조물기초설계기준과 도로교설계기준에서 제안하고 있는 8가지 산정 공식에 의해 예측 주면마찰력을 산정하였다.

양방향재하시험(또는 O-Cell 시험)에서는 말뚝의 지중부 (선단 또는 중간부)에 재하장치를 설치하고, 유압 또는 수압으로 재하장치를 상하부 양방향으로 팽창시켜 말뚝의 주면부와 선단부의 지지력을 측정한다. 재하장치의 상부 또는 하부에 작용되는 지지력이 한계상태에 도달할 때까지 하중을 가하여 시험을 실시한다. 따라서, 기존 top-down 방식의 정재하시험과 달리 반력시스템과 사하중이 필요하지 않으며 좁은 공간에서도 시험이 가능한 장점이 있다. 그러나, 재하방식이 기존 시험과 다르기 때문에 등가의 하중-변위 곡선 추정시 실제 말뚝의 거동과 상이한 결과를 나타낼 수 있으므로 이에 대한 주의가 필요하다(정창규 등, 2004;권오성 등, 2006). 본 연구에서 수집한 양방향재하시험의 말뚝제원 및 지반조사 결과를 표 3.4에 나타내었다. 말뚝 선단은 풍화암 또는 연암에 근입되었으며, 암반 근입심도는 1.0~10.0m 이었다. 일축압축강도는 지반조사 보고서에 제시된 각 심도의 측정값을 암반층에 대하여 길이에 따라 가중 평균하여 적용하였다. 최대 재하하중은 약 20~80MPa의 범위였으며, 확인된 최대 재하하중과 허용하중의 비는 2.0~2.9 이었다.

양방향재하시험 결과는 상향, 하향의 하중-변위 곡선 분석을 통한 등가하중-변위 곡선 분석을 수행하였고, 하중전이 시험 결과를 분석하여 각 지층별(풍화암, 연암) 단위주면마찰력-변위곡선(f-w 곡선)을 작성하였다. 동일 암층 내에서는 각 심도별 측정 최대 단위주면마찰력을 측정 길이에 따라 가중 평균하여 하나의 대표 측정 단위주면마찰력을 산정하였다. 동일 암층 내에서 측정 심도별로 층을 세분화하여 주면마찰력을 산정하고 불확실성을 평가할 경우 전체 심도에 대해서 주면마찰력을 산정하여 불확실성을 평가한 경우보다 변동성이 작게 산정되어 신뢰도가 높게 나타날 수 있기 때문이다. 측정 최대 단위주면마찰력은 Davisson(1972) 기준을 적용

하여 주면부 항복하중이 발생했을 때의 마찰력 값을 적용하였다. Davisson(1972) 기준은 국내에서 수행된 재하시험 결과에 근거하여 타입말뚝의 항복하중을 가장 합리적으로 산정하며(박재현 등, 2008), 현장타설말뚝에 대해서는 지지력을 과소평가하는 것으로 알려져 있다(Briaud 등, 2000). 따라서, 본 연구에서는 설계 시 안전측 결과를 유도하며 보수적인 결과를 나타내는 Davisson(1972) 기준을 적용하여 항복 단위 주면마찰력을 산정하였으며, 이 값에 1.5를 곱하여 극한 단위 주면마찰력을 산정하였다. 측정 단위 극한주면마찰력은 표 3.4에 나타내었다.

주어진 자료에 대해서 예측 지지력을 산정하기 위해서 국내 구조물기초설계기준(한국지반공학회, 2009)과 도로교설계기준(대한토목학회, 2008)에서 제안하고 있는 여러 가지 공식 중 가장 범용화되어 있는 11가지 공식을 적용하였다 : 1) FHWA(1999), 2) Horvath와 Kenney (1979), 3) Williams 등(1980), 4) AASHTO(1996), 5) NAVFAC(1982), 6) CFEM(1992), 7) Rowe와 Armitage(1987), 8) Rosenberg와 Journeaux(1976), 9)Carter and Kulhawy (1988), 10)Meigh and Wolshi(1979), 11)Horvath(1982). 각 공식들은 암반 또는 콘크리트의 일축압축강도와 시공조건, 암반 거칠기에 따라 두 가지 이상의 식을 제시하고 있으므로 본 연구에서는 지반조사 결과 나타난 암석의 일축압축강도와 국내 시공특성과 암반 거칠기를 고려하여 적합한 식을 적용하였다. FHWA(1999)는 일축압축강도 5.1MPa 이상이며, 매끈한 암반면에 대한 식을 적용하였고, CFEM(1992)도 말뚝 표면이 매끈한 경우로 적용하였다. 말뚝의 콘크리트 일축압축강도에 대한 정확한 정보가 없는 경우에는 국내 실정을 감안하여 27MPa를 적용하였다. NAVFAC(1982)의 경우 말뚝 직경 406.4mm를 기준으로 작은 경우와 큰 경우의 두 가지 공식을 제안하고 있으며, 본 연구에서는 모든 대상 말뚝의 직경이 800mm 이상이므로 직경 406.4mm 보다 큰 경우에 대한 식을 적용하였다. 또한 암석의 일축압축강도와 단위 극한주면마찰력의 비선형 관계를 제안한 여러 연구자들의 공식 중 도로교설계기준(2008)에서 제안하고 있으며, 국내 적용성이 높은 Rowe와 Armitage(1987), Rosenberg와 Journeaux(1976)의 공식을 함께 적용하여 그 적합도를 분석하였다. 11 가지 공식은 표 3.5와 같으며, 산정된 예측 단위 극한주면마찰력은 표 3.4에 측정 지지력과 함께 나타내었다.

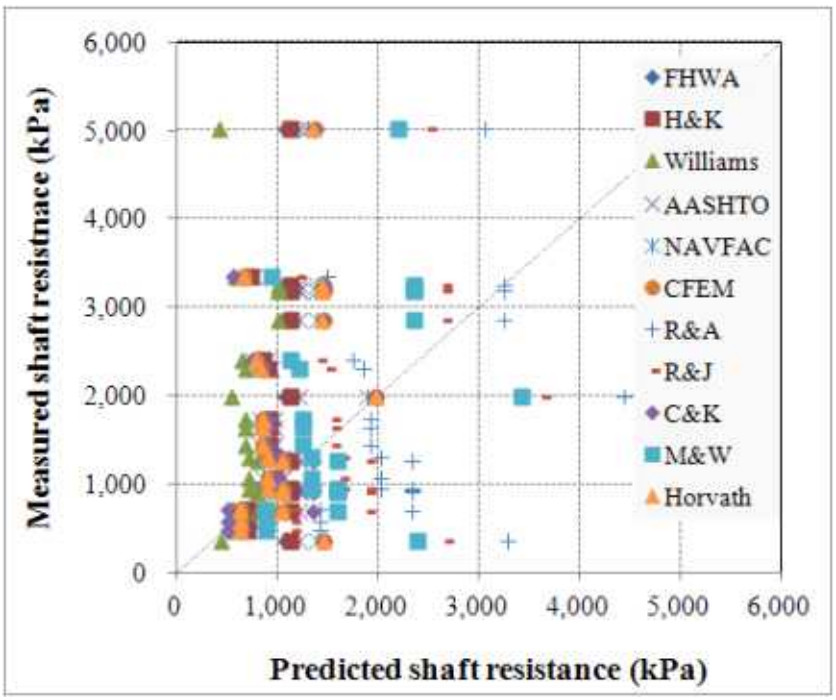
<표 3.4> 말뚝의 제원 및 단위 주면마찰력의 측정값과 예측값

번호	말뚝 길이 (m)	말뚝 직경 (m)	암반 근입 깊이 (m)	측정 단위 주면 마찰력 (kPa)	평균 일축 압축 강도 (MPa)	예측 단위 주면 마찰력 1) (kPa)	예측 단위 주면 마찰력 2) (kPa)	예측 단위 주면 마찰력 3) (kPa)	예측 단위 주면 마찰력 4) (kPa)	예측 단위 주면 마찰력 5) (kPa)	예측 단위 주면 마찰력 6) (kPa)	예측 단위 주면 마찰력 7) (kPa)	예측 단위 주면 마찰력 8) (kPa)	예측 단위 주면 마찰력 9) (kPa)	예측 단위 주면 마찰력 10) (kPa)	예측 단위 주면 마찰력 11) (kPa)
1	27.1	0.8	2.0	1,074	20	924	973	708	1,034	854	895	2,012	1,621	1,000	1,328	894
2	27.1	0.8	1.5	3,186	52	1,073	1,130	1,005	1,207	1,377	1,444	3,245	2,638	1,444	2,355	1,442
3	26.1	1.5	2.0	942	20	924	973	708	1,034	854	895	2,012	1,621	1,000	1,328	894
4	26.1	1.5	1.0	3,258	52	1,073	1,130	1,005	1,207	1,377	1,444	3,245	2,638	1,444	2,355	1,442
5	28.7	0.8	1.4	1,308	20	924	973	708	1,034	854	895	2,012	1,621	1,000	1,328	894
6	28.7	0.8	1.4	3,196	52	1,073	1,130	1,005	1,207	1,377	1,444	3,245	2,638	1,444	2,355	1,442
7	30.5	2.0	6.7	913	27	1,073	1,130	790	1,207	992	1,040	2,338	1,889	1,350	1,589	1,039
8	20.0	1.0	3.5	1,261	27	1,073	1,130	790	1,207	992	1,040	2,338	1,889	1,350	1,589	1,039
9	22.0	1.0	2.5	2,855	52	1,073	1,130	1,005	1,207	1,377	1,444	3,245	2,638	1,444	2,355	1,442
10	9.0	0.8	1.5	718	10	653	688	549	724	604	633	1,423	1,138	500	876	633
11	34.0	1.5	5.5	695	27	1,073	1,130	790	1,207	992	1,040	2,338	1,889	1,350	1,589	1,039
12	30.5	1.5	4.0	954	27	1,073	1,130	790	1,207	992	1,040	2,338	1,889	1,350	1,589	1,039
13	33.5	2.0	5.5	921	27	1,073	1,130	790	1,207	992	1,040	2,338	1,889	1,350	1,589	1,039
14	50.0	2.0	10.0	483	10	653	688	549	724	604	633	1,423	1,138	500	876	633
15	50.0	2.0	10.0	1,442	18	876	923	681	965	813	852	1,914	1,540	905	1,250	851
16	50.0	2.0	5.0	580	10	653	688	549	724	604	633	1,423	1,138	500	876	633
17	50.0	2.0	10.0	1,736	18	876	923	681	965	813	852	1,914	1,540	905	1,250	851
18	39.0	2.5	6.7	3,348	11	699	736	577	758	633	664	1,492	1,195	550	927	663
19	36.2	2.0	6.5	1,634	18	872	918	679	965	810	849	1,914	1,540	905	1,250	851
20	33.4	1.5	6.2	2,409	15	808	851	642	896	740	775	1,743	1,400	750	1,117	775
21	36.4	2.0	6.5	359	53	1,073	1,130	434	1,207	1,390	1,458	3,276	2,664	1,458	2,382	1,456
22	55.4	3.0	10.5	2,315	17	858	904	671	931	787	826	1,855	1,492	850	1,204	825
23	51.2	2.5	4.7	5,024	46	1,073	1,130	411	1,207	1,295	1,358	3,052	2,478	1,358	2,188	1,357
24	52.3	2.5	5.1	1,985	97	1,073	1,130	542	1,207	1,881	1,972	4,432	3,626	1,972	3,424	1,970

1) FHWA(1999)
2) Horvath와 Kenney (1979)
3) Williams 등(1980)
4) AASHTO(1996)
5) NAVFAC(1982)
6) CFEM(1992)
7) Rowe와 Armitage(1987)
8) Rosenberg와 Journeaux(1976)
9) Carter와 Kulhawy(1988)
10) Meigh와 Wolshi(1979)
11) Horvath(1982)

<표 3.5> 예측 지지력 산정 공식

구 분	공 식	비 고
FHWA(1999)①	$f_s = 0.65 p_a (q_u/p_a)^{0.5}$ (kPa)	p_a:대기압(≈101 kPa), q_u:일축압축강도(kPa)
Horvath와 Kenney(1979)②	$f_s = 6.88 (q_u)^{0.5}$ (kPa)	q_u:일축압축강도(kPa)
Williams 등(1980)③	$f_s = 4.406 (q_u)^{0.367}$ (tf/m^2)	q_u:일축압축강도(tf/m^2)
AASHTO(1996)④	$Q_s = \pi BD(0.144 f_s)$	f_s는 암반 또는 콘크리트 일축압축강도 중 작은 값을 적용하여 제안된 도표에서 구함
NAVFAC(1982)⑤	$f_s = (2.3 \sim 3)(q_u)^{0.5}$ (psi)	직경>406.4mm 인 경우. (하한치 2.3 적용)
CFEM(1992)⑥	$f_s = \mu p_a \sqrt{q_u/p_a}$ (kPa)	μ=0.63 (매끈한 소켓) 적용
Rowe와 Armitage(1987)⑦	$f_s = 0.45 \sqrt{q_u}$ (MPa)	q_u:일축압축강도(MPa)
Rosenberg와 Journeaux(1976)⑧	$f_s = 4.03 q_u^{0.51}$ (psi)	q_u:일축압축강도(psi)
Carter와 Kulhawy(1988)⑨	$f_s = 0.63 p_a (q_u/p_a)^{0.5}$(MPa) $f_s = 0.05 f_{ck}$ (MPa)	p_a:대기압(≈101 kPa), q_u:일축압축강도(kPa), f_{ck}:콘크리트 강도(=27MPa)
Meigh와 Wolshi(1979)⑩	$f_s = 0.22 q_u^{0.6}$ (MPa)	q_u:일축압축강도(MPa)
Horvath(1982)⑪	$f_s = 0.2 q_u^{0.5}$ (MPa)	q_u:일축압축강도(MPa)



<그림 3.79>측정 지지력과 예측 지지력

본 연구에서 수집한 풍화암에 근입된 현장타설말뚝의 측정 지지력과 예측 지지력을 비교 도시한 결과는 그림 3.79와 같다. 그림에서 나타난 바와 같이 11가지 지지력 예측 공식 모두 측정 지지력과 뚜렷한 경향성을 나타내지 않았다. 현장타설말뚝 주면마찰력 예측 공식에 대한 보다 정량적인 적합도를 분석하기 위해서 저항편향계수를 산정하였다. 저항편향계수는 측정 극한지지력과 설계 극한지지력의 비(측정 극한지지력/설계 극한지지력)로 정의되며, 지반의 공간적 불확실성, 조사결과의 한계, 설계 및 해석모델의 불확실성 등 저항의 불확실성을 정량화·대변하는 값이다(Goble, 1999). 저항편향계수의 평균은 지지력에 대한 설계공식의 평균적인 내재적 보수성을 확인할 수 있는 값이며, 그 값이 커지면 설계식의 보수성이 증가함을 의미한다. 저항편향계수의 변동계수는 평균에 대한 표준편차의 비로써 정의되며 자료의 분산정도를 평가하는 값이다. 저항편향계수의 변동계수가 작을수록 자료의 변동성이 낮아지고 신뢰성이 높아진다(Paikowsky, 2004).

산정된 측정 주면지지력과 예측 주면지지력을 비교하여 24개 재하시험 데이터에 대한 각각의 저항편향계수를 산정하였으며, 전체 데이터의 통계특성을 분석한 결과는 표 3.6과 같다. 11가지 주면마찰력 예측 공식의 저항편향계수 분석 결과 Rosenberg와 Journeaux(1976) 공식이 측정 지지력과 가장 유사한 특성을 나타내었고, NAVFAC(1982) 공식이 측정 지지력과 비교하여 가장 편향된 결과를 나타내었다. 11가지 공식 중 9가지 공식은 평균적으로 측정 지지력에 비해서 예측 지지력을 작게 산정하는 보수적인 결과를 나타내었으며, Rowe와 Armitage(1987) 공식과 Rosenberg와 Journeaux(1976) 공식 등 두 가지 공식은 지지력을 다소 과대평가하는 것으로 나타났다. 특히, Rowe와 Armitage(1987) 공식은 측정값에 비해 평균적으로 약 24%정도 지지력을 과대평가 하는 것으로 나타나 실무 적용 시 엔지니어의 면밀한 검토와 주의가 필요한 것으로 나타났다. 보수적으로 지지력을 산정하는 9가지 공식 중 Horvath와 Kenney (1979) 공식이 가장 측정 지지력과 유사한 값을 산정하는 것으로 나타났다. 저항편향계수의 평균과 표준편차의 비교를 통해 산정된 변동계수(표준편차/평균) 분석 결과 Williams 등(1980)의 공식이 가장 낮은 값을 보였고, Carter와 Kulhawy(1988) 공식이 11가지 공식 중 가장 높은 변동성을 나타내었다. Horvath와 Kenney (1979) 공식, Williams 등(1980) 공식을 제외한 나머지 6가지 공식의 변동계수는 약 0.64 - 0.74 로서 유사한 값의 다소 높은 변동성을 나타내었다. 신뢰성 분석 시 저항편향계수의 평균 값이 크고 변동계수가 작을 수록

신뢰도지수가 크게 나타나므로 본 연구결과 Williams 등(1980)의 공식이 상대적으로 큰 신뢰도지수를 나타내고 Rowe와 Armitage(1987) 공식이 상대적으로 낮은 신뢰도지수를 나타낼 것을 예측할 수 있다.

<표 3.6> 저항편향계수 통계특성

번호	측정 단위 주면 마찰력 (kPa)	저항편향계수 (측정 지지력 / 예측 지지력)										
		FHWA (1999)	Horvath와 Kenney (1979)	Williams 등(1980)	AASHTO (1996)	NAVFAC (1982)	CFEM (1992)	Rowe와 Armitage (1987)	Rosenberg와 Journeaux (1976)	Carter와 Kulhawy (1988)	Meigh와 Wolshi (1979)	Horvath (1982)
1	1,074	0.775	0.736	1.012	1.039	1.258	1.200	0.534	0.663	1.074	0.809	1.201
2	3,186	1.979	1.879	2.113	2.640	2.313	2.207	0.982	1.207	2.207	1.353	2.209
3	942	0.680	0.645	0.887	0.911	1.103	1.052	0.468	0.581	0.942	0.709	1.053
4	3,258	2.023	1.921	2.161	2.700	2.366	2.256	1.004	1.235	2.256	1.383	2.259
5	1,308	0.944	0.896	1.232	1.265	1.532	1.461	0.650	0.807	1.308	0.985	1.463
6	3,196	1.985	1.885	2.120	2.649	2.321	2.214	0.985	1.211	2.214	1.357	2.216
7	913	0.567	0.539	0.770	0.757	0.920	0.878	0.391	0.484	0.677	0.575	0.879
8	1,261	0.783	0.744	1.064	1.045	1.271	1.212	0.539	0.668	0.934	0.793	1.214
9	2,855	1.773	1.683	1.893	2.366	2.073	1.977	0.880	1.082	1.977	1.212	1.979
10	718	0.733	0.696	0.873	0.992	1.190	1.135	0.505	0.631	1.437	0.820	1.136
11	695	0.431	0.410	0.586	0.576	0.700	0.668	0.297	0.368	0.514	0.437	0.668
12	954	0.592	0.562	0.804	0.790	0.961	0.917	0.408	0.505	0.706	0.600	0.918
13	921	0.572	0.543	0.777	0.763	0.928	0.885	0.394	0.488	0.682	0.580	0.886
14	483	0.493	0.468	0.586	0.667	0.799	0.762	0.339	0.424	0.965	0.551	0.763
15	1,442	1.097	1.042	1.412	1.494	1.775	1.693	0.753	0.936	1.593	1.153	1.695
16	580	0.592	0.562	0.704	0.801	0.960	0.916	0.407	0.509	1.160	0.662	0.917
17	1,736	1.321	1.254	1.700	1.799	2.137	2.038	0.907	1.127	1.919	1.389	2.041
18	3,348	3.193	3.033	3.868	4.414	5.286	5.042	2.243	2.802	6.087	3.610	5.047
19	1,634	1.249	1.186	1.604	1.692	2.016	1.923	0.853	1.061	1.805	1.306	1.920
20	2,409	1.988	1.887	2.502	2.688	3.257	3.107	1.382	1.721	3.212	2.156	3.110
21	359	0.223	0.211	0.551	0.297	0.258	0.246	0.109	0.135	0.246	0.150	0.246
22	2,315	1.798	1.707	2.300	2.487	2.939	2.804	1.247	1.552	2.723	1.922	2.807
23	5,024	3.120	2.962	8.148	4.163	3.878	3.699	1.646	2.027	3.699	2.296	3.703
24	1,985	1.233	1.170	2.441	1.645	1.055	1.006	0.448	0.547	1.006	0.580	1.007
평균		1.256	1.193	1.754	1.693	1.804	1.721	0.765	0.949	1.723	1.141	1.722
표준편차		0.816	0.543	0.567	1.107	1.153	1.100	0.489	0.608	1.272	0.756	1.101
변동계수		0.650	0.456	0.323	0.654	0.639	0.639	0.639	0.641	0.738	0.663	0.639

(2) 대형 기초 지지력의 신뢰성 분석

하중저항계수설계법의 기본 개념은 공칭저항에 저항계수를 곱한 설계 저항이 공칭하중에 하중계수를 곱한 설계 하중보다 같거나 커야 하며, 이러한 조건은 가능한 하중조합 및 한계상태에 대해 모두 만족해야 한다는 것이다. 하중(Q)과 저항(R)의

두 확률변수를 갖는 가장 간단한 경우의 한계상태함수에서 두 확률변수가 통계적으로 독립이며, 하중을 사하중(QD)과 활하중(QL)의 조합으로 고려하면 일반적인 말뚝기초의 한계상태함수는 다음과 같이 두 가지의 식으로 나타낼 수 있다.

$$\phi R_n \geq \gamma_{QD} QD_n + \gamma_{QL} QL_n \tag{3.3}$$

$$\lambda_R R_n - (\lambda_{QD} QD_n + \lambda_{QL} QL_n) = 0 \tag{3.4}$$

여기서, ϕ는 저항계수, R_n은 공칭저항, γ_{QD}와 γ_{QL}은 각각 사하중계수, 활하중계수, QD_n과 QL_n은 각각 공칭사하중, 공칭활하중, λ_R, λ_{QD}, λ_{QL}은 각각 저항, 사하중, 활하중의 측정값과 공칭값의 비이다. 본 연구에서 저항의 공칭값은 예측 공식으로부터 산정된 값으로서 저항의 설계값이다. 식 (3.3)과 (3.4)의 한계상태함수를 만족하는 하중과 저항의 엄밀해는 반복법을 적용한 다중적분을 수행하거나, 난수 발생을 통한 시뮬레이션 해석을 통해 직접적으로 산정될 수 있다(박재현 등, 2008). 하중이 저항과 같거나 큰 파괴확률영역(한계상태확률)은 해석적으로 식 (3.5)와 같이 나타낼 수 있다.

$$P_f = P(R - Q \leq 0) = \iint_D f_{RQ}(r, q)\, dr dq \tag{3.5}$$

여기서, D는 파괴영역, f_{RQ}는 하중과 저항의 결합확률밀도함수(joint probability density function)이다. 하중과 저항이 통계적 독립관계에 있고 정규분포를 보인다면 파괴확률은 다음과 같이 표현할 수 있다.

$$P_f = P(g \leq 0) = \Phi\left(\frac{0 - \mu_g}{\sigma_g}\right) = \Phi\left(\frac{-(\mu_R - \mu_Q)}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_Q^2}}\right) = \Phi(-\beta) \tag{3.6}$$

여기서, g는 하중과 저항의 한계상태함수($g = R - Q$)이고, $\Phi(\bullet)$은 표준정규분포의 누적분포함수이다. 그리고 μ_g, σ_g는 각각 한계상태함수의 평균, 표준편차, μ_R,

σ_R은 각각 저항의 평균, 표준편차, μ_Q, σ_Q은 각각 하중의 평균, 표준편차이다. 또한 β는 한계상태함수(g)의 평균(μ_g)에 대한 표준편차(σ_g)의 비로서 신뢰도지수(reliability index)를 의미한다. 신뢰도지수는 파괴확률과 역의 관계를 가지며 확률적 안전성을 대변한다. 확률론에 기초한 설계 및 신뢰성 공학 분야에서 일반적으로 파괴확률을 대신하여 신뢰도지수가 적용된다.

풍화된 암반에 근입된 현장타설말뚝 주면마찰력 지지력 공식에 대한 신뢰수준 분석을 위해서 반복 알고리즘을 통한 계산상의 효율성과 정확성이 높은 장점이 있으며 파괴확률과 역의 개념인 신뢰도지수로써 신뢰성을 정량화 할 수 있는 일차신뢰도법(FORM)(Rackwitz와 Fiessler, 1978)을 적용하였다. 일차신뢰도법은 파괴면 상의 한 점에서 한계상태함수를 선형 근사하며 비정규분포를 보이는 설계변수를 표준정규분포로 변환하는 기법을 적용함으로써 평균일계이차모멘트법의 단점을 극복하였다. 일차신뢰도법은 설계변수의 표준정규분포 공간 원점으로부터 한계상태인 파괴면까지의 최단거리를 신뢰도지수로 정의하고 신뢰도지수로써 한계상태함수의 신뢰성 또는 안전도를 정량화한다. 일차신뢰도법은 반복 알고리즘을 통한 계산상의 높은 효율성과 정확성 그리고 확률변수들의 민감도 및 파괴점 확인이 가능한 장점 등으로 인해 신뢰성평가를 위해 가장 많이 적용되고 있는 방법 중의 하나이다 (Nowak, 1999; Ayyub 와 Assakkaf, 1999).

신뢰성 평가에 적용되는 하중관련 통계특성치는 AASHTO LRFD 교량설계시방서(2007)에서 적용된 값을 적용하였다. AASHTO LRFD 교량설계기준 (2007)에서는 여러 가지 하중조합 중 연직방향의 보수적 평가 조건인 Strength I Case 경우를 적용하였으며, 이때의 하중계수는 사하중에 대해 1.25, 활하중에 대해 1.75 이다. 북미 지역과 유럽에서 채택하고 있는 교량과 빌딩, 해양구조물의 한계상태설계기준에서 제안하고 있는 하중계수 현황은 표 3.7과 같다. 사하중과 활하중의 비(QD/QL)는 Hansel 과 Viest(1971)가 제안한 다음과 같은 식 (3.7)을 적용하였다.

$$QD/QL = (1+I)(0.0132L) \tag{3.7}$$

여기서, I는 동하중 충격계수로서 LRFD 하중에 대해서는 0.33을 적용하며, L은 교량지간장(ft)이다. 본 연구에서는 초장대 교량을 대상으로 하여 경간장 1km에 대한 값으로서 QD/QL=57.6을 적용하였다

<표 3.7> 국외 한계상태설계법의 하중계수 현황

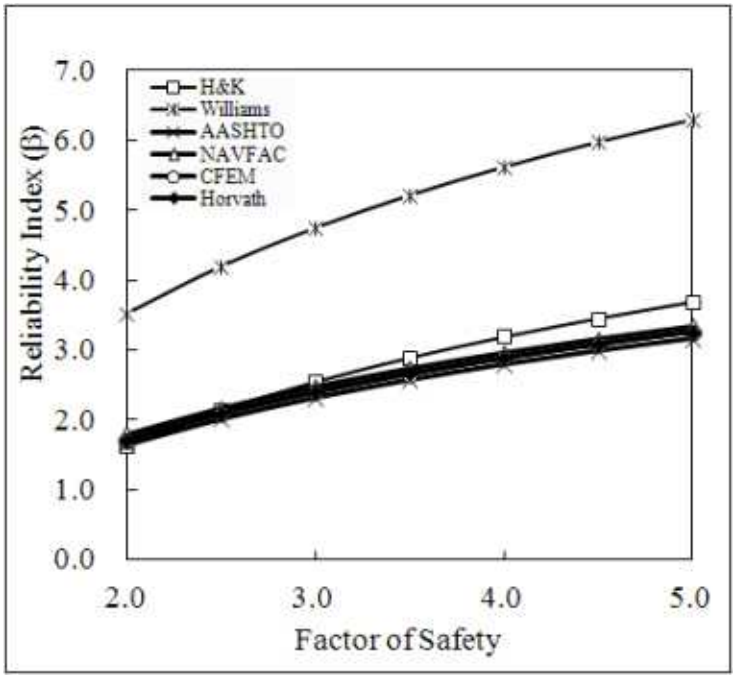
구 분	미국				캐나다		유럽	
	AASHTO* (2007)	ACI* (1999)	AISC* (1994)	API* (1993)	MOT* (1992)	NRC* (1995)	DGI* (1985)	CEN* (1994)
사하중	1.25~1.95	1.4	1.2~1.4	1.1~1.3	1.1~1.5	1.25	1.0	1.0~1.35
활하중	1.35~1.75	1.7	1.6	1.1~1.5	1.15~1.4	1.5	1.3	1.3~1.5
풍하중	1.4	1.3	1.3	1.2~1.35	1.3	1.5	1.3	1.3~1.5
지진하중	1.0	1.4	1.0	0.9	1.3	1.0	1.0	1.0

*AASHTO : American Association of State Highway and Transportation Officials
*ACI : American Concrete Institute
*AISC : American Institute of Steel Construction
*API : American Petroleum Institute
*MOT : Ministry of Transportation
*NRC : National Research Council of Canada
*DGI : Danish Geotechnical Institute
*CEN : European Committee for Standardization

구조물기초설계기준(국토해양부, 2009)과 도로교설계기준(대한토목학회, 2008)에서 명시하듯이 말뚝기초에 대한 국내 설계기준은 통상적으로 안전율 3.0을 적용하고 있으며 일부 중요 구조물의 경우 더 큰 안전율이 적용되기도 한다. 따라서 본 연구에서는 안전율 2.0~5.0의 범위에 대해서 일차신뢰도법에 의한 양방향재하시험에 대한 현장타설말뚝의 신뢰성 평가를 실시하였고 그 결과는 표 3.8과 그림 3.80에 나타내었다. 적합도 분석에 적용된 8가지의 공식 중 저항편향계수가 낮고 변동성이 상대적으로 크게 나타난 FHWA(1999), Rowe와 Armitage(1987), Rosenberg와 Journeaux(1976), Carter와 Kulhawy(1988), Meigh와 Wolshi(1979) 공식을 제외한 나머지 6가지 공식에 대해서 신뢰성 평가를 수행하였다.

<표 3.8> 신뢰수준 분석 결과

안전율 (FS)	신뢰도 지수(β)					
	Horvath와 Kenney (1979)	Williams 등 (1980)	CFEM (1992)	NAVFAC (1982)	AASHTO (1996)	Horvath (1982)
2.0	1.638	3.517	1.719	1.798	1.648	1.719
2.5	2.139	4.193	2.095	2.174	2.017	2.096
3.0	2.548	4.745	2.402	2.481	2.318	2.403
3.5	2.894	5.213	2.662	2.741	2.573	2.662
4.0	3.194	5.617	2.887	2.966	2.794	2.888
4.5	3.458	5.974	3.085	3.165	2.989	3.086
5.0	3.695	6.293	3.263	3.342	3.163	3.264



<그림 3.80> 신뢰도지수 결과 그래프

그림 3.80에서 나타난 바와 같이 Horvath와 Kenney(1979) 공식은 1.64~3.69, Williams 등(1980)의 공식은 3.52~6.29, AASHTO(1996) 공식은 1.65~3.16, NAVFAC(1982) 공식은 1.80~3.34, CFEM(1992) 공식은 1.72~3.26의 신뢰도지수를 나타내었다. 신뢰도지수 2.0은 파괴확률 약 2.3%에 해당하는 값이며 항타말뚝에 적합한 신뢰도지수 값으로서 다수의 연구자들이 제안한 바 있다(Barker 등, 1991 ; Paikowsky, 2004). 전반적으로 주면마찰력 지지력 공식은 안전율 3.0 이상에서 신뢰도지수 2.0 이상을 나타냄으로써 여러 연구자들이 제안한 말뚝 기초의 신뢰수준은 만족하는 것으로 나타났다. 특히, Williams 등(1980)의 공식은 안전율 2.0에서도 신뢰도지수 3.5 이상을 나타냄으로써 공식의 보수적인 특성과 함께 낮은 변동성으로 인해 타 공식들에 비해서 신뢰도지수가 크고 공식의 여용성이 큰 것으로 나타났다. AASHTO(1996), NAVFAC(1982), CFEM(1992) 등 세 공식은 약 10% 이내의 근소한 차이로 비교적 유사한 신뢰수준을 나타내었다. 또한, 깊은 기초에 대한 권장 신뢰수준인 2.0~3.0의 신뢰도지수와 비교해볼 때(박재현 등, 2008), 본 연구에서 검토한 다섯 가지의 지지력 예측 공식 중 Williams 등(1980), Horvath와 Kenney(1979), NAVFAC(1982) 등의 세 가지 공식이 비교적 합리적인 수준의 신뢰수준을 나타냄을 알 수 있다.

목표 신뢰도지수는 해당 구조물에 대해서 요구되는 수준의 안전율 또는 파괴확률을 대변하는 값으로서, 최적의 하중계수와 저항계수를 결정하고 하중저항계수설계법을 개발하는 데 있어 가장 중요한 업무 중의 하나이다. 목표 신뢰도지수는 여러 가지 요인들로 인한 불확실성뿐만 아니라 현재의 설계·시공 실무현황, 구조물의 파괴확률 요구 수준, 경제·사회적 요인 등 다양한 원인에 의해 그 값을 결정하기가 어려우며 대상 구조물의 현재 신뢰성수준을 고려하여 공공의 합의를 이룰 수 있는 값이 도출되어야 한다. Whitman(1984)과 Becker(1996)는 목표 신뢰도지수를 결정하는 다음과 같은 두 가지의 일반론적 접근법을 언급하였다: (1)현행 설계법이 내포한 신뢰도수준 분석, (2)비용-이익 해석(cost-benefit analysis). 전자는 기존의 설계법과 새로운 설계법의 일관성을 확보하여 새로운 설계법의 적용시 초기 혼란을 감소시키기 위함이며, 후자는 향후 예상되는 구조물 파괴로 인한 경제적 손실효과를 고려하기 위함이다. 경제적 손실정도는 인명손실이 동반될 경우 정확한 가치 산정이 어려우므로 이의 적용성을 높이기 위해서는 파괴확률 산정시 모니터링 비용과 인명손실을 모두 고려해야 한다(Zhang 등, 2002).

구조공학 분야에서는 신뢰성 해석과 구조물 공용성 또는 성능기반 설계기법의 개발과 함께 구조물별 목표 신뢰도수준에 대한 연구가 활발히 수행되었으며, 지반공학 분야에서도 지난 20여년 이상 건설·토목 구조물의 설계에 있어서 구조공학 및 지반공학의 체계적이고 일관된 수준의 기술기준 제정을 위한 많은 노력을 기울여 지역특성과 기초구조물의 특성을 고려한 목표 신뢰도지수가 제안되었다.

Meyerhof(1970)는 구조물기초의 적정 파괴확률로서 10^{-3}～10^{-4}을 제안하였으며, 이는 신뢰도지수 3.0～3.6에 해당하는 값이다. Wu 등(1989)이 보고한 항만구조물 기초의 파괴확률은 신뢰도지수 2.0～3.0에 해당하는 값이며, Tang 등(1990)은 항만구조물 기초에 대해서 1.4～3.0의 신뢰도지수를 제안하였다. Barker 등(1991)은 일반적인 항타말뚝의 적정 신뢰도지수로서 2.5～3.0을 제안하였고 무리말뚝으로 시공되는 경우 무리효과를 고려하여 2.0～2.5의 값을 제안하였다. Zhang 등(2001)은 FORM을 이용하여 축하중을 받는 무리말뚝의 신뢰도를 산정하였으며, 무리효과와 시스템 효과에 의해 무리말뚝의 파괴확률이 단말뚝의 파괴확률에 비해 10^{1}～10^{4}배 낮아질 수 있음을 해석적으로 분석하였다. Paikowsky(2004)는 깊은기초에 대한 LRFD 저항계수 산정 연구(NCHRP 507)를 통해 현장타설말뚝의 신뢰도지수로서

무리말뚝 효과를 기대할 수 없는 경우를 기본으로 하여 3.0 (≈파괴확률 10^{-3})을 제시한 바 있으며, 이는 개정된 AASHTO LRFD 교량설계기준(2007)에 적용되었다.

이상에서 설명한 바와 같이 국외 설계기준에서 제안하고 있는 일반적인 말뚝기초의 목표 신뢰도지수는 2.0~3.0 수준이다. 그러나, 본 연구의 경우 초장대 교량의 대형 해상기초를 대상으로 하고 있으므로 기존 AASHTO LRFD 교량 설계기준에서 제안하고 있는 설계수명인 75년보다 긴 설계수명과 높은 목표 신뢰도지수를 결정하는 것이 합리적일 것이다. 따라서, 설계 수명 최대 200년에 대해서 일반교량과 초장대교량 기초의 파괴확률 및 신뢰도지수를 산정하고, 일반 교량기초보다 높은 안전수준을 확보할 수 있는 신뢰도지수를 검토하였다. 설계수명 t년에 대한 파괴확률은 아래 식을 이용하여 연평균 파괴확률로 환산이 가능하다.

$$p_{f_t} = 1-(1-p_{f_1})^t \tag{3.8}$$

여기서, p_{f_t}=설계수명 t년에 대한 파괴확률, p_{f_1}=연평균 파괴확률, t=설계수명(년)이다. 또한, 변수가 정규분포를 따를 경우 파괴확률 (pf)과 신뢰도지수(β)는 역의 관계[$\beta = \Phi^{-1}(1-p_f)$]에 있으므로 각 설계수명별 파괴확률과 신뢰도지수를 산정할 수 있다. 따라서, 일반 교량기초와 초장대 교량 기초에 대한 설계수명별 목표파괴확률과 신뢰도지수를 비교하여 나타내면 다음 표 3.9와 같다.

<표 3.9> 일반교량 및 초장대교량 기초의 설계수명별 목표신뢰수준 비교

교량종류	목표 신뢰도지수	연평균		설계수명(년)별 목표신뢰도지수			
		p_{f_1}	β_1	75년	100년	150년	200년
일반교량	**3.0**	1.80E-05	4.13	**3.0**	2.91	2.78	2.69
초장대 교량	**3.0**	6.75E-06	4.35	3.29	3.21	3.09	**3.0**
	3.2	3.44E-06	4.50	3.47	3.39	3.28	**3.2**
	3.5	1.16E-06	4.72	3.75	3.68	3.58	**3.5**

교량 구조물의 설계 시 설계하중과 목표파괴확률 또는 목표신뢰도지수는 설계수명에 대해서 설정하므로, 본 연구에서는 초장대교량의 설계수명을 최대 200년으로 가정하였다. 일반교량의 경우 75년 설계수명에 대해서 현장타설말뚝의 기준 목표신뢰도지수는 3.0이므로, 100년, 150년, 200년 설계수명에 대해서는 목표신뢰도지수가 각각 2.91, 2.78. 2.69이다. 초장대교량의 설계수명을 200년으로 가정하고, 이에 대한 목표신뢰도지수를 3.0, 3.2, 3.5로 설정한뒤 각각 연평균 파괴확률과 연평균 목표신뢰도지수, 75년, 100년, 150년 설계수명에 대한 목표신뢰도지수를 산정하였다. 먼저, 연평균 파괴확률을 기준으로 200년 설계수명의 목표신뢰도지수 3.0, 3.2, 3.5에 대해서 일반교량의 연평균 파괴확률과 비교하면, 각각 3/8 (37.5%), 1/5 (20.0%), 1/16 (6.5%) 수준으로 낮아짐을 알 수 있다. 그리고, 200년 설계수명의 목표신뢰도지수 3.0, 3.2, 3.5를 AASHTO LRFD 교량설계기준과 같이 75년 빈도의 목표신뢰도지수로 환산하게 되면 각각 3.29, 3.47, 3.75이 된다. 초장대교량의 요구안전도를 엄격히 설정함과 동시에 반대로 합리적이고 최적화된 설계를 유도하기 위해서는 구조물의 특성에 적합한 목표파괴확률과 목표신뢰도지수를 결정해야 한다. 따라서, 본 연구에서는 기존 일반교량에 비해서 60%이상 안정성이 확보되면서 과다설계를 방지하기 위해서 설계수명 200년의 초장대교량 대형기초에 대한 목표신뢰도지수를 3.0과 3.2로 제안하여 현장특성에 적합한 설계를 유도할 수 있도록 하였다. 목표신뢰도지수 3.0의 경우 무리말뚝으로 시공되는 일반적인 경우에 대응하고, 3.2의 경우 무리말뚝이 아닌 단일형 말뚝 또는 푸팅 하부 4본 이하의 말뚝이 시공되어 여용성이 더욱 줄어드는 경우를 고려한 것이다.

(3) 대형 기초 지지력 저항계수 산정

앞서 수행된 신뢰성 해석 결과와 다양한 검토를 바탕으로 선정한 목표 신뢰도지수에 대응하는 저항계수를 산정하였다. 저항계수 산정에는 신뢰도분석과 마찬가지로 일차신뢰도법(FORM)(Rackwitz와 Fiessler, 1978)과 AASHTO LRFD 교량설계시방서(2007)에서 제안하고 있는 하중관련 통계특성치를 적용하였다. AASHTO LRFD 교량설계기준 (2007)에서는 여러 가지 하중조합 중 연직방향의 보수적 평가조건인 Strength I Case 경우를 적용하였으며, 이때의 하중계수는 사하중에 대해

1.25, 활하중에 대해 1.75 이다.

신뢰도분석에 적용된 6가지 지지력 공식에 대해서 앞서 선정된 목표 신뢰도지수 3.0과 3.2에 대응하는 저항계수를 산정하였으며, 그 결과는 다음 표 3.10과 같다.

<표 3.10> 공식별 목표신뢰도지수에 대한 LRFD 설계표

목표 신뢰도지수 (β_T)	저항계수(ϕ)					
	Horvath와 Kenney (1979)	Williams 등 (1980)	CFEM (1992)	NAVFAC (1982)	AASHTO (1996)	Horvath (1982)
3.0	0.343	0.746	0.278	0.308	0.294	0.294
3.2	0.314	0.698	0.246	0.274	0.261	0.261

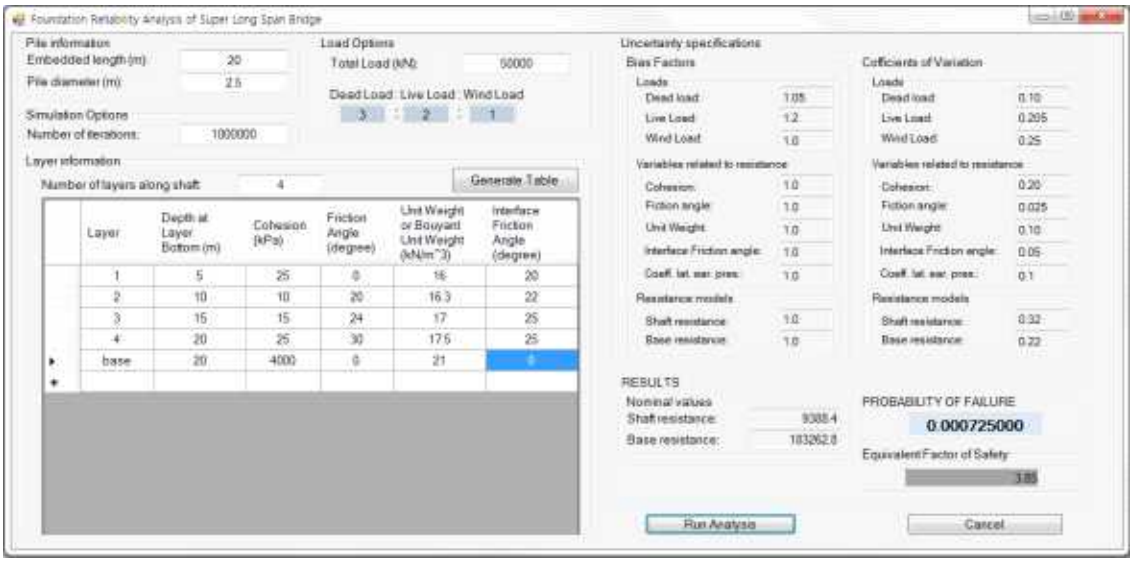
표 3.10에서 나타난 바와 같이 목표신뢰도지수 3.0과 3.2에 대해서 각 지지력 공식들은 0.25~0.75의 저항계수를 나타내었다. AASHTO LRFD 설계기준에서 제안하고 있는 현장타설말뚝의 저항계수는 75년 설계수명의 목표신뢰도지수 3.0에 대해서 0.4~0.6이다(AASHTO, 2010). 또한, 목표신뢰도지수를 3.5로 상향해서 설계하고자 할 경우 제시된 저항계수의 값을 20% 작게 적용하도록 하고 있다. 본 연구에서 산정된 저항계수는 설계수명 200년 목표신뢰도지수 3.0과 3.2 이므로 앞서 밝힌 바와 같이 설계수명 75년과 비교하면 목표신뢰도지수 3.3과 3.5 수준이다. 따라서, 본 연구에서 검토된 현장타설말뚝 주면마찰력 지지력 공식은 전반적으로 기존 연구에서 제안된 저항계수 수준과 유사한 것으로 나타났다. 특히, Williams 등(1980)의 공식은 목표신뢰도지수 3.2에 대해서도 저항계수가 약 0.7에 근접하는 큰 값이 산정되어 기존 허용응력설계에 비해 크게 경제적인 설계가 가능할 것으로 예상된다. 앞서 수행된 설계 지지력 공식의 적합도 분석에서 Williams 등(1980)의 공식이 저항편향계수 평균값이 크고 변동성이 작게 산정되어 공식 자체의 보수성이 내재됨은 물론, 측정값과의 분산정도가 낮아서 신뢰성이 높고 저항계수가 크게 산정되는 결과로 나타났다.

(4) 대형 기초 신뢰성 평가 및 LRFD 설계 프로그램 개발

대형 해상기초의 신뢰성 분석 및 설계 파괴확률 산정을 위해서 지반 변수, 선단지지력 및 주면마찰력 모델, 하중에 대한 불확실성을 반영하여 신뢰성 평가시스템을

개발하였다. 본 프로그램은 주어진 지반(암반) 조건, 말뚝 조건, 하중 조건에 대하여 신뢰도지수를 산정하고 파괴확률을 산정할 수 있다. 일반적으로 “저항-하중” 또는 “저항/하중”이 정규 분포를 보일 때 신뢰도 지수를 산정하는 것이 합리적이다. 그렇지 않은 경우에는 파괴확률 관점으로 신뢰성 평가를 하는 것이 바람직하다.

본 프로그램에서 고려 가능한 지반 층 개수는 무한대에 가까우며 이에 관련된 많은 변수들의 불확실성을 반영한다는데 의의가 있다. 말뚝의 연직하중에 대한 극한한계상태를 규명하기 위하여, 기초의 주면 지지력 및 선단 지지력에 대한 설계 공식을 적용할 수 있도록 하였고, 하중 종류는 초장대교량 기초임을 고려하여 AASHTO LRFD 설계기준에서 저항계수 산정에 적용된 연직력이 지배적으로 작용하는 Strength I case와 함께, 풍화중에 대해서도 고려할 수 있도록 하였다. 개발된 신뢰성 평가 프로그램의 그래픽 유저 인터페이스는 다음 그림과 같다.



<그림 3.81> 기초 신뢰성 평가 프로그램 Graphic User Interface

개발된 프로그램의 주된 기능은 그림 3.81의 예를 들어 다음과 같다.

- 기본 공칭값 계산: 일단 지반조건과 말뚝 정보가 입력되어 프로그램을 실행시키면 공칭 저항값(선단지지력, 주면마찰력)이 계산된다. 그리고 하중 값은 기본변수로 입력하기 된다. 이에 따라 저항값의 합을 하중의 합으로 나눌 경우 안전율 계산이 가능하며, 이는 결과창에 “Equivalent factor of safety”의 값(3.85)이 출력되도록 하였다.

- 파괴확률: 파괴확률을 구하기 위하여 충분한 수(1,000,000번)의 시뮬레이션을 발생시켰으며, 파괴(저항 - 하중 ≤ 0)의 경우의 수(725개)를 셀 수 있다. 따라서 파괴확률은 파괴 경우의 수에 전체 시뮬레이션 회수로 나눈 값(0.000725)이다.
- 각 시뮬레이션에서 결정된 저항(선단지지력, 주면마찰력) 및 하중(사하중, 활하중, 풍하중)값들이 출력된다. 이를 이용하여 통계 처리시 각 저항, 하중의 분포를 확인할 수 있다.

개발된 프로그램의 정확도는 파괴확률을 계산하기 위한 시뮬레이션 회수, 난수 발생의 정확도가 중요하다. 적정 시뮬레이션 횟수와 난수 생성은 다음과 같다.

다양한 연구자들이 파괴 확률을 구하기 위한 시뮬레이션의 회수를 제시하였다. Fishman (1995)에 따르면, 적정 시뮬레이션 횟수는 신뢰수준(confidence level), 파괴확률, 파괴확률의 허용 에러 범위에 따라 결정된다고 한다. 시뮬레이션 횟수 nrequired 는 다음 식에 의해 결정된다.

$$n_{required} = \frac{P_f\ (1-P_f)}{\delta\,\epsilon^2} \tag{3.9}$$

여기서, P_f는 파괴확률, δ는 1-(신뢰수준/100), ϵ는 파괴확률의 오차 범위이다. 하지만 이는 일반적인 내용이고, 변수의 상관관계, 불확실성을 가지는 변수의 개수, 현상에 따라 달라지기 때문에, 반드시 어느 정도의 시뮬레이션 횟수에서 파괴확률을 수렴하는지를 꼭 점검해야 한다.

본 프로그램에서는 각 변수 및 모델의 불확실성이 서로 상관관계가 없는 독립변수로 가정되었다. 일반적으로 지지력 관련 모델이 변수에 관한 함수임으로, 모델과 변수간의 상관관계가 있을 수 있다. 하지만 본 연구에서는 모델의 불확실성을 모델로 예측된 값과 실제 측정값을 비교한 것이기 때문에 앞에서 언급한 모델과 변수간의 상관관계와는 차이가 있다.

일반적으로 난수의 발생은 0부터 1 사이의 균등분포 함수에 대하여 난수를 발생시키고, 이를 확률 분포의 역함수에 대입하여 원 난수를 발생시킨다. 컴퓨터로 발생되는 난수를 확률밀도함수를 이상적인 난수 분포와 비교할 경우, 약간의 차이가 있고, 이러한 사실 때문에 Pseudo-random number이라고 명한다. 하지만, 난수 발

생기의 정확도를 높이기 위하여 가장 신뢰성있는 Visual Numerics IMSL library를 통하여 난수를 발생시켰으며, 이의 정확도는 아주 높은 것으로 보고되고 있다 (Visual Numerics, 2007).

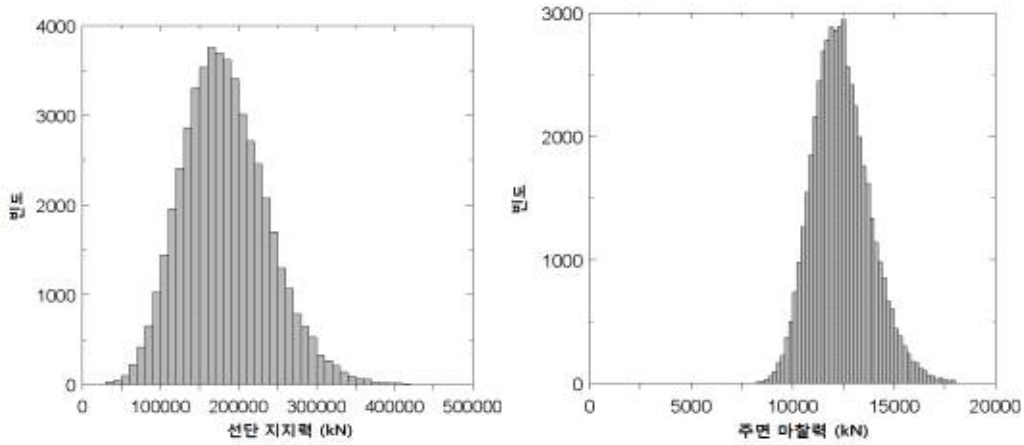
그림 3.81에 제시된 입력치 말뚝, 지반, 암반, 하중 등의 입력치에 대하여 프로그램의 건전성을 확인하기 위해 시뮬레이션 및 결과치 분석을 수행하였으며, 선단 지지력, 주면 마찰력, 사하중, 활하중, 풍하중의 편향계수, 평균, 표준편차, 변동계수는 표 3.11과 같다.

<표 3.11> 선단 지지력, 주면 마찰력, 사하중, 활하중, 풍하중의 통계 특성

	선단지지력	주면마찰력	사하중	활하중	풍하중
평균	182,675 kN	12,402 kN	26,270 kN	20,008 kN	8,343 kN
표준편차	54,579 kN	1,437 kN	2,617 kN	4,113 kN	2,094 kN
변동계수	0.299	0.116	0.100	0.206	0.251

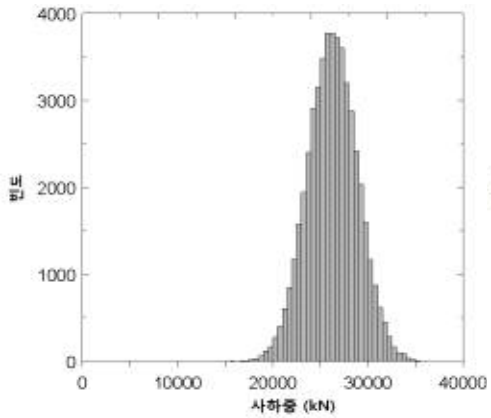
시뮬레이션으로 구해진 선단 지지력, 주면 마찰력, 사하중, 활하중, 풍하중의 히스토그램은 그림 3.82와 같다. 분포 특성을 결정짓는 가장 일반적인 방법인 Kolmogorov Smirnov test와 Chi-Squared test를 통하여 통계 분석해본 결과, 선단 지지력, 사하중은 정규분포에 가까운 분포를 보이며 주면마찰력, 활하중, 풍하중은 대수정규분포를 따르는 것을 확인할 수 있었다.

본 연구의 대구경 해상파일 신뢰성 분석 시스템은 몬테카를로 시뮬레이션(MCS: Monte Carlo Simulation) 기법을 바탕으로 개발되었다. 일반적으로 몬테카를로 시뮬레이션은 충분한 시뮬레이션 횟수를 수행했을 경우 신뢰성 분석 기법 중에 가장 정확한 결과를 주는 것으로 알려져 있다. 따라서, 본 프로그램의 파괴확률 관점에서의 정확도를 확인하기 위하여, 기존 신뢰성 분석에서 많이 적용되고 있는 일차신뢰도법(First-Order Reliability Method)으로부터 계산된 파괴 확률과 본 연구에서 개발된 몬테카를로 시뮬레이션 기반 프로그램에 의한 파괴 확률을 다음과 같은 예제를 통하여 비교하였다.

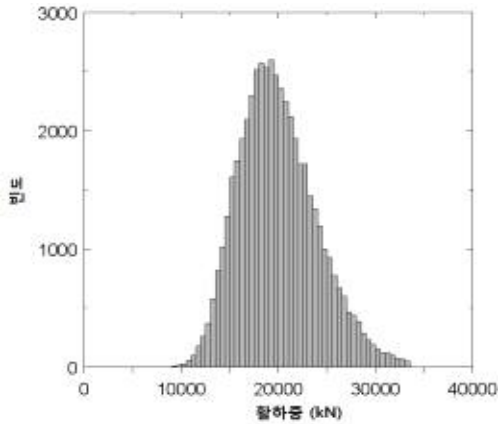


(a)

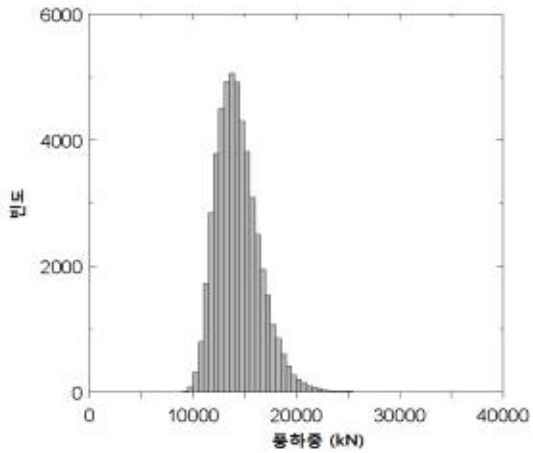
(b)



(c)



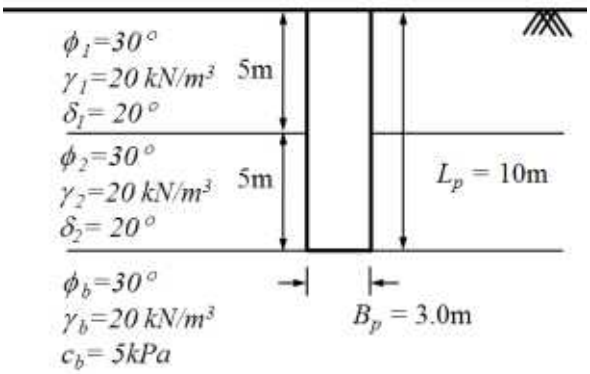
(d)



(e)

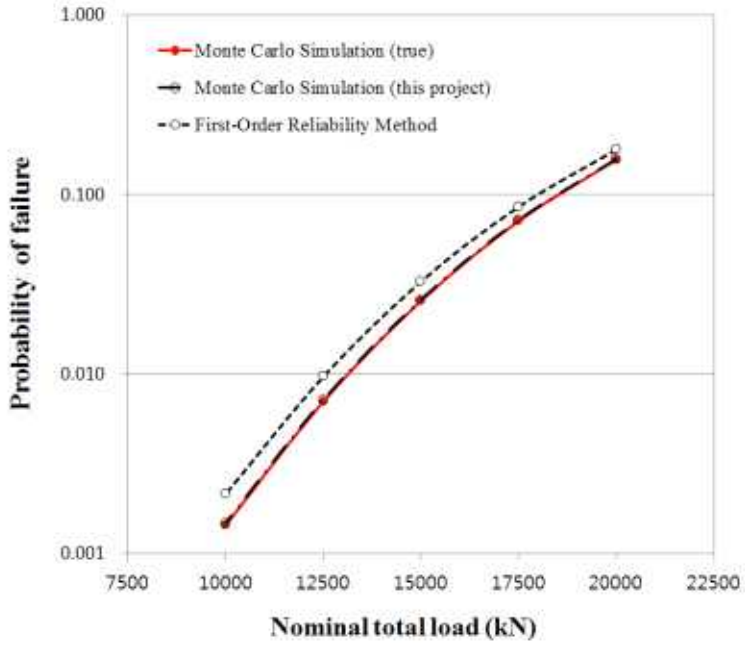
<그림 3.82> 50,000번 Simulation 결과에 대한 분포 히스토그램 (a)선단 지지력, (b)주면 마찰력, (c)사하중, (d)활하중, (e) 풍하중

직경이 3m이고 길이가 10m인 대구경 말뚝이 3개 지층에 걸쳐 설치되었다고 가정하였다. 각 층의 지반 물성은 아래와 같다. 말뚝 설계에 적용하는 하중은 초장대교량의 특성을 반영하여 사하중, 활하중 및 풍하중을 적용할 수 있도록 하였고, 사하중계수, 활하중계수, 풍하중계수는 각각 AASHTO 기준에서 제시하고 있는 1.35, 1.00, 0.4를 적용하였다. 신뢰성 해석은 전체 하중의 크기를 10MN에서 20MN까지 증가시키며 각 경우에 대한 파괴확률을 계산하였다.



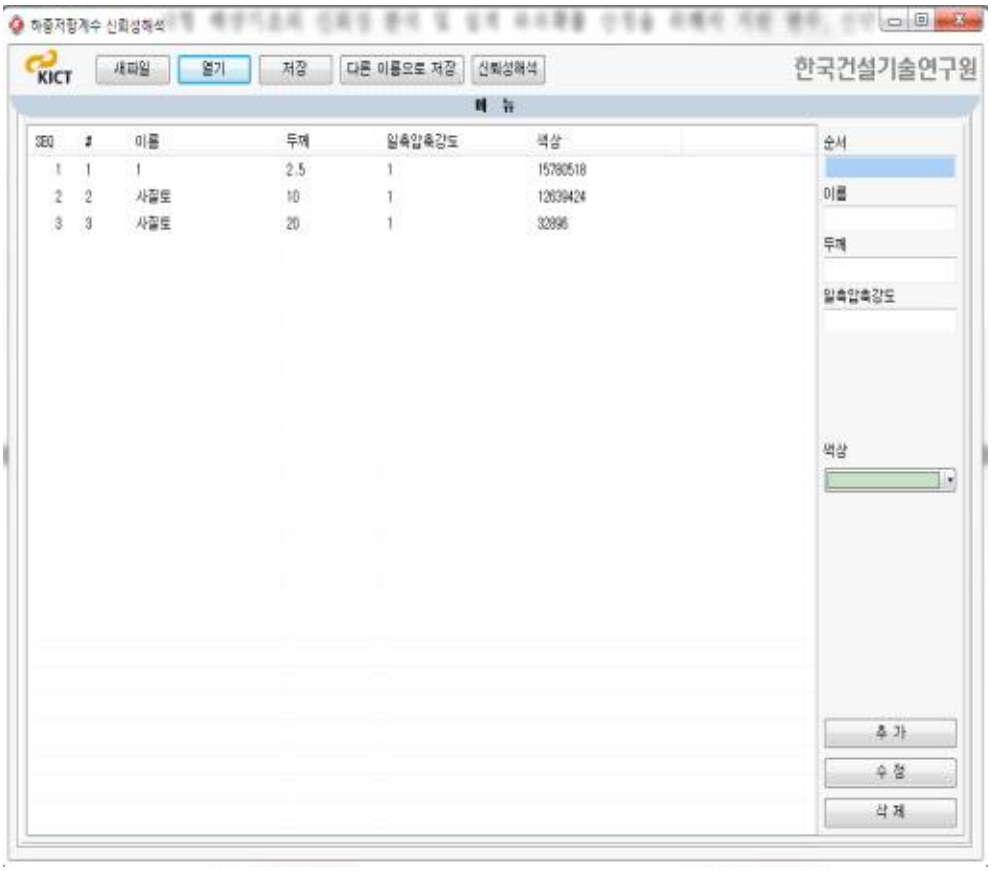
공학적인 문제에서 신뢰할 만한 결과를 주는 것으로 알려진 시뮬레이션 횟수는 약 50,000회에서 100,000회로 알려져 있으며, 본 연구에서는 보다 정확한 결과 산정을 위해서 1,000,000회 시뮬레이션을 적용하였다. 몬테카를로 시뮬레이션 1,000,000회 반복 재현 후 산정한 파괴확률 값과 일차신뢰도법으로 계산된 파괴확률 값을 비교하였다. 그 결과, 일차신뢰도법이 파괴 확률을 과대 평가하는 결과를 보였으며, 파괴확률 추정 오차가 크게는 약 50%정도까지 나는 것을 확인할 수 있었다.

하중	MCS(true)	MCS (this project)			FORM		
	Pf	Pf	편차	오차(%)	Pf	편차	오차(%)
20000	0.1557	0.1570	0.00126	0.81	0.1772	0.02151	13.81
17500	0.0709	0.0719	0.00098	1.38	0.0851	0.01420	20.04
15000	0.0255	0.0259	0.00046	1.79	0.0326	0.00718	28.20
12500	0.0070	0.0072	0.00017	2.46	0.0096	0.00264	37.75
10000	0.0014	0.0015	0.00005	3.22	0.0021	0.00071	49.21



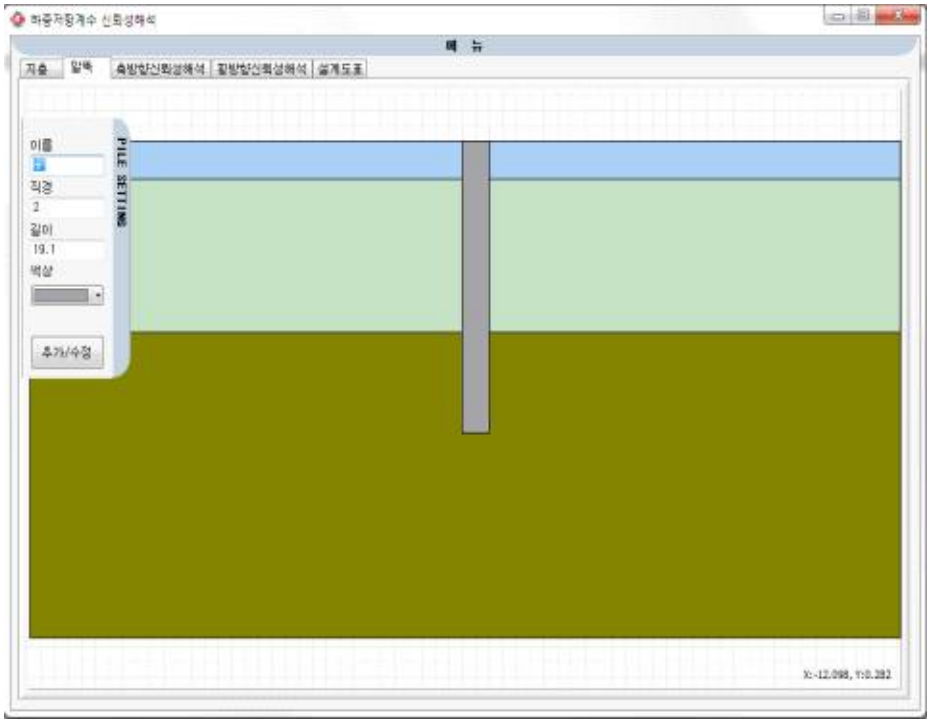
상기의 신뢰성 평가 프로그램을 바탕으로, 당해연도에는 주어진 지반(암반) 조건, 말뚝 조건, 하중 조건에 대하여 파괴확률(또는 신뢰도 지수)을 산정할 수 있고, 계산된 파괴확률에 대하여 저항계수를 산정할 수 있는 대형기초의 LRFD 설계 프로그램을 개발 중이다. 저항계수의 산정에 있어, 선단지지력과 주면마찰력에 대하여 각각 다른 값의 저항계수를 계산할 수 있고, 선단지지력과 주면마찰력을 더한 총 저항력에 대한 단일 저항계수를 산정할 수 있다. 본 프로그램에서는 선단지지력, 주면마찰력, 총 지지력에 대한 저항계수를 모두 제공함으로서 사용자의 편의성을 극대화 하였다. 기존의 기초 프로그램은 신뢰도 평가, 파괴확률 계산, 등가안전율 등의 정보를 제공하는데 초점을 두었지만, 새롭게 개발중인 LRFD 설계 프로그램은 실무자의 사용자 편의성을 높이고 주어진 지반 조건에 최적 LRFD 설계가 가능한 설계 도표를 제시할 수 있도록 개선하였다. 본 프로그램에서 고려 가능한 지반층 개수는 무한대에 가까우며 이는 말뚝의 지지력을 정밀히 산정하는데 필수적이다. 말뚝 지지력의 산정시 지반을 임의적으로 너무 광범위하게 나눌 경우 말뚝 지지력 예측의 불확실성을 가중시킨다. 기존의 문헌에 주어진 기초의 주면 지지력 및 선단 지지력에 대한 설계 공식 이용하여 말뚝의 연직하중에 대한 극한 한계상태를 규명하기 위하였으며, 하중 종류는 초장대교량 기초임을 고려하여 AASHTO LRFD 설계기준에서 저항계수 산정에 적용된 연직력이 지배적으로 작용하는

Strength I case와 함께, 풍화중에 대해서도 고려할 수 있도록 하였다. 개발된 신뢰성 평가 프로그램의 첫 번째 입력 그래픽 유저 인터페이스는 다음 그림 3.83과 같다. 본 화면 상부 라인에는 파일을 새로 생성하거나, 기존의 저장된 파일을 불러오고, 수정된 사항을 저장하는 기능을 탑재하였다. 그 밑에 메인 화면의 “지층” 탭을 클릭하면 지반 조건을 입력하는 난이 있다.



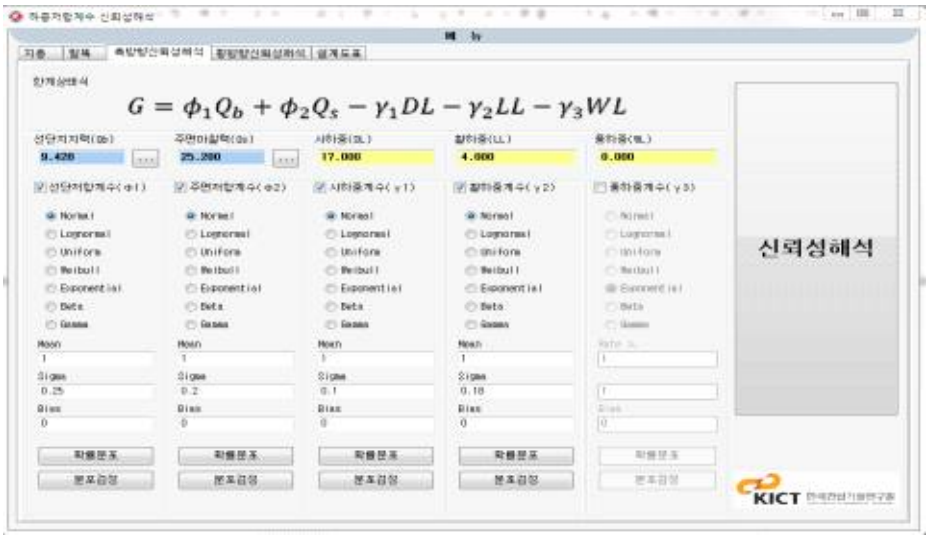
<그림 3.83> LRFD 설계 프로그램 Graphic User Interface (지반조건 입력 포함)

지층 조건을 입력하고 그 옆 탭인 “말뚝” 탭으로 옮기게 되면, 앞에서 입력된 지층 조건이 그림 3.84로 나타난다. 본 화면 왼쪽에는 말뚝의 이름, 직경, 길이, 색상을 입력할 수 있는 난이 있고, 말뚝 정보의 입력을 마치면 아래 그림과 같이 지층에 근입된 말뚝이 표시된다.

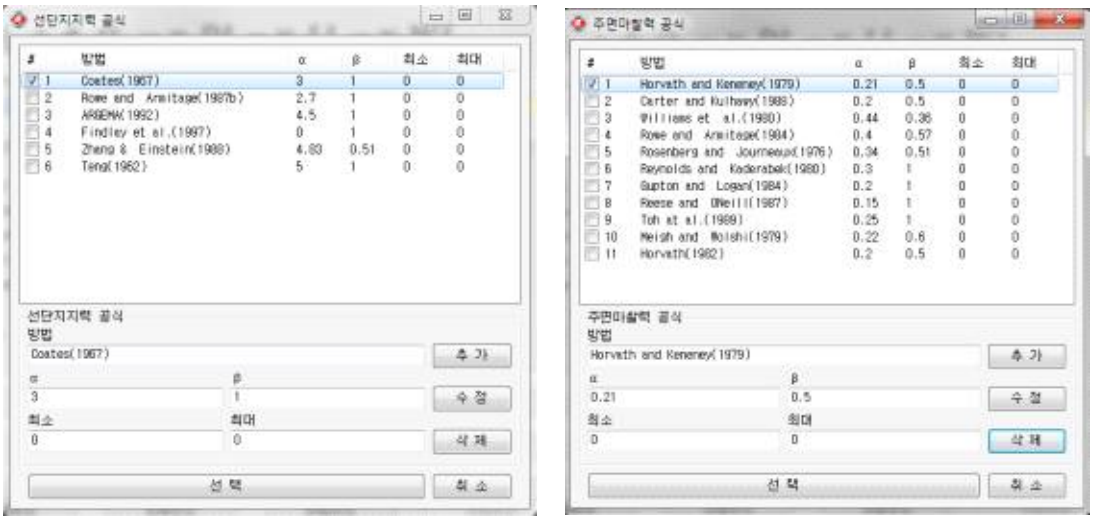


<그림 3.84> LRFD 설계 프로그램 말뚝 정보 입력창

“말뚝” 탭 옆의 “축방향신뢰성해석” 탭에서는 선단지지력 및 주면마찰력 예측식을 선정하게 된다. 각각의 예측식을 선정하기 위해서 선단지지력과 주면마찰력 아래 텍스트 박스 옆 ... 버튼을 누르면 그림 3.109와 같이 선단지지력과 주면마찰력 공식을 선정할 수도 있고, 식을 자체적으로 제시할 수 있는 경우, user define 형식으로 식을 만들 수도 있다. 본 예제에서는 선단지지력과 주면마찰력 예측식으로 각각 Coates (1967) 식과 Horvath and Keneney (1979) 식을 사용하였다.



<그림 3.85> LRFD 설계 프로그램 지지력 산정 및 불확실성 입력화면



(a)선단지지력 공식 선정 탭 (b)주면마찰력 공식 선정 탭

<그림 3.86> LRFD 설계 프로그램 선단지지력 및 주면마찰력 공식 화면

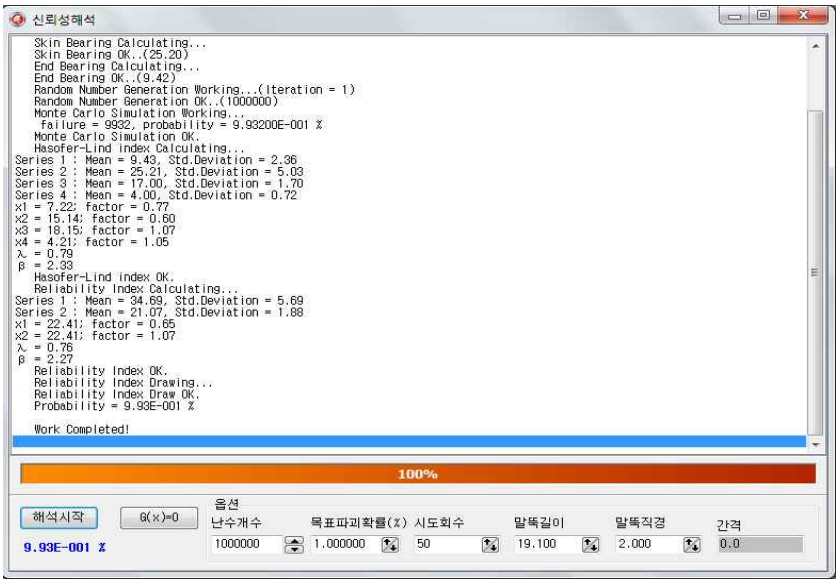
선단지지력과 주면마찰력 예측식을 선정한 다음, 설계하중을 하중별로 입력하고, 하중 및 저항에 대한 확률밀도함수를 선택한다. 아래에서 설명하는 프로그램 구동 예제에서는 계산이 편의를 위해서 선단지지력, 주면마찰력, 사하중, 활하중이 모두 정규분포를 따른 다고 가정하였으며, 각각의 평균과 표준편차를 입력하였다.

프로그램 메인 화면 오른쪽의 “신뢰성해석”의 큰 버튼을 누르게 되면 메인화면 아랫부분의 “옵션” group에 입력창 등이 있다. 여기에서는 신뢰성 분석을 위한 기본 정보를 입력해야 한다. 우선 파괴확률을 구하기 위하여 수행해야 할 난수발생을 통

한 말뚝 해석의 재현 횟수(N)을 정한다. 개발된 프로그램의 정확도는 파괴확률을 계산하기 위한 해석의 재현 횟수(N) 선정이 중요하다. 기존의 다양한 연구자들이 파괴 확률을 구하기 위한 해석의 합리적인 재현 횟수(N)를 제시하였다. 적정 시뮬레이션 횟수는 신뢰수준(confidence level), 파괴확률, 파괴확률의 허용 에러 범위에 따라 결정되며 다음 식을 이용하여 합리적인 재현 횟수(N)를 결정하기를 제안하였다(Fishman 1995).

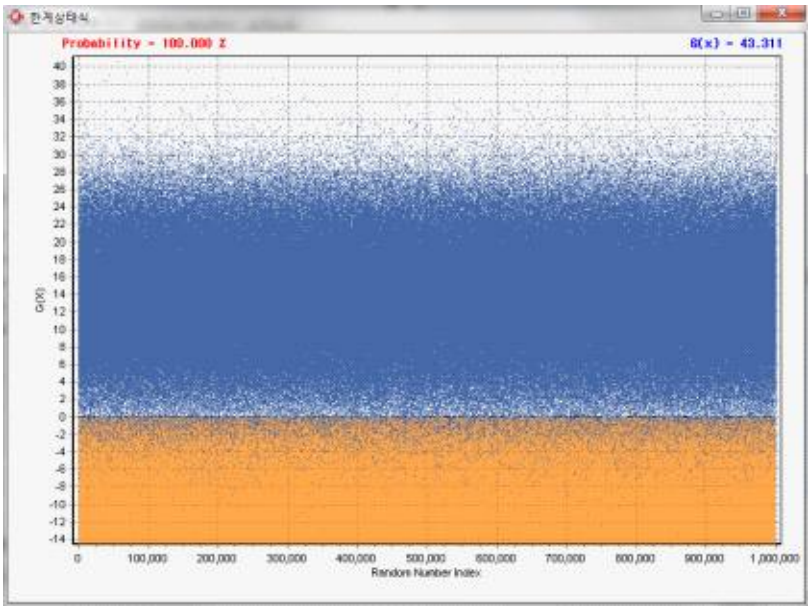
$$N = \frac{P_f\ (1-P_f)}{\delta\,\epsilon^2} \tag{3.10}$$

여기서, P_f는 파괴확률, δ는 1-(신뢰수준/100), ϵ는 파괴확률의 오차 범위이다. 하지만 합리적인 재현 횟수(N) 산정은 변수의 상관관계, 불확실성을 가지는 변수의 개수, 현상에 따라 달라지기 때문에, 반드시 어느 정도의 재현 횟수(N)에서 수렴하는지 확인하고 결정해야 한다. 따라서 본 프로그램에서는 난수재수(=재현 횟수)를 충분히 크게 입력하여 수렴정도를 확인할 수 있도록 하였다. 또한 말뚝의 조건을 바꾸어가며 설계를 해야 하는 점을 고려하여, 말뚝 정보를 수정이 용이하게 해석창에서도 말뚝의 정보를 수정할 수 있게 하였다.



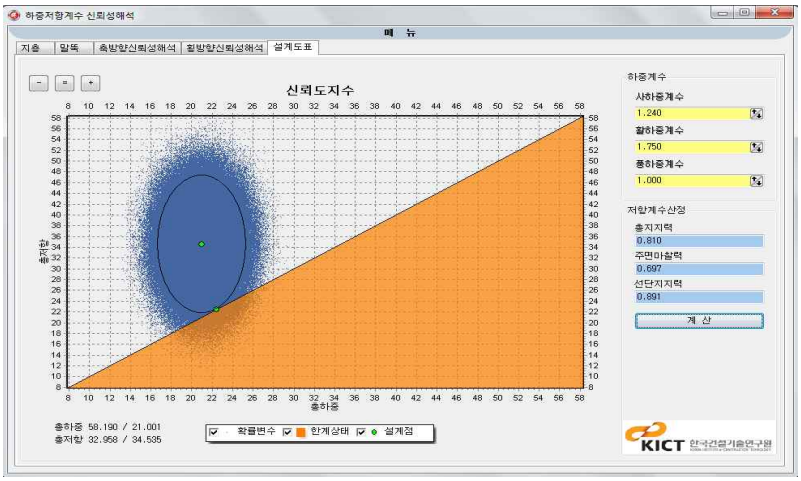
<그림 3.87> 신뢰성 분석 조건 입력 및 해석창

G(x)=0 버튼을 누르게 되면 앞에서 수행한 1,000,000회 재현에 대하여 한계상태식 {G(x)=저항-하중=0}으로부터 안전여유율이 얼마나 있는지를 현황으로 보여준다. 아래 오렌지색의 영역에 들어간 점들은 모두 파괴된 경우이다. 파괴확률을 구하기 위하여 충분한 수(1,000,000번)의 말뚝 해석의 재현을 하였으며, 파괴(저항 - 하중 ≤ 0)의 경우의 수는 9,932이였다. 따라서 파괴확률은 파괴 경우의 수에 전체 시뮬레이션 회수로 나눈 값(0.009932)이다.

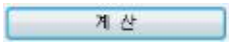


<그림 3.88> 재현된 안전여유률 현황

재현된 1,000,000개의 경우를 시각적으로 보여주기 위하여 2차원인 총하중과 총저항을 축으로 가지는 그래프로 표시하였다. 여기서 파란색 점이 재현된 점들이며, 타원형으로 표시된다. 주황색 경계면(파괴면: 총저항-총하중 = 0)에 접하는 점이 가장 파괴확률이 높은 점이다(그림 3.89).

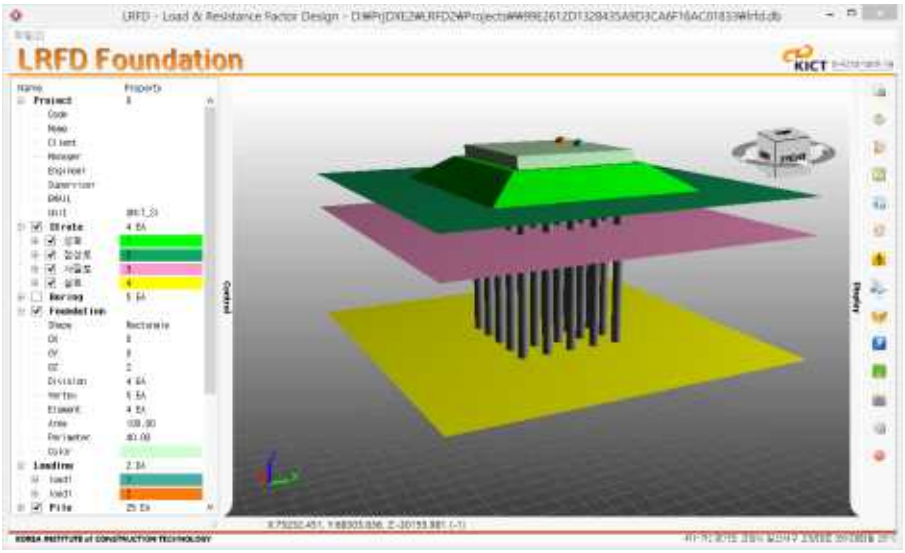


<그림 3.89> 신뢰도지수 결과

그림의 신뢰성분석 화면 마지막으로 오른쪽에 있는 

버튼을 누르게 되면 말뚝의 총 지지력에 대한 저항계수와 말뚝의 선단지지력과 주면마찰력에 대한 저항계수가 계산이 된다. 본 연구의 대구경 해상파일 신뢰성 분석 시스템은 몬테카를로 시뮬레이션(MCS: Monte Carlo Simulation) 기법을 바탕으로 개발되었다. 일반적으로 몬테카를로 시뮬레이션은 충분한 시뮬레이션 횟수를 수행했을 경우 신뢰성 분석 기법 중에 가장 정확한 결과를 주는 기법이다. 다양한 지층조건을 반영할 수 있고, 무리말뚝(group pile)의 하중 분담 및 신뢰성기반 LRFD 설계가 가능하도록 수정된 프로그램의 추가 개발 내용은 다음과 같다.

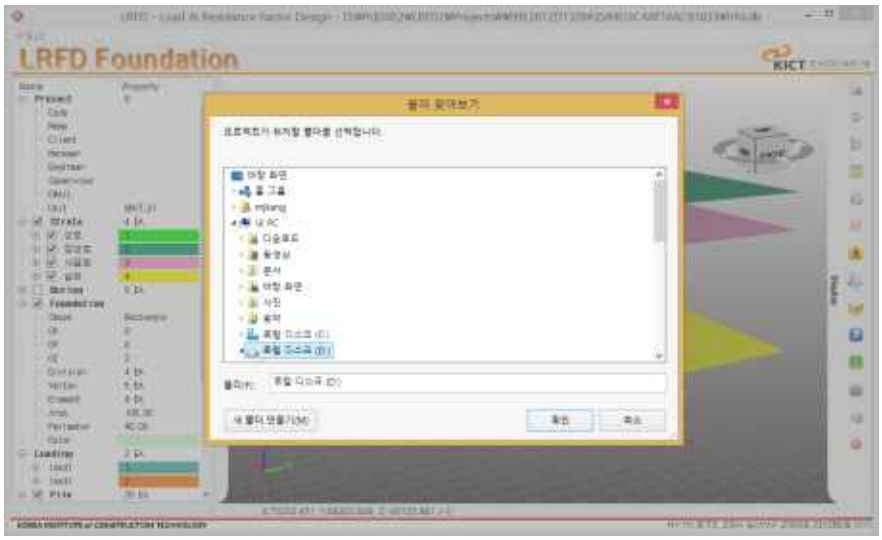
추가로 개발된 프로그램의 초기화면은 정보트리, 화면, 메뉴, 제어판으로 구성되어 있다.



<그림 3.90> 프로그램의 초기화면

정보트리창은 해석에 사용하는 데이터의 내용을 화면에서 트리의 형태로 볼 수 있도록 구성되어 있다. 데이터의 종류로는 프로젝트 기본정보, 지층정보, 기초정보, 하중정보, 말뚝정보, 지하수위정보 등이 있다. 체크박스로 이루어진 정보는 화면에 표시여부를 결정할 수 있다. 화면은 그래픽 엔진을 통해 3차원 공간을 수학적으로 2D 이미지로 투영하여 화면에 표현하는 곳으로 데이터의 확인 및 결과의 확인에 사용한다. 메뉴에는 프로젝트 관리자, 데이터의 입력 및 편집, 해석, 결과확인 등으로 구성되어 있다.

본 프로그램은 프로젝트 단위로 데이터를 관리하므로 프로젝트 단위가 저장될 작업디렉토리를 지정하는 작업을 한다. 작업디렉토리는 추후에 변경할 수 있으며 이전에 지정된 작업디렉토리를 다시 지정하게 되면 이전 프로젝트 정보를 그대로 다시 사용할 수 있다.



<그림 3.91> 작업디렉토리지정

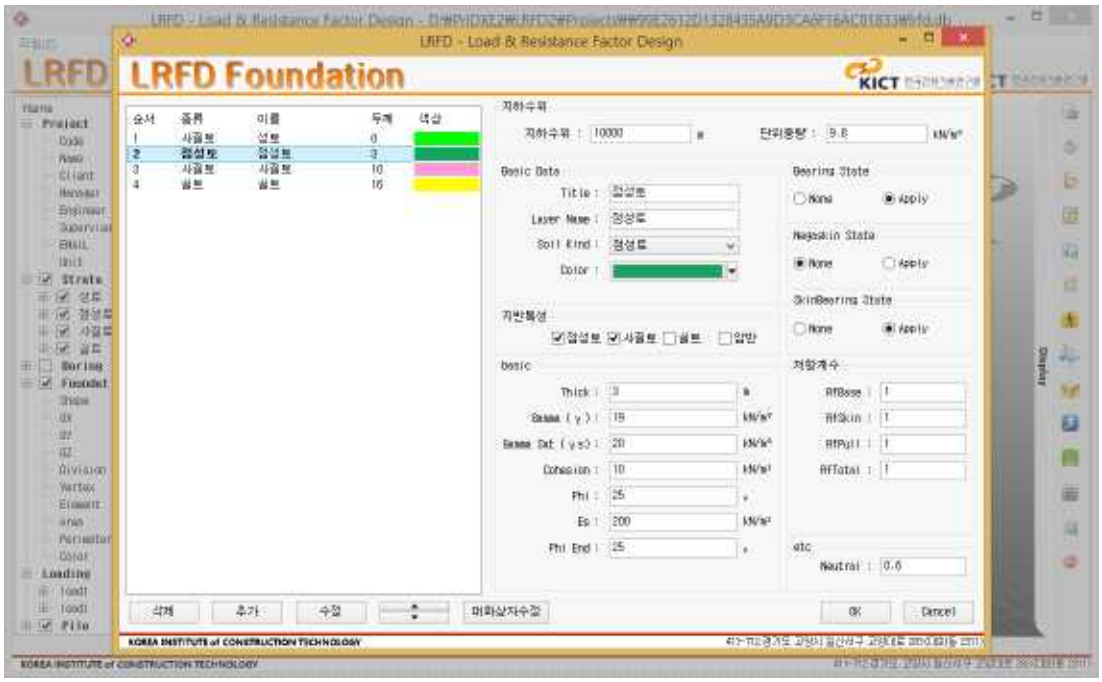
프로젝트 관리자는 작업디렉토리를 지정하고 나면 현재 작업디렉토리에 프로젝트를 생성하거나 기존 프로젝트에 대한 수정 및 삭제 등의 작업을 할 수 있다. 프로젝트 관리자 오른쪽 상단에는 프로젝트의 스케치 화면이 출력되고 아래에는 프로젝트에 대한 간단한 내용이 출력된다.



<그림 3.92> 프로젝트 관리자

- 추가 : 단위 프로젝트를 새롭게 추가하는 기능 및 새로운 프로젝트 그룹을 생성한다.
- 수정 : 기존 프로젝트의 기본정보를 수정할 수 있다.
- 삭제 : 기존 프로젝트 및 프로젝트 그룹을 삭제할 수 있다. 현재 사용중인 프로젝트는 삭제할 수 없으며 프로젝트 그룹 하부에 프로제트가 존재하면 삭제할 수 없으므로 하부의 프로젝트를 삭제한 후에 그룹을 삭제할 수 있다.
- 백업 : 프로젝트를 백업하는 기능으로 사용자가 지정한 위치에 프로젝트백업파일을 저장한다. 선택한 프로젝트의 하부내용을 모두 백업하므로 불필요한 파일은 사전에 삭제하여 백업파일의 용량을 초소화한다.
- 복원 : 백업된 프로젝트를 복원하여 작업디렉토리에 생성하는 기능으로 프로젝트를 이동하거나 공유할 수 있도록 해준다.
- 복사 : 복사기능은 백업기능과 유사한 기능을 하지만 따로 백업파일을 만들지 않고 모든 내용을 새로운 프로젝트에 그대로 복사하는 기능을 한다.
- 가져오기 : 데이터 파일을 가지고 새로운 프로젝트를 생성한다.

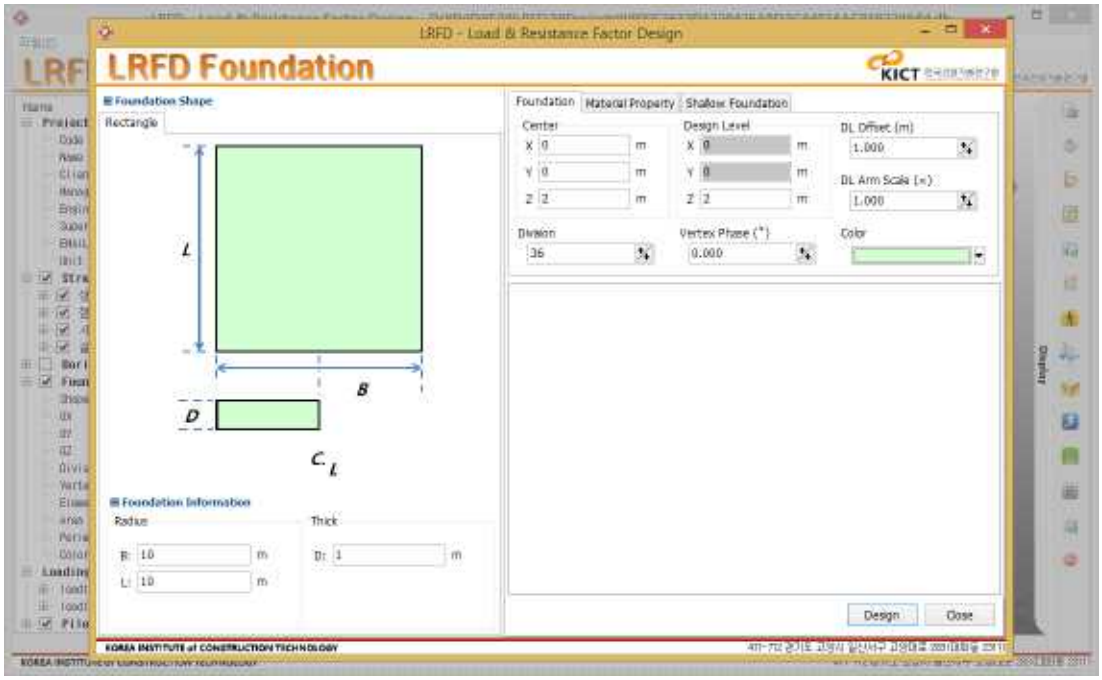
지층정보는 지층별로 기본정보를 관리하는 작업으로 지층에 따라 토질물성값, 토질특성, 저항계수, 지지여부, 지하수위 등을 입력하거나 수정할 수 있고 지층의 순서도 변경할 수 있다. 해석방법에 따라 별도로 입력해야 하는 정보는 해석방법관리에서 작업하도록 한다. 순서 1번의 지층은 성토층으로 프로젝트의 생성과 동시에 만들어 지며 기본적으로서 삭제할 수 없으며 두께를 제외한 나머지 물성값은 수정이 가능하다.



<그림 3.93>지층정보 편집

- 삭제 : 선택된 지층을 삭제한다.
- 추가 : 입력된 정보로 새로운 지층을 구성한다.
- 수정 : 지층정보를 수정한다.
- ▲▼ : 지층의 순서를 변경한다.

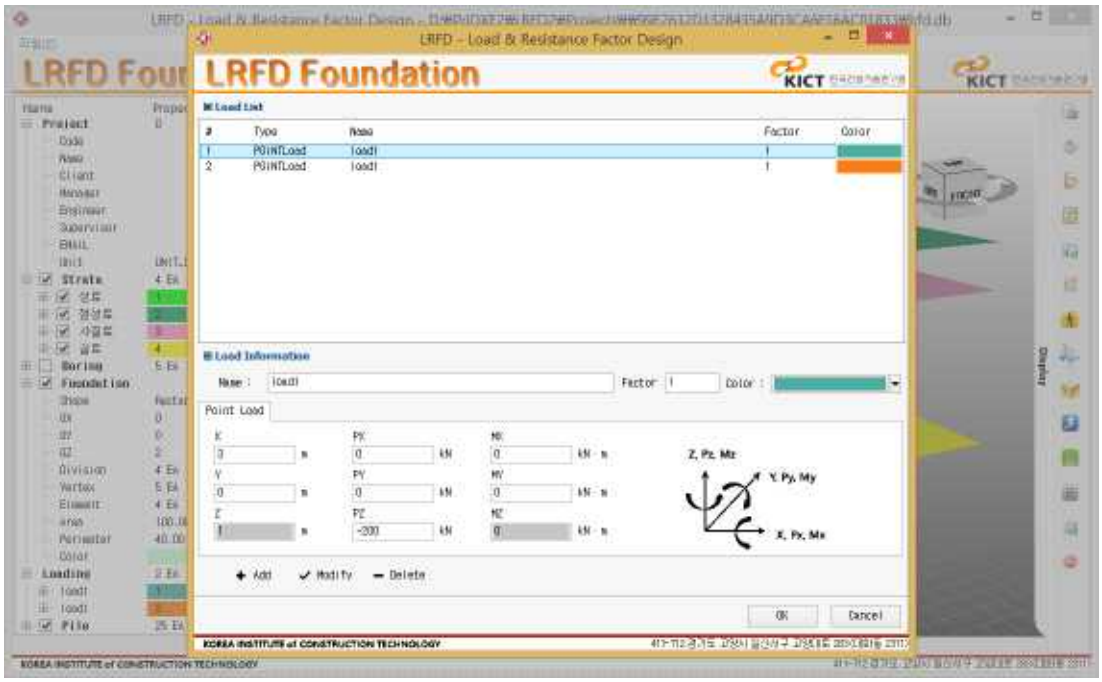
기초정보는 지반에 기초를 설치하는 작업으로 사각형 크기와 설치위치 그리고 계획고를 입력한다. 계획고가 양수이면 성토가 되고 음수이면 절토가 된다.



<그림 3.94> 기초정보 편집

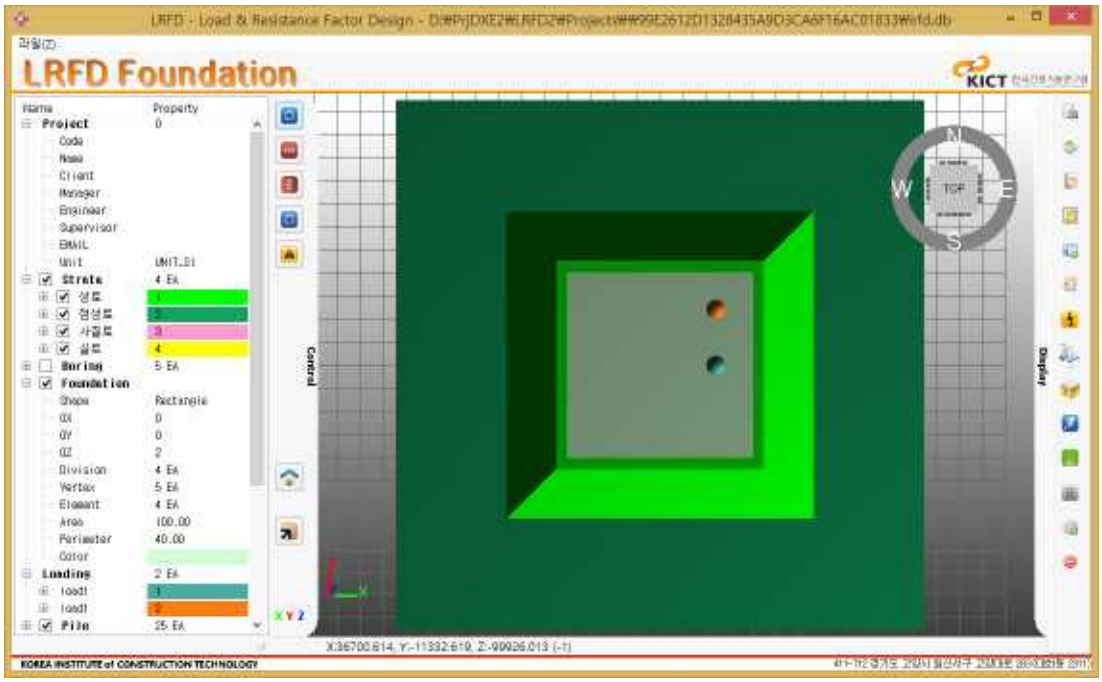
- Design : 입력된 기초의 크기와 계획고를 이용해서 절토 혹은 성토작업을 한 후 지정한 위치에 기초를 설치한다.
- Color : 기초의 색상을 변경한다.

하중정보는 기초에 작용하는 하중을 입력한다. 하중의 작용점은 기초의 중심점을 기준으로 입력하며 하중의 종류는 집중하중으로 세 방향의 하중과 회전모멘트를 제외한 X, Y 방향의 모멘트를 입력한다. 입력된 하중은 기초의 상단에 반구의 형태로 표현된다.



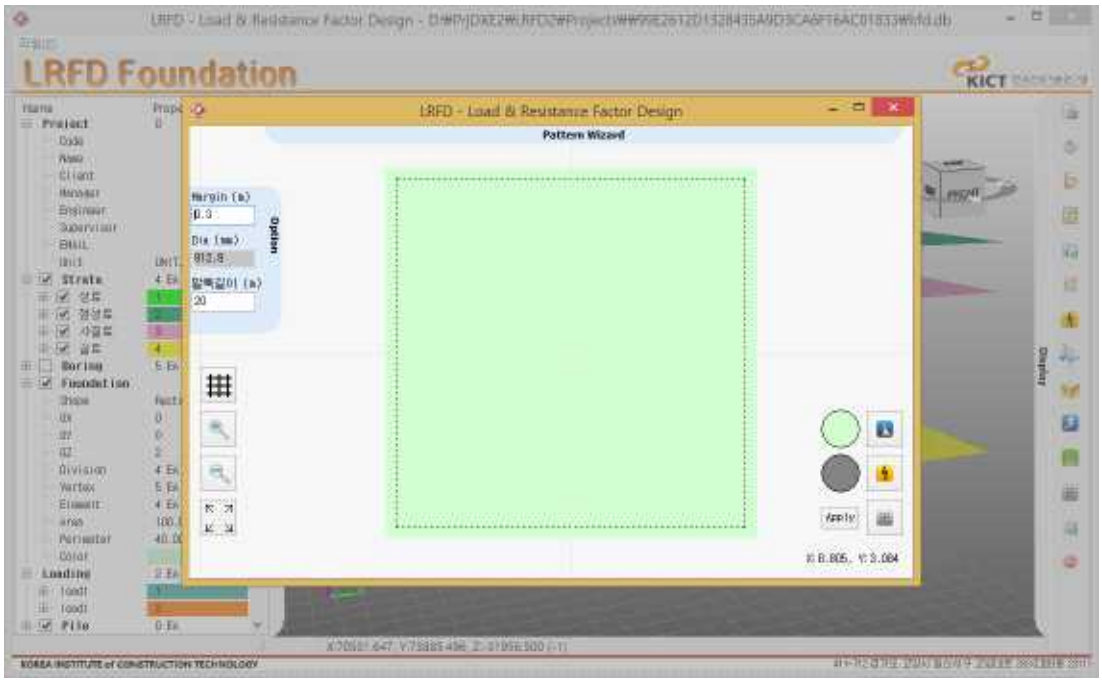
<그림 3.95> 하중정보 편집

- Factor : 하중계수
- X : X 방향 하중 작용 위치
- Y : Y 방향 하중 작용 위치
- Z : Z 방향 하중 작용 위치
- PX : X 방향 하중
- PY : Y 방향 하중
- PZ : Z 방향 하중
- MX : X방향 모멘트
- MY : Y방향 모멘트
- MZ : 사용하지 않음

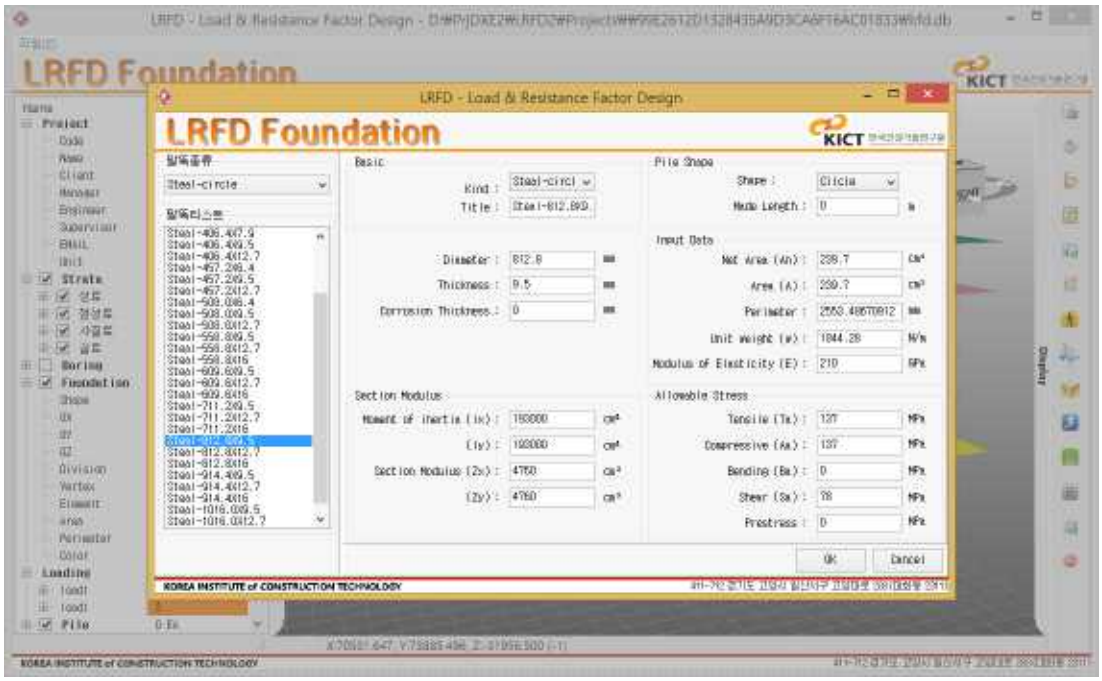


<그림 3.96> 하중 모습

기초를 설치한 후에는 말뚝을 배열하는 작업을 한다. 말뚝을 배열하기에 앞서 기초의 여유폭을 설정하고 말뚝의 길이를 결정한다. 다음으로 사용할 말뚝을 데이터베이스에서 선택한다.

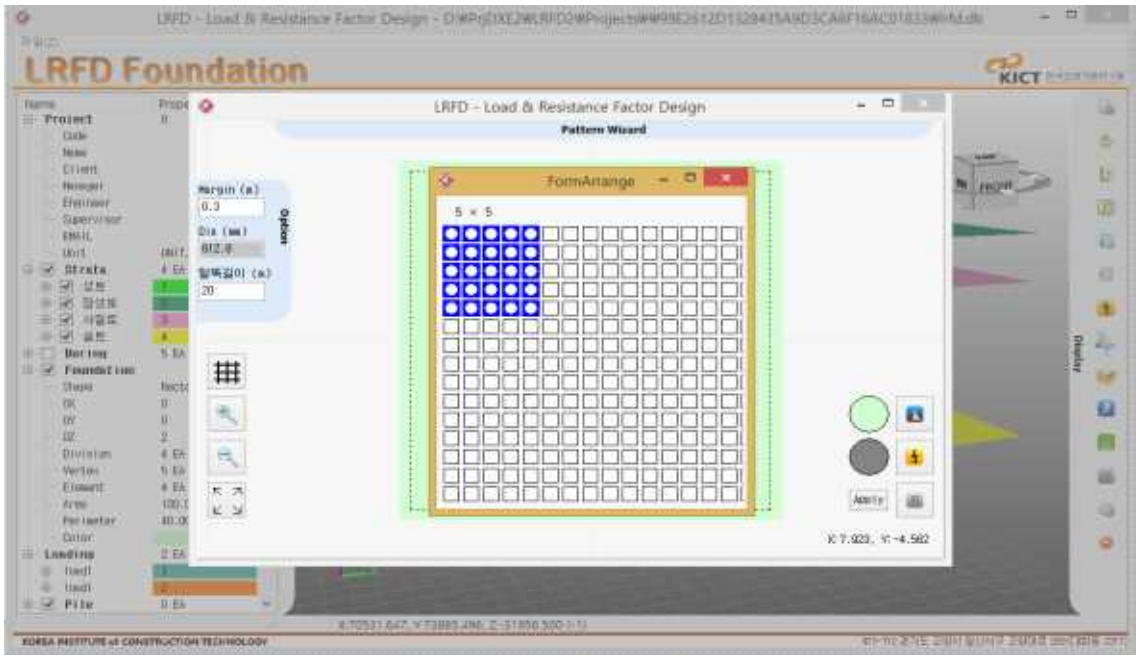


<그림 3.97> 말뚝배열 화면



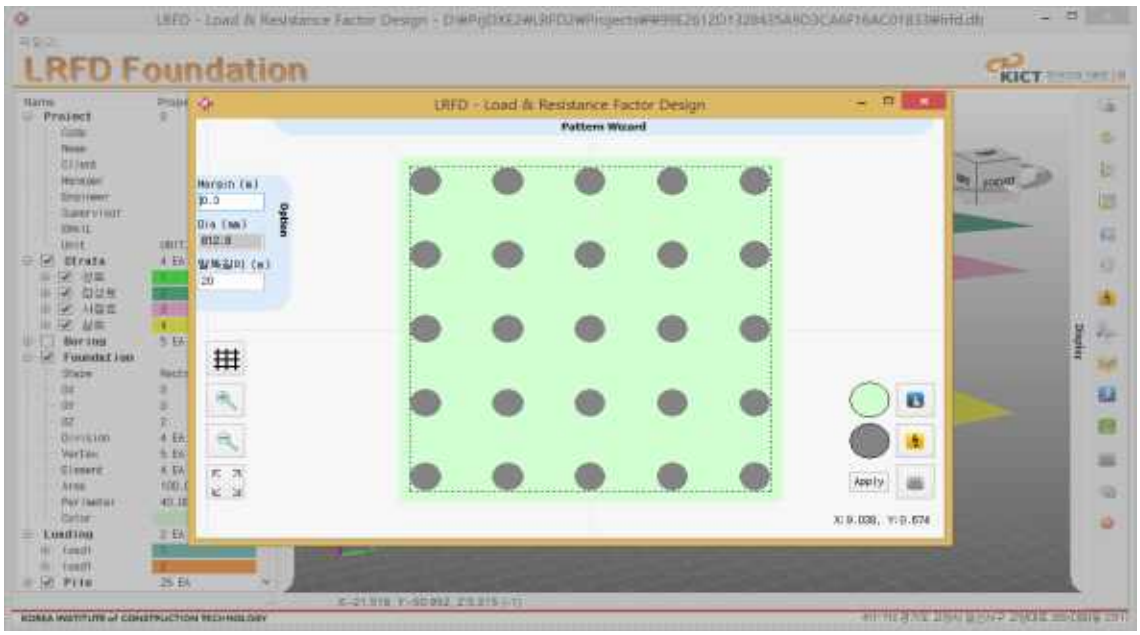
<그림 3.98> 말뚝선택 화면

말뚝의 배열은 최소간격과 최대간격을 고려하여 말뚝의 행과 열의 개수를 선택한다. 프로그램에서 최대 및 최소로 설치할 수 있는 행과 열의 개수를 초기값으로 결정해준다. 따라서 사용자는 이 범위에서 적당한 말뚝의 개수를 결정하면 된다.



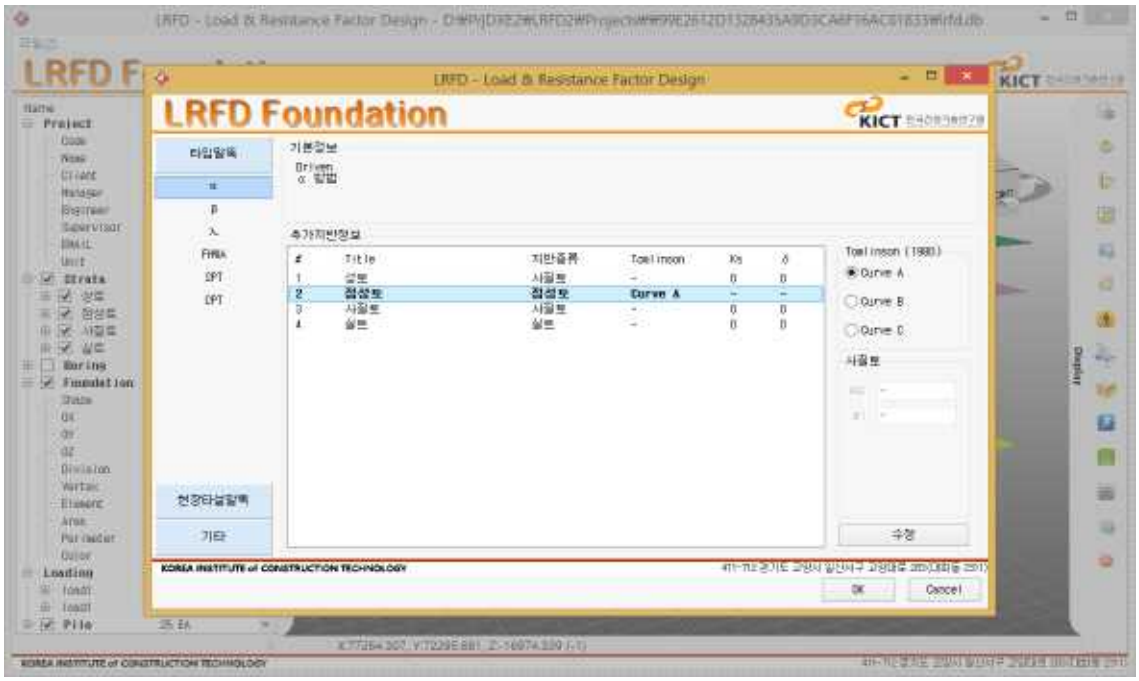
<그림 3.99> 말뚝배열 화면

말뚝배열이 완료되고 나면 Apply를 눌러 말뚝을 설치한다.



<그림 3.100> 말뚝배열완료 화면

말뚝의 해석방법을 선택하고 각각의 해석방법에서 요구하는 토질물성정보를 수정하는 작업을 진행한다. 왼쪽에서 타입말뚝과 현장타설말뚝중에서 선택하면 각 말뚝 종류에 따른 해석방법이 나타난다. 이중에서 하나의 방법을 선택하면 된다.

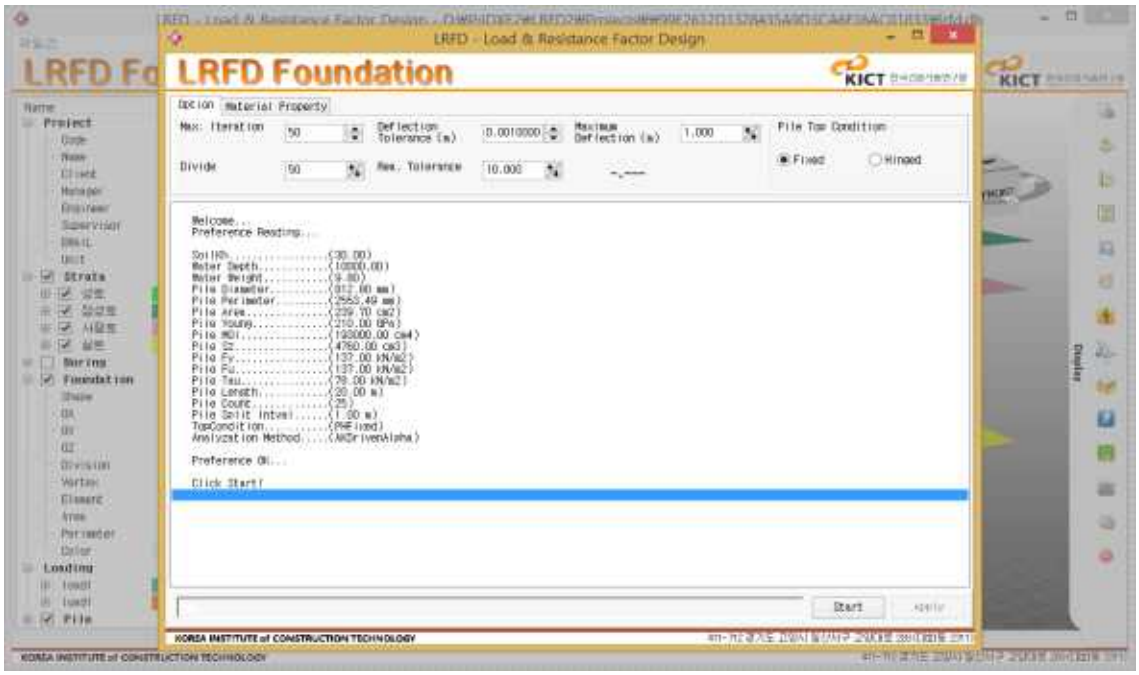


<그림 3.101> 타입말뚝 해석방법 선택화면

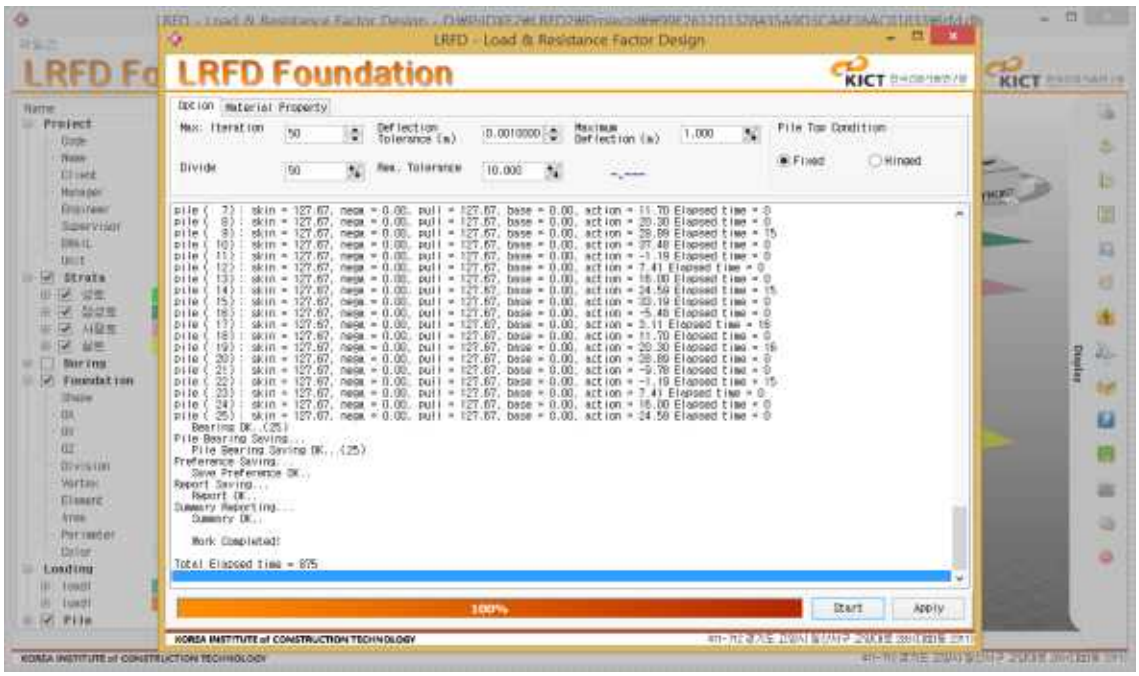


<그림 3.102> 현장타설말뚝 해석방법 선택화면

입력된 자료를 바탕으로 해석작업을 실시하면 아래와 같은 화면이 출력된다. 여기서는 해석에 필요한 기본정보가 표시되고 입력값에 이상이 없으면 Start를 눌러 해석작업을 실시한다.

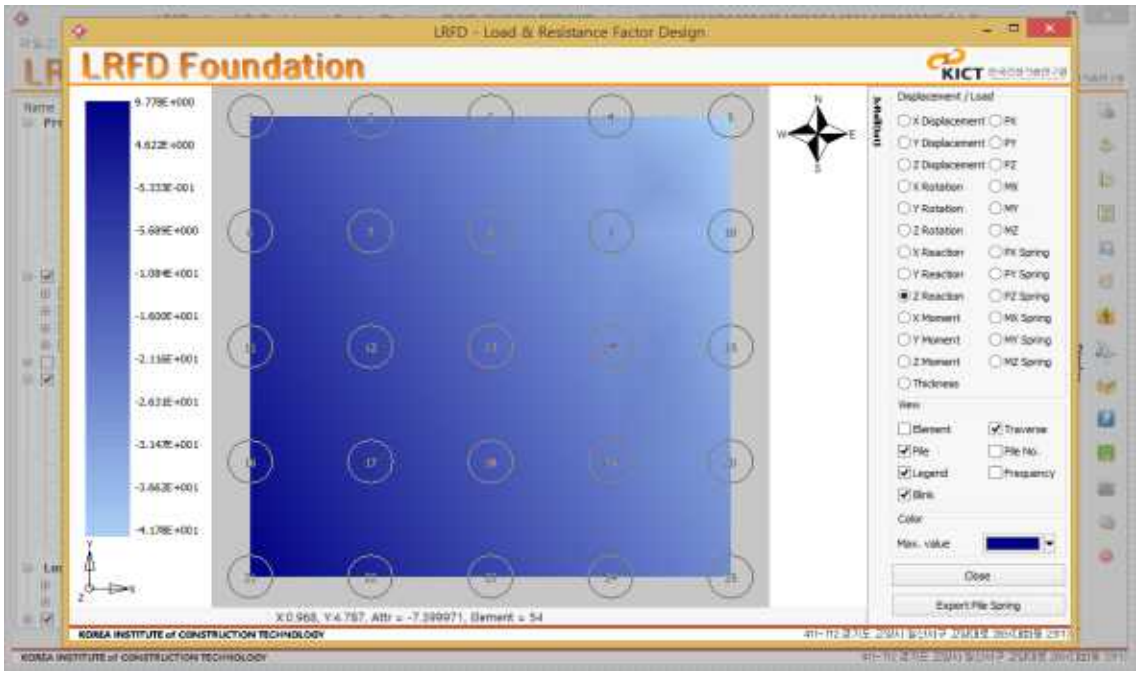


<그림 3.103> 해석전 화면

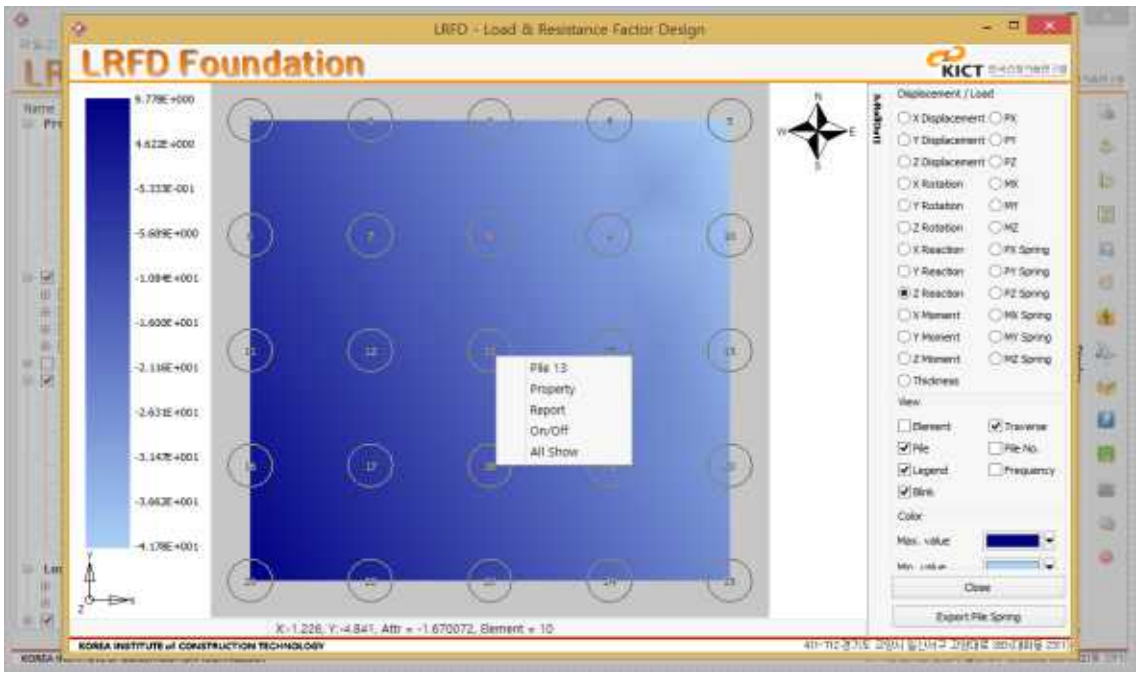


<그림 3.104> 해석후 화면

해석을 완료된 후 말뚝으로 분배된 하중과 변위 등을 확인할 수 있다. 화면의 왼쪽에는 최대값과 최소값의 분포를 보여주는 범례표, 중앙에는 해석결과를 음영으로 표현하며, 우측에는 표현이 가능한 결과 항목이 표시된다.

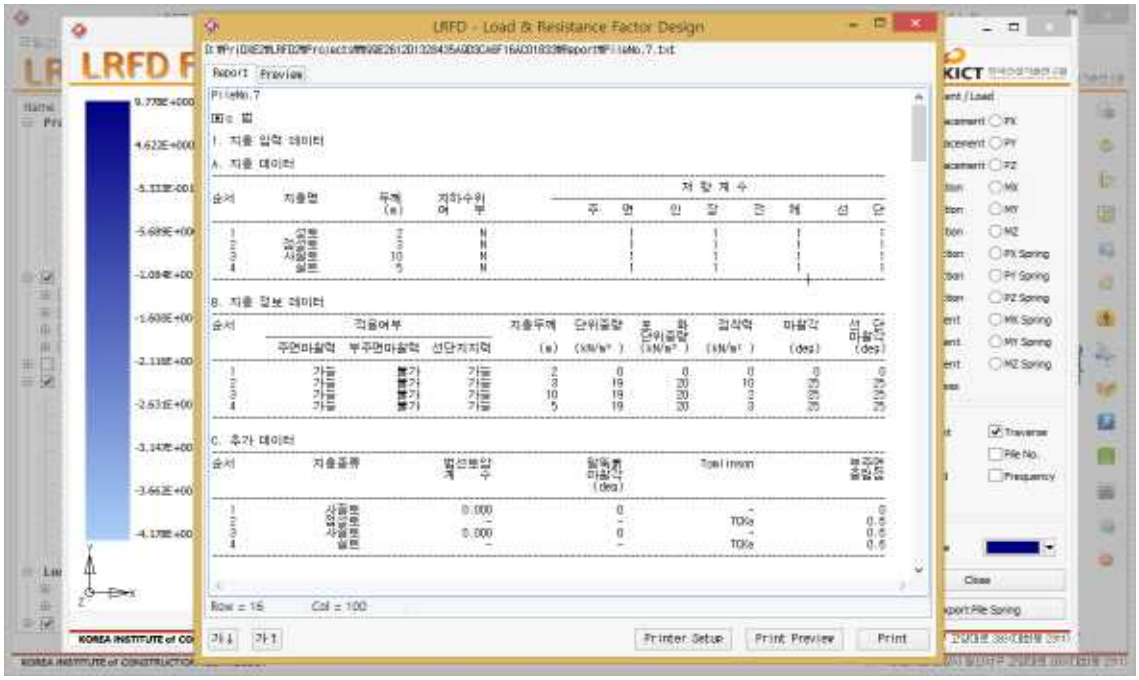


<그림.3.105> 해석결과(2D) 화면

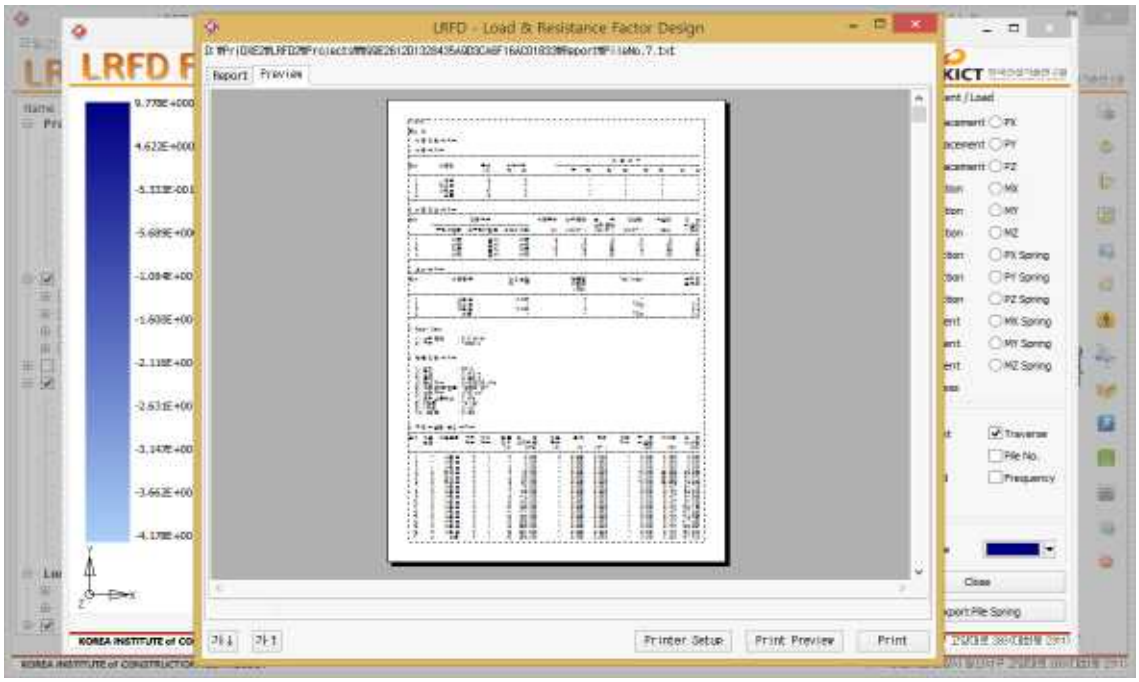


<그림 3.106> 말뚝선택 화면

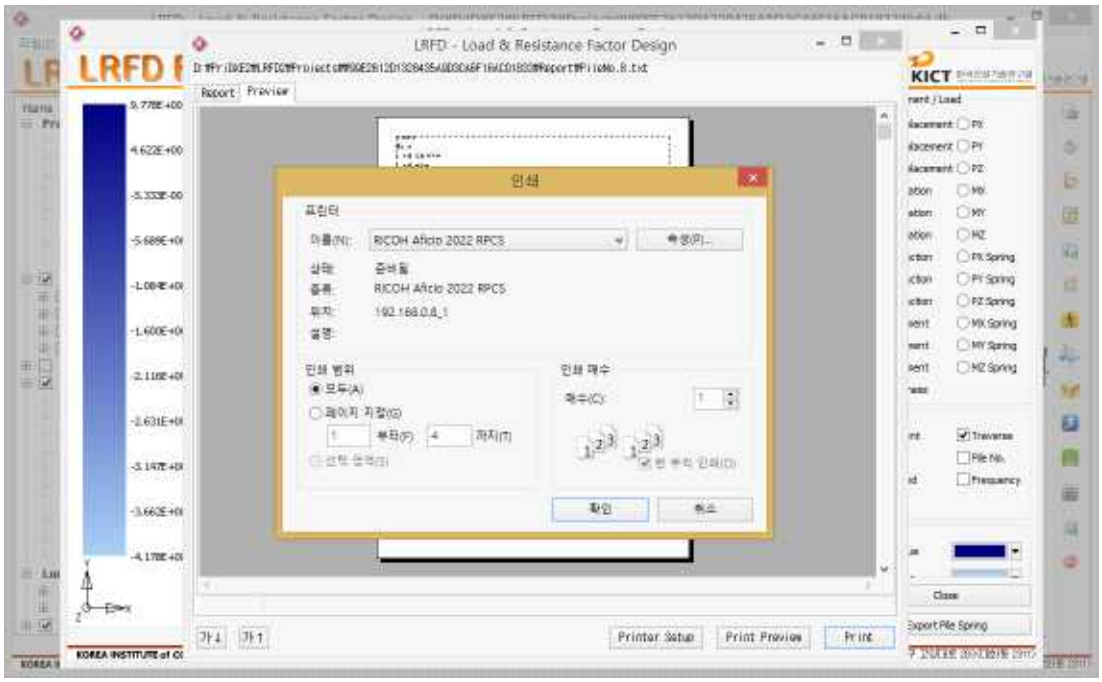
해석결과보기 화면에서 말뚝을 선택한 후 메뉴에서 리포트를 확인할 수 있다. 리포트는 텍스트 형식으로 출력되며 미리보기를 통해 확인 후 출력할 수 있다.



<그림 3.107> 리포트 보기 화면

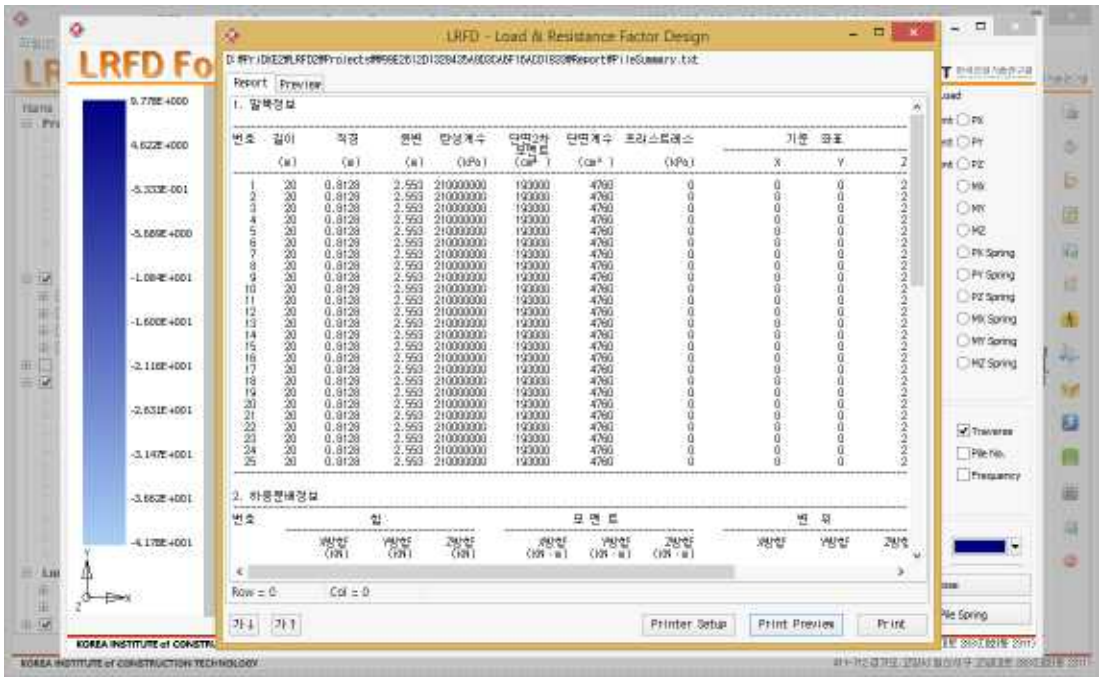


<그림.3.108> 리포트 미리보기 화면

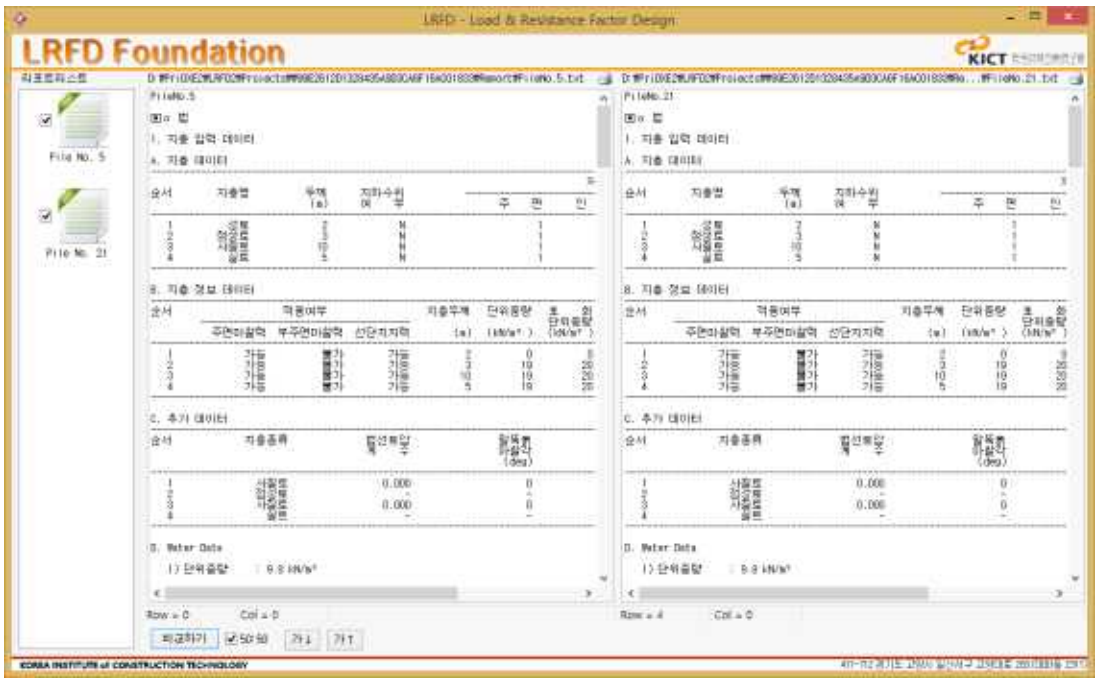


<그림 3.109> 리포트 출력 화면

모든 말뚝에 대한 해석결과를 요약한 리포트를 확인 및 출력한다.

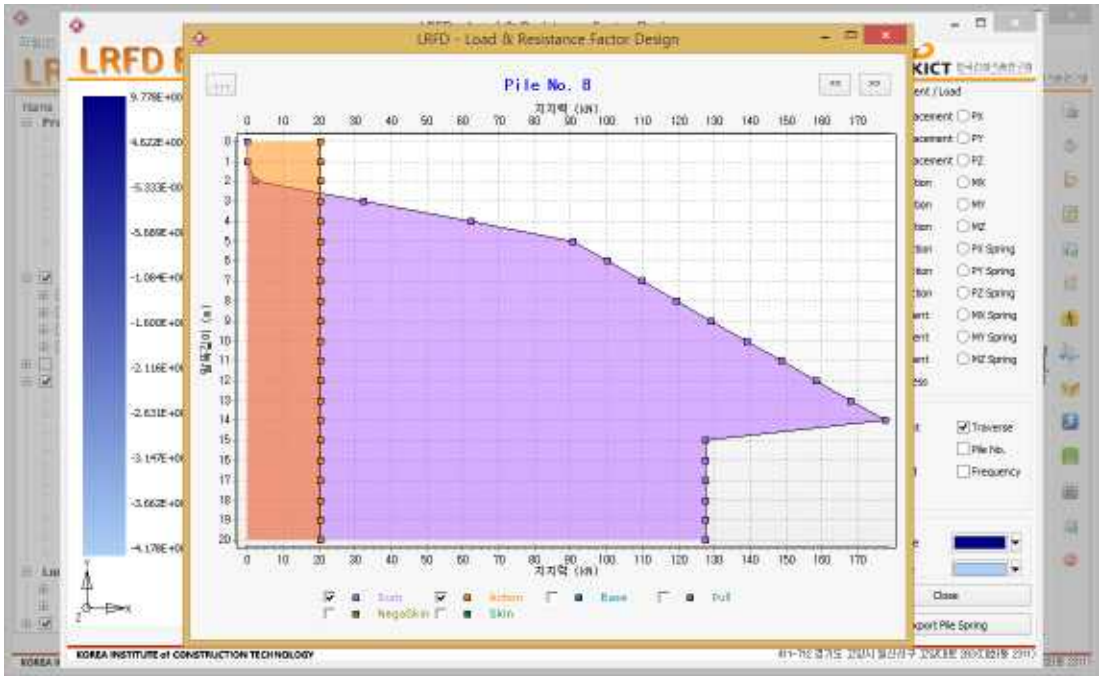


<그림.3.110> 요약 리포트 출력 화면

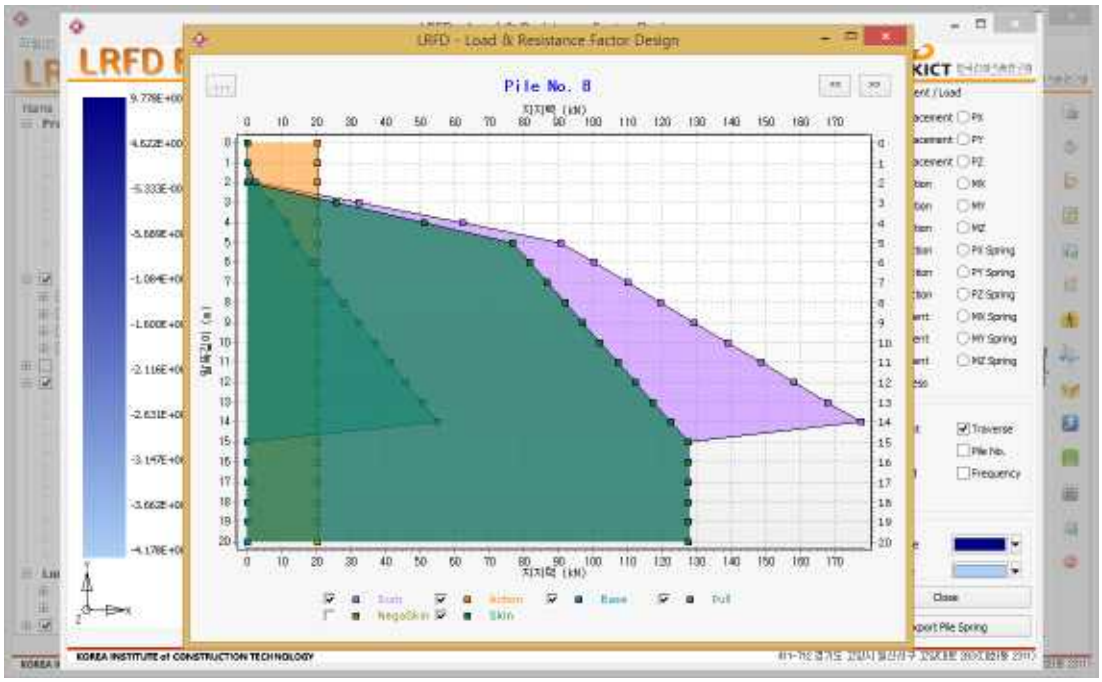


<그림 3.111> 리포트 비교 화면

지지력 평가결과를 리포트로 확인할 수 있지만 차트를 통해 깊이별로 지지력의 변화를 확인할 수 있다.

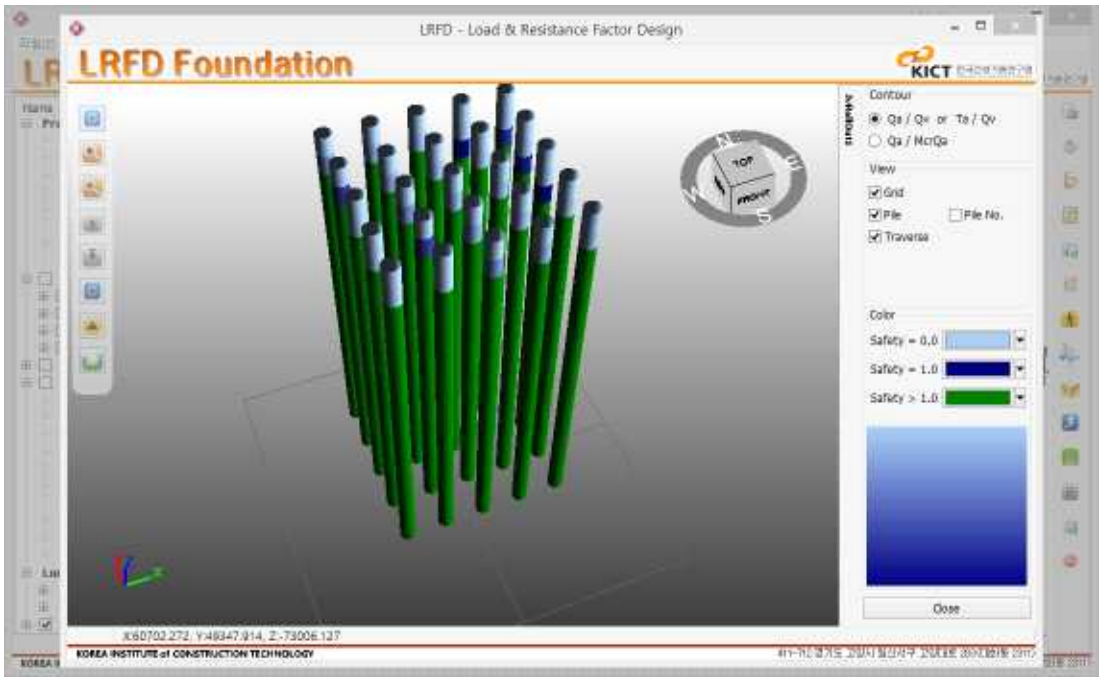


<그림 3.112> 지지력 그래프 화면

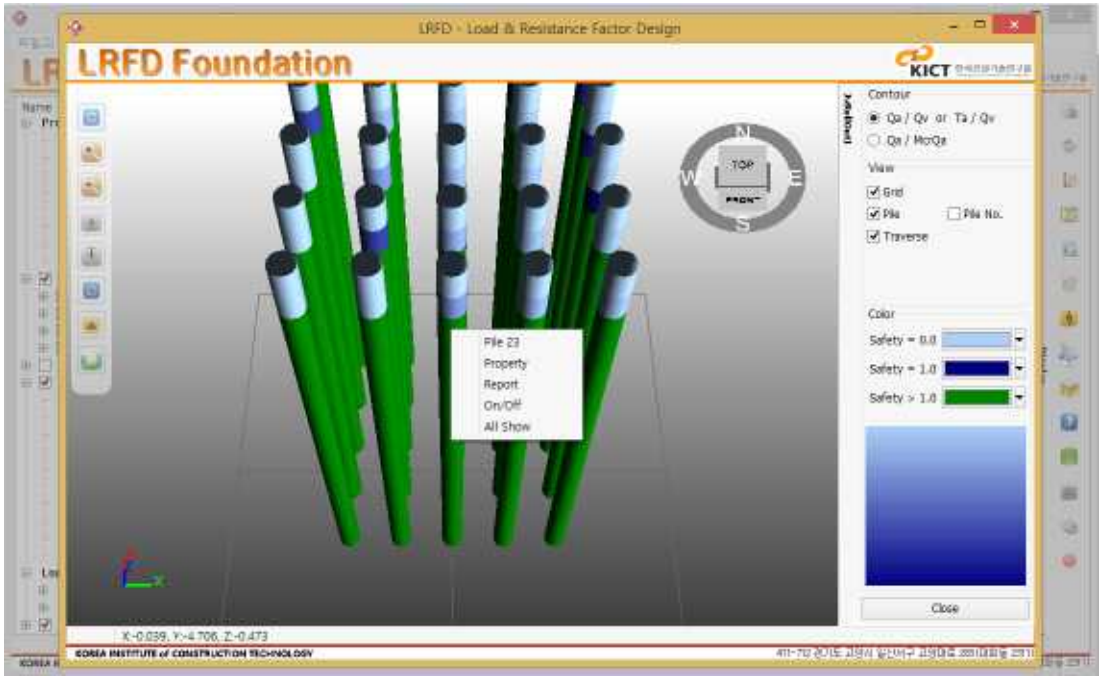


<그림 3.113> 지지력 그래프 화면

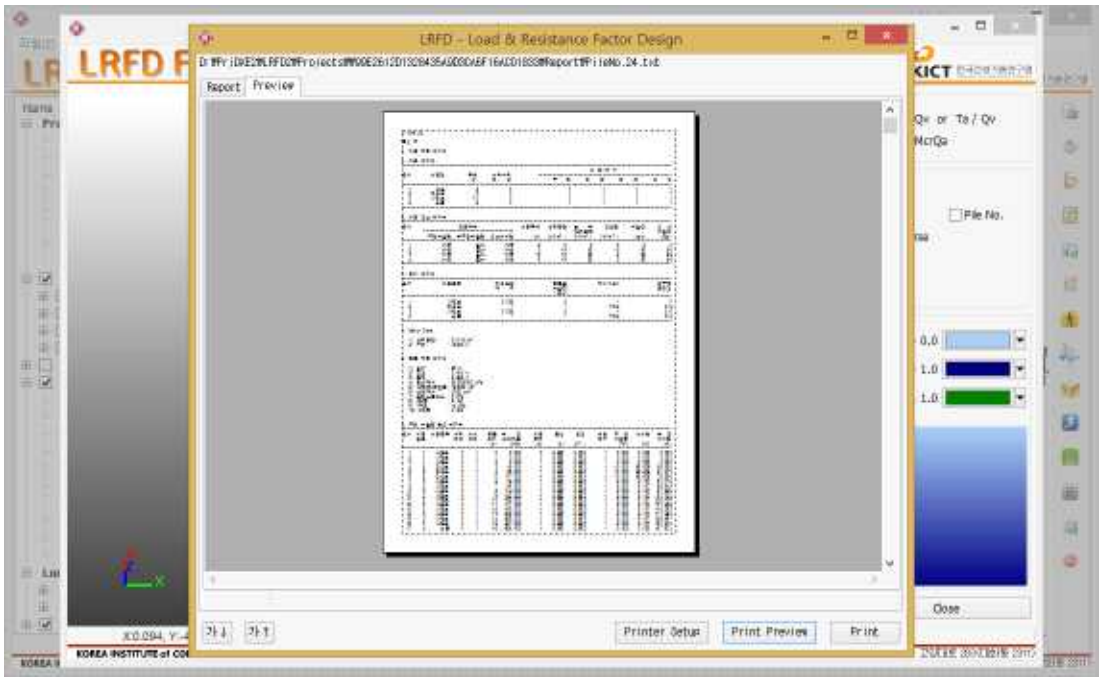
해석결과는 말뚝기초에 대한 연직허용지지력에 대한 결과를 작용하중에 대한 비로 변환하여 말뚝 깊이별로 데이터를 입력하여 3차원으로 표현하여 말뚝기초의 적정깊이를 판단할 수 있도록 한다.



<그림 3.114> 해석결과(3D) 화면



<그림 3.115> 말뚝선택 화면



<그림 3.116> 해석결과(3D) 리포트 화면

(5) Prototype 교량 말뚝기초에 대한 ASD vs. LRFD 비교설계

사업단에서 추진하고 있는 prototype 교량의 기초에 대해서 허용응력설계법인 기존의 도로교설계기준(2008)과 본 연구를 통해 개발된 장경간케이블교량지침의 하중·저항계수를 적용하여 설계 결과를 비교, 검토하고 지침에서 규정하고 있는 기초의 한계상태설계법에 대한 적용성을 평가하고자 하였다. 하중조합 및 하중계수는 경간케이블교량설계지침 상부구조 편에서 제시한 값을 적용하였다. 지반 저항력 산정시 암반의 주면마찰력은 본 연구에서 개발한 저항계수 산정 공식(Williams 등, 1980; NAVFAC, 1982; CFEM, 1992; Horvath, 1982)을 적용하였다. 풍화암에 대한 주면마찰력과 선단부 지지력은 일관성을 유지하기 위해서 O'Neill and Reese (1999)에서 제안된 공식과 각각의 저항계수인 0.55와 0.5를 각각 적용하였다 (AASHTO, 2007).

Prototype 교량은 사장교인 거마대교와 현수교인 한려대교 두 가지이지만 이 중 현재 기본 설계조건과 지반정보가 보다 명확히 설정된 거마대교에 대해서 설계 검토를 수행하였으며, 교각 말뚝기초와 주탑 말뚝기초 두 가지에 대해서 수행하였다. 추후 현수교인 한려대교에 대한 설계조건과 지반정보가 정확히 설정되면, 한려대교 말뚝기초에 대해서도 비교설계 검토를 수행할 예정이다.

▪ 기본조건

① 말뚝제원

말뚝	종류	콘크리트말뚝	적용주상도		-
	시공법	현장타설(수중)	콘크리트 압축강도(fck)		24,000 kN/m^2
	직경(D)	3,000 mm	철근 항복응력(fsa)		400,000 kPa
	둘레(U)	9.425m	철근비		3.93 %
	총 길이(L)	50.0 m	콘크리트 면적(Acp)		6.128 m^2
	돌출 길이(L″)	20.00 m	철근 면적 (Asp)		0.251 m^2
	선단면적(Ap)	7.069 m^2	암반	내부마찰각(Φ)	33 °
	암반 근입깊이(D_f)	5.00 m		점착력(c_u)	800 kPa
	말뚝간격(교축)	7.50(2.5 D)		RQD	69 %
	말뚝간격(교직)	7.50(2.5 D)		RMR	41
	본수(본)	5 x 5 = 25		일축압축강도 q_u(lab)	68,000 kN/m^2
	footing(B x L)	-	암반 소켓 직경 D′		2850 mm
	* 풍화암 주면마찰력 : 고려		소켓선단면적 Ap‘		6.379 m^2
	* 콘크리트 단위중량 = 25kN/m^3		소켓 선단둘레 Au′		8.954 m

② 설계하중조건(주탑기초 PY1 LRFD 연직하중 기준)

구 분		PY1(주탑) (kN)	P3(접속교각) (kN)
ASD	설계하중	35992	31000
LRFD	사용한계상태	37632	19115
	극한한계상태	43121	34680
	극단상황한계상태	45913	53047

③ 지층조건

지 반	토층두께 (m)	단위중량 (γ_t, N/m$_3$)	말뚝길이 (m)	점착력 (c_u, kPa)	내부마찰각 (Φ, °)	N치	일축압축강도 q_u(kN/m^2)
상부사질	15.00	19.1	15.00	10.0	28.0	20	
점토층	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0	
하부사질	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0	
자갈층	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0	
풍화암	10.00	20.00	10.00	20.00	31.00	50	0
연암	5.00	24.00	5.00	800.00	33.00		68,000

▪ 말뚝재료의 허용압축하중

$$Qa = Qca + Qsa$$

여기서, Qca=콘크리트의 허용압축하중, Qsa=철근의 허용압축하중이다.콘크리트의 허용압축하중은 다음과 같다.

$$Qca = fca \times Acp$$

여기서, 도로교설계기준(2008)에서 제안하는 콘크리트의 장기허용압축응력, fca는 다음과 같다.

a. 육상부 : 콘크리트 압축강도의 21% = 5,040 kN / m^2

b. 수중부 : 콘크리트 압축강도의 80%를 수중 콘크리트의 설계기준 강도로 하고, 수중 콘크리트 설계기준 강도의 27%를 장기허용압축응력으로 제안함 = 24000kN/m^2 × 80% × 27% = 5184 kN/m^2

따라서, 수중이므로 b값을 적용하여, fca= 5,1846 kN / m^2 이다.

콘크리트 말뚝의 순단면적, Acp = 6.129m^2 이다.

철근의 허용압축하중은 다음과 같다.

$$Qsa = fsa \times Asp$$

여기서, 철근의 장기허용압축응력, fsa는 철근 항복강도의 40%를 적용하여, fsa = 160,000 kPa이고, 철근의 순단면적, Asp = 0.251m^2 이다.

말뚝의 응력감소는 장경비에 의한 감소율과 이음에 의한 감소율을 적용하게 되며, 장경비에 의한 감소율 μ_1 = 0% (장경비 L / D = 16.7 < 80), 이음에 의한 감소율 μ_2=0% (이음 0 회) 이다.

< 장경비에 의한 허용응력 감소의 한계치 >

말 뚝 종 류	n	장경비의 상한계
R C 말 뚝	70	90
P C 말 뚝	80	105
P H C 말 뚝	85	110
강 관 말 뚝	100	130
현장타설 콘크리트말뚝	60	80

< 말뚝이음에 의한 허용하중 감소율 >

이음방법	용접 이음	볼트식 이음	충전식 이음
감소율	5% / 개소	10% / 개소	최초 2개소 : 20%/개소
			3개소째 : 30%/개소

따라서, 말뚝본체의 허용압축하중 산정 결과는 다음과 같다.

- Qca = [1 - (μ1 + μ2) / 100] x (fca x Acp)
  = [1 - (0+0) / 100] x 5184 x 6.129
  = 31,772 kN
- Qsa = [1 - (μ1 + μ2) / 100] x (fsa x Asp)
  = [1 - (0+0) / 100] x 160000 x 0.251
  = 40,160 kN

∴Qa = Qca + Qsa = 31,772 + 40,160 = **71,932** kN / 본

▪ 연직방향 저항력 산정 (주탑기초 PY1 LRFD)

① 선단지지력

- 선단지지력(O'Neill and Reese(1999)) RQD = 100%일 경우 적용
  Qp = 2.5 x q_u x Ap q_u = 일축압축강도(MPa)
  Qp = 2.5 x 68000 x 6.38 = 1,084,498 kN/본

- 선단지지력(O'Neill and Reese(1999)) RQD = 70%일 경우 적용

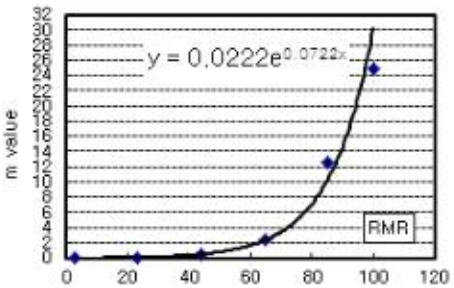
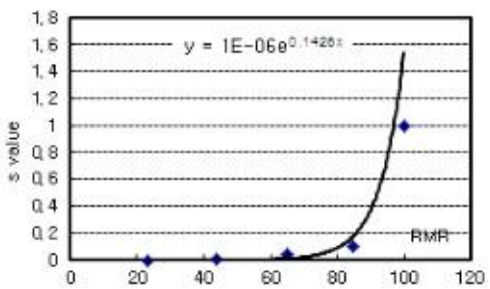
Qp=4.83 x $(q_u)^{0.51}$ x Ap qu : 일축압축강도(Mpa)

Qp=4.83 x 8.602 x 6.38 = 266,000 kN/본

- 선단지지력(O'Neill and Reese(1999)) 절리가 발달한 경우 적용

Qp=[$s^{0.5}$+((m x s)$^{0.5}$+s)$^{0.5}$] x qu x Ap 일축압축강도와 절리간격을 근거로 산정하였다.

Qp=0.131 x 68,000 x 6.379 = 56,657 kN/본(적용)

구 분	암 반 상 태	RMR	Q-값	S Value	m-Value as Function of Rock Type				
					A	B	C	D	E
Intact Rock	>3m Intact	100	500	1	7	10	15	17	25
Very Good	1~3m Interlocking	85	100	0.082	2.4	3.43	5.14	5.82	8.56
Good	1~3m Slightly Weathered	65	10	0.00293	0.575	0.821	1.231	1.395	2.052
Fair	0.3~1m Moderately Weathered	44	1	9.0E-05	0.128	0.183	0.275	0.311	0.458
Poor	30~500mm Weathered with Gouge	23	0.1	3.0E-06	0.029	0.041	0.061	0.069	0.102
Very Poor	<50mm Heavily Weathered	3	0.01	1.0E-07	0.007	0.01	0.015	0.017	0.025
Rock Type	A : 잘 발달된 결정성 벽개를 가진 탄산염 암석(백운석, 석회암, 대리석) B : 암석화된 점토질 암석 (이암, 미사암, 셰일, 점판암) C : 강한 결정을 가지고 있으며, 결정성 벽개는 발달되지 않은 사질 암석(사암, 규암) D : 다중 광물조성의 세립결정질 화성암(안산암, 조립현무암, 회록암, 유문암) E : 다중 광물조성의 조립결정질 화성암 및 변성암(각섬암, 반려암, 화강암, 석영섬록암)								
RMR과 m, s의 관계	• 암종(화강암)을 고려하여 Rock Type B의 RMR과 m, s의 관계식은 다음과 같이 나타낼 수 있다. $m = 0.0222\,e^{0.0722RMR} = 0.430$ $\quad s = 1\times10^{-6}\,e^{0.1426RMR} = 3.461E-4$  								

② 암반의 주면마찰지지력

- 암반의 주면마찰지지력(Williams 등(1980))

Qs =fs x U x L 여기서, fs는 단위면적당 주면마찰력

· 단위주면마찰력, $fs = 4.406\times(q_u)^{0.367}$ (tf/m^2)

$= 4.406\times(6800)^{0.367}$ (tf/m^2)

$= 112.35$ (tf/m^2) = 1,123.5 kPa

여기서, q_u = 68.0 MPa = 6800 tf/m^2 : 암의 일축압축강도

U = 8.954m : 말뚝의 주면길이

L = 5.8m : 말뚝의 암반근입 길이

∴ Qs = 1123.5 × 8.954 × 5.8 = 58,347 kN/본

- 암반의 주면마찰지지력(NAVFAC DM-7(1982))

Qs =fs x U x L 여기서, fs는 단위면적당 주면마찰력

· 단위주면마찰력, $fs=(2.3\sim3.0)(fw)^{0.5}(psi)$ (피어직경 > 40.6cm)

$fs=(3.0\sim4.0)(fw)^{0.5}(psi)$ (피어직경 < 40.6cm)

여기서, fw′는 $q_{u(lab)}$과 f_{ck}중 작은값

fw′ = 3,481 psi($q_{u(lab)}$= 68,000 kN/m^2>f_{ck} =24,000kN/m^2)

D = 285cm > 40cm 이므로,

fs = 2.3 x $(3,480.79)^{0.5}$ = 135.7 psi = 935.6 kN/m^2

U = 8.954m : 말뚝의 주면길이

L = 5.8m : 말뚝의 암반근입 길이

∴ Qs = 935.62 × 8.954 × 5.8 = 48,587 kN/본

- 암반의 주면마찰지지력(CFEM(1992))

Qs =fs x U x L 여기서, fs는 단위면적당 주면마찰력

· 단위주면마찰력, $fs = \mu\times P_a \times (P_a / q_u)^{0.5}$ (kPa)

$= 0.63\times\ 101\ \times\ (68{,}000\ /\ 101)^{0.5}$ (kPa)

$= 1{,}651.03$ kPa

여기서, q_u = 68,000 kPa : 암의 일축압축강도

P_a = 101.0 kPa : 대기압

μ = 0.63 : 매끈한 소켓적용

U = 8.954m : 말뚝의 주면길이

L = 5.8m : 말뚝의 암반근입 길이

∴ Qs = 1,651.03 × 8.954 × 5.8 = 85,743 kN/본

- 암반의 주면마찰지지력(Horvath(1982))

Qs =fs x U x L 여기서, fs는 단위면적당 주면마찰력

· 단위주면마찰력, $fs = 0.2 \times (q_u)^{0.5}$ (MPa)

$= 0.2 \times (68.0)^{0.5}$ (MPa)

$= 1.649$ MPa

여기서, q_u = 68.0 MPa : 암의 일축압축강도

U = 8.954m : 말뚝의 주면길이

L = 5.0m : 말뚝의 암반근입 길이

∴ Qs = 1.649 × 8.954 × 5.8 = 85,638 kN/본

③ IGM(풍화암)의 주면마찰지지력

- 극한 주면마찰지지력(O'Neill & Reese(1999))

$$Qs = f_{maxi} \cdot A_s = (\beta i \times \sigma'_{vi}) \cdot A_S$$

여기서, Qs = 극한주면마찰력(kN/본)

A_s = 말뚝주면적(m^2)

f_{maxi} = 단위면적당 극한주면마찰력(kN/m^2)

σ'_{vi} = 풍화암층 중앙부에서의 연직유효응력(kN/m^2)

β_i = 2.0-0.15×(Z_i(m))$^{0.75}$ = 0.581

σ'_{vi} = (19.1-10) ×15 +(20-10)×(10÷2) = 186.5 kN/m^2

∴ Qs = 0.581 × 186.5 × 94.2 = 10,207 kN/본

④ 저항력 산정결과

- 극한한계상태 저항력 산정결과 (단위 : kN/본)

구분	지반 저항력	말뚝재료의 강도	적용 저항력	작용하중	판정
극한한계상태	48749	71932	48749	43,121	OK

- 극한한계상태 저항력 검토 (단위 : kN/본)

구분		선단지지력	주면마찰력			
		O'Neill & Reese(1999)	Williams 등 (1980)	NAVFAC (1982)	CFEM (1992)	Horvath (1982)
선단	선단지지력	56,657				
	저항계수	0.5				
주면	암반		58347	48587	85743	85638
	저항계수		0.83	0.34	0.33	0.33
	풍화암		10,207	10,207	10,207	10,207
	저항계수		0.55	0.55	0.55	0.55
극한지지력			125211	115452	152607	152502
LRFD 저항력			**80657**	**48749**	**60524**	**60490**

- 극단상황한계상태 저항력 산정결과 (단위 : kN/본)

구분	지반 저항력	말뚝재료의 강도	적용 저항력	작용하중	판정
극단상황한계상태	112025	71932	**71932**	**45913**	OK

위에서 제시한 동일한 계산 과정을 적용하여 주탑기초(PY1)에 대한 ASD 설계, 접속교각기초(P3)에 대한 LRFD 설계, ASD 설계에 대한 지지력 산정 결과 요약은 다음과 같다.

구분	주탑(PY1)		접속교(P3)	
	LRFD (극한한계상태)	허용응력설계법 (FS=3.0)	LRFD (극한한계상태)	허용응력설계법 (FS=3.0)
검토방향	교축직각	교축직각	교축	교축
말뚝직경(m)	3.0	3.0	3.0	3.0
말뚝본수(본)	25.0	25.0	6.0	6.0
말뚝길이(m)	50.8	52.0	38.0	40.5
연암근입깊이(m)	**5.8**	**7.0**	**3.0**	**5.5**
말뚝반력(kN/본)	43,121	35,992	34,681	31,000
허용지지력(kN/본)	48,749	40,269	41,363	36,493
지지력비(%)	**88.5%**	**89.4%**	**83.8%**	**84.9%**

본 연구를 통한 거마대교 주탑기초 및 접속교각기초 현장타설말뚝의 허용응력설계 및 LRFD 설계 비교 결과, 각각 설계하중을 만족하는 범위내에서 LRFD 설계법의 저항력이 ASD대비 약 1% 내외의 여유가 있음을 확인하였다. 또한, 지층 종류 중 시공비에 가장 큰 영향을 미치는 연암 근입심도의 경우 LRFD 설계법이 ASD 대비 평균적으로 1.2m ~ 2.5m 근입심도가 작게 산정되는 것으로 나타났다. 그러나, 본 검토결과는 지층 및 지반정수를 가정하였고, 상세 구조계 해석이 수행되지 않은 제한된 범위내의 검토 자료이므로 장경간케이블교량지침의 LRFD 설계시 정량적으로 ASD설계에 비하여 일률적으로 경제적 설계를 도출한다고 단정하기에는 무리가 있다. 따라서, 추후 상세 구조계 해석은 물론, 여러 가지 교량기초 사례를 조사하여 그 비교 결과를 충분히 검토하여야 할 것으로 판단된다.

(6) 케이블교량 설계기준 반영

도로교설계기준 케이블교량편의 내용을 바탕으로 실제 교량기초 설계를 대상으로 하였을 때 한계상태설계법 관련 추가 보완 되어야할 부분은 다음과 같다.

- 현재 제시된 저항계수는 축방향 하중이 지배적으로 작용하는 조건의 하중조합(Strength I case)에 대한 저항계수로서, 풍하중이 크게 작용하는 장경간 케이블교량의 지배적인 하중조합(Strength III case)과 다를 수 있음. 따라서, Strength III case 하중조합에 대한 저항계수를 별도로 산정해야함.
- 횡방향지지력에 대한 저항계수 부재
- 기초의 본체(구조, 재료) 설계에 대한 저항계수 부재
- 지반 종류별 무리말뚝의 거동 설계방법 및 그에 따른 저항계수 부재
- 무리말뚝에서 말뚝 중심간 거리에 따른 효율계수, 저항계수 부재
- 교대와 옹벽에 대한 설계방법 및 저항계수 부재
- 강관널말뚝기초에 대한 저항계수 부재

지반의 불확실성 및 지역 특수성, 시공법 또는 시공장비의 차이 등의 지반분야 특성을 고려할 때, 신뢰도기반의 합리적이고 경제적인 설계를 위하여 수정 및 보완이 필요한 부분은 다음과 같다.

- 초장대교량 기초의 중요성을 고려하여 지반과 암반의 물성치가 정확히 산정될 수 있도록 기존 도로교설계기준보다 엄격한 지반조사 및 시험기준을 제시하도록 함. 이를 통해 신뢰도 있는 지반정수로써 공칭지지력이 산정될 수 있도록 해야함.
- 동일한 기초형식(얕은기초, 말뚝기초, 현장타설말뚝기초 등)이라도 시공법이나 시공장비에 대한 품질(지지력, 강도 등)이 상이하므로 시공법과 시공장비별 불확실성을 정량화할 필요가 있음. 단, 시공법과 시공장비별 시험자료가 확보되어야 하며, 필요시 지반조사 및 현장시험 중 시험굴착 등을 통해 장비와 시공법의 품질을 확인할 수 있도록 함.

· 지역 특성별 지반종류, 암종, 암특성 등이 상이하므로 합리적인 지역구분을 통해 자료의 변동성을 줄이고 신뢰도 높은 한계상태설계가 될 수 있도록 해야 함. 이를 위해서는 각 현장마다 측정지지력을 확인할 수 있도록 지침의 제도적 기반이 마련되어야 함. 현재는 국내 전역에서 수집된 데이터를 모두 분석에 포함하여 분석하였으므로 저항의 불확실성과 변동성이 크게 나타남.

장경간 케이블교량 실제 설계를 고려할 때 LRFD 설계법에 의한 지반분야주요 설계 절차는 다음과 같다. 그러나 실제 설계순서는 기초의 종류별/현장조건별 일부 변경될 수 있다.

① 설계 수명에 대한 하중 산정
② 하중조합 결정
③ 지반 물성치 결정
④ 기초의 종류 결정
⑤ 축방향, 횡방향 안정성 검토 (Serviceability, Ultimate, Extreme limit)
⑥ 부재검토 및 구조검토

교량기초의 한계하중과 하중계수 및 저항계수를 결정하기 위한 설계상의 고려사항은 다음과 같다.

· 구조물의 설계수명 및 요구안전도
· 목표신뢰도지수 (또는 목표 파괴확률)
· 개별하중 및 하중조합
· 기초의 종류 및 시공법
· 지반종류 및 특성

기존 허용응력설계법과 비교하였을 때 LRFD 설계법을 적용할 경우, 지반조사와 교량기초 시공 부문에서의 공사비 절감율 기대효과는 다음과 같다.

- 지반조사의 경우 정확한 지반정수 도출 및 신뢰도 높은 설계를 위해서 기존 도로교 기초보다 엄격하고 상세한 시험이 추가될 수 있음.
- 검증용 재하시험이 아닌 지지력을 확인할 수 있는 정재하시험이 현장에서 수행될 경우 공식별 적용되는 저항계수보다 큰 값이 적용될 수 있음.

- 실제 교량기초에 대한 기존 비교설계(ASD vs. LRFD) 연구 결과(한국건설기술연구원, 2008), 지지력 공식별 차이는 있으나, 현장타설말뚝기초의 경우 허용응력설계법보다 한계상태설계법이 약 15 - 20% 경제적인 설계가 도출됨.
- 초장대교량은 기존 교량보다 설계수명이 늘어났으므로(75년→200년) 설계하중이 크게 산정됨. 또한 목표신뢰도지수를 높게 설정할 경우 기존의 안전율 3.0을 그대로 적용하는 허용응력설계법보다 보수적인 설계가 도출될 수 있음.

(7) 앵커리지 설계기술 분석

현수교 앵커리지는 타정식(earth-anchored)현수교에서 주케이블을 고정하는 방법으로 사용되며, 중력식, 지중정착식, 터널식 앵커리지로 구분된다.

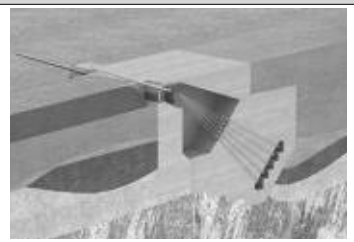
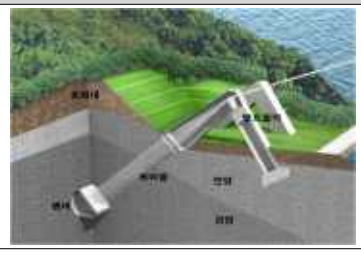
중력식 앵커리지는 국내에 광안대교, 광양대교, 남해대교 등 다수의 국내 설계 및 시공기술을 축적하고 있으며 일반적으로 콘크리트 구체의 자중만을 이용하여 지지함으로써 가장 확실한지지 메커니즘을 가지고 있다. 그러나 콘크리트 물량이 과다하고 매스 콘크리트이기 때문에 수화열 제어가 중요하며 기반암이 깊을 경우 터파기를 위한 가시설이 별도로 필요하다는 단점이 있다. 이를 보완하는 개념으로 콘크리트 구체 자중과 전면 지반저항으로 지지를 하는 계단식 중력식 앵커리지가 있다. 이는 저면을 경사지게 계획함으로써 암반굴착량과 콘크리트 타설량을 축소할 수 있다는 장점이 있으나 지지암반의 출현심도가 깊을 경우 콘크리트 및 굴착량이 과다하게 될 수 있고 저면의 지지효과를 고려한 안정성 검토방법에 대한 기준이 아직까지 정립이 되어 있지 않다는 단점이 있다.

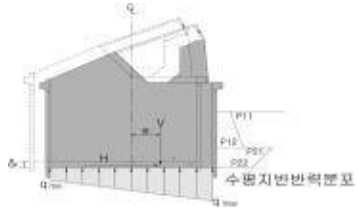
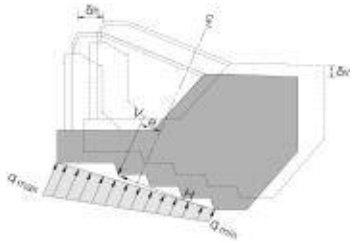
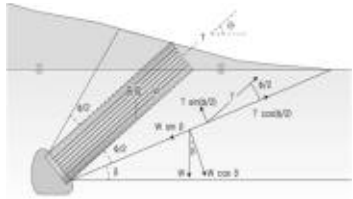
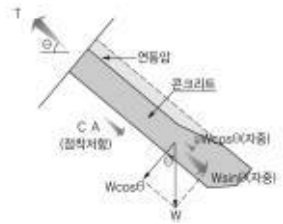
지중정착식 앵커리지의 경우는 견고한 암반에 경사천공을 하고 공내부를 통해 긴장재를 장착하여 암반의 쐐기블록 자중과 마찰저항으로 케이블 하중을 지지하는 방식이다. 이때 긴장대를 지하 암반에 정착시키기 위한 터널과 그 터널로 접근할 수 있는 터널이 필요하며 정착암반의 암질상태가 양호해야 한다는 제약조건이 있다(박기웅 등, 2009). 현재 광양대교(이순신대교)의 묘도측에 적용되어 있으며 국외에서는 중국의 Yangluo Yangtze River Bridge와 Xihoumen Bridge에 적용되었다.

터널식 앵커리지 형식은 강재프레임의 외주면 전단과 확폭부의 지압으로 지지하는 방식이며 시공방법은 암반을 굴착하여 강재프레임을 지중에 매립하고 내부에 콘크리트를 타설한 다음 케이블을 강재프레임에 연결하여 앵커블럭 콘크리트의 마찰저

항으로 케이블 하중에 저항하는 방식이다. 견고한 지반을 이용함으로써 콘크리트를 절감할 수 있으며 인근지형에 대한 터파기 작업을 최소화한 친환경적인 형식이라고 할 수 있으나, 대규모 경사터널을 시공해야 함으로써 암버력 처리의 어려움이 있고, 프레임과 콘크리트 타설 등의 시공이 복잡하며 터널내부의 시공 방식에 대한 세심한 관리가 필요하다. 또한 지중부에 콘크리트 타설에 따른 수화열 관리가 필요하다는 단점이 있다. 터널식 앵커리지의 경우 저항체가 되는 경사터널의 형상에 따라 저항 메카니즘이 달라지며 일반적으로 암반 내에서 단면을 확대시켜 key 작용에 의해 지반의 전단저항을 발현하는 앵커헤드방식과 터널 끝부분에 비교적 완만한 경사면을 가진 형상으로 쐐기효과를 기대하는 웨지형식 등이 있다. 현수교 앵커리지 형식의 종류 및 국내외 현수교의 앵커리지 형식은 각각 표 3.12, 표 3.13과 같다.

<표 3.12> 현수교 앵커리지 형식

구 분	중력식 앵커리지	계단식 중력식 앵커리지	지중정착식 앵커리지	터널식 앵커리지
개요도				
특 징	• 콘크리트 구체자중으로 지지	• 콘크리트 구체자중과 전면지반 저항으로 지지	• 견고한 암반쐐기의 중량과 점착저항 및 마찰저항으로 지지	• 강재프레임의 외주면 전단과 확폭부의 지압으로 지지
장 점	• 가장 확실한 지지 매커니즘 • 다수 시공으로 국내 설계 및 시공기술의 축적	• 저면을 경사지게 계획하여 암반굴착량과 콘크리트 타설량 축소	• 암굴착량과 콘크리트 타설량 최소 • 주변 자연과 조화를 이루는 친환경적인 형식	• 인근 지형(산)에 대한 터파기 작업을 최소화한 친환경적 형식
단 점	• 콘크리트 물량이 과다하고 수화열 제어 필요 • 기반암이 깊을 경우 터파기를 위한 가시설 필요	• 지지암반의 출현심도가 깊을 경우 콘크리트 및 굴착량 과다 발생 • 저면 효과를 고려한 안정성 검토방법 기준 미정립	• 스트랜드 암반 천공시 선형 유지를 위한 정밀시공 필요 • 정착암반의 강도와 수리특성에 대한 정밀조사 필요	• 터널규모가 크고 프레임과 콘크리트 타설 등 시공 복잡 • 경사터널의 암버력 처리 어려움과 지중부에 콘크리트를 타설하여 수화열 관리 필요
안정성 검토 방법	[중력식 직접기초]	[중력식 직접기초]	[쐐기파괴]	[경사면 위의 블록]

구 분	중력식 앵커리지	계단식 중력식 앵커리지	지중정착식 앵커리지	터널식 앵커리지
				
	• 활동 : Fs≥2.0 (상시), Fs≥1.2 (지진시) • 편심, 허용지지력	• 활동 : Fs≥2.0 (상시), Fs≥1.2 (지진시) • 편심, 허용지지력	$F_s = \frac{[W\cos\beta - T\sin(\phi/2)]\times\mu + W\sin\beta + cA}{T\cos(\phi/2)} \geq 3.0$	• 점착고려 : $F_s = \frac{W\cos\theta\times\mu + W\sin\theta + cA}{T} \geq 2.0$ • 점착미고려 : $F_s = \frac{W\cos\theta\times\mu + W\sin\theta}{T} \geq 1.1$
시공 사례	• 공용중 : 광안대교 • 시공중 : 적금-영남 연육교, 광양대교	• 공용중 : 남해대교 • 시공중 : 적금-영남 연육교, 울산대교, 고군산 연도교, 제2남해대교	• 공용중 : - • 시공중 : 광양대교	• 공용중 : - • 시공중 : 울산대교

구 분	중력식 앵커리지	계단식 중력식 앵커리지	지중정착식 앵커리지	터널식 앵커리지
모형 시험 확인 사항	• 콘크리트와 암반의 마찰계수(0.6)의 적정성 판단 • 지진시 지반반력이 허용지지력을 초과할 경우 거동 분석 • 기초 저면의 연직반력 분포	• 기초저면 경사각과 거칠기에 따른 전단저항력 크기 조사 • 저면 계단의 저항효과 평가방법 • 기초 저면의 연직반력 분포	• 파괴쐐기각(ϕ/2)의 적정성 판단 • 쐐기파괴시 점착력 발현 여부 • 쐐기파괴시 파괴면의 내부마찰각과 설계시 결정한 내부마찰각과의 관계 • 초기 긴장시 암반의 응력변화상태 확인 • 기준 안전율 제시	• 연동암의 저항력 발현 여부 확인 • 확폭부의 크기에 따른 파괴면의 변화상태 확인 • 터널 위치별 점착력 적용여부의 적정성 확인 • 점착력의 고려여부에 따른 안정성 검토법 차이 확인 및 기준 안전율 제시 • 입사각에 따른 예상파괴선 확인

<표 3.13> 국내·외 현수교 및 앵커리지 형식

교량명	주경간장 (m)	위치	완공	앵커리지형식	
				시점	종점
울산대교	1,150	울산광역시	2015 (예정)	중력식(B×L×H=40×64×18m)	터널식(65m)
이순신대교 (광양대교)	1,545	여수-광양	시공중	지중정착식(40m)	중력식(Ø68m)
적금대교	800	적금-영남	시공중	중력식(Ø40m)	중력식(32×37.5×26m)
광안대교	500	부산광역시	2002	중력식(B×L×H=353.6×43.6×27m)	중력식(B×L×H=353.6×43.6×35m)

교량명	주경간장 (m)	위치	완공	앵커리지형식	
				시점	종점
남해대교	440	경남 남해	1973	중력식(B×L×H=35.8×20×23m)	
Runyang South Bridge	1,490	Zhenjiang-Yanghou, China	2005	중력식	
Kurushima No.3 Bridge	1,030	Japan	1999	터널식(63m)	
Jiangyin Yangtze Suspension Bridge	1,385	Jiangsu, China	1999	중력식(Ø69.51×58m)	
Great Belt East Bridge	1,624	Denmark	1998	중력식(길이 121m)	
Akashi-Kaikyo Bridge	1,991	Kobe-Naruto, Japan	1998	중력식(Ø 85m, 깊이 64.5m, 폭 63m, 높이 52m)	
Tsing Ma Bridge	1,377	Hong Kong	1997	중력식(29만m3 의 암반을 굴착해 내고 지하에 설치됨)	중력식(132,00m3의 콘크리트가 사용됨)
Shimotsui-Seto Bridge	940	Japan	1988	터널식(77m)	터널식(75m)
Humber Bridge	1,410	UK	1981	중력식(길이 65.5m, 너비 39m, 깊이 21m)	중력식(길이72m,너비40m,,깊이35 m)
George Washington Bridge	1,067	New YorK, USA	1931	터널식(직경16m 길이 36.5m)	
Yangluo Yangtze River Bridge	1,280	Wuhan, China	2007	지중정착식(정착길이 42m, 각도 16.1)	지중정착식(정착길이 43m, 각도 29.3)
Xihoumen Bridge	1,650	Zhoushan, China	2008	지중정착식(정착길이 74m)	지중정착식(정착길이 74m)
Verrazano-Narrows Bridge	1,298	New York, USA	1964	중력식(깊이 23m 길이 105m, 너비 70m)	중력식(깊이 16m 길이 105m, 너비 70m)
Golden Gate Bridge	1,280	San Francisco, USA	1937	중력식	
Forth Road Bridge	1,006	United kingdom	1964	터널식(77m)	

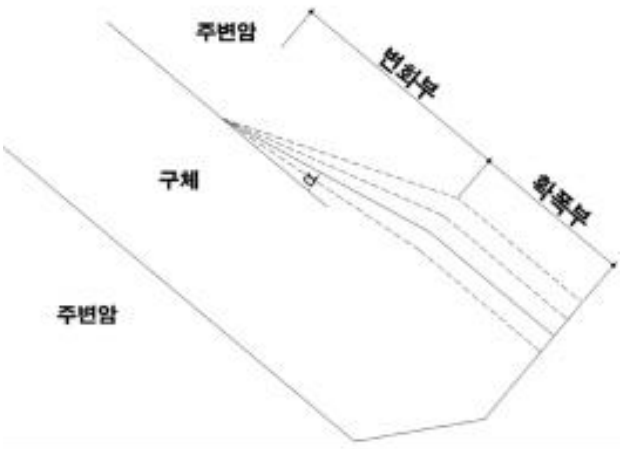
터널식 앵커리지의 경우 국외에서는 대표적으로 일본의 Kurushima No.3 Bridge와 Shimotsui-Seto Bridge에 적용되었으며 국내에서는 울산대교의 종점부 설계에 적용된 것이 최초이다. 울산대교의 앵커리지의 안정성 검토와 개략적인 설계 flow는 다음과 같다.

◦ 입지조건, 환경영향 평가
◦ 지반조건(지질구조, 암반조건 등)
◦ 앵커리지 형식 선정 : 현장 종점부 염포산 훼손을 최소화 하기 위해 터널식 앵커리지로 결정
◦ 앵커헤드형식과 웨지형식 선택 : 암반과 콘크리트의 응력집중을 최소화 하며 암반에 발생되는 압축영역을 넓게 하여 안정성을 확보하는 웨지형식으로 결정

※ 웨지형식의 경우 구체적인 설계기준이 확립되어 있지 않으므로 일본의 사례를 토대로 적용

◦ 안정성 검토 : 콘크리트 중량, 연동암의 중량, 경사면 방향의 중량저항, 마찰저항, 주변암반과의 점착저항, 터널주변의 이완영역(활동안정성 검토), 웨지부(터널 확폭부) 형상 검토
◦ 시공성 검토

울산대교에서 채택한 터널식 앵커리지의 안정성 검토에서 다양한 검토를 한 부분이 웨지부의 형상이다.



<그림 3.117> 각도변경에 따른 확폭부

그림 3.117과 같이 웨지부는 변화부, 확폭부로 나뉘며 변화부의 각도 즉 확폭각도가 중요한 안정성 검토의 영향인자로 작용한다.

울산대교의 안정성 검토 결과에 의하면 변화부의 각도를 달리해가며 FEM해석을 수행한 결과 확폭부의 콘크리트 인장응력에 관해서는 확폭 각도를 크게 할수록 변화부에 응력집중이 유발되어 콘크리트의 최대인장이 크게 발생 따라서 확폭 각도가 작을수록 인장응력발생에서는 유리한 것으로 나타났다. 또한 콘크리트의 압축응력에 대해서는 확폭 각도가 클수록 증가하였으나 콘크리트의 허용응력이 충분히 커서 확폭 각도에 크게 영향을 받지 않는 것으로 나타났다. 확폭부 전면의 암반에 있어서도 마찬가지로 확폭 각도가 커질수록 압축응력 및 인장응력이 증가하는 것으로 나타났지만 그 증가분이 미미한 것으로 검토되어 확폭 각도의 영향은 크지 않은 것으로 나타났다. 그러나 구체와 주변암반과의 응력집중을 피하기 위해서는 확폭 각도가 작은 것이 더 유리한 것으로 나타났다. 한편 터널의 축방향 변위량은 확폭 각도 변화량에 비해 변위량은 1mm미만으로 나타나 큰 영향이 없는 것으로 검토되었다.

결과적으로, 확폭 각도가 커지면 콘크리트의 인장응력이 커지는 반면 암반에서의 저항력은 증가하고, 확폭 각도가 작아지면 콘크리트의 인장응력은 감소하는 대신 암반저항력도 감소하는 경향이 나타났으며, 내부 채움 콘크리트 타설시 시공성, 경제성을 고려할 때 적정한 확폭 각도와 변화를 유지하는 것이 바람직하여 본 현장에서는 15°전후의 각도가 가장 타당한 것으로 검토되었다.

울산대교의 터널식 앵커리지는 주변의 암반과 일체가 되어 케이블 장력에 저항하므로 지형 및 지질조건이 적합하면 중력식 앵커리지에 비해 콘크리트량을 큰 폭으로 줄일 수 있는 경제성과 동시에 주변환경 훼손을 최소화 시키는데 매우 효과적인 구조이다. 그러나 경사터널을 굴착하는 부분에 대해서 수평이나 연직터널에 비해 특수한 설비들이 필요하기 때문에 시공성이 저하되는 면도 있다. 터널식 앵커리지는 울산대교에서 국내 최초로 시도되는 것으로 현재까지는 국내 설계기준이 마련되어 있지 않다는 문제점도 있다. 향후 울산대교의 설계경험과 시공중 및 완료후 과정의 비교검토를 통해 터널식 앵커리지의 국내 설계기준을 마련하는 것이 가능할 것으로 판단된다.

국내·외 현수교 앵커리지 형식과 설계 사례검토 및 설계에 참여했던 전문가 자문을 통하여 앵커리지 설계 및 시공관련 문제점 도출과 개선방안 검토를 수행한 결

과, 현재 국내외 초장대 교량의 경우 안전율을 가장 중요하게 고려하여 설계하므로 과다 설계하는 경향이 있다. 따라서 가장 시급한 사항으로는 현수교 앵커리지의 안정성과 경제성을 모두 확보하기 위에서는 먼저 시스템의 외적 조건을 규정하기 위해 앵커리지 설계에서 작용되는 정적· 동적 하중과 적용 안전율에 대한 논의가 선행될 필요가 있다. 즉 설계기준 정립이 우선적으로 수립되어야 할 과제이다. 예로써 국내 현수교 앵커리지 설계 시에 앵커리지의 형식이나 시공법은 일정한 기준에 맞춰서 설계하기 보다는 국외사례, 지반조건, 현지입지 조건, 공사비 등에 영향으로 설계하는 것이 일반적 추세라는 문제점이 있다. 이중에서 안정성 및 경제성 확보에 가장 현실적으로 접근할 수 있는 것은 지반조건에 대한 정확한 적용이라고 할 수 있다.

일반적으로 초장대 교량의 경우 해상에 위치하게 되는 경우가 많으므로 이에 따라 해저지반 또는 인근 지반에 앵커리지를 설치하게 되는데 이때, 지반특성상 연약지반층이 깊으므로 중력식 앵커리지보다는 중력식+말뚝식의 혼합식을 채택하는 것이 경제적인 대안이 될 수 수 있다. 광안대교, 새천년대교도 이와 같은 말뚝식으로 설계를 채택하였다. 그러나 지진하중에는 취약할 수 있다는 단점도 함께 가지고 있으므로 지진 발생대에서는 형식선정과 보강시공에 주의를 기울여야 한다.

앵커리지는 중력식(또는 계단식 중력식)이 대부분이며 가장 바람직한 설계로 일종의 shear key 역할을 한다고 볼 수 있다. 그러나 통상 중력식은 자중에 의하여 외력을 지탱하는 방식이므로 구조물의 규모가 커서 가장 공사비가 큰 것으로 평가되고 있다.

중력식의 앵커리지 설계의 경우 계획적인 측면에 가장 큰 영향을 받으며 다른 앵커리지 형식과 마찬가지로 암반의 물성이 가장 중요하며 일반 중력식의 경우 토사층의 bedding, 전단부 지지력을 얼마나 볼 것인가 등이 중요한 설계시 고려사항이라고 할 수 있다. 또한 지진시 외적 안전성을 고려하는 것도 중요한 반면 이에 따라서도 굉장히 보수적인 설계가 되는 것이 현재의 추세라는 문제점이 있다. 중력식의 경우 지지력을 과소평가하면 콘크리트 mass가 커지고 굴착량도 많아지기 때문에 비경제적이 되는 경향이 있다.

공사비 저감을 위해서는 인발 말뚝을 추가하여 구조물의 규모를 줄이는 것이 가장 효과적인 것으로 논의되고 있으며 인발말뚝을 적용하는 경우 기초지반의 주면마찰력이 설계에 가장 큰 영향을 줄 것으로 판단되므로 이 경우에도 정확한 지반

특성의 파악이 중요하다. 그러나 이와 같이 앞서 새천년대교, 광안대교의 사례와 같이 인발말뚝을 추가하는 경우 지진하중에 대한 면밀한 검토가 수반되어야 한다. 지중정착식의 경우 가장 구조물의 규모가 작아 가장 경제적이나 설계시 가장 큰 영향인자는 암반의 물성치이며 양호한 암반에 앵커를 정착하여야 하는 문제가 있다. 이순신 대교의 사례를 보았을 때 암반의 물성치를 과소평가하여 정착장을 당초 설계에는 40m로 하였으나 25m까지도 짧게 가능하였으며 실제 시공에는 35m로 적용한 바 있다. 따라서 정확한 지반특성의 파악이 중요하며, 특히 앵커리지 설계에 암반의 연속체 해석에 사용되는 C, Φ 값을 설계정수로 사용하고 있어 연약대나 절리 방향등 현장 암반의 불연속면 특성에 대한 고려가 충분히 이루어 져야 할 것이다. 또한 적용안전율이 일정하지 않고 설계사마다 다른 값을 사용하는 경우가 많아 문제의 소지가 있으므로 설계 개념과 안전율에 대한 정의도 필요하다.

터널식 앵커리지의 경우 앵커블록의 마찰저항으로 지지하는 구조이므로 지중정착식보다는 암반이 불량한 곳에서도 적용이 가능하며 역시 암반과 앵커블록의 마찰특성을 정의 하는 것이 매우 중요할 것으로 판단된다. 따라서 터널식의 경우도 정확한 지반특성의 파악과 함께 앵커리지 설계에 연약대나 절리 방향 등 현장 암반의 불연속면 특성에 대한 고려가 충분히 이루어 져야 할 것이다.

터널식 앵커리지의 경우 굴착은 단계적으로 해석하며, 이완하중이 발생하지만 prestress를 더 크게 주기 때문에 이완하중에 대한 영향은 없다고 보는 경향이 일반적이다. 그러나 상재하중에 대한 효과에 대해서도 고려한다면 설계경감요소로써 작용을 할 수 있을 것으로 판단된다. 또한 암반의 변형계수는 intact rock property를 설계요소 값으로 사용하므로 과다설계 요인이 될 수 문제도 있으므로 터널식 앵커리지가 설치되는 암반에 대해서 시공시 block 전단시험을 통한 검증이 필요하며 이 또한 비용절감 요소로 판단된다. 이와 관련해서는 토요시마에서 실시한 block 전단시험 사례가 있다.

전술한 바와 같이 터널식 앵커리지의 설계방식으로는 암반 내에 key를 설치하여 전단저항을 발현하는 앵커헤드 방식과 터널 끝에 완만한 경사면의 쐐기를 만들어 쐐기효과를 기대하는 웨지방식이 있다. 앵커헤드 방식의 경우 일반 앵커와 같은 설계개념을 사용하나 웨지방식은 설계 개념이 확립되어 있지 않아 이에 대한 규정이 필요하며 적용 안전율 역시 명확하게 규정할 필요가 있다.

<표 3.14> 앵커리지 형식별 설계·시공상 문제점

형식	설계·시공상 문제점
중력식 앵커 리지	• 통상 중력식은 자중에 의하여 외력을 지탱하는 방식 • 구조물의 규모가 커서 가장 공사비가 큰 것으로 평가됨. • 공사비 저감을 위해서는 인발 말뚝을 추가하여 구조물의 규모를 줄이는 것이 가장 효과적인 것으로 논의되고 있음(복합식) • 인발말뚝을 적용하는 복합식 경우 기초지반의 주면마찰력이 설계에 가장 큰 영향을 줄 것으로 판단되므로 정확한 지반특성의 파악이 중요함
지중정 착식 앵커 리지	• 지중정착식의 경우 가장 구조물의 규모가 작아 가장 경제적이나 양호한 암반에 앵커를 정착하여야 하는 문제가 있음. • 정확한 지반특성의 파악이 중요하며, 특히 앵커리지 설계에 암반의 연속체 해석에 사용되는 C, Φ 값을 설계정수로 사용하고 있어 연약대나 절리 방향등 현장 암반의 불연속면 특성에 대한 고려가 충분히 이루어 져야 함 • 또한 적용안전율이 일정하지 않고 설계사마다 다른 값을 사용하는 경우가 많아 문제의 소지가 있으므로 설계 개념과 안전율에 대한 정의가 필요함
터널식 앵커 리지	• 앵커블록의 마찰저항으로 지지하는 구조이므로 지중정착식보다는 암반이 불량한 곳에서도 적용이 가능하며 역시 암반과 앵커블록의 마찰 특성을 정의 하는 것이 매우 중요 • 정확한 지반특성의 파악과 함께 앵커리지 설계에 현장 암반의 불연속면 특성에 대한 고려가 충분히 이루어 져야 함 • 설계방식 : 암반내에 key를 설치하여 전단저항을 발현하는 앵커헤드 방식/ 터널 끝에 완만한 경사면의 쐐기를 만드는 웨지방식이 있음. • 앵커헤드 방식의 경우 일반 앵커와 같은 설계개념을 사용 / 웨지방식은 설계 개념이 확립되어 있지 않아 이에 대한 규정이 필요함. 적용 안전율 역시 명확하게 규정할 필요가 있음. • 상재하중에 대한 고려 없음

지반조건 이외에 앵커리지의 설계에 가장 큰 영향을 미치는 것은 작용하중 즉 외력으로 현재까지는 이에 대한 정확한 고려가 어려움이 있다. 활하중의 경우 국내는 DL-24를 교량 전구간에 재하하나 미국이나 일본의 경우 DL-18 수준이라고 하므로 외국에 비하여 과다한 측면이 있어 앵커리지 설계를 위해 장대교량 설계하중에 대한 기준을 명확하게 정립할 필요가 있다.

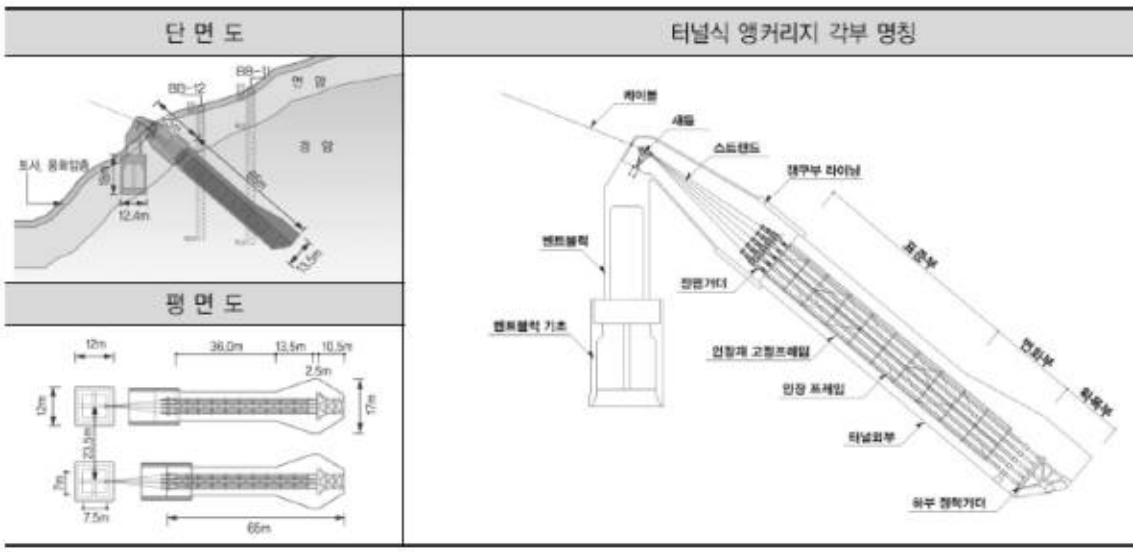
또한 최근 턴키설계에서는 내진설계의 경우 현재 지반-구조물 상호작용(SSI)을 고려한 동적 안정검토를 많이 하고 있으나 요식행위에 그치고 있는 경우가 많다. 그러나 초장대 교량의 경우 지지점간 거리가 상당히 떨어져 있어, 내진설계 시 지진입력의 공간적 변동성(파동전달 효과 및 상관성 저하)을 정확히 고려할 필요가

있으며 특히 지진의 방향성이 교축방향인 경우 앵커리지에 미치는 동적 하중의 영향이 가장 커서 SSI를 하지 않은 경우와 많은 차이를 보일 것으로 판단된다.

■ 울산대교 터널식 앵커리지 설계 분석

국외의 대표적인 터널식 앵커리지 사례로는 일본의 Kurushima Kaikyo No.3 Bridge(1998)와 Shimotsui-Seto Bridge(1988), 중국의 E-Gong-Yan Bridge(1999) 등이 있다. 국내에서는 터널식 앵커리지에 대한 설계기준이 전무하여 일본의 사례 및 기준(혼슈시코쿠연락교공단, 1977)을 참고로 울산대교에서 최초로 시공 중에 있다. 울산대교 터널식 앵커리지의 설계 단면은 다음-그림 3.118과 같다.

터널식 앵커리지는 제반 조건이 충족될 경우 중력식에 비해 공사비가 줄어들어 경제적인 시공이 가능하나 중력식과 달리 지반의 강도조건에 민감하게 영향을 받는다. 또한, 설계하중 산정 결과에 큰 영향을 주는 지반의 파괴형태와 안전율에 대한 명확한 지침이나 기준이 없고 설계방법에 따라 앵커리지의 극한인발하중이 달라지는 문제점을 가지고 있다.



<그림 3.118> 울산대교 터널식 앵커리지 모식도(울산하버브릿지(주), 2010)

울산대교의 앵커리지의 안정성 검토와 개략적인 설계 flow는 다음과 같다.

① 입지조건, 환경영향 평가

② 지반조건(지질구조, 암반조건 등) 고려

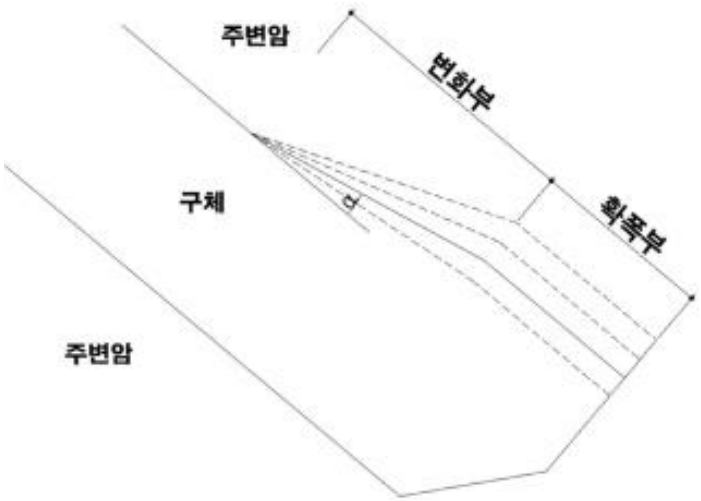
③ 앵커리지 형식 선정 : 현장 종점부 염포산 훼손을 최소화 하기 위해 터널식 앵커리지로 결정

④ 앵커헤드형식과 웨지형식 선택 : 암반과 콘크리트의 응력집중을 최소화 하며 암반에 발생되는 압축영역을 넓게 하여 안정성을 확보하는 웨지형식으로 결정 → 웨지형식의 경우 구체적인 설계기준이 확립되어 있지 않으므로 일본의 사례를 토대로 적용

⑤ 안정성 검토 : 콘크리트 중량, 연동암의 중량, 경사면 방향의 중량저항, 마찰저항, 주변암반과의 점착저항, 터널주변의 이완영역(활동안정성 검토), 웨지부(터널확폭부) 형상 검토

⑥ 시공성 검토

울산대교에서 채택한 터널식 앵커리지의 안정성 시 웨지부의 형상에 대해서 다양한 검토를 수행하였다. 그림 3.119와 같이 웨지부는 변화부, 확폭부로 나뉘며 변화부의 각도 즉 확폭각도가 중요한 안정성 검토의 영향인자로 작용한다.



<그림 3.119> 각도변경에 따른 확폭부(박기웅 등, 2009)

울산대교 터널식 앵커리지의 변화부 각도를 달리해가며 해석을 수행한 결과 확폭부의 콘크리트 인장응력에 관해서는 확폭 각도를 크게 할수록 변화부에 응력집중이 유발되어 콘크리트의 최대인장이 크게 발생 따라서 확폭 각도가 작을수록 인장응력발생에서는 유리한 것으로 나타났다. 또한 콘크리트의 압축응력에 대해서는 확폭 각도가 클수록 증가하였으나 콘크리트의 허용응력이 충분히 커서 확폭 각도에 크게 영향을 받지 않는 것으로 나타났다. 확폭부 전면의 암반에 있어서도 마찬가지로 확폭 각도가 커질수록 압축응력 및 인장응력이 증가하는 것으로 나타났지만 그 증가분이 미미한 것으로 검토되어 확폭 각도의 영향은 크지 않은 것으로 나타났다. 그러나 구체와 주변암반과의 응력집중을 피하기 위해서는 확폭 각도가 작은 것이 더 유리한 것으로 나타났다. 한편 터널의 축방향 변위량은 확폭 각도 변화량에 비해 변위량은 1mm미만으로 나타나 큰 영향이 없는 것으로 검토되었다.

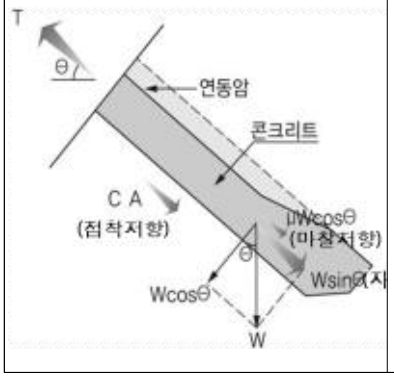
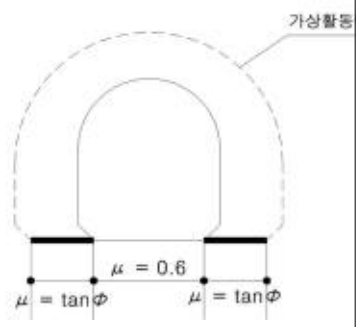
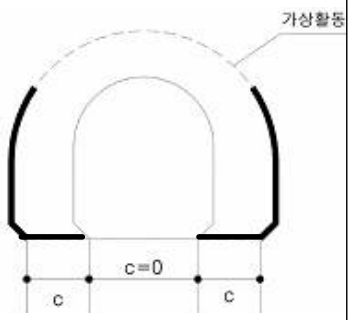
결과적으로, 확폭 각도가 커지면 콘크리트의 인장응력이 커지는 반면 암반에서의 저항력은 증가하고, 확폭 각도가 작아지면 콘크리트의 인장응력은 감소하는 대신 암반저항력도 감소하는 경향이 나타났으며, 내부 채움 콘크리트 타설시 시공성, 경제성을 고려할 때 적정한 확폭 각도와 변화를 유지하는 것이 바람직하여 본 현장에서는 15°전후의 각도가 가장 타당한 것으로 검토되었다.

울산대교의 터널식 앵커리지는 주변의 암반과 일체가 되어 케이블 장력에 저항하므로 지형 및 지질조건이 적합하면 중력식 앵커리지에 비해 콘크리트량을 큰 폭으로 줄일 수 있는 경제성과 동시에 주변환경 훼손을 최소화 시키는데 매우 효과적인 구조이다. 그러나 경사터널을 굴착하는 부분에 대해서 수평이나 연직터널에 비해 특수한 설비들이 필요하기 때문에 시공성이 저하되는 면도 있다.

■ 터널식 앵커리지 설계방법

○ 안정성 검토방법

울산대교 터널식 앵커리지에서는 암반과 콘크리트의 응력집중을 최대한 피하여 암반에 발생되는 압축영역을 넓게하여 안정성을 확보하는 웨지형식을 적용하였다. 안정계산 방법으로는 일본의 Shimotsui seto 대교와 Kurishima 3rd 대교의 설계법을 적용하였으며 웨지방법에 의한 검토방법은 다음과 같다.

개요도	마찰저항	점착저항
		

<그림 3.120> 웨지방법에 의한 검토방법 개요도(박기웅 등, 2009)

울산대교 터널식 앵커리지의 안정성 검토는 마찰저항과 점착저항의 고려조건에 따라 다음과 같이 두 가지 방법으로 이루어졌다(박기웅 등, 2009).

<표 3.15> 울산대교 터널식 앵커리지의 안정성 검토

방법 A : 마찰저항+점착저항 고려시	**방법 B : 마찰저항 고려시**
$Fs = \frac{W\sin\theta + \mu W\cos\theta + cA}{T} \geq 2.0$	$Fs = \frac{W\sin\theta + \mu W\cos\theta}{T} \geq 1.1$
여기서, W = 구체자중(콘크리트+연동암)(kN) Θ =경사각(예상활동면) μ = 평균 마찰계수(=tanϕ)	 c = 암반의 점착력(kPa) A = 암반과 터널의 접촉면적(㎡) T=케이블 작용력(kN)

방법 A는 터널식 앵커리지의 활동검토는 터널내의 구체콘크리트 중량과 함께 연동하는 암중량의 합에 대하여 경사면 방향의 중량저항, 마찰저항 및 주변암반과의 점착저항의 합에 대해 현수교 케이블 장력과의 관계에서 안전율 2.0이상을 확보하는 것으로 하였다. 마찰저항을 고려할 때, 앵커리지 가상 파괴 블록의 저면에 대한 마찰저항만을 고려하였으며, 터널 굴착시 발생되는 이완영역을 반영하기 위해 완전 이완되는 부분과 부분 이완되는 영역으로 구분하여 고려하였다. 그리고 평면상에서 보면 2개의 터널이 시공되는데 서로 인접되어있는 영역은 굴착시 부분 이완되는

영역으로 간주하였다. 그리고 마찰계수는 암과 암, 암과 콘크리트를 구분하여 적용하였으며, 암과 콘크리트에서의 마찰계수는 최대값 0.6으로 제한하였고, 암과 암에서의 마찰계수는 μ=tanΦ 값을 적용하였다.

방법 B는 원지반의 암질의 불균형으로 인한 진행성파괴가 발생할 가능성이 존재하므로 일관성 있는 암반 점착력의 정확한 산정이 어려울 수도 있을 것이라 판단하여 안정검토시 점착저항을 제외하고 중량저항과 마찰저항에 대해서 안전율 1.1이상을 확보하는 방법도 병행검토 하였다. 마찰저항은 앵커리지 저면의 마찰만을 고려한 반면, 점착저항은 콘크리트와 암과의 접촉 면적에 대한 점착력은 무시하고 연동암에 대해 암과 암 사이의 저면과 측면 점착저항만을 고려하였다. 앵커리지 시공위치의 주상도를 보면 부분적으로 파쇄영역이 상당히 분포하는 것으로 보여진다. 그래서 암반의 점착력 산정시 파쇄된 영역에 대해서는 잔류전단강도 (c_r) 값을 고려하여 경암의 점착력을 저감하여 적용하였다.

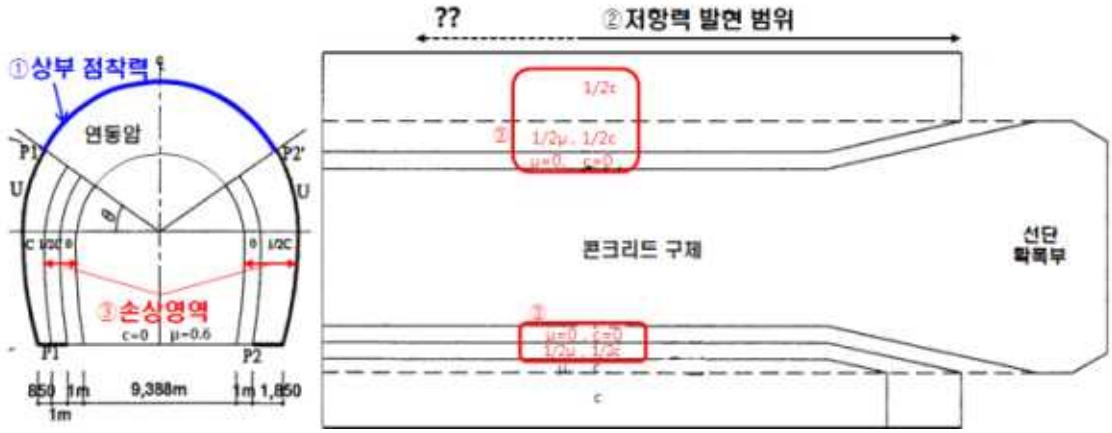
○ 설계시 문제점 분석

국내외 기존 사례를 통해 확인한 터널식 앵커리지는 암반과 콘크리트의 응력집중을 최대한 피하고 암반에 발생되는 압축영역을 넓게 하여 안정성을 확보하는 웨지형식을 적용하고 있으며, 선단 확폭부에 의한 가상 활동면을 따라 플러그 형태의 파괴를 가정한다. 그러나, 이러한 파괴 활동면 가정은 경우에 따라 매우 보수적인 설계가 될 수 있고 주변 암반조건 및 강도특성 등에 따라 파괴 활동면의 형태가 다를 수 있으므로 신중을 기해야 한다.

활동저항력 산정 시 기존 설계기법에서 주목할 점은 암반의 강도정수 및 저항력 발현범위의 적용 방법이다(그림 3.121). 마찰저항은 암과 암, 암과 콘크리트를 구분하여 앵커리지 저면에 대해 고려하였으며, 점착저항은 암과 암 사이의 저면과 측면 점착저항만을 고려하였다. 이때 연동암 상부 점착저항은 무시하였으나 이에 대한 명확한 적용근거가 설명되어 있지 않고, 오히려 케이블 장력 작용시 연동암과 상부 주변암이 암반 연속체로서 암반 점착강도에 의해 저항할 수 있으므로 이에 대해 신중히 검토할 필요가 있다.

또한 터널 굴착시 손상암반의 저항력을 완전손상(굴착면으로부터 0 ~ 1m)과 부분손상(굴착면으로부터 1 ~ 2m) 영역으로 구분하여 마찰 및 점착저항력을 무시 또는

부분 반영하였다. 그러나 상기와 같은 내용의 일본 설계기준(혼슈시코쿠연락교공단, 1977)이 제정된 이후, 다수의 연구자들(Hoek 등, 2002; 이인모 등, 2003)에 의해 손상암반의 강도정수를 합리적으로 반영할 수 있는 방안이 제시되었고 이를 이용하여 적정 수준의 암반강도 및 그에 따른 저항력을 인정하는 것이 합리적이다.



<그림 3.121> 터널식 앵커리지 활동저항력 산정 방법(울산하버브릿지(주), 2010)

터널식 앵커리지의 경우 앵커블록의 마찰저항으로 지지하는 구조이므로 지중정착식보다는 암반이 불량한 곳에서도 적용이 가능하나 역시 암반과 앵커블록의 마찰특성을 정의 하는 것이 매우 중요할 수 있다. 따라서 정확한 지반특성의 파악과 함께 앵커리지 설계에 연약대나 절리 방향 등 현장 암반의 불연속면 특성에 대한 고려가 충분히 이루어져야 한다.

터널식 앵커리지의 경우 굴착은 단계적으로 해석하며 이완하중이 발생은 하지만 prestress를 더 크게 주기 때문에 이완하중에 대한 영향은 없다고 보는 경향이 일반적이다. 그러나 상재하중에 대한 효과에 대해서도 고려를 한다면 설계 경감요소로써 작용을 할 수 있을 것으로 판단된다. 또한 암반의 변형계수 대신 intact rock property를 설계요소 값으로 사용하므로 과다설계 요인이 될 수 있으므로 터널식 앵커리지가 설치되는 암반에 대해서 시공시 block 전단시험을 통한 검증이 필요하다. 이와 관련해서는 토요시마에서 실시한 block 전단시험 사례가 있다.

■ 터널식 앵커리지 파괴형태 고찰 및 설계개선을 위한 수치해석 검토

본 연구는 국내에서 최초로 시공 중인 울산대교를 모델로하여 수치해석적인 방법에 의하여 앵커리지의 파괴형태를 분석하고, 극한 인발력을 분석하여 합리적인 앵커리지 설계를 위한 기본 자료를 구축하고자 하였다. 수치해석 모델링을 위한 지형 및 지층조건, 앵커리지 단면 및 하중조건은 울산대교 및 접속도로 민간제안사업 설계 도서를 참고하였다.

○ 프로그램 개요

프로그램 개요
• 개발자 : (주)마이다스아이티 • 지반 및 터널 해석 전용 프로그램 • 적용분야 - 비탈면안정, 기초, 굴착 및 가시설, 연약지반, 지중구조물, 도로터널, 철도/지하철 터널, 강관다단그라우팅, 강지보재등 대부분의 지반공학적 모델링 가능

구 분	내 용
프로그램 특 징	• 직관적인 3차원 모델링 • 시공 단계별 해석 및 다양한 탄성, 탄소성, 이방성 모델 적용 • 응력-침투 연계해석, 연약지반 성토 및 압밀해석 가능 • 고난도 접속부 터널해석, 굴착 및 가시설 해석, 지진 및 발파진동해석 가능

○ 지반정수

▪ 기본 물성치(울산대교 지반조사보고서 참고)

구 분	단위중량 (kN/m^3)	점착력 (kN/m^2)	내부마찰각 (°)	변형계수 (MPa)	포아송비 (ν)
콘크리트	25.0	-	-	20,000	0.3
풍화토	19.0	10.0	29	23	0.33
풍화암	21.0	30.0	32	200	0.30
연암층	23.0	100.0	34	1,167	0.25

○ 파괴형태 분석

현수교 앵커리지와 유사한 형태의 구조체는 앵커볼트, 깊은기초, 지반앵커 등이 있으며, 규모와 구조체가 설치된 매질의 특성이 모두 다르지만 그 거동은 터널식 앵커리지와 유사할 것으로 생각된다. 지반앵커의 인발파괴 모델은 앵커 수직 마찰면을 따른 플러그 파괴형태, 앵커리지와 연동암을 포함한 쐐기 파괴형태(직선 또는 원호)로 구분할 수 있다. 또한 지반에 설치된 무리말뚝의 인발파괴 형태는 점성토와 사질토에 따라 플러그 파괴형태와 쐐기 파괴형태로 구분하여 저항력을 계산하고 있다.

울산대교에 적용된 터널식 앵커리지의 기존 설계방법은 플러그 파괴형태를 가정하고 인발저항력을 산정하였다. 본 수치해석에서는 지반정수 변화 및 앵커리지 인발하중 변화에 따른 파괴형태를 분석하여 일반적으로 암반에 설치되는 터널식 앵커리지의 경우 어떤 파괴형식이 지배적이며 현 설계방법에 의한 파괴형태가 타당한지 검토하고자 한다. 이의 확인을 위해 다음과 같이 해석조건을 변화시키며 수치해석을 수행하였다.

▪ 해석조건

< 점착력 변화 >

구 분	점착력(kPa)	전단저항각(°)	하 중(kN)
CASE-1-1	10	34	100%
CASE-1-2	20		
CASE-1-3	50		
CASE-1-4	100		
CASE-1-5	200		
CASE-1-6	500		

< 내부마찰각 변화 >

구 분	점착력(kPa)	내부마찰각(°)	하 중(kN)
CASE-2-1	100	10	100%
CASE-2-2		20	
CASE-2-3		30	
CASE-2-4		40	
CASE-2-5		50	
CASE-2-6		60	

< 앵커리지 작용하중 변화>

구 분	점착력(kPa)	전단저항각(°)	하 중(kN)
CASE-3-1	100	34	100%
CASE-3-2			200%
CASE-3-3			300%
CASE-3-4			400%
CASE-3-5			500%
CASE-3-6			1000%

▪ 해석결과

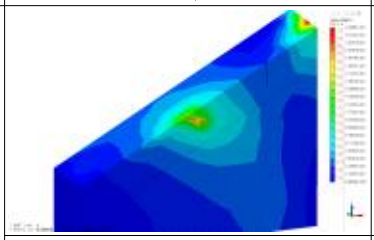
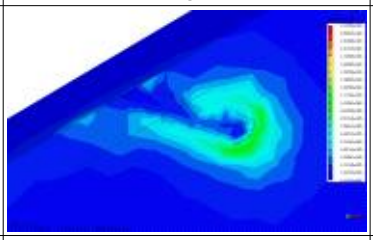
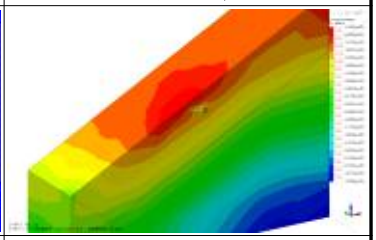
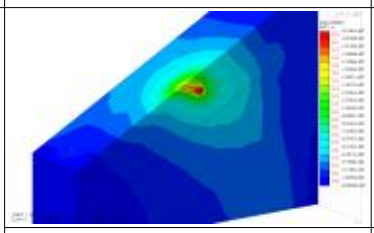
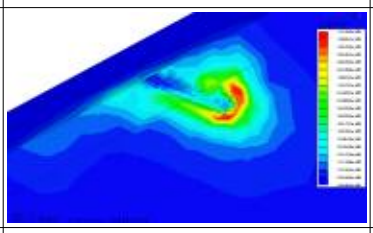
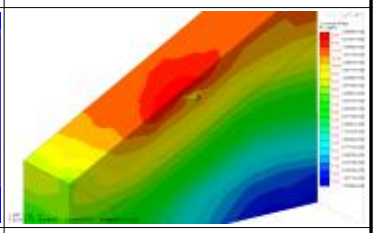
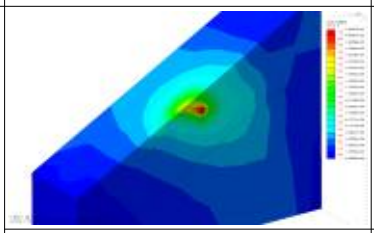
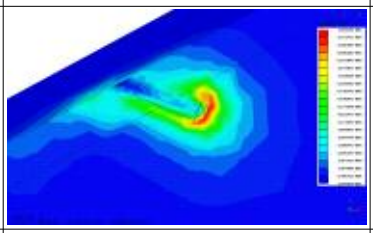
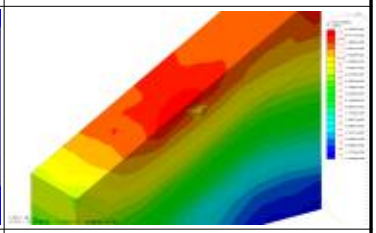
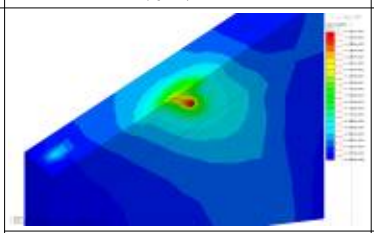
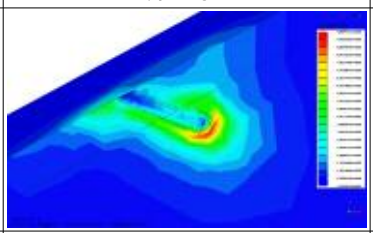
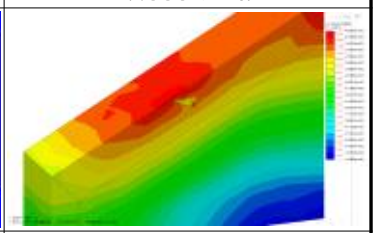
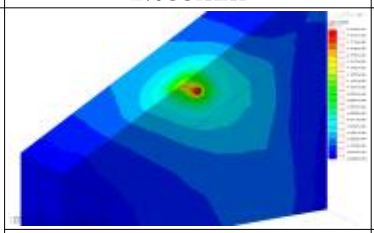
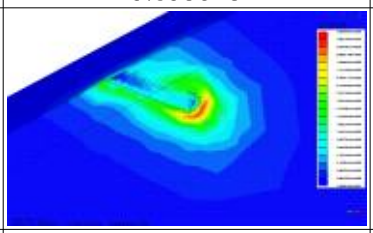
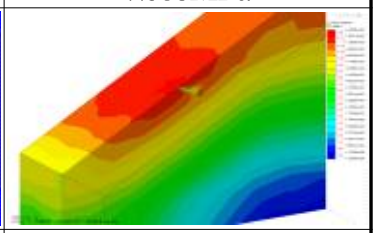
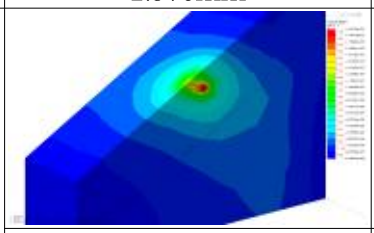
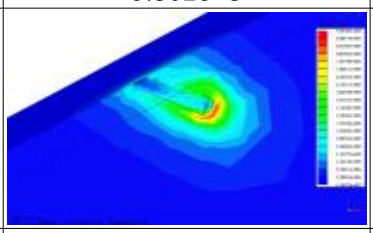
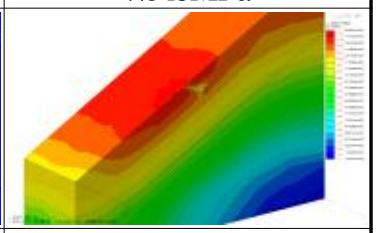
· 점착력 변화에 따른 파괴형태 검토

내부마찰각 34°, 설계하중 100%조건을 가정하고 점착력 변화 (10kPa ~ 500kPa)에 따른 터널식 앵커리지의 전단변형율을 산정하였으며, 전단변형률도에 근거하여 파괴형태를 분석하였다. 분석결과 점착력이 작을 경우 내부마찰각에 의한 저항이 지배적으로 작용하여 사질토에서와 유사한 쐐기형태의 파괴가 우세하였고, 점착력이 커질수록 플러그 형태의 파괴가 우세하였다. 따라서 점착력이 큰 암반에 설치된 터널식 앵커리지의 인발파괴는 플러그 형태의 파괴가 예상되며, 기존의 울산대교 설계방법에서 가정한 플러그 형태의 파괴형상이 적합한 것으로 나타났다.

<표 3.16> 점착력의 변화에 따른 앵커리지 확폭부 응력-변형율 변화

	점착력(kPa)	변위(mm)	전단변형률	주응력(MPa)
CASE-1-1	17	2.447	2.137E-04	7.935
CASE-1-2	20	2.126	1.125E-04	7.976
CASE-1-3	50	2.047	1.022E-04	7.888
CASE-1-4	100	2.033	9.895E-05	7.935
CASE-1-5	200	1.970	9.501E-05	7.945
CASE-1-6	500	1.892	9.453E-05	8.350

< 점착력 변화에 따른 전단변형률 분포형태 >

구 분	변위도	변형율	주응력
CASE -1-1 C=17			
	2.447mm	2.137e-4	7.935MPa
CASE -1-2 C=20			
	2.126mm	1.125e-4	7.976MPa
CASE -1-3 C=50			
	2.047mm	1.022e-4	7.888MPa
CASE -1-4 C=100			
	2.033mm	9.895e-5	7.935MPa
CASE -1-5 C=200			
	1.970mm	9.501e-5	7.945MPa
CASE -1-6 C=500			
	1.892mm	9.453e-5	8.350MPa

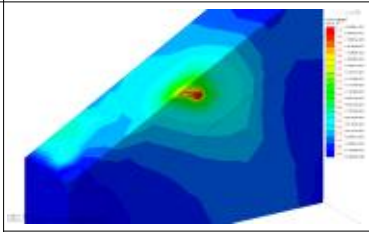
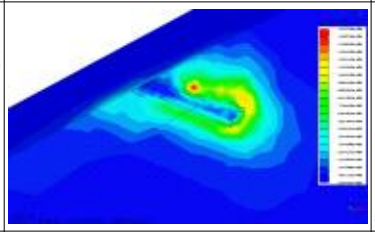
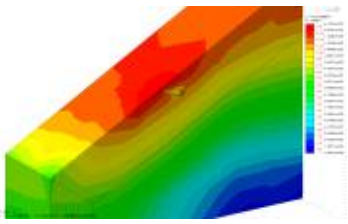
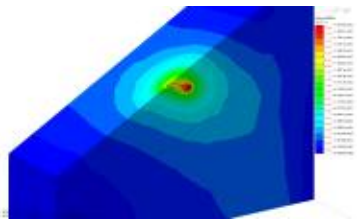
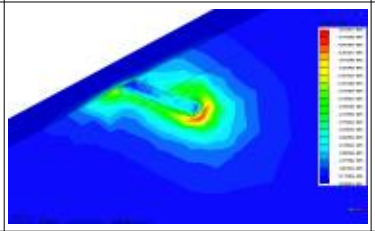
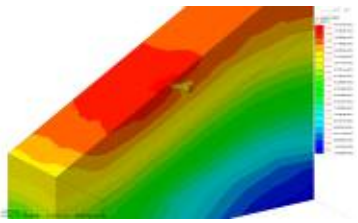
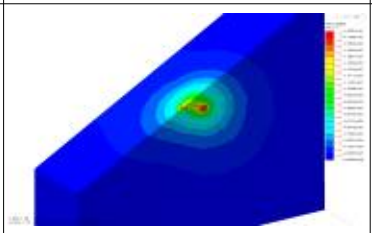
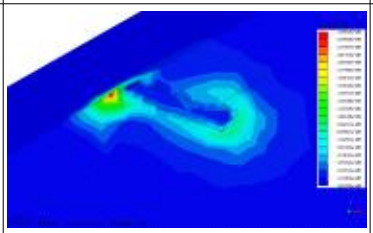
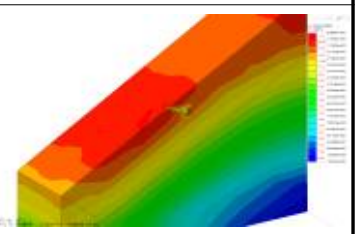
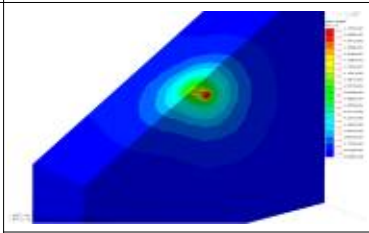
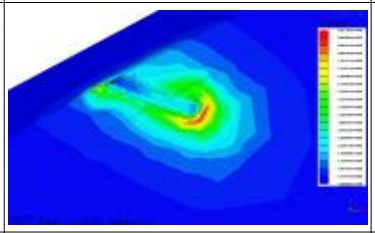
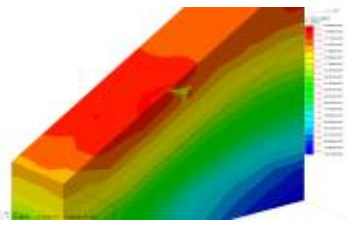
・내부마찰각 변화에 따른 파괴형태 검토

점착력 100kPa, 설계하중 100%조건을 가정하고 내부마찰각 변화 (10° ~ 60°)에 따라 터널식 앵커리지의 전단변형율을 산정하였으며, 전단변형률도에 근거하여 파괴형태를 분석하였다. 분석결과 내부마찰각의 변화에 따라 파괴형태의 큰 변화는 관찰되지 않았다. 앞서의 결과에 따라 점착력 100kPa 정도의 암반에서 일정범위의 내부마찰각에서는 플러그형 파괴형태가 발생되는 것으로 나타났다. 참고로, 내부마찰각이 일정수준(20°) 이하에서는 설계하중에 비해 지반 저항력이 과소하여 사면의 활동이 발생하는 등 해석결과가 수렴하지 않는 현상을 나타내었다.

<표 3.17> 내부마찰각의 변화에 따른 앵커리지 확폭부 응력-변형율 변화

	내부마찰각	변위(mm)	전단변형률	주응력(MPa)
CASE-2-1	10	-	-	-
CASE-2-2	20	-	-	-
CASE-2-3	30	2.206	1.476E-04	7.991
CASE-2-4	40	1.948	9.834E-05	8.347
CASE-2-5	50	1.873	2.367E-04	8.658
CASE-2-6	60	1.774	9.513E-05	8.685

< 전단저항각 변화에 따른 전단변형률 분포형태 >

구 분	변위도	변형율	주응력
CASE -2-1 (Φ10)	수렴안됨	수렴안됨	수렴안됨
CASE -2-2 (Φ20)	수렴안됨	수렴안됨	수렴안됨
CASE -2-3 (Φ30)			
	2.206mm	1.476e-4	7.991MPa
CASE -2-4 (Φ40)			
	1.948mm	9.834e-5	8.347MPa
CASE -2-5 (Φ50)			
	1.873mm	2.367e-4	8.658MPa
CASE -2-6 (Φ60)			
	1.774mm	9.513e-5	8.685MPa

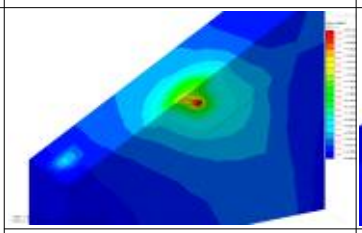
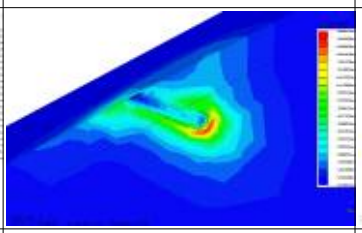
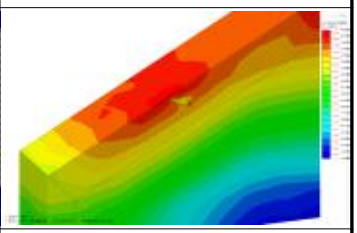
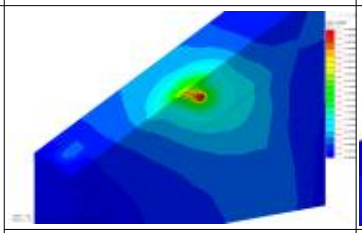
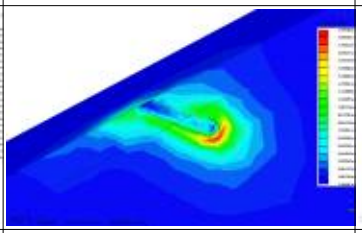
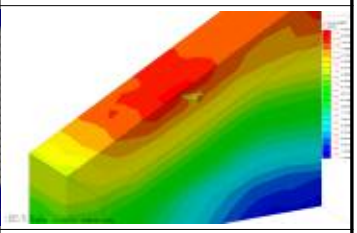
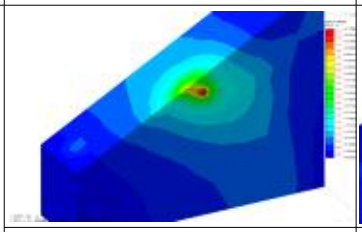
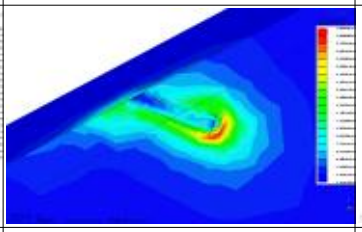
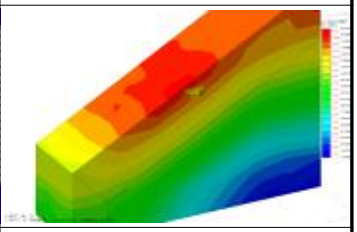
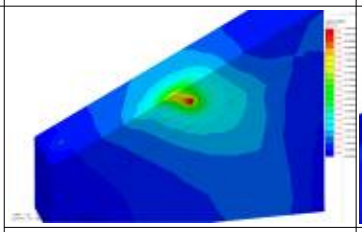
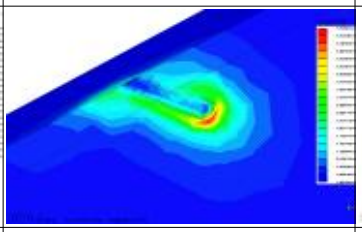
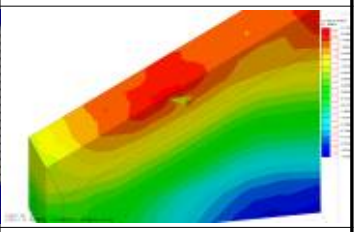
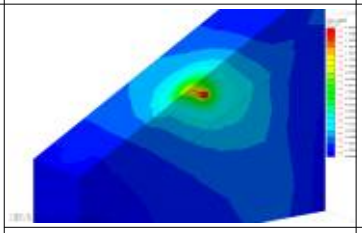
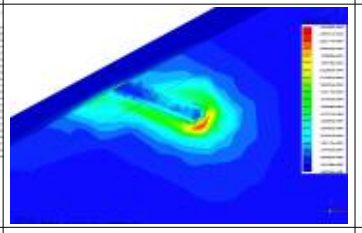
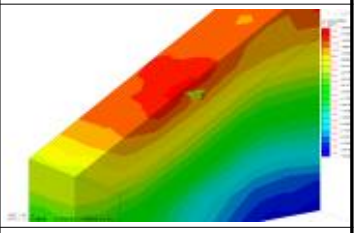
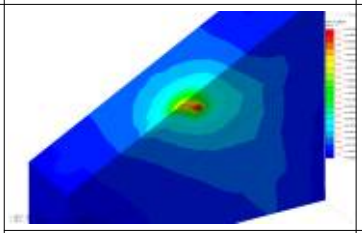
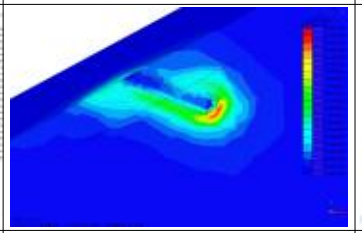
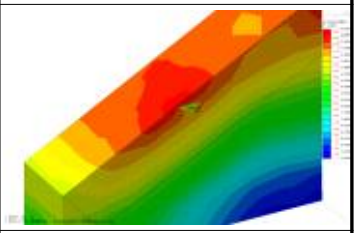
· 앵커리지 작용하중 변화에 따른 파괴형태 검토

점착력 100kPa, 내부마찰각 34°조건을 가정하고 앵커리지에 작용하는 인장 하중 변화에 따라 터널식 앵커리지의 전단변형율을 산정하였으며, 전단변형률도에 근거하여 파괴형태를 분석하였다. 분석결과 인발하중 변화에 따라서는 파괴형태는 거의 변화가 없는 것으로 나타났다.

<표 3.18> 작용하중의 변화에 따른 앵커리지 확폭부 응력-변형율 변화

	하중(%)	변위(mm)	전단변형률	주응력(MPa)
CASE-3-1	100	2.033	9.895E-05	7.935
CASE-3-2	200	4.070	1.995E-04	8.037
CASE-3-3	300	6.129	3.060E-04	8.156
CASE-3-4	500	10.407	5.759E-04	8.521
CASE-3-5	700	15.093	9.455E-04	8.997
CASE-3-6	1000	23.273	1.797E-03	9.983

< 앵커리지 인발하중 변화에 따른 전단변형률 분포형태 >

구분	변위도	변형율	주응력
CASE-3-1 100%			
	2.033mm	9.895e-5	7.935MPa
CASE-3-2 200%			
	4.070mm	1.995e-4	8.037MPa
CASE-3-3 300%			
	6.129mm	3.060e-4	8.156MPa
CASE-3-4 500%			
	10.407mm	5.759e-4	8.521MPa
CASE-3-5 700%			
	15.093mm	9.455e-4	8.997MPa
CASE-3-6 1000%			
	23.273mm	1.797e-3	9.983MPa

○ 터널식 앵커리지의 극한 인발력 검토

기존 터널식 앵커리지 설계법의 문제점은 지중에 정착된 앵커체의 상재하중 영향을 고려하지 않으며 앵커리지 구체 천단부 및 측벽부의 마찰저항 및 점착저항을 무시하고 인발저항력을 산정하여 앵커리지의 원 저항력 보다 작게 인발저항력이 산정되는 것으로 판단된다. 물론 앵커리지 형성을 위해 터널 굴착시 주변 암반이 이완된 상태에서 터널 안정성을 위해 숏크리트, 록볼트 및 라이닝 설치로 터널 내부 공간에는 상부 토피하중이 작용하지 않는 것으로 볼 수 있으나, 터널 굴착시 주변으로 하중전이가 되어 오히려 바닥 암반층에는 연직응력이 커지는 영향도 있으며, 터널 시공시 록볼트 및 강관다단 그라우팅으로 구체와 연동암은 어느 정도 일체거동이 된다고 볼 수 있다. 즉, 인발저항력 발생에 유리한 면 불리한 면이 동시에 존재하므로 기존 설계법에 어느 정도의 안전율이 내재되어 있는지 판단할 필요가 있다.

3차원 수치해석은 지층, 지반정수 및 모델링방법 등에 따라 수치 값이 크게 좌우되어 설계시 변위나 응력경향을 파악하는 용도로 사용되고 있으나 터널식 앵커리지의 설계법을 개선하기 위하여 수치해석을 통하여 정량적인 값으로 인발저항력을 산정하여 기존 설계법의 안전율을 파악하는 것도 유용할 것이라 판단되어 다음과 같이 수치해석을 수행하였다.

기존 설계법과 동일하게 구체 상부하중 영향 및 주변 마찰저항 영향을 제거한 수치해석을 수행하여 하중 작용면의 변위를 산정하여 기준 값으로 정하였다. 그리고 원 시공상태와 동일하게 모델링하여 하중을 증가시키며 수치해석을 수행하여 기준 값이 발생되는 하중을 극한 인발력으로 가정하였다. 해석결과는 다음과 같다.

▪ 해석조건

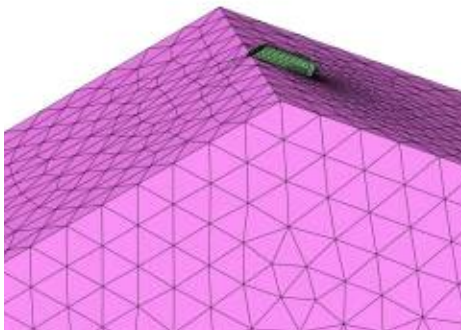
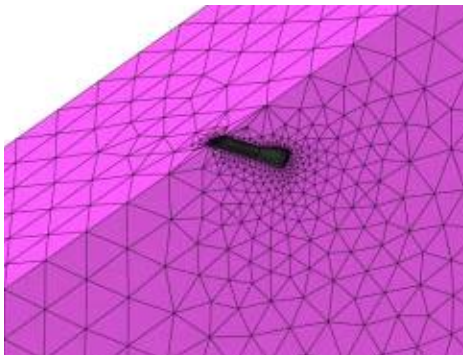
< 앵커리지 구체 상부 상재하중 없음 >

구 분	점착력(kPa)	전단저항각(°)	하 중(kN)
CASE-1	100	34	100%

< 앵커리지 구체 상부 상재하중 고려>

구 분	점착력(kPa)	전단저항각(°)	하 중(kN)
CASE-4-1	100	34	100%
CASE-4-2			200%
CASE-4-3			300%
CASE-4-4			400%
CASE-4-5			500%
CASE-4-6			1000%

< 모델링 형태 >

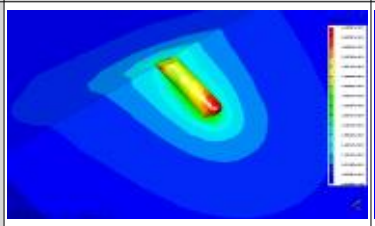
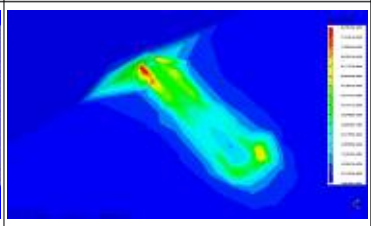
구 분	Case 1	Case 2
모델링 단 면		
	앵커리지 구체가 지상에 노출됨	앵커리지 구체가 지중에 설치됨

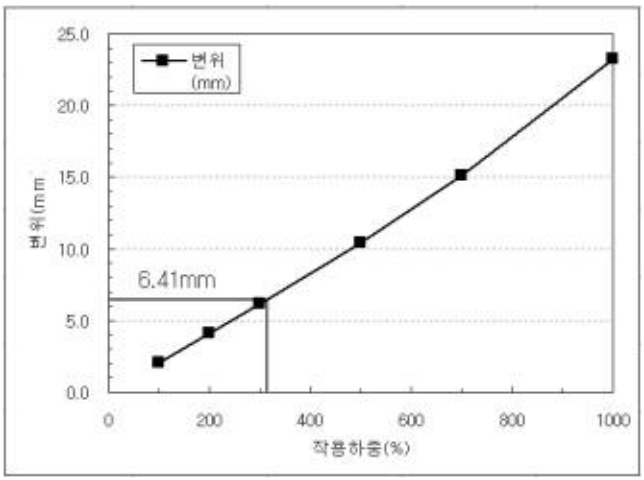
▪ 해석결과

수치해석에서는 발생응력이 암반의 전단강도 보다 커지면 주변으로 하중이 전이되어 파괴면이 연장되므로 암반에 발생되는 소성응력 발달상태로 파괴상태를 추정할 수 있으나 정량적인 판단이 어려우므로 본 연구에서는 정량적인 판단을 위하여 변위를 기준으로 하였다. 특정 변위 기준을 선정하기 위해서 현장타설말뚝의 주면부 한계상태 변위로 적용되고 있는 10mm를 기준을 적용하였다.

해석결과 구체 상부 상재하중 영향을 무시한 기존 설계법으로 모델링하여 변위를 산정한 결과 하중작용면 최대 변위가 6.41mm가 발생되어 기준변위 10mm 까지는 여유가 있고, 기존 설계시 안전율 2.0의 여유가 있는 것과 비교될 수 있다. 이와 비

교하여 원 지형과 동일하게 모델링하여 상재하중을 고려할 경우 설계하중의 320%가 작용할 때 6.41mm의 변위가 발생하여 기존 설계법에 비해 안전여유율이 상당히 내재되어 있음을 알 수 있다.

구분	변위도	변형율	주응력
기존 설계			
	6.410mm	8.236e-4	5.505MPa



<그림 3.122> 상재하중을 고려한 인발력에 따른 앵커리지 최대변위

○ 수치해석 결론

지반정수 변화 및 앵커리지 인발력 변화에 따른 파괴형태를 분석한 결과 콘크리트와 암반접촉면을 따른 플러그 파괴형태가 우세한 것으로 나타났다. 이는 암반은 점착력이 큰 지반으로 점성토와 같은 파괴형태의 영향을 받는 것으로 판단된다. 시공과정을 살펴보면 터널 굴착시 앵커리지 구체 주변 암반이 이완되며 또한 구체와 암반의 접촉면에 인위적인 경계면이 형성되므로 실질적으로도 플러그 파괴가 발생될 가능성을 배재할 수 없다. 그러나 내부마찰각이 존재하는 암반에서 극한 상태의 파괴 거동은 쐐기형태가 될 개연성도 크므로 터널식 앵커리지 안정검토의 기본 가정사항인 파괴형태에 대해 보다 심도 있는 고찰이 필요하며, 이를 확인하기 위해

본 연구에서는 고강도 콘크리트 모형암반에 대한 인발시험을 진행 중에 있다.

수치해석적인 방법으로 터널식 앵커리지의 극한 인발저항력을 정량적으로 분석하고자 현장타설말뚝의 주면마찰저항이 극한상태에 이르렀을 때의 변위 10mm를 참고하여 앵커리지 파괴변위를 10mm로 가정하고 수치해석을 수행한 결과 앵커리지 구체 상부 하중영향을 무시한 경우 6.41mm 변위 발생으로 다소 여유가 있으며, 원지형을 고려한 수치해석 결과 320% 설계하중에서 6.41mm의 변위가 발생되었다. 10mm 정도의 변위 발생에 필요한 앵커리지 인발하중은 설계하중의 490%로 분석되어 설계하중에 대한 여유가 큰 것으로 분석되었다.

수치해석적인 방법으로 정량적인 극한 인발저항력을 산정하기에는 무리가 있으나 기존 설계법에 상당한 여유가 있는 것은 확인된 것으로 판단되며 향후 울산대교 앵커리지 시공 중 계측결과를 분석하여 좀 더 세밀한 해석을 수행하고자 한다.

■ 터널식 앵커리지 개선사항 고찰

국내의 터널식 앵커리지 설계법 내용은 기본적으로 일본 혼슈시코쿠연락교공단(本州四國連絡橋公團)의 하부구조설계기준(1977)을 따르고 있다. 그러나 터널식 앵커리지 활동저항력은 다음의 사항에 따라 크게 영향을 받으므로 이들에 대해서는 시공방법, 지반조건 등을 감안하여 신중히 정하여야 한다.

① 파괴활동면
② 마찰 및 점착저항 발현 범위
③ 터널 굴착에 따른 손상암반 영역
④ 암반 강도정수

○ 국내외 터널식 앵커리지 인발저항 산정법

국외의 대표적인 터널식 앵커리지 사례로는 일본의 Kurushima Kaikyo No.3 Bridge(1998)와 Shimotsui-Seto Bridge(1988), 중국의 E-Gong-Yan Bridge(1999) 등이 있다. 국내에서는 터널식 앵커리지에 대한 설계기준이 전무하여 일본의 사례 및 기준(혼슈시코쿠연락교공단, 1977)을 참고로 울산대교에서 최초로 시공 중에 있다. 터널식 앵커리지의 극한 인발저항은 가상 파괴면이 지표면까지 미치는 전반적인 파괴를 가정 할 경우 파괴형상과 이에 따른 앵커구체 및 파괴면 내부 지반의

중량, 지반의 전단강도(또는 구조물과 지반의 마찰강도)의 적용에 따라 좌우되므로 이를 정확하게 평가하는 것이 매우 중요하다. 이러한 관점에서 본 논문에서는 일본 Shimotsui-Seto대교 A1의 극한 인발저항 산정법 및 이와 관련된 설계체제의 연도별 추이(Kanemitsu et al., 1981), 혼슈시코쿠연락교공단 하부구조 설계기준(1977) 및 국내 설계사례를 고찰하였다.

▪ 파괴형태

현수교 주 케이블은 콘크리트 앵커구체에 인장이 생기지 않도록 앵커구체 등단면 표준부의 인장재를 통해 쐐기형상 선단 확폭부의 정착 거더에 고정시키며, 선단 확폭부 쐐기의 경사측면을 통해 앵커구체 축방향과 방사방향으로 상당히 광범위한 지반에 응력을 가하게 된다. 일본 혼슈시코쿠연락교공단에서는 단면 변화가 없는 표준부의 앵커구체와 주변 지반이 터널 굴착공법, 라이닝 공법 및 본체 콘크리트 공법 등의 시공조건에 의해 다소 연속성이 부족한 경우가 발생하더라도 선단 확폭부 주변 지반과 앵커구체가 일체가 되어 암반의 다일레이턴시 효과에 의해 선단부로부터의 상당한 범위의 주변 지반을 함께 밀어 올리는 쐐기형태의 파괴를 보일 것으로 판단하고 있다. 그러나 앵커리지 인발저항을 안전측으로 검토하기 위해 앵커구체 축방향을 따라 주변암반과 함께 플러그 형태로 뽑혀 올라가는 파괴 거동을 가정하였다.

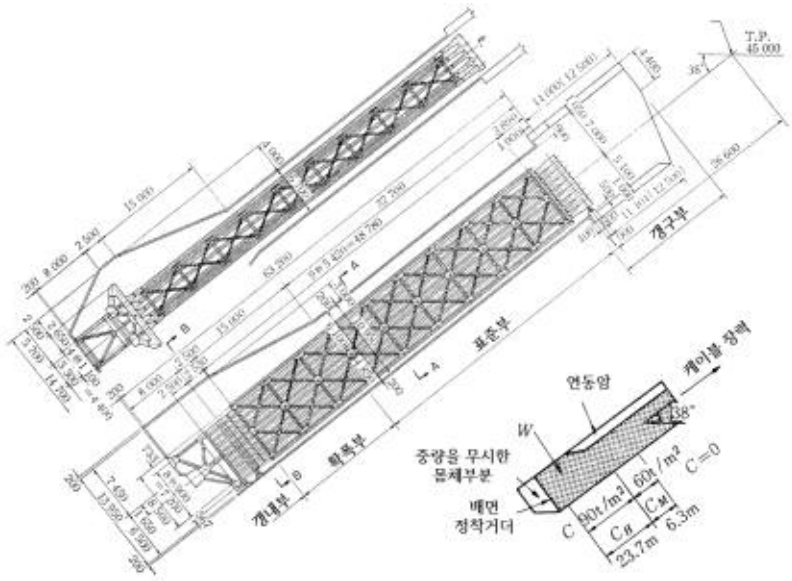
▪ 앵커리지 형상 및 크기

앵커구체 본체 터널 단면의 경우 일본에서는 터널 막장 작업 시의 지반 안정성을 위해 단면을 축소하고자 노력하였다. 그러나 당시 70~80년대의 기술에 비해 현재는 대단면 터널 시공기술의 발달로 그 보다는 최소작업 공간과 주 케이블로부터 앵커리지로 이어지는 스트렌드 수 등이 주요 결정요인이 될 것으로 판단된다. 선단 확폭부 형태는 당초 검토단계에서 쐐기형태(wedge type)를 고려하다 확폭부 형상에 의한 굴착 정밀도 확보의 어려움과 단면의 상하 방향으로 전단 저항을 기대하기 위해 앵커헤드 형태(anchor head type)로 바뀐 시기가 있으며, 실제 Shimotsui-Seto대교 A1 설계는 본체와 지반에 응력집중을 피하고 케이블 인발에 의해 앵커 본체와 연동하는 지반의 압축영역을 보다 광범위하게 하기 위해 최종적으로 현재와 같은 쐐기형태(wedge type)로 하였다.

일본에서 확폭부 측면의 경사각은 확폭부에 반입하는 배면 크로스 거더의 가설 및 요구되는 작업공간을 감안하여, 앵커 본체 축에 대하여 15°를 표준으로 하였다. 이는 일본의 철탑표준기초 저부의 바닥판 측면에 부착시키는 지보공 각도에 준한 것으로 실험에 의하면 15°일 때가 가장 유효하다고 하였다. 특히 선단 확폭부의 저면은 작업성을 고려하고 암 중량에 의한 영향으로 쐐기의 효과가 떨어진다고 판단하여 확폭하지 않았다.

▪ 암반의 설계강도 정수

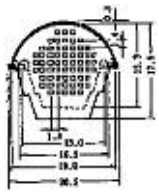
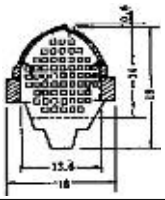
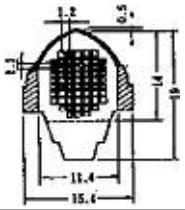
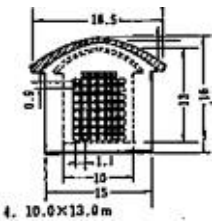
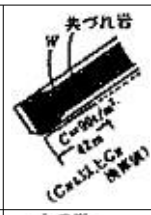
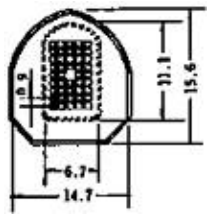
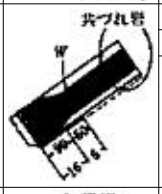
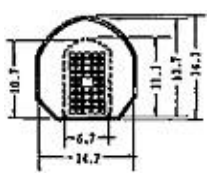
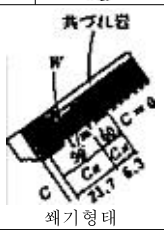
터널식 앵커리지의 인발저항은 주변 암반의 전단강도 및 저항력 발현범위의 가정에 따라 좌우된다. Shimotsui-Seto대교의 경우 다음 그림과 같이 기본적으로 현장시험 및 실내 암석시험에 의해 앵커 축방향을 따라 암반 등급별로 설계 강도를 재산정하여 인발저항을 계산하였다. 아래 표의 관련 문헌 고찰을 통해 검토단계부터 실제 설계단계까지 설계체계가 변함에 따라 앵커 주변 암반의 강도정수 적용방식이 조금씩 변하였음을 알 수 있었으며, 그 내용을 개괄적으로 정리하면 다음과 같다.



초기(1973.03～1974.05)에는 선단 확폭부에 의한 연동암의 개념을 도입하지 않았으며 앵커 구체와 직접 맞닿은 주반 암반과의 경계에서 인발저항이 발현되는 것으로 가정하였다. 앵커 구체 하부의 점착력은 암반 등급별로 산정한 점착력(c)을 그대로 적용하였고, 측면의 경우 0.5c～c, 상부의 점착력을 주변 암반 점착력(c)의 0(무시)～0.2c를 고려하고 있다. 이후 앵커헤드 형태(1977.08～1980.02) 및 최종 설계 반영한 쐐기형태(1980.12)로 앵커리지 형태와 설계개념이 변천하면서 연동암(또는 상부암)을 고려하기 시작하였고 상부의 점착력은 전혀 고려하지 않고 있는 것(c=0)이 특징이다. 앵커헤드 방식은 점착저항을 고려한 경우와 고려하지 않은 경우로 나누어 검토하였으며 점착저항 미고려의 경우 앵커구체 상부암의 중량을 추가로 반영하여 적용 기준 안전율을 2.0으로 동일하게 적용하였다. 또한 1980.02의 검토 시기에는 측면에 대한 마찰저항(μ=tanΦ)과 암반의 측압을 고려한 점이 주목된다. 모든 검토 방법에서 풍화가 많이 진행된 지반의 점착력은 고려하지 않고 있다.

적용 안전율은 일본의 중력식 댐, 록앵커의 안전율 기준에 준하여 3.0 이상이었지만, 1977년 이후 혼슈시코쿠연락교공단 하부구조 설계기준(1977)의 체계에 준하여 직접기초의 활동에 대한 안전율 2.0 이상으로 하고 있다. 그러나 일본 혼슈시코쿠연락교공단에서는 Shimotsui-Seto대교 터널식 앵커리지 설계당시 터널 시공조건 등의 영향으로 가정한 활동 경계면의 하부, 측면, 상부 인발저항력이 서로 상이하고 동시에 하부, 측면, 상부로 갈수록 불확실 요소가 많이 잠재되어 있을 것으로 판단하여 안전율의 할증 대신 저감된 암반의 설계강도정수를 적용하였다고 하였다.

<표 3.19> Shimotsui-Seto대교 터널식 앵커리지 설계체계 연도별 추이(Kanemitsu et al., 1981)>

년도	앵커단면 형상	앵커리지 형태	점착 및 마찰저항			자중 및 측압			저항력계산
			하부	측면	상부	하부	측면	상부	
1973.03		풍화가 많이 진행된 지반의 점착력 무시 (이하 연차별 동일 적용)  쐐기형태	c, μ	c	0	Wcosθ 연동암 미포함	0	0	·부력 무시 ·Fs=3.5≧3.5 $F_s=\frac{\mu\ Wcos\theta+cA}{T-Wsin\theta}$
1973.11		 쐐기형태	c, μ	0.5c	0.2c	Wcosθ 연동암 미포함	0	0	·부력 무시 ·Fs=5.3 $F_s=\frac{Wcos\theta+\mu\ Wcos\theta+3cA}{T}$
1974.05		 쐐기형태	c, μ	0.5c	0	Wcosθ 연동암 미포함	0	0	·부력 무시 ·Fs=3.26≧3.0 $F_s=\frac{Wsin\theta+\mu\ Wcos\theta+cA}{T}$
1977.08	 앵커헤드 형태	점착 저항 고려 	μ	c	0	case 1	0	0	·부력 고려 ·Fs=2.61≧2.0(case1) ·Fs=2.12≧2.0(case2) $F_s=\frac{Wsin\theta+\mu\ Wcos\theta+cA}{T}$
			c, μ	0	0	case 2			
						Wcosθ 연동암 포함			
		점착 저항 미고려 	μ	0	0	Wcosθ 상부암, 연동암 포함	0	0	·부력 고려 ·Fs=2.4≧2.0 $F_s=\frac{Wsin\theta+\mu\ Wcos\theta}{T}$
1980.02	 앵커헤드 형태	점착 저항 고려 	c, μ	μ	0	case 1	$K_0\cdot\gamma z$ (K_0=0.5)	0	·부력 고려 ·Fs=2.71≧2.0(case1) ·Fs=2.48≧2.0(case2) $F_s=\frac{Wsin\theta+\mu\ Wcos\theta+cA}{T}$
			μ	c, μ	0	case 2			
						Wcosθ 연동암 포함			
		점착 저항 미고려 	μ	0	0	Wcosθ 상부암, 연동암 포함	0	0	·부력 고려 ·Fs=2.15≧2.0 $F_s=\frac{Wsin\theta+\mu\ Wcos\theta}{T}$
1980.12		 쐐기형태	c, μ	c	0	Wcosθ 연동암 포함	0	0	·부력 고려 ·Fs=2.1≧2.0 $F_s=\frac{Wsin\theta+\mu\ Wcos\theta+cA}{T}$

○ 터널굴착에 따른 손상암반의 강도정수 재평가

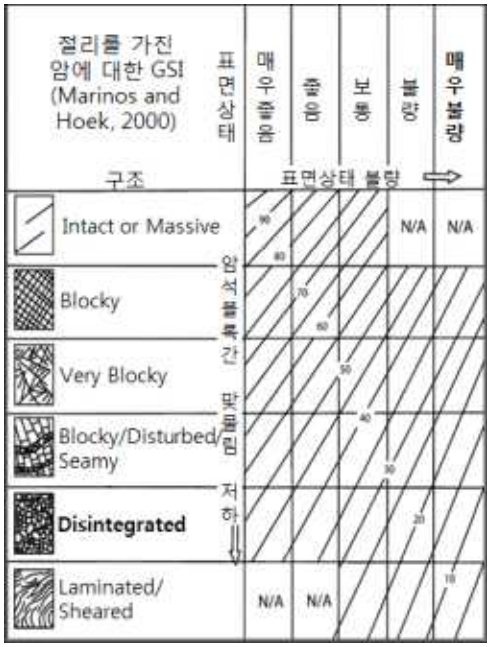
기존 설계방법의 저항력 산정 시 터널 굴착에 따른 손상영역을 반영하기 위해 굴착면으로부터 0~1m 범위는 점착력과 마찰력을 무시하였고, 굴착면으로부터 1~2m 범위와 2개의 터널 사이 인접구간(필라부)은 굴착 전(이완 전) 저항력의 1/2를 적용하고 있다. 손상영역의 범위에 대한 정확한 평가가 실질적으로 어려움이 크므로 손상영역 범위에 대한 기본가정은 그대로 준용하되 적용 저항력은 재평가할 필요가 있다.

특히 암반전단강도를 완전히 무시하는 것은 불합리한 가정이며 또한 손상된 암석블록간 맞물림(interlocking)을 감안하면 적정 수준의 암반강도 및 그에 따른 저항력을 인정하는 것이 합리적일 것으로 판단된다.

발파로 인한 암반손상 및 응력이완 효과를 감안하여 교란계수 D(Disturbance factor), 지질강도지수 GSI(Geotechnical Strength Index)를 이용한 손상암반의 강도정수 산정에 관한 연구가 기존 연구자에 의해 수행된 바 있다(Hoek 등, 2002; 이인모 등, 2003). 따라서 본 연구에서는 Hoek-Brown의 파괴규준(2002)로부터 교란계수, 지질강도지수를 반영한 손상암반의 강도정수 c, ϕ를 결정하고 이를 이용하여 앵커리지 손상영역의 저항력을 재평가 하고자 하였다. 교란계수는 발파손상 및 응력이완에 의한 교란의 정도에 따라 결정되는 계수이며, 이 값은 현장 암반에서 교란되지 않았을 때의 값인 0에서부터 매우 교란된 암반에 대해 1의 값을 적용한다(Hoek 등, 2002). Cheng과 Liu(1990)은 대만의 발전소 공동에서 변형계측을 실시하고 그 결과를 역해석하여 굴착면에서 2m 거리 까지 발파로 인한 손상이 발생한 것을 확인하였으며, 손상된 암반의 강도 및 변형 특성치를 역해석한 결과 등가교란계수(equivalent disturbance factor)가 0.7임을 보고한바 있다.

표 3.21은 손상영역의 암반 내부마찰각을 적용하여 마찰계수를 재산정하고 기존 설계방법(자중 및 마찰저항 고려 방법)과 안전율을 비교한 결과이다. 기존방법의 안전율 1.272에서 마찰계수 재산정 후 안전율 1.378로 앵커리지 저항력이 8.4% 증가한 것을 확인할 수 있다. 또한 주변 암반이 깊어질수록 강도가 증가하고 이와 함께 손상 정도가 줄어들 가능성을 감안하여 암반 등급별로 강도정수를 추가 검토하였을 경우 앵커리지 저항력은 11.4%까지 증가하였다.

<표 3.20> 손상암반 강도정수 인자

<table>
<tr><th>지질강도지수 GSI</th><th>교란계수(D) 평가 가이드라인</th></tr>
<tr><td> 
</td><td>
<table>
<tr><th>암반의 외관</th><th>암반의 묘사</th><th>D의 제안값</th></tr>
<tr><td rowspan="2">  </td><td>우수한 수준의 조절발파,
TBM굴착</td><td>D=0</td></tr>
<tr><td rowspan="2">  </td><td>불량한 암반에서
발파 아닌 기계 또는
인력 굴착</td><td>D=0</td></tr>
<tr><td>임시 인버트 설치하지
않는 경우</td><td>D=0.5
(인버트없음)</td></tr>
<tr><td>  </td><td>경암 터널에서
매우 낮은 품질의 발파
(암반손상 2~3m)</td><td>D=0.8</td></tr>
</table>
</td></tr>
</table>

<표 3.21> 마찰저항 개선효과

구분	자중(MN)	마찰(MN)	F.S	증가
기존방법	71.5	**92.0**	1.27	-
강도 재평가	71.5	**105.8**	1.38	**8.4%**
강도 재평가 (암반등급 고려)	71.5	**110.6**	1.42	**11.4%**
- 기존방법 μ=0, 1/2μ적용 - 손상암반 마찰계수(μ) 재평가 (D=0.8~1, GSI=15~25)				

○ 연동암 상부 점착저항 적용

앵커리지 파괴형태를 플러그로 가정할 때, 케이블 장력 작용 시 가상활동면의 점착저항력은 연동암 좌우 측면뿐만 아니라 상부 주변암이 암반 연속체로서 함께 작용한다고 보는 것이 보다 합리적일 것이다. 그러나 국내 및 일본에서 적용한 기존 설계기법에서는 연동암 상부 점착저항을 무시하였으며, 이에 대한 명확한 적용근거가 설명되어 있지 않다.

표 3.22는 연동암 상부 점착저항 고려 유무, 강도정수 재평가 및 암반등급별 고려 여부에 따른 안정성 검토 결과를 비교한 것이다. 기존 설계기법에서 암과 암 사이의 저면과 측면 점착저항만 고려하였을 경우 점착저항은 130MN 이었으나, 연동암 상부 점착저항 고려시 점착저항은 235MN으로 크게 증가하여 전체 저항력 측면에서 35.7%의 저항력 증대 효과를 보였다. 그러나 이는 상부 점착저항력에 대해 암반손상을 고려하지 않을 것이므로 암반손상을 고려하여 강도정수를 재평가 하면 점착저항력은 165.6MN(12.0% 증가)으로 평가되고, 암반등급을 함께 고려하면 점착저항력은 195.6MN(22.2% 증가)으로 평가된다.

<표 3.22> 점착저항 개선효과

구분	자중(MN)	마찰(MN)	점착(MN)	F.S	증가
기존방법	71.5	92.0	**130.3**	2.28	-
상부 점착력 고려	71.5	92.0	**235.1**	3.10	**35.7%**
상부 점착력 + 강도 재평가	71.5	92.0	**165.6**	2.56	**12.0%**
상부 점착력 + 강도 재평가 (암반등급 고려)	71.5	92.0	**195.6**	2.79	**22.2%**
- 기존방법 c=0, 1/2c 적용 - 손상암반 점착력 재평가 (D=0.8~1, GSI=15~25)					

표 3.23은 연동암 상부 점착저항을 고려하고, 이와 더불어 점착저항 및 마찰저항에 대해 암반손상 및 암반등급을 고려한 경우의 저항력 개선효과이다. 실제 설계단계에서 상기와 같은 부분을 상세히 검토하고 합리적으로 반영할 수 있다면 보다 경제적인 가능할 것으로 보이나, 터널식 앵커리지의 실제 거동을 정확히 규명하고 입증하기가 쉽지 않은 현실을 감안하면 본 과제의 지속적인 추가 연구 및 전문가 그룹과의 충분한 논의가 필요할 것이다.

<표 3.23> 점착저항 및 마찰저항 개선효과

케이블 장력 (MN)	자중(MN)	마찰(MN)	점착(MN)	F.S	증가
128.6	71.5	**110.6**	**195.6**	2.94	**28.5%**

■ 대형 모형암반에서의 터널식 앵커리지 인발시험

본 과제에서는 터널폭 10m, 길이 60m 가량의 대규모 터널식 앵커리지의 극한상태 및 사용하중 상태에서의 인발거동을 예측하기 위해 대형 모형암반에서 인발시험을 계획하였다. 모형암반 터널식 앵커리지 인발시험을 통해 하중전이 및 응력분포특성을 확인하고 파괴형태를 관찰하여 설계개선점 분석에 활용하고자 한다. 인발시험 시 모형암반 및 터널식 앵커리지의 재료강도는 실제 터널식 앵커리지와 주변 암반의 상대적 강도 크기를 고려하여 제작하였으며, 대형 가압판을 제작하여 모형암반에 삼축으로 구속압이 작용되는 조건에서 단일 암반 및 다층 암반에서 구속압 상태에서의 인발 저항 특성, 반복 하중 하에서의 인발 저항 특성 등의 시험을 수행하였다. 또한 모형 터널식 앵커리지의 선단부를 확폭시켜 실제 구조물과 유사하게 모사하였다.

○ 터널식 앵커리지 모형 인발시험 계획 및 측정항목

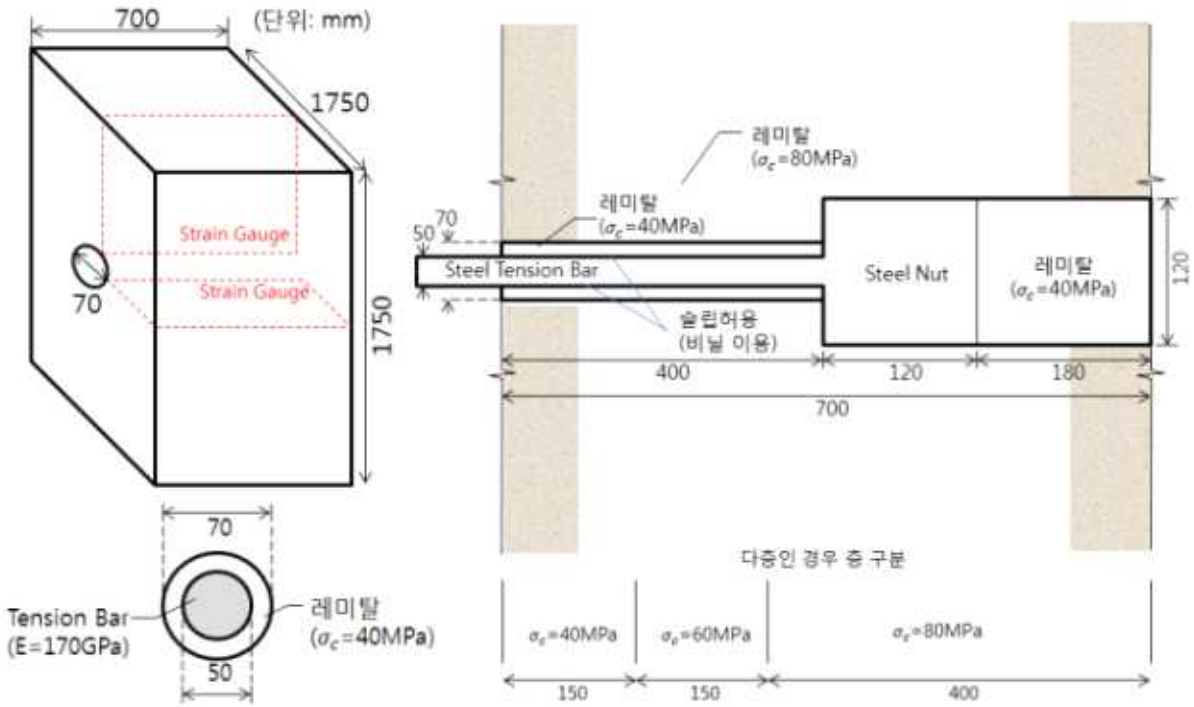
본 시험의 수량은 아래 표와 같이 콘크리트 모형 암반을 구속압 시킨 상태에서 4회를 실시한다. 모형 터널식 앵커리지는 실제 규모의 약 1/100 크기인 터널입구 지름 70mm 정착길이 420mm, 인장판 설치부 120mm로 제작하여 시험을 진행한다.

<표 3.24> 모형암반 인발시험 계획

시험계획	비 고
① single layer / monotonic loading	- 앵커리지 크기: 지름 70mm, 길이 400mm, 확폭부 지름 120mm - 모형암반 크기: 1.75 x 1.75 x 0.7m - 모형 앵커리지 강도 약 40MPa - 울산대교 대비 약 1/100 scale, 가압판 이용 구속압 적용
② multi-layer / monotonic loading	
③ single layer / stepped cyclic loading	
④ single layer / monotonic loading	-인발방향(X)의연직방향(Y, Z) 및 선단확폭부 계측확장

<표 3.25> 터널식 앵커리지 모형 시험 측정항목

인발시험 종류	측정 항목		계측기	측정개소
대형 모형암반 터널식 앵커리지 인발시험	변형율	강봉	변형율계	2
		터널내 콘크리트	변형율계	5
		모형암반	변형율계	20x2=40
	변위	강봉 신장량	LVDT	2
		앵커정착부	Wire gauge	1
		모형암반 표면	LVDT	4
	인장하중		하중계	1
	시험회수 (회)		3	



<그림 3.123> 인발시험 계획 및 모식도

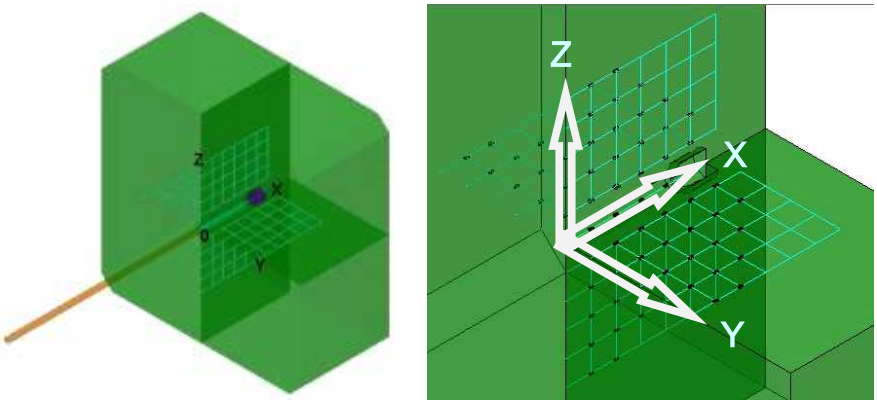
○ 스트레인게이지 배치

(1) 모형암반 내에 앵커의 두부를 원점으로 하여, 3축에서 센서의 배열과 Data logger에 기록될 번호를 결정하였다.

x축 - 터널식 앵커리지 선단 방향

y축 - 터널식 앵커리지 수평 방향

z축 - 터널식 앵커리지 연직 방향

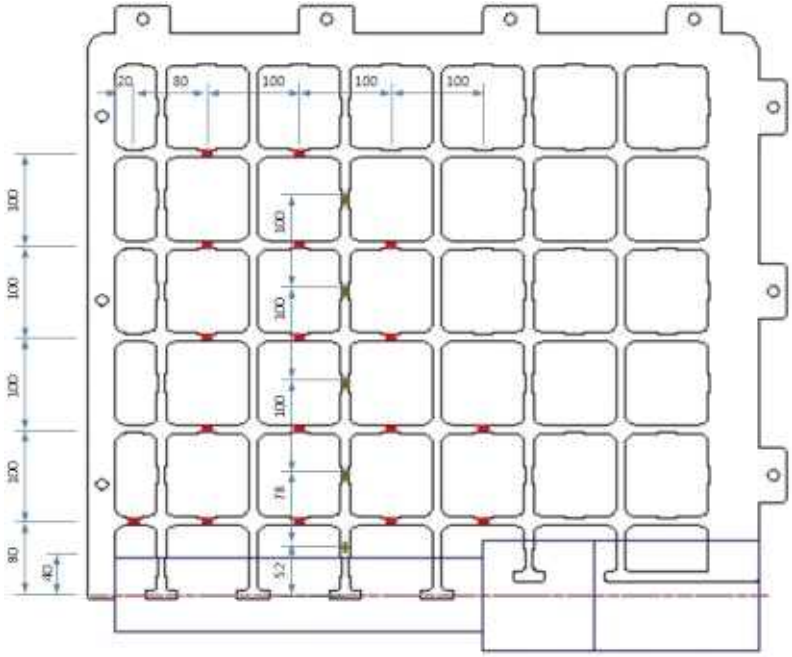


<그림 3.124> 모형암반 내 앵커 및 응력계 설치배열

(2) 단일 모형암반의 일축압축강도를 80MPa, 다층 모형암반의 일축압축강도를 40MPa, 60MPa, 80MPa로 구성하므로, 모형암반 내 설치할 스트레인게이지의 방향 및 배열을 잡기위한 고정판의 재질은 연신율이 크고, 타 금속에 비해 상대적으로 강성이 낮은, 알미늄판(굴곡성이 높은)을 두께 1mm x 높이 70cm x 폭60cm으로 다음 그림과 같이 레이저 가공하였다.

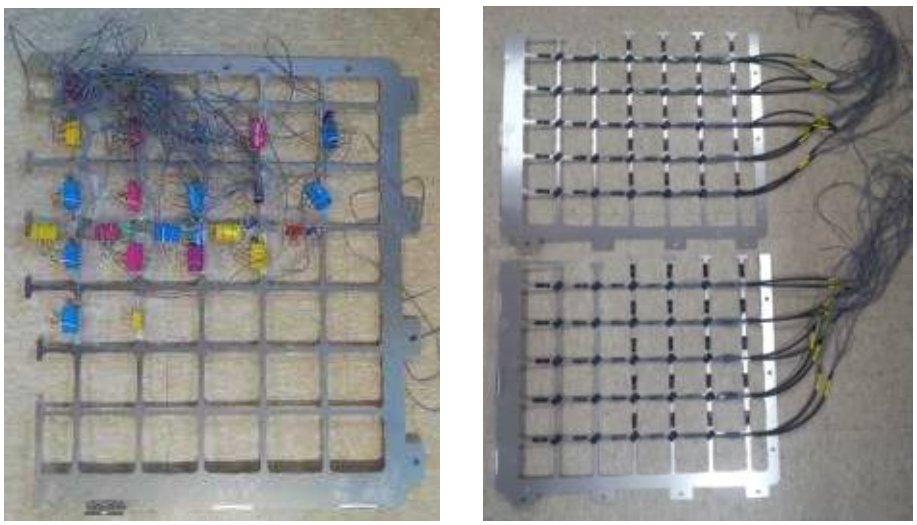


<그림 3.125> 변형율게이지



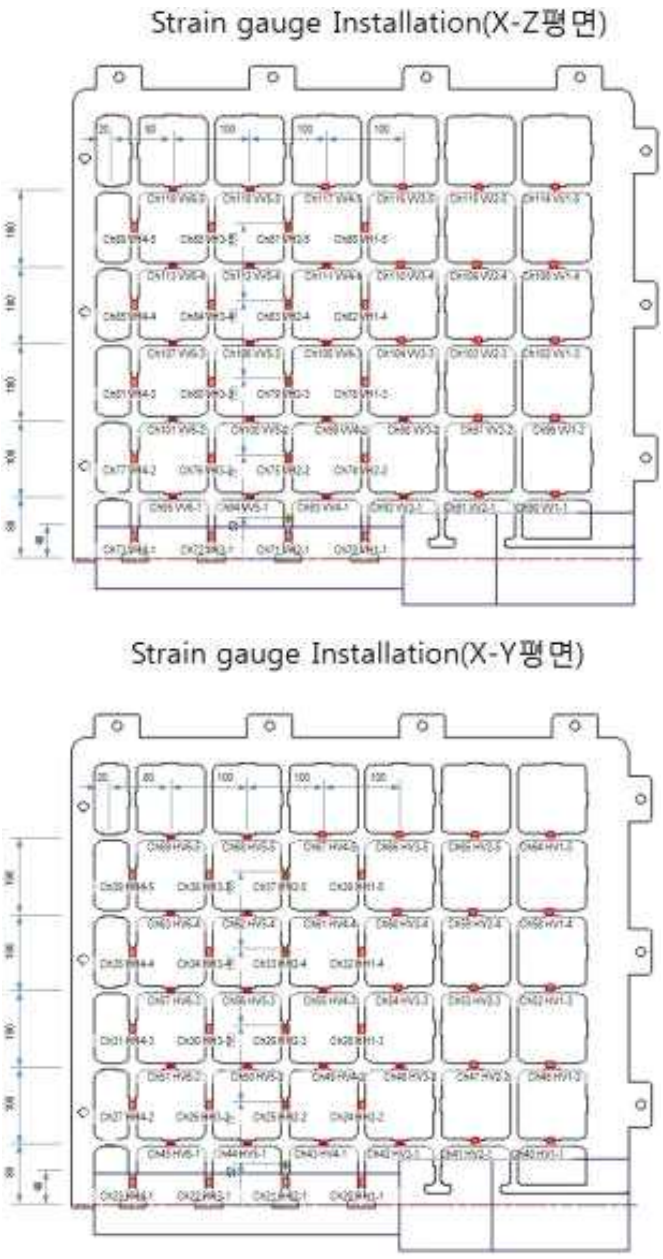
<그림 3.126> 게이지 고정판 치수

(3) 레이저 가공된 알미늄판에 에폭시계 본드를 이용하여 스트레인게이지를 부착하고, 방수 처리 후 케이블에 일련 번호를 부여하였다.

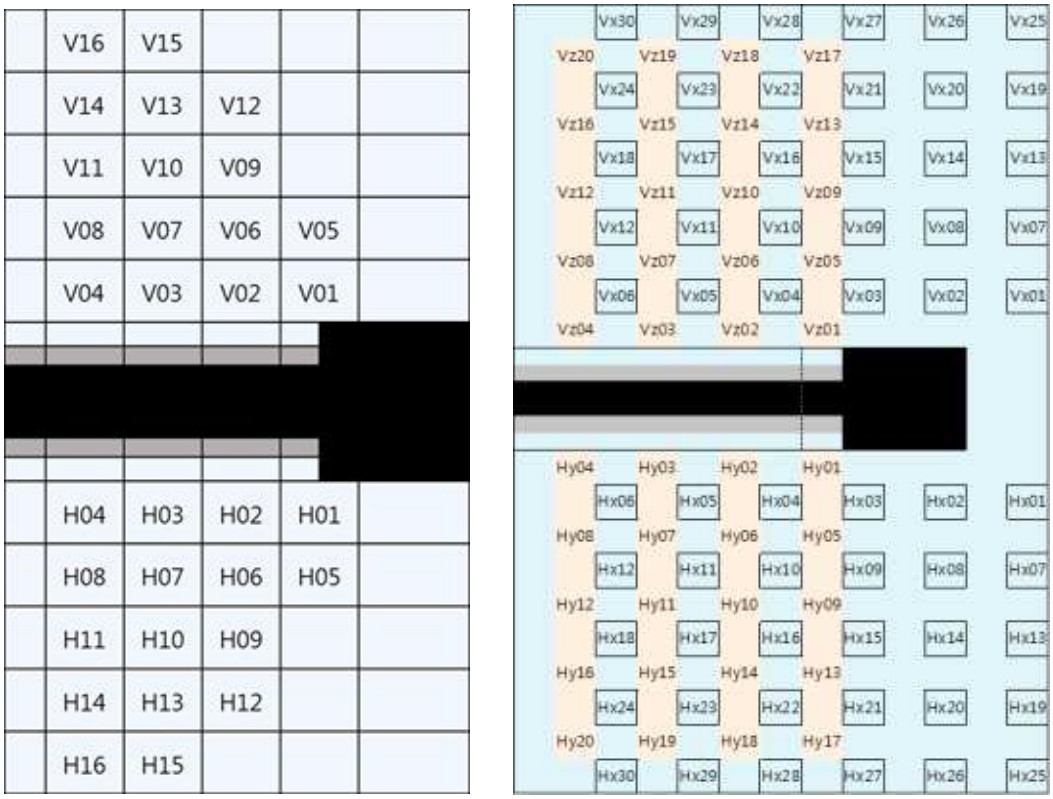


<그림 3.127> 변형율 게이지 고정판 부착

본 시험의 게이지 구분은 다음 그림과 같이 모형암반 중앙에 앵커가 있고, 앵커 두부를 원점(0,0,0)으로 하여 앵커 수평으로 알미늄판을 레이저 가공하여 다음 그림과 같이 설치하였다. 터널식 앵커 길이방향을 X축, 측면을 Y축, 상하를 Z축으로 터널입구 중앙을 원점으로 하여 좌표를 mm단위로 도시하였다.



<그림 3.128> 모형암반 내 변형율 게이지 설치 좌표(인식번호)



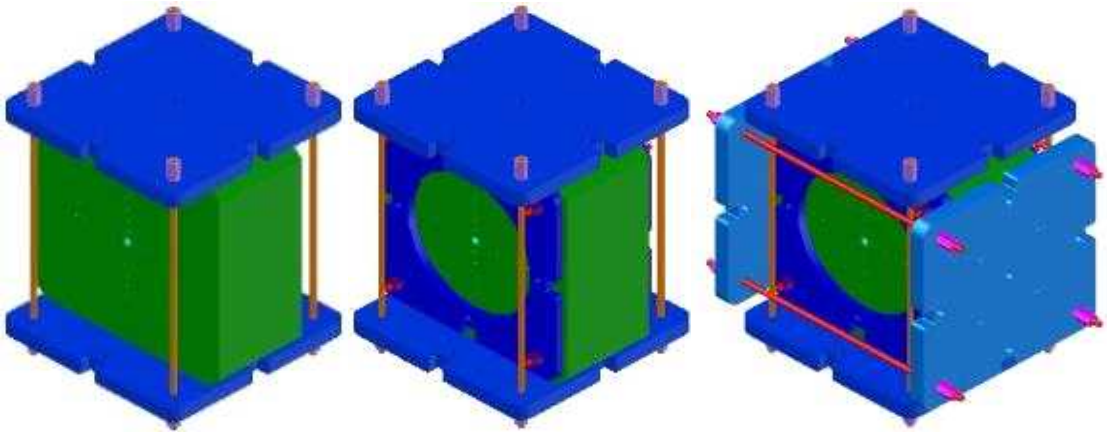
(a) No.1~No.3 시험체 (b) No.4 시험체

<그림 3.129> 모형암반 내 변형율 게이지 인식번호

○ 구속압 측정

▪ 가력판 설치

암반에 구속압을 도입하기 위하여 3축 가력을 위해 측면판을 설치하고, 전면이 1200mm로 개방된 전면판을 설치하고, 측면 2면에 구속압을 도입한 후, 상부에 가력판을 설치한 후 구속압을 도입하였다.



a. 상하판 조립 후 b. 전면판 조립 후 c. 측면판 조립 후

<그림 3.130> 가력판 설치 과정



a. 전면 b. 후면

<그림 3.131> 가력판 설치

▪ 구속압 도입

측압 도입 후 전후 구속압 도입, 상하 구속압 도입 순서로 구속압을 도입하였다.



a. 바닥판 설치



b. 모형암반 설치



c. 측면판 설치 중



d. 측면판 설치 후



e. 전면판 설치



f. 측면 가력(1차)



g. 전면 가력(2차)

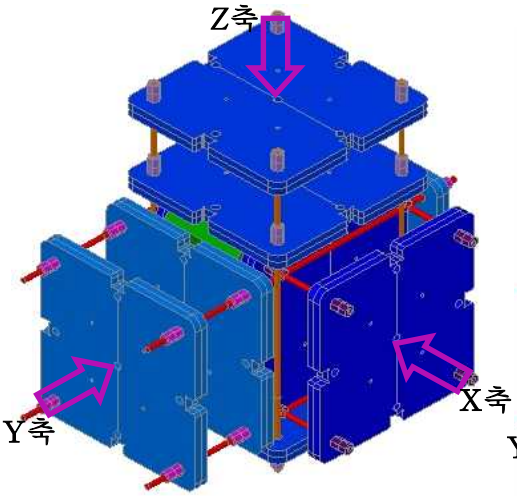


h. 상부가력(3차)

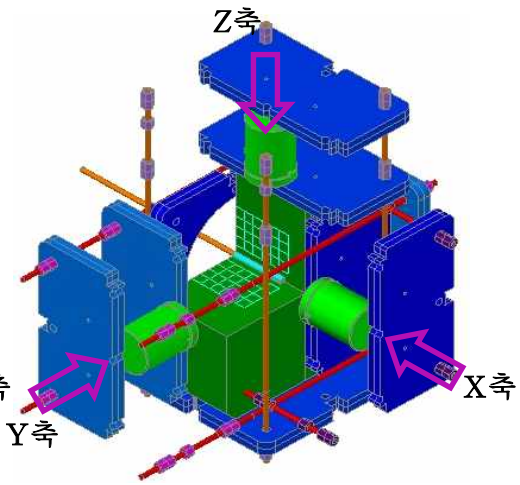


I. 구속압 도입 측정 전경

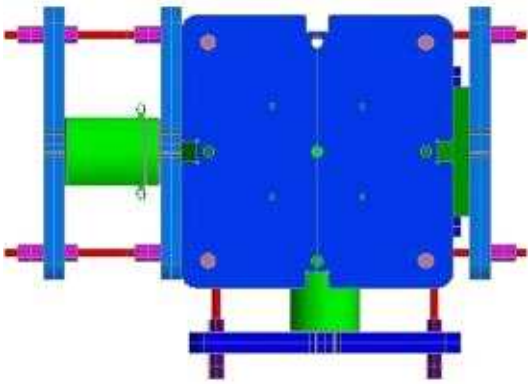
<그림 3.132> 가력판 설치 및 가력



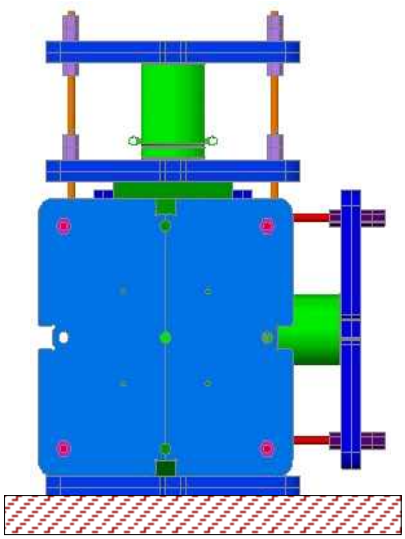
a. 3축 가력 투시도



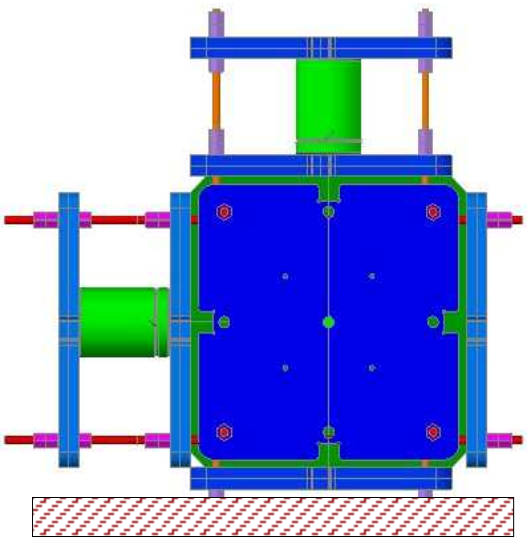
b. 3축 가력 투시 부분단면도



c. 3축 가력 평면도



d. 3축 가력 측면도



e. 3축 가력 배면도

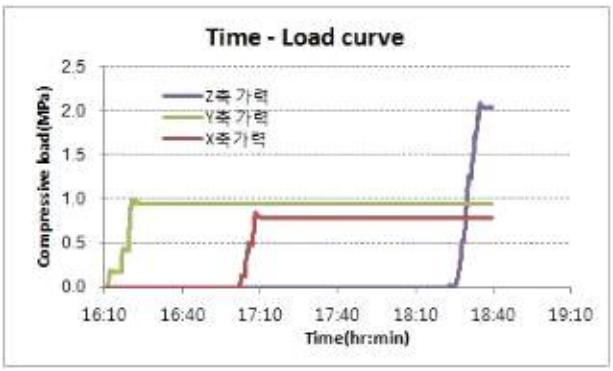
<그림 3.133> 3축 가력 방법

▪ 구속압 측정 결과

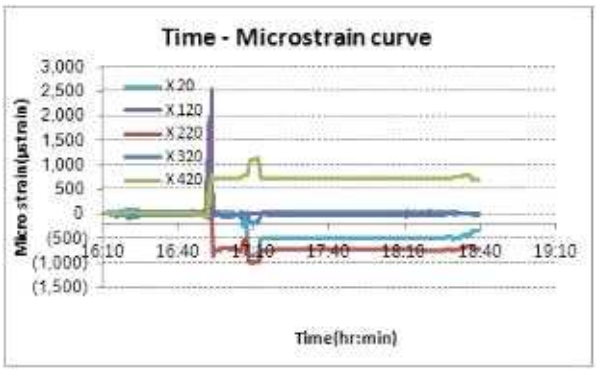
구속압을 순차적으로 가했으며 그 결과는 다음 그래프와 같다.

(1) 1번 모형암반

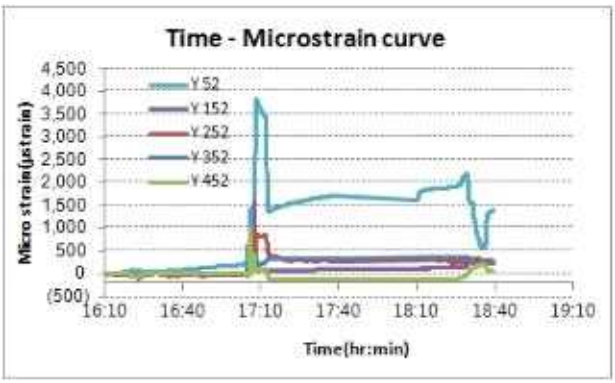
가력하중에 따라 모형 암반 터널과 경계면에 응력이 집중되는 양상을 나타내고 있다.



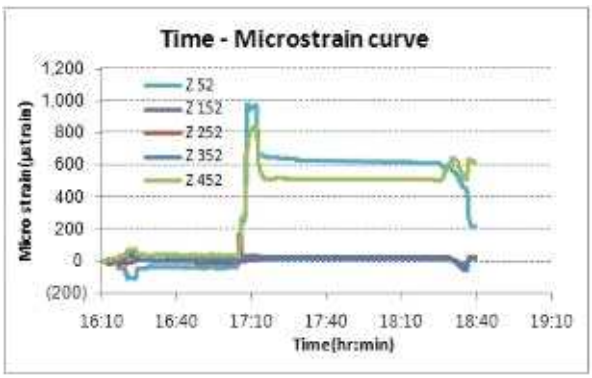
a. 시간-하중 곡선



b. 시간 - X 축 변형율 곡선



c. 시간-Y축 변형율 곡선

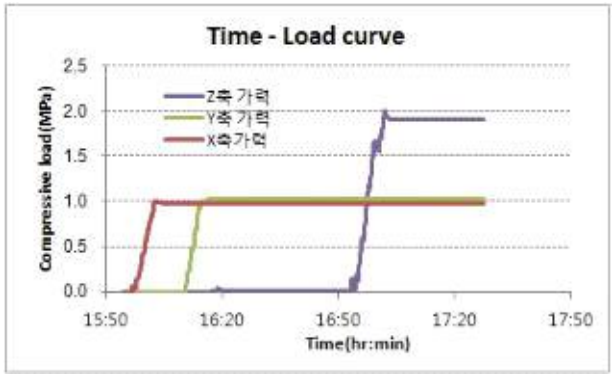


d. 시간- Z축 변형율 곡선

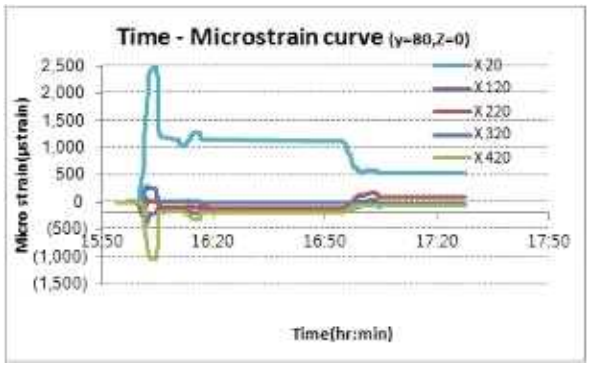
<그림 3.134> 시험체 1 구속압 측정 결과

(2) 2번 모형암반

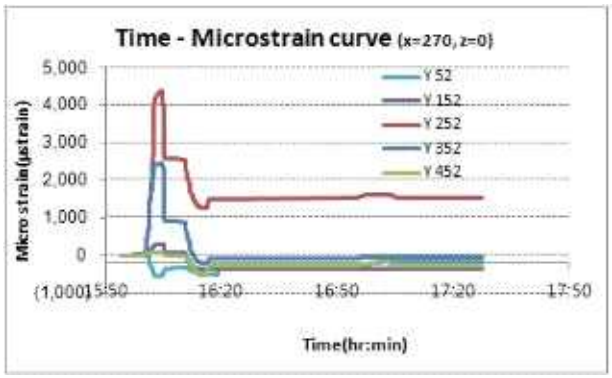
가력하중에 따라 하중 분포도는 다음 그림과 같으며, 각축의 하중 도입에 따라 응력 재분배가 나타나는 것으로 파악되었다. 1번과 마찬가지로 터널 주변에 많은 변형이 나타나고 있다.



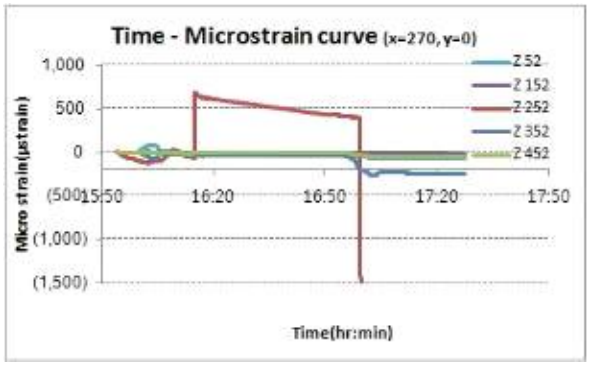
a. 시간-하중 곡선



b. 시간 - X 축 변형율 곡선



c. 시간-Y축 변형율 곡선



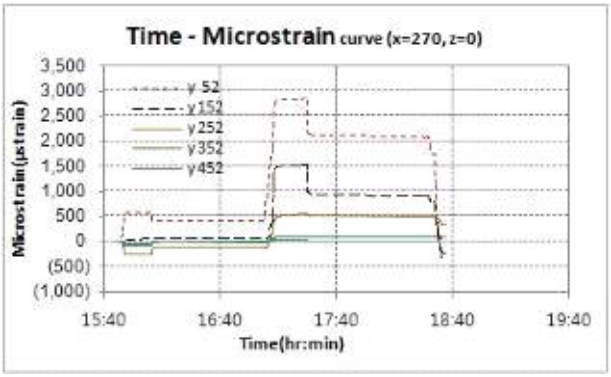
d. 시간- Z축 변형율 곡선

<그림 3.135> 시험체 2 구속압 측정 결과

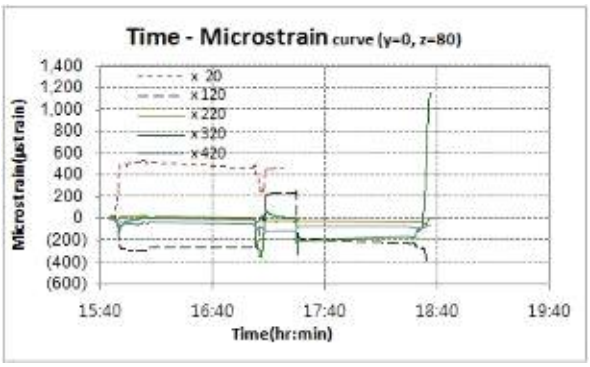
(3) 3번 모형암반

측면 가력 시 변형이 많이 발생되나 전면 가력 이 후 응력 재분배가 나타나며, 상하 가력 시 Y축 응력이 줄어들었으며, X축은 증가되는 양상을 나타내었다.

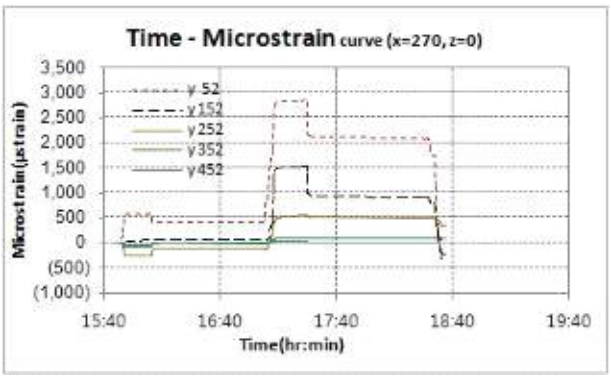
1, 2번과 마찬가지로 터널 인접 부분의 응력 변화가 크다.



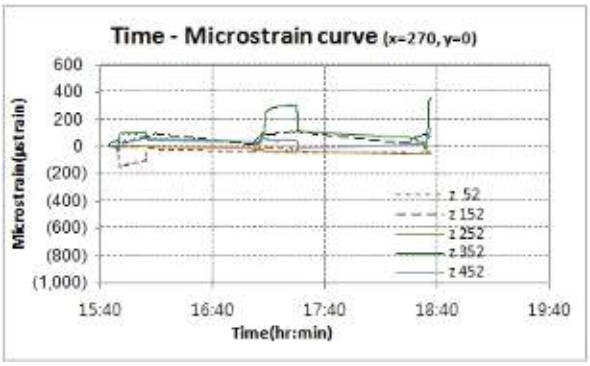
a. 시간-하중 곡선



b. 시간 - X 축 변형율 곡선



c. 시간-Y축 변형율 곡선



d. 시간- Z축 변형율 곡선

<그림 3.136> 시험체 3 구속압 측정 결과

○ 인발 시험 및 저항력 평가방법

▪ 최대 인발 시험 하중

최대 인발 시험 하중은 인장재의 단면적 및 개수로 결정되어지며, 안전상 극한강도의 80%, 항복강도의 95% 중 낮은 값을 최대 인장시험하중으로 결정하므로 그 이내에서 파괴가 유도되도록 고안하여 진행한다.

<표.3.26> 대형 모형암반에서의 터널식 앵커리지 시험체 최대 반복 시험하중 결정>

모형 암반	Macalloy tension bar			극한강도 [σ_u=1030 N/mm^2]검토 $A_{pc}x0.8\sigma_u$	항복강도 [σ_y=830 kg/cm^2]검토 $A_{pc}=0.95\sigma_y$	최대 반복 시험 하중 (MN)
	지름 D_{pc} (mm)	본당 수량 N_{pc} (개)	단면적 $A_{pc}=D_{pc}$ x N_{pc} (mm^2)			
고강도콘크리트	50	1	1963	1.617MN	1.547MN	1.50

▪ 터널식 앵커리지 인발시험

(1) 모형암반 구속압 평가 후 터널식 앵커리지 인발 시험 실시

(2) 하중 주기 : 1주기 이상

(3) 가압 하중 : 터널식 앵커리지 구속 조건 모사

(4) 인발 하중 : 앵커리지 파괴 시까지

(5) 모형 암반 내 분포 응력 측정 : 구속압 도입 전 기준 설정후 시험 전과정 응력 측정(1모형 심도별 2단면 단면당 20개소 측정)

(6) 파괴 모드 분석

▪ Metastable 검증시험

(1) 모형암반 구속압 평가 후 터널식 앵커리지 인발 시험 실시

(2) 하중 주기 : 6단계로 각 단계별 5주기 이상

(3) 가압 하중 : 터널식 앵커리지 구속 조건 모사

(4) 인발 하중 : 앵커리지 파괴하중(Pu)의 10%를 초기 하중으로, 단계하중은 Pu의 50%를 최초 도입 단계 하중으로, Pu의 10%를 단계별 증분 하중으로, 각 단계 반복하중 주기는 5주기 이상 실시하여 파괴 시까지 진행

(5) 모형암반 내 분포 응력 측정 : 구속압 도입전 기준 설정후 시험 전과정 응력 측정(1모형 심도별 2단면 40개소 측정)

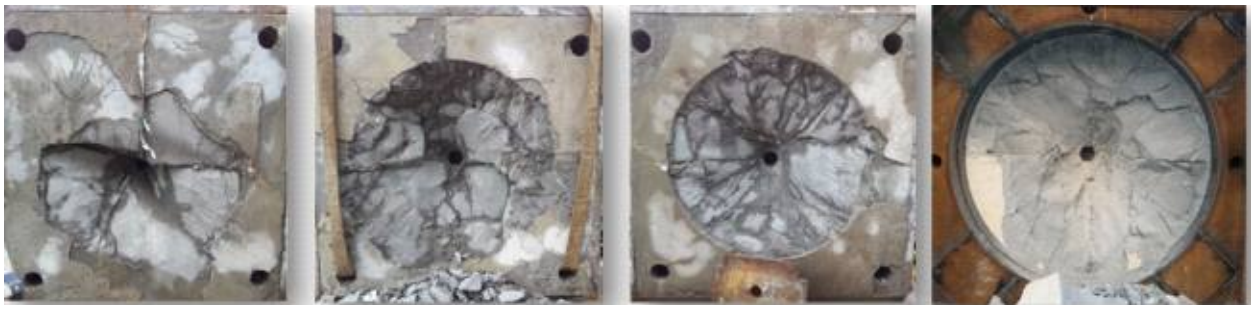
(6) 파괴 모드 분석

(7) 각 단계별 Metastable 평가 실시

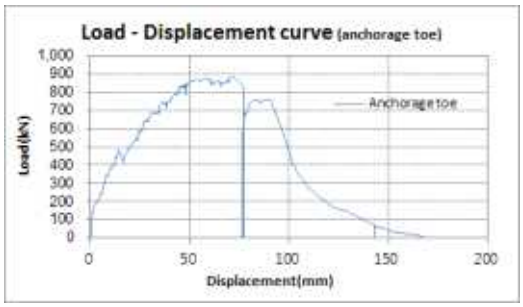
○ 인발시험 결과

모형암반 터널식 앵커리지 인발시험은 최종 파괴시까지 진행하여 인발력에 저항

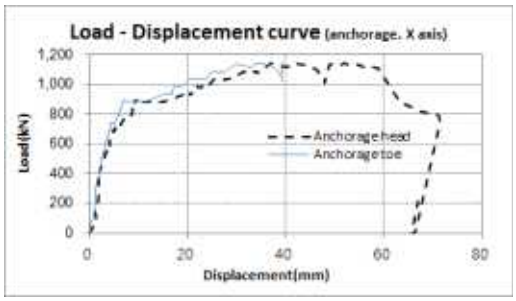
하는 파괴형상을 육안으로 확인하였다. 그 결과 4개의 시험 모두 쐐기형태의 파괴 양상을 보였으며 파괴후 형상은 다음 그림과 같다.



<그림 3.137> 인발파괴 후 형상



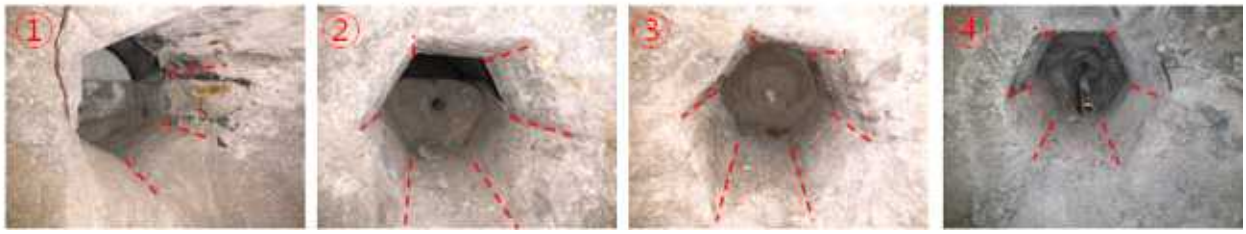
(a) No.2 시험체



(b) No.4 시험체

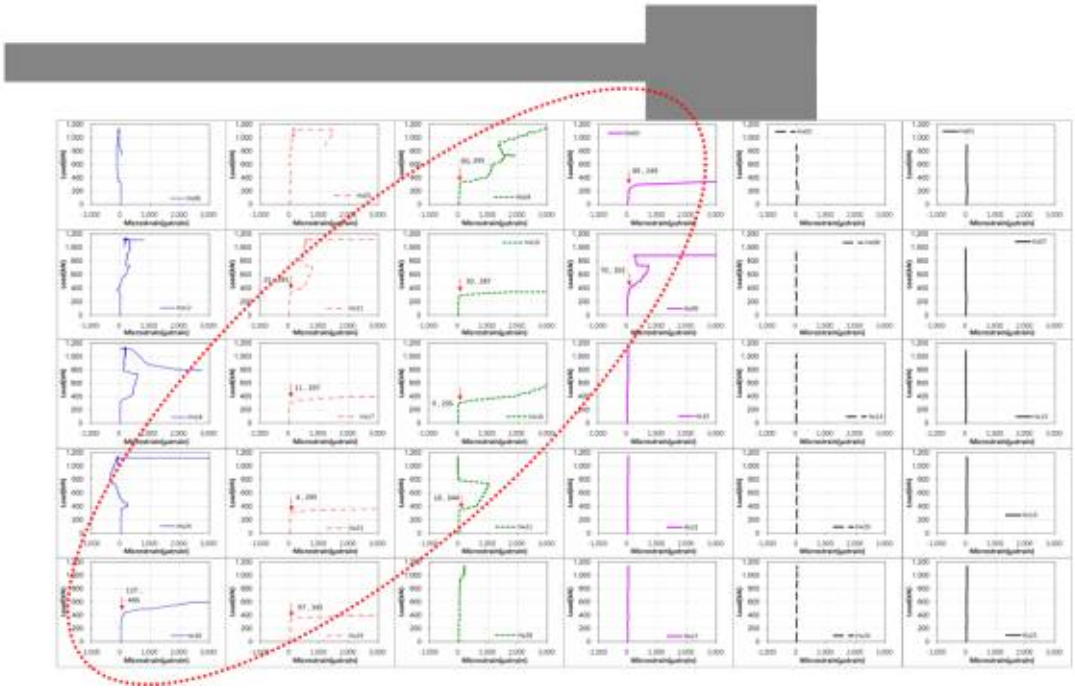
<그림 3.138> 인발하중-앵커체 두부 변위 관계

No.2 시험체의 인발하중-앵커체 두부 변위 관계를 살펴보면, 하중 150kN 이후 텐션바 인발변위가 발생하고 하중 860kN에서 변위 50mm까지 지속적으로 텐션바 인발변위가 발생하였다. 하중 860kN 이후에는 텐션바 인발변위 급증하는 경향을 보였다. No.4 시험체의 경우 인발하중 800kN 근처까지 발생한 변위는 No.2 시험체에 비하여 상대적으로 작은 크기를 나타내었다. 그러나 파괴에 도달한 이후 쐐기체의 자중과 마찰에 의한 잔류저항으로 인해 변위 60mm정도까지 인발에 저항하는 거동을 보였다. 주목할 점은 텐션바의 신장량을 제외한 앵커체의 인발방향 변위가 공통적으로 보인점이다. 아래 사진은 시험체별 선단확폭부의 인발방향 변위가 발생한 것을 육안으로 확인한 것이다. 시험체 별로 밀고나온 거리는 대략 No.1은 9cm, No.2는 10cm, No.3은 10cm, No.4는 8cm인 것을 확인하였다.

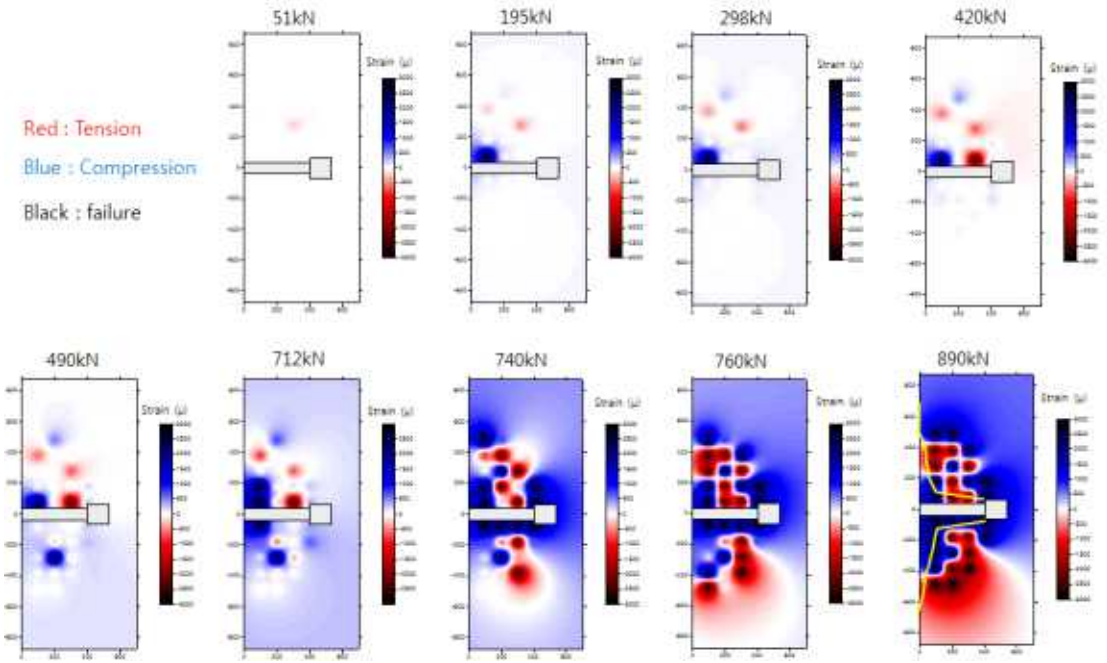


<그림 3.139> 선단확폭부 인발 변위

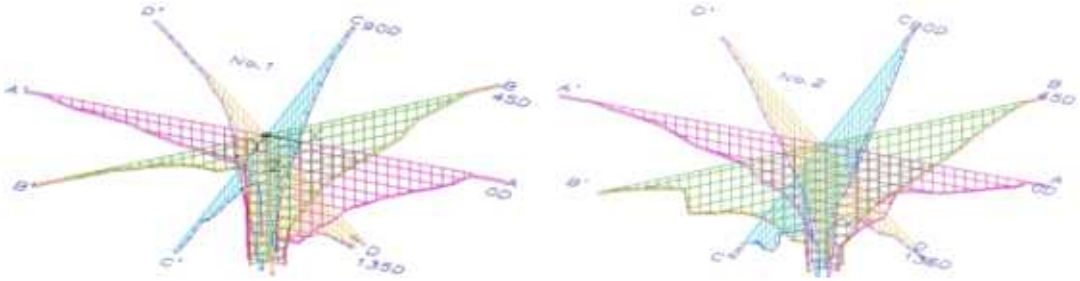
모형암반 내에 부착된 인발하중-변형율 관계를 보면 파괴면과 파괴면 주변의 거동이 상이한 것을 확인할 수 있다. 파괴면을 따라 일정한 하중수준에서 재료의 항복이 관찰된 반면, 파괴면 주변으로는 비교적 큰 하중수준까지 두드러진 변형을 보이지 않았다. 인발파괴 이후 파괴면 관찰결과, 모형암반과 알루미늄 격자망(변형률계 설치)이 단단히 고정되어 있는 것을 확인했으나, 파괴 도중에도 일체거동 했을지는 장담하기 힘들다. 고강도 레미탈과 얇은 알루미늄 격자체 사이의 slip을 완전히 배재할 수는 없을 것으로 판단되기 때문이다. 시험 조건 및 결과로부터 예상할 수 있는 거동은 1) 파괴시 일체거동 또는 2) 모형암반 파괴시 약간의 slip이 발생하고 뒤이어 알루미늄이 찢어짐 발생이다. 다만 확실한 것은 하중-변형율 관계에서 알루미늄이 찢어졌다고 판단되면 모형암반은 동시 또는 그 이전에 파괴된 것으로 간주할 수 있다는 것이다. 예상되는 거동 1) 또는 2)의 구분은 판단하기 힘들지만, 하중-변형률 관계에서 추정할 수밖에 없을 것으로 보인다.



<그림 3.140> 계측위치별 하중-변형율 관계



<그림 3.141> 인발하중에 따른 변형율 분포

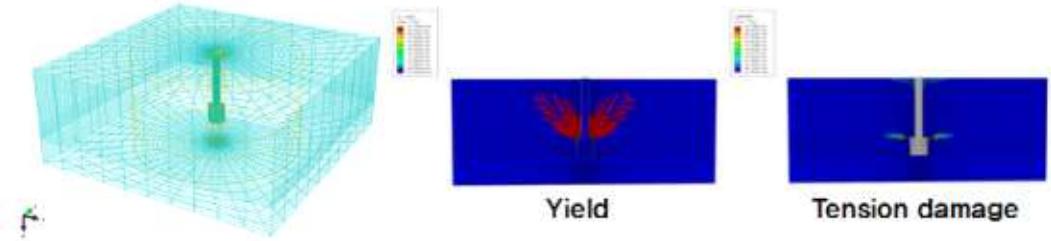


<그림 3.142> 인발시험으로 확인한 쐐기파괴 형상

모형암반 인발시험을 통해 최종적으로 분명하게 확인한 사실은 인발에 의한 파괴형상이 쐐기형태와 플러그형태가 복합적으로 나타났다는 점이다. 이는 플러그 형태로 가정하여 인발 저항력을 산정하는 터널식 앵커리지의 기존 설계 가정사항을 다시 한번 재고할 필요가 있음을 확인시켜준 결과이다. 시험을 통해 확인된 결과는 역해석을 통해 재현하고 역해석에서 적용된 여러 조건을 이용하여 수치해석적으로 실제 앵커리지 거동을 정밀하게 분석할 예정이다.

■ 인발시험 역해석 및 물성시험

- 인발시험 역해석 (진행중)
- 적용 모델: Concrete Damage Plastic model (Compressive/Tensile Behavior)

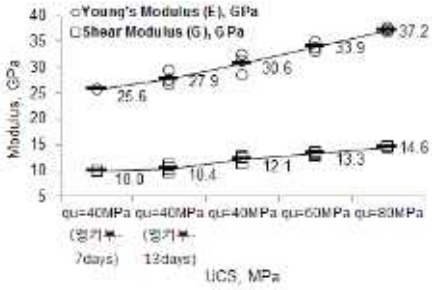


- 물성시험

  탄성계수, 포아송비, 압축/인장 응력-변형률 -> 역해석

  전단강도 (c, ϕ) -> 모형 시험체 인발저항력 산정





■ 울산대교 터널식 앵커리지 현장 장기모니터링 시스템 구축

울산대교의 터널식 앵커리지의 거동파악을 위해서 장기모니터링 계측시스템을 구축하였다. 현재 터널식 앵커리지 (AN2)는 울산대교 교량 종점부측 배후 사면에 터널을 굴착하여 터널 내부에 앵커리지를 설치,앵커를 고정시켜앵커의 지지력을 확보하도록 설계가 되었다. 따라서 앵커 인장시 구체 콘크리트와 앵커리지에 가해지는 인장력으로 인한 응력의 변화가 예상되므로 인장재에 철근응력계를 구체 콘크리트 타설 전에 설치하여 앵커 인장 전,후의 응력 변화를 관찰하여 인발 이후에도 지속적인 관리를 통해 향후 효율적인 유지관리가 이루어 질 수 있도록 하였다. 과업대상 지역은 그림 3.143과 같다.



<그림 3.143> 울산대교 터널식 앵커리지 현장 조감도

○ 계측 항목

현장의 앵커리지(AN2) 계측은 앵커리지 구조물의 안전성을 확보하고 실제 거동양상을 파악하기 위한 해석적 목적과 시공중 및 완공 후 위험요소를 사전에 감지하여 대책방안을 강구하기 위한 유지관리의 목적이 있다. 이에 따라 원지반과 앵커리지 구조물의 거동양상을 파악하기 위하여 전단변위계와 수직변위계를 설치하고, 또한 인장재에 가해지는 인장력으로 인해 앵커리지 구조물에 작용하는 응력변화 등을 확인하기 위해 철근응력계, 콘크리트응력계, 온도계를 설치하였다. 계측 항목은 다음과 같다.

<그림 3.27> 계측 항목별 설치수량 및 위치

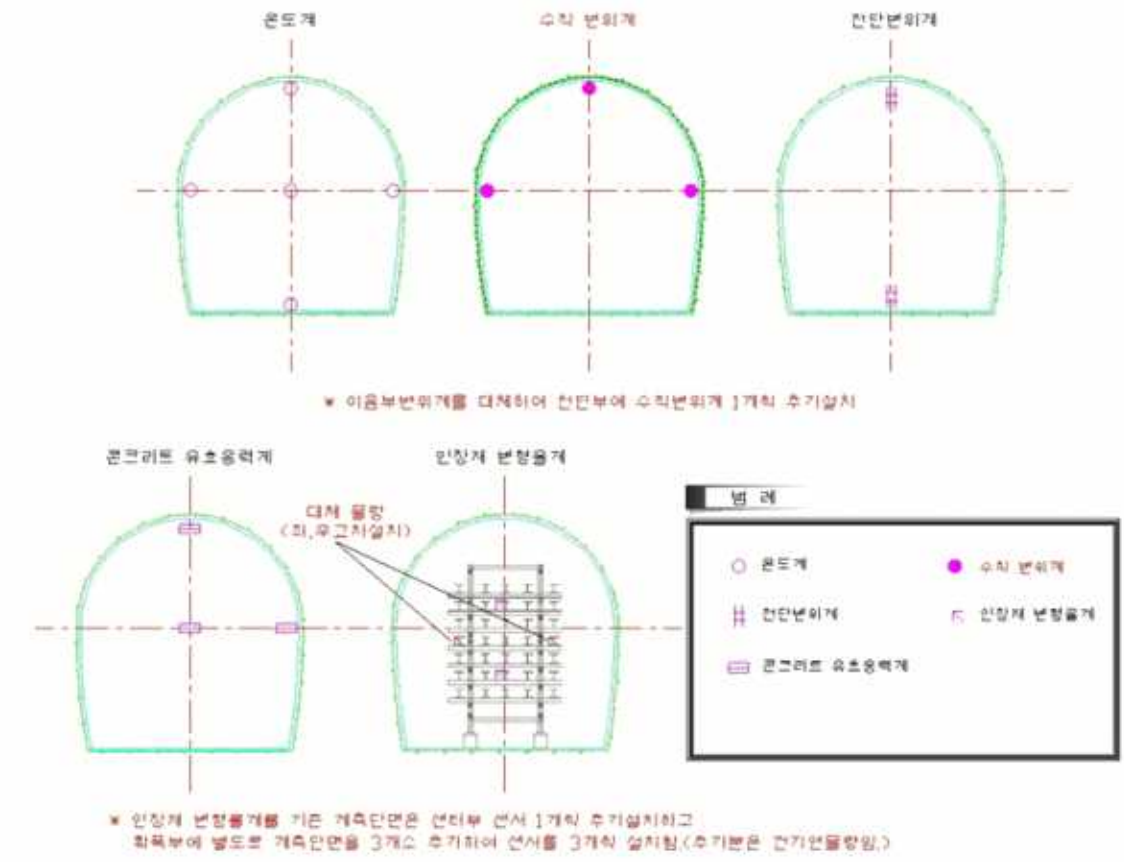
계측항목	사용 계기	설치 수량	설치 위치	비 고
온도계	Thermistor	30	콘크리트에 매설	터널당 3단면, 단면당5개
전단변위계	Displacement Transducer	24	원지반과 구체콘크리트 이음부 (종방향)	터널당 6단면, 단면당2개
인장재 변형률계	Strain Gauge	24+30	인장재에 부착	터널당 9단면, 단면당3개
콘크리트응력계	Strain Gauge	36	콘크리트에 매설	터널당 6단면, 단면당3개
수직변위계	Displacement Transducer	36	원지반과 구체콘크리트 이음부 (수직방향)	터널당 6단면, 단면당3개

○ 계측기 설치도



<그림 3.144> 종점부 앵커리지(AN2) 유지관리 계측계획도(종단면도)

계측항목	수량	설치 위치	비 고
온도계	30	터널 교축방향 4개소,중앙1개소	5EA / 개소
수직 변위계	36	터널 천단부 1개소, 좌우측각1개소	3EA / 개소
전단변위계	24	터널 종방향 상,하 2개소	2EA / 개소
콘크리트 응력계	36	터널 교축방향 3개소	3EA / 개소
인장재 변형률계	24+30	인장재 교축방향 2개소	2+1EA/개소



<그림 3.145> 종점부 앵커리지(AN2) 유지관리 계측계획도(설치단면도)

계측항목	수량	설치 위치	비 고
온도계	30	터널 교축방향 4개소,중앙1개소	5EA / 개소
수직 변위계	36	터널 천단부 1개소, 좌우측각1개소	3EA / 개소
전단변위계	24	터널 종방향 상,하 2개소	2EA / 개소
콘크리트 응력계	36	터널 교축방향 3개소	3EA / 개소
인장재 변형률계	24+30	인장재 교축방향 2개소	2+1EA/개소

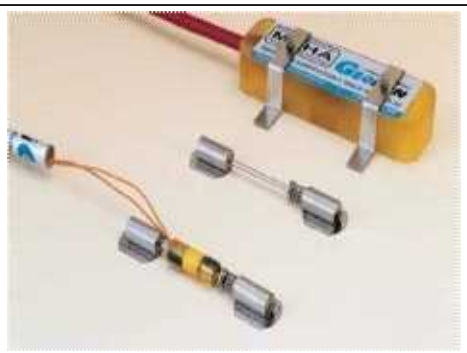
○ 계측기 설치 및 측정방법(사양)

▪ 철근 변형률 계측기 사양

설치시기	설치지점의 구체콘크리트 타설전 인장재 설치 작업시
설치방법	① 설치지점에 노출된 인장재의 표면에 센서를 Spot 용접하여 부착한다.
	② 케이블은 보호관을 씌워서 철근에 매달아서 인장하고 방수,방청작업을 시행한다.
	③ 보호박스를 씌우고 단단히 고정시킨후 케이블을 가장자리로 인장한다.
	④ 타설시 계속인장하여 지표면 상부에서 데이터로거에 연결하고 보호박스로 보호한다.
측정방법	변형률계의 Reading cable 과 Readout기를 연결하여 초기 측정을 실시하고 구체가 완성 된 후 데이터로거에 유지관리 센서들을 연결한 후 자동으로 계측결과를 기록한다.

그림 및 사양





센서 사양	제 작 사	Geokon
	적 용 센 서	Vibrating Wire
	Model NO.	4150 Spot-Weldable Strain Gages
	측정 Range	3000με
	분해능	0.4με
	정확도	±0.5% F.S
	오차범위	<0.5% F.S
	온도 범위	-20°C to + 80°C

▪ 인장재 부착 및 앵커리지 설치 작업 공정

<table>
<tr><td>  </td><td>  </td></tr>
<tr><td>1. 계측기 부착 및 파손 방지</td><td>2. 인장재 설치</td></tr>
<tr><td>  </td><td>  </td></tr>
<tr><td>3. 인장재 조립 작업</td><td>4. 인장재 터널입구부까지 조립완료</td></tr>
<tr><td>  </td><td>  </td></tr>
<tr><td>5. 인장재 연결완료 후 상부전경</td><td>6. 계측기 설치완료후 데이터로거 및 MUX현장내 설치</td></tr>
</table>

상기와 같이 울산대교 터널식 앵커리지에 대한 장기모니터링 계측시스템을 구축하였다. 현재 앵커리지의 콘크리트구체 타설 및 계측기 매설이 완료되어 계측치 안정화 단계에 있으며, 다음의 그림은 안정화 이전의 계측기 설치 시점 및 콘크리트 양생기간 동안 계측한 결과를 도시한 것이다. 향후 케이블 완공 후 까지 앵커리지의 거동에 대한 장기계측 및 수치해석 결과를 접목하여 과다설계 되고 있는 터널식 앵커리지의 설계 개선점을 도출하고자 한다.



<그림 3.146> 수직변위계 (AN2 우측터널)

<그림 3.147> 전단변위계 (AN2 좌측터널)

<그림 3.148> 인장재 변형률계 (AN2 우측터널)

○ 터널식 앵커리지에 영향을 주는 주요 공정 현황

순번	공정	개략 설명	기간
1	Hauling Rope 도해 및 설치	주케이블 운반 로프	2013-05-25 ~ 2013-06-13
2	Catwalk Rope 인출 및 설치	켓워크(작업발판) 로프	2013-06-13 ~ 2013-07-05
3	Catwalk Floor 및 부자재 설치	켓워크바닥판 및 관련 자재	2013-07-13 ~ 2013-08-23
4	Tramway Support Rope 설치	켓워크관련 자재 고정 로프	2013-08-09 ~ 2013-08-11
5	PPWS 인출 및 설치	주케이블	2013-08-29 ~ 2013-12-09
6	Main Compaction	주케이블 compaction	2013-12-30 ~ 2014-01-15
7	Cable Band 설치	주케이블과 행어 연결 자재	2014-01-16 ~ 2014-02-17
8	Hanger Cable 설치	행어케이블	2014-03-09 ~ 2014-05-17
9	보강거더 설치	보강거더	2014-04-01 ~ 2014-06-01
10	Wrapping	주케이블 코팅(강성재료로 코팅	2014-06-16 ~ 2014-08-29

3. 대형 기초의 침하량 예측기술 개발

(1) 기초의 크기효과 분석

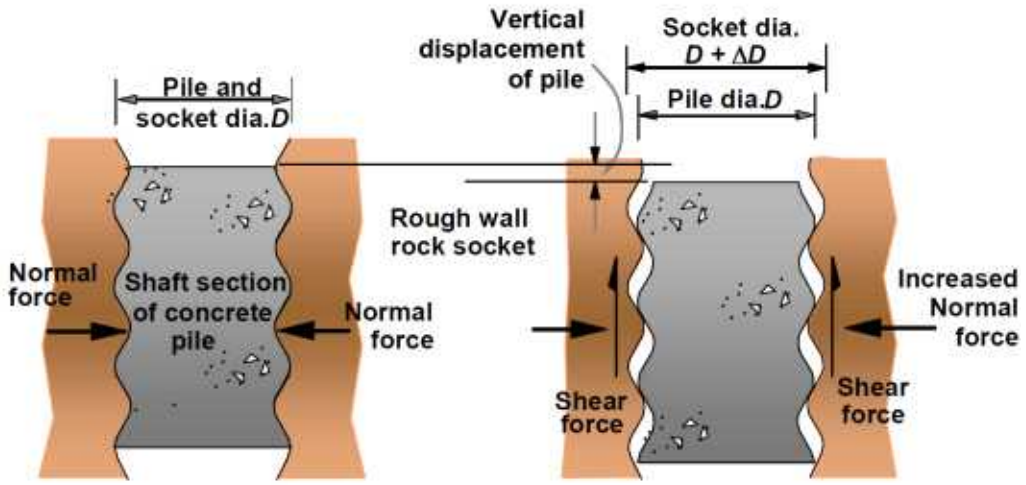
최근 경제성 및 시공성의 장점을 바탕으로 초장대교량 기초로서 현장타설말뚝이 가장 일반적으로 적용되고 있으며, 말뚝의 직경이 주면부 지지거동 및 지지력 발현에 어떠한 영향을 미치는지를 확인하기 위하여 주면마찰력의 크기효과를 분석하였다. 대부분의 문헌에서는 선단지지력의 크기효과는 미미한 것으로 나타났으며, 주면마찰력의 크기효과에 대한 연구내용은 크게 두가지 방향으로 나누어 진다. 우선 말뚝직경이 말뚝지지력에 영향을 미치고, 직경이 커질수록 지지력이 감소하는 크기효과가 존재한다는 주장이다. Harberfield 등 (1996)의 경우 팽창제를 사용할 경우 횡방향 강성의 증가로 크기효과가 뚜렷해지고, 팽창제 미 사용시는 크기효과가 미미하다고 했다. Hayes (2008)은 암반이 좋을수록 크기효과가 증대된다고 결론을 내렸다. Seidel and Collingwood (2001)는 주면지지력에 영향을 미치는 주요 변수들을 주면저항계수 (SRC ; Shaft Resistance Coefficient)를 제안하였다. 직경이 증가함에 따라 SRC가 감소하고, 그에 따라 부착계수가 감소하기 때문에 말뚝의 주면지지력이 감소한다고 했다. 조천환 등(2004)는 주면과 선단 모두에서 직경이 증가함에 따라 지지력이 감소하는 경향을 보이고, 주면에 미치는 영향이 선단에 미치는 영향보다 훨씬 크다고 하였다.

반면에 말뚝직경이 말뚝지지력에 큰 영향이 없다는 주장이 있다. Pells 등. (1980)은 말뚝 직경이 전단-변형 거동에 미치는 영향이 거의 없고, 소켓의 거칠기와 수평방향의 구속여부가 영향을 미친다고 결론을 내렸다. O′Neill (2001)은 직경 크기에 따라 주면마찰력이 감소하는 Rocket과 Seidel의 모델은 깨끗한 암반(sound and unsmeared)에 적합하고, 일반적인 암반의 경우, 기계굴착에 의해 암반의 거칠기가 부드러워지므로 크기효과가 크지 않을 것으로 평가하였다. FHWA(2010)의 경우 주면부의 roughness와 dilatancy가 크기효과를 지배하고, dilatancy에 의한 크기효과는 존재하지만 직경이 커질수록 그 효과는 감소하며, smoother socket이나 토사 주면마찰력은 크기효과의 영향이 적다고 결론을 내렸으며, 말뚝재하시험 시 직경 30 inch 이상이거나 실제 말뚝 직경의 1/2이상인 경우 크기효과를 고려하지 않아도 된

다고 했다.

위 문헌들을 통해 말뚝이 근입된 암반의 상태 및 주면의 거칠기와 하중재하 시 dilatancy가 크기효과를 결정하는 주 요인이라고 제안한다. 하지만 위 문헌들의 결론은 대부분 탄성이론과 실내 및 소규모 시험 데이터에 의해 얻은 결과이다. 여러 직경에 따라 말뚝지지력을 측정한 자료는 매우 미미할 뿐 아니라, 지반의 종류 및 암반의 상태, 시공상태 등의 조건이 다른 현장에서 얻은 data를 통한 결론이기 때문에 신빙성이 많이 떨어진다. 따라서, 크기효과를 검증하기 위해서는 직경이 다른 실제크기의 말뚝의 직접적인 재하시험을 기준으로 그 효과를 정량적으로 판단하여야 한다.

크기효과와 관련하여 대표적으로 Seidel and Harberfield (1994)는 이론적인 접근을 시도하였으며, 그림 3.149와 같은 공동확장이론을 통해 일정연직강성조건(CNS, constant normal stiffness)으로 전단시험을 통해 직경이 증가할수록 지지력이 감소한다고 결론을 내렸다.



(a) Pile before displacement (b) Pile after displacement

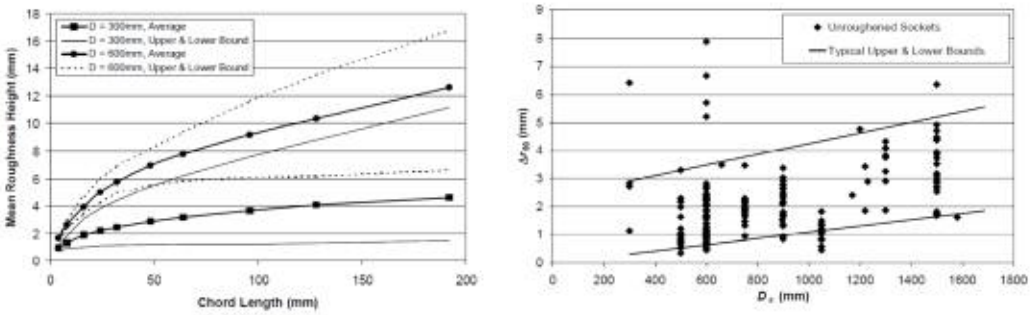
<그림 3.149> 말뚝의 암반 소켓 이상화 (Johnston and Lam, 1989)

공동확장이론에서 normal stress의 변화량 $\triangle\sigma_n$은 식 3.311과 같다. 여기서 E_m, ν_m의 경우 고정된 상수이고, $\triangle r$은 거칠기로서 직경에 따라 거칠기가 일정하다고 가정하였으므로, normal stress 값은 말뚝의 직경에 반비례하고, 말뚝의 주면저항력

은 normal stress값에 비례하므로, 직경에 반비례한다고 결론을 내렸다.

$$\Delta\sigma_n = \frac{E_m \Delta r}{(1+\nu_m)} \frac{1}{r} = \frac{E_m}{(1+\nu_m)} \frac{\triangle r}{r} \tag{3.11}$$

하지만 본 연구에서는 $\triangle r$은 거칠기 및 dilatancy가 고려된 변수로 가정하였고, 정확한 크기효과의 영향을 분석을 위해서는 직경이 거칠기와 dilatancy에 미치는 영향을 분석하고, 주면마찰력 산정 시 거칠기 뿐 아니라 dilatancy를 고려한 해석을 수행해야한다. 해외에서의 직경에 따른 거칠기 측정 결과들을 분석하면 그림 3.45와 같이 직경이 거지면 거칠기 높이도 증가한다. 그림 3.150 (a)는 직경 300 mm과 600 mm 사이의 Unroughened socket의 평균 거칠기 데이터로, 직경 600 mm인 말뚝의 거칠기가 직경 300 mm인 말뚝의 거칠기보다 큰 경향이 나타난다. 그림 3.150 (b)는 Castle Towers에서 여러 직경의 거칠기 데이터를 분석한 결과로, 마찬가지로 직경이 크면 거칠기 높이가 커지는 경향을 보인다.



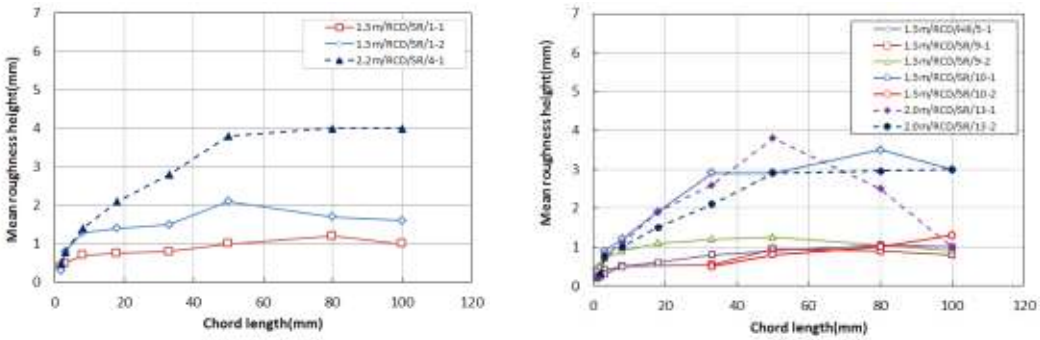
(a) Unroughened socketed Baycan (1996)

(b) Mean roughness height Collingwood (2000)

<그림 3.150> 말뚝 직경에 따른 거칠기 높이의 해외 측정 사례

국내의 보고서인 '암반층에 근입된 현장타설말뚝의 새로운 설계기법 개발 연구보고서 (2001)'의 거칠기 data를 암종별로 그림 3.151과 같이 분석하였다. 그림 3.151 (a)는 편마암에서의 거칠기 값을 나타낸다. 직경 2.2 m 말뚝의 거칠기가 직경 1.5 m 말뚝의 거칠기보다 크다. 그림 3.151 (b)는 화강암의 거칠기 값을 나타낸다. 직

경 2.0 m 말뚝의 거칠기가 직경 1.5 m 말뚝의 거칠기보다 큰 경향을 나타낸다. 해외의 거칠기 측정 data와 마찬가지로 국내의 경우도 말뚝의 직경이 커지면 거칠기 높이도 커지는 경향을 보인다.



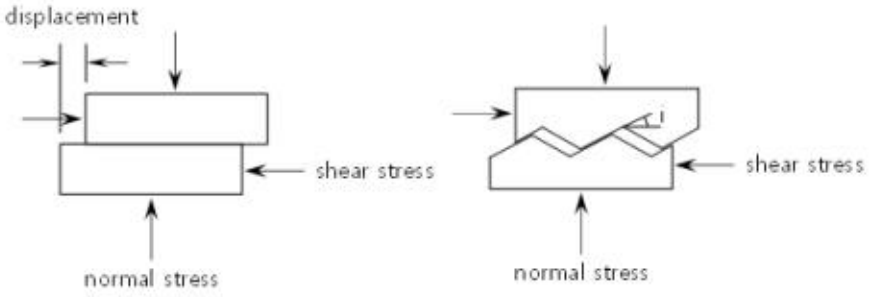
(a) 편마암 (b) 화강암

<그림 3.151> 말뚝 직경에 따른 거칠기 높이의 국내 측정 사례

기초의 크기효과가 말뚝 지지력 및 침하량에 어떤 영향을 미치는지 확인하기위해 PLAXIS 2D와 3D로 수치해석을 실시하였다. 실제로 전단응력은 Barton (1973)이 제안한 식 3.12와 같이 거칠기와 관련이 있다.

$$\tau = \sigma_n \tan[\phi + JRC \log_{10}(\frac{JCS}{\sigma_n})] \tag{3.12}$$

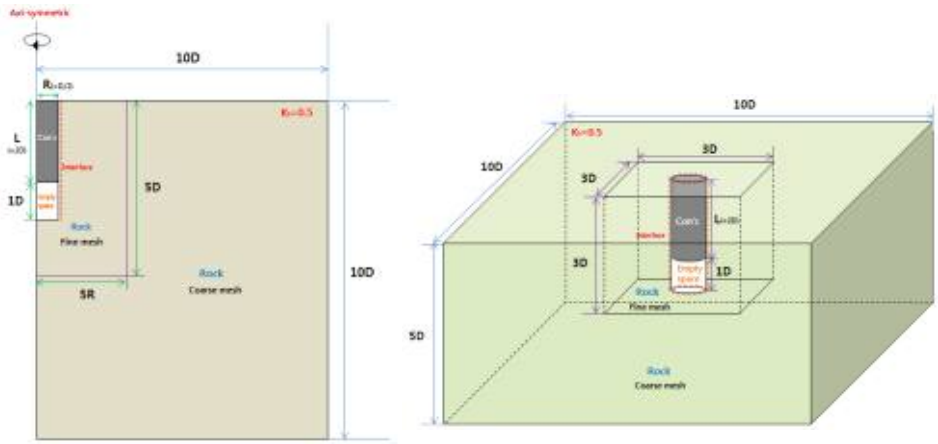
여기서 JRC는 joint 거칠기 계수이고 JCS는 암반의 일축압축강도이다. 하지만 국내 암반에서 RCD굴착 시 직경이 1,500~2,000 mm일 때 거칠기 높이는 1~4 mm로 그림 3.152 (a)와 같이 상대적으로 smooth shear surface이다 (Piletech, 2004). 그러므로 수치해석 시 거칠기를 고려하지 않은 Mohr-coulomb model을 적용하였고, Seidel의 공동확장이론의 $\triangle r$은 거칠기 영향을 고려하지 않은 dilatancy로 가정하였다. 즉, 직경에 따른 dilatancy 효과만을 고려한 해석을 수행하였다.



(a) smooth surface (b) rough surface

<그림 3.152> smooth and rough surface shear model

말뚝 직경에 따른 하중 침하량 곡선 t-z curve를 구해 직경에 따라 t-z curve의 경향을 파악하고, 공동확장이론에 따른 △σn 과 △r에 대한 기존의 이론식(식 3-x)이 수치해석 결과와 맞는지 검증해 보고자 다음과 같이 말뚝의 직경 D=0.3 m, 0.5 m, 0.75 m, 1 m, 1.5 m, 2 m, 3 m, 5 m로 해석을 수행하였고, 말뚝 직경 D와 말뚝 길이 L의 D/L=2를 사용하였다.

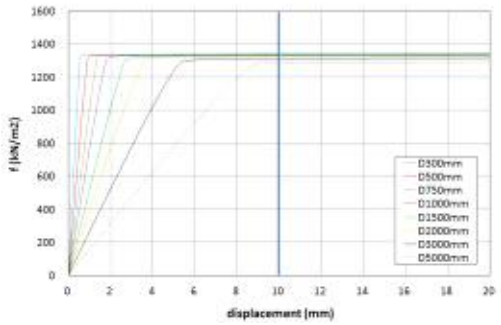


(a) PLAXIS 2D 해석 (b) PLAXIS 3D 해석

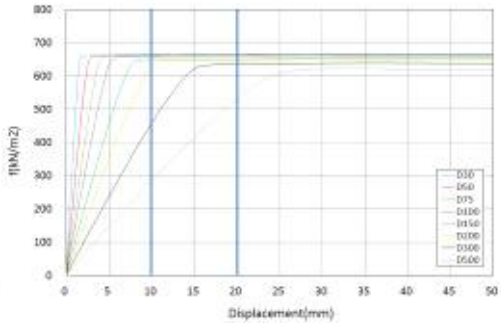
<그림 3.153> 수치해석 개요도

<표 3.28> 수치해석 시 사용된 물성치

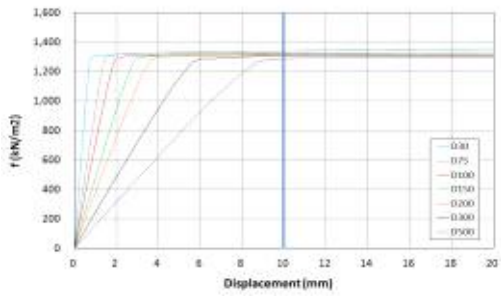
Name	ɣ kN/m^3	v (poisson ratio)	E kN/m^3	R (interface reduction factor)	c kN/m^3	ϕ (°)
Rock (Mohr-Coulomb)	20.0	0.30	2.5E6	0.9	1,000	30
Concrete (Linear Elastic)	23.0	0.15	3.0E7	-	-	-



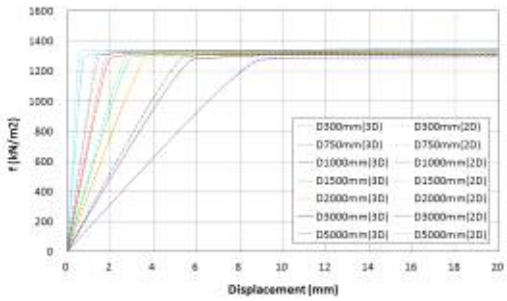
(a) PLAXIS 2D soft rock (t-z curve)



(b) PLAXIS 2D weathered rock (t-z curve)

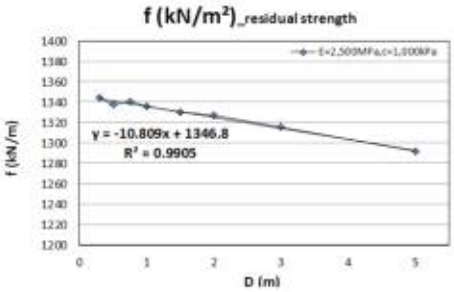


(c) PLAXIS 3D soft rock (t-z curve)

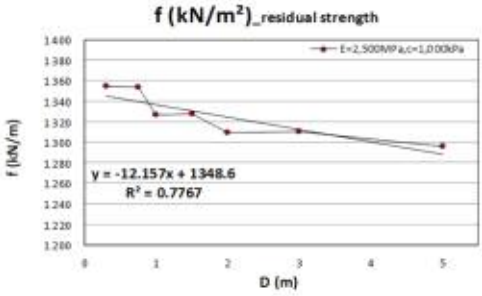


(d) PLAXIS 2D , 3D soft rock 비교

<그림 3.154> 수치해석 결과 (t-z curve)

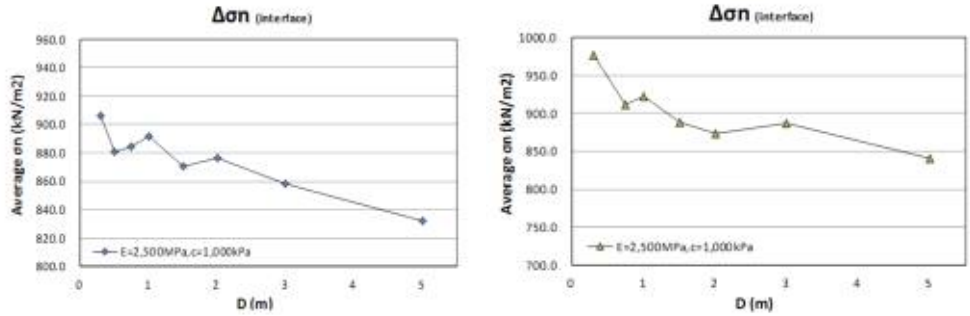


(a) PLAXIS 2D soft rock



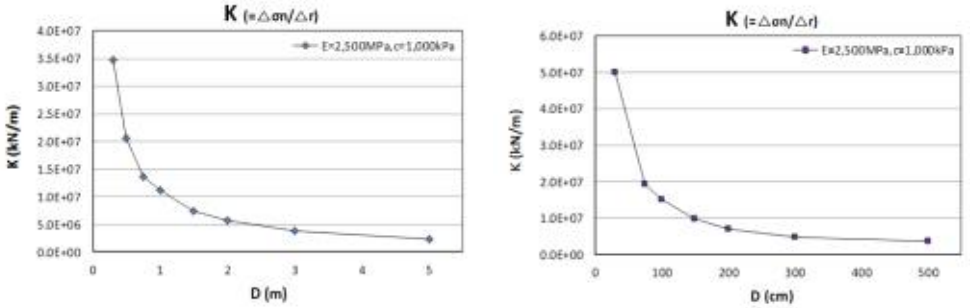
(b) PLAXIS 2D weathered rock

<그림 3.155> 수치해석 결과 (직경별 단위 주면 마찰력)



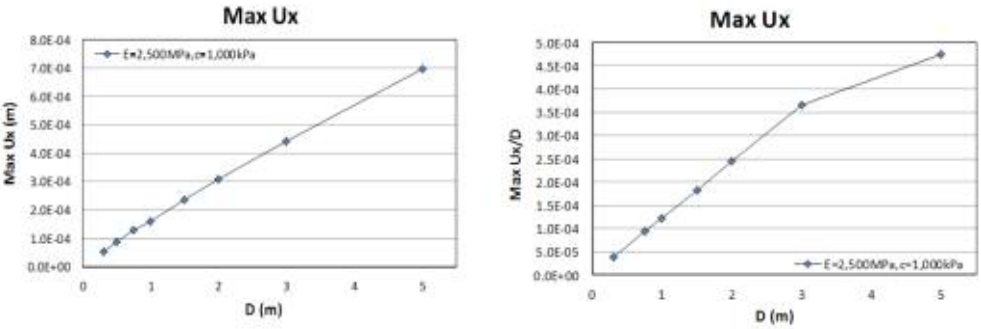
(a) PLAXIS 2D soft rock (b) PLAXIS 2D weathered rock

<그림 3.156> 수치해석 결과 (직경별 normal stress 값)



(a) PLAXIS 2D soft rock (b) PLAXIS 2D weathered rock

<그림 3.157> 수치해석 결과 (직경별 stiffness (K) 값)



(a) PLAXIS 2D soft rock (b) PLAXIS 2D weathered rock

<그림 3.158> 수치해석 결과 (직경별 normal displacement (△r) 값)

PLAXIS 2D와 3D의 t-z curve를 비교해본 결과 그림 3.154 (d)와 같이 거의 유사함을 알 수 있다. 약간의 차이는 2D의 axi-symmetric과 3D에 따른 차이 및 mesh의 차이로 판단된다.

PLAXIS 2D 해석 시 soft rock에서의 항복하중에 대한 scale effect는 D=0.3 m 인 경우와 D=5 m 인 경우, 그림 3.154 (a)와 같이 4%에 불과하고, PLAXIS 3D 해석 시 soft rock에서의 항복하중에 대한 scale effect는 D=0.3 m인 경우와 D=5 m인 경우, 그림 3.154 (c)와 같이 3%에 불과하여, PLAXIS 2D 및 3D의 해석결과 실용적 측면에서는 scale effect를 무시할 수 있을 정도로 작다고 판단된다.

기존의 이론은 공동확장 이론식에서 말뚝의 직경 D가 커짐에 따라 K값이 작아지고, △r 이 일정하기 때문에 normal stress는 직경 D가 커짐에 따라 크게 변한다고 판단하였다. 하지만 PLAXIS 해석 결과 직경 D가 커짐에 따라 그림 3.89와 같이 K값이 크게 작아지는 것은 확인했으나, 직경 D가 커짐에 따라 그림 3.90과 같이 △r이 커짐을 확인하였다. 즉, △σn = K△r에서 직경이 커짐에 따라 K가 감소하지만, △r증가가 어느 정도 상쇄시켜 줌에 따라 그림 3.156과 같이 normal stress의 변화는 매우 미미한 것으로 보인다.

하지만, 직경 D가 증가함에 따라 항복하중에 이르는 displacement값은 커진다. 따라서 Weathered Rock의 경우 설계기준 침하량이 10mm 또는 20mm인 경우, 그림 3.158 (b)와 같이 크기효과가 나타남을 알 수 있다.

(2) 기초의 크기효과 측정

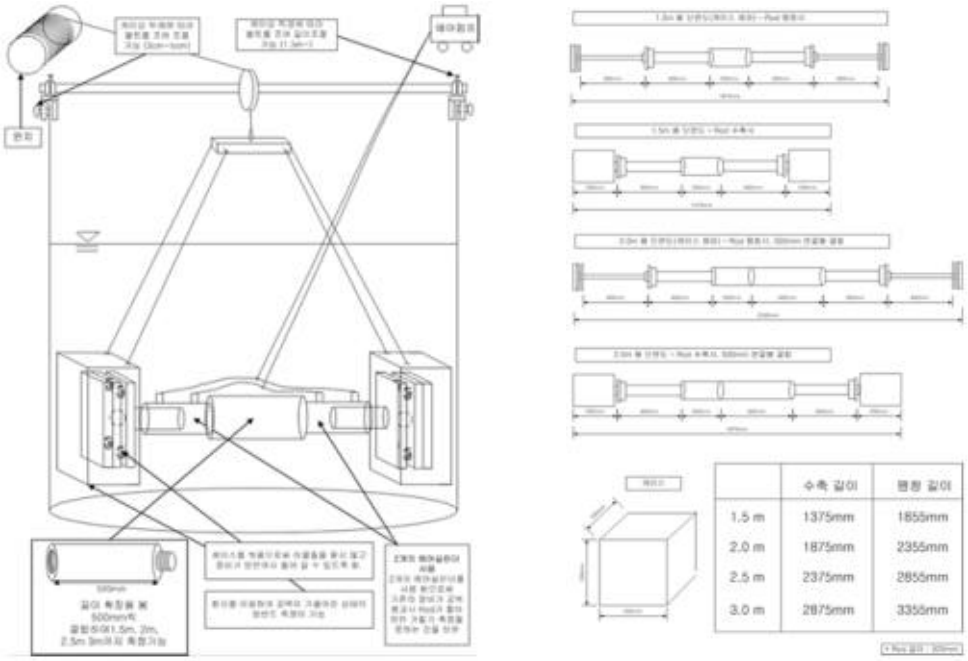
기존의 seidel 등의 scale effect 이론은 주로 호주의 rock을 대상으로 이루어 진 것이 많고, 호주의 경우 탄성계수가 낮은 암이 많기 때문에, 기존에 이론도 일정 침하량 기준으로는 맞다고 할 수 있으나, 주로 암이 단단하고 탄성계수가 높은 우리나라의 연암 층에 기존의 이론을 적용하기에는 무리가 있다고 판단된다.

말뚝 주면의 거칠기 높이에 따라서 주면마찰력이 변한다. 거칠기와 주면마찰력의 관계는 Seidel and Collingwood(2001)가 식 3.13과 같이 거칠기가 주면저항력에 영향을 미치는 변수 중 하나로 주면저항계수 (SRC ; Shaft Resistance Coefficient)를 통해 나타냈다. 여기서 Δr_s은 거칠기 높이다. 여기서 거칠기 높이가 증가함에 따라

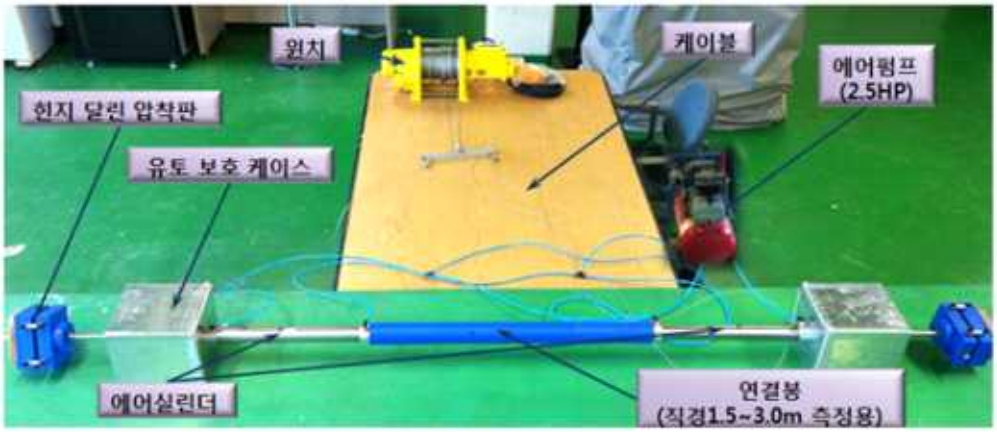
주면저항계수 SRC가 증가함을 알 수 있다.

$$SRC = \eta_c \frac{n}{(1+\nu)} \frac{\triangle r_s}{d_s} \tag{3.13}$$

직경이 커짐에 따라 주면의 거칠기 변화를 비교·분석하기 위해 거칠기 측정장비를 개발하였다. 거칠기 측정장비는 아래 그림 3.159와 같이 설계하였고, 그림 3.160과 같이 장비를 개발하였다.



<그림 3.159> 말뚝 거칠기 측정 장비 모식도



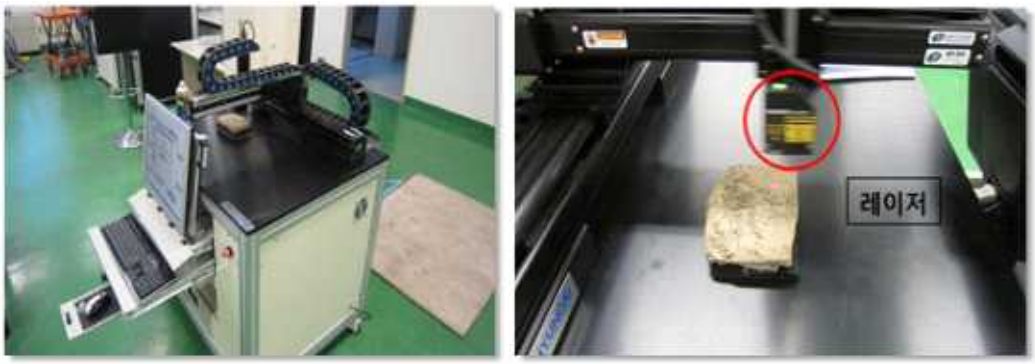
<그림 3.160> 말뚝 거칠기 측정 장비 조립도

그림 3.160의 장비를 이용하여 그림 3.161과 같이 말뚝 주면의 거칠기 본은 뜬 후, 그림 3.162와 같이 본 연구소에서 기 개발되어 운용되고 있는 3D 레이저 스캔 장비인 HDXLS를 이용하여 scanning 하여 요소 높이를 구한 후 평균 거칠기 높이를 구할 수 있다. 그림 3.162은 surfer를 이용하여 거칠기 높이 data를 plot한 그림이다. 그림 3.161의 거칠기 본과 형상이 비슷하기 때문에 거칠기 높이 data에 신뢰도가 높다고 판단된다.

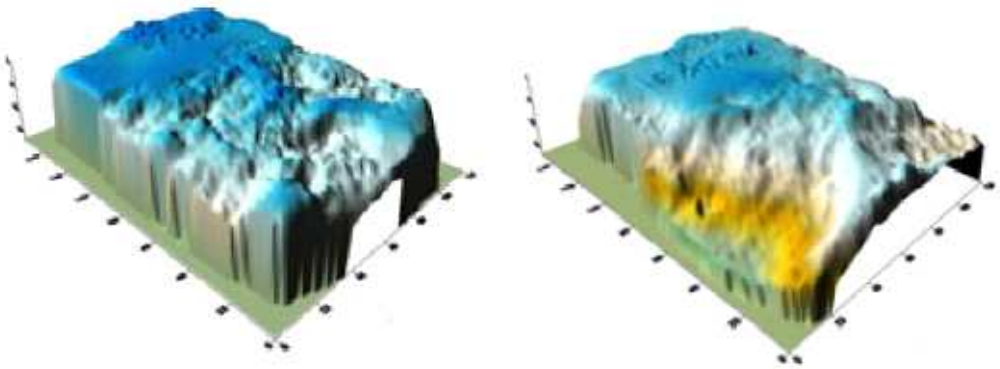


(a) 직경 480 mm (b) 직경 870 mm

<그림 3.161> 말뚝 주면의 거칠기 본



<그림 3.162> HDXLS장비 및 scanning



(a) 직경 480 mm (b) 직경 870 mm

<그림 3.163> Surfer를 이용하여 거칠기 본 scanning data plot

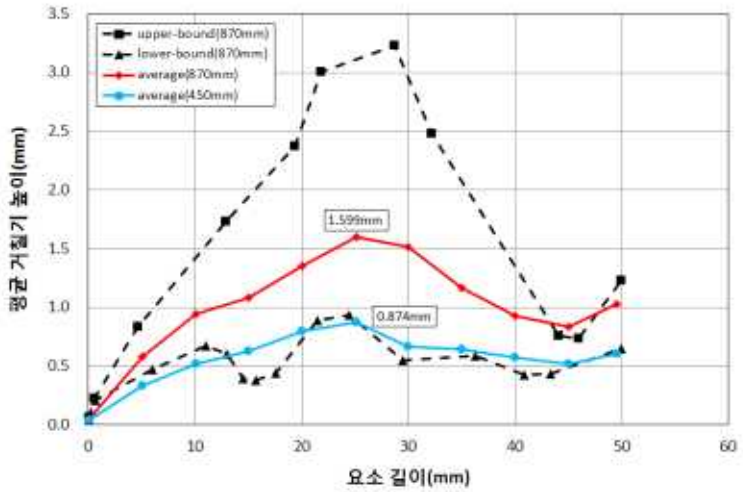
말뚝 직경이 말뚝의 거칠기에 미치는 영향을 파악하기 위해 안동에서 직경 480 mm 말뚝과 870 mm 말뚝의 거칠기를 그림 3.164와 같이 측정하고, 그림 3.165와 같이 데이터를 비교·분석 하였다.

그림 3.165와같이 직경이 커질 경우 거칠기가 거의 직경에 비례하여 커졌음을 알 수 있다. 이를 통해 Seidel이 제안한 공동 확장이론 식 3.13에서 Seidel and Collingwood(2001)의 기본가정인 $\triangle r$을 거칠기로 가정하였을 경우에도 거칠기가 직경에 거의 비례하여 증가하기 때문에 주면마찰력에 가장 큰 영향을 미치는 normal stress ($\triangle\sigma_n$)은 직경의 크기에 큰 영향이 없다고 판단된다.



(a) 직경 480mm 말뚝 (b) 직경 870mm 말뚝

<그림 3.164> 직경별 말뚝 거칠기 측정 실시 (KICT 안동 다기능 하천시험장)



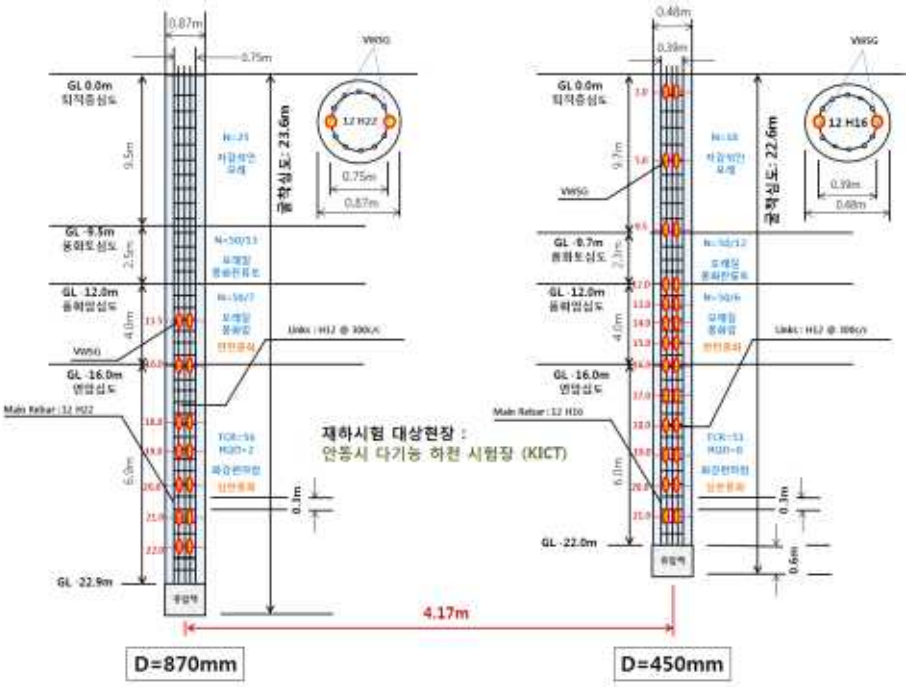
<그림 3.165> 직경별 요소길이에 따른 말뚝 거칠기 측정 결과

현장타설말뚝의 직경대비(중구경, 소구경) 선단, 주면부의 지지거동 확인 및 직경에 따른 주면마찰력 영향 정도를 파악하기 위해서 한국건설기술연구원의 안동 다기능 하천시험장에서 현장재하시험을 실시하였다. 재하시험은 총 2본을 실시하였으며, 말뚝의 공칭 직경은 각각 508mm, 900mm (굴착 bit 직경 각각 480mm, 870mm)이다. 시험 방식은 정재하 시험의 경우 많은 비용과 시간이 소비되고, 재하용량이 제한적이기 때문에 하중가압장치를 말뚝 선단에 설치하여 양방향으로 하중을 가하여 효과적으로 재하시험을 수행할 수 있는 양방향 재하시험(Bi-directional pile load test)을 실시하였다.

<표 3.29> 다기능 하천시험장 현장의 지층조건

지층	심도 (m)		평균 N 값 및 TCR/RQD		암종 및 풍화정도	
	D=480mm	D=870mm	D=480mm	D=870mm	D=480mm	D=870mm
퇴적층	0.0 - 9.7	0.0 - 9.5	N=18	N=25	자갈섞인 모래	자갈섞인 모래
풍화토	9.7 - 12.0	9.7 - 12.0	N=50/12	N=50/13	모래질 풍화잔류토	모래질 풍화잔류토
풍화암	12.0 - 16.0	12.0 - 16.0	N=50/6	N=50/7	모래질 풍화암 완전풍화	모래질 풍화암 완전풍화
연 암	16.0 - 27.5	16.0 - 27.0	TCR=51 RQD=8	TCR=56 RQD=2	화강편마암 심한풍화	화강편마암 심한풍화

표 3.29와 같이 두 말뚝 시공부의 지반조건은 지층의 분포위치와 암종 및 풍화정도도 거의 비슷하고, SPT시험에서의 평균 N 값에서 약간의 차이는 있으나, 큰 차이는 없고 비슷한 경향을 보이기 때문에, 직경에 따른 크기효과를 확인하기에 적합하다고 판단하여 그림 3.166과 같이 말뚝을 시공하였다.



<그림 3.166> 양방향 재하시험용 말뚝 단면도



<그림 3.167> 양방향 재하시험용 말뚝 시공 과정

본 시험현장의 시험말뚝 시공은 오거전용기를 이용하여 굴착하였으며, 풍화암 및 연암 소켓을 위하여 T4를 이용하여 굴착하였다. 상부 퇴적층의 굴착공 붕괴를 방지하기 위해 외부 casing을 사용하였고, 굴착 후 슬라임이 많이 발생하여 슬라임에 의해 주면 및 선단의 지지력에 문제가 생길 수 있기 때문에 슬라임 처리를 위해 트레미 파이프를 삽입하고 물을 채운 후 고압호스를 이용하여 선단부에 air lifting을 실시하였다. 트레미 관에 air lifting 시 압력에 의해 트레미 바깥 쪽의 물과 함께 슬라임이 밖으로 배출되는 원리를 이용하였다. 직경 450 mm말뚝의 경우 슬라임이 모두 배출되어 물이 투명해 질 때까지 약 15분에서 20분 정도 air lifting을 실시하였다. 실제로 슬라임을 처리하지 않은 인발시험말뚝의 경우 슬라임에 의해 주면마찰력이 거의 발휘 되지 않았고, 또 다른 양방향 재하시험의 경우 슬라임 처리 시 트레미파이프를 이용한 air lifting 방식이 아닌 다른 방법으로 실시한 경우에는 슬라임 처리가 제대로 이루어지지 않았다. 직경 870 mm말뚝의 경우 직경 450 mm 말뚝과 마찬가지로 슬라임 처리를 하였으나, 직경이 커서 압력이 부족했기 때문에 슬라임 처리가 완전히 이루어지지는 않았다.

시험말뚝의 시공 시 하중전이 측정을 위한 스트레인게이지 및 양방향 재하장치를 그림 3.167과 같이 설치하였으며, 사용된 센서 및 양방향재하 시험장치의 특징은 표 3.30과 같다.

<표 3.30> 하중전이 센서 및 양방향 재하장치의 특징

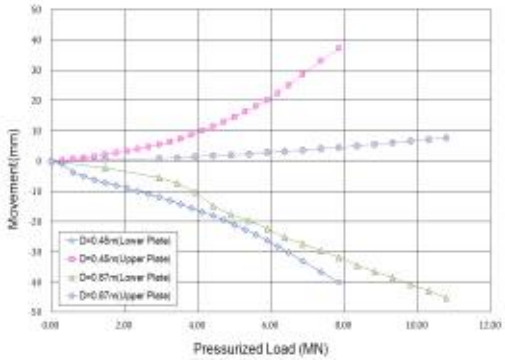
구분	Method of Attachment	Active Gauge Length	Maximum Strain Range	Sensitivity	Materials
진동현식 변형율 센서	AAC Weding	50mm	3,500(mstrain)	1.0(mstrain)	Steel & Epoxy resin
구분	직경 (mm)	Jack 용량 (kN)	구성	최대변위 (mm)	변위측정
Osterburg-Cell	480	6,033	단일 cell	250	Telltale
	870	11,772	복수 cell	150	

본 연구의 현장재하시험 내용은 다음의 표 3.31과 같다. 근입깊이는 각각 22.6 m, 23.6 m로 동일 지층인 비슷한 심도에 말뚝을 설치하였다. 재하시험의 하중재하는 ASTM D 1143의 급속 재하방식을 준용하였다. 직경 480 mm인 말뚝의 경우 최대재하하중이 7,848 kN이고 294~491 kN 단위로 하중 유지시간은 단계별로 15분 씩 총 25단계에 걸쳐 실시하였고, 직경 870 mm인 말뚝의 경우 최대재하하중이 10,791 kN으로 491~1,472 kN 단위로 하중 유지시간은 단계별로 15분 씩 총 18단계에 걸쳐 실시하였다.

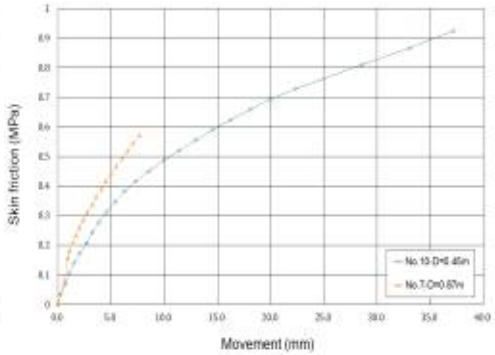
<표 3.31> 시험 말뚝 시공 내용

시험종류	직경 (mm)	근입깊이 (m)	암반소켓길이 (m)	최대재하하중 (kN)
양방향재하시험	480	22.6	6.0	7,848
	870	23.6	6.9	10,791

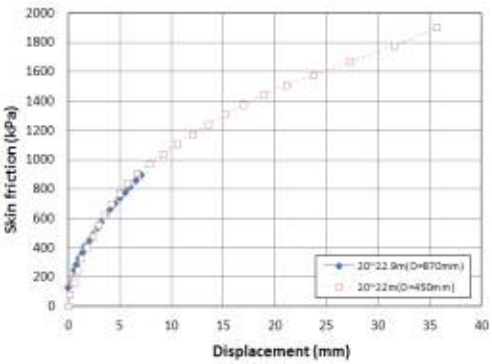
직경에 따른 양방향재하시험의 결과는 그림 3.168과 같다. 항복하중 분석법을 통해 허용지지력을 산정하였고 그 결과는 표 3.32와 같다.



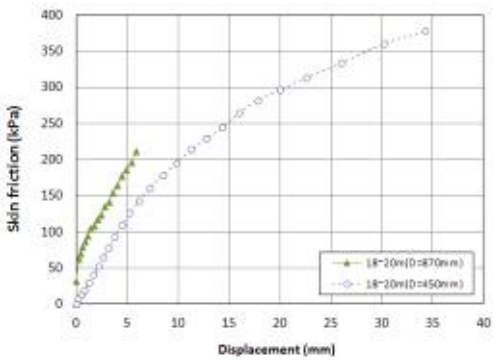
(a) load-movement curve



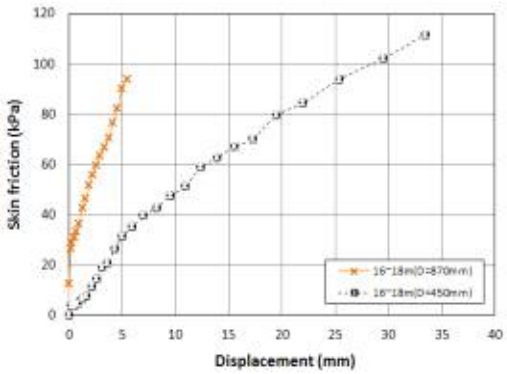
(b) t-z curve (total)



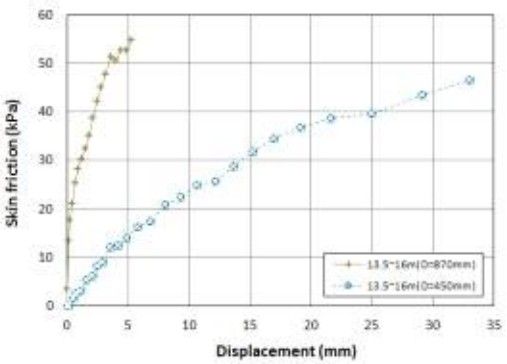
(c) t-z curve (20-22.9 m)



(d) t-z curve (18-20 m)



(e) t-z curve (20-22.9 m)



(f) t-z curve (18-20 m)

<그림 3.168> 양방향 재하시험 결과

<표 3.32> 양방향 재하 시험 결과

직경 (mm)	최대 적용 하중(kN)	허용 선단지지력(kN) [25mm변위기준]	허용 주면 마찰력 (kN) [10mm변위기준]	10mm 변위에 대한 주면 저항력 (kPa)				
				전체	20~22.9 m	18~20 m	16~18 m	13.5~16 m
480	7,848	2,874	2,069	228	1,082	197	49	23
870	10,791	3,198	6,352	336	1,095	337	131	77

그림 3.168 (a)와 같은 Load- movement curve를 이용하여 선단부와 주면부를 구분하여 항복하중을 분석하였다. 직경 450 mm 말뚝의 경우 하중을 최대 7,848 kN 재하 시 선단변위는 40.15 mm로 측정되었으며, 뚜렷한 항복하중이 발생하지 않았기 때문에 전 침하량 기준인 25.4 mm(Terzaghi and Peck, 1961)을 적용하여 분석한 결과 항복하중은 5,749 kN이고 안전율 2.0을 적용한 허용 선단지지력은 2,874 kN으로 판단되었다. 최대하중 재하 시 주면부 변위는 37.18 mm로 측정되었으며, 뚜렷한 항복하중이 발생하지 않아 주면부 변위량 기준인 10 mm(Vesic, 1977)를 적용하여 분석하였고, 그 결과 항복하중은 4,139 kN이고 안전율 2.0을 적용한 허용주면마찰력은 2,069 kN으로 판단되었다.

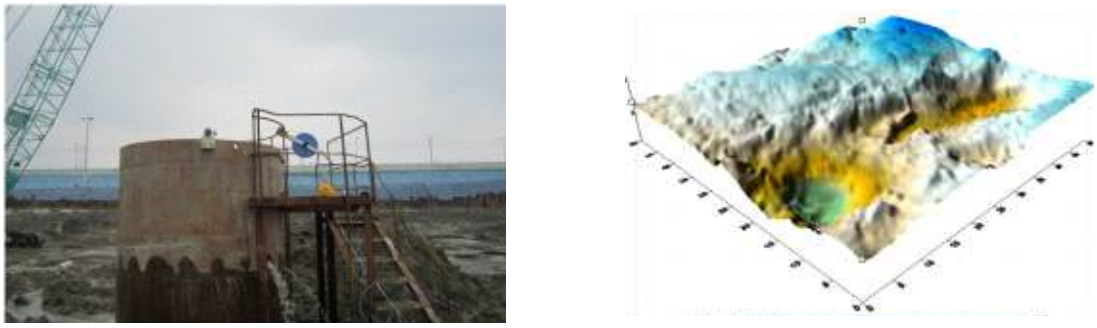
직경 870 mm 말뚝의 경우 하중을 최대 10,791 kN 재하 시 선단변위는 45.3 mm로 측정되었으며, 450 mm 말뚝과 마찬가지로 뚜렷한 항복하중이 발생하지 않았고, 전 침하량 기준인 25.4 mm를 적용한 결과 항복하중은 6,396 kN이고 안전율 2.0을 적용한 허용 선단지지력은 3,198 kN으로 판단되었다. 최대하중 재하 시 주면부 변위는 7.66 mm로 측정되었고, 450 mm 말뚝과 마찬가지로 뚜렷한 항복하중이 발생하지 않아 주면부 변위량 기준인 10 mm에 적용하기 위해 외삽법을 이용한 결과 항복하중은 12,704 kN이고 안전율 2.0을 적용한 허용주면마찰력은 6,352 kN으로 판단되었다.

각각 단위면적당 주면 저항력을 산정한 결과 표 3.32 및 그림 3.168 (c)-(f)와 같이 심도별로 주면 변위량 10 mm에 대해 비교해 보았다. 그림 3.168 (c)와 같이 직경 480 mm 말뚝의 경우 깊이 20~22 m, 직경 870 mm 말뚝의 경우 깊이 20~22.9 m의 심도에서 단위 주면마찰력을 비교한 결과 각각 1,082 kPa, 1,095 kPa로 비슷했다. 그림 3.168 (d)는 심도 18~20 m의 단위 주면마찰력을 비교한 결과로 직경 480 mm 말뚝의 경우 197 kPa, 직경 870 mm 말뚝의 경우 337 kPa를 나타냈다. 그림 3.168 (e)는 심도 16~18 m의 단위 주면마찰력을 비교한 결과로 직경 480

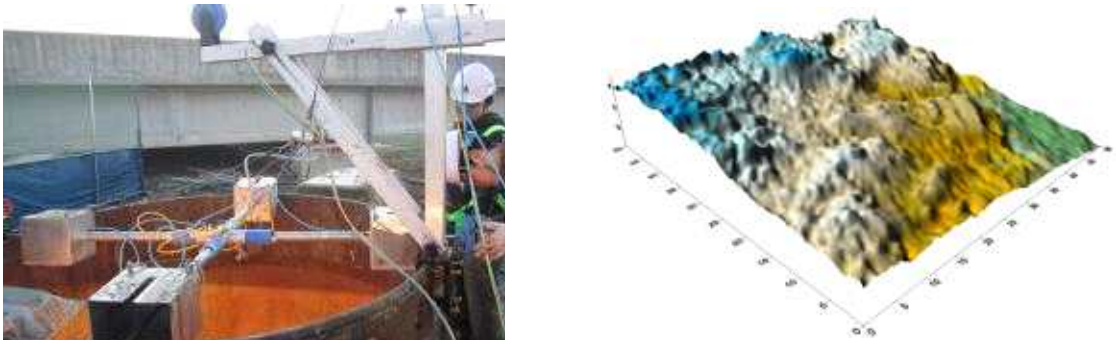
mm 말뚝의 경우 49 kPa, 직경 870 mm 말뚝의 경우 131 kPa를 나타냈다. 그림 3.168 (f)는 심도 13.5~16 m의 풍화암 부분의 단위 주면마찰력을 비교한 결과로 직경 480 mm 말뚝의 경우 23 kPa, 직경 870 mm 말뚝의 경우 77 kPa를 나타냈다. 심도 20~22.9 m에서의 단위 주면마찰력은 비슷했으나, 심도 16~20 m 및 풍화암 부분의 경우 직경 870 mm 말뚝의 단위 주면마찰력이 더 큰 경향을 나타냈다. 그리고 연암부 전체 단위주면마찰력의 경우 직경 480 mm 말뚝의 경우 228 kPa이고, 직경 870 mm 말뚝의 경우 336 kPa로 직경 870 mm 말뚝의 단위 주면마찰력의 더 크게 나타났다.

(1)절에서 정리한 주면저항력은 직경의 크기가 커질수록 주면저항력이 감소하거나, 영향이 없다는 결론 및 (2)절에서 수행한 수치해석 결과와 같이 dilatancy에 의해 주면저항력은 직경의 크기에 큰 영향이 없다는 결론 및 (3)절에서의 Seidel이 제안한 공동 확장이론 식 $\triangle\sigma_n \propto \frac{\triangle r}{r}$ 에서 $\triangle r$을 거칠기로 가정하였을 경우, 거칠기가 직경에 거의 비례하여 증가하기 때문에 normal stress ($\triangle\sigma_n$)은 직경의 크기에 큰 영향이 없다는 결론과는 달리 직경이 큰 870 mm 말뚝의 경우가 직경이 작은 480 mm 말뚝보다 주면 저항력이 크게 나타났다. 이는 (2)절에서와 같이 거칠기 높이를 고려하지 않았을 경우에도 $\frac{\triangle r}{r}$은 일정하게 나타났으므로 거칠기 높이의 영향을 $\triangle r$을 추가적으로 고려 시 직경에 따라 오히려 지지력이 커지는 경향이 나타날 수도 있다는 것으로 판단된다.

이러한 제안내용에 대해서 실제 측정 사례를 추가로 확보하기 위해 목포 현장 및 울산-포항 복선전철 안강고가 현장에서 총 말뚝 4본에 대한 거칠기 측정 및 분석을 실시하였다. 목포의 현장타설말뚝 직경은 1,850mm 이고 , 울산-포항 안강고가 현장은 말뚝의 직경이 1,800mm 이다. 그리고, 6차년도에는 동해남부선 복선전철 현장에서 직경 2,860mm의 현장타설말뚝에서 굴착면 거칠기 데이터를 확보하였다. 본 현장은 RCD 장비를 이용하여 굴착하였으며, 기반암은 안산암이었다.



(a) 목포 현장 (D1850mm)



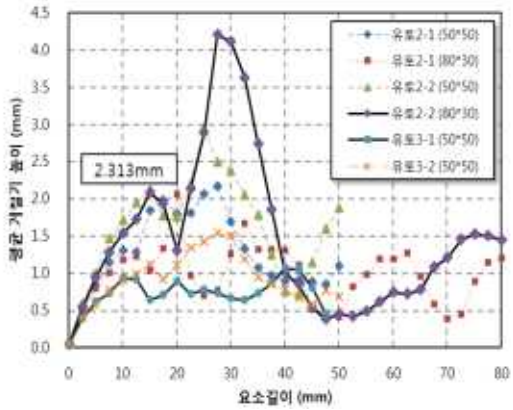
(b) 울산-포항 복선전철 안강고가 현장 (D1800mm)



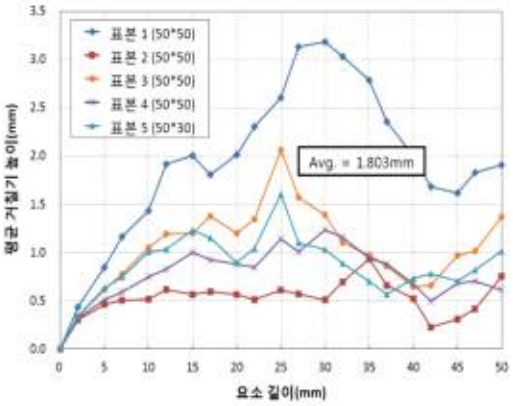
(c) 동해남부선 복선전철 현장 (D2860mm)

<그림 3.169> 각 현장 거칠기 측정 및 측정된 거칠기 대표 형상

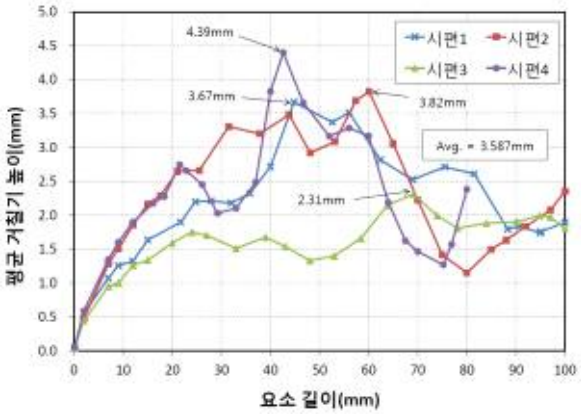
굴착면 거칠기 데이터 확보 방법으로 본 연구에서 개발된 굴착면 거칠기 측정장비를 이용하여 말뚝 굴착면 탁본을 하였고, 이를 본사 HDXLS 장비를 이용하여 스캔하였다. 3개 현장에 대한 측정 사진과 확보된 거칠기 대표 형상은 그림 3.169와 같다. 이와 같은 방법으로 거칠기를 디지타이징 하여 그림 6.6.170과 같이 요소길이에 따른 평균거칠기 높이를 분석하였다. 분석결과 목포 현장의 평균거칠기 높이는 2.313mm로 도출되었고, 울산-포항 복선전철 7공구 안강고가 현장의 평균거칠기 높이는 1.803mm가 얻어졌다. 가장 직경이 큰 동해남부선 현장의 경우 평균거칠기 높이가 3.587mm로 가장 크게 나타났다.



(a) 목포 현장 (D1850mm)



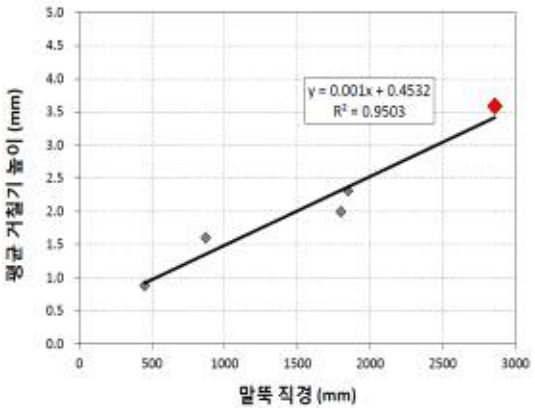
(b) 울산-포항 안강고가 현장 (D1800mm)



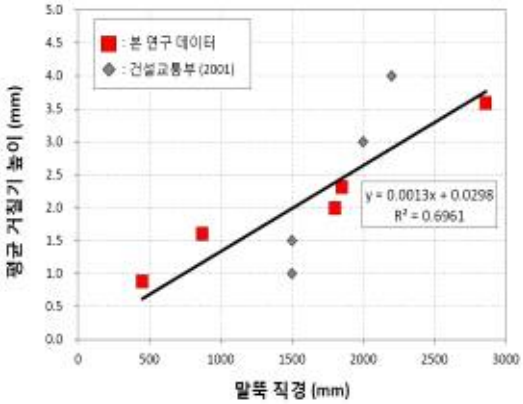
(c) 동해남부선 복선전철 현장 (D2860mm)

<그림 3.170> 각 현장의 요소길이에 따른 평균거칠기 높이 분석

그림 3.177 (a)는 과거 연구에서부터 측정하였던 현장타설말뚝 거칠기 데이터를 말뚝 직경에 따른 평균거칠기 높이로 도시한 그래프이다. 말뚝직경이 증가하면서 말뚝의 평균거칠기 높이도 거의 선형으로 증가하는 경향을 나타냈다. 과거 여타 크기효과에 대한 연구 결과는 직경이 증가함에 따라 단위주면마찰력이 감소한다는 결과를 나타내었다. 그러나, 국내와는 상이한 암반조건과 대부분 소구경에 대한 연구였으며, 직경에 따른 거칠기 높이를 일정하다고 가정하였기 때문에 직경이 증가함에 따라 단위주면마찰력이 감소하는 결과를 보인 것으로 판단된다.

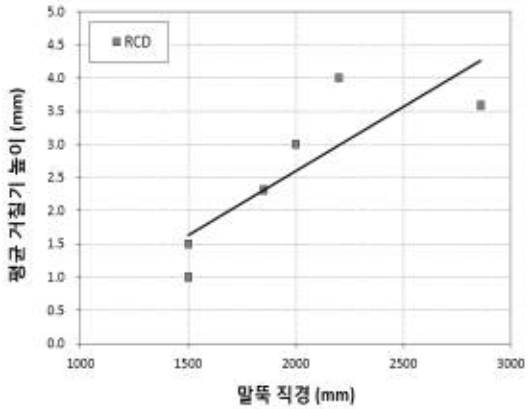


(a) 본 연구의 거칠기 측정 데이터

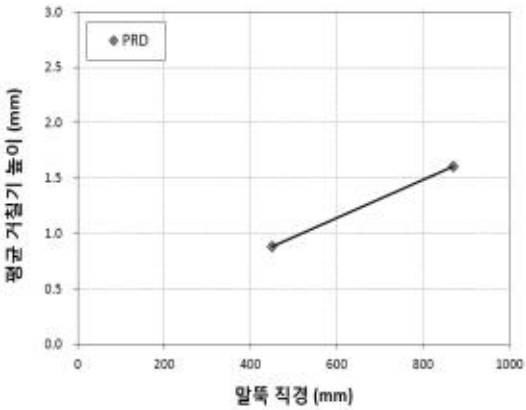


(b) 건설교통부 (2001) 거칠기 데이터 추가

<그림 3.171> 말뚝직경에 따른 평균 거칠기 높이

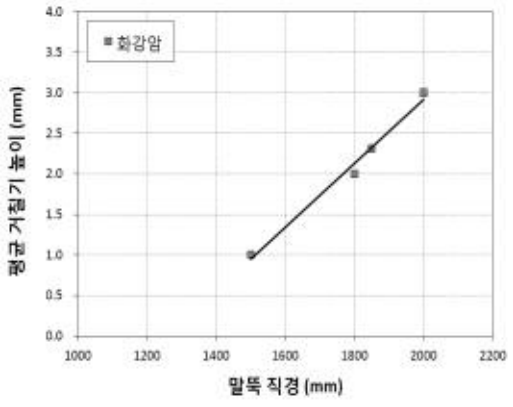


(a) RCD 장비

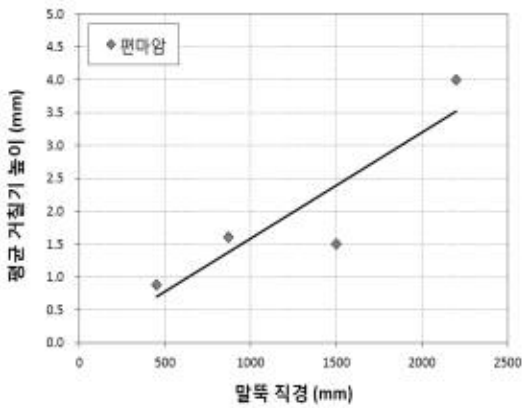


(b) PRD 장비

<그림 3.172> 암반 굴착 장비 종류별 말뚝직경에 따른 평균 거칠기 높이



(a) 화강암



(b) 편마암

<그림 3.173> 굴착면 암종별 말뚝직경에 따른 평균 거칠기 높이

본 연구의 결과에서 말뚝 직경에 따라 거칠기가 커지는 뚜렷한 경향을 보이고 있으며, 이러한 이유로 1단계 연구에서 수행한 말뚝 재하시험 결과에서 말뚝 직경이 커지면서 단위주면마찰력이 커지는 타 연구와의 반대 결과가 도출된 것으로 보인다. 이러한 결론에 대한 일반화를 위하여 외부 데이터 추가와 함께, 굴착 장비 및 암종과 같은 변수에 대해서도 분석을 해보았다.

그림 3.171 (b)에는 2001년 건설교통부(암반층에 근입된 현장타설말뚝의 새로운 설계기법 개발연구보고서)의 분당, 용인 등에서 측정된 거칠기 데이터를 추가하였다. 역시 전체적인 거동은 말뚝 직경이 증가하면서 평균거칠기 높이도 증가하는 경향을 보였으며, 건설교통부의 데이터만을 분석하였을 때, 말뚝 직경이 증가함에 따라 평균 거칠기 높이는 본 연구의 데이터보다 더욱 크게 증가하였다.

말뚝 굴착면 거칠기는 장비와 암종에 따라 영향을 받을 수 있기 때문에 현재까지 측정하고 수집한 데이터를 장비와 암종에 따라 그림 3.172와 3.173과 같이 분석해 보았다. 먼저 암반 굴착 장비를 RCD와 PRD 장비로 구분하였고, 두 장비에서 모두 말뚝의 직경이 증가할수록 평균거칠기 높이는 증가하는 모습을 나타내었다. 굴착면 암종에 대해 화강암과 편마암으로 나눠 각각 말뚝직경에 따른 거칠기 높이를 분석한 결과도 위와 같은 결론을 나타내었다. 결국, 말뚝의 굴착면 거칠기는 암반 종류와 굴착 방법에 대해서도 말뚝의 직경이 클수록 평균거칠기 높이가 증가한다고 판단할 수 있다.

교량 특성에 맞는 직경 3.0m의 대구경 해상 현장타설말뚝에서 이전 연구 성과 검증을 목표로 말뚝 재하시험을 실시하였다. 비교 대상의 축소 말뚝 직경은 1/2이 되도록 1.5m로 설정하였으며, 해외 교량 현장에서 마주칠 수 있는 IGM(Intermediate Geo-Material)에 말뚝이 놓이는 조건으로 재하시험을 수행하였다. IGM은 토사와 암의 경계에 있는 중간 특성을 갖는 지반으로서, 토사에서 암으로 또는 암에서 토사로의 전이과정에 있는 지반으로 견질토사 또는 연약한 암으로, 풍화토~풍화암 정도의 지반이다. 당 현장에서의 IGM 층은 N값 50 이상의 모래질 IGM 조건이다.

○ 시험 말뚝 개요 및 지반조건

말뚝 재하시험은 당사 자체 Test Bed로 선정된 중동의 해상교량 현장에서 진행되었다. 먼저 축소 말뚝인 직경 1.5m의 현장타설말뚝이 시공되었고, 양생기간을 거쳐 양방향재하시험이 진행되었다. 그 후 그림 3.174와 같이 지반 조건의 차이를 최소

화하기 위하여 약 8m 떨어진 위치에서 직경 3.0m 실규모 현장타설말뚝에 대한 시공 및 양방향재하시험이 실시되었다. 현장타설말뚝 시공법은 polymer로 공벽을 유지하는 Earth drill 공법이 적용되었다. 표 3.33에는 두 말뚝에 대한 시공조건이 요약되어 있다.



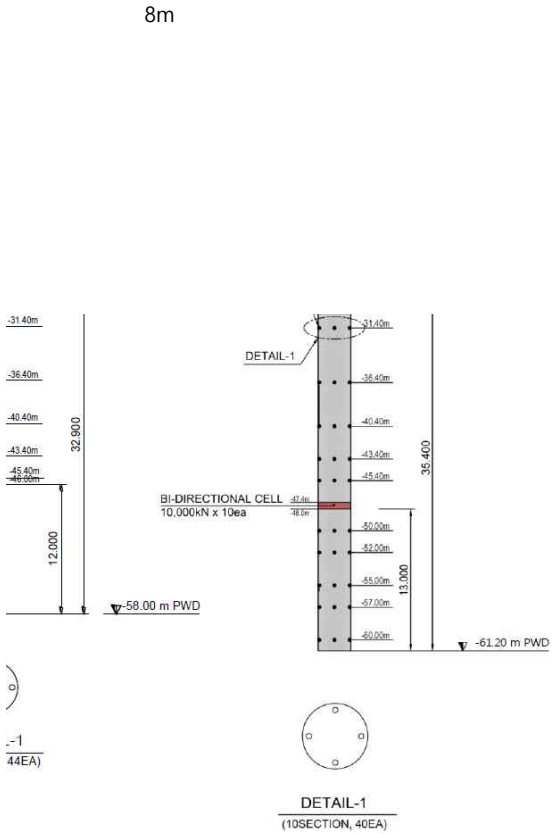
<그림 3.174> 직경 1.5m 및 3.0m 말뚝 시공 현황

<표 3.33> 말뚝 시공 요약표

항목	D3,000mm		D1,500mm	
말뚝 위치 (좌표)	X	Y	X	Y
	496434.124	3257353.750	496440.400	3257348.789
말뚝 직경	3,000 mm		1,500 mm	
말뚝 두부 레벨	EL+6.0 m		EL+6.0 m	
말뚝 선단 레벨	EL-61.2 m		EL-58.0 m	
말뚝 길이	67.2 m		64.0 m	
양방향 셀 위치	EL-48.0 m		EL-46.0 m	
양생 기간	21 days		19 days	
시추공 Number	BH3-PLT-03			

두 현장타설말뚝에 적용된 시추공에 대한 정보는 그림 3.175에 제시되어 있다. 해수면 아래로 약 10.6m 아래 지반이 시작되는데, 10.5m 두께의 매우 연약한 점토층 (비배수 전단강도 5~35 kPa)이 먼저 나타나며, 그 아래로 2.5m 두께의 SP로 분

류되는 모래층이 놓인다. 모래층 아래로 보다 조밀한 SPT N값 50이상의 모래질 IGM 층이 두껍게 분포한다. 이러한 지반 조건은 암반이 출현하지 않는 중동, 동남아 지역 등에서 흔하게 존재한다.



<그림 3.175> 직경 1.5m 및 3.0m 해상 말뚝의 변형률계 위치를 포함한 단면도와 지반조건

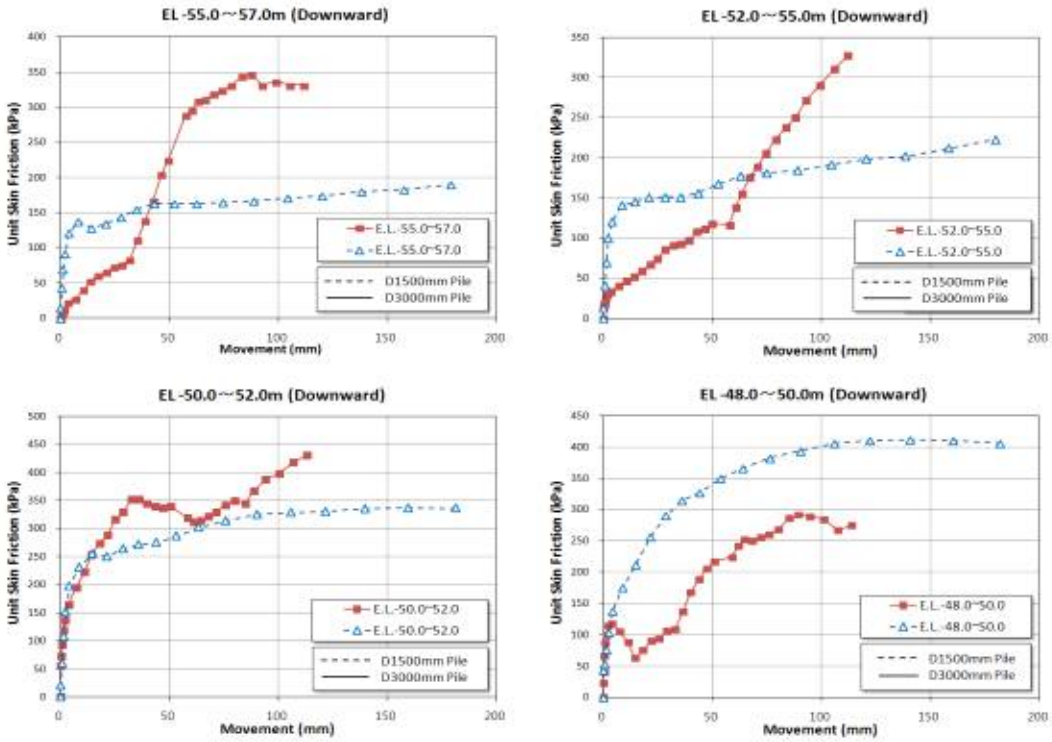
○ 재하시험 결과

직경 1.5m 및 3.0m 말뚝에 대해, 셀에 가한 하중과 각 스트레인 게이지 결과로부터 얻은 하중, 그리고 측정된 셀 하판 및 상판 변위를 통해 각 IGM 구간에서의 단위주면마찰력-변위 거동과 단위선단지지력-변위 거동을 산정하였다.

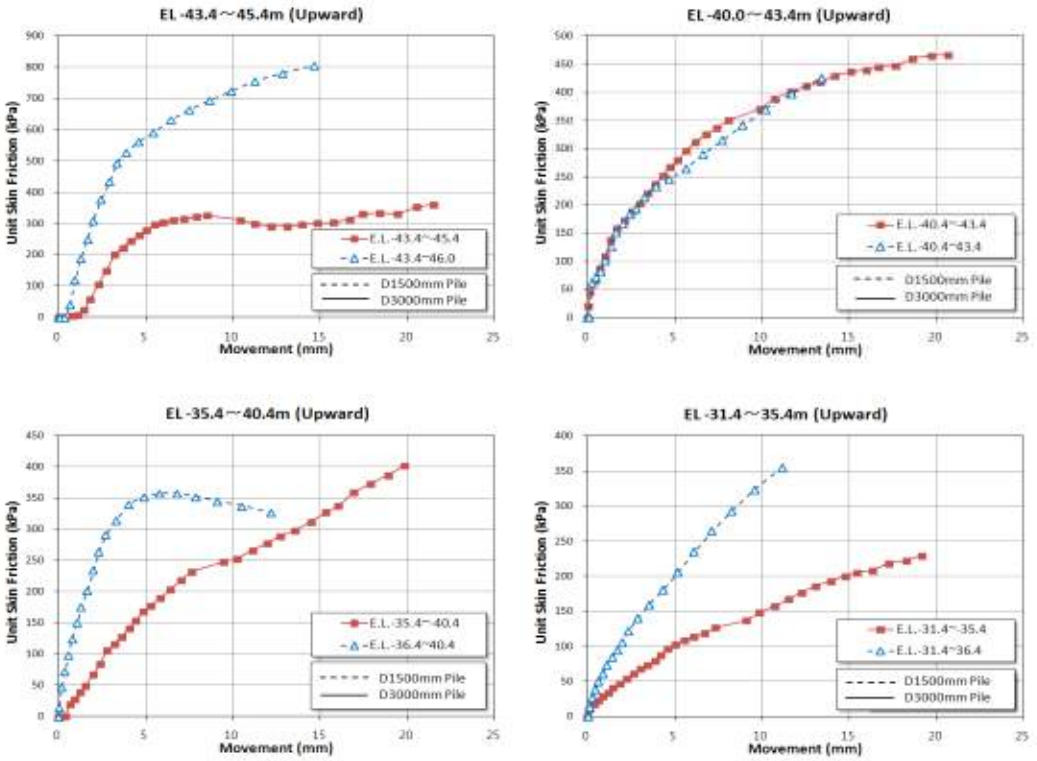
▪ 단위 주면마찰력

단위 주면마찰력 해석은 양방향 셀을 기준으로 하여 셀 하부 영역과 셀 상부 영

역으로 나누어 실시하였다. 두 말뚝의 유사 구간에 대한 단위주면마찰력-변위 거동 비교를 위해 셀 하부 및 상부 영역의 그림은 다음과 같다.

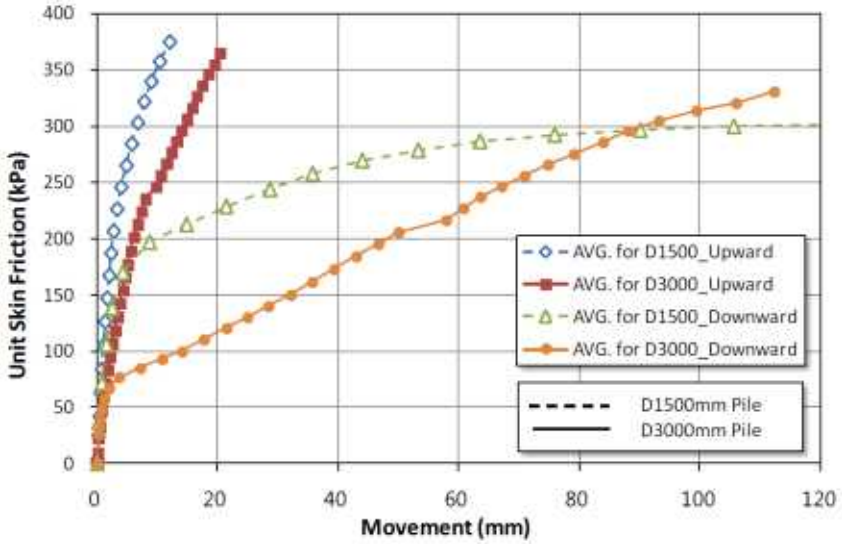


<그림 3.176> 각 구간에서의 단위주면마찰력 비교 (셀 하부 영역)

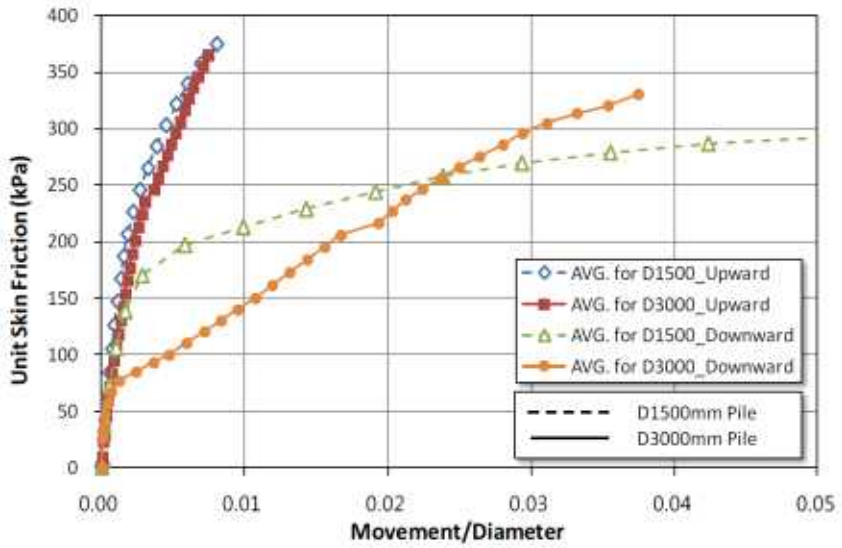


<그림 3.177> 각 구간에서의 단위주면마찰력 비교 (셀 상부 영역)

각 레벨 단위에서의 거동을 살펴보면, 일부는 유사성을 갖기도 하지만, 두 말뚝에 대한 거동에 차이가 발생하는 경우가 많았다. 그러나, 그림 3.178과 같이 셀 상부 및 하부 구간에 대해 각 구간 길이로 가중 평균하였을 경우, 단위주면마찰력-변위 거동의 형태에 유사성이 보이고 있으며, 다시 변위를 각 말뚝의 직경으로 나누어 정규화시킨 결과, 그림 3.179와 같이 상당히 유사한 거동을 보이고 있다. 특히 최대로 발휘된 단위주면마찰력에서 그 유사성이 컸으며, 그 값을 표 3.34와 같이 나타내었다.



<그림 3.178> 가중 평균이 적용된 단위주면마찰력-변위 그래프 비교



<그림 3.179> 말뚝 직경으로 정규화한 평균 단위주면마찰력-변위 그래프

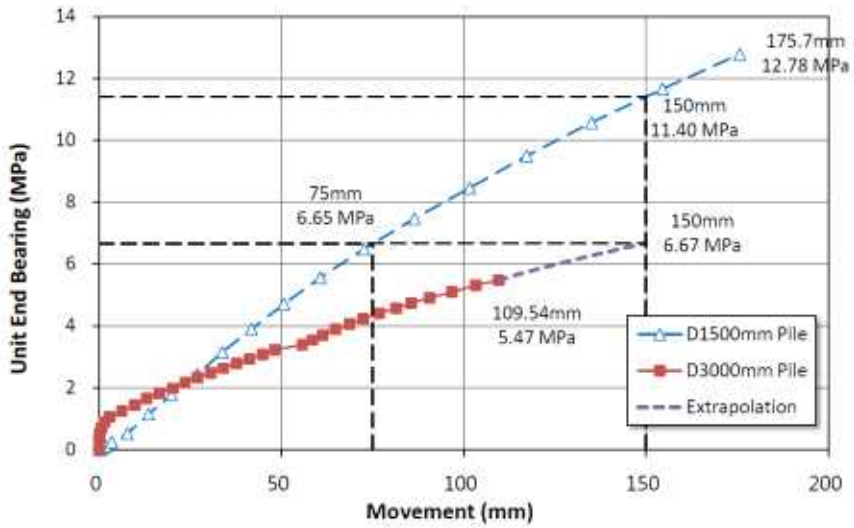
<표 3.34> 최대 발휘 단위주면마찰력 비교

위치	말뚝 직경	최대 발휘 단위주면마찰력 (kPa)
양방향 셀 상부 영역	D1,500mm	374.7
	D3,000mm	365.2
양방향 셀 하부 영역	D1,500mm	302.4
	D3,000mm	330.7

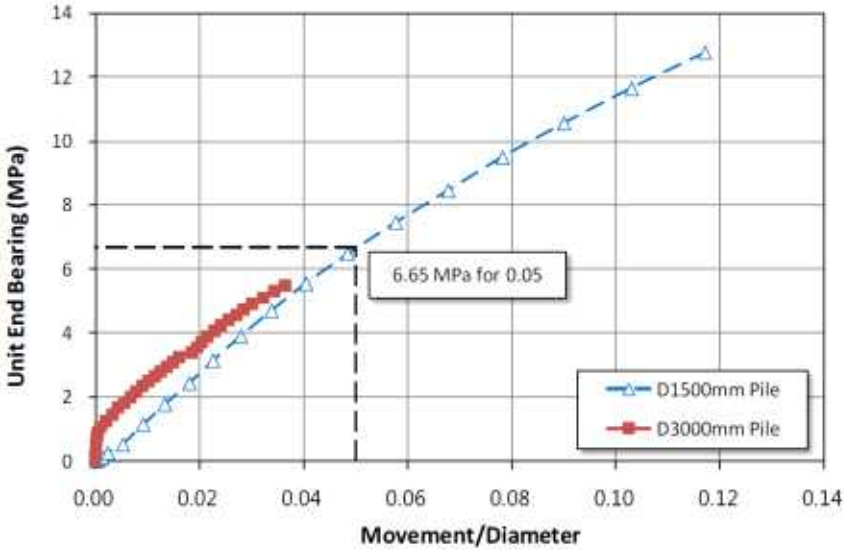
AASHTO LRFD (2007)에서는 말뚝 극한지지력은 말뚝 직경의 5% 변위를 기준으로 하고 있다. 주면마찰력의 경우 대부분 말뚝 직경의 5% 변위에 도달하지 못하고 시험이 종료되었고, 결과적으로 극한 단위주면마찰력은 최대 단위주면마찰력이라고 할 수 있다. 이와 같은 시험 결과를 통하여, 말뚝직경에 따른 침하기준으로 극한지지력 판단 시 말뚝직경은 극한 단위주면마찰력에 영향을 미치지 않는, 즉 말뚝 직경에 관계없는 것으로 나타났다. 그러나 IGM 지반에서는 정규화를 시키지 않는다면 특정 변위량에서의 단위주면마찰력은 말뚝 직경에 영향을 받는 것으로 나타났다. 다시 말하면 극한지지력 값이 아닌 거동 측면에서는 직경에 따른 영향을 전혀 받지 않는 암반소켓말뚝의 거동과는 달리 IGM에 근입된 말뚝의 단위주면마찰력-침하 거동은 직경에 따른 영향을 받을 가능성이 있음을 의미한다.

▪ 단위선단지지력

그림 3.180은 두 말뚝에 대한 단위선단지지력과 변위를 나타낸 것이고, 그림 3.181에는 여기서 변위를 말뚝 직경으로 정규화시켜 나타내었다. 비록 초기 거동에 있어서는 약간의 차이가 발생하였지만, 단위주면마찰력의 경우와 마찬가지로 정규화된 단위선단지지력-변위 거동에 있어서는 상당한 유사성을 나타내고 있다.



<그림 3.180> 단위선단지지력-변위 그래프 비교



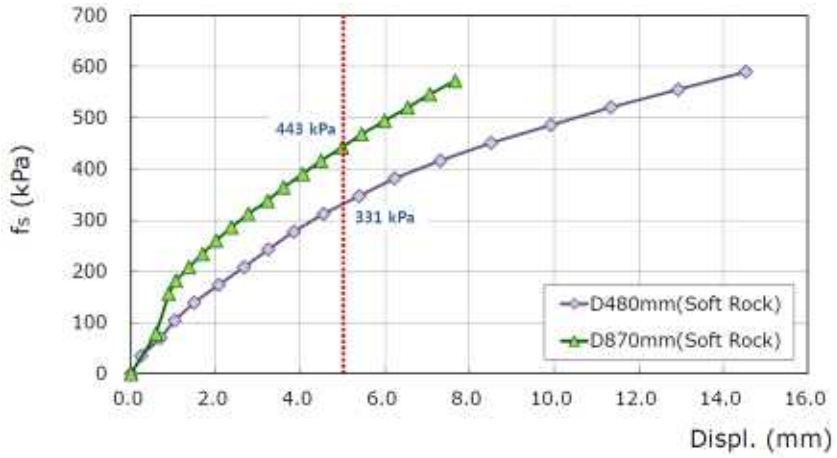
<그림 3.181> 말뚝 직경으로 정규화한 단위선단지지력-변위 그래프

비록 직경 3.0m 말뚝의 경우 말뚝 직경 5%에 해당하는 변위가 발생하지 않았지만, 그림 3.181의 그래프 경향으로 유추해보았을 때, 두 말뚝의 극한선단지지력이 유사할 것으로 판단된다. 결과적으로, 본 실험을 통해 IGM 지반에서 말뚝직경에 따른 침하기준으로 극한지지력을 판단 시 말뚝 직경이 극한 단위선단지지력에 영향을 미치지 않는 것으로 나타났다. 그러나 주면마찰력의 경우와 마찬가지로, 변위에 대한 정규화가 아니면 특정 변위량에서의 단위선단지지력은 말뚝 직경에 따라 차이가 발생하였다.

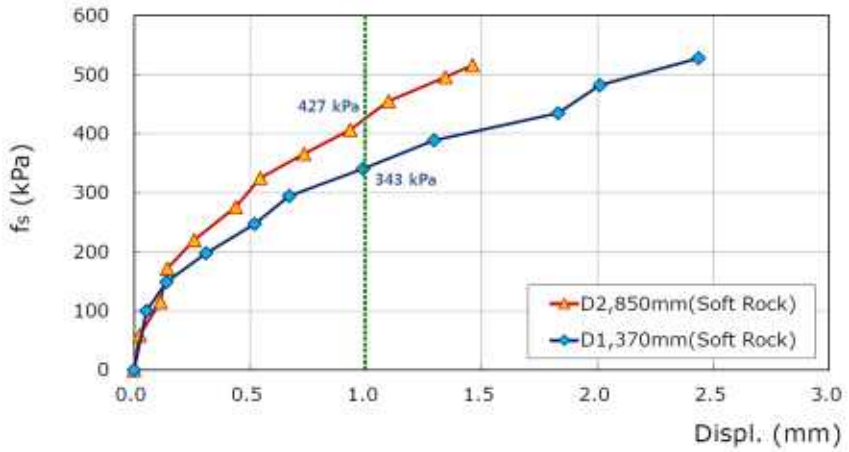
▪ 암반 소켓 말뚝 결과와의 비교

2010~2011년 연구에서 실시된 안동 공동재하시험 두 말뚝에 대한 단위주면마찰력-변위 거동을 그림 3.182에 나타내었다. 연암에 말뚝이 근입된 조건으로, 말뚝 직경은 0.5m와 0.9m 였다. 연암에 근입된 관계로 극한이 완전히 발휘되지는 않았지만, 단위주면마찰력-변위 거동을 살펴보면, 직경이 큰 말뚝의 경우가 동일 변위에서 직경이 작은 말뚝 보다 상대적으로 약간 큰 단위주면마찰력을 나타내고 있다.

그림 3.183은 본 연구가 아닌, 당사 국내 M대교 현장으로부터 얻은 서로 다른 직경의 말뚝에 대한 단위주면마찰력-변위 거동 결과이다(현대건설 기술연구소, 2003). 당 현장의 말뚝 역시 연암에 거치된 조건이었다. 안동 공동 말뚝재하시험의 결과와 마찬가지로 직경이 큰 말뚝에서 hardening 경향이 다소 빨리 나타났다.



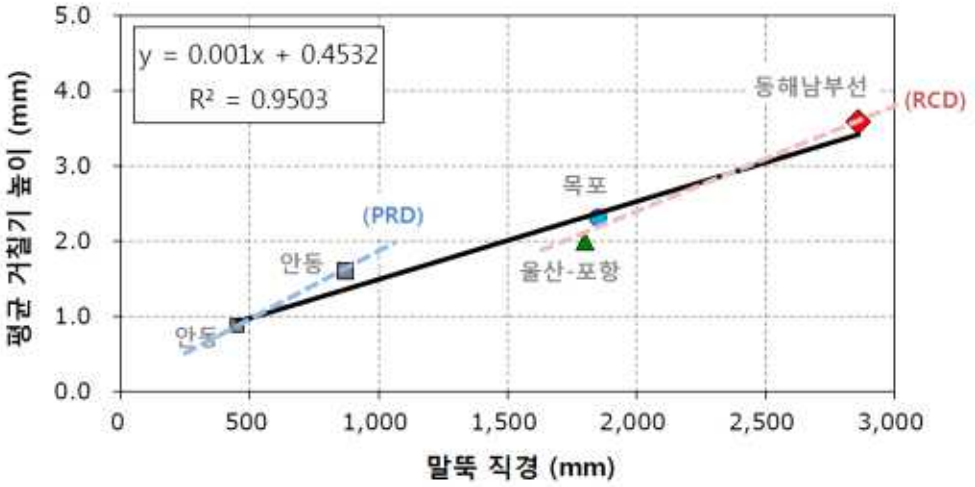
<그림 3.182> 안동 말뚝재하시험 단위주면마찰력-변위 결과 (연암 근입)



<그림 3.183> 국내 M대교 말뚝재하시험 단위주면마찰력-변위 결과 (연암 근입)

지지력을 결정하는 데에, 최대로 발휘된 극한지지력이 아닌 특정 변위에 대한 단위주면마찰력으로 결정할 수도 있는데, 이 경우 암반 소켓 말뚝에서는 두 현장의 결과와 같이 축소 말뚝의 경우가 단위주면마찰력이 약간 적은 안전 측의 값을 나타내고 있다. 그러므로, 암반 소켓 말뚝에서는 설계 목적으로 단위주면마찰력을 결정하는 것은 전혀 문제가 없다고 할 수 있다.

말뚝의 직경이 커지면서 동일 변위에 대해 주면마찰력이 감소하지 않는 원인으로 말뚝 굴착면 거칠기를 하나의 원인으로 고려해볼 수 있다. 보통 동일 말뚝 직경에서 굴착면의 거칠기 높이가 높으면 단위주면마찰력이 크게 산정되는 것으로 알려져있다(Horvath et al., 1983).

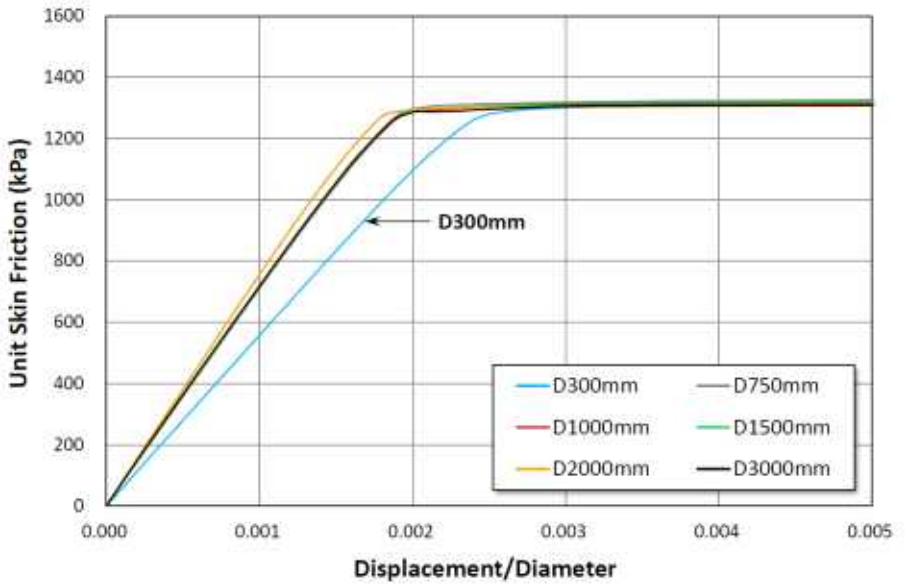


<그림 3.184> 말뚝 직경에 따른 굴착면 거칠기 높이 측정 결과

그림 3.184는 그 동안의 연구과정 중 현장타설말뚝 굴착면에서 측정한 암반 거칠기 데이터를 나타낸 것이다. 말뚝의 직경 외에 굴착장비, 암종, 암의 강도 등 많은 변수가 있기 때문에 다수의 데이터 확보가 필요하지만, 현재까지 확보한 데이터의 경향을 보았을 때, 말뚝 직경에 따라 거칠기가 증가하는 경향을 보이고 있다. 이러한 거칠기 증가가 말뚝 직경 증가 시 단위주면마찰력-변위의 거동이 보다 작은 직경의 말뚝보다 작지 않은 거동을 나타내게 한 것으로 판단된다.

반면, 본 중동 해상교량 현장의 경우, 말뚝 선단은 거칠기가 생성되기 어려운 IGM 지반에 근입되어 있다. 따라서, 암반 소켓 말뚝 조건과 달리 거칠기에 대한 영향이 적기 때문에, 동일 변위에 대해서 주면마찰력이 차이가 있는, 즉 크기효과가 발생하는 것으로 나타났다. 이는 직경에 따라 강성의 차이가 발생한다는 이론(Seidel & Haberfield, 1994)에 따라, 비록 극한 단위주면마찰력은 유사하더라도 단위주면마찰력-변위 그래프의 기울기가 말뚝 직경에 영향을 받는 것으로 판단된다.

하지만 일반적인 극한지지력은 직경에 따른 침하량이 기준으로서 정의가 되므로 이미 직경에 대한 영향이 반영이 되어 극한지지력 값에는 영향을 미치지 않는 것으로 판단된다.



<그림 3.185> 말뚝 직경에 대한 정규화 단위주면마찰력-변위 거동 3D FEM 해석 (거칠기 미고려, 연암 근입 조건)

3D FEM을 이용하여 거칠기 효과가 고려되지 않은 탄소성해석을 통해 말뚝의 직경을 변화시키면서 단위주면마찰력-변위 거동을 분석하였다. 그 결과는 변위 거동에는 차이가 있으나 극한 단위주면마찰력은 동일하게 발휘되는 것으로 나타났다. 실제 현장타설말뚝에는 잘 사용되지 않는 직경 300mm 말뚝을 제외하고 나머지 말뚝 모두 정규화된 거동이 잘 일치하고 있었다. 이는 거칠기가 무시될 수 있는 본 현장의 결과와 일치하는 내용이다.

■ 크기효과 관련 설계지침 반영

○ 설계지침 반영 목적

암반에 소켓된 현장타설말뚝의 경우 말뚝 직경에 따라 극한지지력이 감소된다는 크기효과는 없는 것으로 규명되었다. 따라서, 암반 소켓으로 계획된 설계목적의 시험말뚝재하시험을 실시할 경우, 재하시험 비용 감소를 위하여 축소 직경의 말뚝이 적용될 수 있을 것이다.

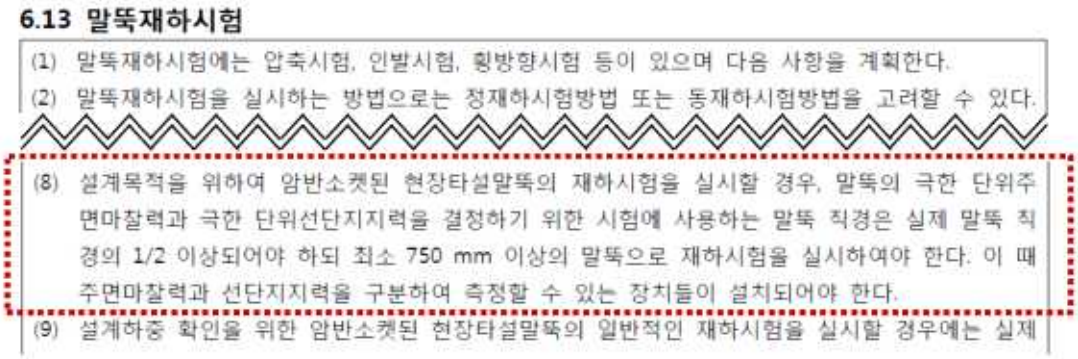
축소 직경의 말뚝재하시험에 대해 실제 프로젝트 적용을 보다 용이하게 하기 위해서는 관련 내용이 명시가 된 설계기준 또는 설계지침이 큰 역할을 할 수 있을

것이다. 따라서, 본 연구에서는 도로교설계기준 “케이블교량편”에 본 내용을 반영하였다.

○ 케이블교량 설계지침 반영

케이블교량 설계지침 하부구조편에 관련 내용 문구 결정을 위해서, 먼저 해외 기준을 조사한 결과 AASHTO LRFD (2007)와 FHWA (2010)에서 축소말뚝재하시험이 가능함을 제시하고 있었다. 다만 주면 측정용 시험말뚝은 실제 말뚝의 1/2 직경 이상이고 76cm 보다 커야한다라고 규정하고 있었다. 또한, 유로코드에서는 축소말뚝 재하시험 시 주면마찰력과 선단지지력을 분리할 수 있도록 시험을 수행하여야 한다고 명시하고 있다. 본 연구의 재하시험 수량이 매우 많은 것은 아니었기 때문에, 해외의 관련 내용을 어느 정도 참고할 필요가 있었다.

최종적으로 아래와 같은 문구로 케이블교량 설계지침 (한계상태설계법) 6장 하부구조편 중 말뚝재하시험 항목 (8)번에 본 내용이 반영되었다. 해당 분야에 대한 실제 지침의 내용은 다음 그림과 같다.



6.13 말뚝재하시험

(1) 말뚝재하시험에는 압축시험, 인발시험, 횡방향시험 등이 있으며 다음 사항을 계획한다.

(2) 말뚝재하시험을 실시하는 방법으로는 정재하시험방법 또는 동재하시험방법을 고려할 수 있다.

(8) 설계목적을 위하여 암반소켓된 현장타설말뚝의 재하시험을 실시할 경우, 말뚝의 극한 단위주면마찰력과 극한 단위선단지지력을 결정하기 위한 시험에 사용하는 말뚝 직경은 실제 말뚝 직경의 1/2 이상되어야 하되 최소 750 mm 이상의 말뚝으로 재하시험을 실시하여야 한다. 이 때 주면마찰력과 선단지지력을 구분하여 측정할 수 있는 장치들이 설치되어야 한다.

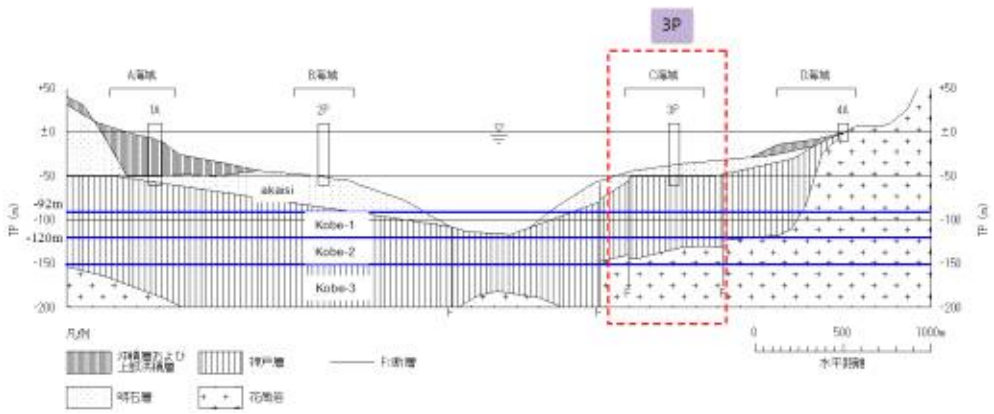
(9) 설계하중 확인을 위한 암반소켓된 현장타설말뚝의 일반적인 재하시험을 실시할 경우에는 실제

<그림 3.186> 케이블교량편 크기효과 반영내용

(3) 대형 기초의 침하량 예측 프로그램 개발

지반에 놓이는 기초의 침하에 있어서 중요한 지반 물성값 중 하나는 탄성계수로써, 기초의 침하량을 산정하는데 있어서 탄성계수를 어떻게 결정하느냐의 문제는 침하량을 얼마나 정확히 예측할 수 있느냐의 문제로 직결된다. 특히 중력식 기초는 거대한 구조물로써 얕은 기초와 유사한 형태이면서 지지층이 암반과 같이 비교적 단단한 층에 놓이기 때문에 지반의 탄성계수 선정이 침하량 예측에 가장 중요한 인자가 될 것이다.

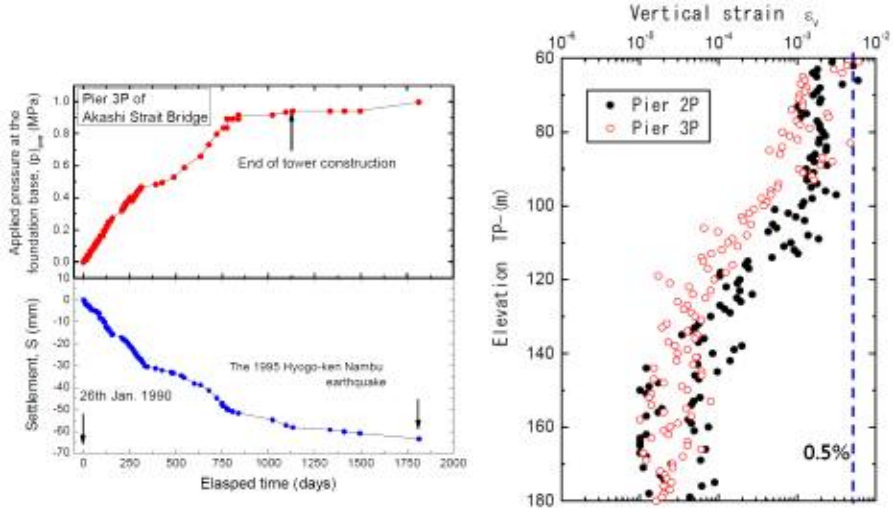
본 연구에서는 중력식 기초의 침하량 산정에 필요한 탄성계수의 적합한 적용을 판단하기 위하여 1차적으로 중력식 기초가 적용된 일본 Akashi 대교 주탑기초의 지반조사 결과 및 침하량 계측데이터 자료를 분석하였다. Akashi 대교는 현수교 형식으로써 주 경간장이 1990 m에 이르는 초장대급 교량이며, 그림 3.187은 중력식 기초가 적용된 주탑기초 2P와 3P를 지층 단면도에 나타낸 것이다. 이 중 암반에 놓인 중력식 주탑기초 3P를 침하량 분석을 수행하였으며, 2P의 경우는 gravel에 놓였기 때문에 분석에서 배제 하였다.



<그림 3.187> Akashi 대교 기초 분포 및 지층 단면도

Akashi 대교의 중력식 기초가 시공된 이후 지반 침하 데이터 및 심도에 따른 기초 하부 연직 변형률 데이터는 Tatsuoka et al.(1997, 2001)로부터 획득하였다. 그림 3.188 (a)는 시간-하중 그래프와 시간-침하 그래프를 도시한 것으로써 Akashi 대교 3P의 하중 및 침하 양상을 파악할 수 있다. 최대 하중이 작용하였을 때, 대략 50~

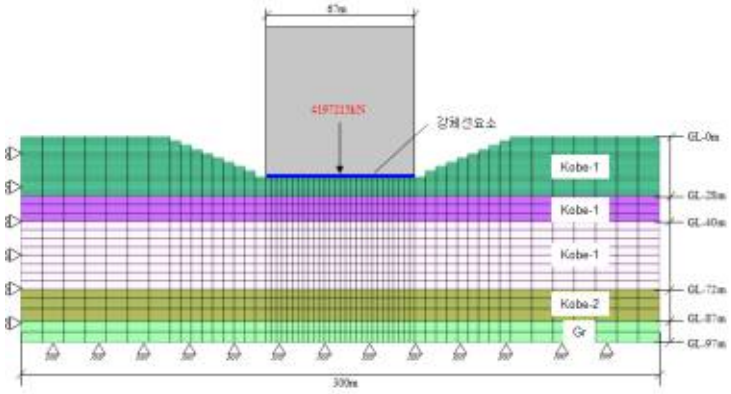
60 mm의 침하량이 발생한 것으로 계측되었다. 이와 함께 그림 3.188 (b)의 기초 저면 하부에서의 지반변형률 계측데이터를 살펴보면, 대부분 변형률이 0.5% 미만으로 저변형률 범위에서 변위가 발생했음을 알 수 있다.



(a) 시간에 따른 하중 및 침하 데이터(3P)　　(b) 2P/3P의 심도에 따른 연직 변형률

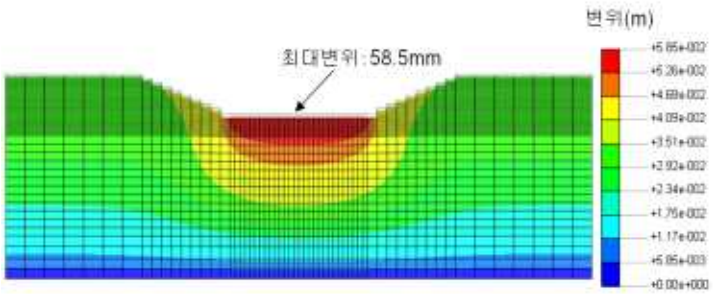
<그림 3.188> Akashi 대교의 계측 데이터 (Tatsuoka et al. (1997, 2001))

침하량 해석에 중요한 탄성계수는 변형률에 따라 그 값이 비선형적으로 달라지는 것으로, 어떠한 변형률 부근에서의 탄성계수를 적용하느냐가 중요하다. 앞서 언급한 바와 같이 Akashi 대교 2P 및 3P의 경우 기초 하부 지반의 변형률이 저변형률에서 이루어진 바 저변형률 구간에 해당되는 초기 탄성계수 E_0 값을 적용하는 것이 적절할 것이다. 이의 검증을 위해 E_0 값을 적용하여 2D FEM 해석을 수행하였다.



<그림 3.189> 2D FEM 해석 모식도

그림 3.189는 Akashi 대교 3P에 대한 2D FEM 해석 모식도이다. 실제 원형 기초를 등가 정사각형으로 치환하였으며, 하중 역시 면적을 이용하여 결정하였다. 기초 하부에는 중력식 기초 특성상 강성기초 양상을 나타내므로 강체선요소를 두어 강성기초를 묘사하였다. 하중은 935 kPa에 해당하는 4,197,215 kN을 단계적으로 적용하였다.

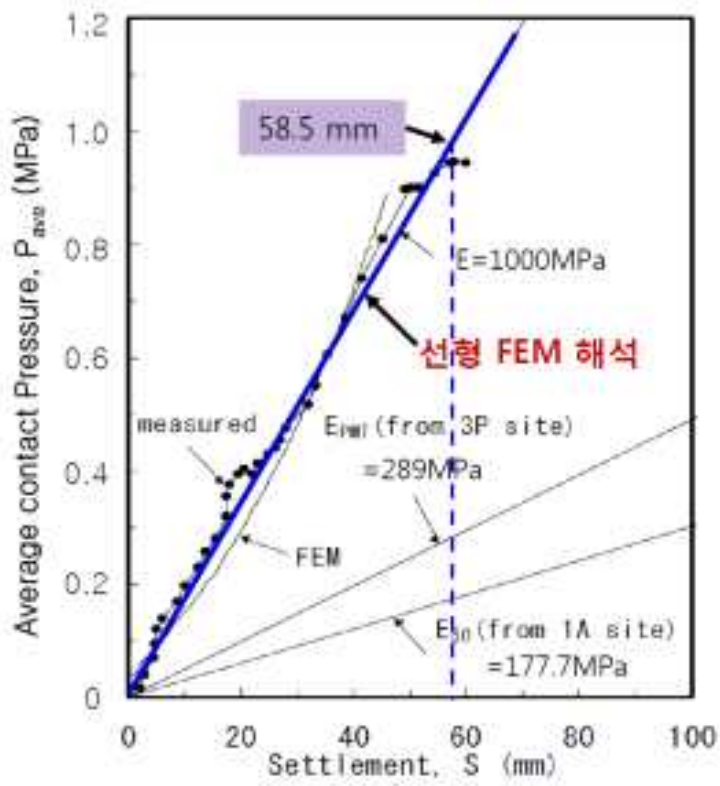


<그림 3.190> 2D FEM 변위 해석 결과

그림 3.190은 2D FEM을 통한 변위 해석 Contour를 나타낸 것이며, 최대 변위는 58.5 mm가 산정되었다. 이러한 변위 해석 결과를 그림 3.191에 실제 계측 데이터와 비교하였다. 계측 결과와 FEM 해석 결과는 매우 근접한 결과를 보이고 있다. Tatsuoka et al.(1999)은 프레져메터 시험을 통해 비교적 고변형률의 E_{PMT}와 UU 실험을 통하여 E_{50} 값을 산정하였다. 역시 이러한 탄성계수로부터 침하량을 산정하였으나, 그 결과는 실제 계측값과 큰 차이를 보였다.

위와 같은 Akashi 대교 3P 침하량에 대한 분석결과, 암반층에 놓인 중력식 기초

의 침하량을 산정을 위해서는 저변형률의 초기탄성계수를 적용하는 것이 복잡한 지반모델링 없이 선형탄성해석으로 가장 실제와 근접한 결과를 도출하는 것으로 판단된다.

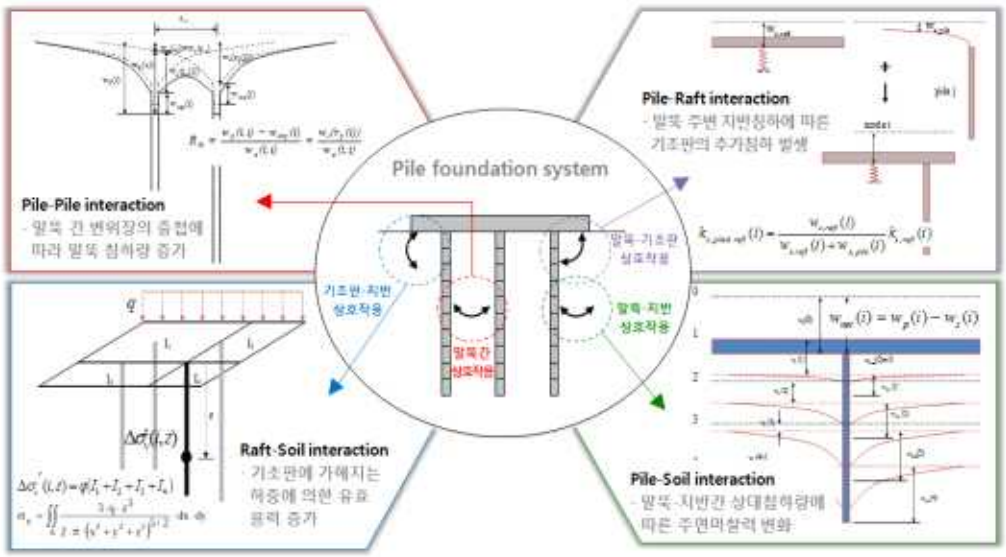


<그림 3.191> 계측 결과와 FEM 해석 결과의 비교

케이블교량의 주요 기초형식으로 적용되고 있는 말뚝기초의 경우 기초시스템의 침하량을 정확히 산정하기 위해서는 말뚝-기초판-지반 상호작용을 고려한 해석을 필요로 한다. 이를 고려한 정확한 해석으로는 3D FEM 해석이 존재하지만, 이는 시간과 노력을 상당히 필요로 한다. 따라서, 본 연구에서는 말뚝-기초판-지반 상호작용을 고려한 간편 침하량 해석프로그램을 개발하였다. 이를 통해, 침하량이 설계를 좌우할 경우에 대하여 말뚝 수량, 길이 및 배치 등을 용이하게 변화시켜가면서 최적의 기초 설계가 가능하도록 하는 것이다.

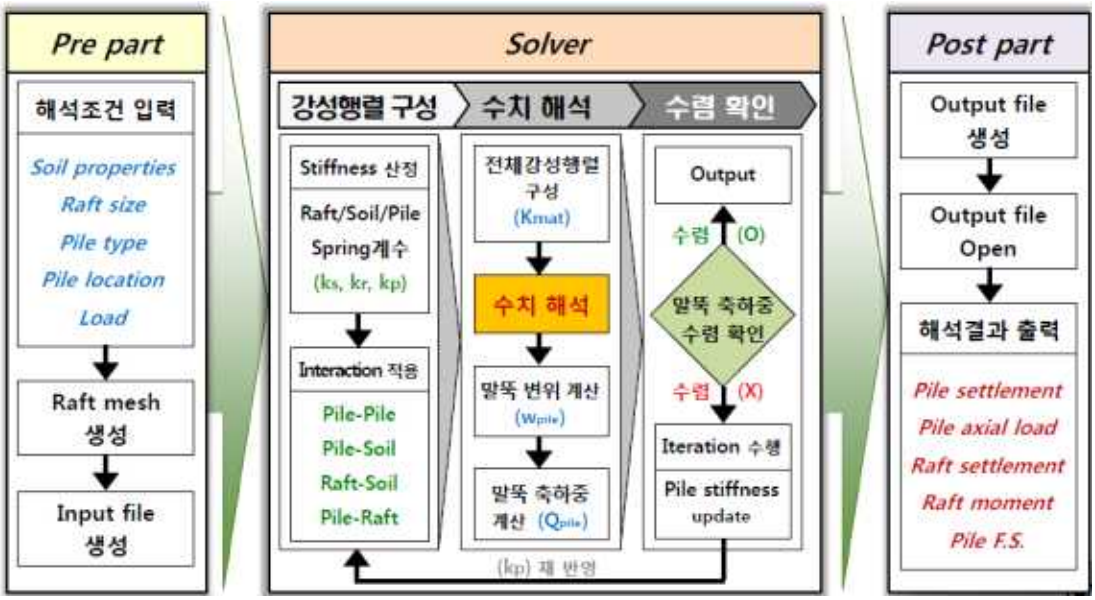
기초시스템의 거동을 보다 정밀하게 해석하기 위해서는 그림 3.192와 같이 말뚝간 상호작용, 말뚝-기초판 상호작용, 말뚝-지반 상호작용, 기초판-지반 상호작용 등이 해석에 고려되어야 하며, 현재 이러한 상호작용을 모두 고려하기 위한 엄밀해석 방

법으로 3D FEM 해석이 대표적이라 할 수 있다. 그러나, 최적의 기초설계를 위해서는 말뚝의 수량 및 길이와 배치를 변화시켜가면서 수차례 반복해석을 해야 하므로, 3D FEM 해석을 이용할 경우 다양한 조건에 대해 해석하기 위해서는 시간과 노력의 소모가 클 수밖에 없다.



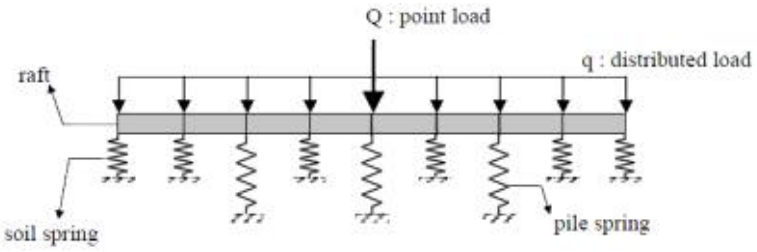
<그림 3.192> 말뚝-기초판-지반 상호작용을 고려한 해석법

이에 말뚝-기초판-지반 상호작용을 고려하여 침하량을 보다 간편하게 산정하기 위한 프로그램으로서 HDPR이 개발되었다. 그림 3.193은 HDPR의 해석 모델링 및 흐름도를 나타낸 것이다. 현장 모니터링 데이터와 3D FEM 해석 결과를 토대로 본 프로그램의 말뚝-기초판-지반 상호작용 factor에 대한 검증을 하였으며, 현재 3D FEM (PLAXIS 3D) 및 현장 모니터링 데이터와 비교검증을 통한 프로그램 내의 입력 parameter 및 factor 등을 지속적으로 수정하고 있다. 누적되는 모니터링 결과 분석 데이터 등을 이용하여 지속적으로 프로그램을 업데이트하여 프로그램의 완성도를 높였다.

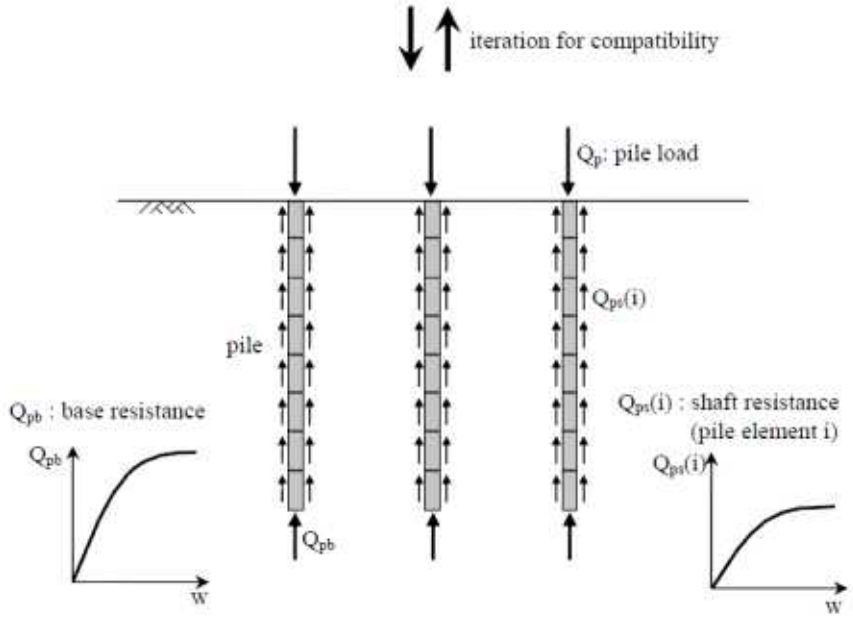


<그림 3.193> 침하량 해석 프로그램(HDPR) Flow Chart

앞서 설명한 바와 같이 본 연구에서 개발 중인 프로그램은 유한요소해석과 달리 빠른 시간에 침하량 해석이 가능하여 설계 시 최적화된 설계가 가능하다. 말뚝기초 침하량 근사해석을 위해 그림 3.194와 같은 스프링 모델을 사용하였다. 기초판은 각 요소당 8개의 절점을 가지는 판 요소로 구성되며, 지반과 말뚝은 스프링으로 대체된다. 지반스프링과 말뚝스프링의 강성을 알고 있다면 설계하중에 대한 기초판의 침하량을 구할 수 있으나, 말뚝스프링의 강성은 변위에 따라 비선형으로 거동할 뿐 아니라, 지반스프링 강성과 말뚝스프링 강성이 서로 간에 상호작용의 영향에 의해 변하게 된다. 말뚝의 비선형적 하중-침하 관계와 상호작용의 영향은 그림 3.194 (b)의 해석모델을 이용하여 구할 수 있다. 따라서 두 모델간의 적합조건을 만족시키기 위한 반복계산 과정이 필요하게 되며, 그 과정은 아래와 같다.



(a) 스프링 위에 놓인 기초판의 해석



(b) 군말뚝의 거동 해석

<그림 3.194> 침하량의 근사적인 해석을 위한 해석모델 개요

① 지반 스프링과 말뚝 스프링의 강성 가정

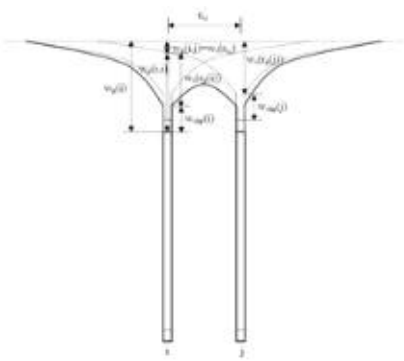
② 그림 3.194 (b)의 해석모델을 이용해 침하량 및 말뚝의 반력 계산

③ 계산된 침하량으로부터 그림 3.194 (b)의 해석모델을 이용해 상호작용의 영향 및 말뚝 반력 계산

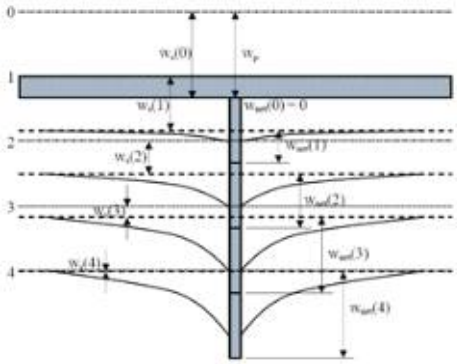
④ 계산된 상호작용의 영향과 말뚝 반력을 이용하여 지반 스프링과 말뚝 스프링의 강성 계산

⑤ 가정한 강성과 계산된 강성이 같아질 때까지 반복계산

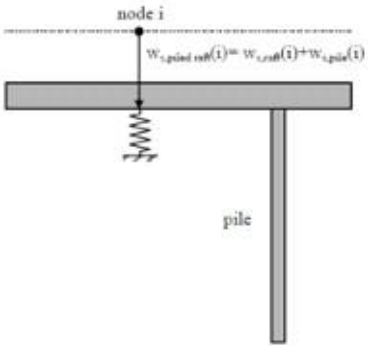
위와 같이 반복계산을 통해 말뚝 강성 값을 구한 후 말뚝과 지반을 그림 3.194 (a)와 같이 스프링으로 치환하여 말뚝의 침하량 및 지지력을 구할 수 있다.



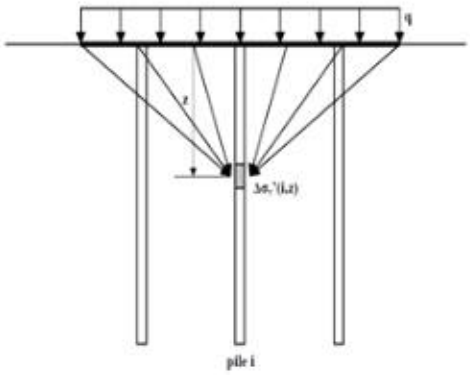
(a) 말뚝 간 상호작용



(b) 기초판에 의한 말뚝의 겉보기 강성 저하

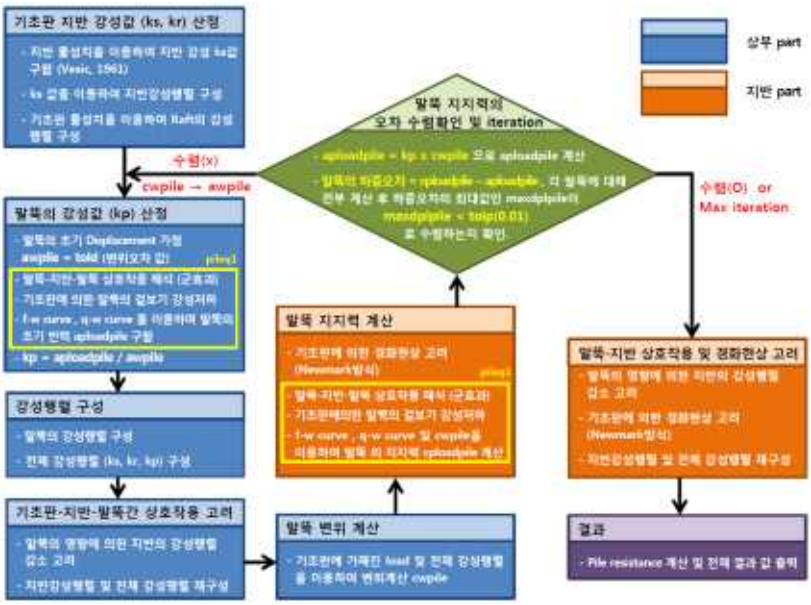


(c) 말뚝-지반의 상호작용



(d) 기초판에 의한 경화현상 고려

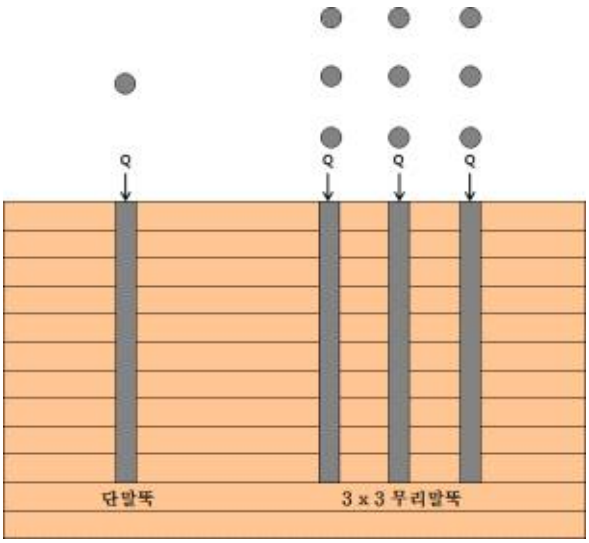
<그림 3.195> 프로그램 개발 시 고려한 이론적 배경



<그림 3.196> 침하량 해석 프로그램 알고리즘

또한 기존의 말뚝침하량 해석 프로그램과는 달리 그림 3.195와 같이 말뚝 간 상호작용, 기초판에 의한 말뚝의 겉보기 강성 저하, 말뚝-지반의 상호작용, 기초판에 의한 경화현상을 고려하여 그림 3.196의 알고리즘과 같이 적용했기 때문에, 유한요소 해석 결과와 비슷한 신뢰성 있는 결과를 얻을 수 있다.

3차원 유한요소 해석 프로그램인 PLAXIS 3D와 본 연구에서 개발 중인 해석 알고리즘과 메인엔진을 이용하여 그림 3.197과 같은 간단한 3x3 무리말뚝에 대해 해석을 수행한 후 결과 값을 비교해보았다.



<그림 3.197> 3x3 무리말뚝 해석 단면도

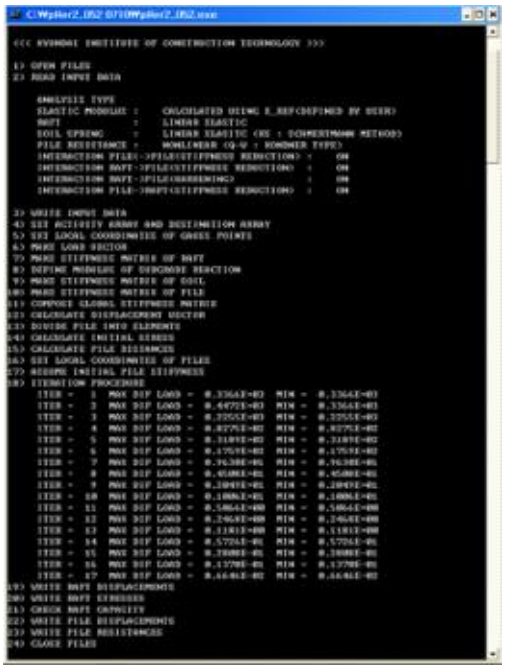
<표 3.35> 3x3 무리말뚝 해석 시 사용된 물성 값

단위중량 γ(kN/m³)	점착력 c(kPa)	내부마찰각 φ (°)		토압계수 K	감소계수 R_f	지반 탄성계수 E (kPa)	지반 포아송비 v
18.0	0	30		0.7	0.35	10,000	0.3
지층 수	지층 두께 (m)	말뚝 수	미끄러짐 계수 R_{fe}	말뚝지름 (m)	말뚝길이 (m)	말뚝 탄성계수 E (kPa)	말뚝 포아송비 v
12	1	9	0.35	0.5	10	3×10^7	0.2

해석에 필요한 기본적인 물성값들은 표 3.35의 값을 사용하였고, 그림 3.198 (a)와 같이 입력하였다. 본 프로그램의 경우 아직 pre/post를 개발하지 않았기 때문에 input data는 text file로 넣어서 해석을 수행하였다. input data를 입력한 후 그림 3.198 (b)와 같이 해석을 수행하였다. 정상적으로 결과 값이 수렴하여 해석이 완료되었다.



(a) 개발 중인 프로그램의 input data



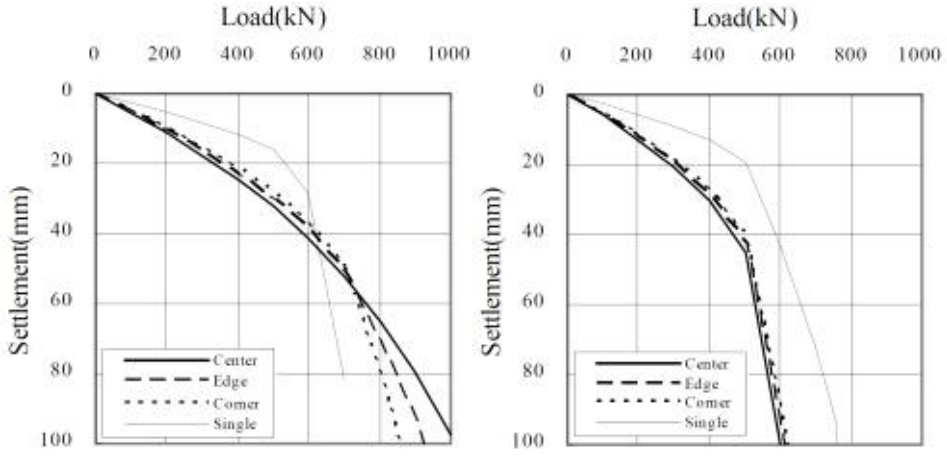
(b) 개발 중인 프로그램 해석 수행

<그림 3.198> 3x3 무리말뚝 해석 수행

PLAXIS 3D 유한요소해석 프로그램과 본 연구에서 개발 중인 프로그램의 해석 결과를 각 프로그램별로 중앙에 위치한 말뚝, 외측부에 위치한 말뚝, 모서리부에 위치한 말뚝에 대한 해석결과를 단말뚝에 대한 해석결과를 단말뚝에 대한 해석결과와 비교하여 그림 3.199와 같이 도시하였다. 말뚝해석 시 사용한 하중 침하 관계는 Kondner형 비선형 하중-침하 관계(non-linear)를 사용하였다. 단말뚝에 대한 해석결과는 PLAXIS 3D와 개발 중인 해석 프로그램이 비슷한 결과를 보이고 있다. 개발 중인 프로그램 역시 PLAXIS 3D와 마찬가지로 말뚝의 항복에 대한 비선형 거동을 예측할 수 있다고 판단된다. 무리말뚝의 경우 PLAXIS 3D와 비교하면 극한 지지력이 과소하게 평가됨을 알 수 있다.

Main engine은 pre/post 부분을 제외한 침하량을 예측하기 위한 계산 알고리즘과 code를 의미하고, pre/post를 포함한 전체 프로그램은 5차년도에 개발할 계획이다. 위의 프로그램 main engine을 이용하여 해석을 수행하고 유한요소 해석 프로그램과 비교해 본 결과 본 프로그램을 통해 상당한 수준의 근사 해를 얻을 수 있다고 판단된다. 하지만 현재 말뚝 개수가 많이 늘어나거나 말뚝 배치가 비대칭일 경우

수렴하지 않는 문제점이 있고, 위의 무리말뚝 해석결과와 같이 잘 안맞는 부분에 대해서는 5차년도에 debugging을 통해 오류를 수정하고, 좀 더 합리적으로 수렴하도록 main engine을 보완할 계획이다.



(a) PLAXIS 3D 해석 결과 (b) 개발 중인 프로그램 해석 결과

<그림 3.199> 3x3 무리말뚝 해석 결과 비교

▪ 프로그램 속도 개선

기존의 fortran으로 구성된 code의 경우 해석 시 반드시 정해진 양의 메모리를 할당하는 정적 메모리 방식을 사용할 수밖에 없었기 때문에, 구조물의 복잡함/단순함과 관계없이 같은 메모리를 차지하게 되는 원인으로 인해, 단순한 구조물 해석 시 속도가 매우 느리다는 단점이 있었다. 하지만, 기존의 fortran code를 C++로 converting 하였고, 필요한 메모리 용량에 따라 메모리를 할당할 수 있는 동적 메모리를 사용하였기 때문에, 해석속도가 대폭 개선되었다. 그림 3.200은 울산-포항 복선전철 기초를 대상으로 PLAXIS 3D와 HDPR의 해석 시간을 비교한 그림이다. PLAXIS 3D의 경우 약 50분, HDPR은 약 1분으로 FEM과 비교하여 해석속도가 매우 빠르기 때문에, 다양한 case에 대해 해석을 수행하여, 말뚝 배치를 최적화 할 수 있게 되었다.



<그림 3.200> PLAXIS 3D과 HDPR의 해석 속도 비교

▪ 다층지반 설정 시 오류 수정

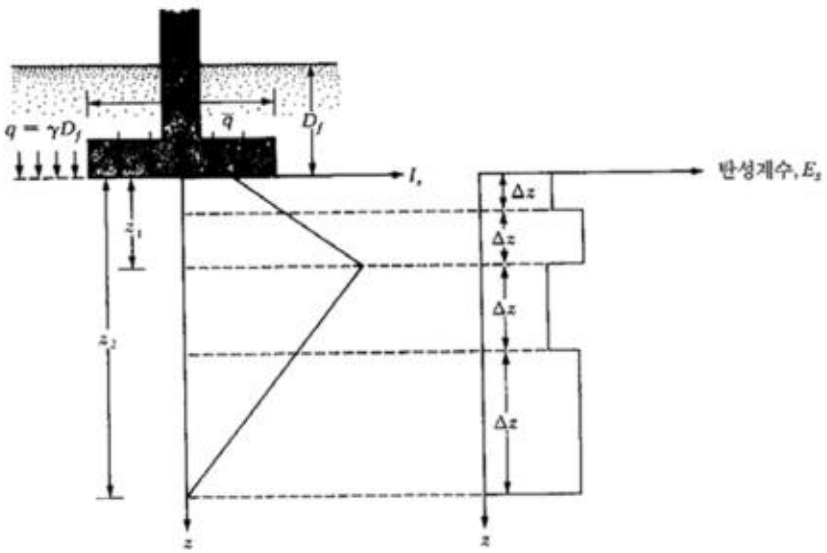
기초 시스템의 침하량 해석 시 raft아래의 soil을 spring으로 모사하여 해석하기 때문에 주어진 soil parameter를 이용하여 soil spring을 만들어야 한다. 본 프로그램에서는 다층지반에 적용이 가능한 Schmertmann and Hartmann(1978) method가 적용되었다. 기존의 경우 Schmertmann and Hartmann(1978) method 적용 시 지층의 심도와 말뚝 tip의 심도를 일치 시켜야 해석이 가능하였으나, 현재는 지반 층 위치와 상관없이 말뚝 길이를 자유롭게 조절이 가능하도록 수정되었다.

그 외에 기초판 하부 심도에 따른 영향계수 I_z가 그림 3.155와 같이 형상이 복잡하기 때문에 이론 값이 맞지 않았던 오류를 개선하였다. 기존에 한 가지 식으로 표현하던 것을 그림 3.202와 같이 3가지 case로 분리하여 보다 정확하게 영향계수 I_z를 산정하였다.

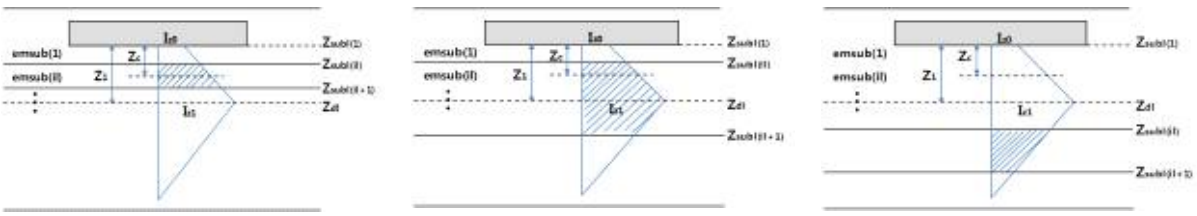
기존에는 말뚝 선단부 물성 산정 시 기존에는 말뚝 tip위치의 물성치를 이용했으나, 말뚝 선단부의 경우 직경의 2배 만큼 하부까지 영향을 미치기 때문에, 현재는 말뚝 tip 위치부터 말뚝 tip으로부터 2D 하단까지의 평균 물성치를 고려할 수 있도록 수정하였다.

또한 Soil layer 배치에 따라 결과 값이 상이하게 나오는 현상을 수정하였다. 당 해석 프로그램에서는 구속응력에 따라 탄성계수 E값이 변하는 Janbu(1963) theory

가 고려되어 있다. 기존에는 각 층의 물성치는 각 층의 평균 값을 사용하며, layer 배치에 따라 탄성계수 E값이 상이해지기 때문에, 오류가 발생하였으나, 현재는 가중평균방법을 이용하여 개선하였고, 그림 3.203과 같이 여러가지 case에 대해 검증을 수행하였다. 검증을 수행한 결과 수정 후에는 같은 지반 물성치에 대해 거의 비슷한 결과를 보였으며, 수치해석 특성 상 같은 지반이라도 지층을 세밀하게 나눌 경우 좀 더 정확한 결과를 나타내었다.

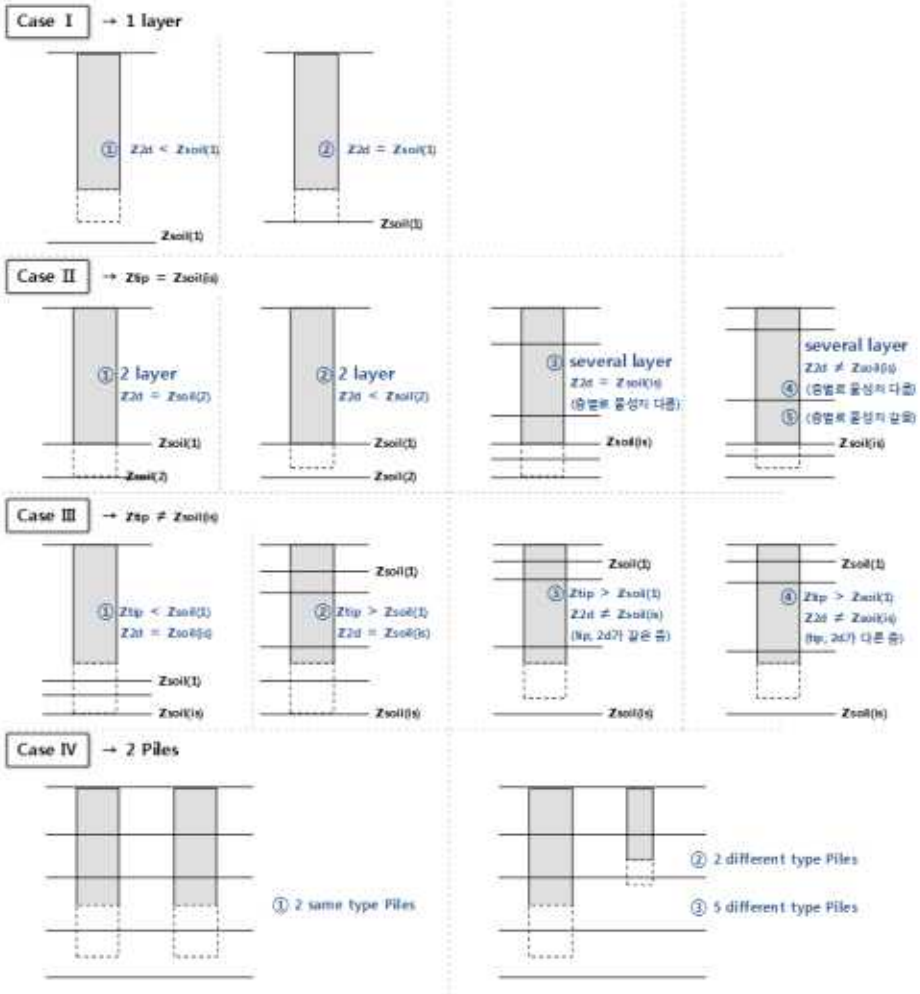


<그림 3.201> 기초판 하부의 영향심도 (Schmertmann and Hartmann, 1987)



Case 1 Case 2 Case 3

<그림 3.202> Soil layer에 따른 영향심도 I_z의 형상



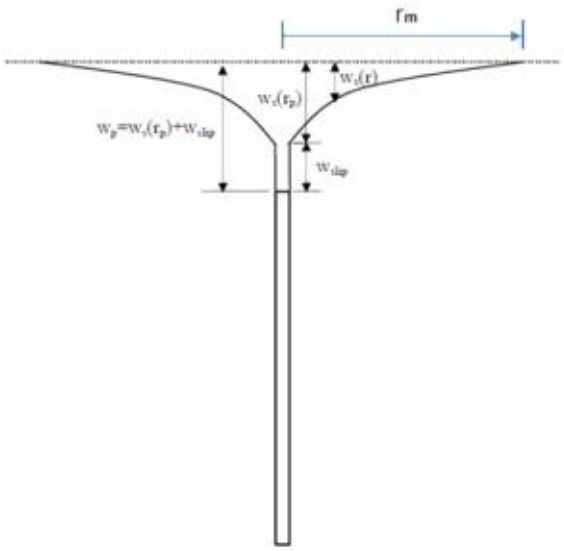
<그림 3.203> 다양한 Soil layer 말뚝 배치

▪ Pile 침하 시 주변 흙에 영향을 미치는 영향반경 계수 수정

말뚝 침하량 계산 시 주요 factor 중 하나인 영향반경 계산 방법을 Randolph theory에 맞게 수정하였다. 영향반경은 다음 식 3.14와 같다 (Randolph, 1994).

$$r_m = 0.25 + \xi[2.5\rho(1-\nu) - 0.25]L \qquad (3.14)$$

기존에는 단일지층에 적용가능 하도록 ρ = 1, ξ = 1 으로 고정하여 해석하였으나, 이 경우 다층지반의 경우, 특히 말뚝 선단이 연암 등에 설치된 일반적인 국내 상황의 경우 과도하게 침하량이 산정되는 오류가 발생하였다. 따라서 현재는 ρ = Gs/GL , ξ = GL/Gb, 로 수정하였다.



<그림 3.204> single pile에서의 영향반경의 형상

▪ Pile 의 interface 효과 추가

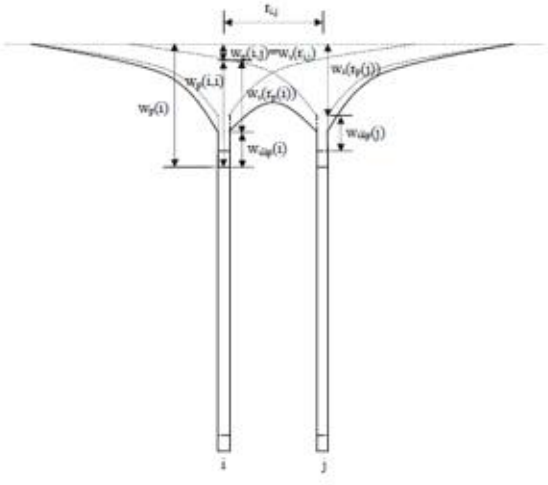
기존의 프로그램은 말뚝-지반 사이 접촉면의 거동을 고려하는 interface를 고려하지 못하였기 때문에, interface요소인 R을 다음 식 3.15와 같이 나타낼 수 있다 (PLAXIS 3D, 2012).

$$\tan\delta = R\tan\phi \tag{3.15}$$

δ는 말뚝-지반간 벽면마찰각 계수이고, ϕ는 흙의 전단저항각이다. 기존에는 극한 주면마찰력 산정 시에만, 말뚝-지반간 벽면마찰각을 고려하였으나, 현재는 interface에 의해 말뚝에 변위 발생 시 지반에 미끄러지는 효과를 모사하기 위해 주면마찰력 산정 시 interface요소인 R을 적용하였다.

▪ Pile-pile interaction 수정

군말뚝 침하량 계산 시 pile-pile interaction요소를 고려해야 한다. 말뚝간 상호작용의 경우 일반적으로 말뚝이 침하하면 그 주변의 흙도 같이 침하하게 되는데, 이 흙이 침하하는 양은 말뚝으로 부터 떨어진 거리가 커질수록 작아진다. 하지만 실제로 주변 말뚝의 경우 주변 흙이 위와 같이 침하하는 것이 아니라, 그림 3.205와 같이 일정 비율로 미끄러지기 때문에, 본 프로그램에서는 미끄러짐 계수 R_{fe}를 고려하였다.

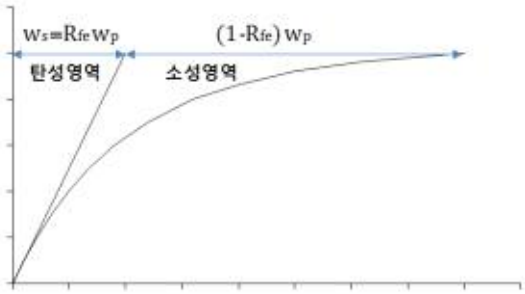


<그림 3.205> 말뚝의 미끄러짐을 고려한 pile-pile interaction

기존의 경우 말뚝의 미끄러짐 계수를 알 수 없었기 때문에, PLAXIS 3D Foundation을 이용한 back-analysis를 통해 상수로서 R_{fe}를 사용하였다. 하지만, 실제로는 말뚝 길이, 직경, 간격 및 하중 단계 등 여러가지 요소에 따라 변하는 변수이기 때문에, 그림 3.206과 같이 R_{fe}를 수정하였다. 말뚝 침하량 중에서 탄성영역의 경우 흙이 같이 침하하고, 소성영역의 경우 말뚝-지반간 미끄러진다고 가정하였다. 기존방식의 경우 말뚝이 완전히 항복하여 미끄러질 경우에도 흙이 일정 비율로 같이 침하하도록 계산되기 때문에, 실제 현상과 거리가 멀지만, 현재는 말뚝이 항복하게 될 경우 말뚝만 미끄러지는 현상을 모사할 수 있게 되었다. R_{fe}는 식 3.16과 같이 나타낼 수 있다.

$$R_{fe} = \frac{Q_p / k_{pe}}{w_p} \tag{3.16}$$

여기서, k_{pe} : 말뚝의 탄성영역에서의 stiffness



<그림 3.206> 미끄러짐 계수R_{fe}를 고려한 말뚝 침하량에 따른 주변 흙의 침하량

말뚝의 미끄러짐 현상을 고려할 경우 식 3.17과 같이 pile-pile interaction을 고려한 말뚝의 침하량을 산정할 수 있다.

$$\begin{Bmatrix} w_p(1) \\ w_p(2) \\ \vdots \\ w_p(n) \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{r_p(1)}{R_{fe}} \ln\left(\frac{r_m(1)}{r_{1,1}}\right) & r_p(2)\ln\left(\frac{r_m(2)}{r_{1,2}}\right) & \cdots & r_p(n)\ln\left(\frac{r_m(n)}{r_{1,n}}\right) \\ r_p(1)\ln\left(\frac{r_m(1)}{r_{2,1}}\right) & \frac{r_p(2)}{R_{fe}}\ln\left(\frac{r_m(2)}{r_{2,2}}\right) & \cdots & r_p(n)\ln\left(\frac{r_m(n)}{r_{2,n}}\right) \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ r_p(1)\ln\left(\frac{r_m(1)}{r_{n,1}}\right) & r_p(2)\ln\left(\frac{r_m(2)}{r_{n,2}}\right) & \cdots & \frac{r_p(n)}{R_{fe}}\ln\left(\frac{r_m(n)}{r_{n,n}}\right) \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Gamma(1) \\ \Gamma(2) \\ \vdots \\ \Gamma(n) \end{Bmatrix} \quad (3.17)$$

▪ Solver part 수렴성 개선

기존의 프로그램은 해석 과정 상 식 3.17의 pile-pile interaction matrix의 inverse matrix를 계산해야 하는데, 이 계산과정에 있어서 {Γ} 항이 (-)가 되는 경우 수렴성이 떨어지기 때문에, inverse matrix 구하는 과정을 변경하였다.

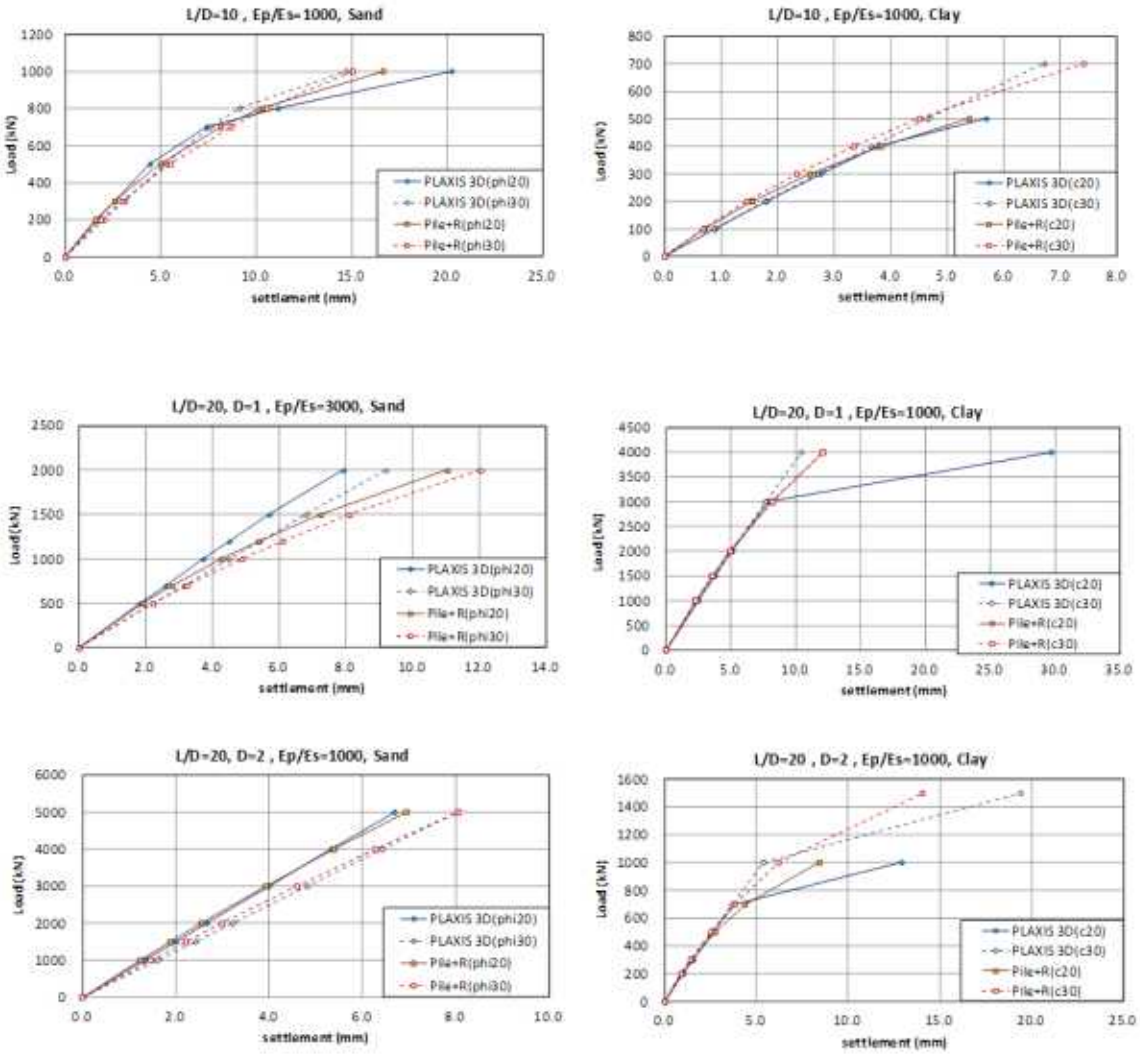
또한 iteration과정 중에서 spring 계수가 (-)가 되는 경우가 발생하는데, 실제로 spring 계수가 (-)가 되는 경우가 있을 수 없고, 단순히 iteration 과정 상 발생하는 값이다. 또한 비선형 spring 계수는 탄성영역에서의 말뚝 스프링계수보다 클 수 없으며, 0보다 작을 수 없기 때문에, 최대/최소값에 제한을 두도록 하여 수렴성을 개선하였다.

▪ FEM 해석을 이용한 single pile 기초 침하량 검증

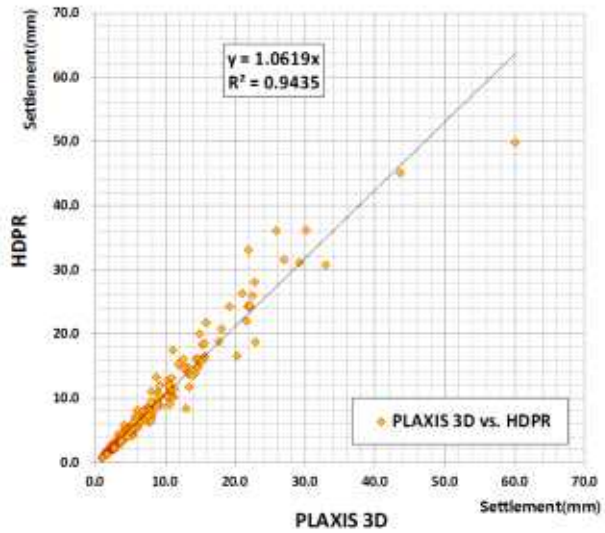
Single pile에 대해 3D FEM 해석 프로그램과 여러가지 해석 조건들을 변화시키

면서 비교 검증하였다. 하중, 흙의 종류 (sand, clay), 흙과 말뚝의 탄성계수 비, c (점착력), ϕ(내부마찰각), 말뚝 길이, 직경 등의 요소 등을 변수로 하여 총 216가지 해석을 수행하였으며 3D FEM의 경우 Plaxis 3D S/W를 사용하였다.

해석 결과를 위의 그림 3.207과 같이 비교하였다. 비교결과 탄성영역에서는 비교적 정확하게 예측이 가능하지만, 극한지지력을 정확하게 예측할 수 없기 때문에, 말뚝의 극한지지력 이상의 하중이 발생할 경우에는 3D FEM과 차이가 발생하는 경향을 보였다.



<그림 3.207> Single pile 하중 침하 곡선 비교 (3D FEM vs. HDPR)



<그림 3.208> Single pile 하중 침하 곡선 비교 (3D FEM vs. HDPR)

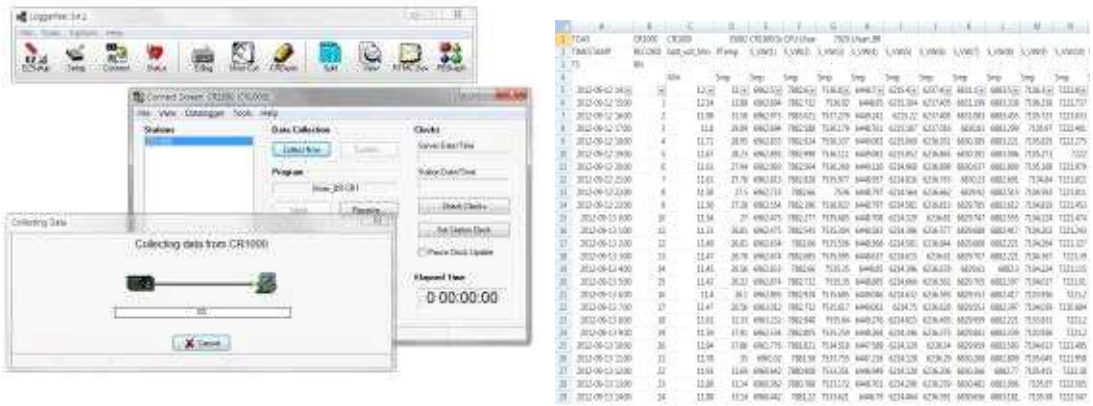
위의 결과에 대해 같은 조건에서 PLAXIS 3D 해석결과의 침하량 값을 x축, HDPR 해석결과의 침하량을 y축으로 하여 도시하면 그림 3.208과 같이 나타난다. 두 프로그램이 완전히 일치한다면, 기울기 1, R2=1이 될 것이고, 결과는 기울기 1.06, R2=0.94로 PLAXIS 3D과 비교하여 약간 보수적으로 나타났고, 조건에 따라 편차가 크지는 않았기 때문에, 합리적인 결과로 판단된다.

본 연구에서 개발 중인 침하량 해석 프로그램의 검증과 프로그램 메인 solver의 피드백을 위하여 자체 Test Bed를 선정하여, 말뚝기초시스템에 대한 장기모니터링 시스템을 구축해오고 있다. 자체 Test Bed 현장은 울산대교, 울산-포항 복선전철 안강고가교, 장항 토양정화사업 현장과 같은 3개 현장을 선정하여 모니터링 실시 중에 있다.

○ 울산대교 PY1

울산대교 PY1은 직경 3000mm의 현장타설말뚝 18본으로 이루어진 거대한 기초 구조물로써, 1단계 연구과정에서 각종 말뚝 응력 측정용 스트레인게이지를 매설하고, 침하량 측정을 위해 침하 타겟을 설치하였다. 측정 데이터 수가 많고 PY1 공기 일정상 예상되는 데이터 측정 기간이 매우 길었기 때문에 그림 3.209와 같이 무선 자동계측시템을 구축하였다. 2단계 연구기간 동안 지속적으로 PY1의 시공 과정에 따른 현장의 데이터를 수신하고 있다.

그러나, 센서 구축 시점을 기준으로 2년 반 이상의 시간이 흐르면서 많은 수의 센서가 망실 중에 있으며, 침하 측정을 위해 초기 설치된 6개의 침하봉은 현장 시공 상황에 의해 모두 망실이 되어 초기 모니터링 데이터 확보가 불가능하였다. 2012년 중반부터 Pylon에 침하 타겟을 설치하여 재 계측을 실시하고 있다.



(a) Data 전송 프로그램 실행화면 (b) 실제 계측 데이터

<그림 3.209> 울산대교 PY1 무선 장기모니터링 데이터 전송 화면



<그림 3.210> 울산대교 PY1 시공 현황

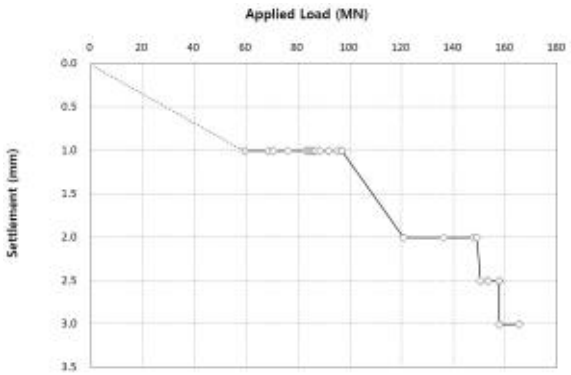
그림 3.210은 2013년 말 울산대교 PY1 시공 현황이다. PY1의 주탑 시공은 모두 완료가 되었고, 주케이블 시공을 위한 Catwalk이 설치되었으며, 현재 주케이블 거치까지 완료되었다. 보강거더 등의 추가 하중이 작용될 시점까지 지속적으로 모니터링을 실시할 예정이다.

▪ 울산대교 PY1 장기 모니터링 결과

울산대교 PY1은 장기간 계측이 실시되면서 망실된 센서가 다수 발생하였고, 이에 원활한 데이터 측정을 나타내는 센서를 선정하고 이를 전체 말뚝으로 등가 환산하여 말뚝하중분담 분석을 실시하고 있다.



(a) 실제 하중과 말뚝에 작용한 하중 비교



(b) 주탑 시공 하중에 따른 PY1 침하량

<그림 3.211> 울산대교 PY1 장기모니터링 결과

그림 3.211 (a)는 각 말뚝하중 데이터를 종합하여 시간에 따라 전체 말뚝이 받는 하중과 실제 시공과정의 일자별 주탑 PY1의 사하중 증가를 나타낸 그래프이다. 현재 주탑 PY1의 시공이 완료되어 케이블이 가설되고 있는 시점으로 사하중이 증가하면서 전체 말뚝의 하중도 따라 증가하는 양상을 보이고 있다. 주탑 완공 및 케이블 가설을 위한 가시설 작업 등의 단계에서 말뚝의 하중 분담율은 약 70~85% 내외를 나타내고 있다.

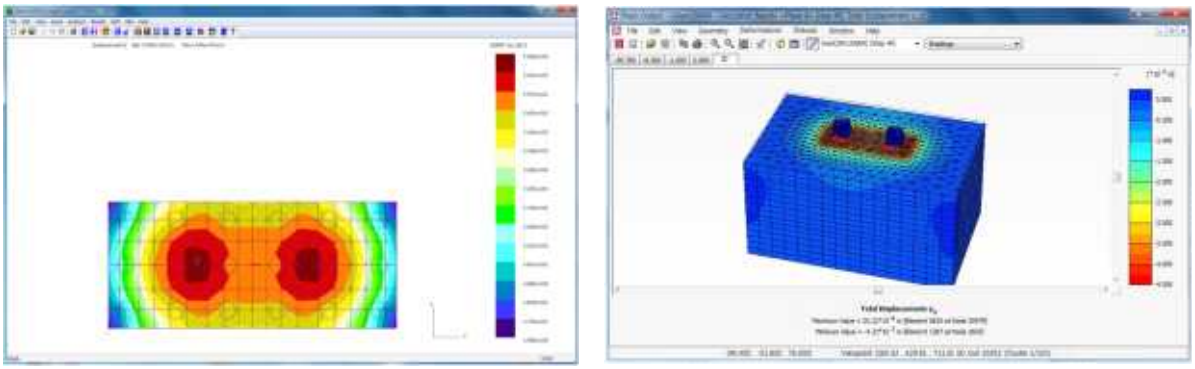
PY1이 시공 완료된 시점의 하중은 총 하중 대비 약 62%(총 사하중 대비 약 80%)가 재하 되었으며, 현재 주 케이블 가설을 위한 캣워크가 설치되었고 주케이블 가설 실시 완료 및 주케이블 관련 부속작업이 진행 중이다. 향후 케이블, 행어, 보강거더 등 시공 상황에 따라 발생된 말뚝 작용하중을 분석할 예정이다.

침하 계측은 초기 침하봉을 이용한 침하 target이 기초판 시공 중 대부분 망실되어 초기 단계의 침하 측정이 불가능하였으나, 주탑부에 target 2개소를 새롭게 설치하고 측정이 어려웠던 침하봉 1개소의 계측이 가능함에 따라 주탑 시공이 어느

정도 시행된 시점부터 침하 데이터 분석이 가능하게 되었다. 일자별 침하데이터와 일자별 하중 데이터를 통해 하중-침하 분석이 가능하지만, 초기 침하 측정 데이터 확보가 어려웠기 때문에 침하가 측정된 구간에 대해 하중-침하 분석을 수행하였고, 이에 대한 증분을 통하여 하중 측정 초기부터의 하중-침하 그래프를 예측하였다. 전반적인 하중-침하 양상이 직선, 즉 탄성거동의 모습을 보이고 있었기에 전체 하중-침하에 대해서도 이를 반영하여 추정하였다. 현재 주탑 하중에 대한 침하량은 약 3.0mm 정도로 분석되었다.

▪ 모니터링 데이터 및 프로그램 비교 분석

현재까지 측정된 울산대교 PY1에서 수집된 모니터링 데이터 결과와 3D FEM 결과의 비교분석을 통하여 개발된 프로그램인 HDPR의 검증을 실시해 보았다. 그림 3.212는 각 프로그램의 침하량 해석 Contour 결과를 나타낸 것이다.

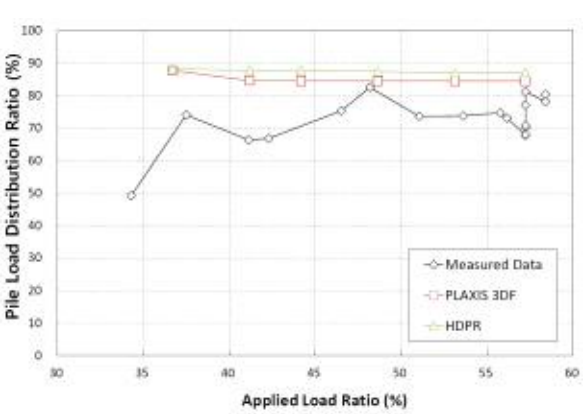


(a) HDPR (b) PLAXIS 3DF

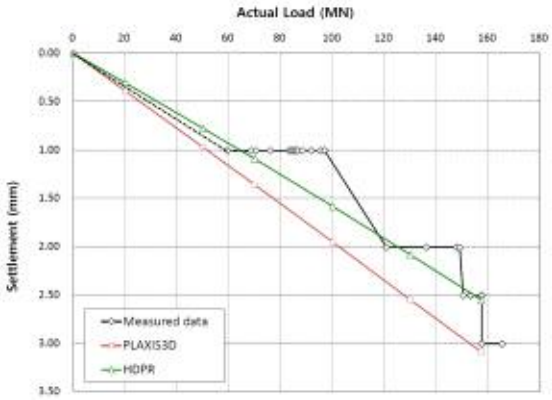
<그림 3.212> 울산대교 PY1 프로그램 해석 침하량 Contour

먼저, 현장과 동일한 하중과 해석 조건을 통하여 해석을 수행하였고, 각 말뚝에 작용하는 하중을 분석하여 말뚝 하중 분담율에 대한 비교 분석을 실시하였고, 그 결과를 그림 3.213 (a)에 나타내었다. 주탑이 시공되어가는 과정을 작용하중비로 나타내어 분석한 결과 현장 모니터링의 말뚝하중 분담율은 점점 증가추세에서 약 37%의 하중비 부터는 대략 70~85%의 하중분담율을 나타내고 있다. 반면, HDPR과 PLAXIS 3DF 해석 결과는 초기부터 거의 비슷한 값을 나타내고 있으며, HDPR이 약 87%, PLAXIS 3DF가 약 85%의 말뚝 하중 분담율을 보이고 있다. PLAXIS 3DF가 약간 더 현장 모니터링 결과에 유사하기는 하나, 전체적으로 해석결과에 비

해 현장 모니터링에 의한 말뚝 하중 분담율이 약간 낮게 산정되고 있다. 그러나, 최근의 전반적인 추이는 해석과 실제 모니터링 결과에 큰 차이를 나타내지 않는 것으로 판단된다.



(a) 상부 하중 작용에 따른 말뚝 하중 분담율



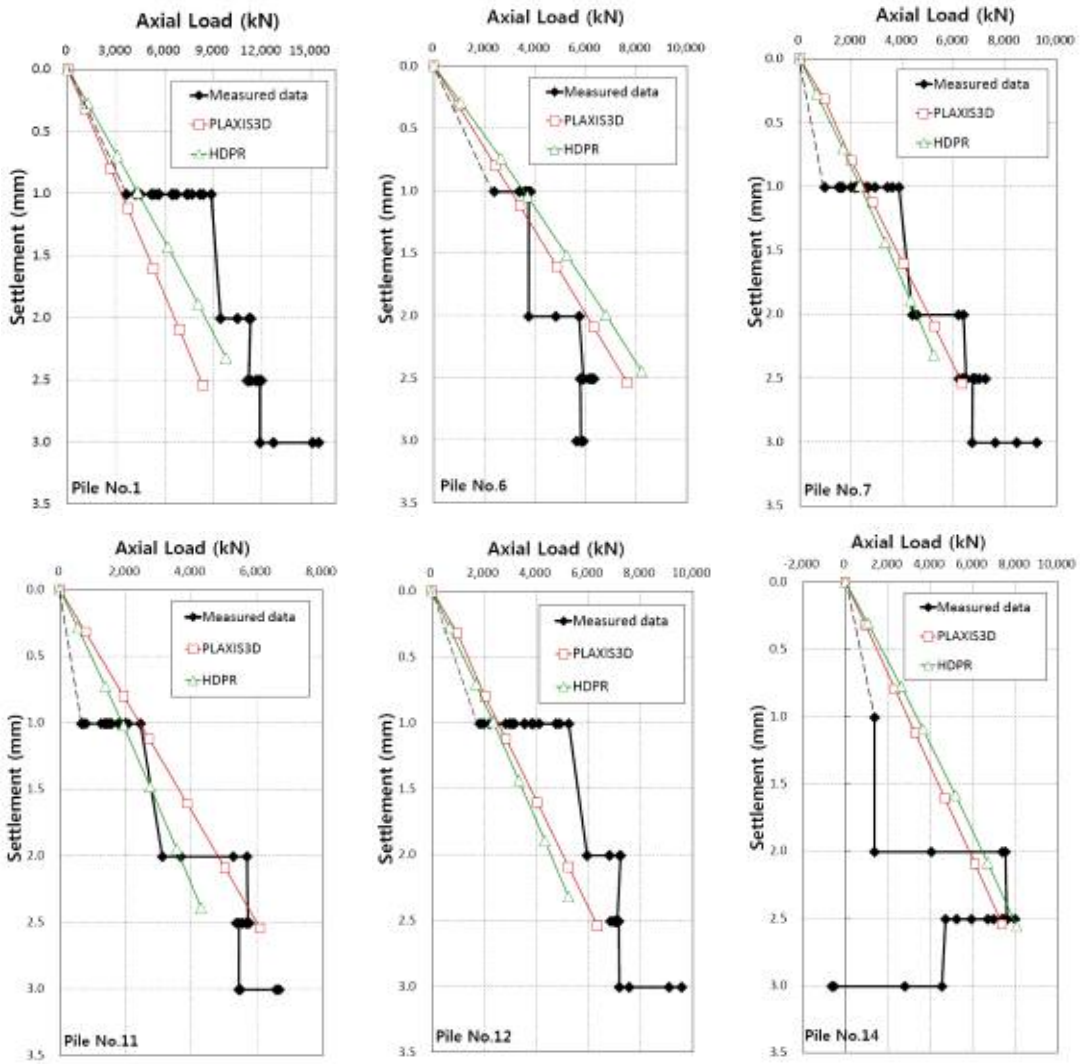
(b) 상부 작용 하중-침하 그래프

<그림 3.213> 울산대교 PY1 모니터링 데이터 및 프로그램 비교 분석

다음으로 상부 총 작용하중과 기초의 침하를 비교하였다. 모니터링의 전반적인 하중-침하 양상은 비례하는 경향을 나타내고 있고, HDPR과 PLAXIS 3DF 역시 비례하는 경향을 나타내고 있으며, 모니터링의 하중-침하의 추세와 상당히 유사한 결과를 나타내고 있다. 모니터링 결과와의 비교만을 보면 HDPR이 3D FEM 해석에 비해 하중-침하 경향이 모니터링 결과와 유사한 양상을 나타내고 있다. 그러나, 대체적으로 세 방법에 있어서의 하중-침하 관계는 유사한 경향을 나타내기 때문에 결과적으로 개발된 프로그램의 신뢰성이 높은 것으로 판단할 수 있다.

그림 3.214는 개별 말뚝에 작용하는 하중을 바탕으로 개별 말뚝의 하중-침하 그래프를 나타낸 것이다. HDPR과 PLAXIS 3DF에 의한 각 말뚝의 하중-침하 결과는 매우 유사한 경향을 보여주었다. 모니터링의 경우 침하의 경우 개별말뚝의 침하량을 측정할 수 없었다. 따라서, 기초판이 7m에 이르기 때문에 기초판을 강성으로 고려하여 각 말뚝의 침하량과 동일하다는 가정하에 기초의 침하량을 이용하여 개별 말뚝에 대한 하중-침하 분석을 실시하였다. Pile 6, 7, 11과 같이 하중-침하 경향이 HDPR 해석과 3D FEM 해석 결과에 유사한 모습을 보이고 있으나, 모니터링 데이터가 해석 결과와 차이를 나타내는 말뚝도 있다. 이는 해당 말뚝에서 직접적인 침

하를 측정하지 못한 것에 기인한 것으로 판단된다.



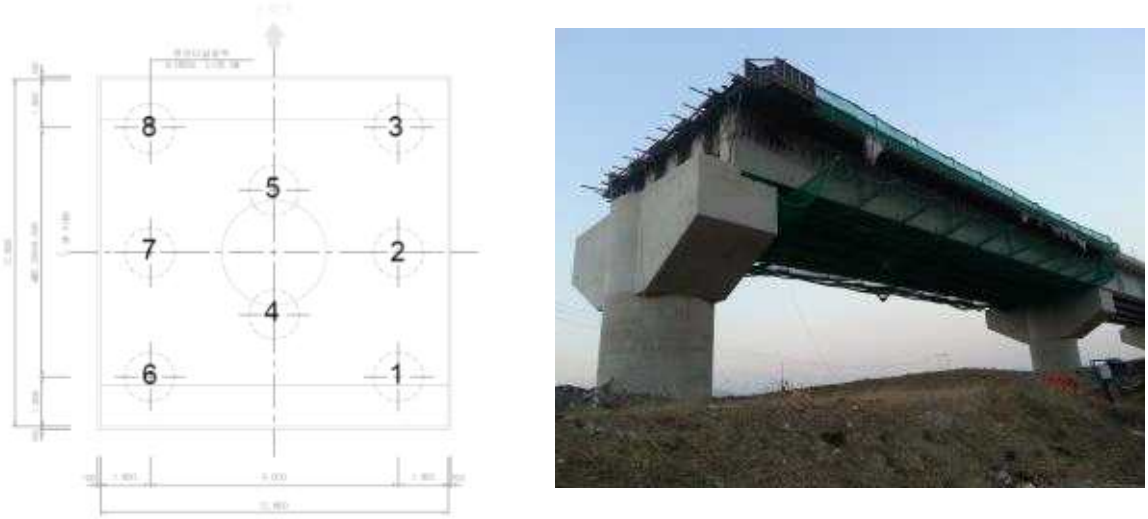
<그림 3.214> 울산대교 PY1 개별 말뚝 하중 프로그램 비교 분석

○ 울산-포항 복선전철 7공구 안강고가 P1

▪ 현장 개요

두 번째 프로그램 검증용 자체 Test Bed로써 울산-포항 복선전철 7공구 현장을 선택하여, 이중 안강고가 P1에 장기모니터링을 실시하고자 계획하였다. 안강고가 P1은 직경 1800mm 현장타설말뚝 8본으로 구성되어 있으며, 말뚝의 길이는 35.1m로 되어 있다. 지반조건은 상부 제방을 제외하고 약 10m 두께의 연약층 아래에 단단하고 조밀한 자갈층이 45m 정도 두께로 이루어져 있고, 말뚝은 이 조밀한 자갈층에 거치되는 것으로 설계되어 있다.

현재 안강고가 P1의 시공 현황은 기초판 및 기둥 및 코핑부 시공이 완료되었고, 빔과 슬래브가 시공되고 있다.



<그림 3.215> 안강고가 P1 말뚝 배치도 및 시공 현황

▪ 말뚝 하중 측정용 계측기 구축 현황

각 말뚝의 하중을 측정하기 위해 응력 측정용 진동현식 스트레인 게이지를 모든 말뚝에 매설을 계획하였다. 울산대교의 경험을 바탕으로 계측 결과의 신뢰성 향상을 위하여 모든 말뚝에 대하여 그림 3.216과 같이 말뚝 두부 1m 하단과 2m 하단에 각각 4개의 응력 측정용 스트레인 게이지를 매설하였다. 말뚝 두부 1m 하단에는 외산 스트레인 게이지를 2m 하단에는 국산 스트레인 게이지를 배치하였다. 5번 말뚝만 예외로, 하중전이를 측정하기 위해 그림 3.216의 오른쪽 그림과 같이 말뚝 심도에 따라 외산 스트레인 게이지를 배치하였다.



<그림 3.216> 말뚝 하중 측정용 스트레인 게이지 배치



(a) 게이지 철근망 부착 및 라인 정리



(b) 하중전이 측정용 게이지 철근망 거치



(c) 말뚝 시공 완료 후 게이지 라인 확보



(d) 각 말뚝 게이지 라인 외부 배선

<그림 3.217> 말뚝 하중 측정용 스트레인 게이지 설치 현황

스트레인 게이지 설치는 2012년 11월 현장타설말뚝 시공 시기에 맞춰 시작되었다. 현장타설말뚝의 철근망 제작시 스트레인 게이지는 목적한 위치에 맞춰 철근망에 부착하였다. 말뚝 시공 완료 후 기초을 위한 말뚝 두부 종료 직후인 2013년 5월에 시공된 말뚝으로부터 스트레인 게이지 라인을 외부로 배선하여 시공 일시에 따른

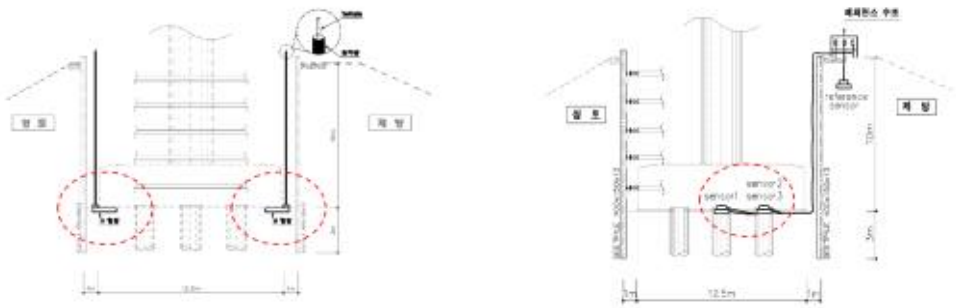
계측을 수행할 수 있도록 하였다. 그림 3.217에 현장의 말뚝 시공 단계에 따라 말뚝 하중 측정용 스트레인 게이지를 설치한 현황을 나타내었다.

▪ 기초 침하 측정 계측 설치 현황

울산대교 PY1의 경우 침하봉 말실의 문제 이외에도 초기 침하봉에 의한 침하 target을 기초판 상부에 설치하였기 때문에 시공 초기 하중부터의 기초 침하를 측정할 수 없었다. 이와 같은 문제를 해결하기 위해 기초판 시공 전 기초판 하부에 H형강을 계획된 기초판 밖으로 돌출되도록 설치하고 돌출 예정인 H형강 위에 침하봉을 설치하였다. H형강이 기초판에 고정되어 기초판과 H형강에 부착된 침하봉이 일체거동을 하도록 유도한 것이다. 이러한 침하봉을 이용한 침하 target을 기초판 4단면에 하나씩 총 4개소 설치하였다.

침하봉의 망실 및 침하에 대한 상호 분석을 위한 추가 침하 측정 목적으로 초기에 침하 profiler가 계획되었다. 그러나, 기초판의 굴착고가 10m에 이르러 적용이 불가능하였기 때문에 반도체식 액상 침하계를 적용하였고 지면에 레퍼런스 센서를 설치하였다. 상하좌우 대칭을 고려하여 2번, 3번 그리고 5번 말뚝 머리에 설치를 하였다. 그러나, 신기술을 획득하였던 계측기 Spec.과는 달리, 외기 온도에 따른 영향을 많이 받으면서 장기간에 대한 신뢰성 있는 데이터 확보가 어려웠다. 이에 본 계측기는 침하봉의 거동에 대한 레퍼런스로 사용하고 있다.

최종적으로 울산-포항 복선전철 안강고가 P1의 계측 시스템은 그림 3.219 (f)의 계측박스로 통합하여 계측을 실시하였다.



(a) 침하 target 설치 (4개소)　　(b) 반도체식 액상 침하계 설치 (3개소)

<그림 3.218> 기초 침하 측정을 위한 계측 계획도



(a) 기초판 하부 H형강 및 침하봉 설치



(b) 침하봉에 의한 침하 target 설치



(c) 반도체 액상 침하계 말뚝 두부 설치



(d) 침하 레퍼런스 수조 설치



(e) 모니터링 시스템 구축 전경



(f) 계측 box 설치

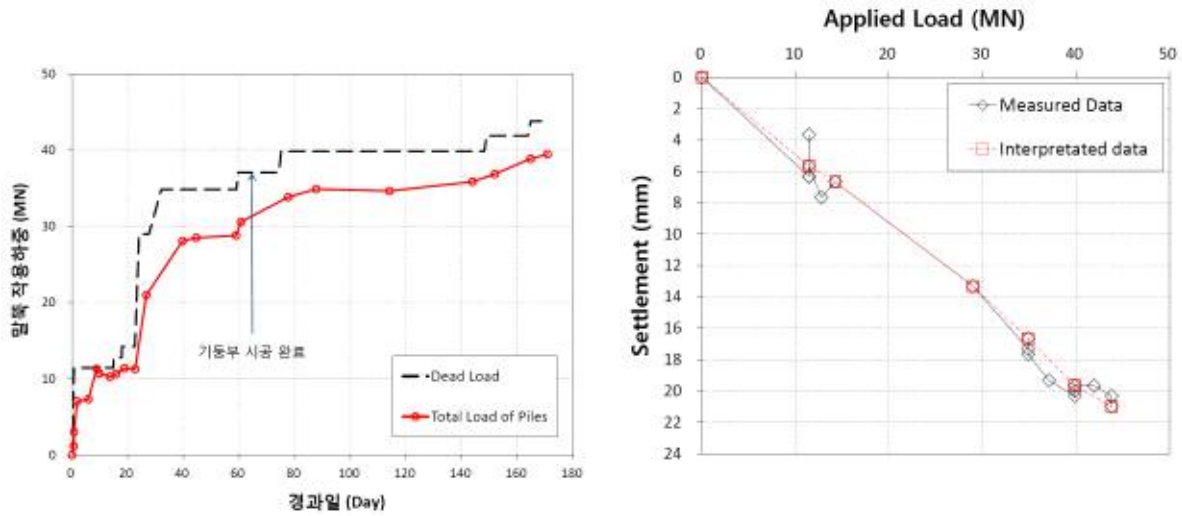
<그림 3.219> 기초 침하 측정용 침하 target 및 침하 게이지 설치 현황

▪ 안강고가 P1 장기 모니터링 결과

울산-포항 복선전철 안강고가는 2013년 중반 기초판 시공을 시작으로 하여 현재 기둥부와 코핑부의 시공이 완료된 상태이며, 상부구조물 시공이 이루어지고 있다. 현재 안강고가 P1에는 총 사하중의 80% 정도가 재하된 상황이다.

계측 데이터를 통해 안강고가 P1의 시공단계에 따른 일자별 총 상부 작용하중을 산정하여 그림 3.220 (a)의 사하중 점선으로 표시하였다. 계측은 수동계측으로 실시되고 있으며, 기초판 시공 이전부터 초기 계측을 시작하여, 분석의 첫 시작점을 말

뚝으로의 하중 재하 직전인 기초판 시공 직전으로 결정하고 말뚝에 초기 하중 작용부터 분석을 수행할 수 있도록 하였다.



(a) 실제 하중과 말뚝에 작용한 하중 비교 (b) 상부 사하중에 따른 P1 침하량

<그림 3.220> 울산-포항 복선전철 안강고가 P1 장기모니터링 결과

말뚝 하중 분담율 산정을 위해 각 말뚝에 설치된 하중측정용 스트레인 게이지를 분석하였다. 시간에 따른 각 말뚝 작용하중의 총 합을 분석하여 그림 3.220 (a)의 실선으로 나타내었다. 상부하중이 작용함에 따라 말뚝 하중도 이에 따라 증가하는 경향을 보이고 있다. 현재는 상부작용하중의 대다수가 말뚝으로 전이된 결과를 나타내고 있다.

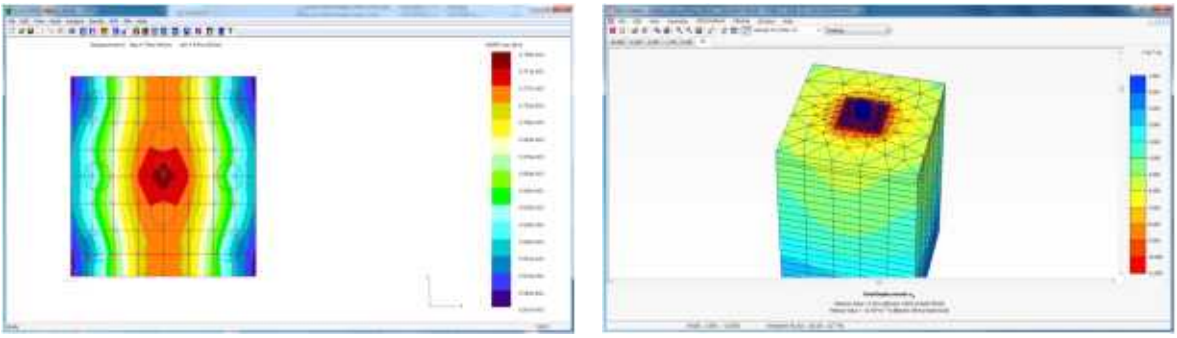
시간 경과에 따른 침하량도 계속해서 측정을 하였다. 개선된 침하봉의 경우, 초기부터 시간에 따라 1개소를 제외하고 시간이 지남에 따라 데이터 확보가 가능하여 울산대교에 비해 성공적으로 침하량 데이터를 확보할 수 있었다. 그러나, 반도체식 액상침하계의 경우 장시간 데이터 측정에도 불구하고, 시간에 따른 편차가 상당하였다. 이는 신기술을 받았던 계측기 Spec. 조건보다도 부동액 라인에서 온도의 영향을 더 크게 받는 문제로 판단된다. 따라서, 현재 본 분석에서는 반도체 액상 침하계 데이터는 침하봉 데이터의 레퍼런스로 사용하고 있다.

하중에 따른 침하 그래프는 그림 3.220 (b)와 같으며, 원 데이터를 해석하여 하중-침하 그래프로 분석하였다. 침하 데이터는 하중에 대해 거의 선형 거동을 하고 있었으며, 현재의 침하량은 대략적으로 20mm 가량 발생하였다. 현재 안강고가 P1에서는 양쪽 교각과 교대 사이에 거더와 슬래브 등이 시공되고 있으며, 시공 상황에

따라 지속적으로 모니터링 및 분석을 실시해 나아갈 것이다.

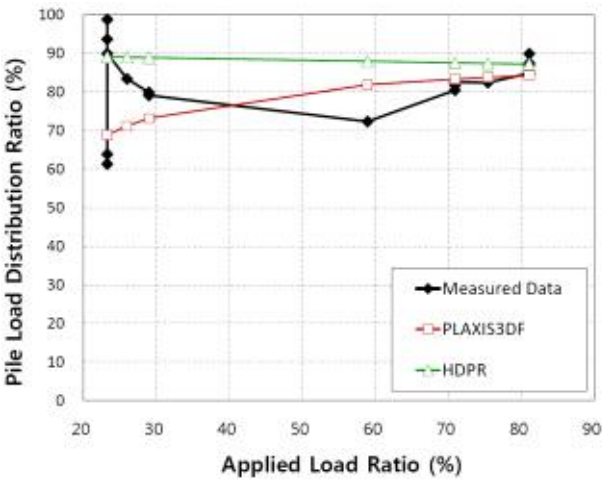
▪ 모니터링 데이터 및 프로그램 비교 분석

울산대교 PY1과 마찬가지로 현재까지 측정된 울산-포항 복선전철 안강고가 P1에서 수집된 모니터링 데이터 결과와 3D FEM 및 개발 중인 HDPR과의 비교분석을 하여 HDPR의 검증을 실시해 보았다. 그림 3.221은 두 프로그램의 침하량 해석 결과에 대한 Contour를 나타낸 것이다.

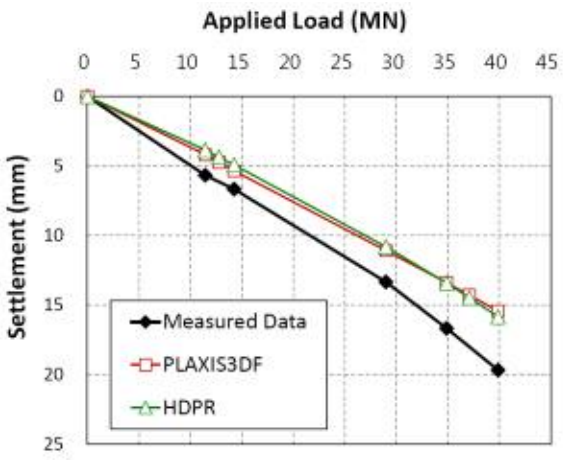


(a) HDPR (b) PLAXIS 3DF

<그림 3.221> 울산-포항 복선전철 안강고가 P1 프로그램 해석 침하량 Contour



(a) 상부 하중 작용에 따른 말뚝 하중 분담율

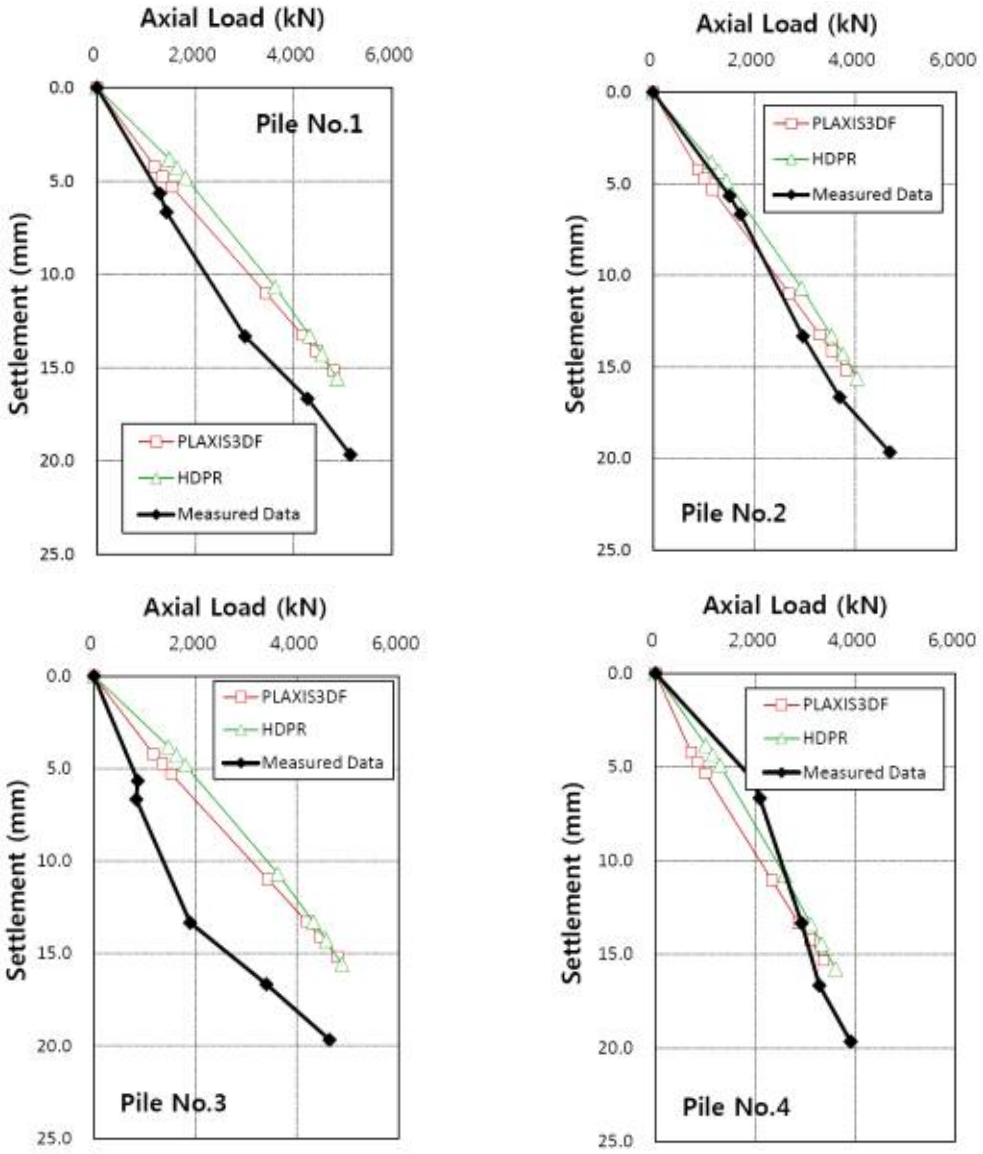


(b) 상부 작용 하중-침하 그래프

<그림 3.222> 울산-포항 복선전철 안강고가 P1 모니터링 데이터 및 프로그램 비교 분석

두 해석의 각 말뚝에 작용하는 하중을 분석한 말뚝 하중 분담율의 경우, 그림 3.222 (a)와 같이 초기 사하중 비에는 모니터링 결과와 PLAXIS 3DF 및 HDPR의 결과에 차이를 보이고 있다. 그러나, 하중이 증가하면서 PLAXIS 3DF의 결과와 HDPR의 결과는 약 85%의 하중분담율의 값으로 점점 수렴하는 경향을 보이고 있다. 모니터링 데이터는 초기 하중에 대해서는 HDPR의 분담율과 비슷한 값을 보이다가 하중 증가에 따라 감소하다가 점차 두 해석 결과와 유사한 하중분담율을 나타내고 있다. 결과적으로 말뚝에 작용하는 하중이 적은 상황에서는 PLAXIS 3DF와 HDPR의 결과가 약간의 차이를 보이고 있으나, 세 경우 모두 하중이 증가하면서 말뚝 하중 분담율이 서로 비슷한 결과를 보여준다. 모니터링 데이터의 이러한 경향은 울산대교 PY1의 결과와도 유사한 거동을 나타내고 있다. 거더 및 상부 슬래브 등의 상부하중이 추가 재하될 때까지의 데이터와 함께 추가 분석이 필요할 것으로 판단된다.

하중에 따른 침하 분석은 그림 3.222 (b)에 나타내었다. HDPR과 PLAXIS 3DF는 상당히 유사한 하중-침하 거동을 보이고 있으며, 측정된 데이터 역시 두 프로그램과 상당히 유사한 결과를 나타내고 있다. 지반 데이터가 보다 정확했다면 두 프로그램과 계측 데이터는 더욱 유사한 양상을 보였을 수 있다고 판단된다. 본 현장의 침하량이 상대적으로 큰 이유는 본 현장의 기초가 울산대교보다 비교적 연약한 지반에 놓여 있기 때문이다.



<그림 3.223> 울산-포항 복선전철 안강고가 P1 개별 말뚝 하중-침하 비교 분석

대칭단면에 해당하는 Pile No.1, 2, 3, 4에 대하여 모니터링 데이터와 HDPR 및 PLAXIS 3DF 해석 결과를 그림 3.223과 같은 하중-침하 곡선으로 나타내었다. 이 역시 개별 말뚝의 침하량을 따로 얻을 수 없었기에 기초판의 침하를 말뚝 침하로 가정하였다. 역시 PLAXIS 3DF와 HDPR의 하중-침하 곡선은 상당히 유사한 결과를 나타내었으나, PLAXIS 3DF에 의한 결과가 동일하중에 대해 약간 더 큰 침하량을 나타내고 있다. 이는 프로그램의 특성차에서 기인한 것으로 판단된다. Pile No.3을 제외하면 모니터링 데이터 역시 대체적으로 프로그램 해석과 유사한 거동을 보이고 있다. Pile No.3의 경우 중앙 하중에서 큰 침하량을 보이고 있으나, 하중

이 증가하면서 프로그램 해석 결과에 수렴하려는 모습을 보이고 있다. 이러한 개별 말뚝의 거동 차이는 각 개별 말뚝의 침하가 전체 기초판의 침하 거동과 약간의 차이를 보이기 때문으로 판단된다. 본 현장의 모니터링 데이터 역시 추가 데이터 확보를 통해 HDPR의 내부 solver 업데이트에 적용할 예정이다.

○ 장항 토양정화사업 2공구 야적장

▪ 현장 개요

장항제련소 비매입구역 토양정화사업 2공구에 위치한 야적장의 경우 당초 일반적인 말뚝기초로 설계되었다. 그러나 토사 적재 시설로서 상대적으로 작은 하중과 임시구조물이라는 특징이 있고 허용침하량도 엄격하지 않았기 때문에, 일반적인 말뚝기초 설계 대신 말뚝을 침하 저감 목적으로 하는 말뚝지지전면기초 설계를 적용하였다. 야적장은 상대적으로 침하가 크게 발생될 것으로 예상되므로 침하량 해석 프로그램의 검증에 있어서 침하량이 상대적으로 크게 발생하는 케이스에 대한 검증에도 큰 도움이 될 것으로 판단되어 침하량 모니터링 시스템도 구축을 계획하였다.

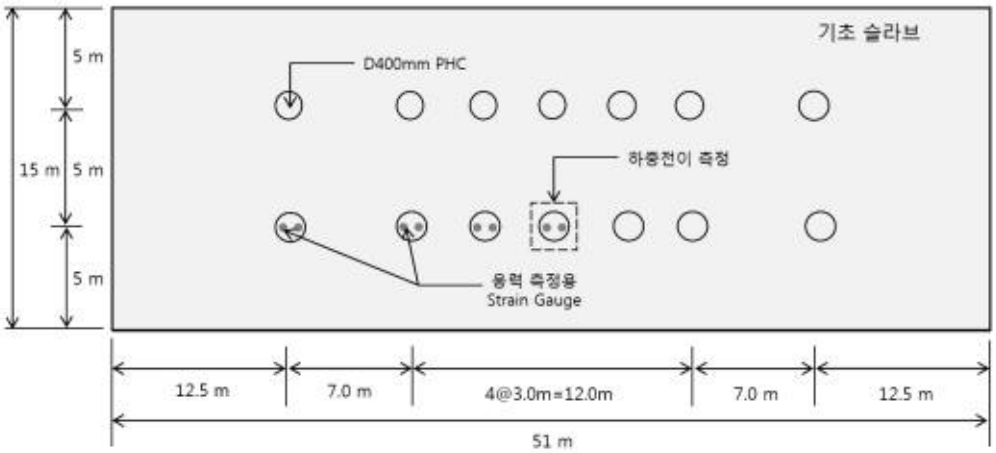
야적장은 그림 3.225와 같이 총 14개의 PHC말뚝으로 시공되었으며, 직경은 D400mm, 길이는 14.8m이다. 현재 구조물 시공이 상당히 진행되었으며, 그 과정에서 초기 침하량 및 작용 하중에 대한 데이터를 수집하고 있다. 2014년 1월 하순부터는 야적장 구조물 위에 토양이 적재되어 상재 하중에 따른 침하량 및 작용 하중에 대한 계측이 가능할 것으로 판단된다.



<그림 3.224> 장항 토양정화사업 현장 야적장 시공 현황

▪ 말뚝 하중 측정용 계측기 구축 현황

말뚝의 하중을 측정하기 위해 응력 측정용 진동현식 스트레인 게이지를 세척장 방향 1/4단면의 말뚝 4본에 매설을 계획하였다. 울산대교와 울산-포항 복선전철 현장과는 달리 현장타설말뚝이 아닌 기성말뚝의 PHC 파일로 시공이 이루어졌기 때문에, 말뚝 시공 시 말뚝 두부의 철근망에 센서를 서치하기 어려웠다. 이에 1~3번 말뚝 중공에 대해 두부 0.2m 하단에 각각 2개의 응력 측정용 스트레인 게이지를 거치시키고 바닥을 막아 무수축 시멘트 그라우트로 마무리 하였다.



<그림 3.225> 말뚝 응력 측정용 스트레인 게이지 매설 말뚝 평면도



<그림 3.226> 지반 형상에 따른 말뚝 하중전이 측정용 스트레인 게이지 부착도



(a) PHC 강선에 스트레인 게이지 부착



(b) 하중전이 측정용 게이지 거치



(c) 말뚝 두부 하중 측정용 게이지 설치



(d) 시멘트 그라우트 마무리



(e) 각 계측 장비 배선 정리



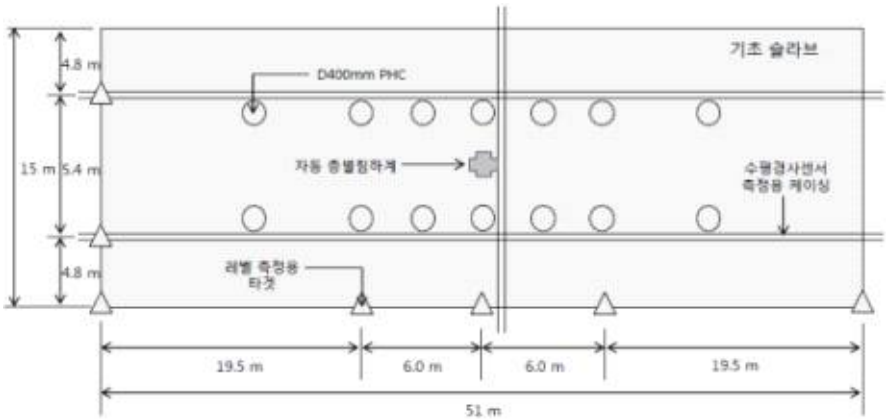
(f) 장기모니터링용 계측함 설치

<그림 3.227> 말뚝 하중 및 하중전이 측정용 스트레인 게이지 설치 현황

4번 말뚝의 경우에는 PHC 파일 제작 시 강선에 콘크리트 매립형 스트레인 게이지 설치가 가능하여, 하중전이 측정을 계획하였다. 그림 3.226과 같이 말뚝 두부 2m, 5m, 8.5m, 12.5m, 14m 하단의 5 단면에 대하여 각각 2개의 응력 측정용 스트레인 게이지 총 10개를 매설하였고, 그림 3.227에 센서 설치 및 시공 과정을 나타내었다.

▪ 기초 침하 측정 계측 설치 현황

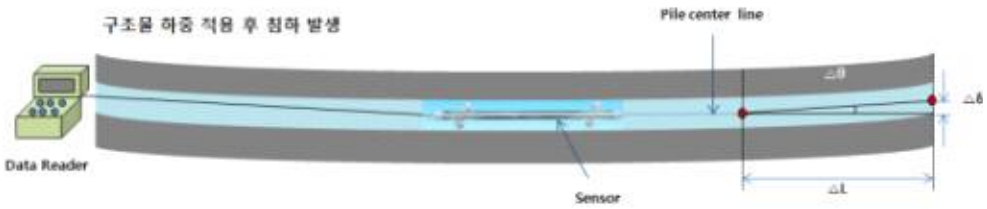
기존 울산대교 PY1과 울산-포항 복선전철 안강고가 P1의 경험을 바탕으로 다양한 기초 침하 측정 시도를 위해 계측기를 선정 및 설치를 하였다. 본 현장 야적장 기초슬래브 하부에 자동 층별 침하계 1개소를 설치하여 상부하중에 따른 기초 슬라브 하단 중앙 지표의 침하를 측정할 수 있게 하였다. 이는 상부 하중에 따른 기초 슬라브 중앙부의 침하 거동을 측정할 수 있어, 여타 침하 계측 데이터와 상호 분석이 가능하도록 한 것이다.



<그림 3.228> 침하량 및 침하 형상 모니터링 계획 평면도

야적장 구조물의 전체적인 침하 profile을 측정하기 위해서 수평경사계가 도입되었다. 그림 3.229와 같이 지중경사계의 원리를 90°회전시켜 적용하는 원리로, 0.5m 마다 경사정도를 측정하고 식 3.18을 이용하여 0.5m 사이의 변위를 산정한다. 이를 전체 측정 길이에 대해 누적변위로 계산을 수행함으로써 구조물 장변과 단변 길이 방향으로 하중에 따른 침하 현황을 파악하도록 한 것이다.

$$\Delta\delta = \Delta L \times \tan\Delta\theta \tag{3.18}$$



<그림 3.229> 수평경사계를 이용한 침하량 측정 원리

수평경사계 적용을 위해서 침하 측정이 가능하도록 그림 3.230과 같이 말뚝 위치에 따라 총 3개의 경사계 케이싱(장변 : 51m×2개, 단변 : 15m×1개)을 버림 Con'c 타설 이후 기초 슬라브 철근 제작 시 거치시켰다. 이 과정에서 수평경사계를 밀어 넣기 위하여 와이어를 함께 케이싱에 설치하였고, 기초 Con'c 타설 이후 와이어를 릴에 연결시켜 측정을 수행하였다.

마지막으로 전체 야적장 기초의 침하 현황을 파악할 수 있도록 광파기 측정용 프리즘을 기초 슬래브 측면에 설치하여 하중 상황에 따른 레벨 측정을 가능하도록 하였다. 광파기를 통한 침하 측정과 함께 위 2 가지의 계측 방법을 통하여 침하량에 대한 상호 분석을 수행하여 보다 신뢰성 있는 침하 데이터를 얻고자 하였다.



(a) 층별침하 센서, 로드 및 케이싱 준비



(b) 굴착 및 층별침하계 근입



(c) 침하판과 층별침하계 로드 연결



(d) 설치 완료

<그림 3.230> 침하 측정용 층별침하계 모니터링 시스템 구축 현황



(a) 경사계케이싱 커플러 연결



(b) 철근망 거치



(c) 콘크리트 타설 후 와이어 연결



(d) 침하 형상 측정용 수평경사계

<그림 3.231> 침하 형상 측정용 수평경사계 모니터링 시스템 구축 현황



(a) 광파기 측정용 프리즘 설치



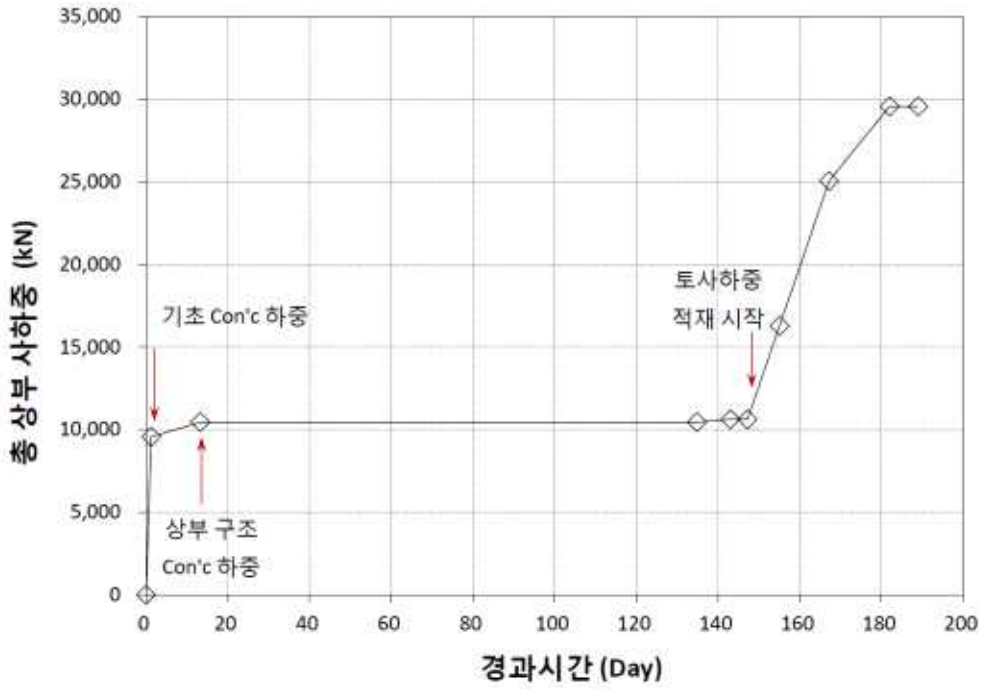
(b) 광파기를 이용한 레벨 측정

<그림 3.232> 침하 타겟과 광파기를 이용한 침하 측정

▪ 장항제련소 현장 야적장 기초 침하량 검증

- 상부 총 사하중

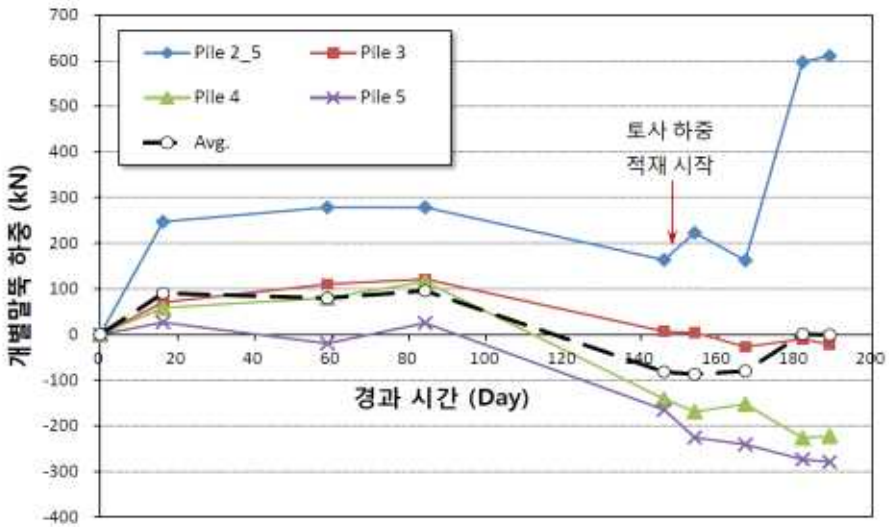
야적장 구조물에 작용하는 하중의 변하 양상을 파악하기 위해 기초 Con′c 하중 및 야적장에 거치되는 토사하중을 산정하였고, 경과시간에 따른 총 상부 사하중으로 그림 3.233에 나타내었다. 야적장 구조물 사용 특성에 의해 토사의 반출입이 빈번할 예정이었으나, 현장 여건상 초기에는 야적장에 거의 설계 최대값까지 토사 반입만 이루어져 하중 산정 및 분석이 가능하였다.



<그림 3.233> 침하 측정용 모니터링 시스템 구축 현황

- 개별 말뚝 작용 하중 및 말뚝 하중 분담율 분석

각 말뚝에 설치된 응력 측정용 스트레인 게이지 값을 얻고 말뚝 제원 값을 이용하면 말뚝에 작용하는 하중을 얻을 수 있다. 그림 3.225의 2~5번의 4개 말뚝에 대한 시간 경과에 따른 말뚝에 작용된 하중을 그림 3.234에 나타내었다.



<그림 3.234> 개별 말뚝의 시간 경과에 따른 작용 하중

측정 결과를 살펴보면, 모든 말뚝에 대해 초기 기초 Con'c 시공에 따라 말뚝에 압축력이 작용하는 것으로 나타났으나, 전체 하중 측정 기간을 고려해보았을 때 철근망에 센서를 설치한 2번 말뚝을 제외하고 3~5번 말뚝은 표면적으로 압축 하중이 발현되지 않고 인장의 거동을 나타내는 것으로 나타났다. 이는 전체적인 상부 하중 작용 및 침하거동을 고려해보았을 때, 초기에 비하여 말뚝이 인발되는 거동을 보이는 것은 힘들 것으로 판단된다.

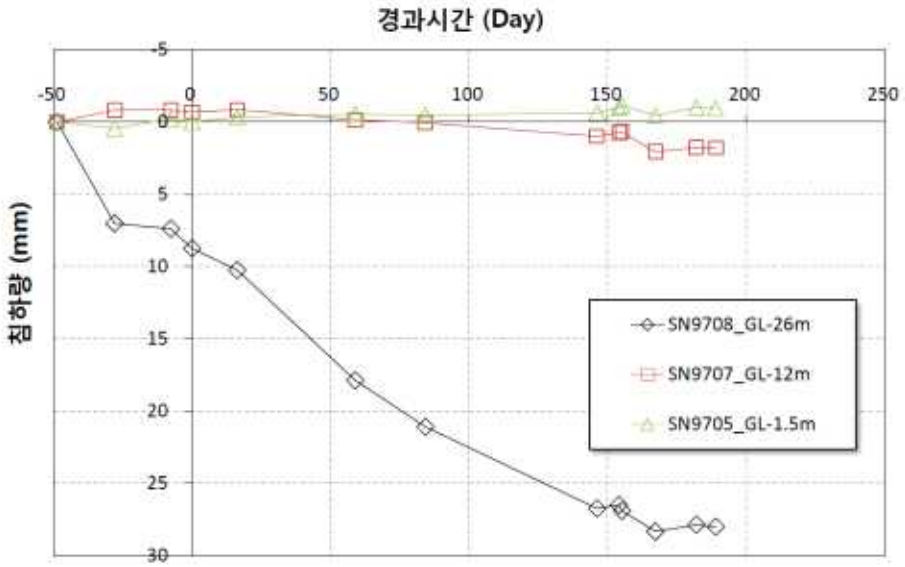
이에 대한 원인으로 두 가지 현상을 고려해 볼 수 있다. 첫 번째는 부지의 전체적인 압밀현상에 따른 것이다. 본 야적장 대상 부지는 연약 점토층 상부에 약 5m 정도의 매립토를 성토하여 조성한 것으로, 야적장 시공 당시 성토에 따른 압밀이 70% 정도 진행된 상황이었다. 연약층의 압밀이 진행됨에 따라 연약층에서 말뚝 하방향으로 작용력이 발생하고, 상부 기초 슬라브와 연결되어 있는 말뚝 두부 사이에 인장력이 발생하는 것이다. 경과 시간 80일 즈음의 데이터와 140일 정도 사이의 데이터를 보면 모든 말뚝에 대해 이러한 영향이 작용하여 상부 하중의 변동없이 압축력이 감소하는 거동을 보인 것으로 판단된다. 두 번째 원인으로 스트레인 게이지 설치 방법의 문제를 생각해 볼 수 있다. 말뚝 3~5번의 경우 PHC 파일 제작 시 스트레인 게이지를 부착할 수 없었던 이유로, PHC 파일 중공 상단부에 대해 스트레인 게이지를 설치하고 그 하단을 막은 후 모르타르 채움을 실시하였는데, 말뚝 상단에 작용하는 하중이 중공 단면에 골고루 작용하지 않은 것으로 판단된다. 토사하중 적재 시작 후 3~5번 말뚝의 거동을 살펴보면, 말뚝에 압축력이 전혀 작용을 못하고 있는 것에서 유추해 볼 수 있을 것이다.

이와 같은 이유로 3~5번 말뚝은 말뚝 하중 분담에 대한 분석에서 제외하는 것으로 결정하였다. 그 결과, 최종 하중 단계에서 2번 말뚝 머리에 작용된 하중은 Fill층의 스트레인 게이지 결과의 선형 보간을 통해 487.15 kN으로 산정되었다. 이는 상부 총 하중에 대하여 2번 말뚝이 1.65%의 하중을 분담하고 있는 것으로 판단된다. 말뚝마다 작용되는 하중이 모두 상이할 것이나, 상부 전체하중에 대한 14개 전체 말뚝의 하중분담율을 추정해본다면 약 23% 내외의 하중분담율을 나타낼 것으로 유추할 수 있다.

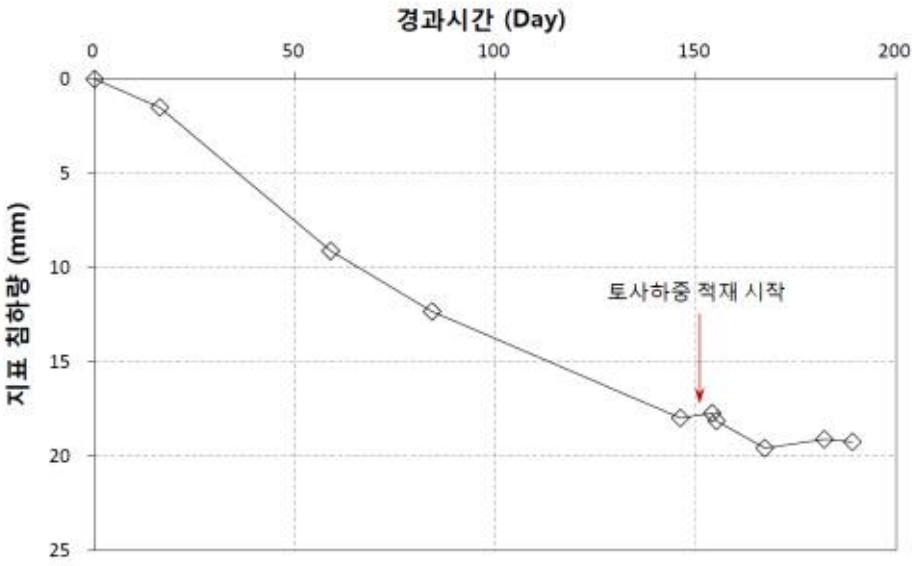
- 기초 슬라브 침하량 측정 결과

적장 기초 슬라브 중앙 바닥에 설치된 자동 층별침하계를 시간에 따라 지속적으로 계측하여 그림 3.235에 나타내었다. 기초 슬라브 중앙부의 침하를 산정할 수 있는 G.L-26m에 설치된 침하계의 데이터는 시간에 따라 지속적으로 침하를 나타내고 있으나, 점토층 하부에 매설된 침하계는 시간에 따라 거의 침하가 발생하지 않는 결과를 나타내었다. 점토층 상부가 상대적으로 연약한 상태이며, 기초 구조물 상부 하중 역시 응력구근을 고려할 때, 점토층 하부의 침하가 거의 발생하지 않은 것은 합당하지 않는 것으로 판단된다.

따라서, G.L-12m에 설치된 계측기는 계측기 자체의 문제가 발생하였거나, 설치 시 지반에 제대로 고정되지 못한 것으로 판단되어 본 계측 결과 분석에 제외하였다. 그러나 고정 층에 매설된 침하계를 통해 기초 슬라브의 침하를 측정하고자 하는 목적을 만족시킬 수 있으므로, 본 침하계를 통하여 침하량을 산정하여 그림 3.236에 나타내었다.



<그림 3.235> 시간 경과에 따른 각 위치별 층별침하계 변위량

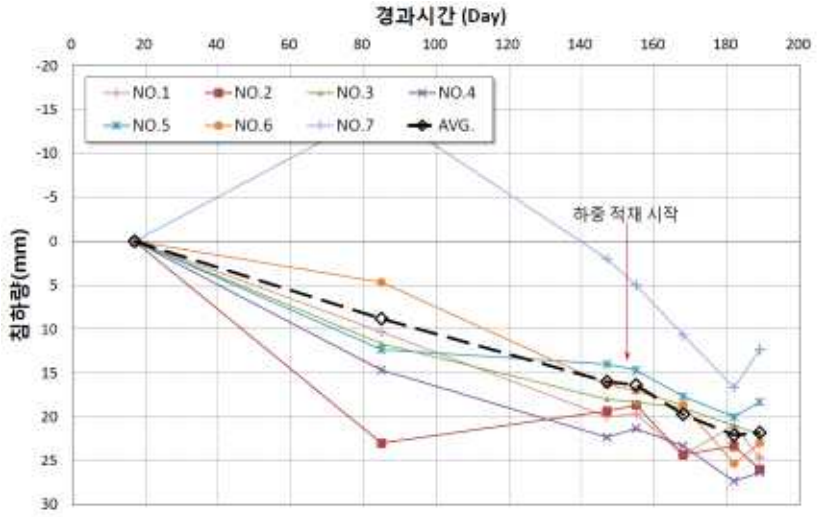


<그림 3.236> 시간 경과에 따른 각 위치별 층별침하계 변위량

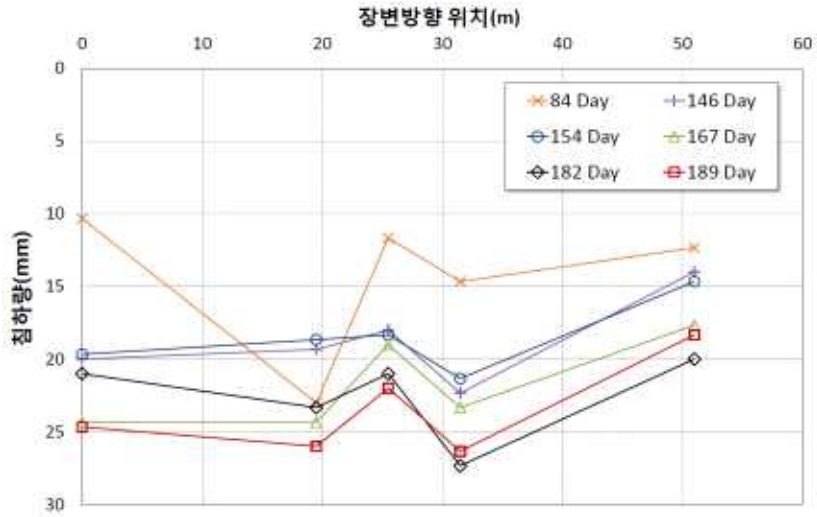
전체적으로 최대 하중이 가해졌을 때, 야적장 기초 중앙부의 침하량은 19mm 정도 발생하였다. 기초 슬라브 콘크리트타설이 이루어지면서 침하가 발생하였고, 토사 하중이 적재되면서 침하가 발생하기는 하였으나, 기초 슬라브가 타설되고 토사하중이 적재되는 사이의 시간에 따른 침하가 지속적으로 발생하였다. 이는 앞의 설명과 같이 부지 조성을 위한 성토하중의 압밀효과가 기초 슬라브 하중에 의한 침하와 혼재되어 나타났기 때문으로 판단된다.

야적장 구조물 외곽부의 침하량을 산정하기 위해 정재하시험용 말뚝을 레퍼런스로 하여 광파기를 통한 타겟 레벨 측정을 하였고, 침하량 산정을 통하여 각 위치별 경과시간에 따른 침하 거동을 그림 3.236에 나타내었다. 단변 방향 외곽에 위치한 No.7의 경우를 제외하면 나머지 타겟의 침하 거동은 상당히 유사한 양상을 보이고 있다. No.7의 전체적인 거동을 보면, 초기 측정 시와 두 번째 측정에 있어서 레퍼런스 및 타겟 계측에 오류가 있던 것으로 보인다.

최대 토사 하중이 가해졌을 때, 각 타겟에서 20~25mm 정도의 최종 침하량을 나타내었다. 그림 3.237은 No.1~5의 장변 방향 외곽부타겟의 일자별 Profile을 나타낸 것으로 "W"형 침하 양상을 보이면서 기초판 장변 방향 외곽부에서 침하가 적게 나타났고, 중앙부는 말뚝의 집중 배치에 대한 침하가 적은 것으로 판단된다.



<그림 3.237> 각 타겟 위치별 경과 시간에 따른 침하량

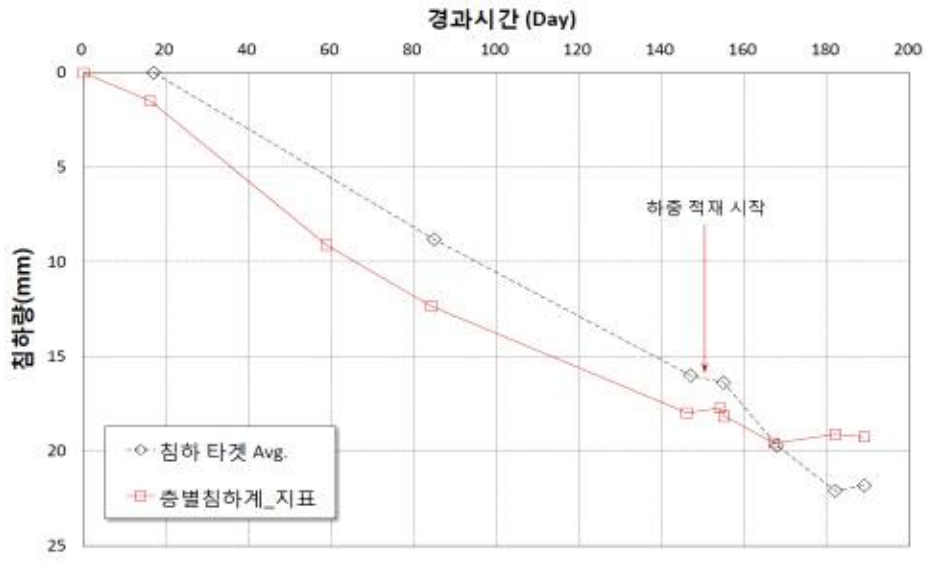


<그림 3.238> 일자별 장변방향 외곽부 침하 Profile (No.1~5)

타겟에 의한 침하 계측에 대해 초기 기초판 Con'c 타설에 대한 침하가 고려되지는 못하지만, 해당 일시에 대해 그림 3.237에 타겟 측정값의 평균과 층별침하계를 비교하여 나타내었다. 시간 경과에 따른 침하 타겟 평균값과 자동층별침하계의 침하량은 시간에 따라 유사한 거동을 보이고 있다. 그러나, 연성 기초의 경우 기초판 외측보다는 기초판 중앙부 처짐이 더 크다는 점과 뒤에 논의되는 장변측 침하 profile을 고려하였을 때, 기초판 중앙부에 설치된 자동층별침하계의 침하량이 기초 외곽에 설치된 타겟에 의한 침하량보다 다소 작게 산정된 것으로 판단된다. 이에

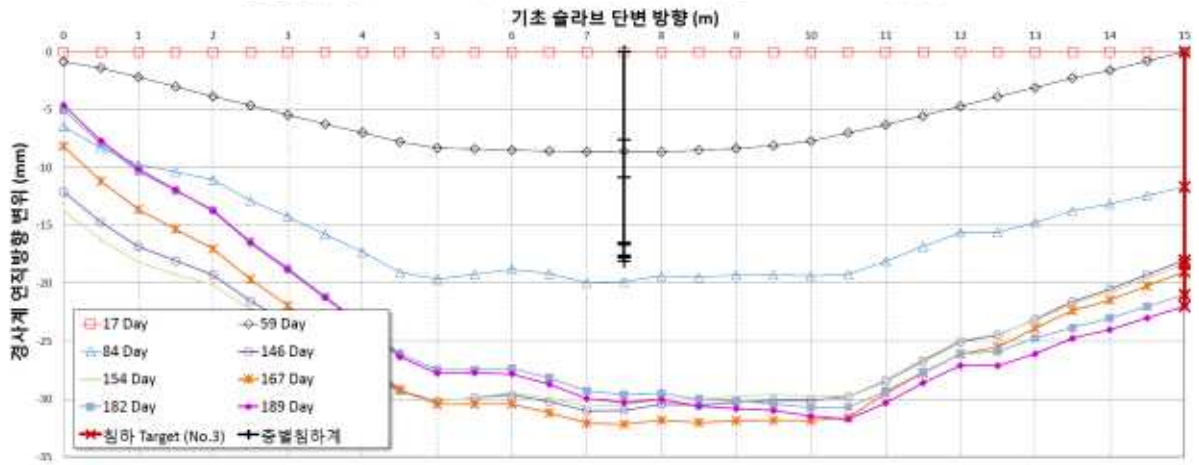
대한 원인으로 자동층별침하 게이지가 암반층 고정에 다소 미흡했을 가능성이 있으며, 경과시간 150일 부근부터 하중 적재에도 불구하고 침하가 적게 발생한 것으로 보아 자동층별침하계 설치 후 5~6개월이 지나면서 층별침하 센서의 내구성에 문제가 발생했을 가능성도 있다.

침하 타겟의 경우 역시, 시간 경과에 따른 침하 거동 역시 자동층별침하계 결과와 마찬가지로 기초판 Con'c 타설 이후 특별한 하중이 재하되지 않았음에도 불구하구 침하가 지속적으로 발생하였다.

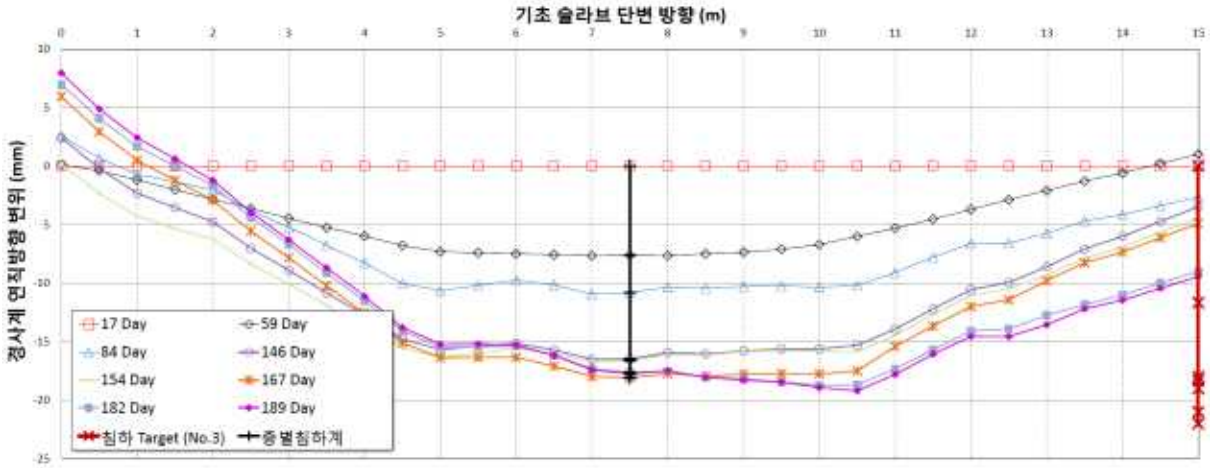


<그림 3.239> 침하 타겟 평균과 층별침하계 결과의 비교

기초 Con'c 타설 직전 철근 작업 중 설치하였던 경사계 케이싱을 이용하여 시간에 따른 수평 침하 Profile을 분석하였다. 당초 기초 슬라브의 단변 방향 1개소, 장변 방향으로 2개소로 시스템이 구축되었지만, 계측 중 장변 방향 1개소에서 수평경사계를 끌어당기는 경사계 케이싱 내부 와이어가 손실되어 측정이 불가능하였다.



(a) 침하 Target에 근거한 단변 방향 수평 침하 Profile



(b) 자동 층별침하계에 근거한 단변 방향 수평 침하 profile

<그림 3.240> 경과시간에 따른 단변 방향 침하 profile

그림 3.240은 기초 슬라브 단변방향 중앙부에 대한 침하 profile을 나타낸 것이다. 수평 경사계는 측정 시작점을 기준으로, 각 측점간 수평방향 경사 차이를 이용하여 상대적인 변위를 산정해내게 된다. 따라서, 계측 구간 중 절대적인 침하량을 알 수 있는 지점의 침하값을 이용하여 나머지 구간의 침하량을 얻을 수 있다.

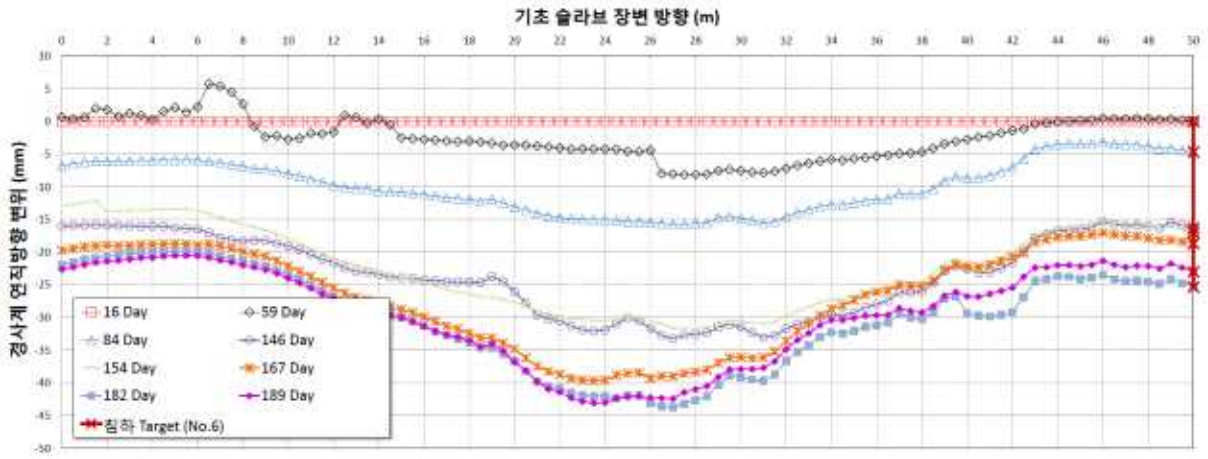
본 계측에서는 단변방향 시작점에 침하 타겟 No.3가 설치되어 있고, 중앙부에는 자동층별침하계가 설치되어 있다. 그림 3.240 (a)는 침하 타겟을 기준으로 단변 방향 침하 profile을 분석한 것이고, 그림 3.240 (b)는 자동 층별침하계를 기준으로 침하 profile을 도시한 것이다. 자동 층별침하계에 대해 앞서 침하 센서의 고정점 정착 문제와 침하센서 자체 내구성 문제의 가능성이 언급되었는데, 자동 층별침하계

를 기준으로 할 경우 그림 3.240 (b)의 결과와 같이 구조물 한 쪽 끝단에서 구조물 융기가 발생되는 것으로 나타나게 된다. 토사 적재 상황, 기초 슬라브 중앙부 처짐이 크다는 점 등을 고려한다면, 기초 슬라브 융기 현상이 발생했을 가능성이 낮을 것으로 보인다. 따라서, 본 결과 분석에서는 그림 3.240 (a)의 타겟을 이용한 분석이 합당하고 판단된다.

최대 토사하중이 작용한 경과시간 189일의 침하 profile을 분석해보았을 때, 기초 슬라브 단변 방향으로 31.8mm의 최대 침하가 발생하였으며, 대체로 중앙부에서는 유사한 양의 침하가 발생하였다. 이는 단변 방향 5m와 10m에 위치한 말뚝이 침하 저감의 역할을 나타내면서 중앙부의 침하를 억제했기 때문이다. 외곽으로 갈수록 침하가 줄어드는 거동을 보이고 있고, 최소 침하량은 4.6mm를 나타났다. 단변 방향 최대 부등침하량은 27.2mm로 산정되었다.

기초 슬라브 단변 방향 계측 결과에서 양쪽 끝단의 profile은 서로 대칭되는 값을 나타내고 있지는 않고, 0m 부근의 침하가 적게 나타나고 있다. 이에 대한 원인으로는 해당 지역 지반이 0m 지역보다 15m 지역의 연약 층이 더 깊은 것의 영향과, 인접 공구의 구조물 축조가 0m 인근에 있음으로 해서 지반이 약간의 측방 변위를 받은 영향이 있었을 것으로 보인다.

기초 슬라브 장변방향 profile 역시 경사계 케이싱 끝부분에 위치한 타겟 No.6를 이용하여 그림 3.241와 같이 측정 일시에 대해 나타내었다. 기초 슬라브 장변 방향의 경우, 최대 침하는 23.5m 부근에서 43.1mm로, 최소 침하량은 5m 부근에서 20.6mm로 측정되었다. 대체로 토사하중이 높이 쌓인 기초 중앙부에서 큰 침하가 발생하였고, 외곽으로 갈수록 침하는 줄어드는 형상을 나타내었으며, 최대 부등침하량은 22.5mm로 산정되었다.

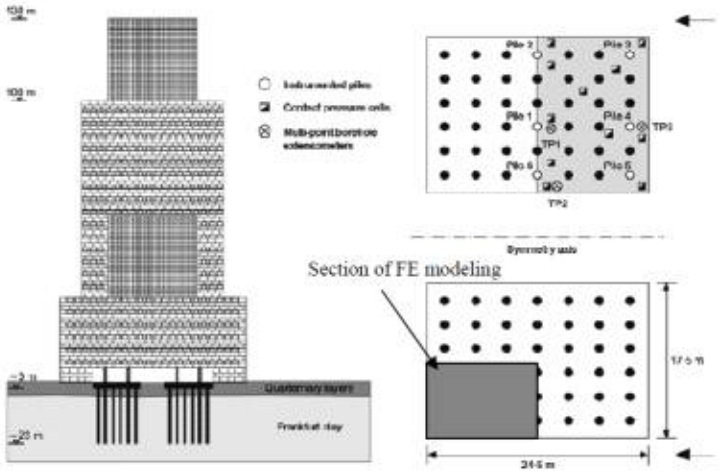


<그림 3.241> 경과시간에 따른 장변 방향 침하 Profile

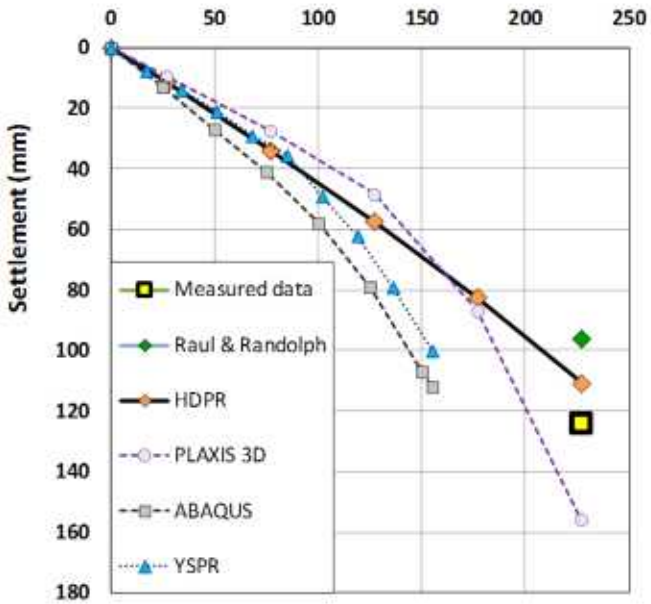
설계 시 부등침하량 기준은 38mm로, 단변방향 및 장변방향 부등침하량 계측 결과는 부등침하량 기준 이내로 나타났다. 광파기에 의한 침하 타겟 측정값과 수평경사계를 이용한 침하 측정이 모두 완벽한 측정 결과를 나타낸다면, 장변의 침하 profile과 단변의 침하 profile이 만나는 지점의 침하 계측 결과는 같은 값을 나타낼 것이다. 두 부분이 만나는 지점은 장변의 경우 25.0m 지점이고, 단변은 10.5m 지점이다. 장변은 해당 지점에서 42.1mm의 침하량을, 단변의 경우는 해당 지점에서 31.8mm의 침하량을 나타내고 있으며, 약 24%의 오차가 발생하였다. 구조물에 이상이 없다고 가정한다면, 타겟 측정 및 경사계 측정 부분에서 발생한 오차가 이와 같은 차이를 발생시킨 것으로 판단된다.

○ Torhaus Der Messe 연구 비교 검증

그림 3.242의 1986년에 건설된 독일의 Torhaus Der Messe 빌딩에 대한 계측 데이터 및 다른 해석 프로그램 결과 등과 비교검증을 수행하였다. 해석결과는 그림 3.243과 같았다. 본 구조물의 경우 말뚝에 비해 기초판이 하중을 많이 분담하는 구조물로, 다른 FEM 해석 프로그램 들과 달리 기초판 하부 지반의 soil spring을 경험식인 Schmertmann방식을 사용했기 때문에 하중-침하 곡선 형상에는 차이가 발생하였다. 하지만, 실제 모니터링 결과와는 큰 차이가 없는 것으로 나타났다.



<그림 3.242> Torhaus Der Mess 빌딩의 횡단면도 및 단면도

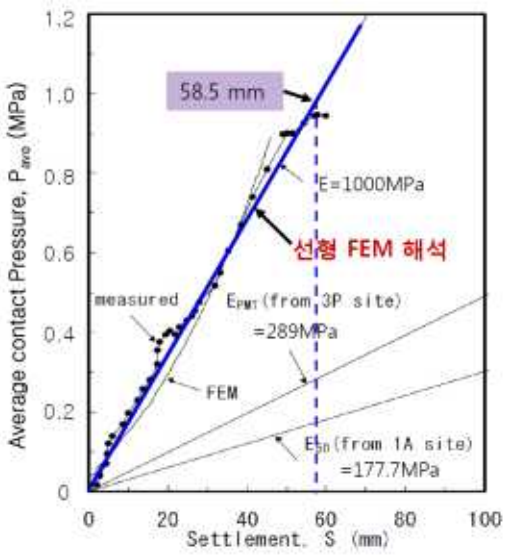


<그림 3.243> Torhaus Der Mess 빌딩 기초의 하중-침하 곡선 비교

○ 현장 직접기초 침하 모니터링 (베트남 ○○발전소 현장)

기초의 침하량 산정에 있어서 탄성계수는 매우 중요한 지반 물성값이며, 이러한 지반의 탄성계수를 어떻게 결정하느냐의 문제는 침하량을 얼마나 정확히 예측할 수 있느냐의 문제로 직결된다. 특히 중력식 기초는 거대한 구조물로써 얕은 기초의 형태이면서 지지층이 암반과 같이 비교적 단단한 층에 놓이기 때문에 지반의 탄성계수 선정이 침하량 예측에 가장 중요한 인자가 될 것이다. 2010~2011년의 연구를 통해 일본 Akashi 대교 주탑기초의 지반조사 결과 및 침하량 계측데이터 자료를 분석하였고, 저변형률의 탄성계수를 적용하였을 경우 그림 3.244와 같이 계측 결과와 FEM 해석 결과가 유사한 것을 확인하였다.

이러한 기존 연구 성과를 검증하기 위하여 자체 Test Bed를 선정하여 침하 모니터링을 실시하였다. 베트남 ○○발전소 현장의 구조물 중 Stack #2는 기초의 직경이 29m인 대형 얕은 기초로 계획되었기에 중력식 기초로 간주할 수 있는 조건이었다.



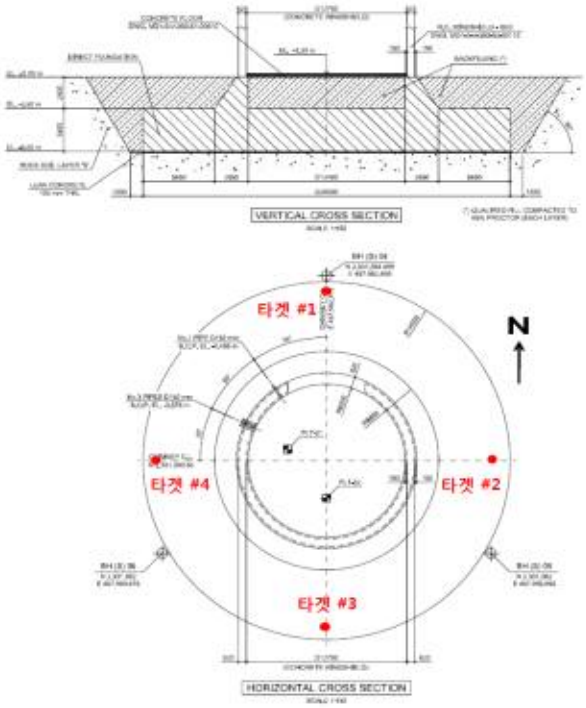
<그림 3.244> Akashi 대교 3P 계측 결과와 FEM 해석 결과의 비교



<그림 3.245> 베트남 ○○발전소 현장

베트남 ○○발전소 Stack #2는 직경 29m의 대형 원형 얕은기초로 이루어졌다. 본 연구에서는 기초판 시공 이후 기초판 상부에 침하봉을 세워 4개소의 침하 타겟을 설치하였다. 그림 3.246은 Stack #2의 단면도 및 평면도와 침하 타겟 설치 위치를 나타낸 것이며, 그림 3.247은 기초 터파기 이후 지반 정리, 기초판 시공, 되메우기 및 침하 타겟 설치, windshield (굴뚝부) 시공과 같은 Stack #2의 시공 단계를 정리한 그림이다.

4개소의 침하 모니터링은 2013년 4월부터 약 10개월 동안 이루어졌다. 되메우기가 이루어진 이후 침하를 유발시킬 것으로 예상되는 주된 하중은 windshield라 불리는 굴뚝부 시공에 따른 자중이다. windshield는 slip form에 의해 연속 Con′c 타설이 이루어졌고, 시공에 따른 자중은 총 92,129kN으로 산정되었다. 본 모니터링에서는 산정된 하중에 대해 침하량 분석을 실시하였다.



<그림 3.246> Stack #2 평면도/단면도 및
침하 타겟 설치



(a) 기초 바닥 정리 및 평판재하시험



(a) 기초판 시공



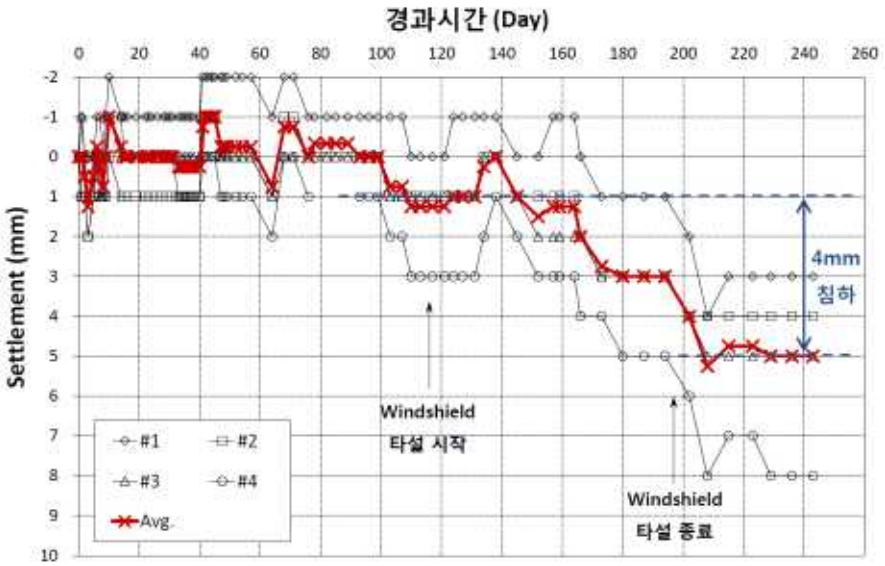
(c) 침하 타겟 설치 및 되메우기



(d) windshield 시공

<그림 3.247> Stack #2 기초 시공 및 침하 타겟 설치

그림 3.248에는 4개의 침하 타겟을 시간 경과에 따른 침하량으로 분석하였고, 평균값을 빨간색 라인으로 표시하였다. 침하량 해석 구간인 windshield 타설 시작과 마무리 부분에서의 모든 타겟이 하중 재하에 따라 침하가 발생한 것으로 나타났고, 평균적으로 약 4mm의 침하가 발생한 것으로 나타났다.



<그림 3.248> 현장 침하 모니터링 결과

모니터링 결과와 추정된 침하량과의 비교를 위해, 다양한 방법으로 결정된 탄성계수를 이용하여 침하량을 산정하였다. 탄성계수를 이용한 침하량 산정법으로 실무에서 많이 사용되고 있으며 비교적 침하량 예측이 우수하다고 알려진 Schmertmann & Hartman (1978)의 침하량 산정법을 적용하였다. 본 방법은 개발된 침하량 해석 프로그램의 기초판 침하량 산정에도 적용되는 방법이다.

본 현장에서는 Stack #2의 지지층에 대한 지지력 확인을 위해 0.34m의 원형 평판재하시험 4개, 1.0m×1.0m의 대형 평판재하시험 1개가 수행되었다. 0.34m의 평판재하시험과 1.0m의 평판재하시험 결과로부터 각각 탄성계수를 역산하여 침하량을 산정하였다.

저변형률의 탄성계수를 얻기 위한 방법으로는 대상 구조물 인근에서 수행된 Downhole test 결과를 이용하였다. Downhole test 결과로 얻어진 동적 탄성계수는 저변형률의 초기 탄성계수로 간주되기 때문에, 기존 연구에서의 E0에 해당된다고 할 수 있다. 표 3.36에서와 같이 Downhole test에 의한 탄성계수가 가장 큰 탄성계수로 나타났다.

평판재하시험과 Downhole test에서 얻어진 탄성계수를 이용하여 산정된 침하량 결과를 표 3.36에 나타내었다. 평판재하시험의 탄성계수를 이용한 침하량의 경우 14.5mm, 35.9mm로 산정되었지만, 초기 탄성계수인 Downhole test의 탄성계수를

이용한 경우, 침하량이 3.6mm로 나타났고 모니터링 결과와 매우 유사한 결과를 보이고 있다. 이러한 결과는 기존 Akashi 대교의 중력식 기초 연구 결과를 뒷받침하고 있다.

<표 3.36> 탄성계수에 따른 침하량 산정 결과

탄성계수 산정 방법	침하량 산정 결과	
PLT 1.0m	S :	14.5 mm
	E :	146,886 kPa
PLT 0.34m	S :	35.9 mm
	E :	59,154 kPa
Downhole Test	S :	3.6 mm
	Vs:	280.3 m/s
	E :	592,230 kPa
Measured Data	S :	4.0 mm

이와 같은 침하 모니터링 결과로부터, 대형 중력식 기초에 대해 적합한 침하량을 산정하기 위해서는 초기 탄성계수를 이용한 침하량 산정이 필요하다는 기존 연구 성과를 검증할 수 있었다.

4. 비용절감형 대용량 현장지지력 평가 기술 개발

(1) 기초의 시공상태 확인기법 분석

국내 기초의 건전도 평가는 대부분 육안 조사, 탄성충격 방법, 코어 보링 및 경사계에 의한 변위 계측 등의 방법에 의존하고 있다. 이러한 방법들은 말뚝의 규모가 커짐에 다라 대규모 굴착에 따른 비용의 증가나 정밀도 저하 등의 문제점을 내포

하고 있다. 특히 현장타설말뚝은 장대교량과 같이 큰 하중이 재하되는 기초에 주로 적용되므로, 말뚝의 선단부를 양질의 암반까지 관입시켜야 한다. 이 때 굴착공벽의 붕괴, 부유물질의 침전, 콘크리트 타설시 강관 케이싱 인발속도의 차질과 같은 시공상 문제점이 자주 발생하지만 구조물 안정성에 대한 정밀한 평가방법은 미비한 실정이다. 현장타설말뚝 기초의 건전도 평가에 널리 사용되고 있는 4가지 방법을 정리하면 다음과 같다.

(가) Crosshole Sonic Logging (CSL) 기법

Crosshle Acousic Method (현재 Crosshole Sonic Logging (CSL)기법)은 1976년 프랑스에서 개발되었으며, 유럽에서 25년간 광범위하게 사용되어왔다. CSL은 1986년 미국에 처음으로 도입되었으며, 고속도로 교량건설에 있어 대구경 현장타설말뚝 기초의 검사에 주로 사용되고 있다. 교량의 피어를 지지하는 한 개의 대형 현장타설말뚝은 지지면 및 콘크리트 타설 상태를 육안으로 검사 할 수 없기 때문에 이제 CSL에 의해 대부분 검사가 이루어지고 있다.

(나) 단일공 초음파 시험방법(SSL)

단일공 초음파 시험방법은 공대공 초음파 시험방법과 감마선밀도검사 방법으로부터 파생된 방법으로서 검측관이 1개더라도 시험이 가능한 방법이며, 원래 SSL시험은 말뚝내부를 코어링 한 후에 코어링한 홀에 대하여 검사의 정밀도를 높이기 위한 방법으로 개발되었다. 단일공 초음파 시험방법은 아직까지 표준화된 시험 방법이 아니기 때문에 전 세계적으로 보편화되지 못하였지만 일부 국가에서는 표준화된 시험법으로 채택하기 위한 연구와 더불어 사용되고 있는 시험법이다.

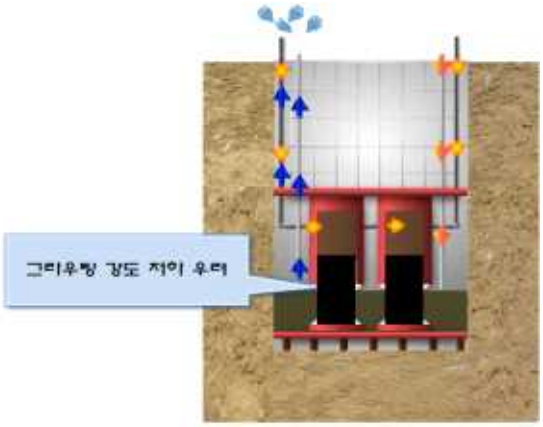
(다) 충격반향기법(Impact-Echo Method)

1960년대에 네덜란드에서 프리캐스트 말뚝의 건전도 평가를 위하여 처음으로 개발되었으며, 현장타설 말뚝기초에 사용되었고, 1972년 미국에 처음으로 도입되었다. CSL과 Gamma-Gamma Testing의 출현으로 충격반향기법은 현재 말뚝 설치 이전에 비파괴 검사가 계획되어 있지 않거나, 또는 육안관찰이나 그 밖의 비파괴 검사에 의하여 문제점이 있는 것으로 드러날 경우 후속 검사를 필요로 할 때 제한적으로 사용되고 있다.

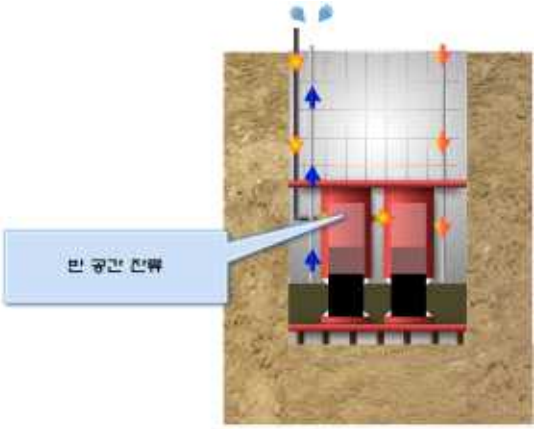
(라) 충격응답기법(Impulse Response Method)

1970년대에 프랑스에서 개발되었으며, 유럽과 아시아에서 주로 사용되었다. 세계 많은 나라에서 충격응답기법은 현장타설 말뚝기초의 품질관리의 수단으로 사용되고 있다. 하지만 미국에서 이 방법은 육안관찰에 의하여 결함이 의심될 경우 충격반향기법과는 달리 법적으로 사용되지는 않는다.

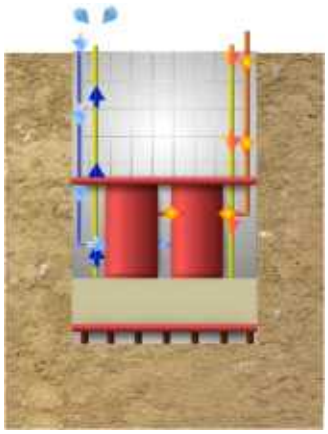
양방향 재하시험 장치는 말뚝의 시공이전에 제작하여 철근과 결속하여 매설된다. 시험시행은 말뚝이 양생되고 난 후 가능하다. 재하시험을 시작하게 되면 상판과 하판이 벌어지는데 상부의 주면마찰력과 하부 선단지지력을 평가하기 위해서이다. 그만큼 변위가 발생한다. 콘크리트는 양생이 된 후 이므로 변위가 생기면 상판과하판 사이에는 빈공간이 잔류하게 된다. 이 공간을 메우기 위해서 소닉관을 통하여 밀크 그라우팅을 주입한다. Osterberg-Cell의 경우는 수압식 잭으로 실린더 내부의 유압을 밀크 그라우팅으로 밀어내어 실린더 내부를 보완한다. 하지만 벌어진 부분만큼 편심을 받을 수도 있으며 연결부위가 너무 짧기 때문에 밀크 그라우트가 양생이 되기 전에 밀려 날수 있는 문제점이 있다. 단동식 실린더의 경우는 실린더의 내부에 유압의 작용 후 유압호스의 직경으로는 밀크 그라우트를 주입할 수 없다. 그리고 단동식은 한번 실린더에 작용한 하중은 되돌릴 수가 없는 단점이 있기 때문에 도달 하중까지 유압을 주입하고 밸브를 잠그고 유지한다. 하지만 지속적으로 시간이 지나가면 약간의 유압 유출이 발생하므로 정확한 대처 방법은 아닌 것으로 판단된다. 복동식 고유압 실린더를 사용하면 재하시험 후 실린더가 다시 원위치로 돌아가기 때문에 실린더 내부의 빈공간 잔류에 의한 강도 저하나 연결부위의 강도저하를 보완할 수 있다. 원하는 하중까지 재하를 시행하고 만족하는 값나오면 시험중단후 복귀가 가능하다. 현재 그라우트를 확인하는 방법은 소닉관을 통하여 그라우팅을 주입하고 반대쪽 소닉관에서 오버플로우 하는 그라우트를 보고 상태를 확인한다. 하지만 이 외의 확인 방법은 현재 불가능하다. 코어를 뚫을 수도 없으며 카메라를 통하여 확인하는 방법 또한 불가능하다. 이를 보완하기 위한 시험 후 시공상태 확인하는 방법이 강구되어야 한다.



<그림 3.249> Osterberg-Cell
재하시험장치 시험 후 실린더 내부 상태



<그림 3.250> 단동식 양방향
재하시험장치 시험 후 실린더 내부
상태



<그림 3.251> 복동식
고유압 양방향
재하시험장치 시험 후
실린더 내부 상태

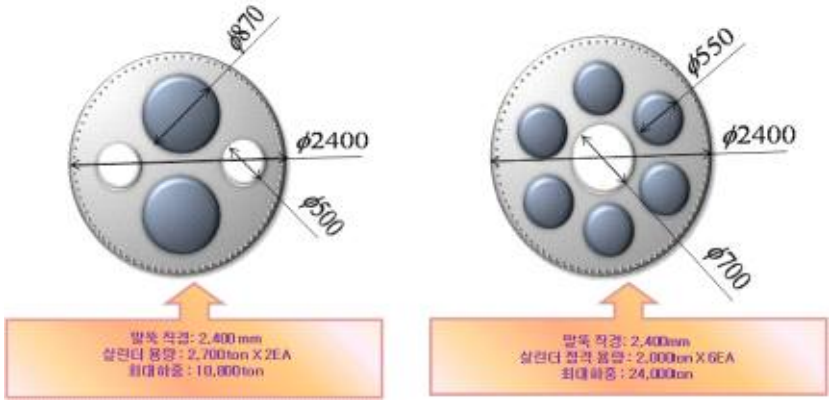
(2) 복동식 고유압 양방향 재하장치 개발

기존 양방향 말뚝 재하시험은 저압력(700kgf/cm^2) 셀을 사용함으로 인해시험말뚝 단면 크기에 대한 시험용량의 한계가 있으며 대형 셀 제작은 기술적, 경제적 어려움이 상존한다. 따라서 기존의 양방향 재하시험 및 저유압 말뚝 재하시험에서는 다음과 같은 문제점들이 발생할 수 있다.

- 말뚝재하시험 후 잭 또는 셀 내부에 빈 공간 발생
- 재하용량의 확보를 위한 실린더 개수 증가와 장치의 단가 상승
- 실린더 개수 증가로 인한 실린더 배치 곤란

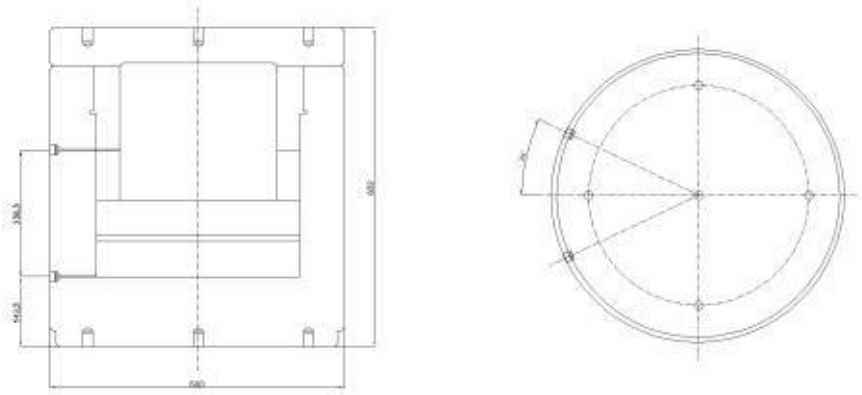
양방향 고유압 말뚝재하시험에서는 고압(1000kgf/cm^{2}이상)의 유압잭과 주변 장치를 사용함으로써 위와 같은 문제점을 해결할 수 있다. 저압방식의 말뚝재하시험(O-Cell PLT, BDL PLT)에서 사용하는 단동식 잭의 경우 재하시험 종료 후 발생된 재하장치 내부의 잔류 공간 제거에 어려움이 있으나 복동식 잭을 이용하면 이러한 문제를 해결할 수 있다.

고압의 재하셀을 사용하면 재하용량을 충족시키기 위하여 필요한 유압실린더의 개수를 줄임으로서 유압 실린더 배치 및 설치 상 문제점을 보완할 수 있다. 초장대교량 기초에 대한 재하시험을 대상으로 약 20,000tonf의 설계 시험하중에 대해서 저유압 실린더와 본 연구에서 개발중인 고유압 실린더의 셀 배치를 계획한 결과는 그림 3.252와 같다. 직경 2,400mm의 재하판에 대해서 셀을 배치해 본 결과 저유압 실린더의 배치는 2개가 가능하며 복동식 고유압(2000ton) 실린더는 6개가 가능하다. 여기서, 단동식 저유압 실린더 직경의 경우는 인천대교에 투입된 실린더의 크기를 적용하여 분석한 것이다. 총 재하가능 하중을 비교하면 복동식 고유압(2000ton) 실린더가 13,200tonf 큰 정격용량을 가진다. 그리고 단동식 저유압 실린더는 하중이 많이 가해지면 편심을 가질 수 있기 때문에 시험 시 오차 발생 확률이 높다.



<그림 3.252> 저유압 실린더와 개발된 실린더의 재하능력 비교

본 연구에서 개발 중인 복동식 고유압(2000ton) 실린더의 설계도면은 그림 3.253과 같으며, 일반적인 실린더와 달리 마찰력과 부식성을 보완하기 위해서 ram에 황동처리를 한 것이 특징이다.



<그림 3.253> 복동식 고유압(2000ton) 실린더 도면

■ 마산 건설 현장 고유압 복동식 실린더 적용 및 시험

○ 서론

▪ 공종명 : 마산 00000 2단지 신축공사 207동 Pile No. 126에 대한 고유압 복동식 양방향 말뚝재하시험 및 하중전이시험

▪ 과업의 목적 : 고유압 복동식 양방향 말뚝재하시험 및 하중전이시험을 수행하여

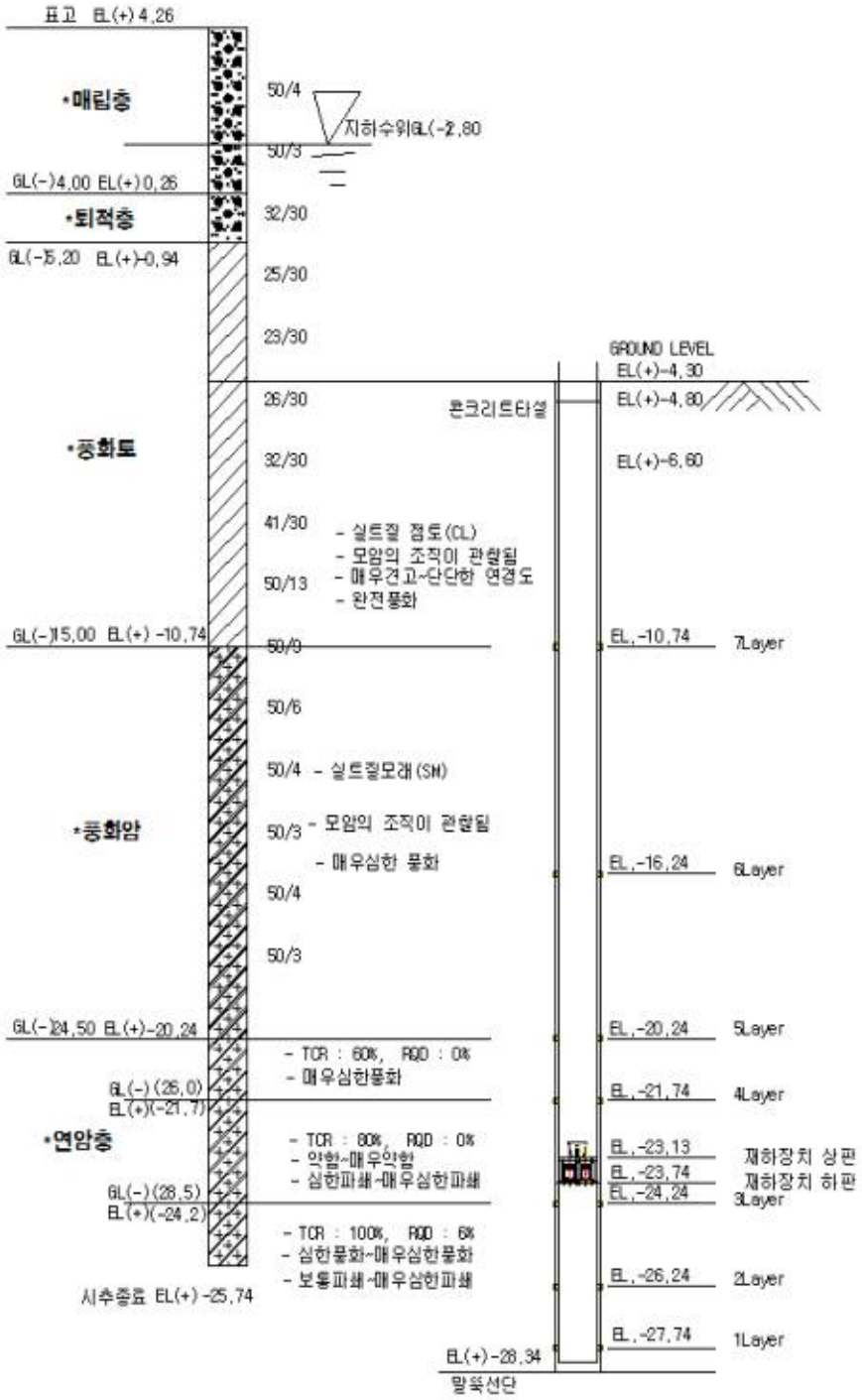
기초말뚝의 지반공학적 특성 자료 획득과 지지력을 확인하는데 있다.

▪ 과업 범위

- 단일 현장타설말뚝의 재하장치 하부 말뚝지지력과 재하장치 상부 말뚝 주면마찰력 측정
- 등가하중 - 침하량 곡선 작도
- 단일 현장타설말뚝 지지력 평가

○ 지반조건 및 시험 말뚝 현황

▪ 지반 조건



<그림 3.254> 시추주상도 및 재하시험 장치 위치도

▪ 시험말뚝의 제원

시험말뚝명	TP1 (207동 Pile No. 126)	비고
말 뚝 형 식	P.R.D 현장타설말뚝	
직 경	1,200 mm	
길 이	23.54 m	
말뚝본당 설계하중	1250 tonf	
시험계획하중	2,000 tonf (1방향 재하하중)	
최대시험하중	2,260 tonf(1방향 재하하중)	
재하장치단수	1	

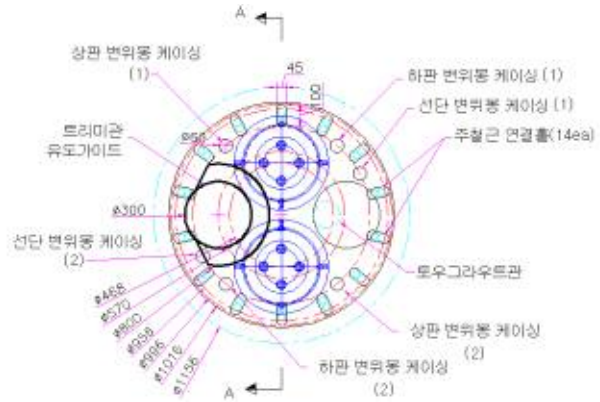
○ 고유압 복동식 말뚝재하시험 장치 및 시험방법

▪ 고유압 복동식 양방향 말뚝재하시험 장치

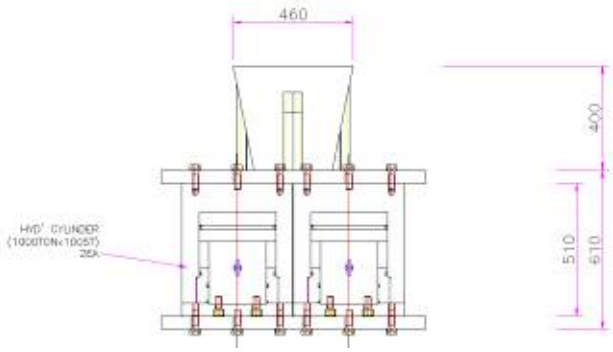
본 시험에 사용된 재하장치의 제원은 아래와 같고 상세도는 그림 3.255에 나타내었다.

장비명	규 격	수 량
유압잭 및 펌프	- 고유압잭 (사용압력 : 1,500 kgf/cm^2, 최대하중 : 1,000 tonf/EA) - 펌프(최대 압력 : 2,000 kgf/cm^2)	2 개 1 개
유압호스	- 고압력 호스(1,800 kgf/cm^2) : 35m - 저압력 호스(700 kgf/cm^2) : 35m	1 개 1 개

양방향 말뚝재하장치도(2,000 tonf)



일반도



단면도

<그림 3.255> 재하장치 도면



<그림 3.256> 재하장치 전경

본 과업에서는 말뚝선단에서 4.6m 상부에 재하장치를 설치하였으며, 본 시험에 사용된 재하장치는 최대용량이 1,000 ton인 실린더 2개로 구성되었고, 재하장치를 말뚝 선단에 설치하고 변위측정용 강봉(teltale)을 상판에 2개, 하판에 2개를 설치하여 상판, 하판의 변위를 측정하도록 하였다.

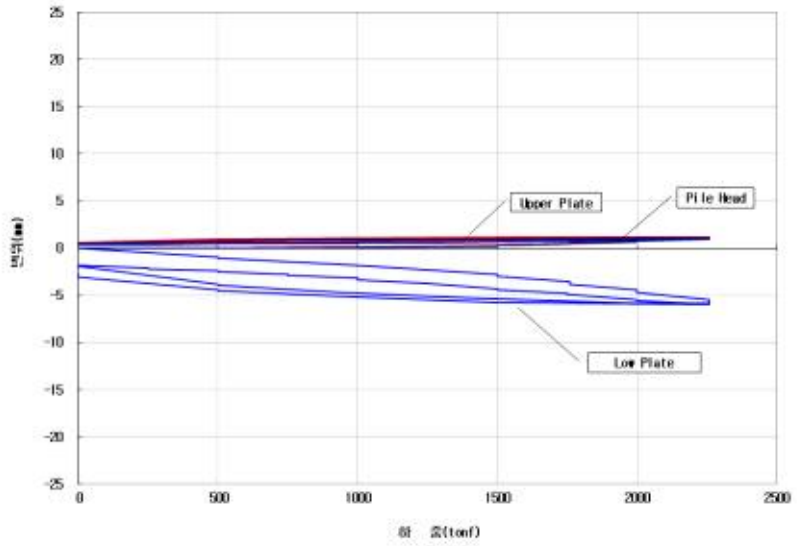


<그림 3.257> 재하시험장치 철근망 설치전경

○ 양방향 고유압 말뚝재하시험 결과 및 분석

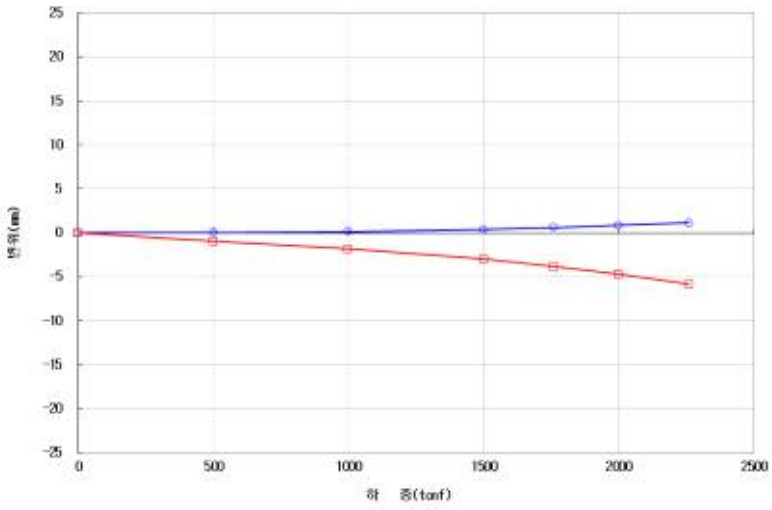
▪ 주기별 하중-변위 곡선

그림 3.258은 양방향 재하시험의 하중단계별 재하시험 결과를 도시한 것으로 고유압 복동식 양방향 재하장치의 하판 하향변위와 상판 상향변위는 변위측정용 케이싱 내부에 변위봉을 넣어 측정하였다. 그리고, 말뚝두부의 변위는 작업대 상부까지 설치된 희생강관의 케이싱에 변위계를 설치하여 측정하였다.



<그림 3.258> 주기별 하중 - 상향변위, 하향변위 곡선

그림 3.259는 각 주기에서의 최초재하하중과 변위의 관계를 도시한 것으로 최대제하하중 2,260 ton에서 상판변위 1.134mm, 하판변위 5.872mm가 발생하였다.

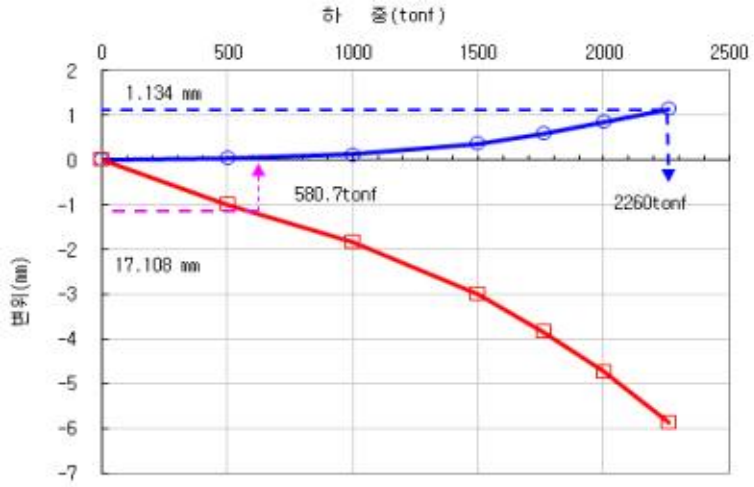


<그림 3.259> 최초재하하중 - 상향변위, 하향변위 곡선

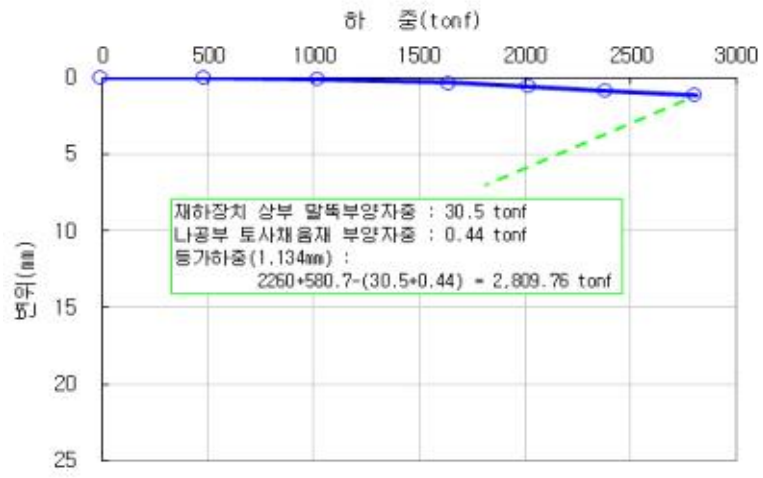
▪ 등가하중 침하량 분석

말뚝 몸체의 변형을 무시하면 말뚝두부에 하중 재하시 주면과 선단에서의 침하량은 같다. 따라서 양방향 말뚝재하시험에서 측정한 두 개의 하중 - 변위 곡선으로부터 같은 변위량에서의 재하장치 하부 지지력과 순주면마찰력을 합하여 말뚝의 전

체 하중지지능력으로 볼 수 있다. 여기서 순주면마찰력은 측정된 주면마찰력에서 말뚝의 부양자중을 빼주면 된다. 이렇게 하여 구한 하중과 변위량을 좌표로 나타낼 수 있다(그림 3.259 참조). 이중 그림 3.260 (a)의 상향변위 곡선에서 최대하중 2,260tonf에서의 변위량은 1.134mm이며, 이 변위와 동일한 하향변위에 대한 지지력은 580.7tonf으로 나타났다. 말뚝의 자중과 나공부 토사의 자중에 의하여 등가하중 곡선의 최대하중은 2,809.76ton으로 산정되었다(그림 3.260 (b) 참조).



(a) 임의 변위의 상향 및 하향 지지력



(b) 등가하중 - 변위 곡선

<그림 3.260> 등가하중 - 변위 곡선 작도

본 말뚝의 최소허용지지력은 1,405tonf으로 나타났으며, 허용지지력에서의 변위는 0.257mm로 나타났다. 시험말뚝의 설계하중 1,250ton에 대한 등가하중-변위 곡선에서 변위량은 0.199mm로 허용변위향(순침하량 기준) 6.3mm(미국 AASHTO 기준) 보다 매우 작게 나타났다.

<표 3.37> 등가하중 - 변위 곡선의 지지력 분석

구분	기준	항복하중 (tonf)	안전율 (F.S)	지지력(tonf) / 변위(mm)	설계하중(tonf) / 변위(mm)
항복하중 분석	P - S	2810	2	1405 / 0.257	1250 / 0.199
	Log P - Log S	2810		1405 / 0.257	
	Davisson	2810		1405 / 0.257	
	P - ds/d(log t)	-		-	
	S - log t	-		-	
전침하량 분석	25.4mm	-		-	

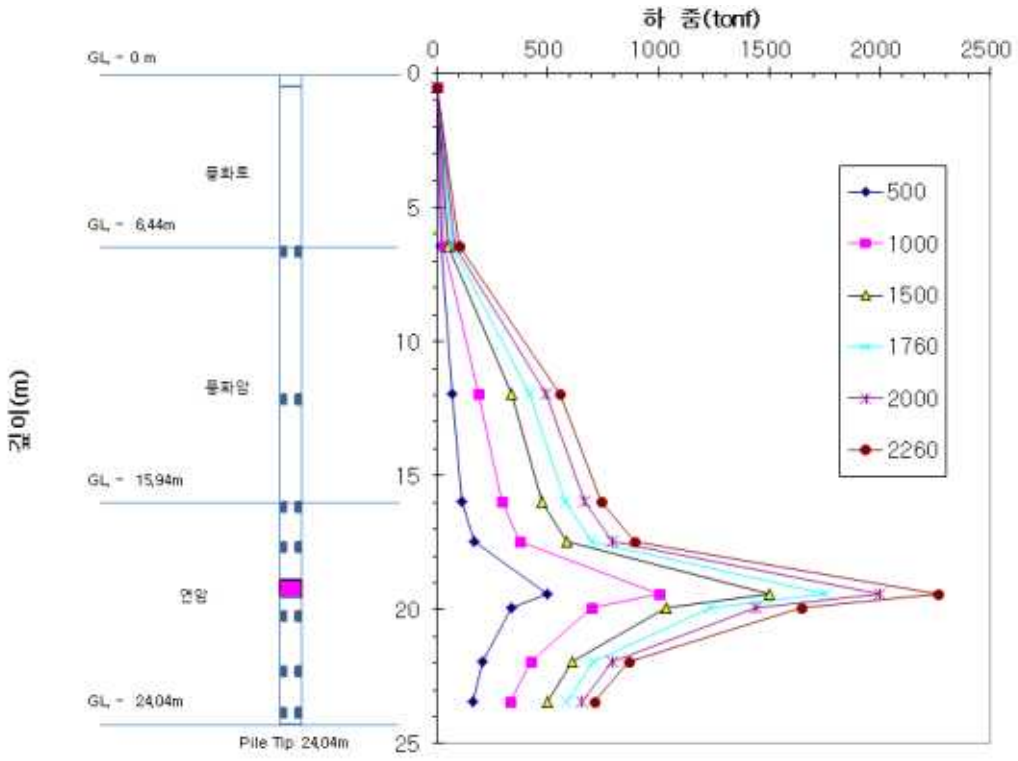
▪ 하중전이 분석

양방향 말뚝재하시험은 일반적으로 장치상부의 주면마찰력과 장치하부의 지지력(선단지지력 또는 선단지지력+장치 하부 주면마찰력)의 상호 반력을 사용함으로서 별도의 반력시스템이 없이 시험을 수행할 수 있는 장점이 있다.

그러나, 지층별 하중지지특성을 확인하기 위해서는 시험말뚝체에 심도별 축하중 센서를 설치하여 하중전이시험을 수행하여야 한다.

① 축하중 분포도

본 시험에서는 심도별 8개소에 각 개소별 2개의 센서를 설치하였으며, 측정된 심도별 축하중분포도를 그림 3.261에 나타내었다.



<그림 3.261> 하중단계별 축하중 분포도

② 마찰력 분포도

양방향 말뚝재하시험에 의해 얻어진 하중단계별 축하중 분포도를 이용하여 각 깊이에 따른 마찰응력 분포도를 다음 그림에 나타내었다.

각 심도별 평균마찰응력의 크기는 다음의 식에 의해 계산되었다.

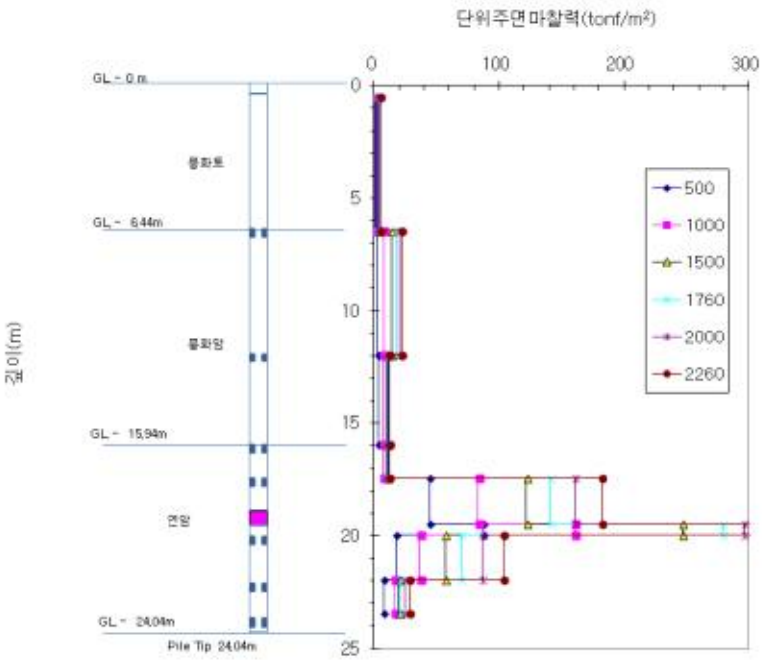
$$f_{si} = \frac{\triangle Q_{si}}{\pi \cdot D \cdot \triangle L_i} \tag{3.19}$$

여기서, $\triangle Q_{si}$ = 각 심도별에서 발휘된 마찰력

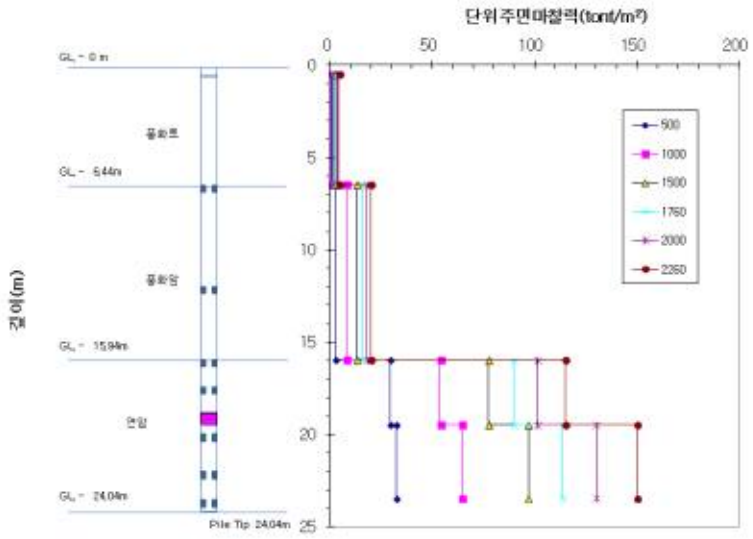
D = 말뚝직경

$\triangle L_i$ = 각 지층의 두께

지층별 단위주면마찰력을 나타낸 그림 3.262 (b)에서 최대재하하중 2,000tonf에서의 지층별 평균단위주면마찰력은 풍화토 4.98t/m^2, 풍화암 19.88t/m^2, 재하장치의 상부 연암 115.06t/m^2, 재하장치 하부 연암 149.96t/m^{2}으로 나타났다.



(a) 심도별 단위주면마찰력 분포도



(b) 지층별 단위주면마찰력 분포도

<그림 3.262> 평균마찰력 분포도

③ q_{max}와 f_{max}의 요약

말뚝선단지반의 최대전단지지력(q_{max})과 최대주면마찰력(f_{max})을 요약하여 표 3.38에 요약하였다.

<표 3.38> 최대단위선단지지력(q_{max})과 최대단위주면마찰력(f_{max})

구분	지층심도(GL -.)	지층구분	f_{max} 또는 q_{max} (tonf/m^2)	하중작용방향
단위주면마찰력	0.5m~6.44m	풍화토	4.98	↑
	6.44m~15.94m	풍화암	19.88	↑
	15.94m~17.44m	연암	115.063	↑
	17.44m~24.04m	연암	149.959	↓
단위선단지지력	24.04m	연암	672.02	↓

○ 결론

본시험말뚝의 양방향 말뚝재하시험 및 하중전이시험의 결과를 다음과 같이 요약하였다.

▪ 본 시험말뚝에서 2주기 시험 최대하중 2,260tonf 재하시 상판의 변위가 1.134mm, 하판의 변위가 5.872mm로 나타났다. 허용변위량(전침하량 기준)인 20mm(독일(DIN 4014))보다 매우 작게 나타났다.

▪ 재하장치가 말뚝선단에서 4.6m 상부에 설치되었으며, 재하장치 하부 말뚝(길이 : 4.6m)에 의한 지지력(선간지지력+주면마찰력)의 분석결과 뚜렷한 항복(또는 극한) 상태를 확인하지 못하였다. 따라서, 시험최대하중(2,260ton)을 항복하중으로 가정하여 안전율 2를 적용하면 재하장치 하부말뚝의 최소허용지지력은 1,130ton으로 나타났다. 이때 변위량은 2,143mm로 나타났다.

▪ 재하장치 상부 말뚝의 지지력(주면마찰력)의 분석결과 뚜렷한 항복(또는 극한) 상태를 확인하지 못하였다. 따라서, 시험최대하중(2,260ton)을 항복하중으로 가정하여 지지력을 분석하였으며, 재하장치 상부말뚝의 허용지지력 1,130ton으로 나타났다. 이때의 변위량은 0.176mm으로 나타났다.

▪ 말뚝 본단 설계하중이 1,250ton일 때 등가하중 - 변위 곡선에서의 변위량은 0.199mm로 말뚝의 허용변위량(순침하량 기준) 6.33mm보다 매우 작게 나타났으며, 등가하중 - 변위 곡선의 최소허용지지력 1,405ton(변위 : 0.257mm)이 설계 하중보다 상회하므로 지지력을 만족하는 것으로 사료된다.

▪ 하중전이시험으로 축하중분포도를 도시할 수 있었으며, 지층별 최대단위주면마찰력(f_{max})은 각각 풍화토 4.98t/m^2, 풍화암 19.88t/m^2, 재하장치 상부 연암 115.06t/m^2, 재하장치 하부 연암 149.96t/m^{2}으로 나타났다. 그리고, 연암의 최대단위

선단지지력은 672.02t/m^2으로 나타났다.

▪ 상기 f_s와 q_p를 바탕으로 하고, 허용침하량 6.3mm를 기준으로 설계지지력이 1,250ton 발휘될 수 있는 말뚝의 길이를 재 산정해보았다. 풍화토 및 풍화암 길이는 동일하고 연암층에서 q_p가 동일하다고 보면 연암소켓길이는 6.0m로 기존 연암소켓길이 8.1m에 비해 2.0m 가량 축소하면 경제적으로나 시공 기간 등을 확보할 수 있을 것으로 사료된다. 단, 축소하여 시공된 말뚝에 대해서는 정확한 지지력 검증(양방향재하시험)이 필요하다.

▪ 현장 재하시험 장치에 고유압 복동식 실린더 장치의 사용은 매우 양호한 결과를 보여 사용성에 문제가 없는 것으로 사료되며, 연구 내용을 접목한 중립점 산정의 결과는 결과값과 유사한 값으로 매우 양호한 것으로 사료된다.

■ 복선전철 건설 현장 고유압 복동식 실린더 적용

○ 서론

▪ 공종명 : 00~00 복선전철 구간에 대한 고유압 복동식 양방향 말뚝재하시험시험

▪ 과업의 목적 : 고유압 복동식 실린더를 양방향 말뚝재하시험장치에 적용하여 고유압복동식 실린더 장치의 성능과 자반의 지지력을 확인하는데 있다.

▪ 과업 범위 : 고유압 복동식 실린더 1,500ton 재하시험 장치 적용

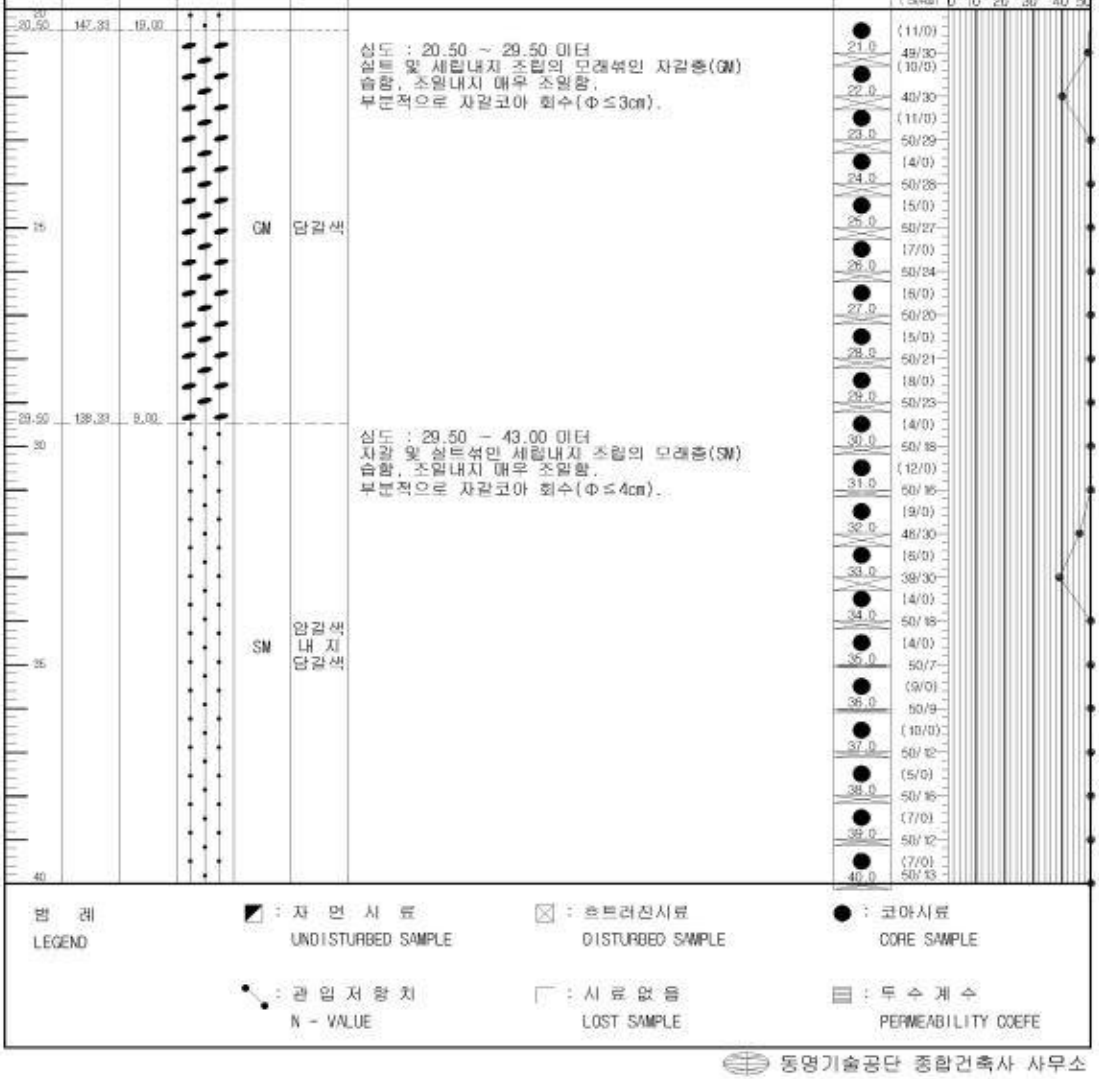
○ 지반조건 및 시험 말뚝 현황

▪ 지반 조건

시 추 주 상 도
DRILL LOG

3 중 2 페이지

건 명	울산~포항 복선전철 제2공구(송정-입실) 노반 실시설계			시추공번	BBHN - 28	교 량 명	입실고가
발 주 처	한국철도시설공단	위 치	진기(현) 92km 915.8(우1.8m)			좌 표	X:245,401.474 Y:228,965.715
조 사 일	2008년 5월 9일 ~ 5월10일	시추표고	167.83 m			시추심도	GL(-) 55.50 m
시추방법	회전수세식	지하수위	GL(-)	8.40 m		케 이 싱 심 도	GL(-) 55.50 m
시 추 자	(주)동명기술공단 종합건축사사무소 장 수 인	작 성 자	(주)동명기술공단 종합건축사사무소 최 지 영	시추장비	SD-4000	시추공경	NX



동명기술공단 종합건축사 사무소

시 추 주 상 도
DRILL LOG

3 중 3 페이지

건 명	울산-포항 복선전철 제2공구(송정-입실) 노반 실시설계		시추공번	BBHN - 28	교 향 명	입실고가
발 주 처	한국철도시설공단	위 치	신기(현) 92km 915.8(우1.8m)		좌 표	X:245,401.474 Y:228,965.715
조 사 일	2008년 5월 9일 ~ 5월10일	시추표고	167.83 m		시추심도	GL(-) 55.50 m
시추방법	회전수세식	지하수위	GL(-) 8.40 m		케 이 싱 심 도	GL(-) 55.50 m
시 추 자	(주)동명기술공단 종합건축사사무소 장 주 언	작 성 자	(주)동명기술공단 종합건축사사무소 최 지 영	시추장비	SD-4000	시추공경	NX

심도 (m)	표고 (m)	두께 (m)	주상도	통일분류	색조	현장관찰기록	시료 형태 및 심도	투수계수 PERMEABILITY cm/sec	표준관입시험 Standard Penetration Test NXI N blow
43.00	124.83	33.50		SM	암갈색 내지 담갈색		41.0		(8/0) 50/15
						◎ 풍화토층 심도 : 43.00 ~ 45.50 미터 실트섞인 세립내지 조립의 모래흙(SM) 습함, 매우 조밀함.	42.0		(13/0) 50/10
45.50	122.33	2.50		SM	담갈색		43.0		(13/0) 50/15
							44.0		50/18
							45.0		50/12
						◎ 풍화암층 심도 : 45.50 ~ 55.50 미터 모암인 화강암이 풍화되어 형성된 층으로서 암편 및 실트섞인 세립내지 조립의 모래로 분해됨. 매우 조밀함.	46.0		50/5
							47.0		50/6
							48.0		50/5
							49.0		50/4
55.50	112.33	10.00		WR	담갈색		50.0		50/4
							51.0		50/4
							52.0		50/4
							53.0		50/3
							54.0		50/3
							55.0		50/2
						• 심도 55.50 미터에서 시추종료.			

범 례 LEGEND

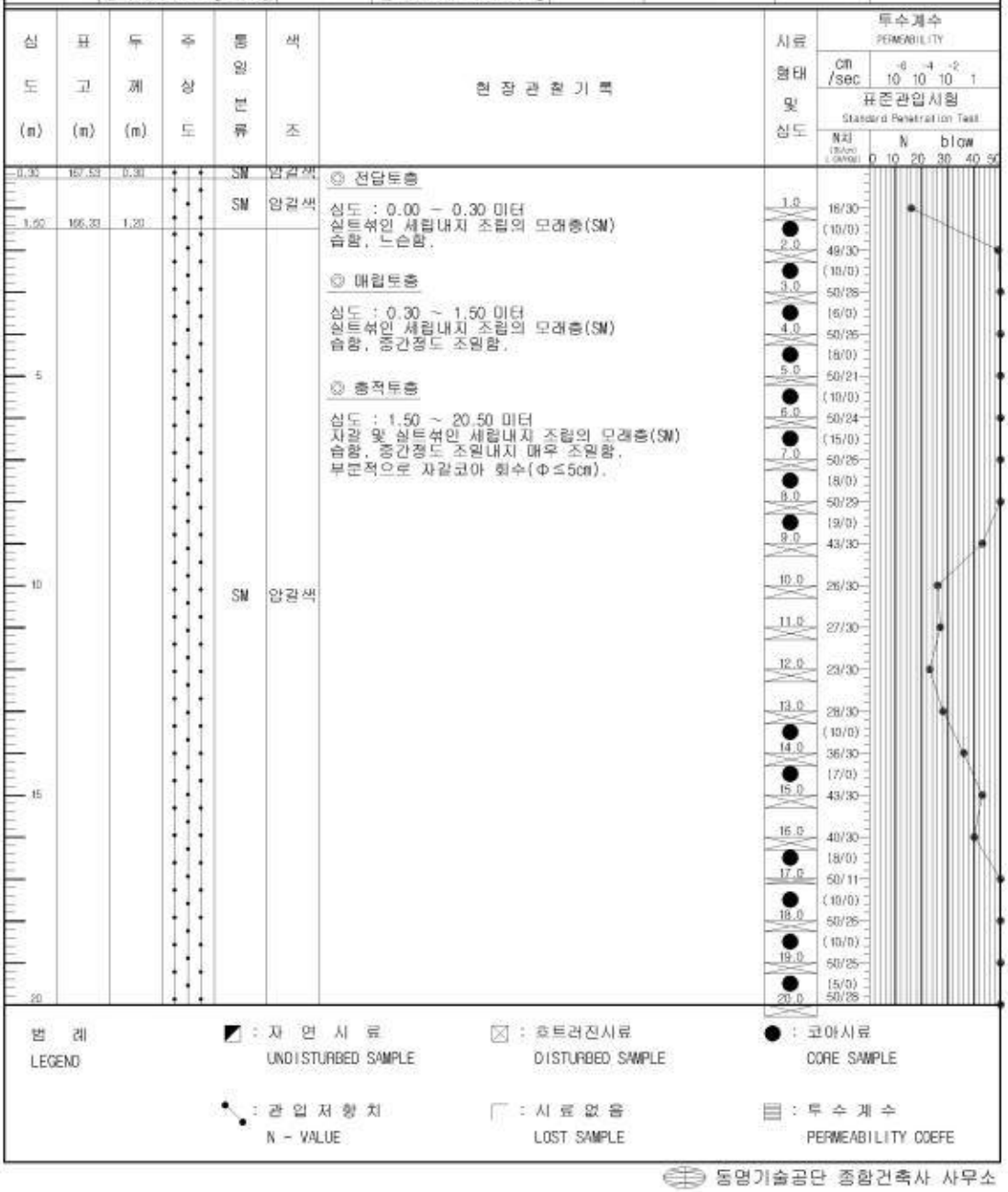
◩ : 자 연 시 료 UNDISTURBED SAMPLE
⊠ : 흐트러진시료 DISTURBED SAMPLE
● : 코아시료 CORE SAMPLE
•╲• : 관 입 저 항 치 N - VALUE
┌ : 시 료 없 음 LOST SAMPLE
▤ : 투 수 계 수 PERMEABILITY COEFE

동명기술공단 종합건축사 사무소

시 추 주 상 도
DRILL LOG

3 중 1 페이지

건 명	울산-포항 복선전철 제2공구(송정-입실) 노반 실시설계			시추공번	BBHN - 2B	교 량 명	입실고가
발 주 처	한국철도시설공단	위 치	진기(현) 92km 915.8(우1.8m)			좌 표	X:245,401.474 Y:228,965.715
조 사 일	2008년 5월 9일 ~ 5월10일	시추표고	167.83 m			시추심도	GL(-) 55.50 m
시추방법	회전수세식	지하수위	GL(-)	8.40 m		케 이 싱 심 도	GL(-) 55.50 m
시 추 자	(주)동명기술공단 종합건축사사무소 장 주 인	작 성 자	(주)동명기술공단 종합건축사사무소 최 지 영	시추장비	SD-4000	시추공경	NX



<그림 3.263> 시추주상도

▪ 시험말뚝의 제원

시험말뚝명	입실고가 P28	비고
직 경	1,500 mm	
길 이	56.0 m	
말뚝본당 설계하중	812 tonf	
시험계획하중	1,218 tonf (1방향 재하하중)	
재하장치단수	1	

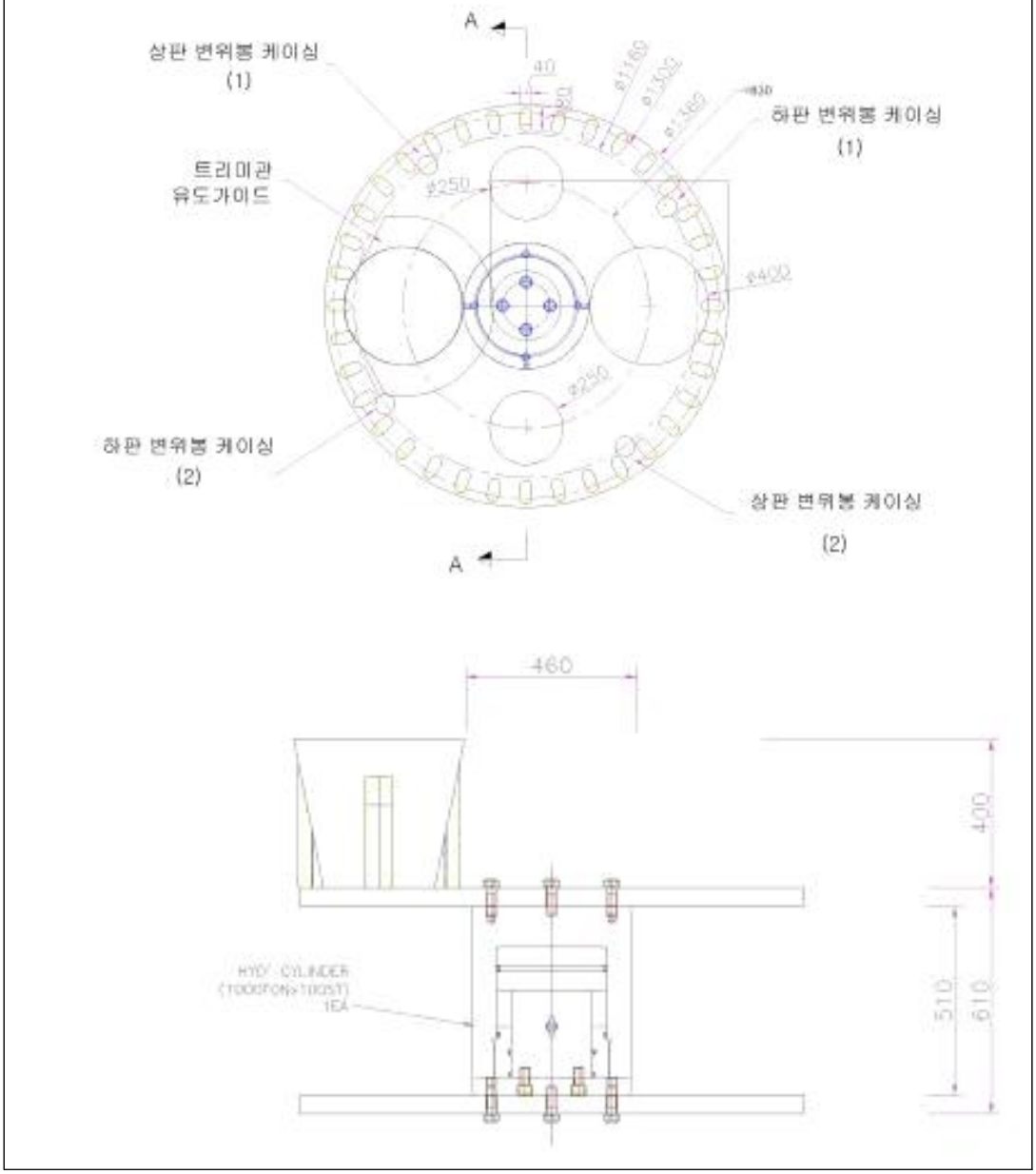
○ 고유압 복동식 말뚝재하시험 장치 및 시험방법

▪ 고유압 복동식 양방향 말뚝재하시험 장치

본 시험에 사용된 재하장치의 제원은 아래와 같고 상세도는 그림 2.50에 나타내었다.

장비명	규 격	수 량
1. 유압잭 및 펌프	- 고유압잭 (사용압력 : 1,500 kgf/cm^2, 최대하중 : 1,500 tonf/EA) - 펌프(최대 압력 : 2,000 kgf/cm^2)	1 개 1 개
2. 유압호스	- 고압력 호스(1,800 kgf/cm^2) : 35m - 저압력 호스(700 kgf/cm^2) : 35m	1 개 1 개

양방향 말뚝재하장치도(1,500 tonf)

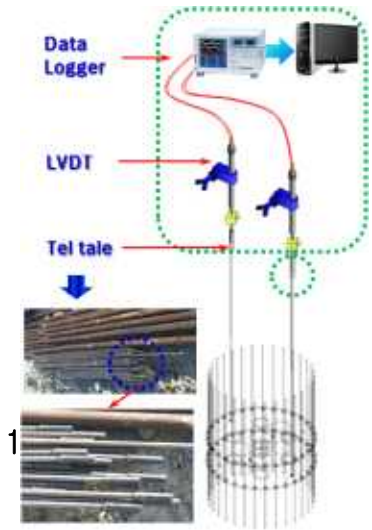


<그림 3.264> 재하장치 도면



<그림 3.265> 재하장치 전경

■ 양방향 재하시험 장치의 상·하판 자동변위 측정장치 개발



<그림 3.266> 기존 변위측정장치

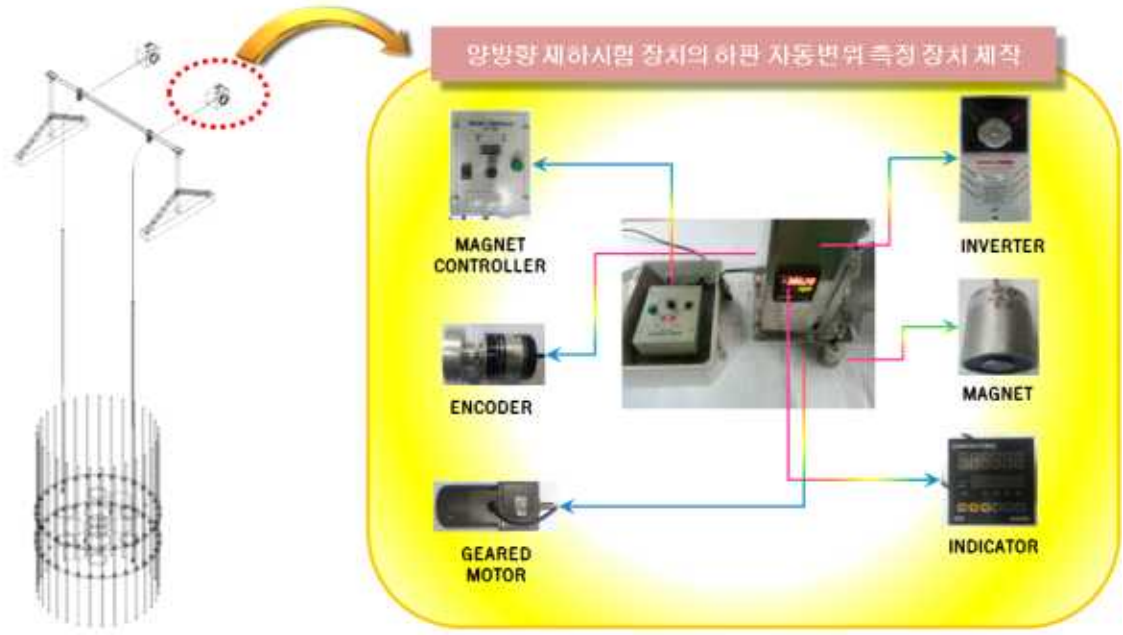
양방향 재하시험의 변위측정 장치는 여러 장치의 연결로 인한 복잡한 구조로 이루어져 있다. Telltale을 외관(흑관)에 삽입하여 상부에 변위측정판을 장착하여 LVDT로 변위를 측정한다. LVDT에서 읽어내는 값은 다시 Data Logger를 통하여 수치를 읽어내는 시스템이다. 이 문제점을 해결하기 위한 방안으로 장치들을 일체

화 하였다. 재하시험 장치의 상·하판에 마그네틱을 사용하여 부착을 시키고 연결되는 전선(4겹 와이어 전선)을 Data 측정창지에 연결하여 일체형의 변위측정장치를 개발 및 제작하였다.

변위측정봉(Teltale)은 단위길이로 생산되어 시험시 연결의 번거로움이 있으며, 심도가 깊어지게 되면 연결부위에서 탈착이 발생할 수 있음. 본 과제에서는 해결책으로 와이어 재질의 전선과 마그네틱을 사용하여 변위측정용 장치를 일체화하여 설치 공기 단축 및 위치측정 정밀도를 향상하였다.

일체형 및 Data 기록의 자동화로 인력에 의한 작업을 최소화 하였으며, 용접 또는 소켓을 사용한 연결 대신 전선을 사용함으로써 공사 기간을 단축하였다. 측정의 정밀도는 1/500mm로 미세한 변위까지 확보하였다.

과업의 결과물은 Data 측정장치와 재하판 거치부분(마그네틱)을 전선(와이어로 피복된 전선)으로 연결하여 변위측정용 장치를 일체화하여 변위측정 정밀도를 향상하였다.



<그림 3.267> 자동변위 측정 장치 모식도

양방향 재하시험 시 유압 실린더 가압 작용으로 상판의 저면과 하판의 상면에서의 변위를 측정하기 위한 시스템으로 마그네틱을 사용하여 자동으로 변위를 측정

하는 장치로 변위를 읽고자 하는 위치에 마그네틱을 거치하여 마그네틱 콘트롤러에서 자동으로 변위를 측정하는 장치이다. 중간 연결부는 미리 매설된 측정관을 통하여 전선이 사용되며 양단에 마그네틱과 마그네틱 콘트롤러를 설치하고 전선이 고정이 되도록 전선 지지대를 설치하여 하판의 침하량과 상판의 변위량을 자동으로 측정하는 장치이다. 전선은 와이어가 감겨있는 제품으로 인장이 없는 것을 특징으로 하는 변위 측정장치이다. 마그네틱바는 상판과 하판에 on/off 사용으로 자석의 역할을 하여 시험시 원하는 위치에 고정이 되도록 한다. 마그네틱 콘트롤러는 1/500mm 변위까지 측정이 가능하며, 전선이 항상 팽팽하게 유지할 수 있도록 자동조절이 가능하도록 한다. 전선 지지대는 전선이 연직으로 좌우 이동 없이 정확한 측정을 할 수 있도록 도르레를 사용하여 원할한 움직임을 가지는 장치이다.

▪ 장치 제작 계획

제작을 하기 위한 계략도는 다음과 같다.

여기서, 20 : 백관

30 : 상판 31 : 하판

40 : 변위측정용 전선

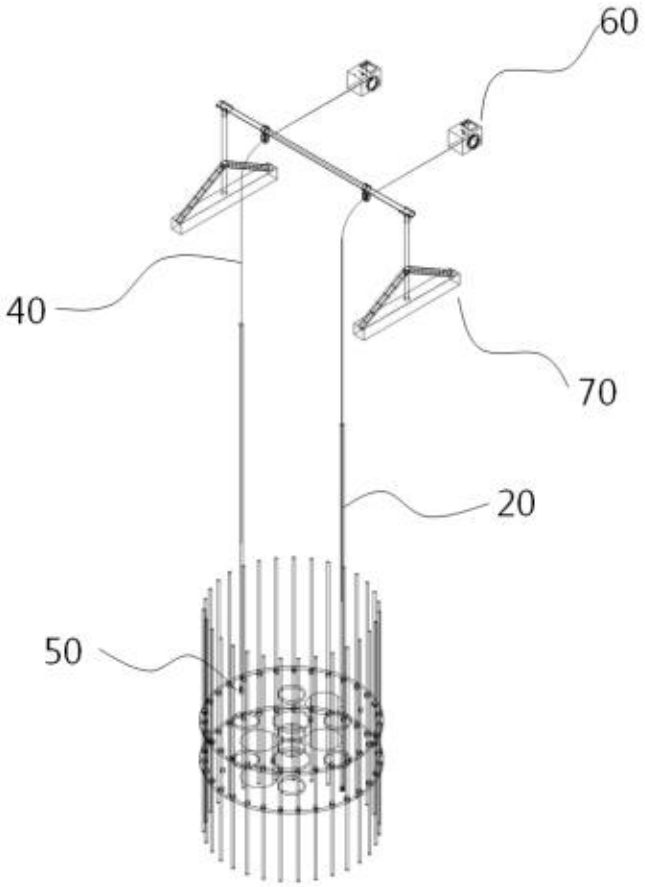
50 : 마그네틱 51 : 안전고리

52 : 전기선 컨넥터 60 : 마그네틱 콘트롤러

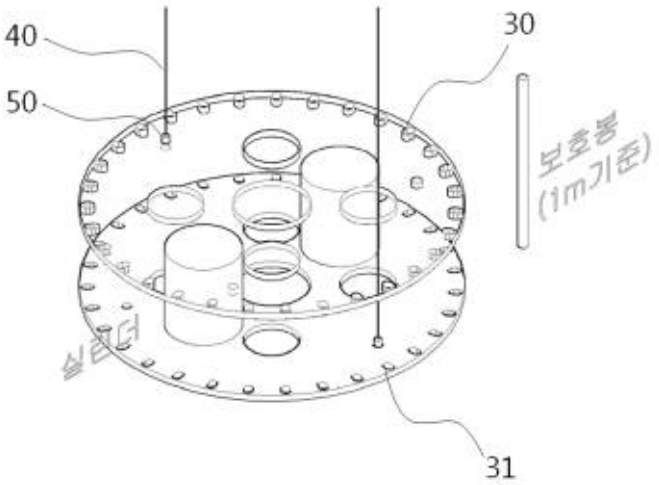
61 : 변위측정기 62 : 자동 전선 컨트롤러

63 : 마그네틱 스위치 4 : 전선 컨트롤러 스위치

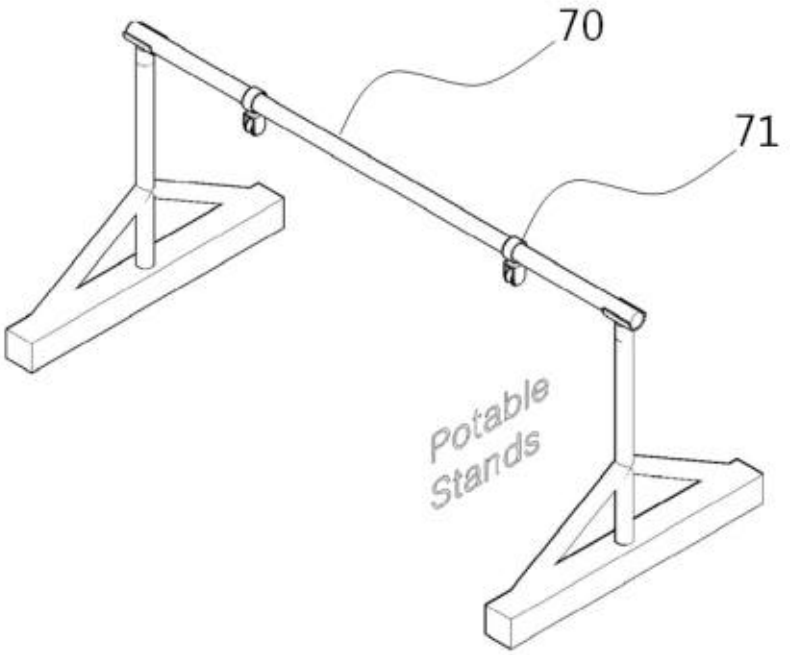
70 : 전선 지지대 71 : 도르레



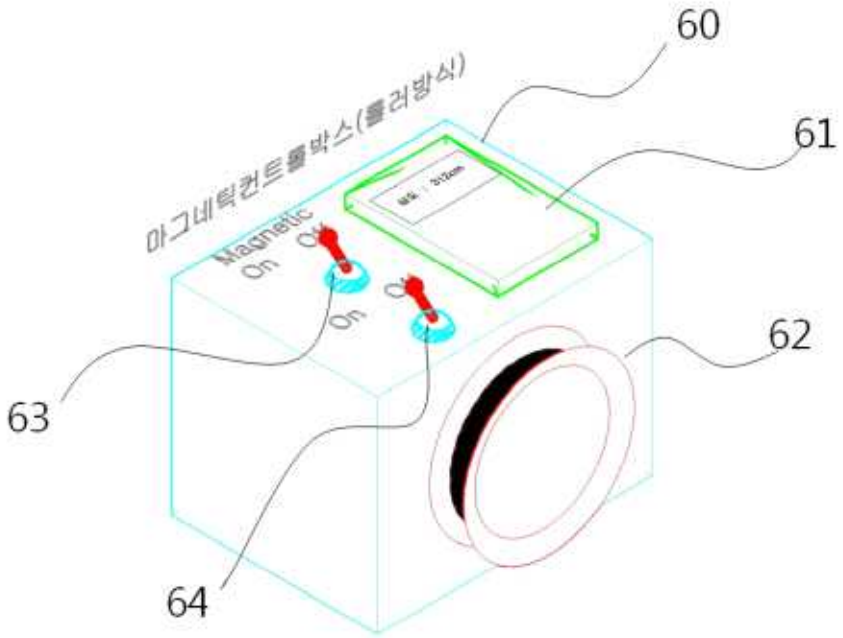
(a) 재하시험 시 설치되는 자동 변위장치 모식도



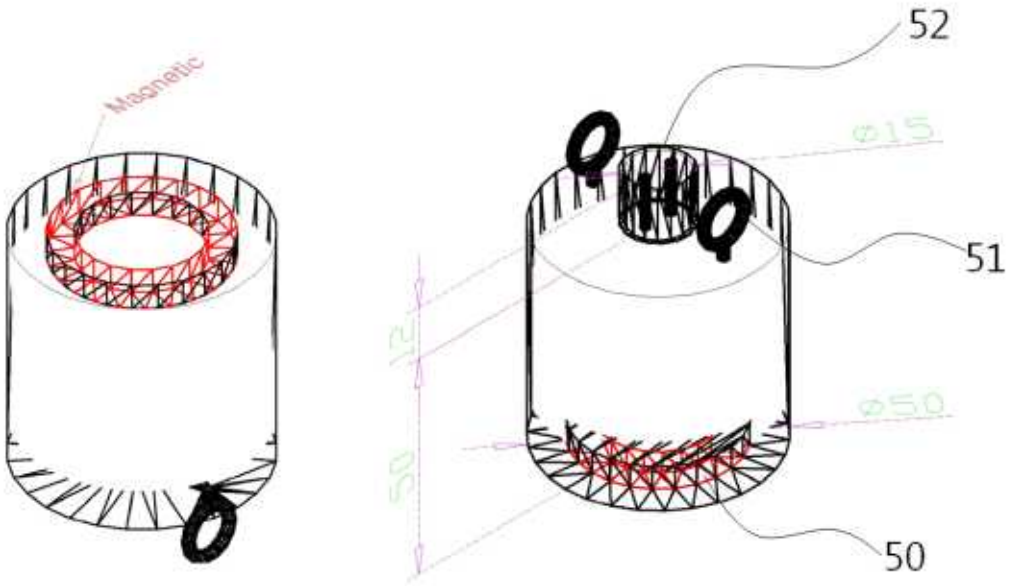
(b) 마그네틱 재하판 부착 형상



(c) 연결선(전선) 거치대 형상



(d) 콘트롤러 박스 형상



(e) 마그네틱 형상(전면, 후면)

<그림 3.268> 자동변위 측정 장치 계략도

▪ 장치 제작

자동 변위측정 장치는 모두 7개의 세부부속품과 케이스로 구성이 되어 있다. 세부부속품으로는 인디게이터, 인버터, 마그네틱 콘트롤러, 엔코더, 기어드 모터 및 엔코더 부착 기구, 기어드 모터, 마그네틱으로 구성되어 있다. 각 역할을 설명은 다음 표와 같다.

<표 3.39> 자동 변위측정 장치 세부부속

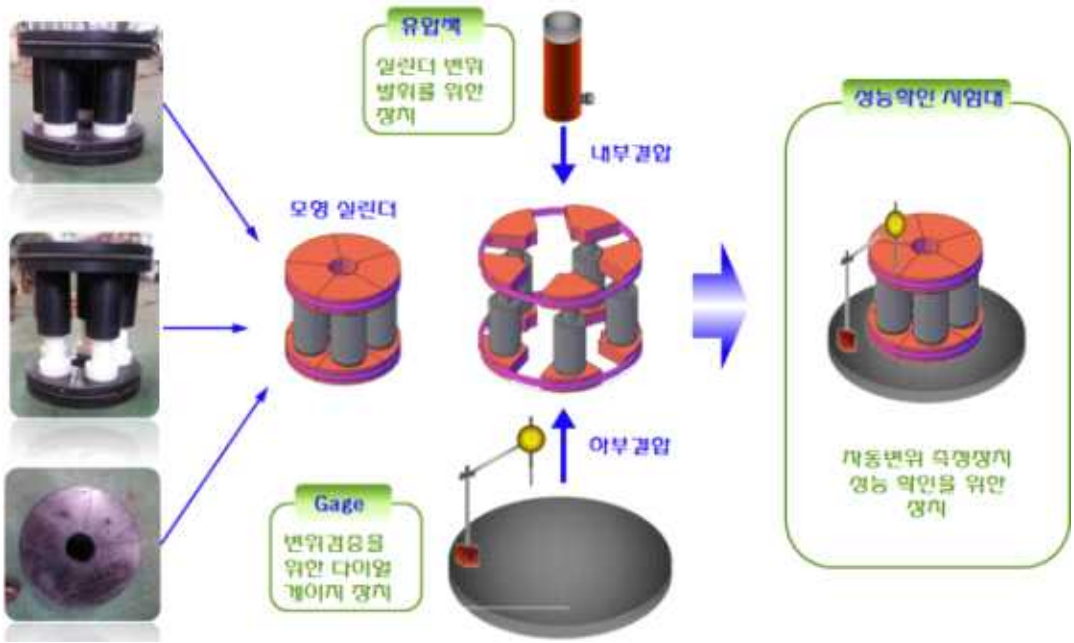
<table>
<tr><td>마그네틱 콘트롤러</td><td>인버터</td></tr>
<tr><td> 

DC 0V~90V 전자석에 전류량을 조절하여 위치점에 탈수착 시키는 콘트롤러</td><td> 
모터속도 조절용 3상 220V 모터의 속도를 조절하고 마그네틱을 상·하로 이동시키는 역할</td></tr>
<tr><td>엔코더</td><td>마그네틱</td></tr>
<tr><td> 
모터와 연결하여 회전방향과 회전수를 읽어내는 역할</td><td> 
전류를 공급하여 자기장을 형성함으로써 영구자석으로는 얻을 수 없는 매우 강력한 부착력확보</td></tr>
<tr><td>기어드 모터</td><td>인디게이터</td></tr>
<tr><td> 
기어비 18 : 1 회전축을 다양한 기어비로 변환하여 출력할 수 있는 모터</td><td> 

엔코더를 통해 들어온(상·하판에 부착된 마그네틱까지의 길이) 신호를 나타내는 계기</td></tr>
<tr><td>기어드 모터 및 엔코더 부착 기구</td><td></td></tr>
<tr><td> 
모터 및 엔코더를 부착하도록 제작된 프레임</td><td></td></tr>
</table>

○ 자동 변위 측정 장치 성능 시험

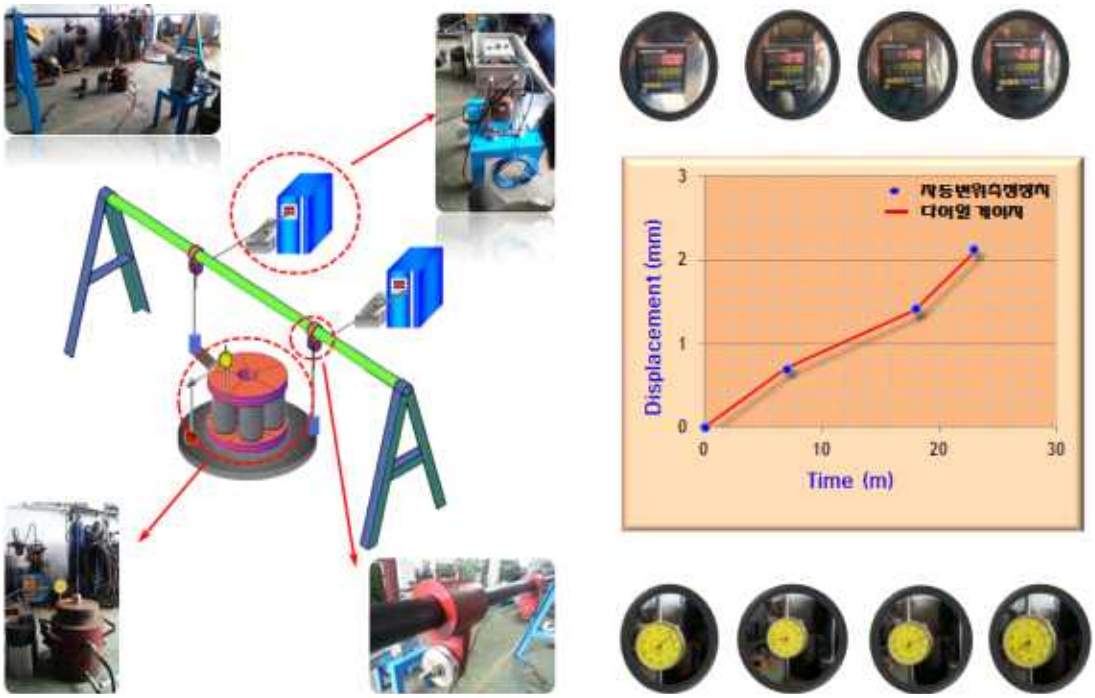
양방향 재하시험 장치의 상·하판 자동변위 측정장치의 성능 확인을 위하여 거치대 및 시험대를 제작하였다. 시험은 1,2차까지 시행을 하였으며 보완사항을 모두 시행 후 3차 성능 시험을 진행하고 현장적용을 할 예정이다.



<그림 3.269> 자동변위 측정장치 시험대

시험대는 실 양방향 재하시험 장치의 모형으로 내부에 실린더를 배치하여 유압으로 실린더를 가압하는 형식이다. 상판과 하판으로 나누어져 있으나 실제 시험시 적용되는 것은 상판이다. 상판에 자동변위 측정장치 중 상향으로 작용하는 장치를 부착시킨 후 실린더에 가압을 시행하게 되면 상판이 상향으로 변위가 발생되는 것을 측정 할 수 있다. 차후 실린더 내부의 유압을 서서히 배출시키게 되면 상판이 하향으로 복귀하게 되는데 이 때 하향으로 작용하는 자동변위 측정장치를 부착시키게 되면 실제 양방향 재하시험 장치의 하판이 이동하는 것과 같은 측정이 가능하다.

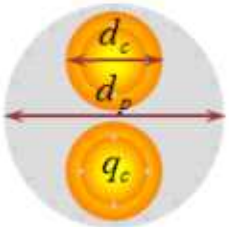
이러한 방법을 바탕으로 시내 시험을 시행하였다. 시험의 결과는 아래 그림 5와 같이 나타났다. 자동변위 측정장치가 정확하게 시험을 진행하는지 확인을 위하여 신뢰도가 높은 다이얼 게이지를 설치하여 비교 분석을 하였다. 2차 시험을 진행을 한 결과 거의 유사한 값을 보였다.



<그림 3.270> 자동변위 측정장치 성능 시험 결과

■ 실린더 정격용량 한계분석

고유압 복동식 실린더는 기존 실린더에 비하여 높은 정격재하능력을 확보하고 Compact한 직경으로 제작을 함으로써 콘크리트 타설시 유동홀의 직경확보가 수월하다. 또한 실린더 사이의 간격을 확보하여 기존 실린더에 비하여 공조가압에 유리하다. 5차년도 이전의 연구에서는 복동식 시스템의 사용으로 사용말뚝 건전도(품질) 확보에 대하여 연구하였으며, 기존 실린더와 비교하며 정격재하용량에 대해서만 분석을 시행하였다. 하지만 5차년도에 이르러 고유압 복동식 실린더 사용을 형식화하여 현장 적용시 필요조건과 적합한 직경 선정, 말뚝 심도 및 상부하중에 대한 정격용량 선정에 대하여 연구 하였다.



d_c = Diameter of Cylinder
d_p = Diameter of Pile
q_c = Rated Capacity of Cylinder
n_c = Number of Cylinder

$$Q_t = f(n_c, d_c, q_c, d_p)$$
$$Q_t \propto n_c, q_c, d_p$$
$$Q_t \propto \frac{1}{d_c}$$

총 정격재하능력, 실린더의 직경, 말뚝의 직경, 실린더 배치수량의 배합을 이용하여 가장 경제적인 재하시험을 실시할 수 있다.

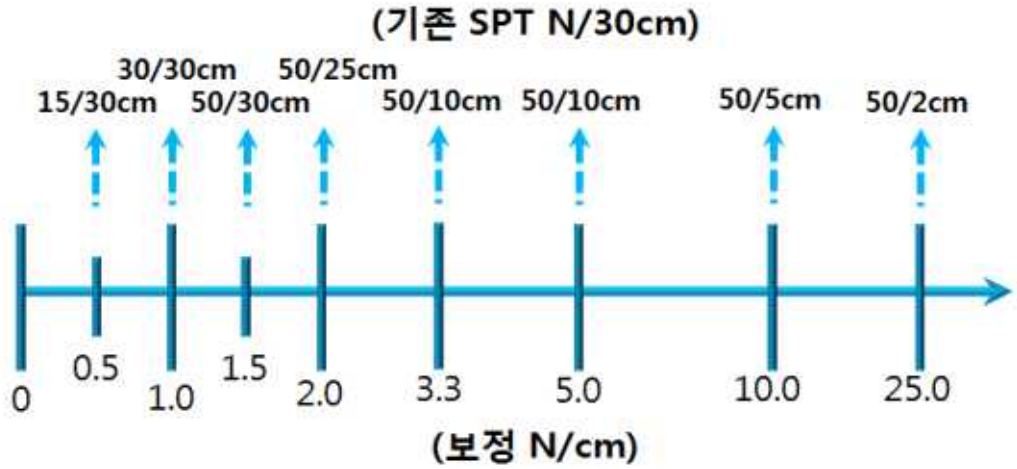
총 정격재하 능력은 말뚝 직경 내에서 실린더가 작은 직경과 높은 정격재하 증력을 확보하고 배치 수가 증대되면 최고의 효율을 발위할 수 있다. 그러므로 본 과업에서는 동일한 말뚝 직경 내 작은 직경에 높은 정격재하 능력을 가진 가장 Compact한 실린더를 개발하였다.

국내 양방향 재하시험 분석 결과 가장 높은 재하시험 하중은 10,000ton까지 시행되었으며, 현재 사용된 사례를 보면 최대 재하능력을 가진 실린더의 사용보다 1,000ton 전후의 정격용량을 가진 실린더가 많이 사용되고 있다. 각 양방향 재하시험법을 말뚝 직경(3,000mm)에 따라 임의로 실린더를 배치한 결과 발휘되는 총 정격 재하용량은 Osterberg-cell 시험법 16,800ton, 유압 단동식 양방향 재하시험법 17,100ton, 고유압 복동식 양방향 재하시험법 26,000ton까지 발휘가 가능한 것으로 산정되었다. 각 시험법마다 지속정인 연구를 진행하고 있지만 현재까지 대용량 지지력 평가 방법으로는 고유압 복동식 양방향재하시험만이 20,000ton 이상급 시험을 안정적으로 시행 할 수 있을 것으로 사료된다.

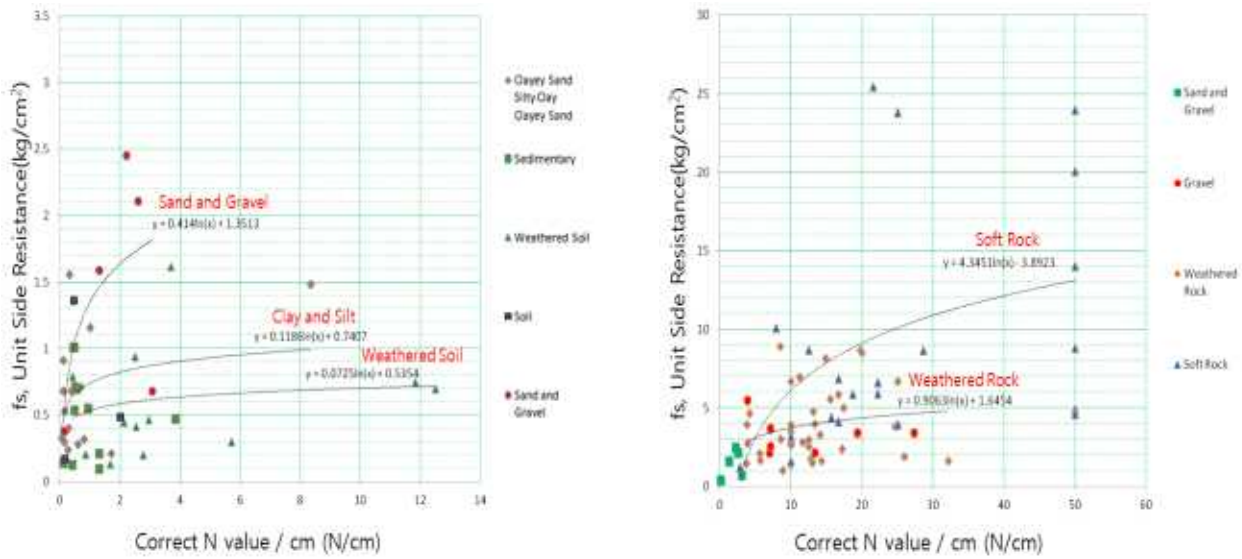
■ 양방향재하시험의 중립점 선정에 관한 연구

○ 실측된 단위주면마찰력과 보정 SPT N/cm의 관계도표

표준관입시험은 30cm 관입시키는데 필요한 타격횟수(N값)를 측정하는 방법이나, 국내에서는 타격횟수(N치)가 50회를 상한으로하고 타격횟수(N값)에 대한 관입량으로 나타낸다. 이 경우 50회를 타격하여 30cm이하로 관입되는 경우는 SPT N 값은 50으로 나타난다. 이 점은 SPT N 값을 기반으로 단위주면마찰력을 산정하는 구조물기초설계에서 제안하는 $f_s = 0.2N_s (\leq 5.0tf/m^2)$식에서는 적용이 곤란하다. 이러한 불합리한 점을 개선하기위해 아래 그림2.57와 같이 단위길이 관입에 필요한 타격횟수(N/cm)를 계산하여 제안하였다. 같은 50으로 나타나는 50회/25cm, 50회/10cm, 50회/5cm 의 경우도 단위길이 관입에 필요한 타격횟수(N/cm)로 나타내면 2.0, 5.0, 그리고 10.0으로 표현된다. 이렇게 보정된 N/cm와 단위주면마찰력과의 상관관계에 대해 분석하였다. 국내 40여군데의 현장에서 수행된 양방향말뚝재하시험 결과를 바탕으로 지층별로 단위주면마찰력을 계산하여 보정된 N/cm값의 관계를 분석하였다.



<그림 3.271> 1cm 관입에 필요한 SPT N값 (N/cm)



(a) 토사층에서의 주면마찰력 - SPT N/cm (b) 암반층에서의 주면마찰력 - SPT N/cm

<그림 3.272> 토사층 및 암반층에서의 단위주면마찰력과 SPT N/cm의 관계

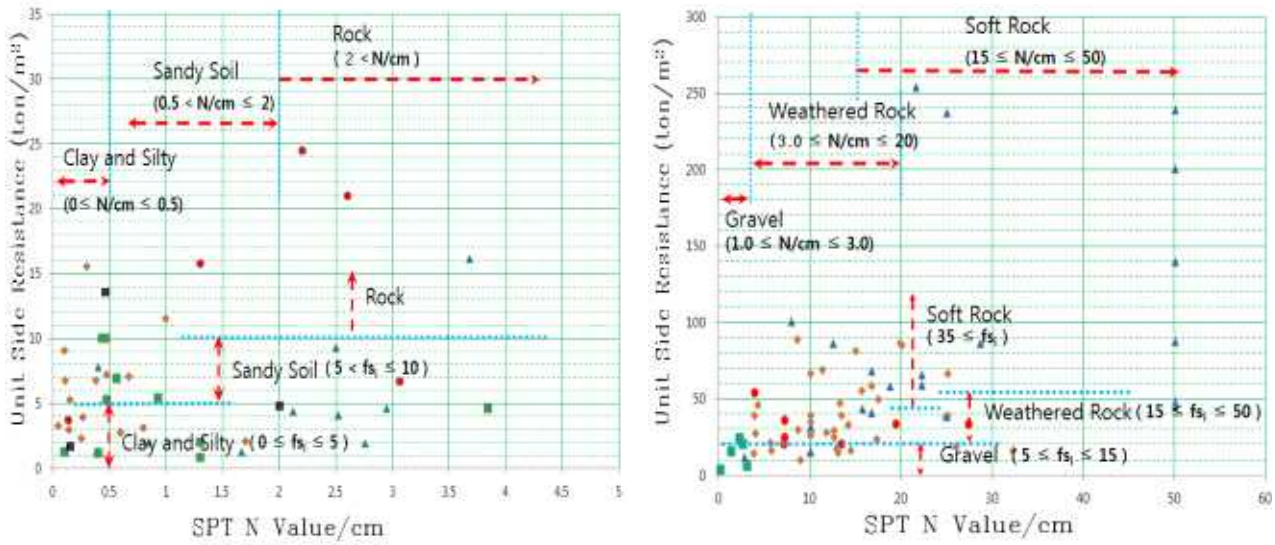
그림 3.272 (a)에서는 토사층을 풍화토층, 점토·실트층, 그리고 모래·자갈층으로 구분하여 보정된 N값(N/cm)과 단위주면마찰력의 관계를 점으로 찍고 회귀곡선으로 나타내었다. 보정된 N값(N/cm)은 대부분 4이하로 나타났고 기존 SPT N값으로는 50/15cm로 통상적으로 풍화토와 풍화암의 경계로 분류되는 값이었다.

점들의 분포를 회귀곡선으로 나타내면 점토·실트층 구간은 $y = 0.1186\ln(x) + 0.7407$, 풍화토층 구간은 $y = 0.0725\ln(x) + 0.5354$, 모래·자갈층 구간은 $y = 0.414\ln(x) + 1.3513$으로

나타났다. 곡선의 변화양상을 보면 세곡선 모두 보정 N값 4(N/cm)까지는 증가하고 특히 모래·자갈층에서는 단위주면마찰력이 $1.5kg/cm^2$ 이상까지 나타나 기존의 상한치 $0.5kg/cm^2$을 3배 이상 크게 상회하였다.

그림 3.272 (b)는 같은 방법으로 암반층을 풍화암층과 연암층으로 구분하여 점을 찍고 회귀곡선을 나타내었다. 풍화암층 구간은 $y = 0.9063\ln(x) + 1.6454$, 연암층 구간은 $y = 4.345\ln(x) + 3.8923$으로 나타났다. 보정된 N값(N/cm)은 최대 50까지 나타났고 기존의 SPT N값으로 표현할 수 없었던 부분까지도 점으로 나타낼 수 있어 정확한 회귀곡선을 그릴 수 있었다. 곡선의 변화양상을 분석하면 보정 N값(N/cm) 4부터 단위주면마찰력은 증가하고 연암층은 풍화암층에 비해 보정 N값 10이상에서는 급격하게 증가를 보였다. 그림 3.272을 바탕으로 각 지층별로 세분하여 보정된 N값(N/cm)에 따라 단위주면마찰력의 적용범위를 설정할 수 있었는데 그림 3.273으로 나타내었다.

토사층은 보정된 N값(N/cm)에 따라 점토·실트층, 사질토층, 모래·자갈층으로 구분하였는데 각각의 범위는 0<점토·실트층 (N/cm)<0.5, 0<사질토층(N/cm)<2, 그리고 N/cm값이 2보다 크고 5보다 작으면 모래·자갈층으로 구분하였다. 이에 따른 각 지층의 단위주면마찰력 상한값을 설정하였는데 점토·실트층 $f_s \leq 5t/m^2$, 사질토 $f_s \leq 15t/m^2$, 모래·자갈층 $f_s \leq 20\,t/m^2$으로 제안하였다.



(a) 토사층에서의 단위주면마찰력-SPT N/cm (b) 암반층에서의 단위주면마찰력-SPT N/cm

<그림 3.273> 단위주면마찰력 - 보정 SPT N/cm 관계도표

암반층은 풍화암층과 연암층으로 구분하였고 보정N값(N/cm) 3이하는 토사층에서 연장되는 모래·자갈층으로 보았다. 각층의 보정N값(N/cm) 범위는 3<풍화암층(N/cm)<20, 15<연암(N/cm)<50로 나타났다. 이에 따른 풍화암층의 단위주면마찰력의 범위는 $15t/m^2 \leq f_s \leq 50t/m^2$, 연암층은 $f_s \geq 35t/m^2$으로 제안하였다.

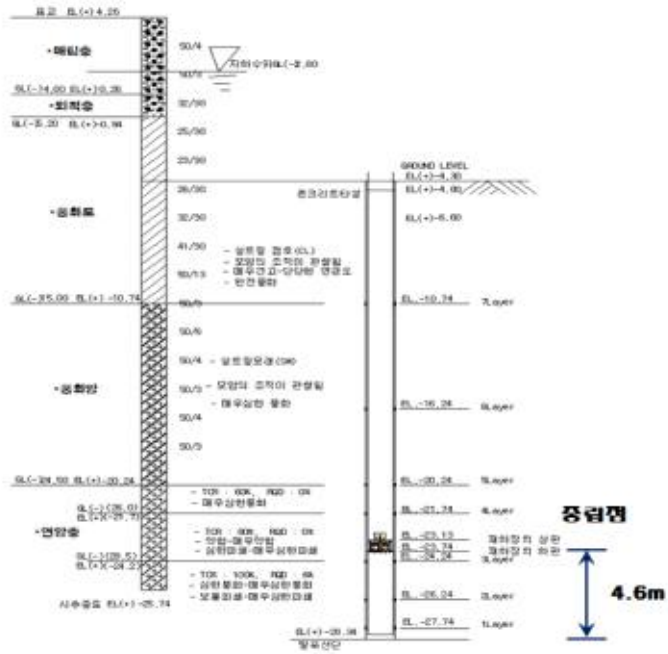
○ 현장 적용 및 분석

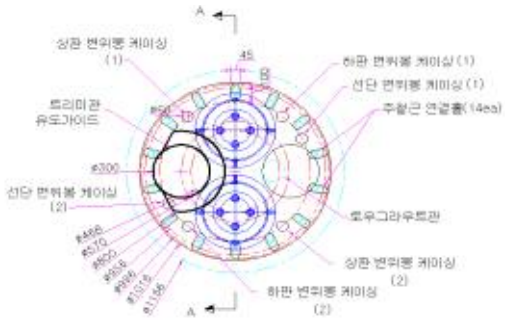
▪ 암반에 소켓된 현장타설말뚝의 중립점 산정

적용현장의 지반조건은 다음 표 3.40과 같다. 보정 SPT N/cm을 이용하여 본 연구에서 제안한 각 지층의 범위를 확인하여 보면 풍화토 0.98로 $0.5 < N/cm \leq 2.0$ 범위내에 있으며, 풍화암 10.0으로$3 < N/cm \leq 20$범위내 존재, 연암 25.0으로 $15 < N/cm \leq 50$범위내 존재하는 것을 확인 할 수 있다. 그림2.58을 이용하여 범위를 확인하고 비율에 따라 지지력을 산정하였다.

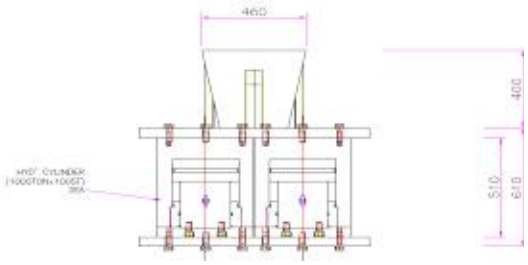
<표 3.40> 시험말뚝의 제원

시험말뚝명	TP1 (207동 Pile No. 126)
말 뚝 형 식	P.R.D. 현장타설말뚝
직 경	1,200 mm
길 이	23.54 m
말뚝본당 설계하중	1250 tonf
시험계획하중	2,000 tonf (1방향 재하하중)
최대시험하중	2,260 tonf (1방향 재하하중)
재하장치단수	1





< 일반도 >



< 단면도 >

(a) 현장 지층주상도 및 재하장치 설치 위치도 (b)재하장치 도면

<그림 3.274> 지층주상도 및 재하시험 장치도

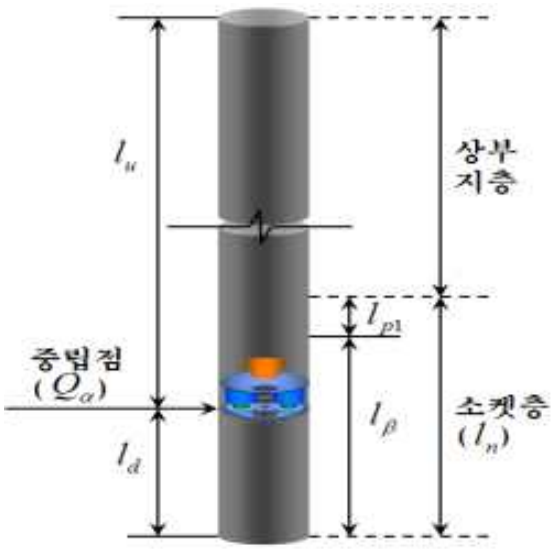
<표 3.41> 적용현장의 지반조건

지층구분	지층두께	SPT N	보정SPT N (N/cm)
풍화토	6.44	29.4/30	0.98
풍화암	9.50	50/5	10.0
연암	8.10	50/2	25.0

총 지지력을 산정하기 위해서 선단지지력과 주면마찰지지력을 산정하였다. 선단지지력은 일축압축강도를 측정할 수 없기 때문에 선정한 단위 주면마찰력을 통하여 일축압축강도를 유추해본 결과 콘크리트 강도보다 높은 결과를 보였기 때문에 부재력 파괴가 먼저 발생한다고 가정하여 콘크리트 강도를 적용하였다. 선단지지력은 Teng(1962)의 방법($f_s = (1/5) \cdot q_u$)을 적용하여 산정한 결과 Q_p=678.6ton이 나왔다. 단위주면마찰력은 관계도표(그림2.59)을 적용하여 지층별 단위주면마찰력을 검

토한 결과 풍화토 구간 $f_{i(풍화토)} = 5.0t/m^2$, 풍화암 구간 $f_{i(풍화암)} = 20.0t/m^2$, 연암 구간 $f_{i(연암)} = 125.0t/m^2$이 산정되었으며, 각 지층에 발휘되는 주면마찰력은 풍화토 구간 $Q_{s(풍화토)} = 121.4ton$, 풍화암 구간 $Q_{s(풍화암)} = 716.3ton$, 연암 구간 $Q_{s(연암)} = 3817.1ton$를 적용하였다. 총 주면마찰력을 산정한 결과 Q_s=4654.8ton이 나왔다.

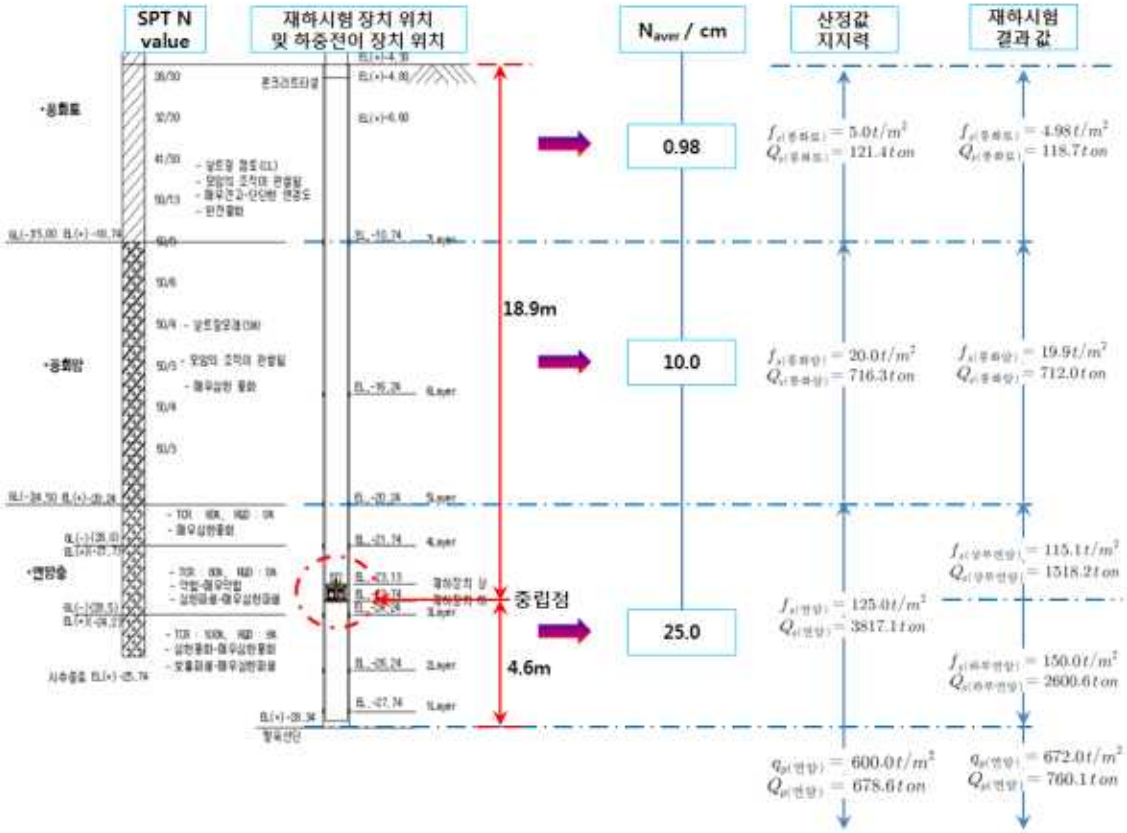
설계지지력을 확인하기 위해서는 양방향재하시험을 실시하였고 각 지층별로 정확한 단위 주면마찰력을 측정하기 위하여 축하중전이실험도 병행하여 실시하였다. 복합지지말뚝이므로 재하시험 장치가 중간지점에 설치되어야 하는데 지지력의 중립점을 산정하는 것이 중요하다. 중립점 위치는 선단지지력과 주면마찰력의 합인 총 지지력의 중간지점이다. 하중의 중립값을 Q_α라고하면 $Q_\alpha = \left(\sum_{i=1}^{n-1} Q_{si} - Q_p\right)$식을 이용하여 산정가능하다. 하중의 중립값을 통하여 말뚝의 중립점 위치를 선정할 수 있다. 중립점은 말뚝선단으로부터 재하장치 하판까지의 거리이며 l_d라 하고, $l_d = l_\beta / \left[\frac{f_n}{f_{n-1}} + 1\right]$의 관계식을 통하여 산정할 수 있다. 여기서 염암의 길이를 l_n이라하고 연암지층의 상부부터 중립점까지의 거리를 l_{p1}이라 하면, l_β는 $l_\beta = l_n - l_{p1}$, l_{p1}은 $l_{p1} = Q_\alpha / (\pi \times D \times f_{n-1})$의 관계식을 통하여 산정할 수 있다. 산정한 결과 재하장치의 위치는 말뚝의 선단으로부터 4.6m 상부인 연암층에 위치하도록 하였다.



<그림 3.275> 중립점 산정을 위한 길이관계

▪ 현장 적용 및 분석

보정 SPT N 값과 단위주면마찰력의 관계도표에서 각 지층별 단위주면마찰력을 산정하였고, 이렇게 산정된 각 지층별 단위주면마찰력으로 상향력과 하향력을 계산하여 중립점을 선정하여 양방향재하시험을 실시하였다. 설계지지력을 확인 할 수 있는 일방향 최대재하하중 2,260 ton에서 발휘된 각 지층별 단위주면마찰력의 측정값과 중립점 선정을 적용한 관계도표에서 산정한 단위주면마찰력과 비교하여 나타내었다.



<그림 3.276> 보정 SPT N 값을 이용한 단위주면마찰력 산정값과 측정값 비교

그림 3.276에서 보는 바와 같이 풍화토층과 풍화암층에서 단위주면마찰력의 산정값과 측정값이 거의 일치하였다. 또한 연암층에서는 산정값은 125 t/m^2이었으나 재하장치가 위치한 상부연암층과 하부연암층에서 발휘된 측정값(상부 115.1t/m^2, 하부 150.0 t/m^2)이 달랐는데 이는 상하변위량 차이(상부변위량 1.13mm, 하부변위량 5.87mm) 때문이라고 판단된다.

위와 같이 산정값과 측정값이 거의 일치하므로 산정값을 적용하는데 이용한 보정

SPT N/cm와 지층별 단위주면마찰력의 관계도표(그림 3.276)는 일축압축시험을 할 수 있는 코아를 시추하기 어려운 국내 풍화암층과 연암층에서의 단위주면마찰력을 산정하는데 유용할 것으로 판단된다. 설계단계에서 관계도표을 이용하여 각 지층의 단위주면마찰력을 산정하고 상향력과 하향력이 균형을 이루는 중립점을 선정하여 양방향재하시험을 실시한다면 시험을 성공적으로 수행할 수 있을 것으로 판단되고 설계지지력 또한 정확하게 확인 할 수 있을 것이다. 또한 양방향재하시험 결과로 측정된 각지층의 단위주면마찰력값으로 말뚝의 지지력을 재산정한다면 말뚝길이나 말뚝 본수를 줄일 수 있는 경제적인 설계법이 될 수 있을 것으로 판단된다.

■ 고유압 복동식 양방향 말뚝재하시험 기준

본 기준은 현장타설말뚝의 말뚝선단부 또는 임의 위치에 가압용 고유압 재하장치를 설치하여 양방향 고유압 말뚝재하시험장치의 상판과 하판에 각각 축방향 하중을 가하는 시험으로 정적재하방식의 양방향 고유압 말뚝재하시험에 적용한다.

○ 계획최대하중

▪ 계획최대하중은 예상되는 말뚝의 선단저항력, 주면저항력 및 설계지지력 등을 충분히 고려한 후 시험 목적에 따라 결정한다.

▪ 시험의 주목적이 선단지지력 특성의 평가에 있는 경우 예상되는 극한선단지지력 이상의 값을 계획 최대하중으로 한다.

▪ 시험의 주목적이 주면마찰력 특성의 평가에 있는 경우 예상되는 극한주면마찰력 이상의 값을 계획 최대하중으로 한다.

▪ 시험의 주목적이 설계지지력의 확인에 있는 경우 설계지지력에 안전계수를 고려한 값 이상의 값을 계획 최대하중으로 한다.

▪ 시험말뚝의 조건이 본 말뚝의 설계조건과 다른 경우 그 차이에 의한 지지력의 영향을 고려하여 계획 최대하중을 정한다.

○ 재하용량

재하용량은 1방향 재하하중으로 정의하며, 이 용량이 계획 최대하중 이상이어야 한다. 따라서 유압잭의 상·하 방향으로 작용할 수 있는 합계하중은 최대재하가능

하중이라고 부를 수 있으나 공학적 의미는 크지 않다.

○ 시험장치

▪ 본 시험의 가력 장치는 양방향 고유압 재하장치를 사용하도록 한다. 이 때, 가력장치 및 가력시스템은 적절한 방법에 의하여 검증하여야 하며, 가력장치에서 작용되는 하중이 정확하게 될 수 있도록 적절한 방법에 의하여 보정하여야 한다.

▪ 재하시험 시 하중재하로 인하여 말뚝구조체의 응력과 변위에 심각한 영향을 미치지 않아야 하며 따라서 말뚝에 구조적 손상을 주지 않는 재하장치를 사용하여야 한다.

▪ 잭(또는 셀)의 안전율은 적절한 방법에 의해 구하여야 하며 실린더 재료에 대한 소요 안전율을 만족 시켜야 한다.

▪ 계획 최대하중에 따라서 양방향 재하장치의 용량, 스트로크, 설치위치 및 보조반력장치의 필요 유무 등을 결정한다.

○ 하중재하와 측정방법

▪ 양방향 말뚝재하시험의 하중재하방법은 ASTM D 1143-83의 표준 재하 방법 및 반복 재하 방법을 사용하는 것을 원칙으로 한다. 필요한 경우 재하주기는 조절할 수 있다.

▪ 측정항목 및 계측 기구를 시험의 목적에 따라 결정하여야 하며 변위량 측정의 경우 상향 변위는 2개소 이상, 하향 변위는 2개소 이상, 그리고 말뚝두부 변위는 3개소 이상을 측정하여야 한다.

▪ 하중전이 측정용 센서의 측정은 일반적으로 양방향 말뚝재하시험의 시작부터 종료 시까지 지속적으로 측정하도록 하며 필요 시 철근망에 센서설치 후, 말뚝의 시공 직후, 말뚝의 양생 시 일정시간 등에서도 측정할 수 있다.

○ 시험장치의 구성

▪ 시험장치는 가력장치, 측정장치 그리고 축하중전이 측정시스템으로 구성된다.

▪ 가력장치는 시험말뚝의 선단부 또는 적당한 위치에 설치된 양방향 말뚝재하장치, 펌프, 밸브 시스템으로 구성된다.

▪ 측정장치는 계측기구, 기준점 및 기준보(reference beam)로 구성되고 계측기구

는 하중, 변위, 변형 등을 측정할 수 있는 센서와 자동화계측시스템(데이타로그, 채널확장용 스위치박스, 컴퓨터) 및 말뚝변위측정용 변위봉으로 구성된다.

○ 가력장치

▪ 양방향 말뚝재하장치에 사용되는 잭은 검·교정을 득하여야 한다. 이 때 하중의 정확도와 시험의 신뢰성을 높이기 위하여 실제로 이용할 압력센서와 호스를 전체 조립하여 둔 상태로 압축시험기에서 공칭능력의 1/2 이상의 압력까지 검정해야 한다.

▪ 필요성이 인정된다면 대용량시험 및 중용한 시험에서는 조립완료된 양방향 재하장치에 대하여 검·교정할 수 있다. 즉 동일한 제원을 가진 복수의 유압잭(또는 셀)을 사용하여 조립된 양방향 재하장치에 대하여 공칭능력의 50%까지는 검·교정하여야 한다.

▪ 양방향 말뚝재하장치는 계획 최대하중에 대하여 충분한 재하능력을 가지며 시험말뚝의 변위에 대응할 수 있는 충분한 스트로크를 가진 것으로 한다.

▪ 다수의 잭을 사용한 경우 동일한 제원이어야 하며 연동제어 가능하도록 한다.

▪ 가력용 호스 등의 밸브시스템은 내압능력이 충분히 크고 손상이 없는 것으로 한다.

▪ 펌프는 양방향 말뚝재하장치의 재하능력과 설정된 재하속도에 대응할 수 있는 충분한 토출량을 가진 것으로 한다.

○ 계측기구

▪ 계측기구는 시험의 목적에 적합한 정도를 만족하고 검·교정을 득한 것을 사용한다.

▪ 하중센서는 압력센서를 이용하는 것을 원칙으로 하고 가능한 한 양방향 말뚝재하장치에 근접하여 설치한다.

▪ 변위측정용 센서는 적절한 위치·방향을 만족시키도록 설치한다.

▪ 변위측정용 센서와 변위측정용 변위봉의 설치 시 시험의 진행과 시험말뚝의 변위와 변형에 의하여 지장을 받지 않도록 충분히 고려한다.

▪ 재하시험 시 축하중계측용 센서는 시험말뚝이 시공된 지반의 지층별 하중전이를 확인할 수 있도록 길이방향으로 적절한 간격으로 설치하여야 하며 각 지층별 1개소 깊이 이상 설치하도록 한다.

○ 재하방법

▪ 하중재하방법은 ASTM D 1143-83(1994)의 표준재하방법 및 반복하중재하 방법을 중 하나를 선택하되 가급적 반복재하방법을 사용하도록 한다. 반복하중재하시 반복 사이클 수는 필요에 따라 조정할 수 있다.

○ 측정항목은 시험의 목적에 따라 아래 항목 중에서 선택한다.

▪ 시간
▪ 하중
▪ 말뚝두부 및 양방향 말뚝재하장치의 하향/상향 변위량
▪ 선단 및 중간부의 변위량
▪ 말뚝체의 변형률(심도별 설치된 하중전이 측정용 센서의 변형률 또는 응력)
▪ 말뚝 주변지반의 변위량
▪ 그 외

○ 측정시기

모든 자료는 자동화 계측 되어야 하며 자동화 측정시스템에서의 측정항목들은 실시간으로 시험의 시작부터 종료까지 지속적으로 자동화 측정하는 것을 표준으로 한다.

○ 시험의 개시, 중단, 종료

▪ 시험장의 환경정비, 각 장치의 준비, 기후 상태 등의 조건을 정리한 후 시험을 개시한다.

▪ 시험장치 및 시험말뚝에 이상이 확인될 때에는 신속히 시험을 중단한다. 그리고 그 원인을 제거한 후 시험의 진행이 가능하다고 판단될 때 시험을 재개한다.

▪ 시험의 목적이 달성될 때 혹은 부득이하게 시험의 진행이 불가능하다고 판단될 때 시험을 종료한다.

○ 재하시험 종료 후 말뚝내부 공간 그라우팅

▪ 사용말뚝의 경우 재하장치 내부에 빈 공간을 잔류시키지 않는 복동식 유압잭을 사용하여야 한다. 그렇지 않을 경우 즉 단동식 장치를 사용할 경우 장치내부에 잔류하는 빈 공간을 확실하게 그라우팅 한 후(예를 들면 그라우팅부의 코아 채취 후 육안 확인 및 압축강도 확인)로 확인하여야 한다.

▪ 사용말뚝의 경우 말뚝내부에 잔류된 빈 공간을 고강도 조강 시멘트 페이스트로 충분하게 충진시켜야 한다. 충진 후에는 그라우팅부의 충진여부를 적절한 방법으로 확인하여야 한다.

▪ 시험말뚝의 경우 상기의 방법들이 준용될 수 있게 하는 것이 좋다.

(3) 사업단 T/B 적용을 위한 시험계획서 작성

■ 고유압 복동식 양방향 말뚝재하시험 계획서

○ 과업의 목적 및 범위

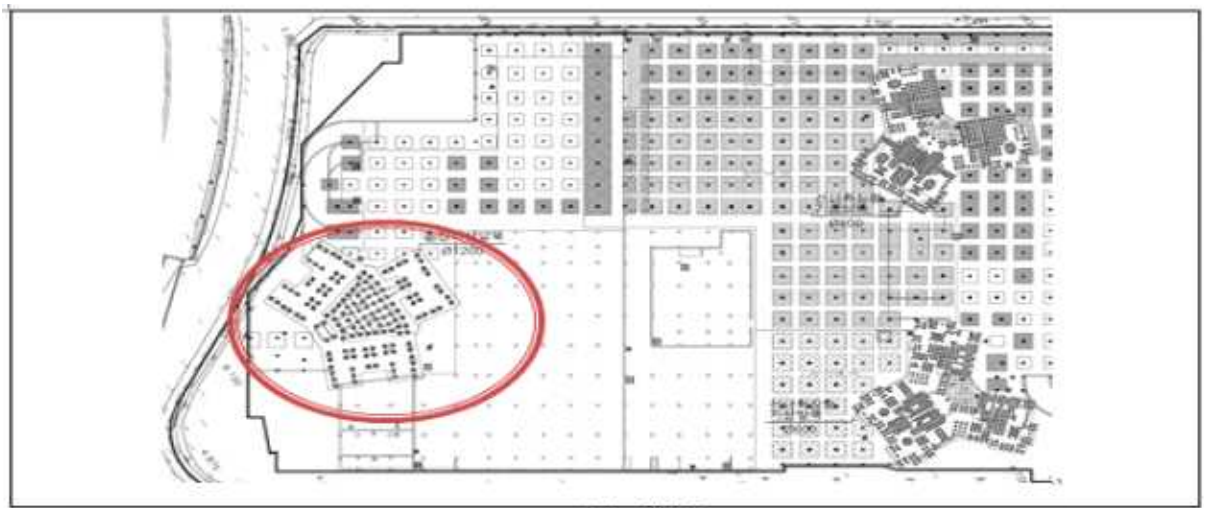
▪ 과업의 목적

본 과업의 목적은 『00현장 신축공사』 구간 내 시공예정인 현장타설말뚝에 대하여 아래와 같은 재하시험을 통해 설계지지력을 확인하는 것이다.

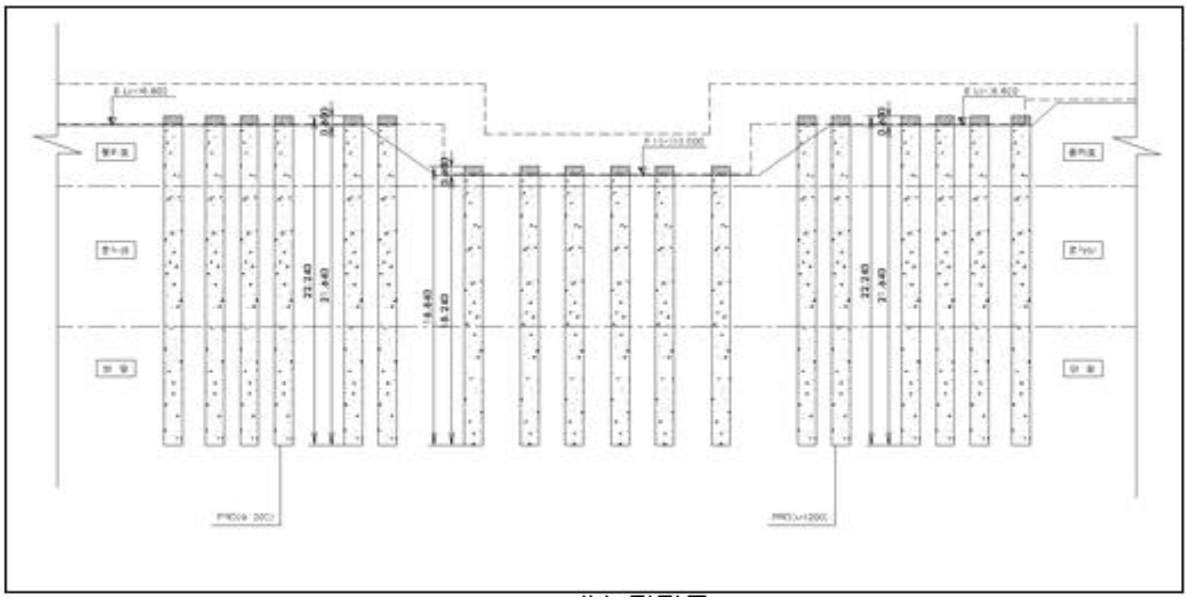
시 험 항 목	목 적
A. 고유압 복동식 양방향 말뚝재하시험	현장타설 말뚝기초의 주면마찰력과 선단지지력을 측정하여 지지력 특성 및 정해진 말뚝의 설계지지력의 만족 여부를 확인
B.하중전이시험	지층별 단위 주면 마찰력 확인

▪ 과업의 위치

본 과업의 시험위치(예시)를 그림 3.277에 나타내었다.



(a) 평면도



(b) 단면도

<그림 3.277> 현장시험위치(예시)

▪ 과업의 범위

본 과업의 범위는 다음과 같다.

① 현장타설말뚝에 대한 고유압 복동식 양방향재하시험 : 최대 허용지지력 산정

② 현장타설말뚝에 대한 하중전이 : 지층별 단위주면마찰력 확인

본 과업의 시험항목을 요약하면 다음 표와 같다.

▪ 시험항목 예

구 분		말뚝 번호	말뚝 직경 (m)	설계 하중 (tonf)	시험 최대하중 (tonf)	설계 말뚝길이 (m)	비고
현장타설말뚝	고유압 복동식 양방향 말뚝재하시험	NO.0	2.0	4,000	8,000	21.64	30mm 이내

▪ 시험 일정 예

공종 / DAY	소요 일수	1	2	3	4	5	1~28 일 소요										2	7	15
시험장치 제작	약 20																		
시험장치 현장반입	1		■																
시험장치와 철근망 조립	2		■	■															
굴착	5	■	■	■	■	■													
철근망 및 재하장치 근입	1						■												
콘크리트 타설 및 양생	28						■	■	■	■	■	■	■	■	■	■			
양방향 말뚝재하시험	2																■		
분석 및 해석(중간보고)	7																	■	
최종보고서	15																		■

○ 고유압 복동식 양방향 말뚝재하시험 및 하중전이시험

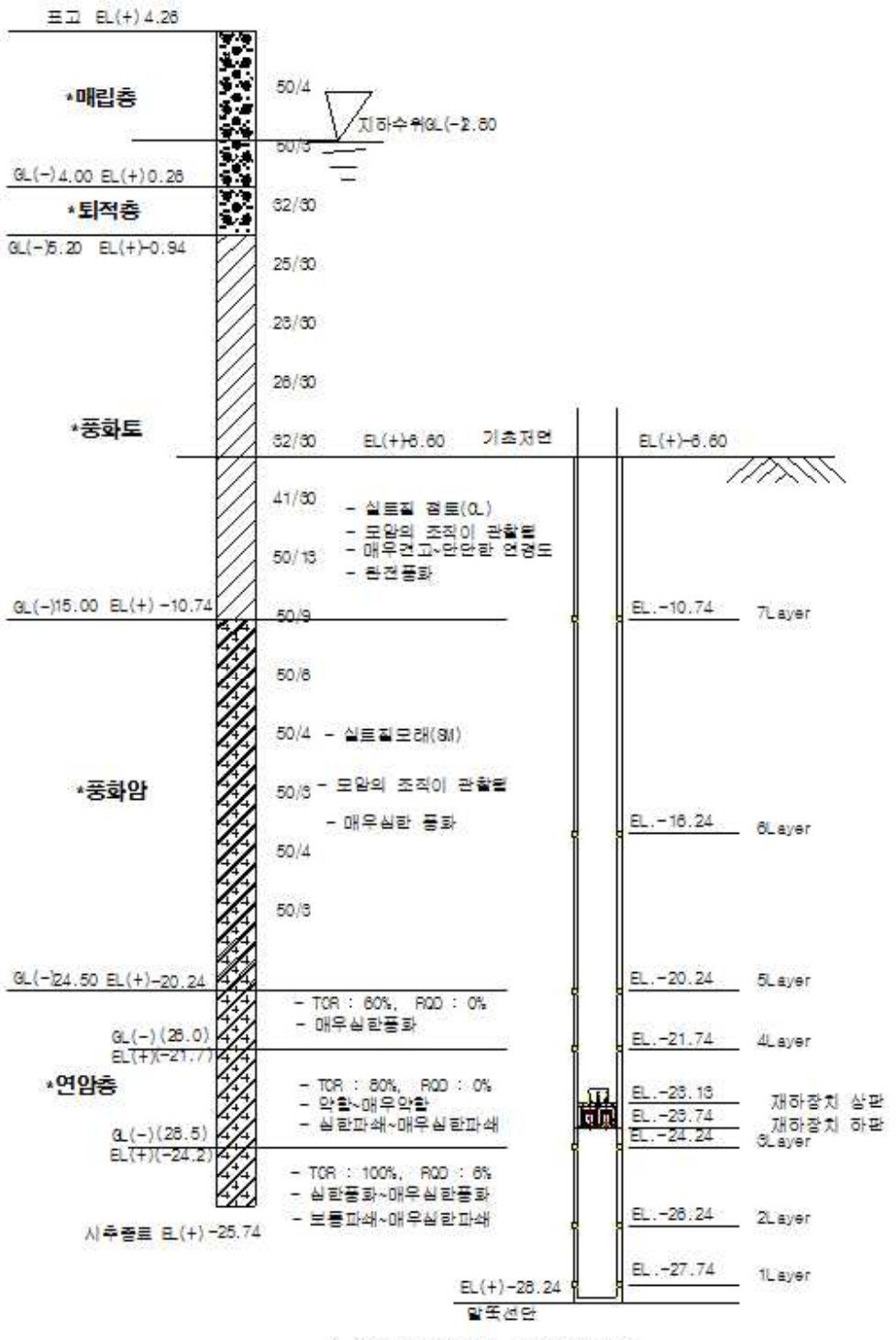
▪ 시험 개요

본 과업에서는 사용말뚝(Φ2,000)에 대하여 고유압 복동식 양방향 말뚝재하시험을 수행하여 기초말뚝의 지지능력을 확인하고자 한다.

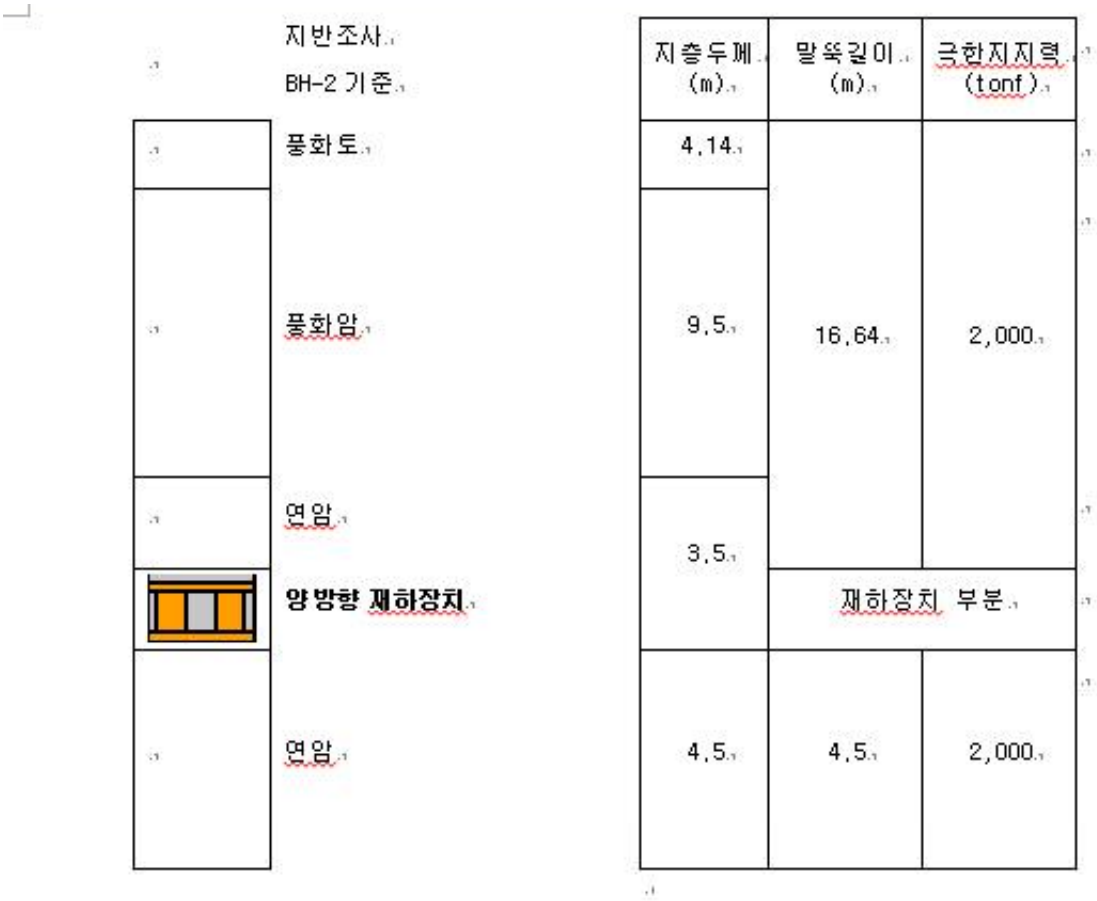
본 과업에서 수행예정인 고유압 복동식 양방향 말뚝재하시험에 대한 개요는 표 2에 나타내었다.

▪ 고유압 복동식 양방향 말뚝재하시험의 개요(예시)

구 분	TP1		비고
말뚝종류	현장타설말뚝		
말뚝 직경(mm)	∅2,000		
시험말뚝위치	NO.0		
근입깊이(EL.- m)	풍화토	-6.6 ~ -10.74	4.14m
	풍화암	-10.74 ~ -20.24	9.5m
	연 암	-20.24~ -28.24	8.00m
시험 말뚝길이(m)	21.64		
말뚝본당 설계하중(tonf)	4,000		
재하장치단수	1		
일방향재하용량(tonf)	8,000 (양방향 16,000)		
비고			



(a) 지반조사결과 및 지층분포



(b) 장치설치 위치

<그림 3.278> 지층 분포 및 고유압 복동식 양방향 말뚝재하 장치설치 위치(예시)

양방향 말뚝재하시험은 필요한 재하용량만큼 실린더를 배치하여야 한다. 그러나 필요한 재하용량이 큰 경우, 저유압방법으로는 실린더 배치가 원활하지 않아 시험을 수행하지 못하는 경우가 많다. 그리고 실린더 배치가 가능하더라도 배치된 실린더 사이에 레미콘 유동성을 위한 빈공간이 충분히 확보되어야만 실제 시공말뚝의 레미콘품질과 동일한 상태에서 시험을 원활히 수행할 수 있다.

표 3.42는 본 과업 대상말뚝에 대한 재하시험에서 필요한 재하용량만큼 저유압과 고유압실린더를 배치하여 비교한 것이다. 저유압방법은 저유압실린더 중 동일한 단면에서 가장 큰 재하용량을 보유한 것을 대상으로 비교한 것이다.

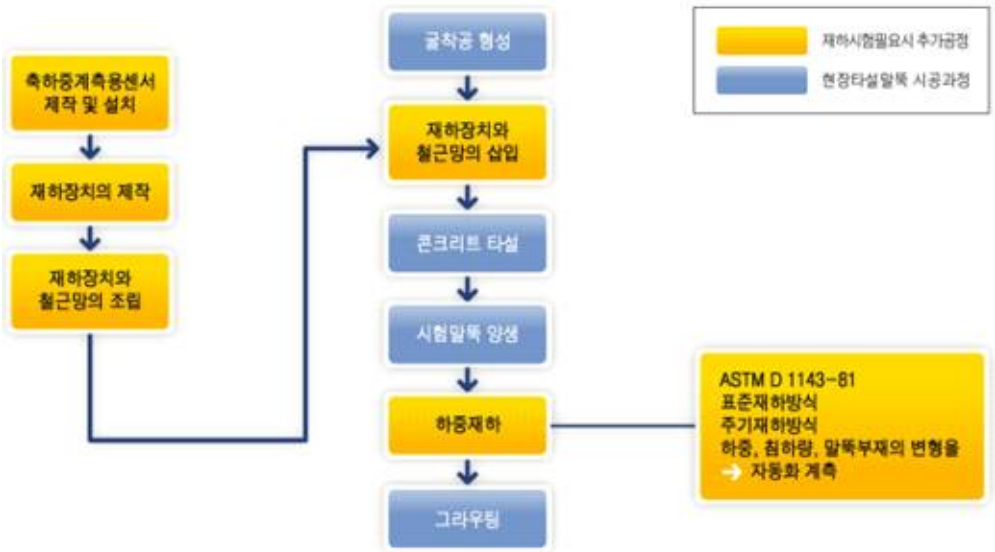
표 3.42에서 보는 바와 같이 재하용량이 10,000톤인 경우, 저유압방법과 고유압방법 모두 실린더 배치는 가능하지만 저유압방법은 레미콘 유동성을 위한 빈 공간(빈공간 직경 250mm 이상 확보; 콘크리트표준시방서해설(2000년), 빈공간의 면적이

상·하 재하판 면적에 최소 15%이상 확보)의 부족으로 인한 말뚝의 품질저하로 시험 결과가 매우 과소평가될 가능성이 있지만 고유압방법은 원활히 배치가 되는 것을 알 수 있다.

<표 3.42> 재하장치 종류에 따른 배치방안 검토 예

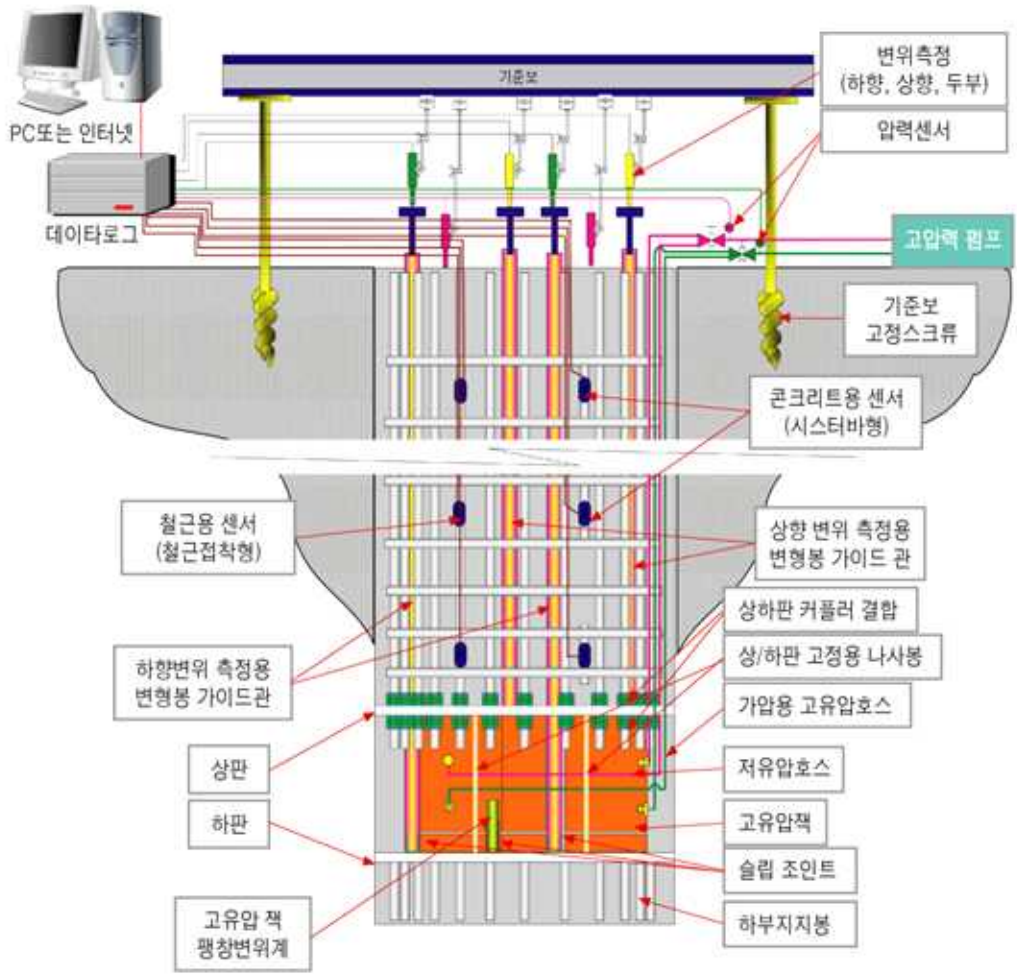
시험종류 / 재하용량	저유압 시험	고유압 시험
10,000 tonf 일 경우	 - 실린더 배치 불량 - 레미콘 유동홀 확보 곤란 - 콘크리트 유동홀의 면적 10%이하	 - 실린더 배치 양호 - 레미콘 유동홀 확보 양호 - 콘크리트 유동홀의 면적 15%이상 확보 가능

▪ 시험 말뚝 시공 및 고유압 복동식 양방향 말뚝재하시험 수행절차



▪ 고유압 복동식 양방향 말뚝재하시험 장치

고유압 복동식 양방향 말뚝재하시험 장치는 그림 3.279와 같이 말뚝체에 부착된 양방향 말뚝재하장치, 지상의 펌프 등의 가력장치와 계측기구와 기준보(reference beam) 등의 측정장치로 구성된다. 보조반력병용방식의 경우에는, 두부재하방식의 정재하시험과 동일한 반력장치가 더해진다. 또한, 이 때의 말뚝두부에 놓이는 잭은 재하용이 아니라 말뚝두부에 발생하는 저항력을 측정하기 위한 것이다. 각각의 장치는 시험의 목적에 적용할 수 있는 능력을 가지며 시험장치 전체로서 그 능력을 충분히 발휘할 수 있어야 한다.



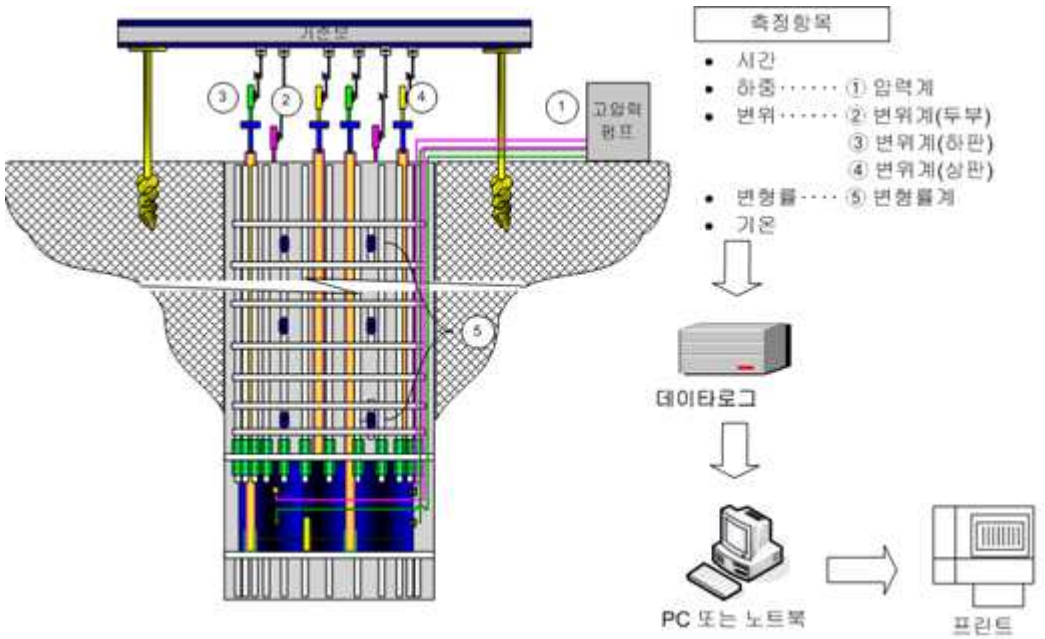
<그림 3.279> 시험장치의 구성 예

양방향 말뚝재하시험의 가력장치는 말뚝체에 부착된 양방향 말뚝재하장치와 지상에서 그것을 제어하는 펌프 및 그것을 연결하는 밸브시스템 등으로 구성된다. 양방향 말뚝재하장치는 말뚝체의 선단부 혹은 말뚝체의 적당한 위치에 부착한다. 펌프는 밸브시스템에 연결하여 잭에 기름, 물 또는 공기를 보내는 것으로서 지상부에 설치된다. 밸브시스템에는 가압용 호스와 커플러 등이 있고 펌프로부터 보내는 유체(오일, 물, 공기)로 잭에 가압한다.

계측장치는 계측기구, 기준점 및 기준보(reference beam)로 구성된다. 계측기구는 하중·변위·변형률 등을 측정하는 각종 센서와 자동화계측 시스템으로 나누어진다. 기준점 및 기준보(reference beam)는 신뢰성이 있는 변위 데이터를 얻기 위하여 적절한 구조와 적당한 위치·상태로 설치하여야 한다. 컴퓨터를 이용한 자동계측이 일반적으로 실시되고 있으며, 그림 3.280에 계측시스템 예를 나타내었다.

양방향 말뚝재하시험의 경우 잭의 상·하면의 변위를 측정하기 위한 변위 측정용 텔테일이 필요하다.

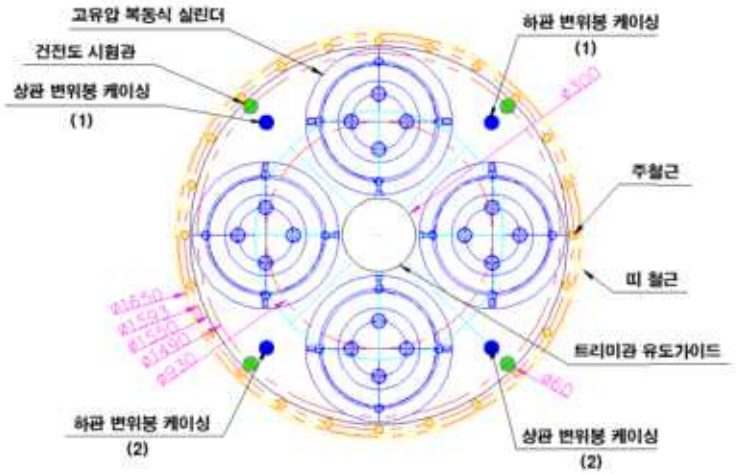
축하중전이 측정시스템은 축하중측정용 센서와 자동화 계측시스템으로 구성된다. 축하중측정용 센서는 전기센서 또는 진동식 센서를 사용할 수 있다.



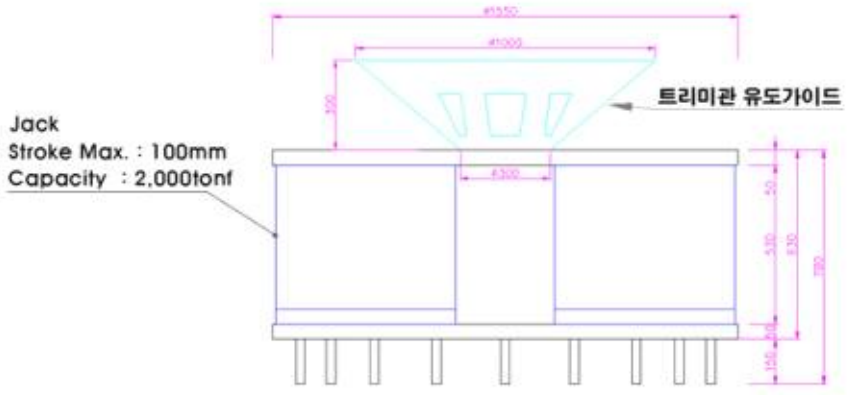
<그림 3.280> 계측 시스템의 예

양방향 말뚝재하장치는 계획최대하중에 대해서 충분한 재하능력을 가지며 시험말뚝의 변위에 대응할 수 있는 충분한 스트로크를 가진 것으로 한다. 그리고, 다수의 잭을 사용한 경우에는 동일 사양의 것으로 그것을 연동제어 가능하도록 한다. 가력용 호스 등의 밸브시스템은 내압능력이 충분히 큰것으로서 손상이 없는 것으로 한다. 펌프는 양방향 말뚝재하장치의 재하능력과 설정된 재하속도에 대응할 수 있는 충분한 토출량을 가진 것으로 한다.

양방향 말뚝재하장치도의 예를 그림 3.281에 나타내었다. 추후 현장의 조건에 따라 재하장치의 제원이 일부 변경될 수 있다.



(a) 평면도



(b) 단면도

<그림 3.281> 고유압 복동식 양방향 말뚝재하장치 상세도(일방향 8,000tonf)

계측기구는 주로 각종센서(하중계, 변위계, 변형률계등)및 자동화계측시스템을 사용한다. 각 계측기구의 자세한 내용은 다음과 같다.

<표 3.43> 계측기구 내용

계측기구	장비사진	비고
하중계		- 하중측정은 압력센서 사용
변위계		- 최소 읽는 값 : 1/100~1/30 mm - 상하판의 최대변위량을 감안 최적의 스트로크를 가진 것을 선택
변형률계		- 지반의 축하중 확인 목적 : 최소 각 지층별 1 개소 이상 설치
자동화 계측시스템		- 시험의 상황과 지지력 특성이 즉시 파악되도록 하중-변위량 곡선과 축하중분포 등 필요한 정보가 자동화 계측 되는 것을 사용

▪ 시험말뚝의 시공

(1) 양방향 말뚝재하장치를 시험말뚝에 부착시 편심·경사·낙하 등 시험에 지장이 발생할 우려가 없도록 충분히 주의한다.

(2) 시험말뚝은 원칙적으로 본말뚝과 동일한 방법으로 시공한다. 또, 양방향 말뚝재하장치의 하중이 말뚝의 선단지반에 확실히 전달되도록 배려한다.

(3) 하중전이 측정용 센서를 지반의 지층별 마찰지지력이 확인될 수 있는 위치에 설치한다.

(4) 시험말뚝의 시공에는 가압용 호스 등의 가력용 밸브시스템과 상·하판 변위측정용 텔테일 보호 파이프 등의 측정용 부속물이 손상을 받지 않도록 충분히 주의한다.

(5) 양방향 말뚝재하장치를 말뚝의 선단 또는 임의의 위치에 정확히 설치한다.

(6) 시험말뚝의 시공에 있어서는 시공상황을 상세히 기록한다.

(7) 시험말뚝의 시공에 의해 교란된 지반의 강도회복, 콘크리트와 시멘트 몰탈의 경화 등을 고려해서 충분한 기간 양생을 하여야 하며 필요시 시험말뚝 시공시 채취된 콘크리트 공시체를 이용하여 양생기간에 따른 콘크리트의 강도를 측정한다.

(8) 양생기간 중에는 시험에 악영향을 미치는 하중·충격·진동 등을 시험말뚝에 가하지 않도록 배려한다.



(a) 철근망과 양방향 선단유압재하장치 조립



(b) 재하장치와 조립된 철근망 인양



(c) 철근망 삽입 및 전선처리 작업



(d) 철근망 안착



(e) 콘크리트 타설

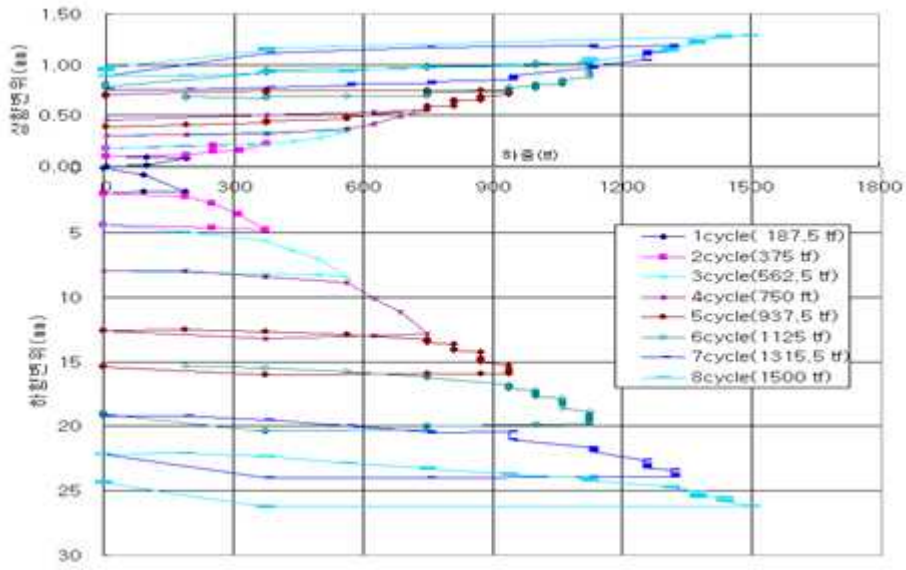
<그림 3.282> 고유압 복동식 양방향 말뚝재하시험 장치 설치(예시)

▪ 하중재하단계 예 (일방향 최대재하하중 : 8,000tonf)

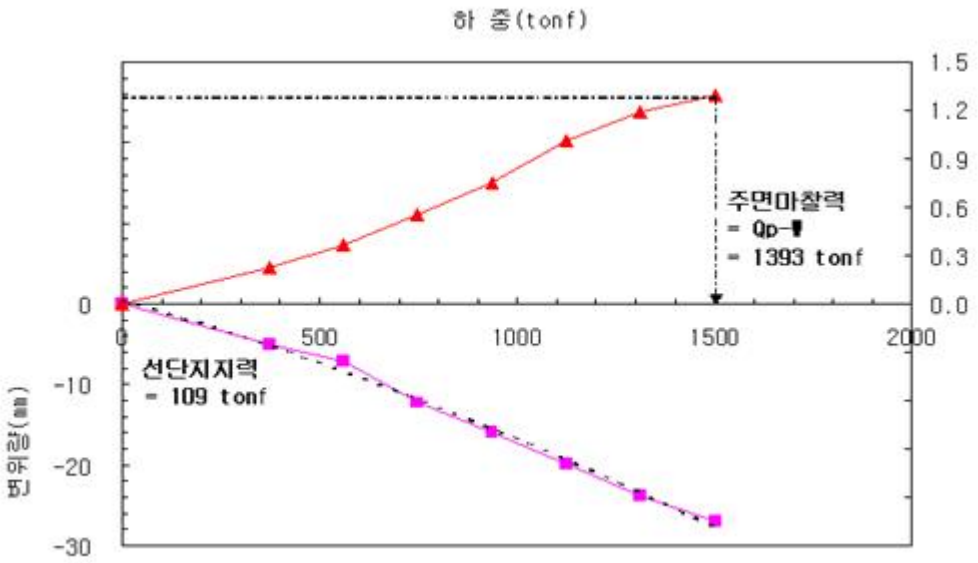
주 기	재 하 단 계 (tonf)
1cycle	0 ⇒ 500 ⇒ 1000 ⇒ 1500 ⇒ 2000 ⇒ 2750 ⇒ 3500 ⇒ 4250 ⇒ 5000 ⇒ 3500 ⇒ 2000 ⇒ 500 ⇒ 0
2cycle	0 ⇒ 1000 ⇒ 2000 ⇒ 3000 ⇒ 4000 ⇒ 5000 ⇒ 6000 ⇒ 7000 ⇒ 8000 ⇒ 4000 ⇒ 1000 ⇒ 500 ⇒ 0

▪ 시험결과 분석 예

(1) 주기별 최대하중 - 변위 곡선



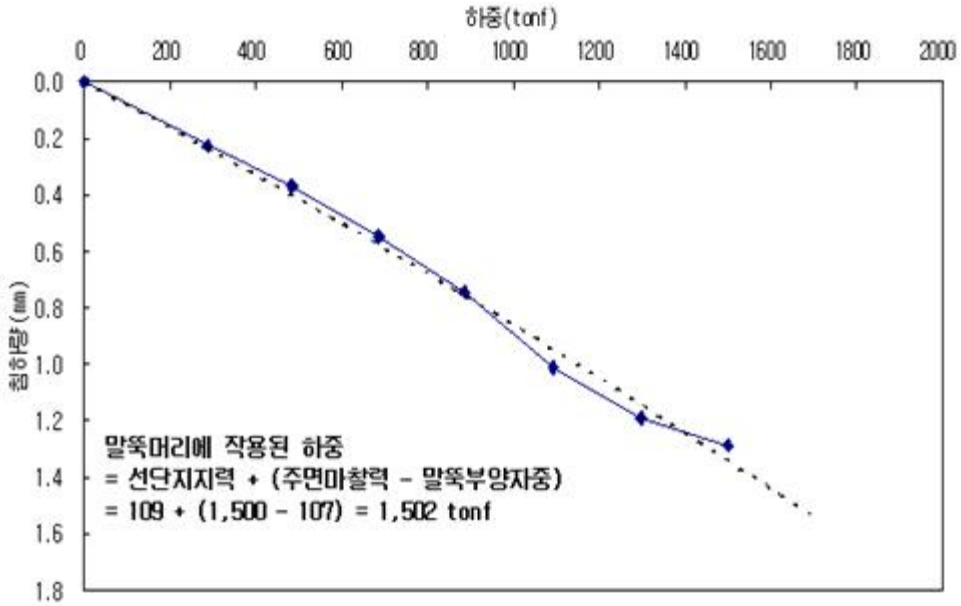
(a) 각 주기별 하중-변위 곡선의 예



(b) 각 주기별 최대하중 - 변위 곡선의 예

<그림 3.283> 각 주기별 하중 - 상향변위, 하향변위 곡선의 예

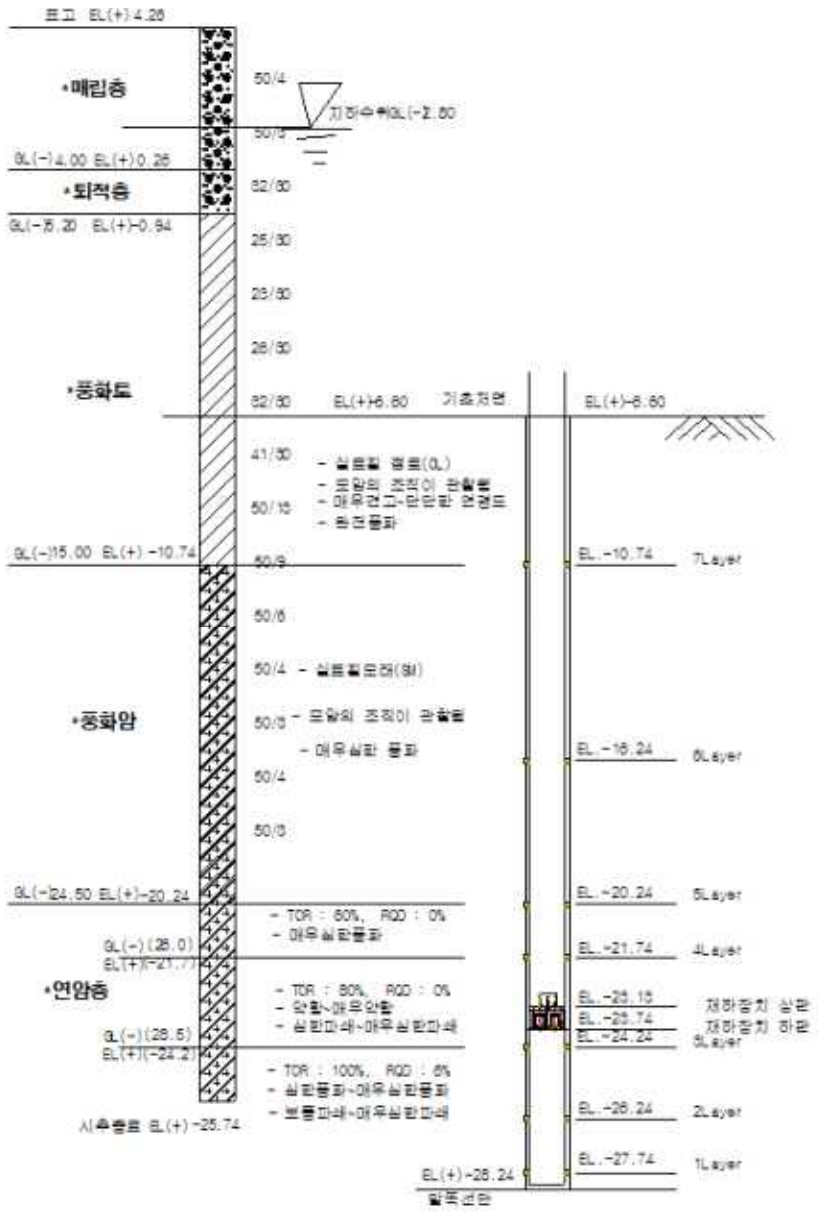
(2) 등가 하중 - 침하량 곡선



<그림 3.284> 등가하중 - 침하량 곡선의 예

▪ 하중전이분석

시험말뚝의 하중전이 시험은 시험말뚝의 축하중 전이 양상을 측정하기 위함이며, 말뚝부재에 발생되는 응력을 측정하기 위해서 센서를 설치한다. 말뚝의 심도별 변형율을 직접 측정하기 위하여 각각의 전기저항식 센서를 7 개소에 설치하도록 하였으며, 각 개소별 2 ea씩, 총 14 ea를 설치하도록 하였다.

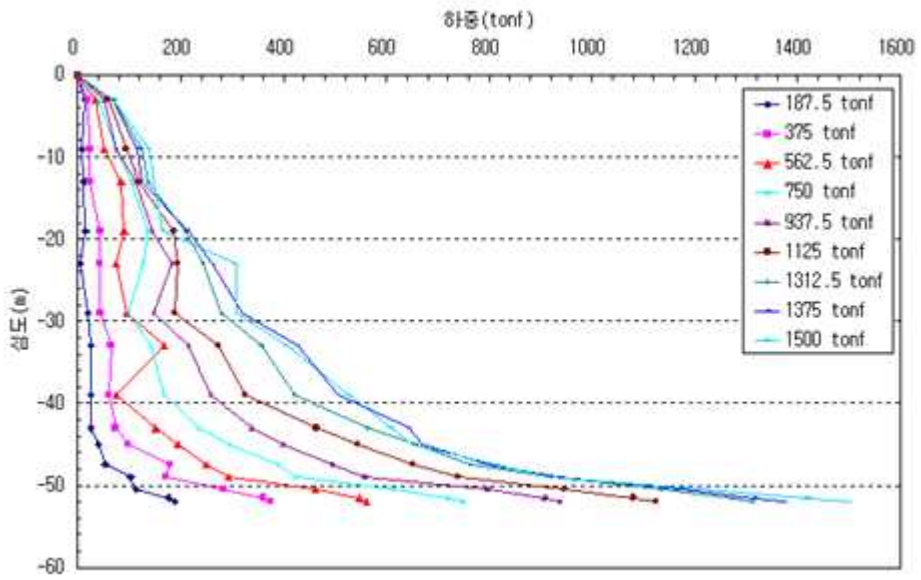


<그림 3.285> 하중전이 측정용 센서의 설치위치(예시)

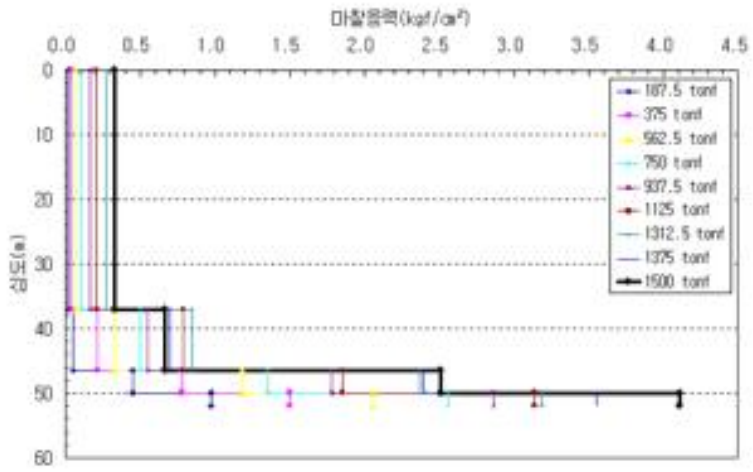


<그림 3.286> 하중전이 측정용 변형률 센서

측정된 축방향 변형률에 말뚝의 단면적과 탄성계수를 곱하여 각 재하하중에 따른 마찰력 분포도를 그림 3.287과 같이 작성할 수 있으며, 지층별 단위주면 마찰력을 그림 3.288에 나타내었다.



<그림 3.287> 하중단계별 마찰력 분포도의 예



<그림 3.288> 지층별 발휘된 평균 마찰응력의 예

고유압 복동식 양방향 말뚝재하시험의 작업내용에 따른 세부사항을 다음 표에 요약하였다.

<표 3.44> 고유압 복동식 양방향 말뚝재하시험의 세부사항

작업 내용(순서)	세 부 사 항
1. 시험현장 확인	작업상황 및 개략적인 지반 파악
2. 시험말뚝 선정	감독, 감리, 현장 관리자와 협의하여 선정
3. 시험말뚝시공	1) 철근망에 하중전이센서, 변위측정용 관, 양방향고유압재하장치 설치 2) 재하장치와 철근망 근입시 유압호스고정 3) 콘크리트 타설 4) 콘크리트 미타설구간의 쇄석채움 5) 콘크리트 양생(최소 14일 이상 양생)
4.시험말뚝 주변지반정리	말뚝두부 정리 및 고정보 설치
5. 측정장치 설치	1) 변위측정용 텔테일 설치 2) 고정보 및 변위계설치 3) 가압용 펌프연결
6. 하중재하	가압용 펌프를 이용하여 하중재하단계별 재하
7. 측정기록 및 자료 저장	1) 하중-상판, 하판변위를 실시간 확인하며 시험수행 2) 하중전이측정센서는 실시간으로 저장
8. 시험결과 분석	현장 Data를 정밀분석 1) 고유압 복동식 양방향 말뚝재하시험의 결과를 두부재하시험의 결과로 변환 2) 하중전이 분석
9. 보고서 작성	중간보고서 : 시험 후 7일 이내 현장 발송 정식보고서 : 시험 후 14일 이내 현장 발송

시험말뚝의 일반적인 자료 및 지반조건 등을 확인하여 말뚝의 시공성에 대한 정확한 판단을 할 수 있도록 하며, 시험말뚝에 대하여 즉시 보고서를 작성·제출하여 후속 공정에 차질이 없도록 한다. 기타 세부적인 사항은 감독관청, 감리단, 시공사, 시험팀이 상호 협의한다.

<표 3.45> 시험말뚝에 대한 보고서 작성 시기 및 방법

구 분	발 송 시 기	발송 방법
중간보고서 정식보고서	시험종료 후 7일 이내 시험 종료 후 14일 이내	팩스 또는 E-mail 보고서 3부제출

제 4 절 고효율 복합기초 공법 개발

1. 서 론

해상에 건설되는 초장대 교량의 경우 주경간이 증가함에 따라 하중이 커지게 되고 이에 따라 주탑의 기초는 대형화 되고 있다. 또한, 국내 장대교량이 계획된 서·남해 일부지역에서는 수심 50m이상, 해저 연약지반 심도 70m이상인 구간이 발생하고 있어 대수심에 적용가능한 경제적인 대형 해상기초 기술 개발의 필요성이 대두되고 있다. 또한, 연약지반 지역이나 빠른 유속에 대응할 수 있는 고효율 복합 기초 형식의 제안이 필요하게 되었고, 대용량의 경제적인 기초구조물 설계를 위해서 지반의 지지력을 정확히 평가할 수 있고, 최대한 활용할 수 있는 기초의 설계 및 시공법이 필요하게 되었다.

최근 국내외 해상 초장대교량 사업 증가에 따라 기초가 대형화 되고 있으며, 지반조건이 불리한 상황에서 시공이 이루어져야 하는 등 해결해야 할 난제들이 많다. 본 연구에서는 해상 대수심 경제적 복합기초 공법 개발과 내진보강형 복합기초 공법 개발 및 해상 대심도 연약지반용 벽강관말뚝 기초 시공기술 개발을 제안하고자 한다.

2. 내진보강형 복합기초 기술 개발

(1) 내진보강형 복합기초의 설계

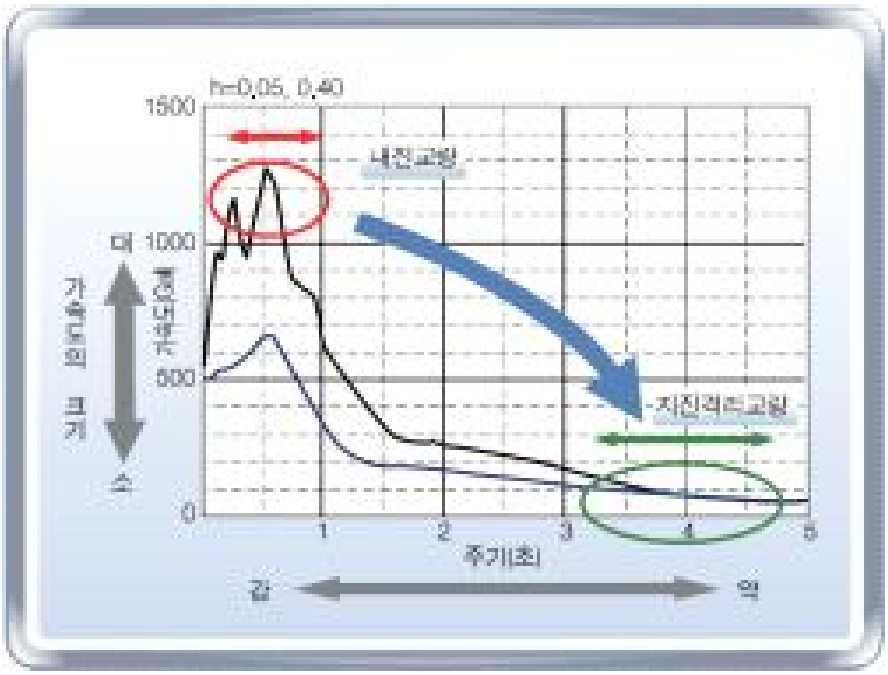
본 연구개발 수행을 통해 기초 지진격리에 대한 최근까지의 국내·외 기술동향 및 수준을 파악하였다. 본 연구를 통해 초장대교량에 적용되는 새로운 형식의 복합기초 지진격리시스템의 개념 및 메커니즘을 제시하였으며 수치해석 연구를 통해 복합기초 지진격리시스템의 거동 및 진동저감 효과를 파악하였다. 또한 순환골재인 제강슬래그를 지진격리시스템의 재료로서 활용하기 위해 실내에서 공학적 성능시험을 수행하였으며 정적·동적 실내시험 결과로부터 기존에 활용되어 온 쇄석을 대체할 수 있는 재료로서의 공학적 성능이 확인되었다.

내진보강형 복합기초 공법의 연구개발 내용 및 수행결과를 살펴보면 다음과 같다.

① 지진격리시스템의 진동저감 원리

기존의 내진교량은 지진에 대응하기 위해 기초하부를 고정함으로써 지반진동에 의한 하중을 교량구조물의 내력으로 저항하는 방법이며 이에 반해 신 개념의 기초 지진격리시스템은 기초하부에 슬라이딩을 허용함으로써 교량 상부구조물에 전달되는 지진하중을 감소시킬 수 있다.

초장대교량 케이슨 기초하부에 지반재료형 지진격리시스템을 적용함으로써 초장대교량 주탑 및 상부구조의 주기를 증가시킬 수 있으며, 교량 상부구조물에 가해지는 지진하중을 원천적으로 감소시킬 수 있다. 그림 3.289는 지진격리시스템의 진동저감 원리를 나타내고 있다.



<그림 3.289> 지진격리시스템의 진동저감 원리

② 지진에 의한 교량 피해사례

최근 10여년간 일본, 미국 등 선진국에서의 지진에 의한 교량구조물의 피해사례를 살펴보면 강진 발생시에는 내진설계가 이루어진 교량구조물이라 할지라도 지반진동에 의한 하중에 저항하지 못하고 파괴로 이어지는 사례를 보였다. 그러므로 강진 발생시, 지진으로 인한 지반진동에 선제적으로 대응하여 지진에너지를 감소시킬 수 있는 새로운 개념의 방법이 요구되고 있으며 기초에 지진격리시스템을 적용하는

경우가 그 사례라 할 수 있다. 그림 3.290은 일본, 미국에서의 지진으로 인한 교량 구조물의 피해사례를 나타낸 것이다.



Collapse of the Pilz typed bridge of the Hanshin Expressway, 1995 Hyogo-ken Nanbu earthquake.



Shear failure within plastic hinge region of RC column, 1971 San Fernando earthquake.

<그림 3.290> 일본, 미국에서의 지진에 의한 교량구조물 피해사례

③ 지진격리시스템의 연구개발 동향

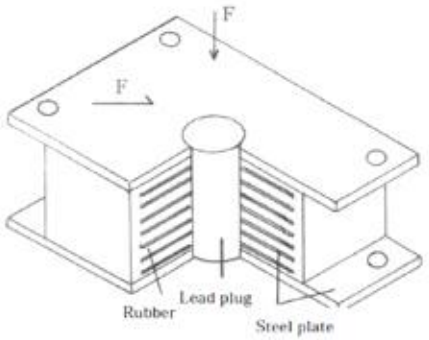
일본의 Noubi earthquake (1891), 미국의 San Francisco earthquake (1906), 일본의 Kantou earthquake (1923) 등에 의해 피해사례가 발생되면서 당시 연구자들에 의해 지진격리에 대한 개념과 시스템 개발에 대한 많은 아이디어가 제안되었다. 지진격리와 관련된 기존 문헌을 살펴보면 콘크리트와 나무로 구성된 대체층을 구조물에 적용한 지진격리 구조를 제안하였으며 flexible first story concept를 제안하여 구조물의 고유주기를 제어하는 연구를 수행하였다. Isolation pillar의 경우, 기둥하부 구형표면적과 구조물 기둥상부를 접하여 기둥의 rocking 효과를 통해 지진에너지를 흡수하는 구조이다. 상기 연구는 지진격리 구조의 1세대 연구내용으로서 가속도계를 이용한 지진운동 분석 기술과 컴퓨터 분석 기술발전의 지연으로 지진격리 시스템의 연구발전에 한계가 있었다.

지진격리 구조의 2세대 연구내용은 주로 교량의 베어링과 댐퍼 기술개발에 초점이 맞춰졌다. Melbourne (1889)에서, 철도교량에 진동과 소음을 저감하기 위해 천연 고무패드가 최초로 적용되었으며 Pelham 교량 (1956)에서 적층구조의 고무베어링이 최초로 적용되었고 Kinugawa 교량 (1961) (그림 3.291)에서 진동 및 팽창수

축의 흡수를 위해 합성고무재질의 적층 고무베어링이 사용되었다. 이후 Skinner (1974)는 납과 고무를 활용하여 베어링 (Lead rubber bearing) (그림 3.292) 개발 등 다양한 형태의 댐퍼 (steel hysteretic damper, hydraulic damper, lead-extrustion damper 등)가 개발되었다.



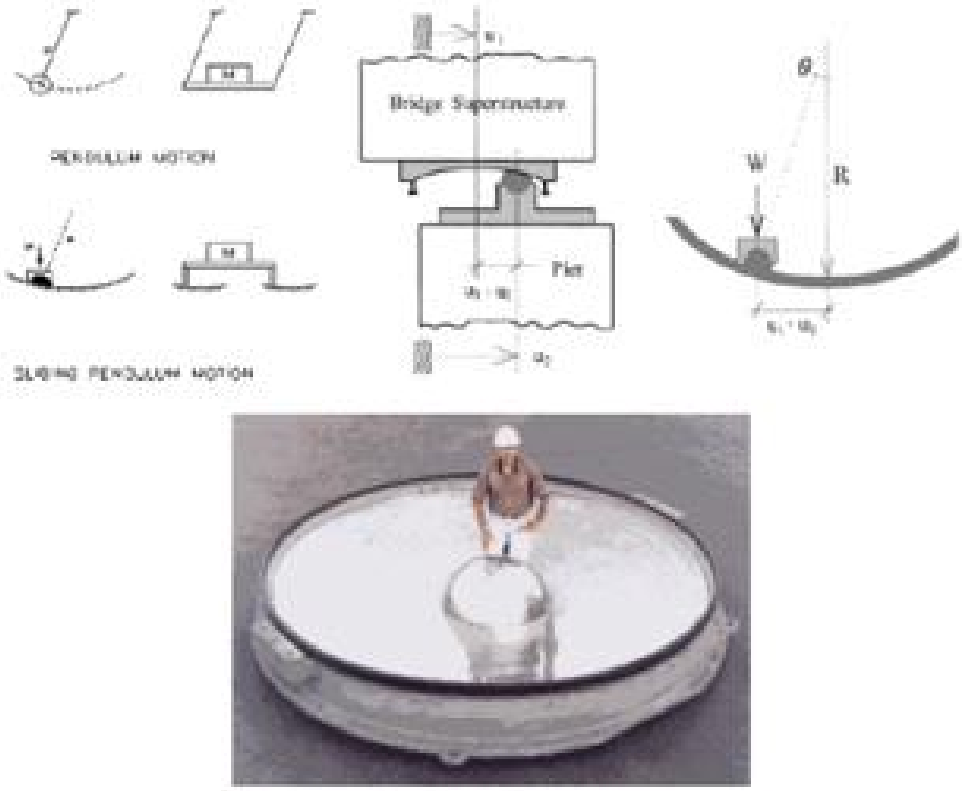
<그림 3.291> Kinugawa 교량의 합성고무베이링



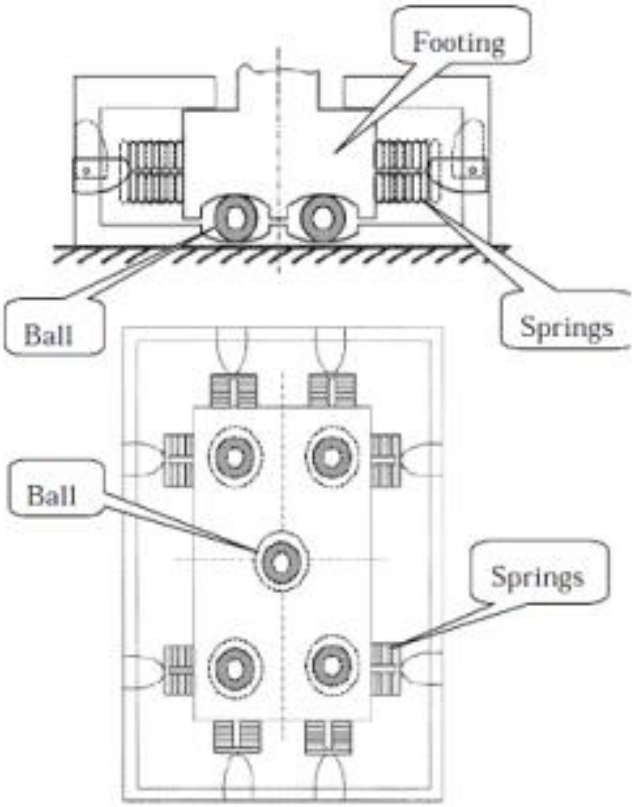
<그림 3.292> 납-고무베어링

근래 교량받침, 건물받침 및 교량기초 등에 지진격리시스템이 적용되면서 지진격리시스템의 성능개선에 대한 기술개발 연구가 수행되어 왔다. 3세대 연구개발 내용을 살펴보면 교량의 경우에는 교량 상부에 새로운 공법의 LRB 격리베어링 기술을 개발·적용하여 지진하중에 대응하고자 하였다. 지진규모 및 현장조건 등이 고려된 다양한 지진격리시스템이 개발되었으며 특히 대규모 지진으로 인한 변형에 대응가능한 지진격리시스템을 개발하는 데에 연구개발의 초점이 맞춰졌다. 그림 3.293은 슬라이딩 타입의 베어링 시스템을 나타내고 있다.

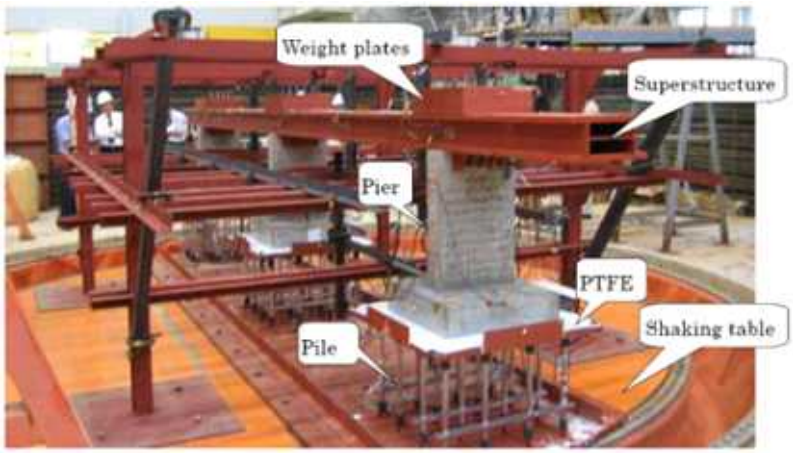
Kaplan & Seireg (2002)는 볼 베어링, 스프링 등으로 구성된 그림 3.294와 같은 개념의 기초 지진격리시스템을 제안하기도 하였으며 최근 들어 해저 단층 활동이 예상되는 지역을 대상으로 수행된 교량건설 프로젝트(리온-안티리온 교량)에서 교량하부 케이슨기초와 원지반 사이에 기초사석을 조성하여 강진시, 케이슨기초의 슬라이딩 거동을 유도함으로써 지진에너지의 저감을 유도하고 상부교량에 전달되는 지진하중을 감소시키는 공법이 적용되었다. 일본에서도 모래, 테플론 재료(그림 3.295) 등을 지진격리 재료로서 활용하는 연구가 수행되기도 하였다(An, 2006).



<그림 3.293> 슬라이딩 타입의 베어링 시스템



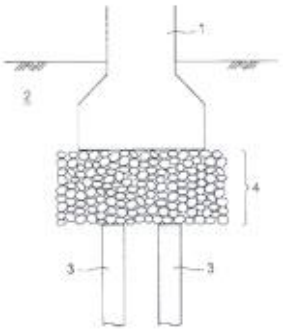
<그림 3.294> 볼베어링 및 스프링으로 구성된
지진격리시스템 개요도



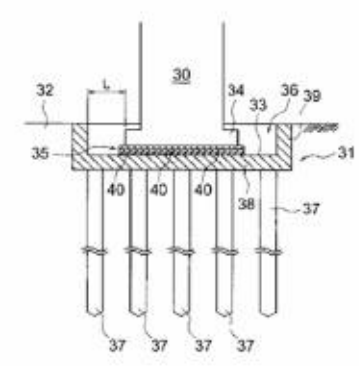
<그림 3.295> 테플론을 적용한 지진격리시스템의
진동대시험

④ 지진격리시스템의 특허 동향

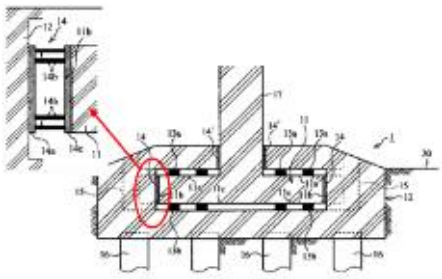
지진격리시스템의 특허 동향을 살펴보면 슬라이딩 및 완충재 혹은 스토퍼와 관련된 시스템 기술의 경우, 일본에서는 기초하부에 자갈 혹은 기초상부에 적층고무 및 완충재를 적용하여 지진격리를 시키는 기술(그림 3.296-3.297)이 있으며 교각기초에 스토퍼를 적용하는 기술(그림 3.298)이 있다. 미국에서는 기초하부에 볼베어링을 적용하여 지진격리를 시키는 기술이 있다(그림 3.299). 표 3.46은 국내·외 발표된 지진격리시스템과 관련된 특허를 조사한 내용이다.



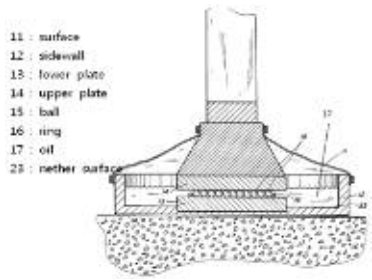
<그림 3.296>
기초하부 자갈
지진격리 설치기술



<그림 3.297> 초상부
적층고무/완충재 설치기술



<그림 3.298> 교각기초 스토퍼
설치기술



<그림 3.299> 기초하부
볼베어링 설치기술

<표 3.46> 국내・외 지진격리시스템의 특허 조사내용

출원번호	공개번호	발명의 명칭	특허소재
특원평 10-121415	특개평 10-121415	교각 하부 면진 구조	일본
특원평 7-288753	특개평 9-125412	교각 기초의 면진 구조	일본
특원평 8-125651	특개평 9-310357	면진 구조	일본
특원 2008-4010	특개 2009-167608	응답 변위 방향을 전환할 때의 동작이 원활한 항두 면진 장치	일본
특원 2002-237109	특개 2004-76367	교량의 내진 구조 및 그 시공 방법	일본
특원평 7-233451	특개평 9-59997	면진성 기초말뚝 및 이음말뚝	일본
특원 2003-87104	특개 2004-293157	구축물의 면진기초	일본
특원평 9-282488	특개평 11-81342	면진 독립 기초	일본
US4,514,941		Aseismic Sliders	미국
WO 02-50377		Foundation building system with antiseismic plates	국제
특원 2007-192316	특개 2009-30242	다리 및 다리의 면진 방법	일본
US6,192,649		Elastomeric seismic isolation of structures and components	미국
US6,085,471		Earthquake shock damper for roadway pillars	미국
10-2008-0056171	10-2009-0130502	교량의 세굴방지 및 내진용 기초보강공법	한국
특원평 8-233271	특개평 10-77644	내진말뚝 기초 공법	일본
특원평 7-351020	특개평 9-177094	면진 기초 구조	일본
특원평 8-125652	특개평 9-310358	면진 부재	일본
	특개 2003-328373	면진독립기초	일본
특원평 11-366440	특개 2001-182053	지중 내진 보강말뚝 및 기초 내진 구조	일본
특원평 11-39453	특개 2000-240069	현장타설강관 콘크리트말뚝과 SRC기둥과의 접합 구조 및 접합 방법	일본
특원평 8-126634	특개평 9-310344	프리스트레스콘크리트 내진 면진말뚝	일본
특원평 8-206424	특개평 10-37181	면진말뚝 및 그 구축 방법	일본
특원 2001-131991	특개 2002-322762	면진구조	일본
	특개평 8-302709	내진구조	일본
10-2005-0122711	10-2007-0062848	일체식소켓을 이용한 강관 파일 두부 보강장치	한국

⑤ 지진격리시스템의 최근 현장 적용사례 조사

최근 지진격리시스템이 적용된 현장의 사례조사를 위해 일본 국토지리원 및 Sumitomo Fudosan Idahashi 빌딩의 방문이 이루어졌다. 대상건물의 하부기초와 지하구조물에 설치된 적층고무 및 CLB(Cross Linear Bearing), RDT(Rotary Damping Tube) 등 지진격리시스템의 설계 및 시공에 대한 자문이 이루어졌다.

일본 국토지리원 건물의 지진격리시스템 적용 현장은 건물규모 지상 6층, 지하 1층으로 지진시에 안정이 요구되는 중요구조물로서 지진격리 보강이 이루어지고 있는 현장이었다. 원지반은 사질토 지반이었으며 건물 기초형식은 직접기초였다. 주요 시공순서는 기초바닥을 굴착하고 원기초 Mat 하부에 추가적인 Mat 기초를 타설 후, 지진격리시스템인 적층고무시스템과 CLB 댐퍼시스템을 적용하는 방식이었다(그림 3.300-3.301). 부재 변형각은 1/1,000 수준으로 관리되고 있으며 강관말뚝 전체에 대하여 자동 변위계측이 이루어지고 있다. 굴착은 총 199회 분할굴착이 이루어졌으며 각 굴착단계별 수치해석을 수행하여 굴착시공의 안정성을 확보하고자 하였다. 지하수는 Deep well을 설치하여 배제하였다.



<그림 3.300> 저면굴착을 위한 지지말뚝

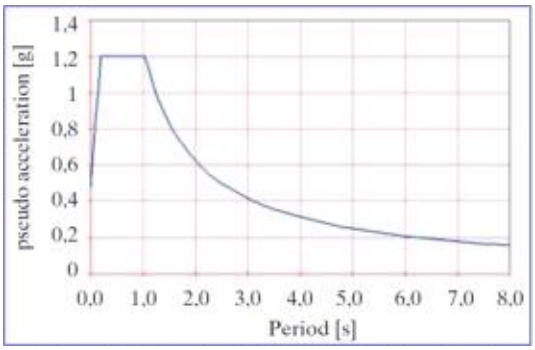


<그림 3.301> 적층고무, CLB 및 제진장치 설치

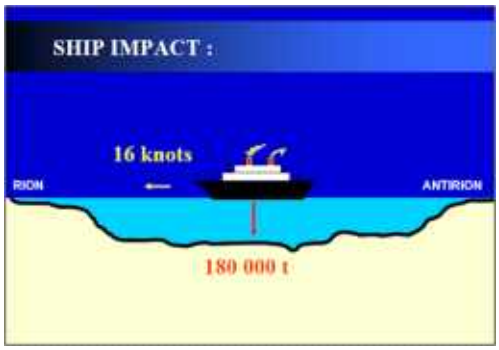
⑥ 리온-안티리온 교량 기초공법 조사 및 분석

내진보강형 복합기초 공법 개발과제의 핵심내용인 복합기초 지진격리시스템 개발을 위해 그리스 리온-안티리온 교량의 기초공법의 적용사례를 조사하였다. 본 교량은 해저 단층 활동이 예상되는 지역을 대상으로 수행된 건설 프로젝트로서, 교량하부 케이슨기초와 원지반 사이에 기초사석을 조성하여 강진시, 케이슨기초의 슬라이딩 거동을 유도함으로써 지진에너지의 저감을 유도하고 상부교량에 전달되는 지진하중을 감소시키는 기초공법이 적용되었다.

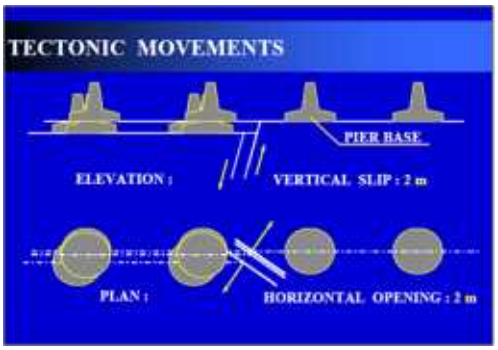
리온-안티리온 교량이 시공된 현장의 지반조건을 살펴보면 얇은 자갈층, 사질토층의 충적층이 조성되어 있어 액상화 발생가능성이 높고 암반까지의 도달심도가 500 m 이상인 지반조건을 가지고 있다. 또한 해저심도가 60 m, 최대풍속이 250 km/h로 예상되고 있다. 지진조건은 리히터 규모 7.0, 최대 지반가속도 0.48g(재현주기 2,000년)이며 특히 해저 단층 활동이 예상되어 수직 2.0 m, 수평 2.0 m의 변위발생 가능성이 설계에 고려되었다.



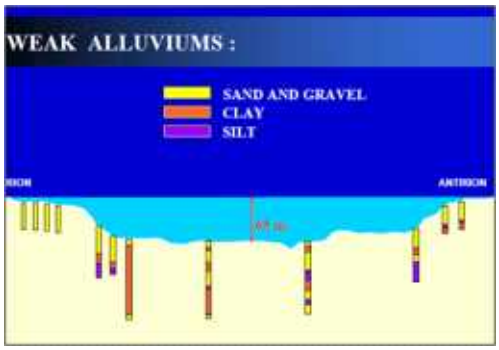
<그림 3.302> 설계응답 스펙트럼



<그림 3.303> 선박충돌 지탱능력



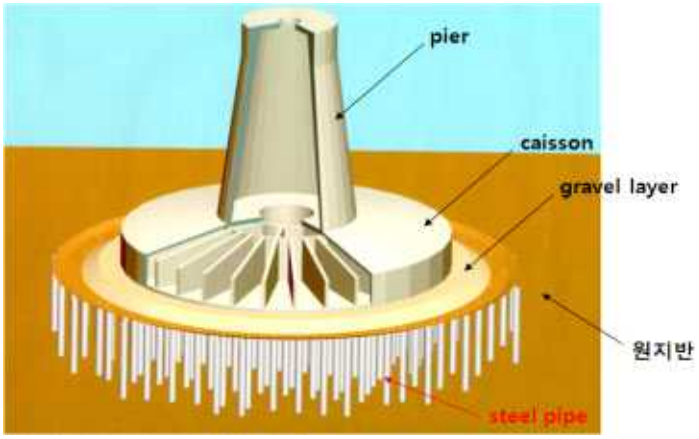
<그림 3.304> 해저 단층 활동



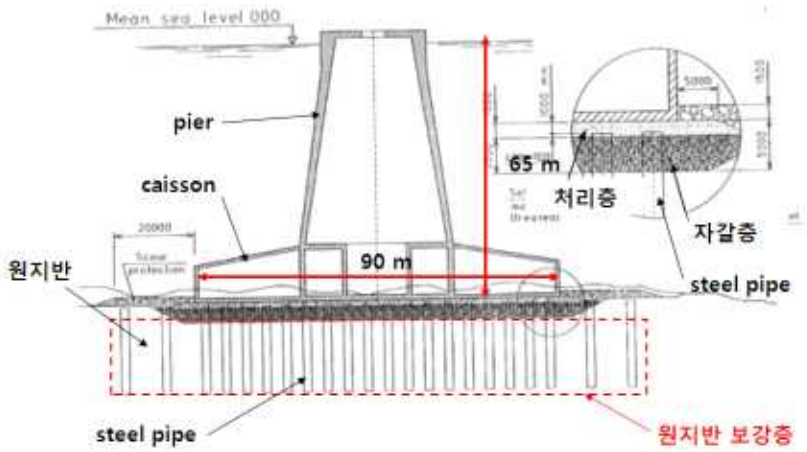
<그림 3.305> 지층분포

리온-안티리온 교량의 시공을 위한 원지반 보강방법을 살펴보면 직경 2.0 m, 두께 20 mm, 길이 25 ~ 30 m, 설치간격 7 m × 7 m의 강관 파이프 총 200 개가 시공되었으며 이는 지진발생시, 원지반 보강층의 hysteresis damping 효과에 의한 지진에너지의 흡수를 고려한 것이다.

리온-안티리온 교량의 케이슨기초 하부의 지진격리층 조성을 살펴보면 지진격리층의 총 두께는 5.0 m로서 입경 10-80 mm의 자갈층이 3.5 m, 표면 처리층이 1.5 m로 구성되어 있다. 지진격리층의 역할은 지진시, 케이슨기초의 회전거동을 방지하고 슬라이딩 거동을 유도하여 케이슨기초 저면과 원지반 보강층 사이에서 인터페이스 퓨즈기능을 수행하도록 한다. 이로써 지진에너지의 소산을 유도한다.



<그림 3.306> 원지반 보강방법

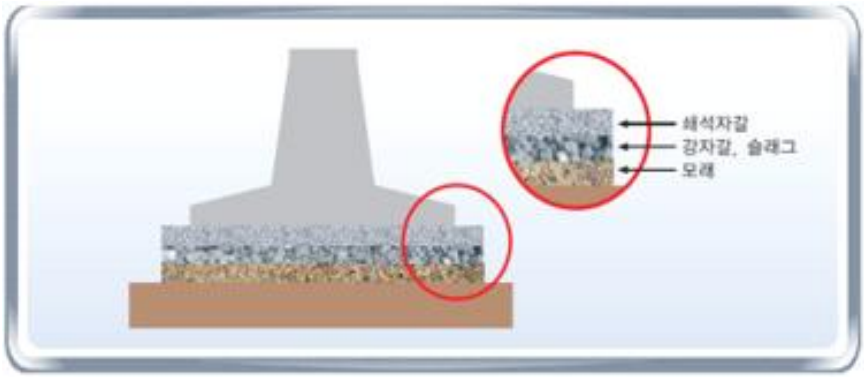


<그림 3.307> 리온-안티리온 교량 기초단면 개요도

리온-안티리온 교량의 기초공법의 선정에서 주목할 점은 본 교량이 시공된 지역의 현장 특징이 반영되었다는 점이다. 본 지역은 해저 단층 활동지역으로서 강진지역이며 이로 인해 최대 지반가속도 0.48g가 고려되어야 하는 지역이다. 이에 대응하기 위한 합리적인 기초공법이 요구되었으며 그 방법으로 강관 파이프를 이용한 원지반 보강과 케이슨기초 하부에 지진격리층을 조성하는 기초방법이 적용되었다. 리온-안티리온 교량의 기초공법 적용사례가 당사가 수행하고 있는 초장대교량사업 과제인 내진보강형 복합기초 공법 개발의 핵심내용인 복합기초 지진격리시스템 개발에 큰 영감을 주고 있다. 종전에는 없었던 혁신적인 개념인 지반진동을 기초하부에서 선제적으로 격리하는 방법은 당사의 내진보강형 복합기초 공법의 연구개발 골자로서 자리잡고 있다.

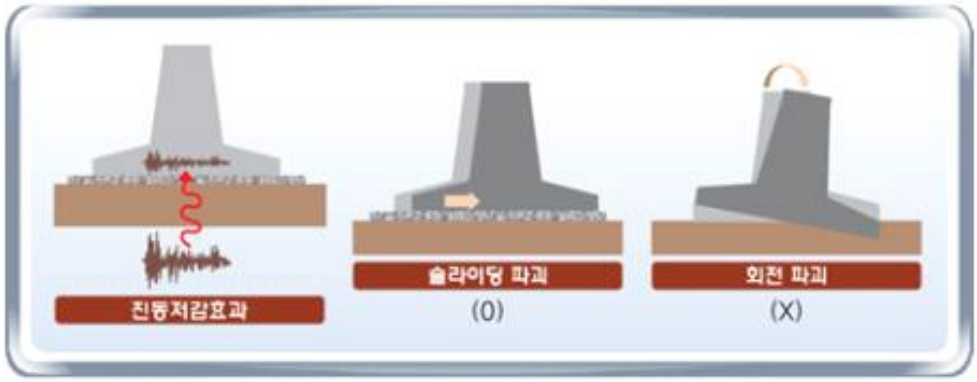
복합기초 지진격리시스템의 정의는 초장대교량 케이슨기초와 하부지반 사이에 지진격리층을 조성하여 지진시, 케이슨기초의 슬라이딩 거동을 유도하여 하부지반으로부터 상부로 전달되는 지반진동을 저감시키는 기술을 말한다.

지진격리시스템의 구성은 지진시, 케이슨기초의 슬라이딩 거동을 유도하는 쇄석자갈층, 입자 간의 상호 맞물림에 기인하는 댐핑효과로 진동저감을 유도하는 강자갈 혹은 제강슬래그층 그리고 단차조절 및 케이슨기초의 슬라이딩 거동을 유도하는 모래층으로 구성되어 있다. 그림 3.308은 지진격리시스템의 구성을 나타내고 있다.



<그림 3.308> 지진격리시스템의 구성

지진격리시스템의 거동 메커니즘은 지진시, 케이슨 저면과 하부지반 사이에서 지진격리층이 인터페이스로서 퓨즈기능을 수행하여 회전거동을 방지하고 슬라이딩 거동을 유도한다. 슬라이딩 거동시, 지진격리층을 구성하는 강자갈 혹은 제강슬래그의 상호 맞물림에 의해 지반진동을 저감시키고 지진에너지를 소산시킨다. 그림 3.309는 지진격리시스템의 거동모드를 나타내고 있다.



<그림 3.309> 지진격리시스템의 거동모드

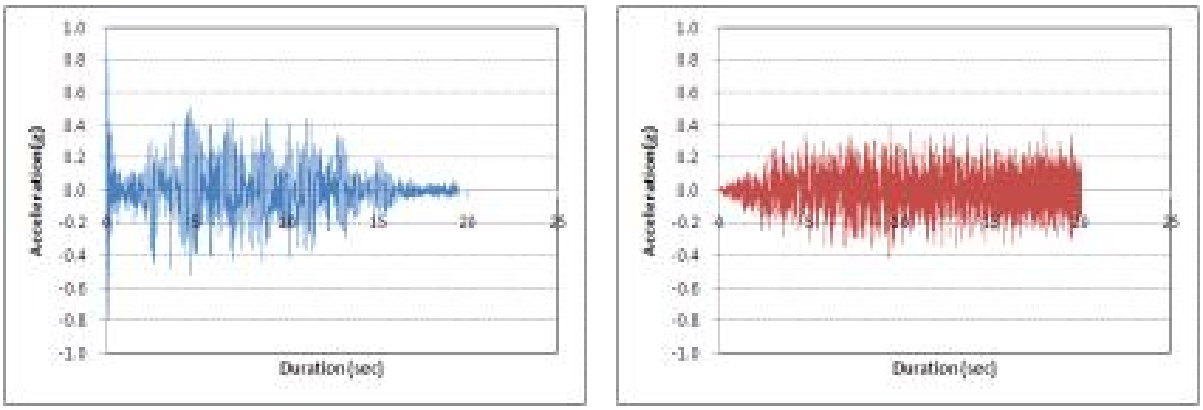
지진격리시스템은 주경간길이가 사장교 1.0 km 이상, 현수교 2.0 km 이상인 초장대교량의 고주탑용 대형 케이슨기초에 적용될 수 있으며 최대 지반가속도 0.5g의 지진조건과 20 m 이상인 수심조건에서 적용될 수 있다.

지진격리시스템은 저수심에서 가물막이를 통해 케이슨기초를 제작하는 경우나 말뚝기초와 케이슨기초가 일체화되는 경우에는 적용에 제한을 두고 있다. 또한 지진격리시스템의 적용으로 인해 교량 주탑의 전도 안정성에 영향을 미칠 수 있는 경우에도 적용에 제한을 두고 있다.

지진격리시스템의 적용 유무에 따른 기초지반, 상부교량의 거동 및 진동저감 연구를 위해 교량 전체계를 대상으로 수치해석 연구가 수행되었다.

교량 기초지반의 거동 및 진동저감에 대한 해석을 위해 유한차분해석 프로그램인 FLAC2D가 사용되었으며 정해석을 위한 지반 내 초기응력 구현 이후 동적해석이 수행되었다. 지반모델로는 Mohr-Coulomb 탄소성 모델이 적용되었으며 구조물모델로는 Elastic 모델이 적용되었다. 동적해석을 위한 경계조건은 Quiet Boundary가 적용되었으며 지진조건은 붕괴방지 내진1등급에 적용하는 인공지진파가 적용되었다.

지진격리시스템이 적용되지 않고 교량 케이슨기초와 현장타설말뚝이 연결되어 있는 경우에는 케이슨기초 바닥지점에서 최대 응답가속도가 1.009로 산정되었다. 반면에 지진격리시스템이 적용된 교량 케이슨기초의 경우에는 케이슨기초 바닥지점에서 최대 응답가속도가 0.422로 산정되었다. 지진격리시스템이 적용됨으로써 약 58%의 지반진동 저감 효과가 발생되었다. 그림 3.310은 응답가속도 이력을 나타내고 있다.

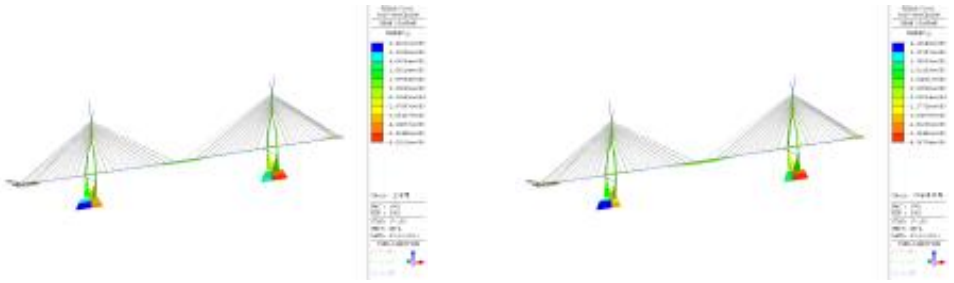


(a) 지진격리시스템 적용 무 (b) 지진격리시스템 적용 유

<그림 3.310> 응답가속도 이력

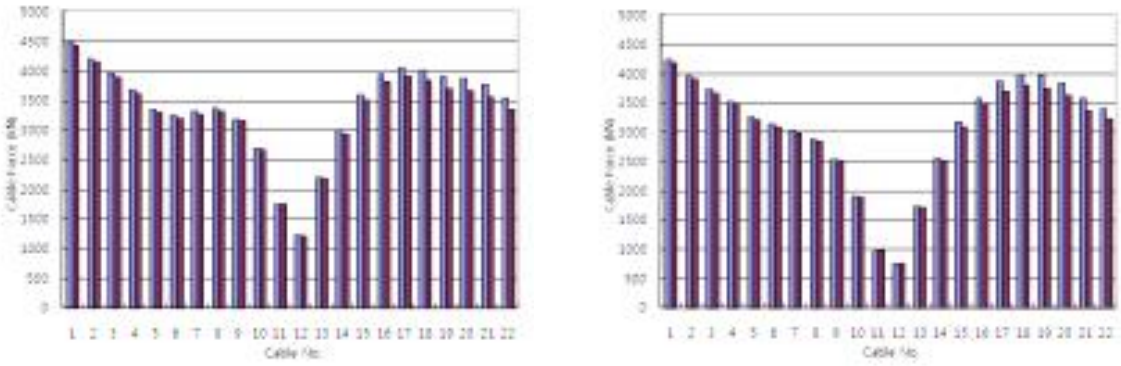
교량 주탑 및 케이블거동에 대한 해석을 위해 MIDAS CIVIL 2009 프로그램이 사용되었으며 2주탑 콘크리트 사장교(주경간 360 m)가 해석대상으로 선정되었다. 해석방법으로는 시간이력해석(Time History Analysis) 및 모드중첩법이 적용되었으며 경계조건으로는 교량받침은 지진격리요소를 제거한 선형탄성요소, 케이블 정착부는 Rigid Link, 주탑하단부는 Fixed Support가 적용되었다. 입력지진파 조건으로는 앞서 상기에 제시된 기초지반의 고정조건 및 격리조건별로 케이슨기초 바닥면 지점에서 획득한 응답가속도 결과가 적용되었다.

상부교량의 부재력, 변위 및 케이블 장력에 대한 해석결과로부터 지진격리시스템 설치시, 최대 모멘트는 35.0%, 케이블의 장력은 11.0%, 변위는 41.8% 감소되는 것으로 산정되어 본 수치해석 연구를 통해 지진격리 효과가 확인되었다. 그림 3.311-3.313은 상부교량의 해석결과를 비교하여 나타내고 있다.



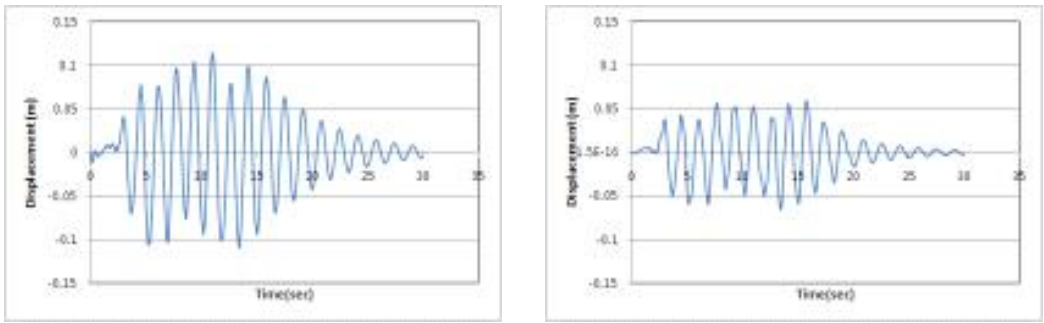
(a) 지진격리시스템 적용 무 (b) 지진격리시스템 적용 유

<그림 3.311> 휨 모멘트 해석결과 비교



(a) 지진격리시스템 적용 무 (b) 지진격리시스템 적용 유

<그림 3.312> 케이블 장력 해석결과 비교



(a) 지진격리시스템 적용 무 (b) 지진격리시스템 적용 유

<그림 3.313> 변위 해석결과 비교

(2) 제강슬래그를 이용한 지진격리시스템 개발

①제강슬래그 물성평가

리온-안티리온 교량 프로젝트의 조사연구를 통해 당사의 연구개발 기술인 복합기초 지진격리시스템의 경제성 확보방안을 마련하고자 하였다. 리온-안티리온 교량의 케이슨기초 하부에 적용된 지진격리시스템의 재료는 강자갈과 쇄석자갈로서 기초사석 재료였다. 본 연구를 통해 기초사석 재료로서, 강자갈과 쇄석자갈의 공학적 성능을 대체할 수 있으며 재료비가 저렴한 지진격리 재료를 조사하였다.

지진격리시스템을 구성할 대체재료로서 제강슬래그를 검토하였고, 생산현황, 재활용 용도 및 경제성을 조사하였다. 제강슬래그의 생산량은 2005년 기준으로 국내 830만톤/년, 해외 2.5억톤/년으로 파악되었다. 국내 제강슬래그의 생산지역은 포항, 광양 및 당진제철소이며 현재 제강슬래그는 도로노반재, 성토재, 기초잡석재 및 항만용 케이슨 속채움재(그림 3.315) 등으로 재활용되고 있다. 제강슬래그의 재료비는 5,600-6,300 원/m^3이며 지진격리시스템을 구성할 대체재료로서 제강슬래그를 사용할 경우, 쇄석자갈에 비해 최대 30%까지 재료비가 절감되는 것으로 조사되었다.



<그림 3.314> 제강슬래그

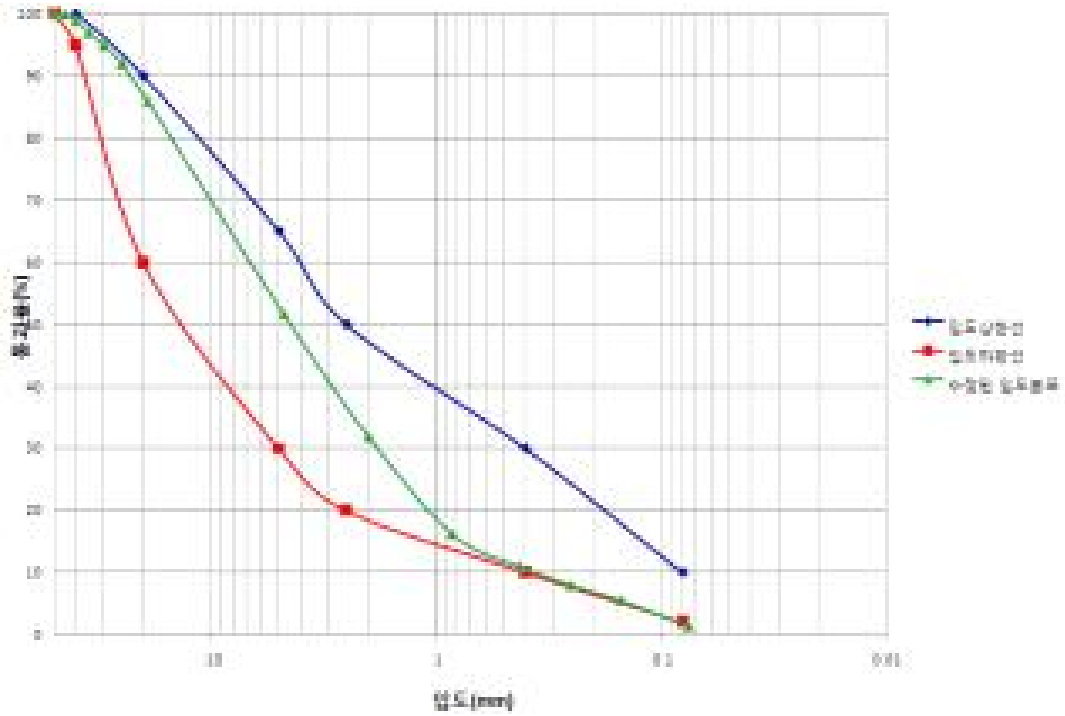


<그림 3.315> 항만용 케이슨 속채움

강자갈 및 쇄석자갈의 대체재료로서 지진격리시스템에 적용하기 위해, 제강슬래그 재료의 공학적 성능 규명을 위한 실내시험이 수행되었다. 제강슬래그 재료를 대상으로 기초 물성시험, 전단강도 정수 파악을 위한 직접전단시험, 동적성능 파악을 위한 공진주시험 및 비틂전단시험이 수행되었다. 또한 콘크리트 블록과 제강슬래그 재료 간의 접촉면 거동 규명을 위한 직접전단시험이 수행되었다.

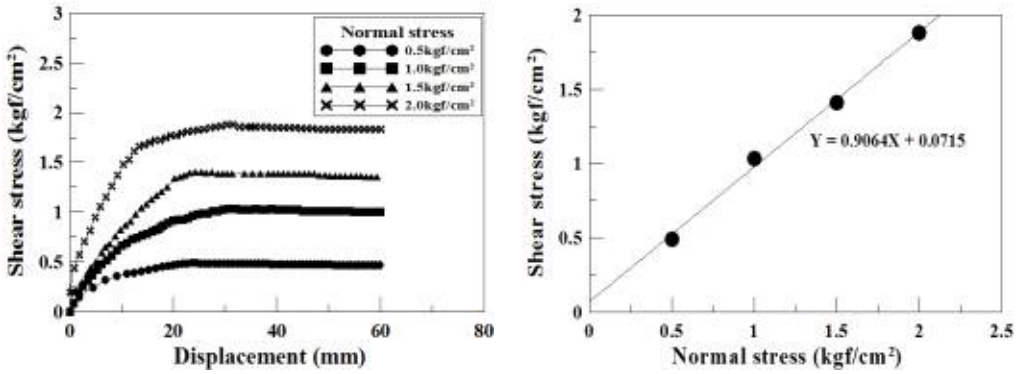
제강슬래그 재료의 입도시험을 통해 No. 4체 통과율 51.7%, Cu = 16.2, Cc = 0.26

으로 파악되었으며 그림 3.316과 같이 도로용 부순골재의 입도기준 사이에 존재하는 것으로 파악되었다. 제강슬래그의 단위중량은 2.48 t/m3, 마모율은 20%이하로 나타났다.



<그림 3.316> 제강슬래그 입도분포 및 도로용 부순골재 입도기준과의 비교

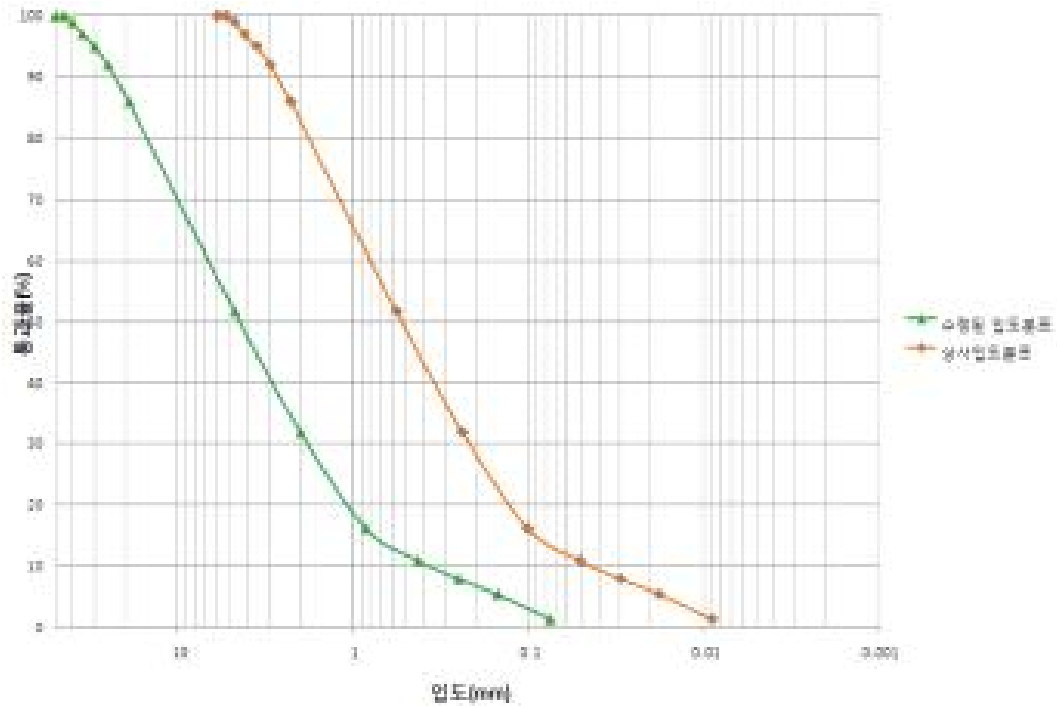
제강슬래그 재료의 전단강도 정수 파악을 위한 직접전단시험이 수행되었다. 수직응력 0.5-2.0 kg/cm^2 조건에 따른 최대 전단응력이 파악되었다. 직접전단 시험으로부터 c = 0.07 kg/cm^2, 내부마찰각 42.12°로 산정되었다. 그림 3.317은 직접전단시험 결과를 나타내고 있다.



(a) 응력-변위 그래프 (b) 수직응력과 전단응력 관계그래프

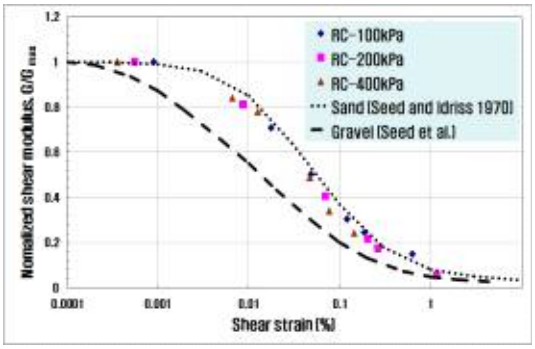
<그림 3.317> 제강슬래그의 직접전단시험결과

공진주시험 및 비틂전단시험을 통한 제강슬래그 재료의 동적성능 파악에 앞서, 제강슬래그 재료의 최대입경과 공시체의 크기제한으로 인해 상사입도가 적용되었다. 제강슬래그 재료의 상사 입도분포 제시를 위해 평행입자분포법이 적용되었으며 상사비는 8.42, 최대입경은 4.75 mm가 적용되었다. 그림 3.318은 제강슬래그의 원입도 분포와 상사 입도분포를 비교하여 나타내고 있다.

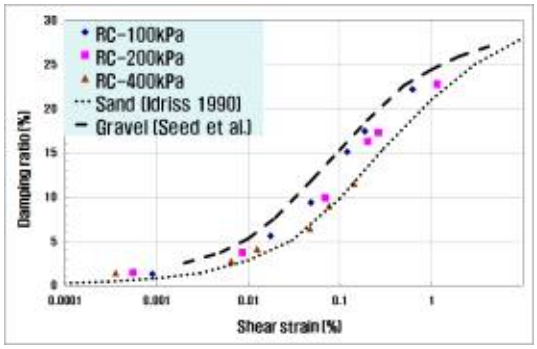


<그림 3.318> 제강슬래그의 원입도 분포 및 상사 입도분포 비교

공진주시험 및 비틂전단시험을 통해 제강슬래그 재료의 전단 탄성계수 감소곡선 및 감쇠비 곡선이 파악되었다. 구속압 변화에 따른 제강슬래그 재료의 전단변형율-전단탄성계수 곡선이 제시되었으며 이는 Sand 곡선(Seed & Idriss, 1970)과 Gravel 곡선(Seed et al.) 내에 존재하는 것으로 나타났다(그림 3.319). 또한 구속압 변화에 따른 제강슬래그 재료의 전단변형율-감쇠비 곡선도 Sand 곡선(Seed & Idriss, 1970)과 Gravel 곡선(Seed et al.) 내에 존재하는 것으로 나타났다(그림 3.320). 본 시험결과로부터 제강슬래그의 원입도 조건에서 쇄석자갈과 유사한 동적거동을 나타낼 것으로 판단된다.



<그림 3.319> 전단 탄성계수 감소곡선



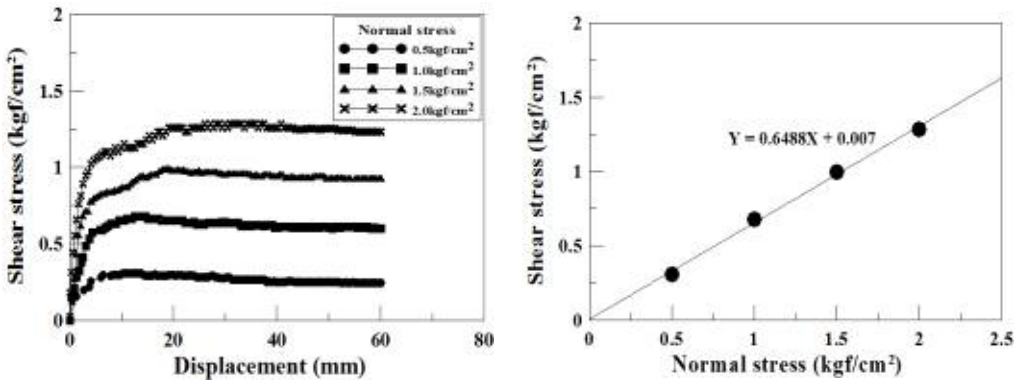
<그림 3.320> 감쇠비 곡선

콘크리트 블록과 제강슬래그 재료의 접촉면 거동을 규명하기 위해 직접전단시험이 수행되었다. 시험에 사용된 직접전단시험기의 규모는 직경 300 mm × 높이 350 mm 였다. 콘크리트 블록은 직경 300 mm × 두께 200 mm의 원기둥 형태로 제작되었다. 시험에 사용된 제강슬래그의 경우, 최대입경은 40 mm, 최대건조단위중량 2.48 t/m3, 최소건조단위중량 1.98 t/m3, 함수비 4.0% 였으며 시험시, 상대밀도 70%로 조성되었다. 그림 3.321은 콘크리트 블록과 제강슬래그 재료의 접촉면 전단시험의 개념을 나타내고 있다.

콘크리트 블록과 제강슬래그 재료의 접촉면 거동을 규명하기 위해 직접전단시험을 통해 콘크리트 블록과 제강슬래그 접촉면에서의 마찰계수는 0.645, 접촉면의 마찰각은 32.81°로 산정되었다(그림 3.322).



<그림 3.321> 콘크리트 블록과 제강슬래그 재료의
접촉면 전단시험의 개념도



(a) 응력-변위 그래프 (b) 수직응력과 전단응력 관계그래프

<그림 3.322> 콘크리트 블록과 제강슬래그 재료의 접촉면 전단시험 결과

제강슬래그의 지진격리시스템 구성재료로서 적용하기 위한 타당성 연구의 일환으로 쇄석자갈과 제강슬래그의 공학적 성능을 비교 검토하였다. 일축압축강도, 단위중량, 마모율, 재료의 내부마찰각, 콘크리트와 재료의 접촉면 마찰계수, 전단탄성계수 곡선 및 감쇠비 곡선을 비교한 결과, 쇄석자갈과 제강슬래그가 유사한 공학적 성능을 나타내는 것으로 파악되었다. 상기 결과로부터 기초사석 및 지진격리 재료로서 사용되고 있는 쇄석자갈을 대체하여 제강슬래그가 적용될 수 있다고 제안하는 바이다. 표 3.47은 쇄석자갈과 제강슬래그의 공학적 성능을 비교하여 나타내고 있다.

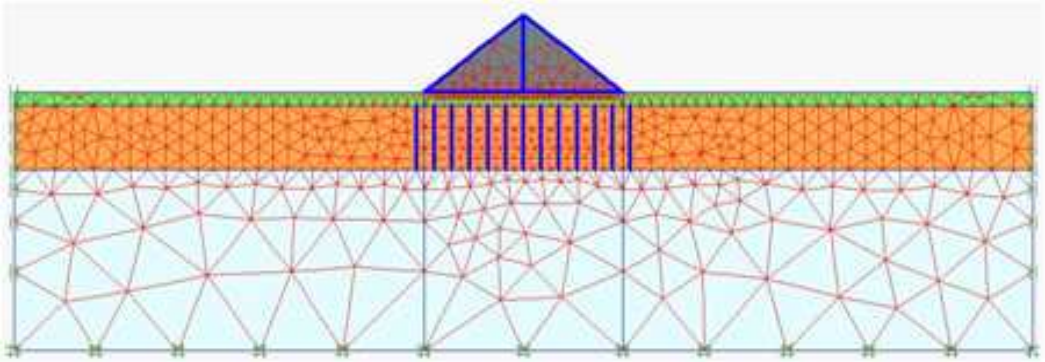
<표 3.47> 쇄석자갈과 제강슬래그의 공학적 성능 비교

항목	쇄석자갈	제강슬래그
단위중량	2.33~2.40 t/m^3	2.48 t/m^3
마모율	35~40% 이하	20% 이하
일축압축강도	30 MPa 이상	42.75 MPa
내부마찰각	35° 이상	42°
접촉면 마찰각	0.57 (Rion-Antirion)	0.645
전단 탄성계수 감소곡선	그림 3.319 참조	
감쇠비 곡선	그림 3.320 참조	

② 지진격리시스템의 수치해석 연구

지진격리시스템의 수치해석 연구에서는 리온-안티리온 교량기초의 수치해석 연구(Dobry et al., 2003) 내용을 참조하여 동일 대상에 대한 수치모델의 구현 및 검증이 수행되었다. 또한 검증된 수치모델을 활용하여 지진격리 재료의 변화, 지진격리층 두께에 따른 지반진동 저감 정도를 파악해 보았다. 본 수치해석 연구를 통해 지진격리시스템의 설계에 대한 합리적이며 경제적인 접근이 연구되었다.

본 수치해석을 위한 요소망 및 경계조건을 살펴보면 평면변형율 조건으로, 6 절점의 삼각형 요소가 적용되었으며 그림 3.323과 같이 센터를 중심으로 좌우 200 m, 아래로 130 m 확장되었다. 좌우측은 수직방향 롤러, 하부는 수직·수평방향 고정으로 치환되었다. 그리고 동적해석을 위해 좌우측은 Absorbent boundary로 설정되었다. 하중조건은 Dobry et al. (2003)과 동일한 조건이 해석에 적용되었다.



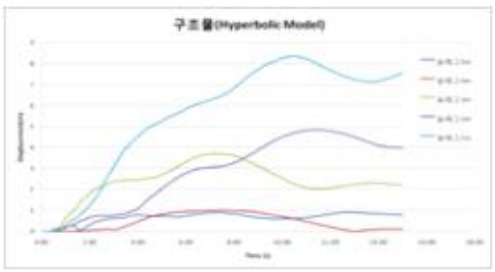
<그림 3.323> 2차원 유한요소망

지진격리시스템의 재료모델로는 Mohr-Coulomb 탄소성 모델이 적용되었으며 지반물성으로는 탄성계수 78,990 kPa, 내부마찰각 42°, 포아송비 0.2, 단위중량 2.48 t/m^{3}이 적용되었다. 케이슨기초 바닥과 제강슬래그 재료의 접촉면 모델은 Coulomb friction 모델이 적용되었으며 접촉면의 마찰계수는 0.645가 적용되었다. 연약지반은 Mohr-Coulomb 탄소성 모델이 적용되었으며 강관은 Linear Elastic 모델이 적용되었다. 입력 지진파는 장주기 특성을 가지는 Hachinohe 지진파가 사용되었다.

본 수치해석을 통해 지진격리시스템의 적용 여부에 따른 응답가속도의 저감효과를 살펴보았다. 케이슨기초 바닥면에서의 응답가속도 결과를 살펴보면(그림 3.324) 제강슬래그로 조성된 지진격리시스템 적용시 응답가속도는 0.51g로 나타났으며 반면에 지진격리시스템의 미적용시, 응답가속도 결과는 0.81g로 산정되었으며 약 37%의 응답가속도 저감효과가 나타났다. 한편 제강슬래그로 조성된 지진격리시스템 적용시, 케이슨기초 toe부분에서의 수평변위는 0.475 m로 산정되었으며 Dobry et al. (2003)의 연구결과와 유사한 경향을 보였다(그림 3.325).



<그림 3.324> 응답가속도 해석결과



<그림 3.325> 수평변위 해석결과

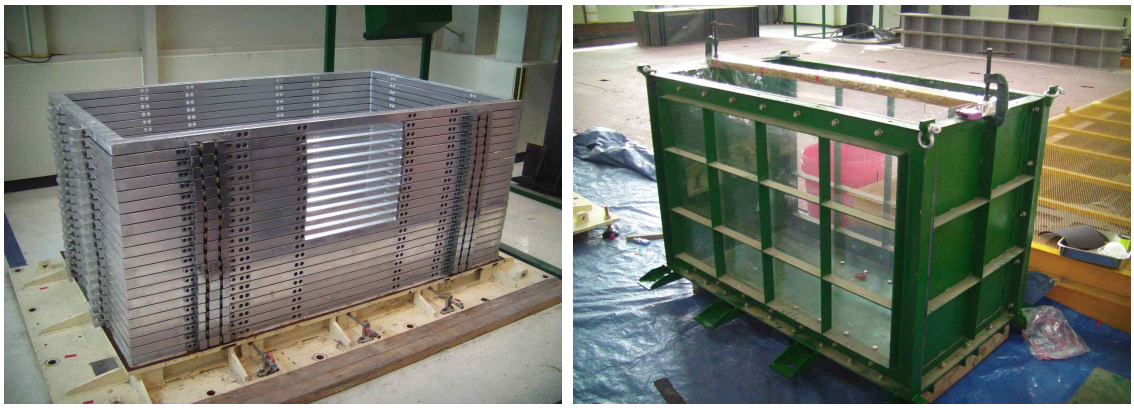
③ 지진격리시스템의 진동대시험

지진격리시스템의 동적성능을 검증하여, 최종적으로 지진격리시스템의 설계매개변수의 결정하고, 설계매뉴얼을 개발하기 위하여 총 2년에 걸쳐 진동대시험을 수행하였다. 진동대시험(Ⅰ)과 진동대시험(Ⅱ)의 차이점은 모형지반의 강성, 모형 피어구조물의 크기, 입력 가속도의 크기 등이다.

○ 진동대시험(Ⅰ)

▪ 진동대시험(Ⅰ)의 준비.

점토 또는 모래를 이용하여 상사비에 맞는 강성을 갖는 모형지반을 조성한 후 원위치 시험과 해머충격시험을 통해 모형지반의 비배수 전단강도 및 전단파 속도를 조사하였다. 원위치 시험은 휴대용 콘관입 시험과 미니베인시험을 수행하여 콘지수와 비배수 전단강도를 측정한다. 해머 충격시험은 충격을 토조 외부 하단에서 가하는 방식과 모형지반 표층에서 가하는 방식이 있는데, 토조 외부 하단에서 가하는 방식은 토조의 강성 때문에 모형지반을 통과하는 파동이 매우 짧은 단주기 파가 많이 포함되어 도달시간(arrival time)산정이 까다롭다. 본 연구에서는 모형지반 표층에서 가하는 방법을 사용할 예정이다. 그림 3.326은 Laminar shear box system과 강성토조를 나타내고 있다. 그림 3.327은 1g 진동대 시험시설 및 Laminar shear box를 나타내고 있다.



<그림 3.326> Laminar shear box system과 강성토조



<그림 3.327> 1g 진동대 시험시설 및 Laminar shear box (부산대학교)

▪ 상사비 산정 및 모형지반 조성

지진격리시스템의 진동대시험을 위해 prototype 모델로서 리온-안티리온 교량 기초가 적용되었다. Iai (1989)의 상사법칙을 근거로 하여 길이비 1:50이 적용되었다. 그리고 모형 토조의 조립이 이루어졌으며 Laminar Shear Box가 조립되었다. 모형 토조는 한 층의 높이는 0.045 m, 총 25층 1.125 m로 조성되었으며 각 층에 베어링을 설치하여 박스 간의 마찰을 최소화하였다. 각 층 사이로 물과 점토가 배출되지 않도록 박스 내부에 멤브레인이 설치되었다. 그림 3.328은 진동대시험을 위한 모형 토조 조립을 나타내고 있다. 그림 3.329는 멤브레인 설치 작업을 나타내고 있다.



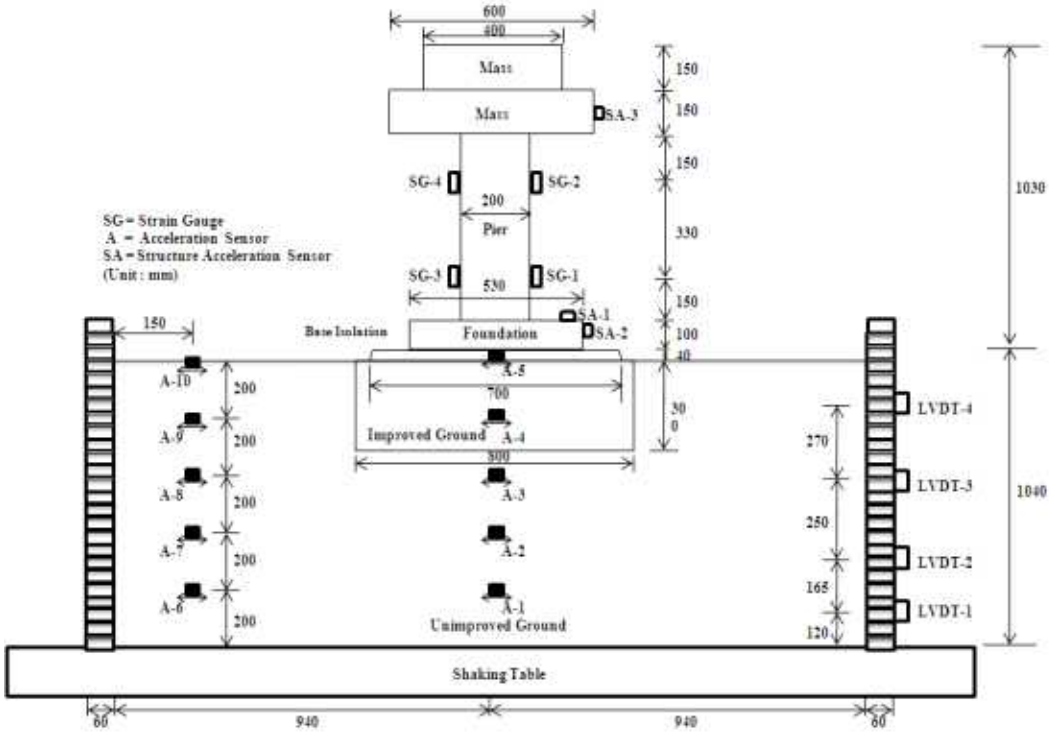
<그림 3.328> 진동대시험을 위한 모형 토조 조립



<그림 3.329> 진동대시험을 위한 멤브레인 설치

▪ 계측기 설치 및 모형지반 조성

진동대시험(Ⅰ)을 위한 계측기 설치의 경우, 가속도계는 벽면에서 15 cm 이격된 지점과 토조 중간 위치에 각각 5개씩 설치되었으며 토압계는 12층, 17층, 22층에 토조의 중앙을 기준으로 10 cm 이격된 지점에 각 2개씩 총 6개가 부착되었다. 그림 3.330은 진동대시험을 위한 계측기 설치 개요도를 나타내고 있다. 진동대시험을 위한 모형지반 조성은 인공점토인 Kaolinite를 활용하여 L1.880 m×W1.080 m× H1.125 m 규모로 조성되었으며 케이슨기초 하부의 지반보강은 Kaolinite(100%)+Cement(107%) 혼합하여 L0.60 m×W0.60 m× H0.40 m 규모로 조성되었다. 그림 6은 모형지반 조성을 나타내고 있다.



<그림 3.330> 계측기 설치 개요도



<그림 3.331> 모형지반 조성

▪ 모형지반 및 제강슬래그 지진격리 재료의 물성값 파악

모형 지반 및 모형 보강지반의 물성을 조사하였다. 모형 지반(Kaolinite)의 경우, 함수비는 60%, CPT 강도는 12 kPa, 건조단위중량은 17 kN/m3으로 파악되었다. 모형 보강지반(Kaolinite+시멘트 7%)의 경우, 함수비는 60%, CPT 강도는 35 kPa, 건조단위중량은 30 kN/m3으로 파악되었다. 지진격리 재료인 제강슬래그의 경우, 일축압축강도는 43 MPa, 건조단위중량은 25 kN/m3, 마모율은 20, 내부마찰각은 42°, 콘크리트 블록과의 접촉면 마찰계수는 0.65로 산정되었다. 제강슬래그로 지진격리층을 조성하는 경우, 상사비는 1:8이 적용되었으며 최대입경 4.75 mm, 포설은 L0.60 m× W0.60 m× H0.03 m로 이루어졌다. 그림 3.332는 제강슬래그를 활용한 지진격리층의 포설을 나타내고 있다.



<그림 3.332> 지진격리시스템 조성

▪ 구조물 계측기 설치 및 지진파 모사

진동대시험을 통한 구조물의 동적거동을 파악하기 위해 구조물에 계측기가 설치되었다. 거푸집으로 성형된 콘크리트 매스가 크레인에 의해 설치되었으며 구조물에 가속도계 3개 및 Strain Gauge 4개가 설치되었다. 입력 지반운동의 선정의 경우,

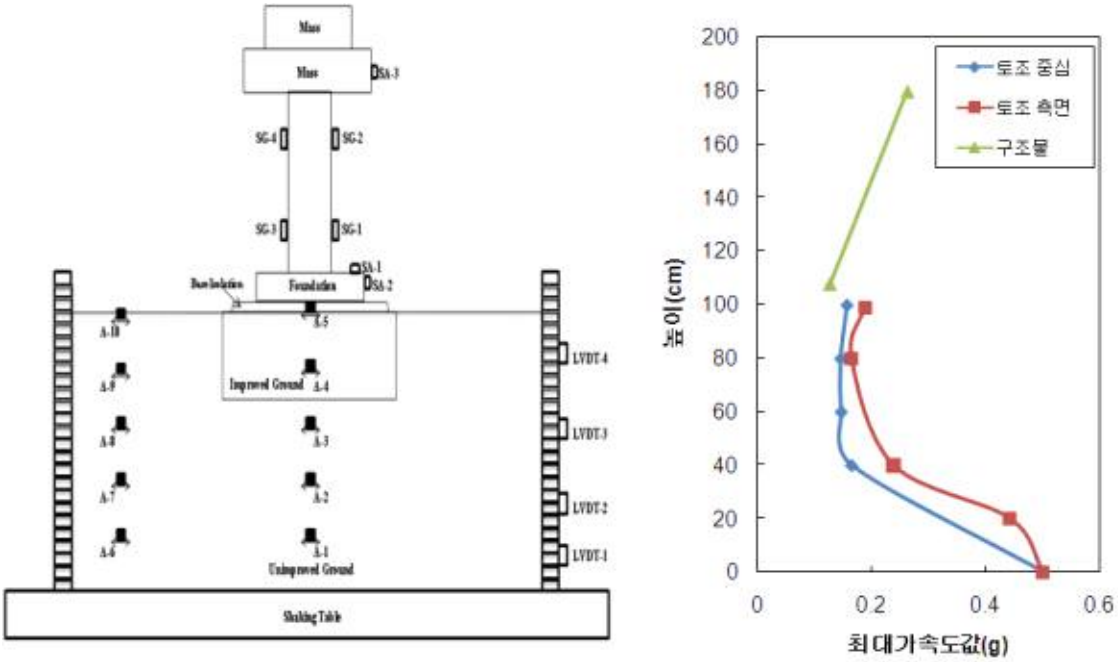
정현파 0.03-0.5g 및 Chi-Chi 지진파가 적용되었다. 표 3.48은 진동대시험의 입력 지반운동 단계를 나타내고 있다.

▪ 진동대시험 결과 및 분석

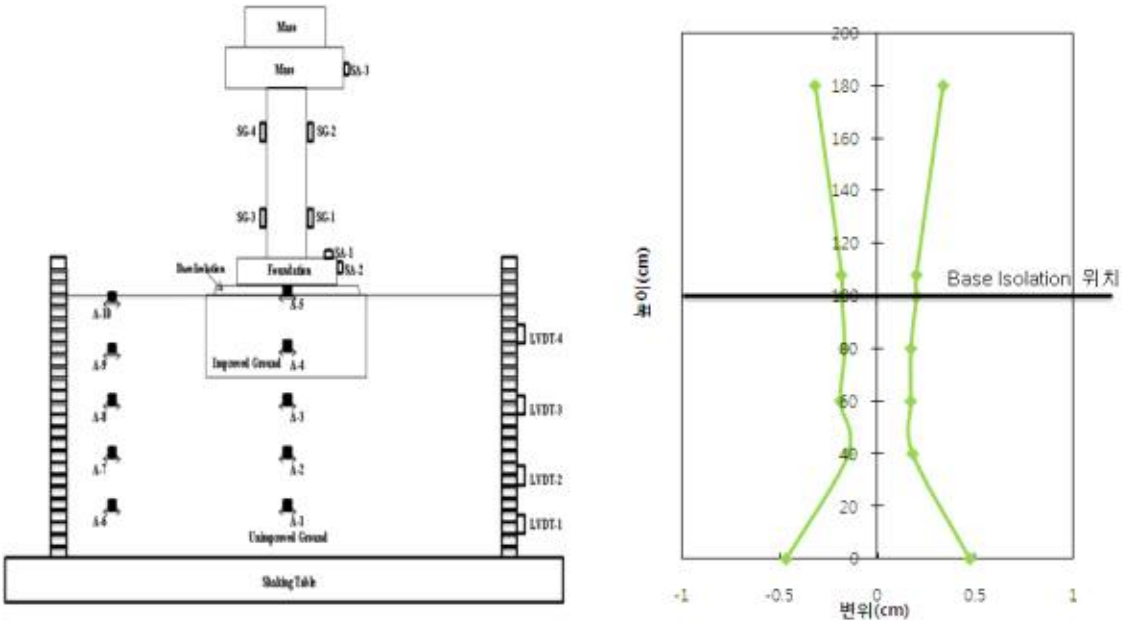
진동대시험 결과를 살펴보면 지진격리시스템 위치(A-5)의 가속도가 자유장 위치(A-10)의 가속도보다 약 27% 작게 산정되었으며 이로부터 지반-격리층-구조물 상호작용의 결과이며 지진격리시스템의 가속도 저감효과를 나타내고 있다. 최대수평가속도(PHA)는 지진격리시스템 위치(A-5)에서 0.156g, 교량기초(SA-2)에서 0.136g로 지진격리층을 통과하면서 12.8%의 진동저감 효과를 발생시켰다. 한편 지진격리층과 교량기초 사이의 상대변위는 proto type으로 환산할 경우 9cm로 작은 sliding 효과가 발생되었다. 이는 입력하중이 0.5g 였지만 모형지반을 통과하면서 진동이 많이 감쇄되어 지진격리층과 교량기초의 sliding 거동을 유도할 만큼의 큰 진동이 구현되지는 않았기 때문으로 판단된다. 그림 8은 진동대시험의 수평가속도 결과를 나타내고 있다. 그림 3.334는 진동대시험의 상대변위 결과를 나타내고 있다.

<표 3.48> 진동대시험의 입력 지반운동 단계

ID	Type	Wave	Amax(g)	Frequency(Hz)	Description
Ip1	Inspection	-	-	-	CPT
1	Mea. Vs	Shock Wave	-	-	Ham. Blow
2	Sweep Test	Sinusoidal	0.03	1-40	Sine Sweep
3		Sinusoidal	0.03	4.71	
4		Sinusoidal	0.03	17.71	
5		Sinusoidal	0.1	4.71	
6		Sinusoidal	0.1	17.71	
7		Sinusoidal	0.2	4.71	
8		Sinusoidal	0.2	17.71	
9		Chi-Chi	0.2	-	
10		Sinusoidal	0.3	4.71	
11		Sinusoidal	0.3	17.71	
12		Sinusoidal	0.4	4.71	
13		Sinusoidal	0.4	17.71	
14		Sinusoidal	0.5	4.71	
15		Sinusoidal	0.5	17.71	
16		Chi-Chi	0.5	-	
17	Mea. Vs	Shock Wave	-	-	Ham. Blow
Ip2	Inspection	-	-	-	CPT



<그림 3.333> 진동대시험의 수평가속도 결과



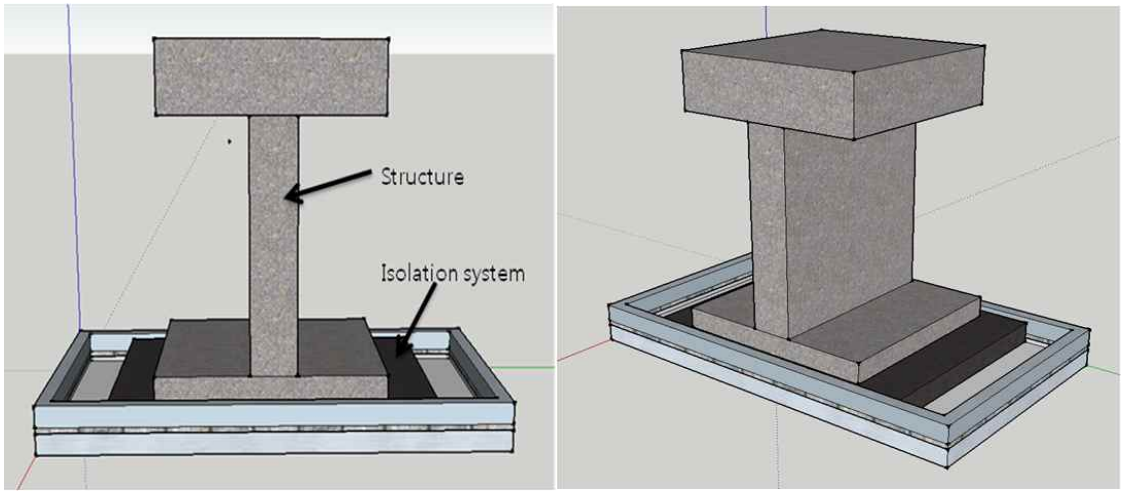
<그림 3.334> 진동대시험의 상대변위 결과

○ 진동대시험(Ⅱ)

▪ 진동대시험(Ⅱ) 수행 내용

진동대시험(Ⅰ)에서는 당초 예상과 달리 지진격리층으로 인한 구조물의 rocking (전도)모드 진동이 크게 줄어들지 않았으며, sliding(미끄러짐) 모드의 진동도 뚜렷하게 나타나지 않았다. sliding 모드가 뚜렷하게 실현되지 않은 이유는 지진격리시스템 위치에 도달한 지반진동이 0.5g 보다 매우 작은 수준으로 감소되었기 때문이다. 지반진동이 크게 감소된 원인은 카올리나이트로 조성된 모형 원지반의 강성이 매우 작았으며, 지진격리시스템의 주요 sliding 모드 요소인 기초 콘크리트와 고로슬래그 사이의 마찰저항 (마찰계수 0.6)이 지반진동에 비해 상대적으로 컸기 때문으로 판단된다.

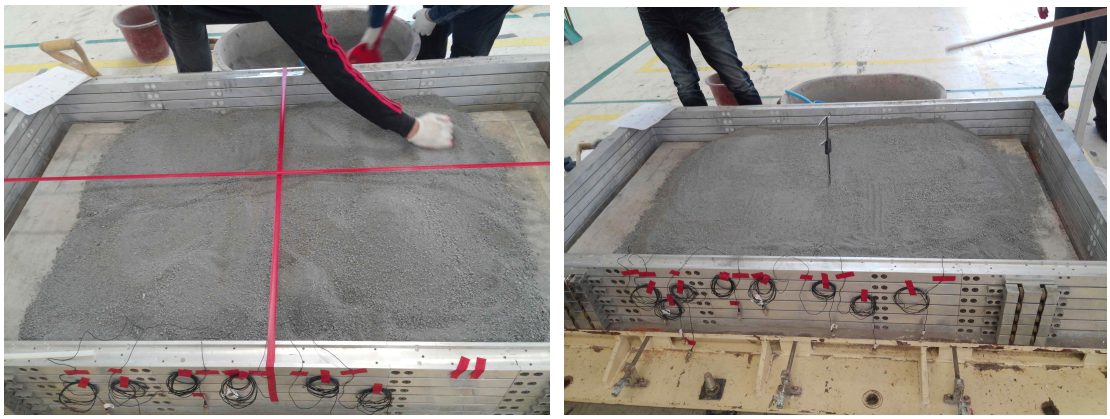
이에 따라 진동대시험(Ⅱ)에서는 모형 원지반을 강성지반으로 조성하고 지진격리층에 의한 sliding 모드를 유도하여 지진격리 효과를 검증하고자 하였다. 또한 입력가속도는 0.5g에서 1.0g로 상향시켜 지진격리층에서 0.5g 이상의 응답가속도를 나타낼 수 있도록 유도하였다. 그림 3.335는 진동대시험(Ⅱ)의 지진격리시스템 모형과 Larminar shear box system의 모식도를 나타낸 것이다. 그림 3.336~3.338은 진동대 모형시험 준비와 구조물 모형 제작과정 및 제작된 모형 설치작업을 나타내었다. 구조물 모형은 진동대시험(Ⅰ)에서 사용한 1/50 스케일보다 큰 1/30 스케일로 제작하였다.



<그림 3.335> 진동대시험(Ⅱ)의 지진격리시스템 모형과 Laminar 전단상자 모식도



<그림 3.336> 토조 조립 및 하부기초 조성



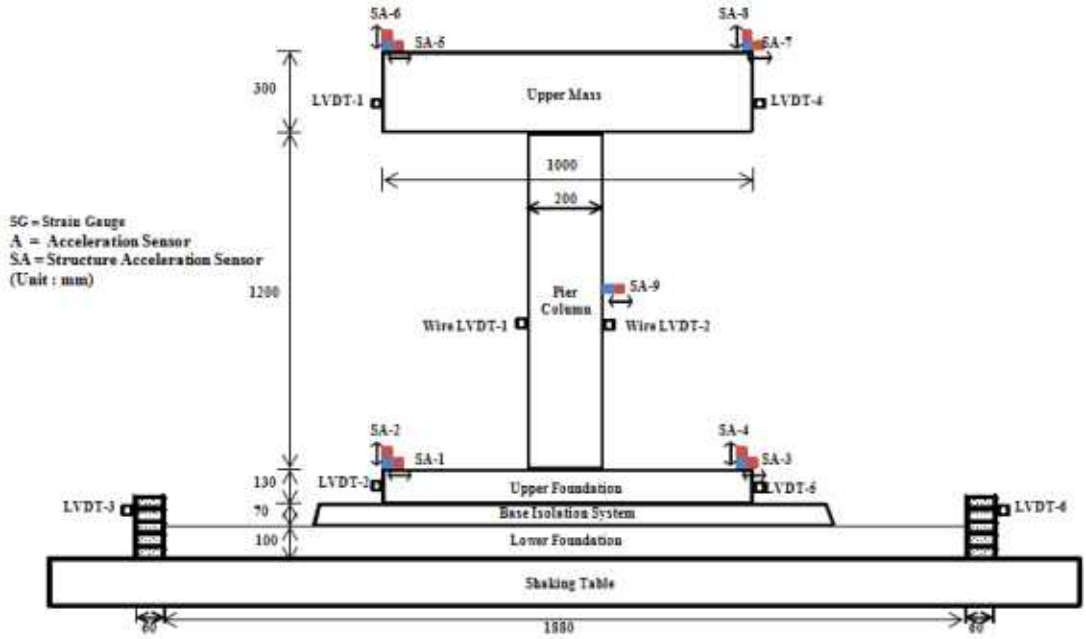
<그림 3.337> 지진격리층 조성 및 센서 설치



<그림 3.338> 모형 구조물 설치 및 센서 설치

▪ 계측기 설치

진동대시험을 위한 계측기는 가속도계를 지진격리시스템 슬래그 층에 8개소, 구조물에 10개소를 설치하고 LVDT는 8개소에 설치해 지진격리시스템을 포함한 진동대 모형에서의 가속도 증폭과 감소 특성을 분석하였다. 다음 그림은 모형 토조 및 모형 구조물의 계측기 설치 개요도를 나타낸 것이다.



<그림 3.339> 모형 구조물 설치 및 센서 설치

▪ 진동대시험(Ⅱ) 입력 지진파 프로그램

지지격리층에 0.5g 이상의 강진이 도달하는 상황를 모사하기 위해 최대 1.0g에 해당하는 가속도를 입력지진파로 사용하였다. 계획된 실험 프로그램은 다음 표와 같다.

<표 3.49> 계획한 모형실험 프로그램

Test ID	Test Description	note
FF 1.2	sinusoidal 1.0g 25Hz	2D 구조물
FF 1.3	sinusoidal 1.0g 5Hz	
FF 1.4	sinusoidal 1.0g 2.5Hz	
FF 1.5	sinusoidal 0.5g 1.2Hz	
FF 2.2	chichi 1.0g	2번 구조물 (3D 구조물)
FF 2.3	sinusoidal 1.0g 25Hz	
FF 2.4	sinusoidal 1.0g 5Hz	
FF 2.5	sinusoidal 1.0g 2.5Hz (10sec)	
FF 2.6	sinusoidal 0.2g 0.5Hz (10sec)	

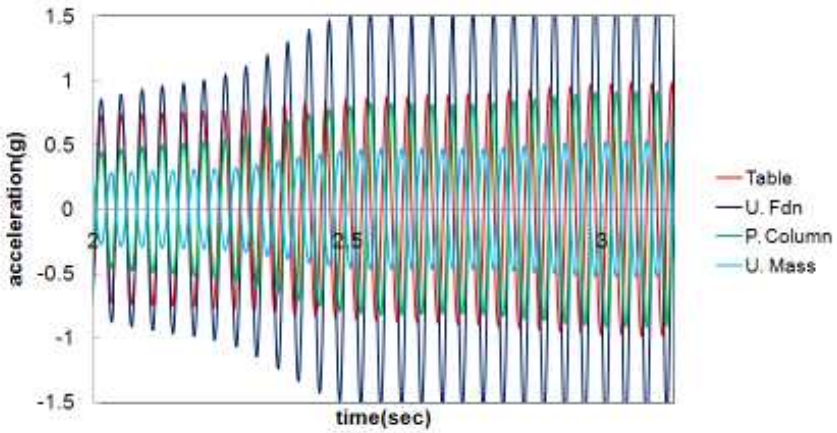
▪ 2-D 모형의 1.0g 25Hz 정현파 시험

가속도계에 계측된 최대가속도는 표과 같다. 그림 3.340는 1.0g 25 Hz 정현 입력파를 진동대에 입력한 경우의 깊이에 따른 최대가속도의 변화를 보여주고 있다. 진동대 바로 위에 진동대와 일체로 거동하도록 조성된 하부기초(Lower Foundation)에 최대 1.0g의 진동이 전달되었다. 지진격리층을 통과한 진동은 지진격리 슬래그 층 바로 위의 상부기초(Upper Foundation)에서는 1.7g(70% 증가), 교각(Pier) 중심부에서는 0.9g(10% 감소), 상부 중량부(Mass)에서는 0.5g (50% 감소)의 가속도 수준을 보였다. 진동이 지진격리층을 통과한 후 지진격리 슬래그 층 바로 위의 상부기초(Upper Foundation)에서 크게 증가한 현상은 상부구조물이 강체가 아니고 연성체인 것과 관련이 있는 것으로 판단된다. 즉 입력 진동의 주기 특성과 상부 구조물의 고유주기 특성에 따라서 지진격리층의 항복가속도 (yield acceleration, 약 0.65g) 이상의 진동이 상부에 전달될 수도 있음을 보여주고 있다. 한편, 하부기초에 설치된 LVDT 2와 5는 대체적으로 2-3mm 이내의 작은 진폭 변위(하부기초와 진동대 사이의 상대변위)을 나타냈다. 진동대와 일체로 조성되어 이론적으로 진동대 자체의 변위와 동일해야 하는 LVDT 3과 6 을 제외한 나머지 LVDT 들은 진동대와 구조물의 상대적 변위를 계측하도록 설치되었다. 입력 진동 가속도와 상부 중량부 가속도를 비교해 보면, 제강슬래그를 사용한 지진격리시스템은 하부기초에서 상부구조물로 전달되는 지진력을 저감시키는 면진효과를 보였으며 가속도 기준으로 약

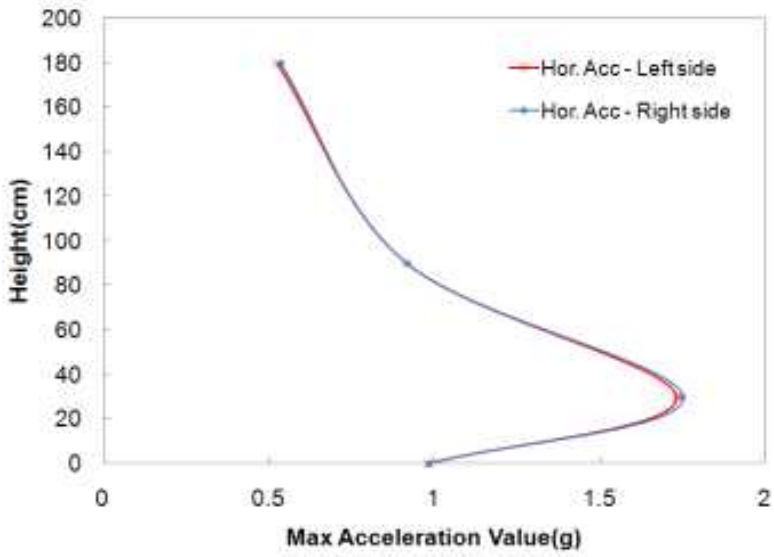
50% 저감되는 결과를 보였다. 이러한 결과는 기초-격리층-상부 구조물 상호작용의 결과이며 격리시스템의 가속도 저감효과를 보여주고 있다.

<표 3.50> 진동대 시험 최대가속도 분포(1.0g 25Hz sinusoidal motion)

sinusoidal 1.0g 25Hz			
가속도계 위치	높이(cm)	최대 가속도값(g)	
		좌측	우측
Table	0	0.98425	
Upper Foundation	30	1.73411	1.75248
Pier Column	90	0.91888	
Upper Mass	180	0.52661	0.5375



(a) 25 Hz 가속도 시간이력 실험결과 (좌측)



(b) 구조물 위치에 따른 최대가속도 분포

<그림 3.340> 진동대 시험 최대가속도 분포(1.0g 25Hz sinusoidal motion)

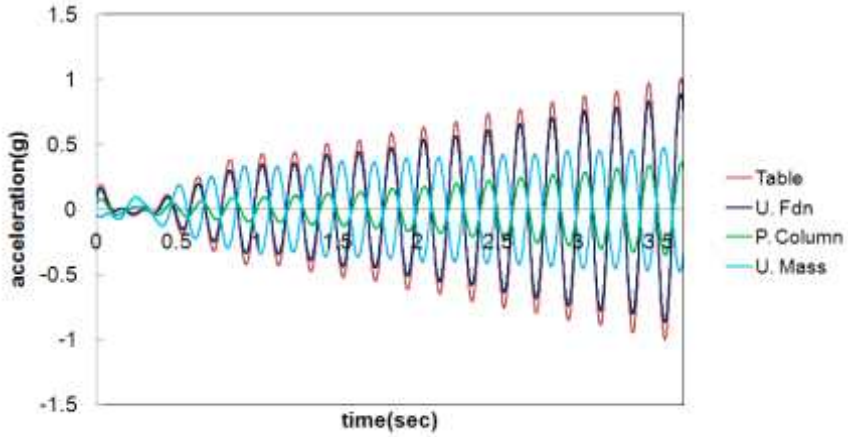
▪ 2-D 모형의 1.0g 5Hz 정현파 시험

가속도계에 계측된 최대가속도는 표 3.51과 같다. 그림 3.341은 1.0g 5 Hz 정현 입력파를 진동대에 입력한 경우의 높이에 따른 최대가속도의 변화를 보여주고 있다. 진동대 바로 위에 진동대와 일체로 거동하도록 조성된 하부기초(Lower Foundation)에 최대 1.0g 의 진동이 전달되었다. 지진격리층을 통과한 진동은 지진격리 슬래그 층 바로 위의 상부기초(Upper Foundation)에서는 0.9g (10% 감소), 교각(Pier) 중심부에서는 0.4 (60% 감소), 상부 중량부(Mass)에서는 0.5g (50% 감소)의 가속도 수준을 보였다. 입력 진동이 지진격리층을 통과한 후 지진격리 슬래그

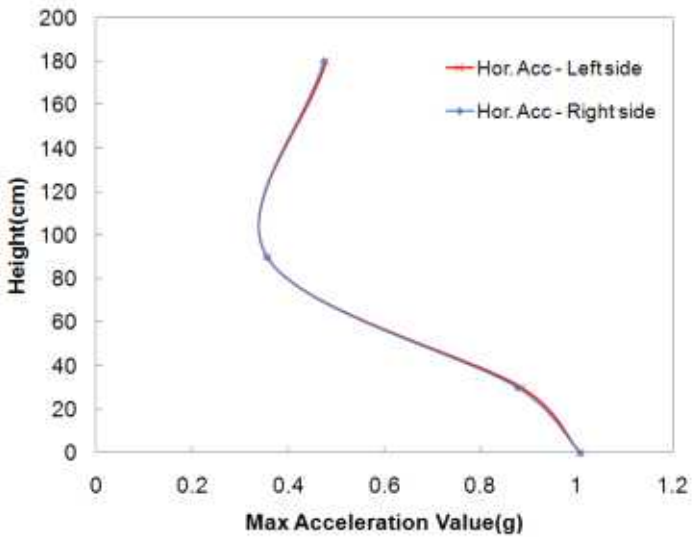
층 바로 위의 상부기초(Upper Foundation)에서 다소 적게 감소한 현상은 상부구조물이 강체가 아니고 연성체인 것과 관련이 있는 것으로 판단된다. 즉 입력 진동의 주기 특성과 상부 구조물의 고유주기 특성에 따라서 지진격리층의 항복가속도(yield acceleration, 약 0.65g) 이상의 진동이 상부에 전달될 수도 있음을 보여주고 있다. 한편, 하부기초에 설치된 LVDT 2와 5는 대체적으로 2-5mm 이내의 진폭변위(하부기초와 진동대 사이의 상대변위)을 나타냈다. 입력 진동 가속도와 상부 중량부 가속도를 비교해 보면, 제강슬래그를 사용한 지진격리시스템은 하부기초에서 상부구조물로 전달되는 지진력을 저감시키는 면진효과를 보였으며 가속도 기준으로 약 50% 저감되는 결과를 보였다.

<표 3.51> 진동대 시험 최대가속도 분포(1.0g 5Hz sinusoidal motion)

sinusoidal 1.0g 5Hz			
가속도계 위치	높이(cm)	최대 가속도값(g)	
		좌측	우측
Table	0	1.0083	
Upper Foundation	30	0.8863	0.8775
Pier Column	90	0.3554	
Upper Mass	180	0.4782	0.4734



(a) 25 Hz 가속도 시간이력 실험결과 (좌측)



(b) 구조물 위치에 따른 최대가속도 분포

<그림 3.341> 진동대 시험 최대가속도 분포(1.0g 5Hz sinusoidal motion)

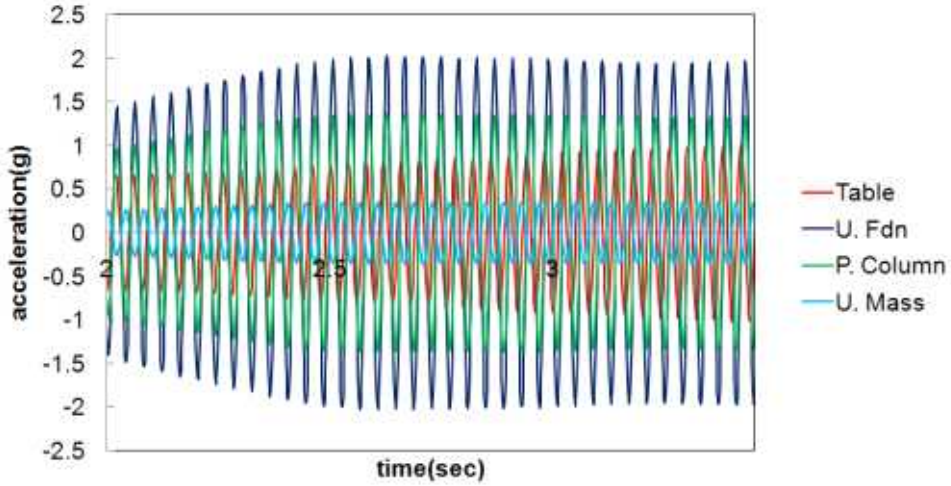
▪ 3-D 모형의 1.0g 25Hz 정현파 시험

가속도계에 계측된 최대가속도는 표 3.52와 같다. 그림 3.342는 1.0g 25 Hz 정현 입력파를 진동대에 입력한 경우의 높이에 따른 최대가속도의 변화를 보여주고 있다. 진동대 바로 위에 진동대와 일체로 거동하도록 조성된 하부기초(Lower Foundation)에 최대 1.0g 의 진동이 전달되었다. 지진격리층을 통과한 진동은 지진격리 슬래그 층 바로 위의 상부기초(Upper Foundation)에서는 2.0g (100% 증가), 교각(Pier) 중심부에서는 1.4 (40% 증가), 상부 중량부(Mass)에서는 0.4g (60% 감소)의 가속도 수준을 보였다. 입력 진동이 지진격리층을 통과한 후 지진격리 슬래

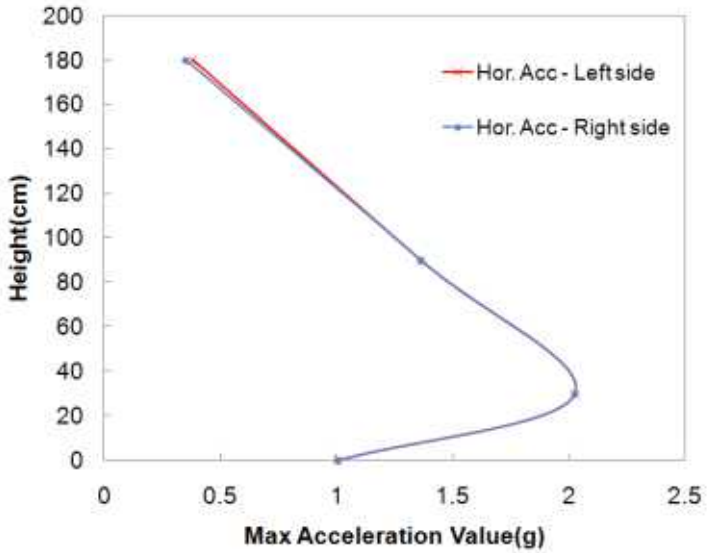
그 층 바로 위의 상부기초(Upper Foundation)에서 크게 증가한 현상은 상부구조물이 강체가 아니고 연성체인 것과 관련이 있는 것으로 판단된다. 즉 입력 진동의 주기 특성과 상부 구조물의 고유주기 특성에 따라서 지진격리층의 항복가속도 (yield acceleration, 약 0.65g) 이상의 진동이 상부에 전달될 수도 있음을 보여주고 있다. 한편, 하부기초에 설치된 LVDT 2와 5는 대체적으로 2mm 이내의 작은 진폭 변위(하부기초와 진동대 사이의 상대변위)을 나타냈다. 입력 진동 가속도와 상부 중량부 가속도를 비교해 보면, 제강슬래그를 사용한 지진격리시스템은 하부기초에서 상부구조물로 전달되는 지진력을 저감시키는 면진효과를 보였으며 가속도 기준으로 약 60% 저감되는 결과를 보였다.

<표 3.52> 진동대 시험 최대가속도 분포(1.0g 25Hz sinusoidal motion)

sinusoidal 1.0g 25Hz			
가속도계 위치	높이(cm)	최대 가속도값(g)	
		좌측	우측
Table	0	1.0055	
Upper Foundation	30	2.0256	2.0256
Pier Column	90	1.3622	
Upper Mass	180	0.3801	0.3495



(a) 25 Hz 가속도 시간이력 실험결과(우측)



(b) 구조물 위치에 따른 최대가속도 분포

<그림 3.342> 진동대 시험 최대가속도 분포(1.0g 25Hz sinusoidal motion)

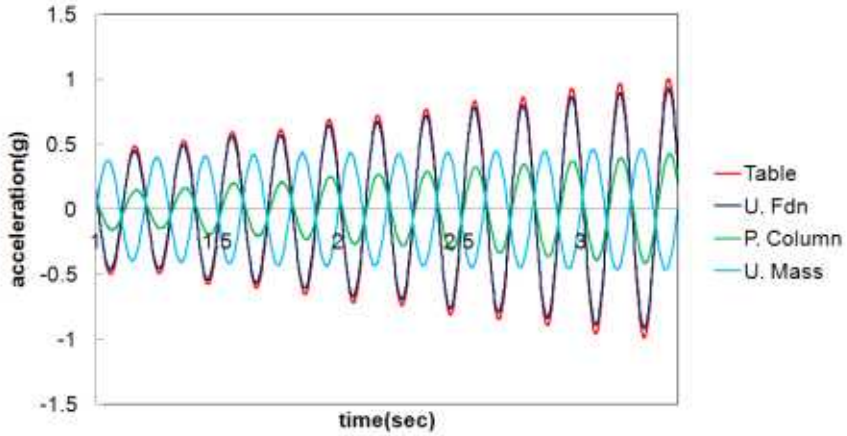
▪ 3-D 모형의 1.0g 5Hz 정현파 시험

가속도계에 계측된 최대가속도는 표 3.53과 같다. 그림 3.343은 1.0g 5 Hz 정현 입력파를 진동대에 입력한 경우의 위치에 따른 최대가속도의 변화를 보여주고 있다. 진동대 바로 위에 진동대와 일체로 거동하도록 조성된 하부기초(Lower Foundation)에 최대 1.0g 의 진동이 전달되었다. 지진격리층을 통과한 진동은 지진격리 슬래그 층 바로 위의 상부기초(Upper Foundation)에서는 0.9g (10% 감소), 교

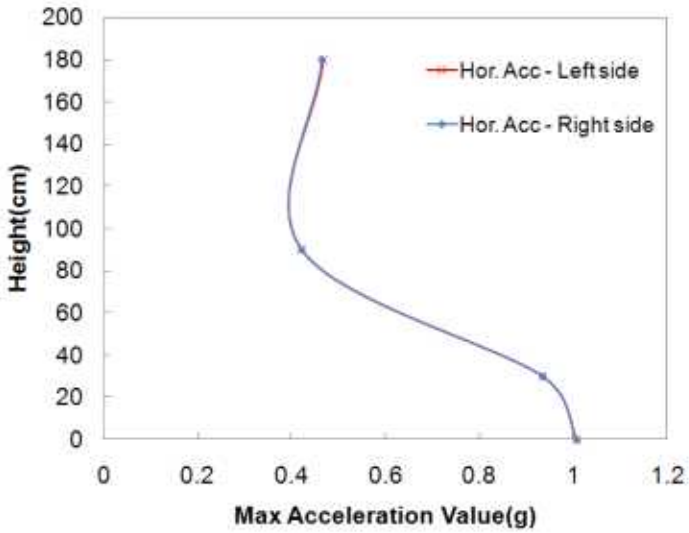
각(Pier) 중심부에서는 0.4 (60% 감소), 상부 중량부(Mass)에서는 0.5g (50% 감소)의 가속도 수준을 보였다. 입력 진동이 지진격리층을 통과한 후 지진격리 슬래그층 바로 위의 상부기초(Upper Foundation)에서 다소 작게 감소한 현상은 상부구조물이 강체가 아니고 연성체인 것과 관련이 있는 것으로 판단된다. 즉 입력 진동의 주기 특성과 상부 구조물의 고유주기 특성에 따라서 지진격리층의 항복가속도(yield acceleration, 약 0.65g) 이상의 진동이 상부에 전달될 수도 있음을 보여주고 있다. 한편, 하부기초에 설치된 LVDT 2와 5는 대체적으로 2-5mm 이내의 진폭 변위(하부기초와 진동대 사이의 상대변위)을 나타냈다. 입력 진동 가속도와 상부 중량부 가속도를 비교해 보면, 제강슬래그를 사용한 지진격리시스템은 하부기초에서 상부구조물로 전달되는 지진력을 저감시키는 면진효과를 보였으며 가속도 기준으로 약 50% 저감되는 결과를 보였다.

<표 3.53> 진동대 시험 최대가속도 분포(1.0g 5Hz sinusoidal motion)

sinusoidal 1.0g 5Hz			
가속도계 위치	높이(cm)	최대 가속도값(g)	
		좌측	우측
Table	0	1.0066	
Upper Foundation	30	0.9345	0.9342
Pier Column	90	0.4212	
Upper Mass	180	0.4675	0.4644



(a) 5 Hz 가속도 시간이력 실험결과(우측)



(b) 구조물 위치에 따른 최대가속도 분포

<그림 3.343> 진동대 시험 최대가속도 분포(1.0g 5Hz sinusoidal motion)

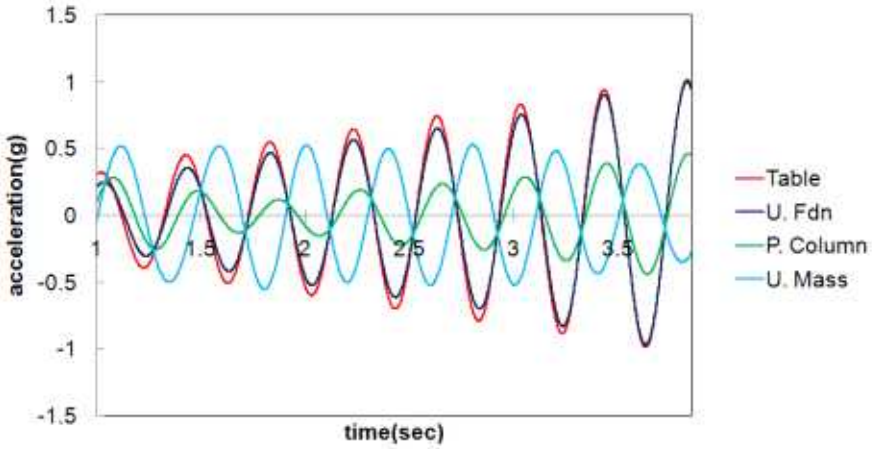
▪ 3-D 모형의 1.0g 2.5Hz 정현파 시험

가속도계에 계측된 최대가속도는 아래 표와 같다. 그림 3.344는 1.0g 2.5 Hz 정현 입력파를 진동대에 입력한 경우의 높이에 따른 최대가속도의 변화를 보여주고 있다. 진동대 바로 위에 진동대와 일체로 거동하도록 조성된 하부기초(Lower Foundation)에 최대 1.0g 의 진동이 전달되었다. 지진격리층을 통과한 진동은 지진격리 슬래그 층 바로 위의 상부기초(Upper Foundation)에서는 1.0g (0% 감소), 교각(Pier) 중심부에서는 0.5 (50% 감소), 상부 중량부(Mass)에서는 0.6g (40% 감소)의 가속도 수준을 보였다. 입력 진동이 지진격리층을 통과한 후 지진격리 슬래그

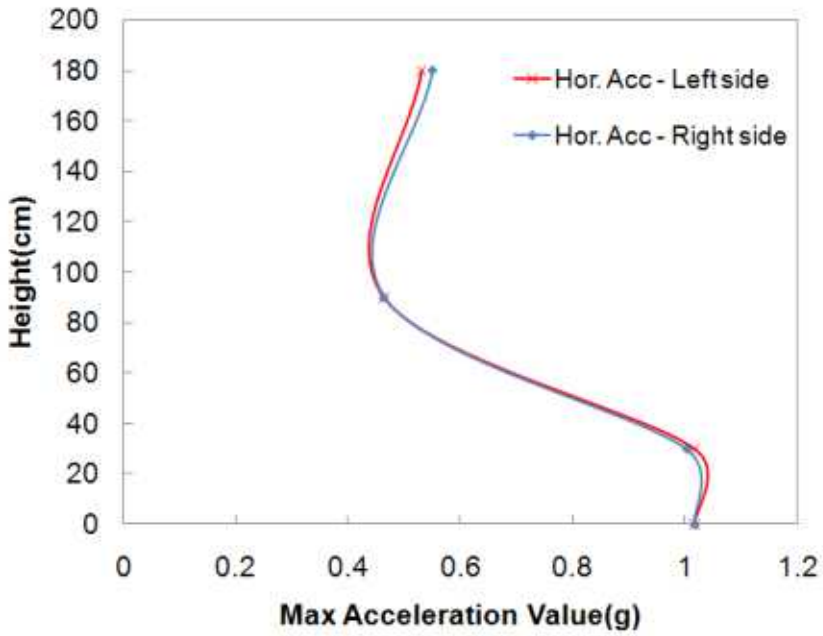
층 바로 위의 상부기초(Upper Foundation)에서 감소하지 않은 현상은 상부구조물이 강체가 아니고 연성체인 것과 관련이 있는 것으로 판단된다. 즉 입력 진동의 주기 특성과 상부 구조물의 고유주기 특성에 따라서 지진격리층의 항복가속도 (yield acceleration, 약 0.65g) 이상의 진동이 상부에 전달될 수도 있음을 보여주고 있다. 한편, 하부기초에 설치된 LVDT 2와 5는 대체적으로 2-5mm 이내의 진폭(하부기초와 진동대 사이의 상대변위)을 나타내었다. 입력 진동 가속도와 상부 중량부 가속도를 비교해 보면, 제강슬래그를 사용한 지진격리시스템은 하부기초에서 상부구조물로 전달되는 지진력을 저감시키는 면진효과를 보였으며 가속도 기준으로 약 40% 저감되는 결과를 보였다.

<표 3.54> 진동대 시험 최대가속도 분포(1.0g 2.5Hz sinusoidal motion)

sinusoidal 1.0g 2.5Hz			
가속도계 위치	높이(cm)	최대 가속도값(g)	
		좌측	우측
Table	0	1.0164	
Upper Foundation	30	1.0018	1.0018
Pier Column	90	0.4639	
Upper Mass	180	0.5312	0.5504



(a) 2.5 Hz 가속도 시간이력 실험결과(우측)



(b) 구조물 위치에 따른 최대가속도 분포

<그림 3.344> 진동대 시험 최대가속도 분포(1.0g 2.5Hz sinusoidal motion)

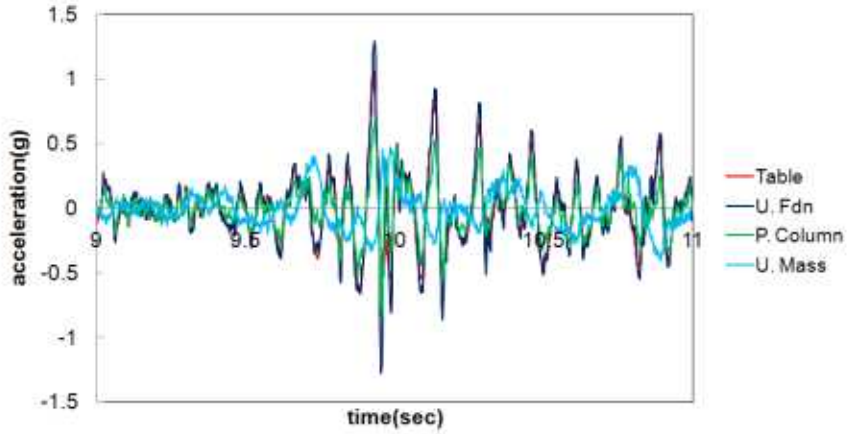
▪ 3-D 모형의 1.0g chichi 지진파 시험

본 시험에서는 3-D 모형을 대상으로 1.0g Chi-Chi 계측 지진파를 사용하여 지진격리시스템과 상부구조물의 거동을 분석하였다. 가속도계에 계측된 최대가속도는 표 3.55와 같다. 그림 3.345는 1.0g Chi-Chi 계측 지진파를 진동대에 입력한 경우의 높이에 따른 최대가속도의 변화를 보여주고 있다. 진동대 바로 위에 진동대와 일체로 거동하도록 조성된 하부기초(Lower Foundation)에 최대 1.0g 의 진동이 전달되었

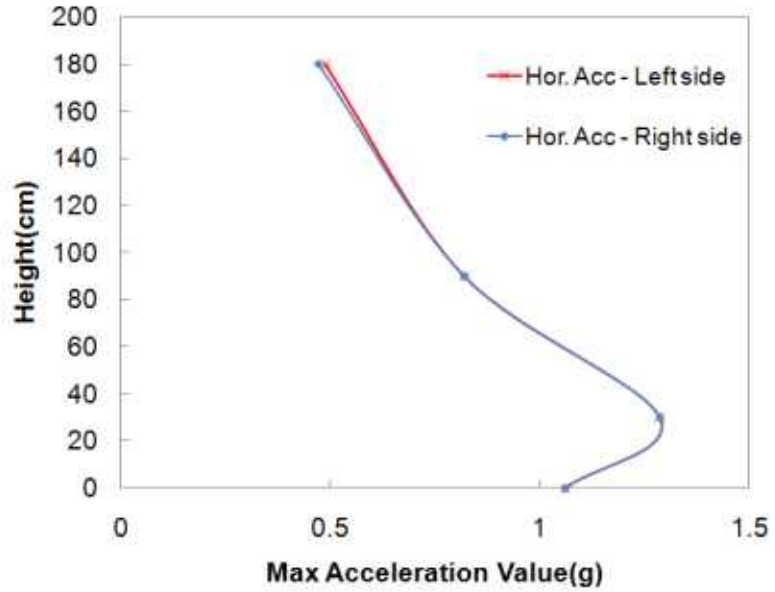
다. 지진격리층을 통과한 진동은 지진격리 슬래그 층 바로 위의 상부기초(Upper Foundation)에서는 1.3g (30% 증가), 교각(Pier) 중심부에서는 0.8 (20% 감소), 상부 중량부(Mass)에서는 0.5g (50% 감소)의 가속도 수준을 보였다. 입력 진동이 지진격리층을 통과한 후 지진격리 슬래그 층 바로 위의 상부기초(Upper Foundation)에서 다소 증가한 현상은 상부구조물이 강체가 아니고 연성체인 것과 관련이 있는 것으로 판단된다. 즉 입력 진동의 주기 특성과 상부 구조물의 고유주기 특성에 따라서 지진격리층의 항복가속도 (yield acceleration, 약 0.65g) 이상의 진동이 상부에 전달될 수도 있음을 보여주고 있다. 한편, 하부기초에 설치된 LVDT 2와 5는 대체적으로 3mm 이내의 작은 진폭(하부기초와 진동대 사이의 상대변위)을 나타냈다. 입력 진동 가속도와 상부 중량부 가속도를 비교해 보면, 제강슬래그를 사용한 지진격리시스템은 하부기초에서 상부구조물로 전달되는 지진력을 저감시키는 면진효과를 보였으며 가속도 기준으로 약 50% 저감되는 결과를 보였다.

<표 3.55> 진동대 시험 최대가속도 분포(1.0g Chi-Chi motion)

chichi 1.0g			
가속도계 위치	높이(cm)	최대 가속도값(g)	
		좌측	우측
Table	0	1.0598	
Upper Foundation	30	1.2858	1.2858
Pier Column	90	0.8197	
Upper MASS	30	0.4883	0.4726



(a) Chi-Chi 지진파 가속도 시간이력 실험결과(우측)



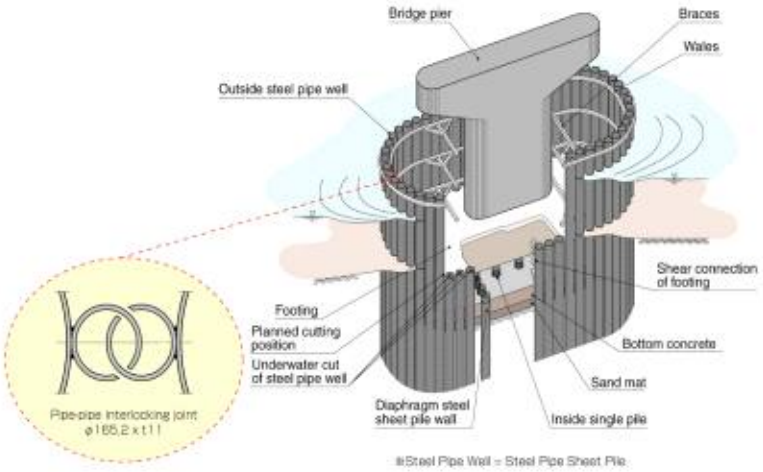
(b) 구조물 위치에 따른 최대가속도 분포

<그림 3.345> 진동대 시험 최대가속도 분포(1.0g Chi-Chi motion)

3. 해상 연약지반 벽강관말뚝 기술 개발

(1) 벽강관말뚝 공법의 적용 현황

벽강관말뚝 기초는 그림 3.346과 같이 강관말뚝 본체 양측에 별도의 연결부를 부착하여 교각 형상에 따라 원형, 사각형, 트랙형 등의 우물통 형식으로 강관말뚝을 연결하며, 연결관 내에는 모르타르를 충진하여 강관말뚝으로 구성된 우물통이 일정한 강성과 차수성을 확보하도록 하는 구조체이다. 또한 말뚝 두부는 기초 상판(footing)에 강결되도록 하여 소정의 수평 및 수직 저항을 발휘하도록 한다. 시공 중에는 가물막이 역할을 수행하고 기초상판 타설 이후에는 상부 가물막이 부분은 제거하여 기초 상판과 연결된 하부 벽강관말뚝이 상부의 대규모 하중을 지지토록 하는 가물막이 겸용 기초 형식으로써, 기존의 기초 공법에 비해 경제적이고 시공성이 개선된 기초 공법이다.

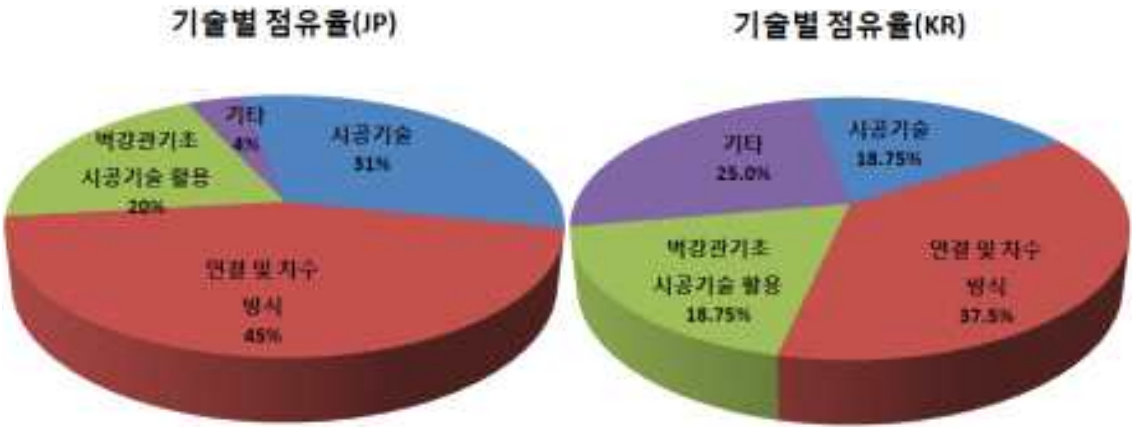


<그림 3.346> 벽강관말뚝 기초의 개요도

우리나라에서는 벽강관말뚝 공법을 항만 안벽, 호안 구조물, 가물막이 등에 제한적으로 적용하였을 뿐, 교량기초로 채택하여 시공한 사례는 없는 것으로 알려져 있으나 기술선도국인 일본에서는 1960년대 후반부터 교량 기초로 벽강관말뚝을 활용하여 왔으며, 2,000기(基) 이상의 많은 시공실적을 보유하고 있다. 하지만 대부분 경간장이 길지 않은 중·소형 교량의 기초로 사용되어 왔을 뿐 장대교량에 적용된

사례는 없는 것으로 조사되었다. 현재까지 벽강관말뚝 공법이 주탑 기초로써 적용된 교량의 최대 경간장은 440m로 일본의 Tokyo Bay Bridge에 적용된 바 있다. 본 연구과제에서는 최대 경간장 440m를 뛰어넘어 초장대교량 사업단의 목표인 현수교 2km, 사장교 1km 정도의 경간장을 갖는 초장대교량의 기초에 벽강관말뚝 기초 공법을 적용하기 위하여 필요한 주요 요소기술을 개발하고 있다.

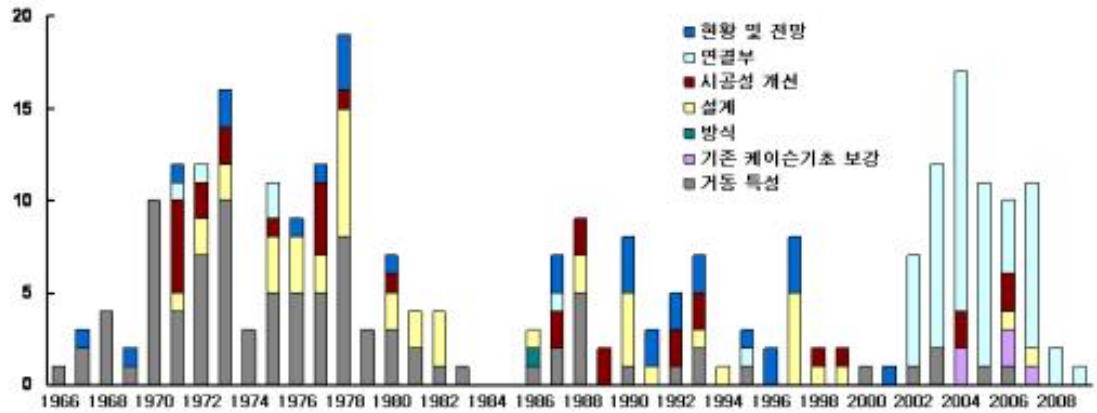
벽강관말뚝 공법 기술의 선도국인 일본과 항만 안벽, 호안 구조물, 가물막이 등에 제한적으로 적용하고 있는 우리나라의 벽강관말뚝 공법 관련 특허와 논문 분석 작업을 수행하였다. 특허 검색은 미국, 일본, 유럽, 한국 등에 출원 및 등록된 특허를 대상으로 하였으며 등록된 데이터베이스를 이용하여 1977년부터 출원된 특허를 검색하였다. 벽강관말뚝의 기술분야별 분류에 의한 점유율은 그림 3.347과 같다. 세부 요소기술별 출원 점유율로 보면 연결 및 차수 방식 44%, 시공기술 29%, 벽강관기초 시공기술 활용 29%, 기타 7%로 나타났다. 벽강관말뚝 공법의 세부 요소 기술 중 연결 및 차수 방법이 한국과 일본 모두 가장 큰 점유율을 가지는 것으로 나타나 벽강관말뚝 기초 시공에서 가장 중요도가 높고 연구 집중도가 필요한 핵심기술인 것으로 나타났다.



<그림 3.347> 기술분야별 특허 점유율

논문 검색은 미국, 일본, 유럽, 한국 등에 벽강관말뚝과 관련하여 발표된 논문을 대상으로 하였으며 1966년부터 2009년까지 발표된 논문 검색하였다. 일본내 벽강관말뚝 관련 논문은 기술개발 초창기인 1960년대 중반부터 현재까지 매년 꾸준히 발표되고 있으며 연도별, 기술별 발표 논문 추이는 그림 3.348과 같다. 벽강관말뚝 기

술개발 초창기인 1960년대 중반부터 1980년대 초반까지 많은 논문이 발표되다가 1980년대 중반 이후 1990년대 후반까진 상대적으로 발표 편수가 줄어들었으나 최근 2000년대 들어 논문 발표 편수는 다시 증가하는 양상을 나타내고 있다.



<그림 3.348> 벽강관말뚝 세부 기술별 논문발표 추이

1960년대 중반부터 현재까지 연도별로 정리한 발표논문의 추이를 살펴보면 두 가지 특징을 발견할 수 있다. 첫 번째는 연도별 논문발표 건수 변화 추이이다. 벽강관말뚝 기술개발 초창기인 1960년대 중반부터 1980년대 초반까지 많은 논문이 발표되다가 1980년대 중반 이후 1990년대 후반까지는 상대적으로 발표 편수가 줄어들었으나 최근 2000년대 들어 논문 발표 편수는 다시 증가하는 양상을 나타내고 있다. 두 번째는 연도별로 발표된 논문에서 다룬 주제 즉, 세부 기술별 논문 편수 변화 추이이다. 벽강관말뚝 기술개발 초창기인 1960년대 중반부터 1980년대 초반까지는 벽강관말뚝의 거동 특성에 대한 연구가 많이 이루어 졌고 1980년대 중반부터 1990년대 후반까지는 특별한 분야로의 연구 쏠림 현상 없이 다양한 분야에 걸쳐 연구가 이루어졌으며 2000년대 들어서는 연결부에 대한 연구가 주로 수행되고 있는 것으로 나타났다. 이러한 세부 기술별 논문 발표 추이 특성을 바탕으로 일본 내 벽강관말뚝 기술의 발전 단계를 다음의 표 3.56과 같이 기술 개발 초창기부터 최근까지 세 단계로 나누어 볼 수 있다.

<표 3.56> 일본내 벽강관말뚝 기술의 발전 단계

시 기	발전 단계
1960년대 중반 ~ 1980년대 초반	기술개발 초창기
1980년대 중반 ~ 1990년대 후반	기술 정착기
2000년대 초반 ~ 현 재	신공법 개발 및 적용성 확대

① 초창기 (1960년대 중반 ~ 1980년대 초반)

벽강관말뚝 기술개발 초창기이자 많은 논문이 발표된 시기인 1960년대 중반부터 1980년대 초반까지의 기간으로써, 벽강관말뚝의 현장 적용성, 효용성, 그리고 각종 거동 특성을 파악하기 위한 다양한 조건 하의 벽강관말뚝의 거동 특성에 대한 연구가 활발히 이루어 진 것으로 나타났다. 이 기간 동안 발표된 벽강관말뚝 관련 논문에서 다룬 주요 주제는 벽강관말뚝의 각종 거동 특성, 벽강관말뚝 설계 전반, 시공성 개선 순으로 나타났으며 이를 표 3.57에 정리하였다. 벽강관말뚝 기술개발 초창기의 논문 동향을 살펴보면, 각종 실내 및 현장실험 등을 통한 벽강관말뚝의 거동 특성에 대한 연구가 활발히 수행되었고 이는 벽강관말뚝의 설계 및 시공에 대한 전반적인 연구로 이어지면서 벽강관말뚝 기술의 기반을 마련한 시기라고 평가할 수 있겠다.

<표 3.57> 초창기 세부 기술별 논문발표 점유율

기술 분류	발표편수 (점유율, %)
거동 특성	75 (56.39)
설계	27 (20.30)
시공성 개선	16 (12.03)
현황 및 전망	11 (8.27)
연결부	4 (3.01)

② 정착기 (1980년대 중반 ~ 1990년대 후반)

벽강관말뚝 기술 정착기로 명명된 1980년대 중반 이후부터 1990년대 후반까지는 논문 발표 편수가 상대적으로 줄어들었다. 기술개발 초창기에 벽강관말뚝 기술에 대한 기반이 어느 정도 마련됨에 따라 정착기인 이 시기에는 현장 적용을 위한 설계, 향후 전망 등 다양한 분야에 걸쳐 연구가 이루어진 것으로 나타났다. 이 기간 동안 발표된 벽강관말뚝 관련 논문에서 다룬 주요 주제는 벽강관말뚝의 설계, 현황 및 전망, 거동 특성 순으로 나타났으며 이를 표 3.58에 정리하였다. 벽강관말뚝 기술 정착기는 기술개발 초창기에 마련된 기반을 토대로 벽강관말뚝 기술의 대중화를 이룬 시기로써 벽강관말뚝 기술을 이용한 시공이 활발히 진행되었다, 벽강관말뚝 기술 정착기의 논문 동향을 살펴보면, 발표편수가 상대적으로 감소하였으나 초창기부터 쌓여온 연구 성과를 바탕으로 현장 적용성 확대를 위한 각종 설계 전반, 벽강관말뚝의 현황 및 발전 방향 등 그 연구 분야가 차츰 확대된 것으로 나타났다.

<표 3.58> 정착기 세부 기술별 논문발표 점유율

기술 분류	발표편수 (점유율, %)
설계	17 (26.98)
현황 및 전망	17 (26.98)
거동 특성	14 (22.22)
시공성 개선	12 (19.05)
연결부	2 (3.17)
방식	1 (1.59)

③ 최근 논문 동향 (2000년대 이후)

다소 주춤하던 벽강관말뚝 기술 관련 논문 발표 편수는 최근 2000년대 들어 다시 증가하는 양상을 나타내고 있다. 기술개발 초창기부터 대중화 시기인 정착기를 거치며 일본 내 벽강관말뚝 기술은 가물막이 겸용 기초공법의 일반적인 기술로 간주되었다. 일정 수준 이상의 기술 수준에 도달해 시공 실적은 점차 증가하나 활발한 관련 연구는 다소 감소하는 추세였다. 그러나 최근 2000년대 들어서는 기존의 벽강관말뚝의 연결부 형식 및 강성 증대, 차수성 향상 등 성능 향상에 대한 연구를 중

심으로 다시금 활발한 연구가 수행되고 있다. 이 기간 동안 발표된 벽강관말뚝 관련 논문에서 다룬 주요 주제는 벽강관말뚝의 연결부, 거동 특성, 기존 케이슨기초 보강, 시공성 개선 순으로 나타났으며 이를 표 3.59에 정리하였다.

<표 3.59> 최근 세부 기술별 논문발표 점유율

기술 분류	발표편수 (점유율, %)
연결부	55 (76.39)
거동 특성	5 (6.94)
기존 케이슨기초 보강	5 (6.94)
시공성 개선	4 (5.56)
설계	2 (2.78)
현황 및 전망	1 (1.39)

최근의 연구동향을 분석해 본 결과, 기존의 벽강관말뚝 기술을 보완하여 적용성 다양화 및 확대를 위한 연구가 활발히 진행되고 있는 것으로 나타났다. 특히, 대규모 하중을 지지할 수 있는 교량 기초로써 벽강관말뚝 공법을 적용하기 위하여 연결부 강성의 향상 방안에 대한 연구가 활발히 진행되고 있는 것으로 나타났다.

(2)벽강관말뚝 고내구성 연결부 개발

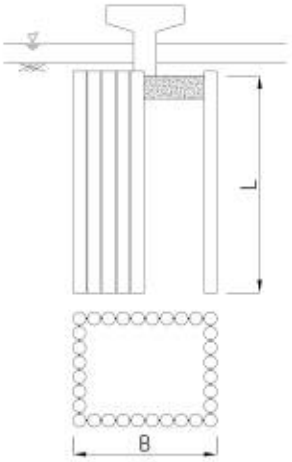
초장대교량 주탑 기초로의 적용에 따른 벽강관말뚝 기초의 대형화 및 내진 설계 등에 의해 요구되는 대규모 수평 저항력을 확보하고 대심도 연약지반 적용에 경제적으로 대응하기 위하여 본 연구과제에서는 고내력 연결부를 개발하였다. 벽강관말뚝의 일체화 거동을 유도하기 위해서는 상대적으로 취약부인 강관 본관사이 연결부 강성의 향상이 필요하다. 또한, 기초외경이 커지면 연결부에 작용하는 압축력, 인장력 및 전단력도 증가하여, 연결부를 고내력으로 개량하지 않으면 합리적인 설계를 도출하기가 어려워지기 때문에 고내력 연결부의 개발은 반드시 필요하다. 이렇게 연결부 강성을 향상시키면 기초 푸팅의 면적 및 강관 본관의 시공 본수 감소가 가능할 것으로 판단되며 이에 따른 공사비 절감 및 공사기간의 단축을 기대할 수 있다.

벽강관말뚝 연결부의 고내력화를 위해서는 연결부 강관과 연결부 내부에 충진되

는 모르타르 사이의 부착강도 향상이 중요하다. 또한, 강관보다 강성이 작은 모르타르 자체의 강도 또한 일정 수준 이상 향상되어야 한다. 이에 따라 모르타르 자체의 강도를 기존의 일반적인 벽강관말뚝 기초에 사용하는 강도보다 일정 수준 이상 향상시켰고, 모르타르와 연결부 강관 사이의 부착강도 향상을 위해 새로운 형상의 연결부를 개발하였다.

초장대교량 주탑 기초에 적용을 목표로 개발한 고내력 연결부에 대하여, Push-Out Test로 전단 성능을 평가하였으며 산출 결과를 토대로 고내력 연결부를 적용한 벽강관말뚝 설계시 필요한 연결부의 전단강성과 전단강도 설계 정수를 제안하고자 한다.

벽강관말뚝 기초는 인접하는 벽강관이 연결부에 의해서 서로 폐합 연결되어 있어 기초에 작용하는 외력(연직하중, 수평하중, 모멘트)에 대하여 전체가 일체가 되어 움직이는 것으로 상부 구조의 기능에 장해를 줄만한 과대한 침하, 수평이동, 경사 등이 발생하지 않도록 설계하는 것이 기본이다. 일반적으로 벽강관말뚝 기초는 각 벽강관말뚝 사이의 전단비틀림 변형을 고려하지 않은 탄성지반 위에 놓인 유한길이 보로써 설계한다. 그러나 통상의 구조 및 규모의 범위를 벗어나는 벽강관말뚝 기초에 있어서는 벽강관말뚝 사이의 전단비틀림 변형이 극도로 높을 가능성이 있기 때문에 기초의 변형특성을 고려한 해석법을 쓰는 것이 장려되고 있다. 즉, 통상적인 범위의 구조 및 규모의 벽강관말뚝 기초에서는 휨변형이 커서 우물통 전체를 큰 단독 말뚝으로 간주하는 경우의 응력상태와 가깝지만 통상적인 구조 및 범위를 벗어나는 경우 전단변형이 커서 강성을 충분히 발휘할 수 없기 때문에 머리 부분이 강결된 상태에서 각 벽강관말뚝이 따로따로 거동하는 응력상태에 가까워진다. 도로교시방서・동해설 IV 하부구조편(사단법인 일본도로협회)에서는 통상의 구조 및 규모의 벽강관말뚝기초는 기초의 최대폭 B가 대체로 30m 이하이고 L/B>1(그림 3.349 참조)로 하고 있다. 따라서 과거의 실험 및 해석, 그리고 실적 등을 보면 L/B≤1 또는 기초의 최대폭이 30m를 넘는 경우에는 기초의 변형특성을 고려한 해석법으로써 박육단면으로 이루어지는 가상 우물통 3차원 해석, 입체골조 해석에 의해 설계한다.

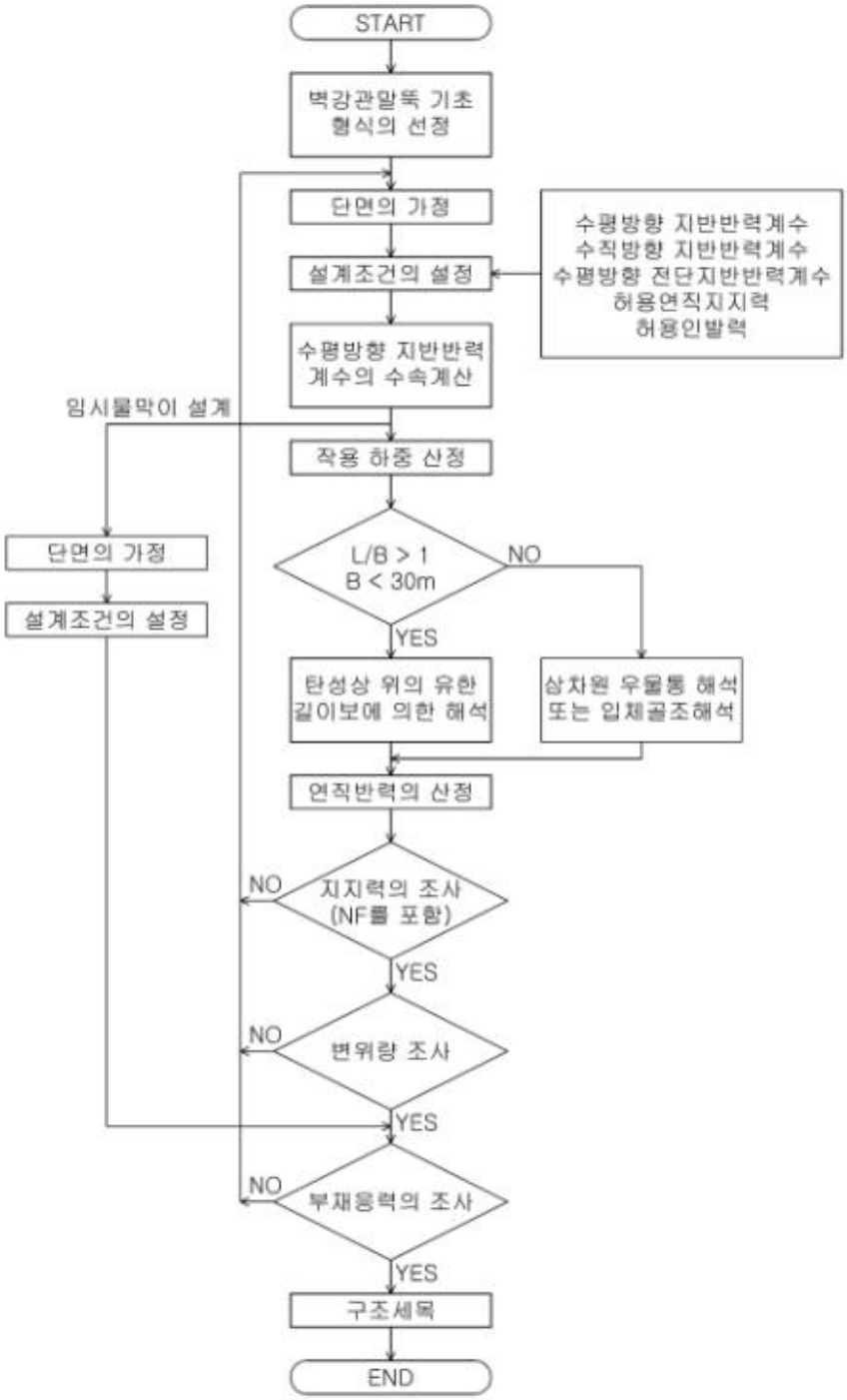


<그림 3.349> 벽강관말뚝기초의 형상 및 치수

벽강관말뚝기초의 각 해석법에 따른 특징은 표 3.60에 요약 및 정리해 놓았으며, 벽강관말뚝기초의 구조 및 규모에 따른 설계방법 및 순서는 그림 3.350에 나타내었다.

<표 3.60> 벽강관말뚝기초의 해석법(일본강관말뚝협의회, 2002)

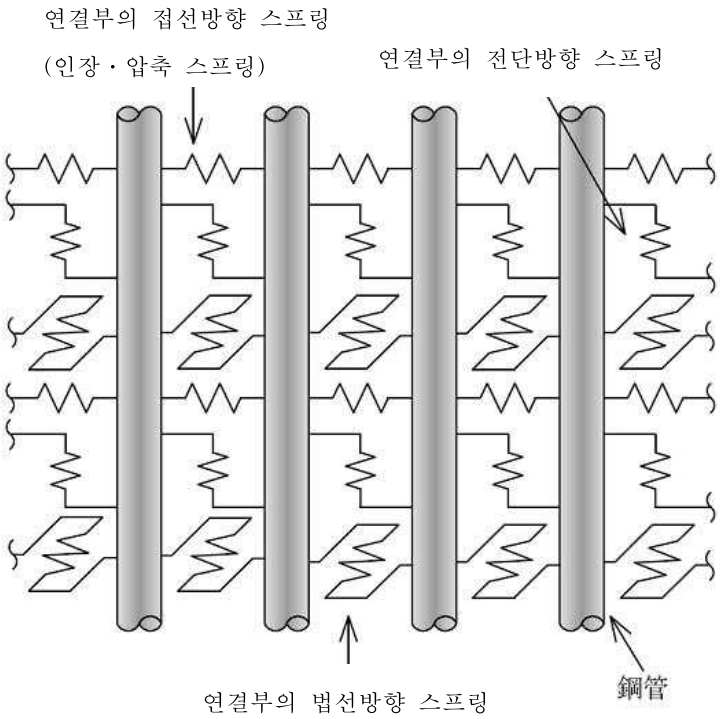
해석법		막대이론에 의한 탄성지반 위의 유한길이 보	박육단면으로 이루어지는 가상 우물통의 삼차원 해석	연결부를 가상부재로 바꾼 입체골조 해석
해석 전제 조건	우물통의 단면 변형	X	X	O
	전단 변형	X	O	O
구조 모델	강관 및 연결부	・우물통부의 단면성능은 강관 본체만을 고려 ・연결부의 평가는 합성효율(μ)을 이용하여 우물통전체의 단면 2차모멘트를 저감하거나, 모멘트 분배율(η)을 이용하는 것으로 평가	・강관의 단면성능에 연결부의 단면성능도 포함시킴 ・연결부의 평가는 연결부의 전단강성으로 평가	・강관의 단면성능에 연결부의 단면성능도 포함시킴 ・연결부의 평가는 강관에 적절한 간격으로 설치된 절점간을 연결하는 가상부재의 전단강성으로 평가
	저판 및 저판과 강관의 결합	・고려불가	・기초저판은 강체로 취급 ・기초저판과 강관의 결합조건은 강결합	
외력에 대한 저항력	우물통 측면의 지반저항	우물통 전면의 지반반력계수(K_H)만 고려 가능	・전면 및 배면의 지반반력계수 개별 고려 가능 ・접선방향 및 연직방향의 지반반력계수 고려 가능	
	우물통 저면의 지반저항	우물통 내・외주에 의해 둘러싸인 면적에 대한 저면의 연직지반반력계수(K_S)	우물통 측면의 지반과 같이 전면, 접선방향, 연직방향의 지반반력계수	각 강관별 저면연직지반반력계수, 전단지반반력계수, 회전지반반력계수



<그림 3.350> 벽강관말뚝기초의 설계 순서도

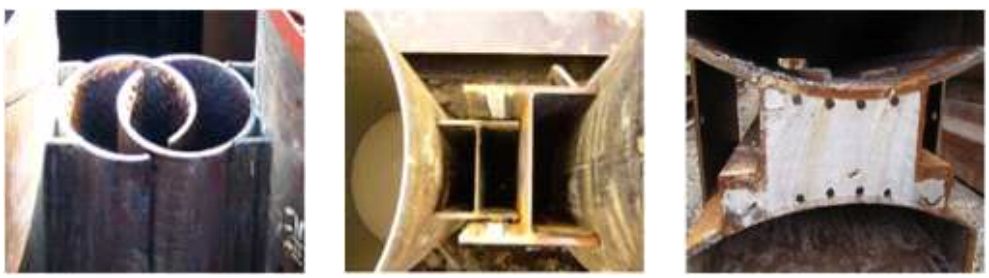
벽강관말뚝에 대한 입체골조 해석을 수행하는 경우에 벽강관말뚝은 그림 3.351과 같이 보요소로 모사하고 벽강관말뚝간의 연결부는 탄성스프링으로 치환한다. 연결부 탄성스프링에는 전단스프링, 접선방향 인장 및 압축스프링, 그리고 법선방향 스

프링이 있는데 이는 실험을 통하여 산정한다.



<그림 3.351> 강관널말뚝의 입체골조해석

벽강관말뚝 기초에서는, 강관을 연결하는 연결부의 전단강성과 전단내력이 기초 설계상의 중요한 요소가 되고 있어 연결부의 전단 강성을 크게 함으로써 외력에 의한 기초의 변형을 억제하고, 동시에 전단 내력을 크게 하는 것으로 강관말뚝의 시공 본수를 절감할 수 있는 것이 가능하다. 벽강관말뚝 공법의 기술선도국인 일본에서 최근에 개발되거나 연구 중인 대표적 연결부 기술은 그림 3.352와 같다.

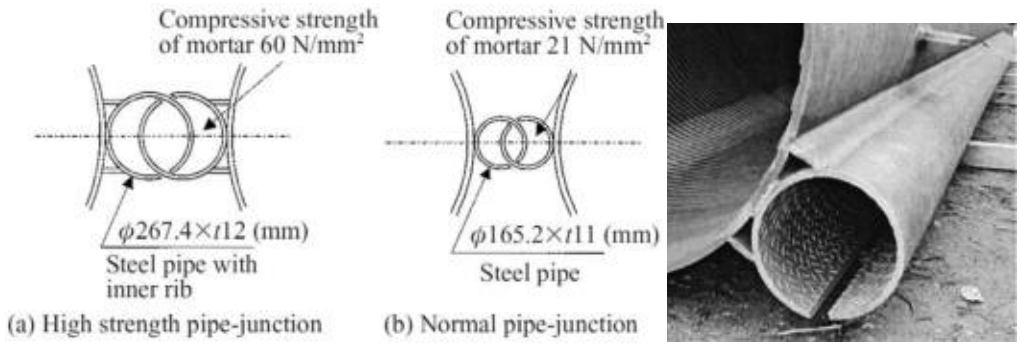


(a) Hyper-Well SP (b) H-H Joint (c) Super Junction

<그림 3.352> 벽강관말뚝 연결방식의 최신 기술동향

① Hyper-Well SP (Kunihiko et al., 2006)

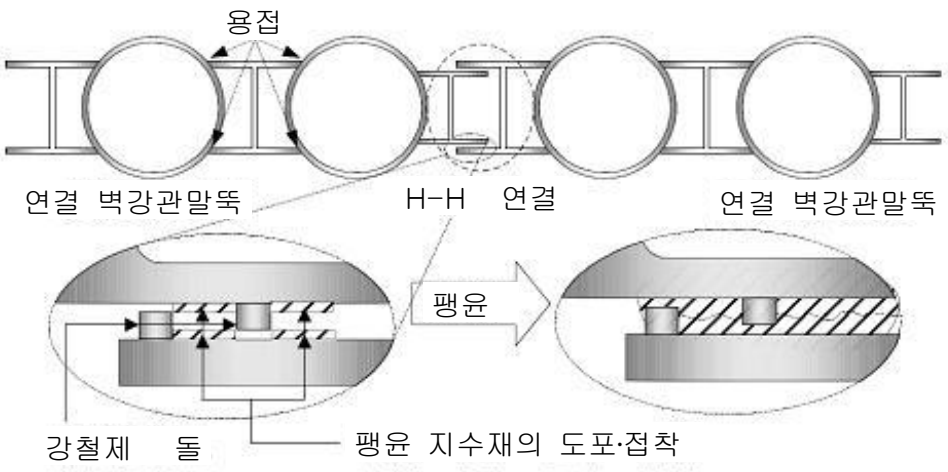
기존 벽강관말뚝 기초의 P-P형 연결부를 기본으로 하되 그림 3.353과 같이 연결부 강관의 외경을 165.2mm에서 267.4mm로 확대하여 넓은 부착 면적을 확보하고 연결부 강관의 내부 표면에 돌기를 설치하는 동시에 고강도 모르타르를 사용하여 연결부 강관과 모르타르의 부착 강도를 향상시켜 연결부의 전단 내력을 크게 증가시킨 기술이다. 이 Hyper-Well SP는 연결부 강관의 지름을 크게 하기 때문에 연결부 관내의 세정 시공성도 향상시킬 수 있다. 또한, 본 기술을 적용할 경우 기초의 강성이 높아지기 때문에, 기존의 벽강관말뚝 기초에 비해 평면 치수를 축소할 수 있다. 즉, 본 공법은 기존의 벽강관말뚝 기초에서는 기초의 평면 치수가 커지는 경향이 있는 대형 교량에 대해, 기존의 벽강관말뚝 기초와 대형 교량에서 실적이 많은 케이슨 기초에 비해 충분한 경쟁력을 가지는 뛰어난 공법이다.



<그림 3.353> Hyper-Well SP의 개요도 및 사진

② H-H Joint (Kimura et al., 2007)

H-H Joint 벽강관말뚝은 그림 3.354와 같이 H-Pile을 이용하여 미리 연결한 2개의 강관을 동시에 타설하는 공법으로써, 연결된 2개의 강관과 강관 사이는 크기가 다른 두 H-Pile을 이용하여 연결한다. H-H Joint 벽강관말뚝은 2개의 강관 및 H형강을 동시 타설할 수 있기 때문에 타설 시공에 필요한 공사기간을 크게 줄일 수 있다. 또한, 강관과 용접된 H형강 부분은 완전 지수가 되어, 차수성이 문제가 되는 것은 양단의 연결부 뿐이다. 그러나 H-H Joint 벽강관말뚝은 기존의 P-P, P-T 및 L-T 연결부를 사용하는 경우에 비해 2본의 강관을 동시에 타설하기 때문에 연결부 수량이 절반이 되어 누수의 위험성도 반감한다.



<그림 3.354> H-H 연결부를 적용한 벽강관말뚝

H-H Joint 벽강관말뚝의 타설에는 그림 3.355와 같이 2본의 연결된 강관을 동시에 타설할 수 있도록 특별히 제작된 더블 헤드 어태치먼트를 장착한 바이브로 해머가 사용된다.



<그림 3.355> 2본 항타 장비

③ Super Junction (가지마 건설주식회사 등, 2008)

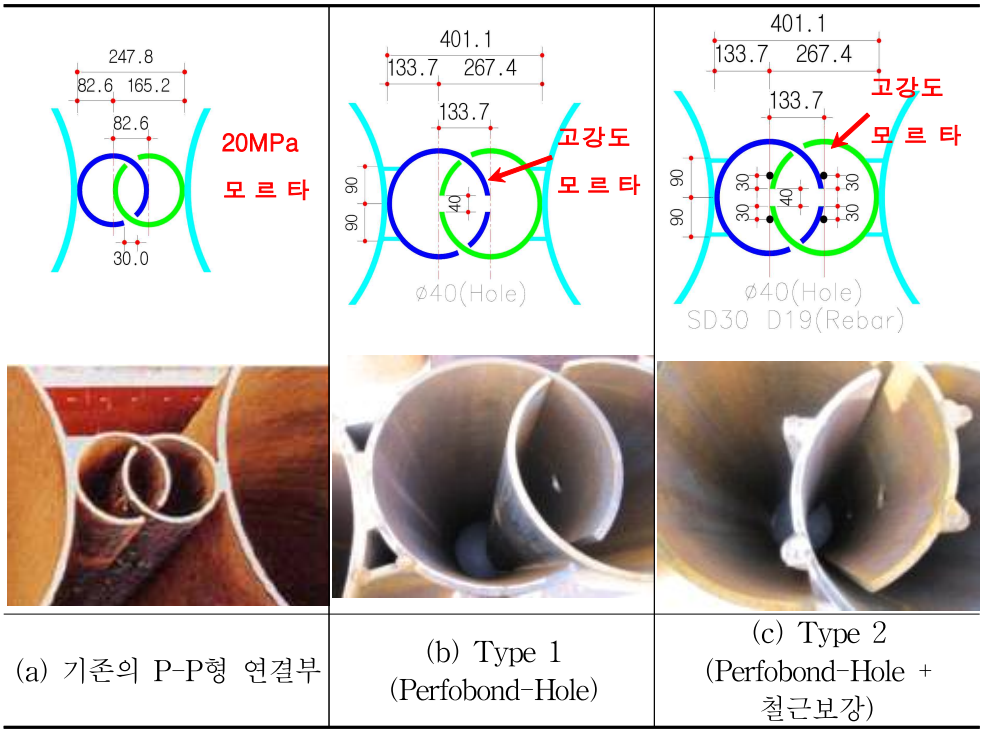
Super Junction은 벽강관말뚝 공법에 적용되는 강관을 연결시키는 새로운 연결방식으로, 그림 3.356과 같이 돌출형 강재를 이용하여 연결부 내부에 이형철근을 배

치한 것이다. 연결부의 공간 치수(200mm×400mm)를 기존의 연결방법(P-P형)에 비해 크게 하고, 그 연결부 내부에 고강도 모르타르를 충전하여 모르타르와 이형철근의 부착력에 의해서 연결부의 전단강성과 전단내력을 대폭 향상시켰다. 그 결과, 벽강관말뚝 기초 시공에서 벽강관말뚝 시공 본수의 절감으로 공사비 절감과 공사기간 단축이 가능하다.



<그림 3.356> Super Juction의 개요도 및 사진

본 연구에서 개발한 고내력 연결부는 같이 두 가지 형태이며, 강관 본관과 연결부 강관 사이의 확실한 강결을 위하여 별도의 플레이트로 보강을 하고, 연결부 강관의 외경을 165.2mm (t11)에서 267.4mm (t12.7)로 확대함으로써 넓은 부착 면적의 확보가 가능하도록 하였다. 이렇게 연결부 강관의 지름이 커지게 되면 연결부 강관내의 세정 시공성도 개선될 것으로 기대할 수 있다. 또한, 기존 P-P형 연결부의 20MPa 일반 모르타르가 아닌 본 연구에서 새롭게 개발한 40, 60, 80MPa의 수중불분리형 고강도 모르타르를 사용하고 연결부 강관의 내부에 일정 간격으로 Perfobond-Hole(ϕ40mm)을 천공하여 강관과 모르타르의 부착 강도가 향상되도록 하였다. 여기에 추가하여 연결부 강관 1본당 2열의 이형철근(D19)을 길이 방향으로 보강하여 연결부 강관과 모르타르의 부착 강도를 추가적으로 향상시킨 형태가 Type 2이다. Type 1과 Type 2의 특징을 표 3.61에 정리하였다.



(a) 기존의 P-P형 연결부	(b) Type 1 (Perfobond-Hole)	(c) Type 2 (Perfobond-Hole + 철근보강)

<그림 3.357> 고내력 연결부의 형상

<표 3.61> 고내력 연결부 Type 별 특징

	강관본관-연결관 보강	연결부 강관 크기	충진 모르타르	연결부 보강
기존 P-P형	X	ϕ165.2mm - t11	20MPa 일반모르타르	X
Type 1	플레이트 보강	ϕ267.4mm - t12.7	40, 60, 80MPa 수중불분리형 고강도 모르타르	Perfobond-Hole
Type 2	플레이트 보강	ϕ267.4mm - t12.7	40, 60, 80MPa 수중불분리형 고강도 모르타르	Perfobond-Hole + 이형철근(D19)

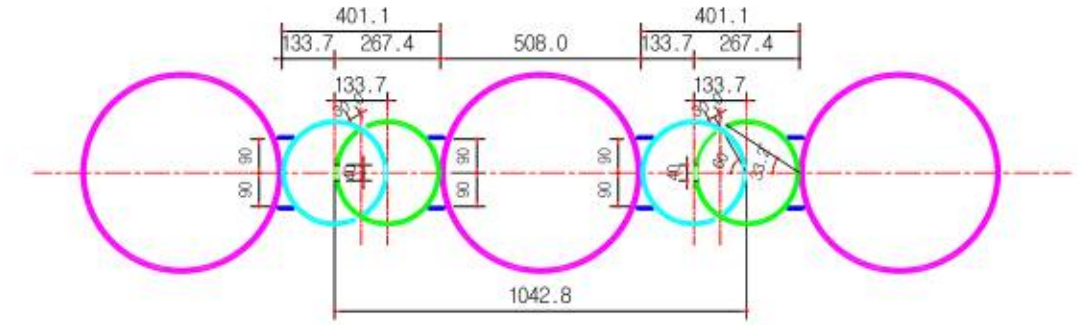
본 연구에서 새롭게 개발한 고내력 연결부의 전단 성능을 평가하기 위하여 1m 길이의 벽강관말뚝 시험체를 제작하여 실내 전단강도 시험을 수행하였다. 시험체는 총 3본의 강관 본관과 2쌍의 연결부로 구성되어 있으며 시험체의 형상 및 치수는 그림 3.358과 같다. 3본의 강관 본관 중 상부에 하중 재하를 위한 가력판이 부착되어 있는 중앙의 재하 강관 양측에 고내력 연결부를 이용하여 반력 강관을 설치하고, 연결부 강관 내부에 40, 60, 80MPa 각 강도별 모르타르를 충진하여 28일간 양

생하였다. 중앙의 재하 강관 상부에 하중을 3회 반복 재하하여 그 양측에 설치한 연결부의 전단 성능을 평가했다. 실험은 300ton, 1000ton UTM 장비를 이용하여 하중을 재하하였으며 UTM 장비는 변위로 제어하였다. 계측 항목은 재하 하중, 연결부의 상대 변위, 상부 가력부의 변위 등으로 변위는 중앙의 재하 강관 상부 가력판의 변위와 연결부 강관 상단에서 하부로 100mm, 500mm 위치에서 LVDT 4개를 사용하여 변위를 측정하였다.

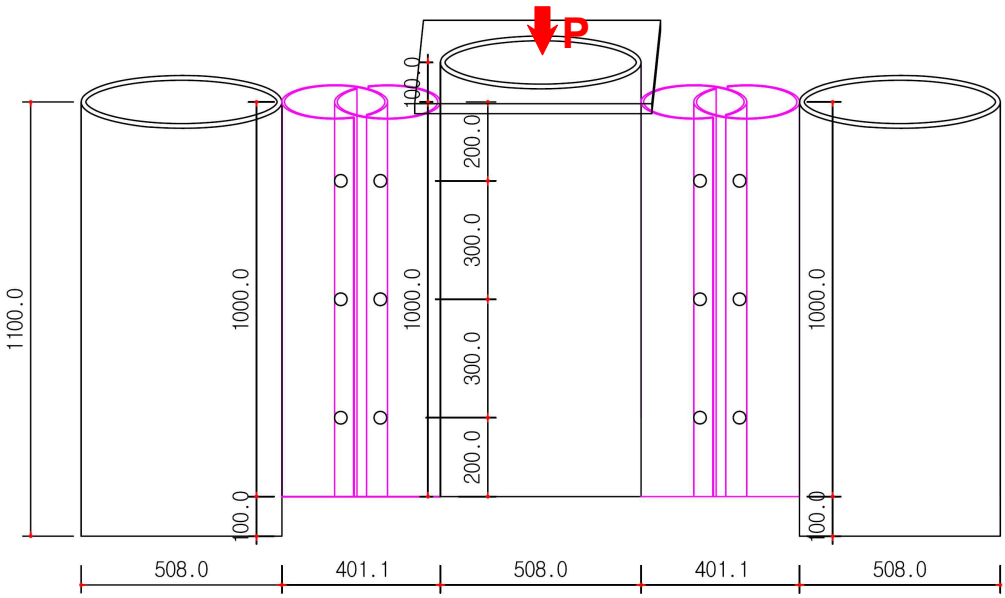
고내력 연결부 Type과 모르타르 강도별 시험체는 표 3.62와 같다. Type 1은 Perfobond-Hole(ϕ40mm)만 천공하여 보강한 형태로 모르타르의 강도별로 시험체를 제작하였다. Type 2는 Type 1과 동일하게 Perfobond-Hole(ϕ40mm)을 천공하고 여기에 추가하여 연결부 강관 1본당 2열의 이형철근(D19)을 길이 방향으로 보강한 형태로써 모르타르 강도는 80MPa로 제작하였다. Type 1, 2 모두 강관 본관과 연결부 강관 사이의 확실한 강결을 위하여 별도의 플레이트로 보강을 하고, 연결부 강관의 외경이 기존의 165.2mm (t11)가 아닌 267.4mm (t12.7)로 확대된 강관을 사용하였다.

<표 3.62> 벽강관말뚝 시험체 구분

Type	시험체 명칭	모르타르 강도	연결부 보강
Type 1	PHO-40	40MPa	Perfobond-Hole
	PHO-60	60MPa	Perfobond-Hole
	PHO-80	80MPa	Perfobond-Hole
Type 2	PHR-80	80MPa	Perfobond-Hole + 이형철근(D19)



(a) 시험체 단면도



(b) 시험체 정면도



(c) 시험체 사진

<그림 3.358> 벽강관말뚝 시험체

본 연구에서 새롭게 개발한 고내력 연결부의 전단 성능을 평가하기 위하여 1m 길이의 벽강관말뚝 시험체를 제작하여 실내 전단강도 시험(Push-Out Test)을 수행하였다. 그림 3.359는 Push-Out Test 수행 후 연결부의 파괴 모습을 나타낸다. 연결부 강관의 변형도 발생하였지만 파괴의 주된 형태는 연결부 강관과 모르타르사이의 미끄러짐과 모르타르 자체의 전단파괴 모습을 나타냈다.



<그림 3.359> 시험 완료 후 연결부 사진

반복 재하 하중에 따른 고내력 연결부의 상대 변형량 측정 결과, 고내력 연결부의 하중-변위 관계 그래프로부터, 고내력 연결부의 전단강도는 안전율 1.25를 적용하여 Level 2 지진시의 전단강도를 산정하고 평상시 전단강도는 Level 2 지진시의 전단강도에 안전율 2를 적용하여 산정하였다. 전단강성을 나타내는 하중-변위 관계 그래프의 기울기는 하중의 재하와 제하가 반복될수록 대체로 작아지는 경향을 나타냈다. 이는 벽강관말뚝 시험체 중 하중이 재하되는 중앙 강관을 제외한 양측 반력 강관의 하부는 고정되어 있으나 상부는 고정되어 있지 않아 중앙 강관 상부에 하중 재하시 양측 강관 상부의 변형에 따른 연결부의 상대 변형량 감소 때문인 것으로 판단되며 이에 따라 고내력 연결부의 전단강성은 가장 초기 하중 재하에 의한 하중-변위 기울기를 기준으로 산정하였다.

Push-Out Test 결과 고내력 연결부의 Type과 모르타르 강도에 따른 전단강도와 전단강성은 표 3.63에 정리하였다. 본 연구에서 새롭게 개발한 고내력 연결부의 전단강도와 전단강성은 모두 기존 P-P형 연결부에 비해 대폭 향상된 것으로 나타났다. Type 1의 경우, 모두 전단강도 1,000kN/m 정도의 값을 갖는 것으로 나타났으

며 전단강성은 모르타르의 강도에 따라 774,419에서 1,954,991kN/m^2 까지 증가하는 것으로 나타났다. Type 2는 Type 1보다도 향상된 전단강도 1,397kN/m와 전단강성 3,656,352kN/m^2 를 갖는 것으로 나타났다.

<표 3.63> 고내력 연결부 Push-Out Test 결과

구 분		전단강도 (kN/m)	전단강성 (kN/m^2)
기존 P-P형 연결부		100	600,000
Type 1	PHO-40	1,057	774,419
	PHO-60	1,015	1,226,496
	PHO-80	1,095	1,954,991
Type 2	PHR-80	1,397	3,656,352

고내력 연결부의 모르타르 강도별 전단성능은 Perfobond-Hole(ϕ40mm) 천공으로 보강한 Type 1에 대해 모르타르 강도가 40, 60, 80MPa로 증가하더라도 전단강도는 1,000kN/m 정도로 거의 일정한 값을 보였다. 이것은 기존 P-P형 연결부(모르타르 강도 20MPa)에 비해 약 10배 정도 향상된 값이지만 Perfobond-Hole(ϕ40mm) 천공으로 보강한 연결부의 경우, 40MPa을 초과하는 강도의 모르타르를 사용하더라도 전단강도 향상에는 한계가 있다는 것을 나타낸다. 반면에 전단강성은 모르타르의 강도가 증가할수록 증가하는 경향을 나타냈다.

Perfobond-Hole(ϕ40mm)을 천공하고 이형철근으로 보강한 Type 2의 경우 전단강도와 전단강성이 Type 1보다도 훨씬 더 향상되는 것으로 나타났다.

80MPa의 모르타르를 적용한 Type 2의 전단강도와 전단강성은 기존 P-P형 연결부(모르타르 강도 20MPa)에 비해 각각 13배정도와 6배정도 향상된 값을 나타낸다. 또한, 동일한 강도인 80MPa의 모르타르를 적용한 Type 1과 비교할 경우, 전단강도는 1.3배, 전단강성은 1.8배 정도 향상된 값을 갖는 것으로 나타났다.

(3) 벽강관말뚝 경제성 분석

최근 간선 교통망의 정비나 공항, 항만, 연도·연육교의 확충등 교량 시공현장 증가에 따른 비용절감형 기초 시공공법 개발의 필요성이 증가되고 있으며, 특히 국내 서·남해안 및 동남아시아 등 대심도 연약지반상에 시공되는 교각기초의 경우 시공

비용 절감방안에 대한 연구가 더욱 필요하다. 따라서, 벽강관말뚝 기초의 국내 실용화를 위해 벽강관말뚝으로 적용되어 시공완료된 현장(Tokyo Bay Bridge)에 대해 현장타설말뚝을 적용하고, 현장타설말뚝으로 시공완료된 현장(을숙도 대교)에 대해 벽강관말뚝을 적용하여 구조적 안정성을 수행하고 공사비 비교를 통해 벽강관말뚝의 타당성 및 경제성을 분석하였다.

① Tokyo Bay Bridge 설계현황

동경항(東京港)에 위치한 Tokyo Bay Bridge(東京港 臨海大橋)는 국제무역을 위한 물류기능 극대화를 위한 필요성에 의해 계획되었으며, 1993년 공사를 시작하여 2002년 시공 완료되어 공용중인 교량이다.

교량연장은 2,933m이며 주경간장은 440m, 측경간장은 160m이며, 당초 사장교 형식으로 고려되었으나 항공기의 고도제한 때문에 트러스 형식으로 최종 결정되어 시공되었다.



<그림 3.360> Tokyo Bay Bridge 위치도



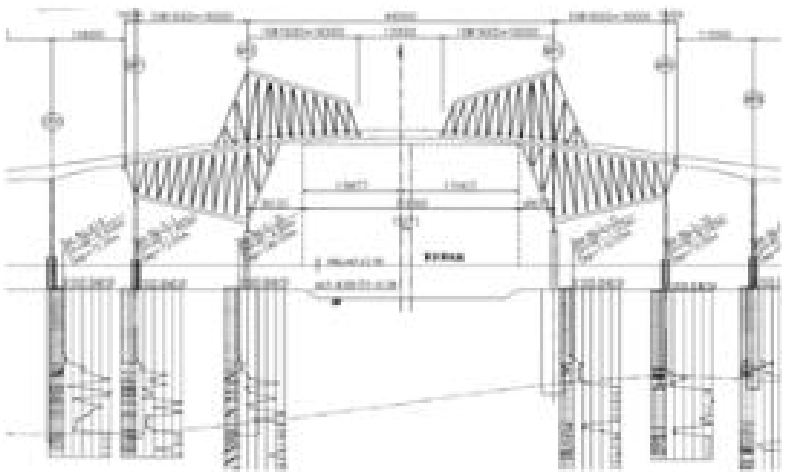
<그림 3.361> Tokyo Bay Bridge 전경

Tokyo Bay Bridge(東京港 臨海大橋)가 위치하는 동경항의 수심은 약 10.0m이며, 지층현황은 연약점성토가 층후 30m 정도 존재하며 퇴적토층이 30m로 분포하고 N값 50이상의 하부 모래자갈층은 심도 60m 이상에서 존재하며 기반암은 100m 이상에서 분포하고 있다. 강관말뚝은 직경 ϕ1500, 두께(t) 17mm로 적용되었으며 말뚝길이는 가설시 81.5m, 영구시 68.0m로 적용하였다.

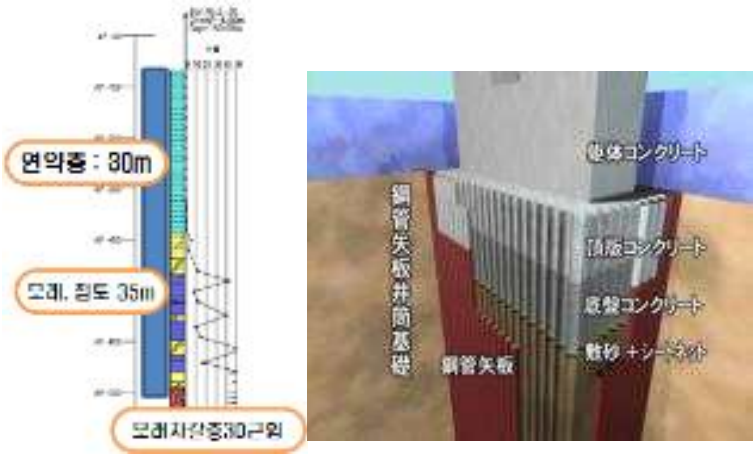
Tokyo Bay Bridge의 교량 일반현황, 지반조건 및 벽강관말뚝 기초 설계 및 시공현황을 요약하면 다음 표 3.64 및 그림 3.362~3.363과 같다.

<표 3.64> Tokyo Bay Bridge의 설계 및 시공현황

교량현황	최대경간장	440m(교량연장 : 2,933m)
	하중규모	상시 : 43,870t(지진Level 2 모멘트 : 284,000tm)
벽강관말뚝	저판	36.7m × 17.48m × 8.0m
	강관	Ø1500-t17mm(98본), L=68.0m(가설시 81.5m)
지층현황	수심	10.0m
	지층	- 점성토 : 30m(N=0), - 사질/점성토 : 30m(N=10~20), - 모래자갈층 : N=50



<그림 3.362> Tokyo Bay Bridge 교량 현황도



<그림 3.363> 지층조건 및 기초 시공개요

② 을숙도 대교 설계현황

을숙도 대교는 부산시 강서구 명지동 75호 광장과 사하구 신평동 66호 광장을 연결하는 강바닥판 상형교 교량으로 총연장(L) 5,205m, 교량연장(L=3,605m), 교량폭(B) 25.5~35m(6차로)이며, 공사기간은 2005년 01월 31일 ~ 2010년 01월 30일(총 60개월)이 소요되었다.

공사비 분석에 적용된 구간은 본선교 P3으로 경간장은 125m이며 상부 하중규모는 연직하중 4,000tf(지진시 최대모멘트 : 11,000tf·m) 이며, 기초는 현장타설말뚝(ϕ 1,500, L=50m 내외) 공법이 적용되었다.

수심은 10.0m 내외이며, 연약점성토층이 20m 내외로 분포하며 기반암 출현심도는 80m 이상이다.



<그림 3.364> 을숙도 대교 현황 및 지층개요도

③ 공법별 공사비 분석 결과

벽강관말뚝의 경제성 분석을 위해 벽강관말뚝으로 기(旣) 설계 및 시공된 Tokyo Bay Bridge(東京港 臨海大橋)의 현장조건을 반영하여 현장타설말뚝공법 설계를 수행하여 공사비 비교를 수행하였다. 또한 현장타설말뚝으로 기(旣) 설계 및 시공된 을숙도대교의 현장조건을 반영하여 벽강관말뚝공법 설계를 수행하여 공사비 비교를 수행하였다.

원안설계에 적용된 공법은 설계 현황을 그대로 반영하여 수량산출 및 상세 공사비 산정을 수행하였으며, 대안공법의 말뚝기초 공법은 원안설계의 기초반력/허용지지력의 지지력 비율과 유사하게 산정될 수 있도록 적용하였다.

Tokyo Bay Bridge의 공법별 공사비 검토시 현장타설말뚝 공법은 공사비에 영향을 크게 미칠 수 있는 PC House, 2열가물막이 등의 가설공법과 말뚝의 시공성 및 품질확보를 위해 필요한 희생강관과 케이싱을 적용하는 경우로 각각 나눠서 세부적으로 공사비를 산정하였다.

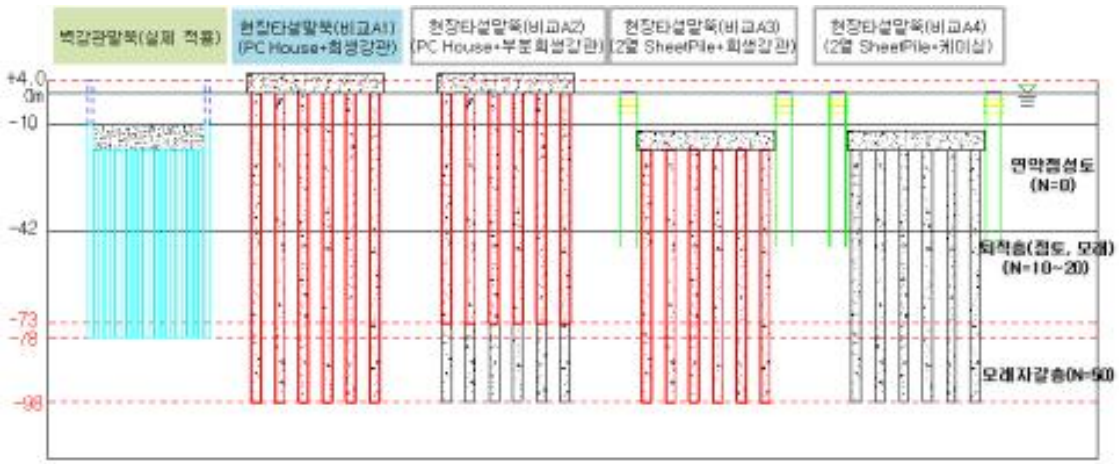
을숙도 대교는 벽강관말뚝의 공사비에 영향을 크게 미칠 수 있는 강종 및 고내력 연결부의 적용 유무로 공사비를 산정하였다.

공사비 비교를 위한 공법별 비교안 및 주요 설계현황은 아래의 표 및 그림과 같다.

<표 3.65> 공법별 공사비 비교안

교량명	실제 기초 공법	비교 공법			
		비교안	기초 공법	희생강관	가시설
Tokyo Bay Bridge(MP2)	벽강관말뚝 Ø1500-t17(98본), L=68.0m (가설시 81.5m)	A1	현장타설말뚝 D3000 30본	사용	PC HOUSE
		A2		부분사용	PC HOUSE
		A3		사용	2열 Sheet Pile
		A4		회수용 케이싱	2열 Sheet Pile

교량명	실제 기초 공법	비교 공법			
		비교안	기초 공법	강종	연결부
을숙도대교 (본선교 P3)	현장타설말뚝 Ø1500(15본), L=46.60m	B1	벽강관말뚝 Ø1500-t17	SKY590	고내력
		B2		SKY490	일반
		B3		SKY590	일반
		B4		SKY400	일반



<그림 3.365> 공법별 공사비 비교안(Tokyo Bay Bridge)



<그림 3.366> 공법별 공사비 비교안(을숙도 대교)

<표 3.66> 공법별 구조계산 결과 요약(Tokyo Bay Bridge)

항목	공 법	교축방향				교축직각방향	
		상시		지진시		지진시	
		작용	허용	작용	허용	작용	허용
연직반력 (tf/본)	벽강관말뚝	446.3	754.8	536.6	1132.2	526.9	1132.2
	현장타설말뚝	1,892	2713.7	2509.3	4070.5	2297.2	4070.5
수평변위 (mm)	벽강관말뚝	-	50	30.7	50	13.71	50
	현장타설말뚝	-	30	25.94	30	7.98	30
말뚝응력 (MPa)	벽강관말뚝	159.5	185	205.1	280	156.8	280

<표 3.67> 공법별 구조계산 결과 요약(을숙도대교)

구분	본관 구분	연결부 제원	본관 본수	구 분		변 위(cm)		내 력(MPa)		지지력(kN)		비고
				방향	상시/지진시	최대수평변위	허용변위	최대내력	허용응력	최대반력	허용지지력	
A1	SKY 590	고내력 연결부	13	교축	상시	0.414	5.0	122.90	260.0	2,485	5039	교각 크기
					지진시	1.253	5.0	167.92	390.0	1,691	7559	
				교축직각	상시	1.692	5.0	233.31	260.0	2,499	5039	
					지진시	3.246	5.0	281.01	390.0	1,730	7559	
A2	SKY 490	기존 연결부	17	교축	상시	0.332	5.0	117.74	185.0	1,937	4902	내력
					지진시	1.013	5.0	146.19	277.5	1,356	7353	
				교축직각	상시	3.579	5.0	177.83	185.0	2,069	4902	
					지진시	3.690	5.0	233.71	277.5	2,607	7353	
A3	SKY 590	기존 연결부	16	교축	상시	0.357	5.0	117.87	260.0	2,042	4907	변위
					지진시	1.161	5.0	146.51	390.0	1,430	7361	
				교축직각	상시	4.151	5.0	192.90	260.0	2,255	4907	
					지진시	4.274	5.0	271.69	390.0	2,875	7361	
A4	SKY 400	기존 연결부	29	교축	상시	0.184	5.0	113.59	140.0	1,281	4868	내력
					지진시	0.502	5.0	117.10	210.0	996	7302	
				교축직각	상시	1.048	5.0	139.83	140.0	1,349	4868	
					지진시	1.055	5.0	154.01	210.0	1,196	7302	

공 법	본수	구 분	변위(cm)			지지력(kN)		
			변위	허용	비율(%)	최대반력	허용	비율(%)
현장타설말뚝 Φ1500	3X5	상시	0.950	1.5	63.33	5,866	6730	87.16
		지진시	1.300	1.5	86.67	7,259	8947	81.13

원안설계에 적용된 말뚝기초 공법과 비교안으로 채택된 대안공법에 대한 case별 구조설계를 실시하고 기초형식에 대하여 공사비를 산출하였으며 공법별 공사비 비교를 통하여 경제성 평가를 수행하였다.

<표 3.68> 공법별 주요자재수량 산정 결과(Tokyo Bay Bridge)

구 분	주요자재수량		
	콘크리트(㎥)	강재(ton)	철근(ton)
벽강관말뚝	7,796	6,343	621
현타 1 (PC Hosue&희생강관)	31,527	4,822	6,054
현타 2 (PC Hosue&부분 희생강관)	31,527	3,592	6,054
현타 3 (2열 Sheet pile&희생강관)	26,361	7,682	4,943
현타 4 (2열 Sheet pile&케이싱)	26,361	7,682	4,943

<표 3.69> 공법별 총공사비 산정 결과(Tokyo Bay Bridge)

구 분	총공사비(Tokyo Bay Bridge)				
공법	벽강관말뚝	현타A1 (PC Hosue + 희생강관)	현타A2 (PC Hosue + 부분희생강관)	현타A3 (2열Sheetpile +희생강관)	현타A4 (2열Sheetpile+케이싱)
공사비 (억원)	145.6	188.3	171.4	232.3	185.8
비율 (%)	100	129.3	117.7	159.5	127.6

<표 3.70> 공법별 주요자재수량 산정 결과(을숙도 대교)

구 분	주요자재수량		
	콘크리트(㎥)	강재(ton)	철근(ton)
현장타설말뚝	1,970	1,999	249
벽강관1 SKY400+일반연결부	1,603	1,772	26
벽강관2 SKY490+일반연결부	830	1,036	26
벽강관3 SKY590+일반연결부	680	975	6
벽강관4 SKY590+고내력연결부	659	843	5

<표 3.71> 공법별 총공사비 산정 결과(을숙도 대교)

구 분	총공사비(을숙도 대교)				
공 법	현장타설말뚝 + 2열 SheetPile	벽강관B1 (SKY400+ 일반연결부)	벽강관B2 (SKY490+ 일반연결부)	벽강관B3 (SKY590+ 일반연결부)	벽강관B4 (SKY590+ 고내력연결부)
공사비 (억원)	34.5	49.1	32.3	32.8	29.4
비율 (%)	100	142.3	93.6	95.1	85.2

(4) 고강도 내해수강의 벽강관말뚝 적용 방안

고강도 내해수강은 국내 3개 지점(시화, 포항, 광양)에서 장기부식성능평가를 진행하였다. 고강도 내해수강은 기존의 일반적인 구조용 강재 보다 기계적 성질이 높으면서 비말대에서 부식속도가 느리기 때문에 초장대교량과 같이 100년 이상의 내구수명을 요구하는 해상 구조물에서 적용성이 우수하다. 고강도 내해수강은 2013년부터 본격적으로 상용화되었으며, 기계적 성질은 표와 같다.

<표 3.72> 고강도 내해수강 기계적 성질

구분	일반강재	고강도 내해수강	
		PS500	PS600
항복강도	245~325 MPa	380 MPa	450 MPa
인장강도	400~490 MPa	500 MPa	600 MPa

벽강관말뚝은 그림과 같이 본관과 연결부로 나뉘는데 연결부 강관의 제원은 D165x11t, 또는 D267x12t를 적용한다. 연결부 강관과 같이 구경이 작은 강관은 고강도 강재로 제작하기 쉽지 않고 연결관이 벽강관말뚝 전체 단면계수에 미치는 영향은 2~8% 정도 밖에 안되며 특히, 초장대 교량과 같이 직경 1.5m 가량의 대구경 벽강관말뚝을 사용하여야 하는 경우에는 2% 이하로 매우 미미하므로 보수적으로 무시하는 것으로 한다. 따라서 벽강관말뚝에 고강도 내해수강을 적용하는 경우에는 강관 본관에만 적용하고 연결부 강관은 기존의 일반 강재를 적용하며 이에 따라 벽강관말뚝의 단면계수도 강관 본관의 단면계수만 고려하여 설계한다.



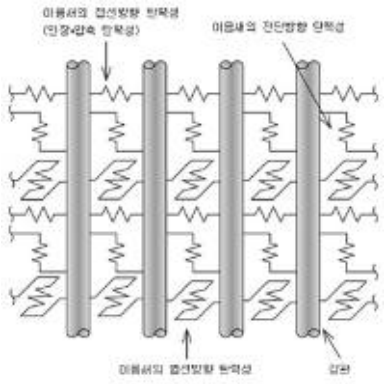
<그림 3.367> 연결부를 고려한 경우와 고려하지 않은 경우 벽강관말뚝 단면계수

고내력 연결부(연결부 강관 D267mm)의 인장강도를 평가하기 위하여 300톤 UTM을 이용하여 구조성능시험을 수행하였다. 그림은 고내력 연결부의 인장파괴 거동을 나타내고 있는데 파괴는 연결부를 충진하고 있는 그라우팅의 강도와 관계없이 강관의 인장파괴에 의하여 발생하는 것으로 나타났다. 시험을 통하여 연결관의 직경은 12mm로 결정하였으며 인장강도는 144 kN/m, 인장강성은 12,000 kN/m^{2}으로 결정하였다.

<그림 3.368> 고내력 연결부 인장파괴 거동

벽강관말뚝 우물통기초를 설계하기 위해서는 벽강관 우물통에서 벽강관말뚝에 발생하는 응력을 산정하여야 한다. 벽강관말뚝에 발생하는 응력을 산정하기 위하여 프레임 해석을 수행하는데 이 때 벽강관말뚝의 연결부는 그림과 같이 접선방향, 전단방향, 법선방향의 스프링으로 모델링한다. 지반은 케이슨 기초의 설계에서와 같이 기초 전면방향 지반 스프링, 기초 측면방향 지반 스프링, 그리고 기초 저변의 전단 스프링으로 치환하여 모사한다.

입체골조

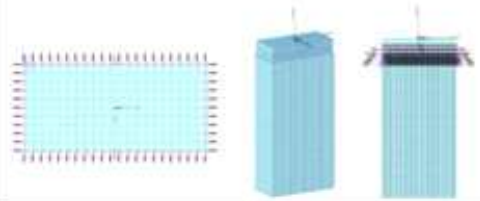
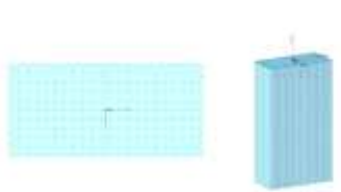
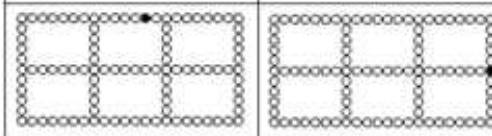
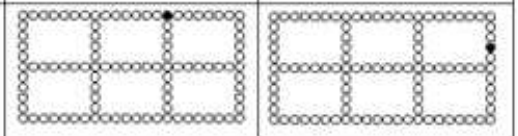


<그림 3.369> 벽강관말뚝 우물통의 해석

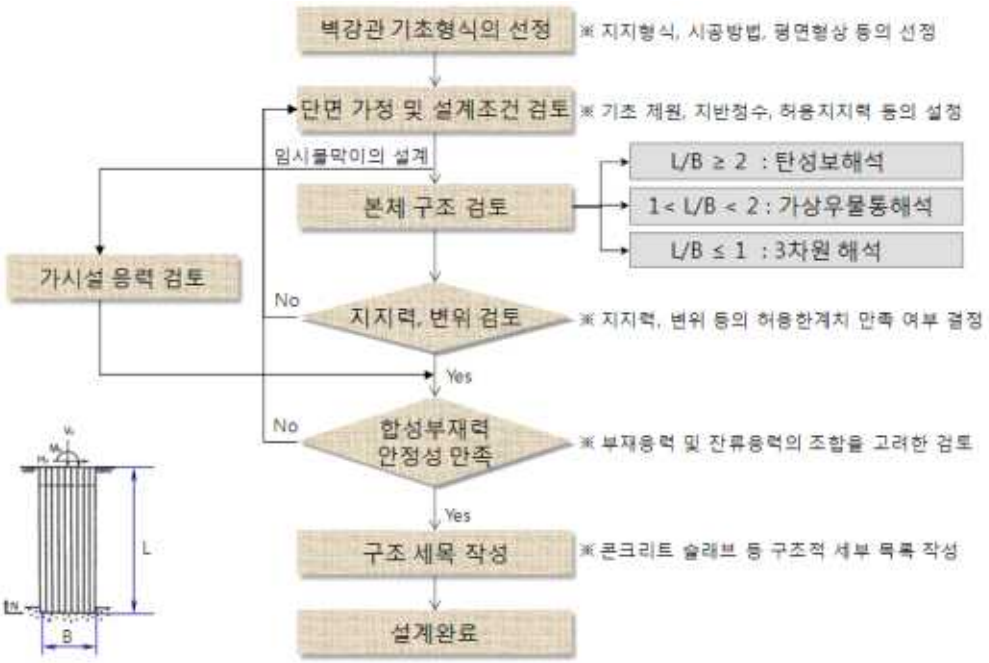
표 3.73은 범용 구조해석 프로그램을 이용하여 수행한 Tokyo Bay 교량에 대한 벽강관말뚝 우물통 기초에 대하여 L2 지진하중 조건에 대한 해석결과를 나타내고 있다.

해석은 콘크리트 확대기초가 벽강관말뚝 상부에 있는 경우와 중간에 있는 경우로 나누어 수행하였다. 실제 시공된 형상은 콘크리트 확대기초가 중간에 있는 경우인데 범용 해석 프로그램에서는 가설 물막이때의 잔류응력을 고려하지 못하여 설계에서 사용한 교축방향 최대응력 328MPa, 교축직각방향 99MPa 보다는 다소 작게 나타났다. 반면, 콘크리트 확대기초가 벽강관말뚝 상부에 있는 경우에는 중간에 있는 경우보다 응력이 크게 발생하였는데 이는 수압 및 파압의 영향과 더불어 물에 노출된 부분은 지반스프링이 없어서 캔틸래버로 거동하기 때문이다.

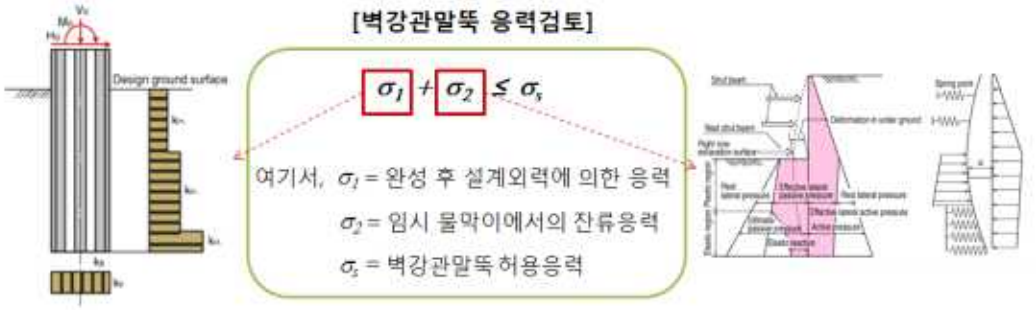
<표 3.73> Tokyo Bay 교량에 대한 벽강관말뚝 우물통 기초 프레임 해석 결과

구 분	Con'c 상부		Con'c 중간* (실제 조건)	
	교축방향	교축직각방향	교축방향	교축직각방향
해석요소망				
최대응력 및 발생지점	612 MPa	328 MPa	290 MPa**	211 MPa**
				
수평변위	167mm	64mm	35mm	28mm

벽강관말뚝 우물통기초의 설계절차는 그림 3.371에 나타내었다. 벽강관말뚝에 발생하는 응력은 그림과 같이 완성 후 설계외력에 의한 응력과 가물막이 후 잔류응력을 더하여 산정하며 이를 부재의 허용응력과 비교하여 검토한다. 통상적으로 벽강관말뚝 우물통기초의 허용수평변위는 50mm를 사용한다.



<그림 3.370> 벽강관말뚝 주탑기초 설계절차



<그림 3.371> 벽강관말뚝 응력 검토

(5) 벽강관말뚝 기초공법 타당성 분석

▪ 개요

벽강관말뚝 기초공법의 타당성 분석의 방법으로 경량이 강주탑이 적용되어 하중이 상대적으로 작고, 변장비가 큰 2차로 사장교에 대한 설계 적용 및 경제성 분석을 수행하하여 경량의 1km 급 사장교 주탑 기초 적용성을 분석하였다.

▪ 대상 교량 현황

① 교량 일반 현황

변장비가 큰 2차로 사장교에 대한 기초 공법별 공사비 산정은 돌산-화태 연도교를 대상 교량으로 산정하였으며, 대심도 연약지반의 지층조건은 낙동강 하구에서 기시공된 을숙도 대교의 지층현황을 적용하였다.



<그림 3.372> 돌산-화태 연도교 위치도 및 조감도

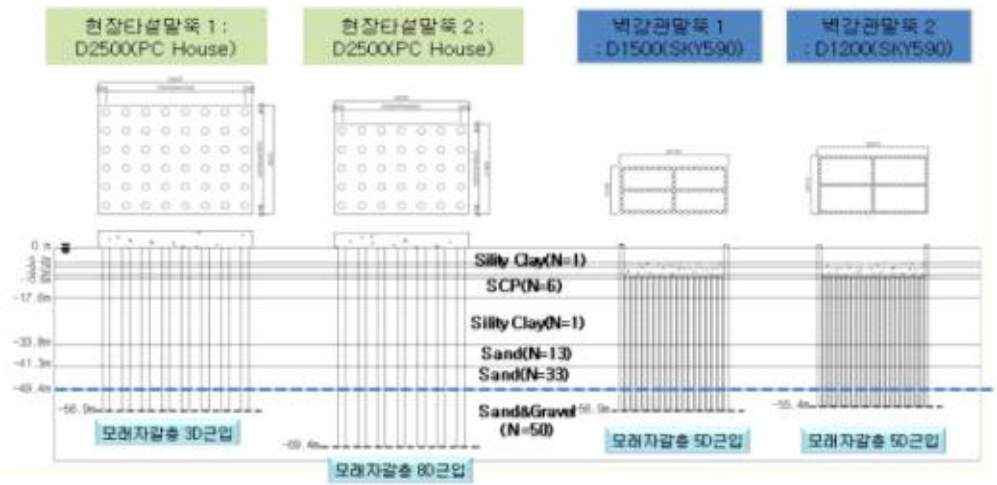
주탑형상은 역 Y형이며, 주탑높이는 152.5m로 대수심부 기초를 고려하여 경제적 기초설계와 내진성능 향상을 위해 강재주탑(하부 22.5m 콘크리트 주탑)을 도입하였으며, 기초형식은 케이슨 복합형 현장타설말뚝 공법을 적용하였다.

돌산-화태 연도교의 변장비는 L/B = 500m / 17.5m = 28.6으로서 내풍안정성에 대한 안정성 확보가 가능한 것으로 검토되었다.

② 기초 설계 조건

대심도 연약지반의 지층조건에서 변장비(Span to width ratio)가 큰 2차로 사장교에서의 벽강관말뚝의 경제적 타당성 분석을 위해 돌산-화태 연도교의 하중조건에 낙동구 하구의 일반적인 해상 연약지반의 지층조건을 가정하여 현장타설말뚝과 벽강관말뚝에 대한 하부기초 공법에 대한 구조설계를 수행하였다.

을숙도대교의 지층현황은 수심은 약 10.0m이며, 하부에 연약층이 30m 내외 존재하면 기반암 심도가 80.0m 이상으로 지지층은 모래자갈층이다.



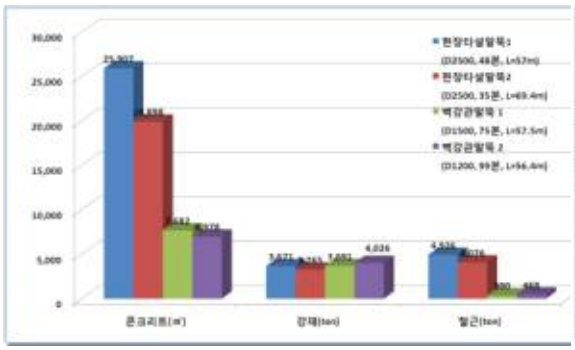
<그림 3.373> 세부 공법별 시공개요

▪ 공사비 비교검토 결과

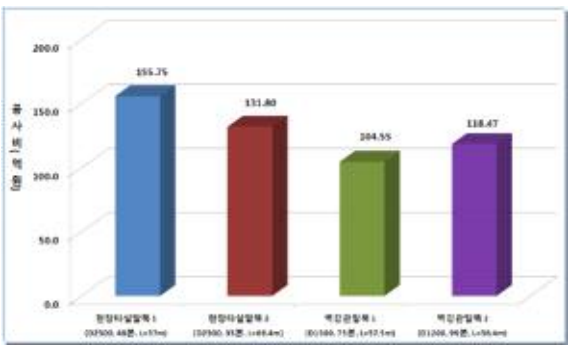
돌산-화태 연도교의 하중조건과 대심도 연약지반 지층조건에서의 벽강관말뚝공법과 현장타설말뚝 공법에 대한 주요자재수량 및 공사비를 산출하였으며 공법별 공사비 비교를 통하여 경제성 평가를 수행하였다. 경제성 비교 결과, 대심도 연약지반 조건에서는 변장비가 큰 2차로 사장교의 하중조건에서 벽강관말뚝 공법이 현장타설말뚝 공법에 대해 경제적 타당성을 확보할 수 있는 것으로 나타났다.

<표 3.74> 공법별 주요 자재수량 및 총공사비 산정 결과

구 분	주요자재수량			총공사비	
	콘크리트 (m^3)	강재(ton)	철근(ton)	공사비(억원)	비율(%)
현장타설말뚝1: D2500, 48본, L=57.0m	25,907	3,671	4,926	155.75	118.2
현장타설말뚝2: D2500, 35본, L=69.4m	19,898	3,265	4,076	131.80	100.0
벽강관말뚝 1: D1500, 75본, L=57.5m	7,682	3,691	380	104.55	79.3
벽강관말뚝 2: D1200, 99본, L=56.4m	6,978	4,026	468	118.47	89.9



<그림 3.374> 주요자재수량 산출결과



<그림 3.375> 공법별 공사비 산출결과

○ 영향 인자별 경제성 분석(III)

▪ 개요 및 분석시 가정 사항

본 절에서는 벽강관말뚝의 국내 실용화를 위한 경제적 타당성 분석을 위한 기초자료를 위하여 경제성에 영향을 미치는 인자를 고려한 상세 분석을 수행하고자 한다. 벽강관말뚝 기초공법의 경제성에 영향을 미치는 인자로는 크게 지지층의 조건(심도)과 하중 규모, 연결부의 전단강성 크기를 선정할 수 있으며, 이러한 영향인자에 대하여 구조 설계를 수행, 동일 해석 조건에서의 현장타설말뚝 기초공법과 공사비 비교 분석을 통하여 경제성 분석을 수행하였으며, 다음은 설계를 위한 지반 조건 및 말뚝 직경 등에 대한 제반 가정사항을 정리하였다.

a. 기반암 분포심도가 매우 깊게 분포하는 낙동강 하구지역의 을숙도대교 지반조건을 기본으로 선정하고 경제성 분석을 위하여 지층조건을 임의 조정하여 검토하였다.

b. 현장타설 말뚝기초는 해상 대심도 조건에 일반적으로 가장 많이 적용하는 말

뚝직경 Φ1,500mm, Φ2,000mm, Φ2,500mm를 적용하여 검토하고, PC HOUSE에 의한 Footing을 설치하는 조건으로 검토였다.

c. 벽강관 말뚝기초는 장방형 배치(田형)를 기본으로 하고, 각 검토단면별 지지력 부족시 추가배치하여 검토하였으나, 적용 해석프로그램(UC-1) 특성상 벽강관 말뚝기초 99본이상 해석이 불가하므로 99본 내에서 지지력 확보토록 고려하였다.

d. 벽강관 본체 직경은 Φ1,500mm 및 Φ1,200mm를 검토하여 비교하고, 연결관 직경은 Φ267.4mm로 적용하여 검토하였다.

e. 현장타설 말뚝기초는 기반암(최소 1.0D 이상)에 지지하는 것으로 가정하며, 벽강관 말뚝기초는 매우 조밀한 사질토층 또는 모래자갈층(최소 5.0D 이상)에 지지하는 것으로 적용하여 검토하였다.

f. 벽강관 말뚝기초 및 현장타설 말뚝기초는 허용지지력의 70~75% 범위 내에서 지지력이 확보되도록 검토하였다.

g. 검토시 적용한 하중은 한돌대교 주탑부(주경간 500m의 합성형 사장교) 하중자료를 기본적으로 하여 분석 방법에 따라 증감하여 검토하였다.

▪ 지지층(모래자갈층) 심도에 따른 경제성 분석

기반암층이 매우 깊어 말뚝 선단을 기반암에 지지하지 못하고 퇴적층(모래자갈층)에 지지하는 경우, 지지층 심도에 따른 경제성 분석을 위하여 모래자갈층 심도가 증가함에 따라 벽강관말뚝 기초공법과 현장타설말뚝 기초공법의 최적 설계를 통한 공사비 비교 분석을 수행하였으며, 검토단면 설정 및 해석 방법을 정리하면 아래와 같다.

a. 을숙도대교 모래자갈층 상부의 지층분포 조건을 비례적으로 증가시켜 지지층(모래자갈층) 심도를 20m, 30m, 40m, 50m 조건으로 가정하여 검토단면 설정

b. 검토단면에 대한 현장타설말뚝 Φ2,500mm을 적용하여, 허용지지력 대비 80~90%를 갖는 말뚝 본당 지지력 검토

c. 현장타설말뚝 본당 지지력 검토결과에 따른 말뚝본수 검토 및 말뚝배치

d. 현장타설말뚝 배치에 따른 PC House 제원(size) 선정

e. 현장타설말뚝 직경별 및 지지층 심도별 공사비 산출

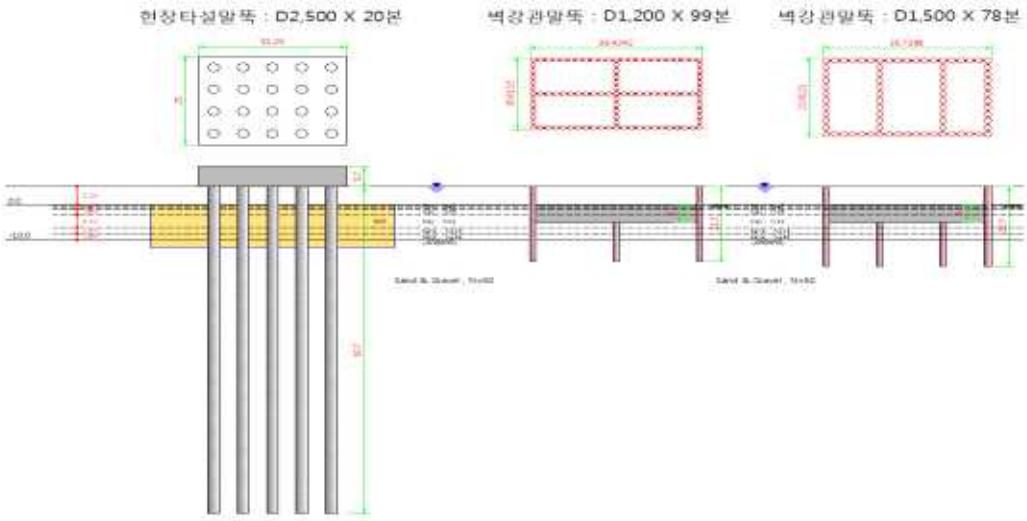
f. 검토단면에 대한 벽강관말뚝 Φ1,500mm 및 Φ1,200mm 지지력 해석 수행 (허용지지력 대비 80~90%를 갖는 벽강관말뚝 본당 지지력 검토)

g. 벽강관말뚝 지지력 부족시 근입심도 증가, 말뚝본수 증가 및 말뚝배치 재검토

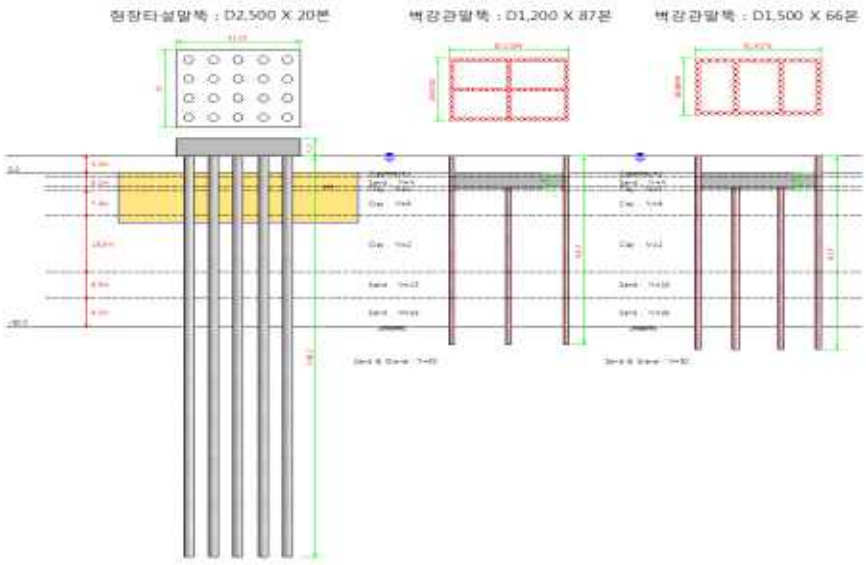
h. 벽강관말뚝 적용에 대한 지지층 심도별 공사비 산출

I. 현장타설말뚝과 벽강관말뚝의 공사비 비교·분석 수행

① 검토 단면(일례)



<그림 3.376> 모래자갈층 심도 10m의 경우



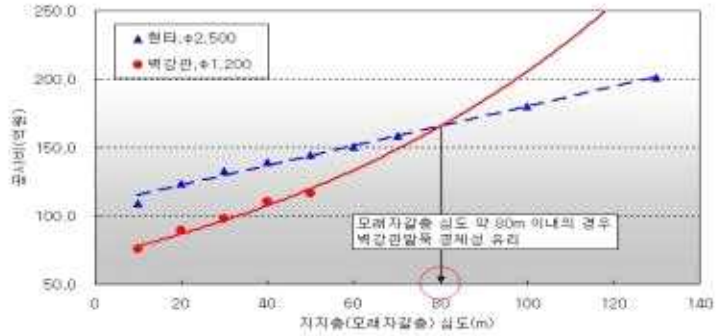
<그림 3.377> 모래자갈층 심도 50m의 경우

② 검토 결과

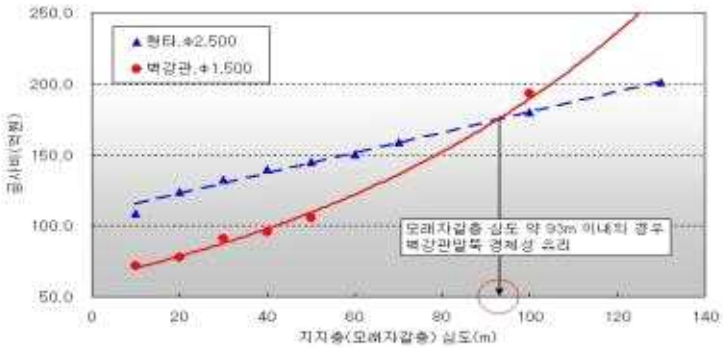
구조해석은 경제성 분석의 신뢰성을 위하여 벽강관말뚝과 현장타설말뚝 모두 지지력 비율을 허용값 대비 80%대가 나타나도록 최적설계를 수행하였다. 검토결과, 지지층(모래자갈층) 심도가 깊어질수록 말뚝 길이가 증가되어 공사비가 증가하는 양상을 나타내나 벽강관말뚝의 경우 공사비 증가 속도가 현장타설말뚝에 비교하여 다소 높게 나타났다. 지지층이 모래자갈층으로 기반암에 지지하지 못하는 대심도 연약지반 조건에서 전반적으로 벽강관말뚝이 현장타설말뚝보다 경제적인 것으로 나타났으나, 약 80m에서 90m 심도 이상으로 깊어질 경우에는 강관 소요량 증가에 따라 현장타설말뚝이 더 경제적으로 나타났다.

<표 3.75> 지지층(모래자갈층) 심도에 따른 경제성 분석결과

모래자갈층 심도 (m)	공 사 비 (억원)			비 고
	현장타설말뚝 (Φ2,500)	벽강관말뚝		
		Φ1,200	Φ1,500	
10	108.9	75.5	72.0	
20	123.7	89.5	77.7	
30	132.8	98.0	90.7	
40	139.8	110.2	95.3	
50	144.8	116.5	105.6	
60	150.4	-	-	
70	158.6	-	-	
100	180.1	-	193.2	
130	201.0	-	-	



<그림 3.378> 벽강관말뚝 Φ1,200의 경우

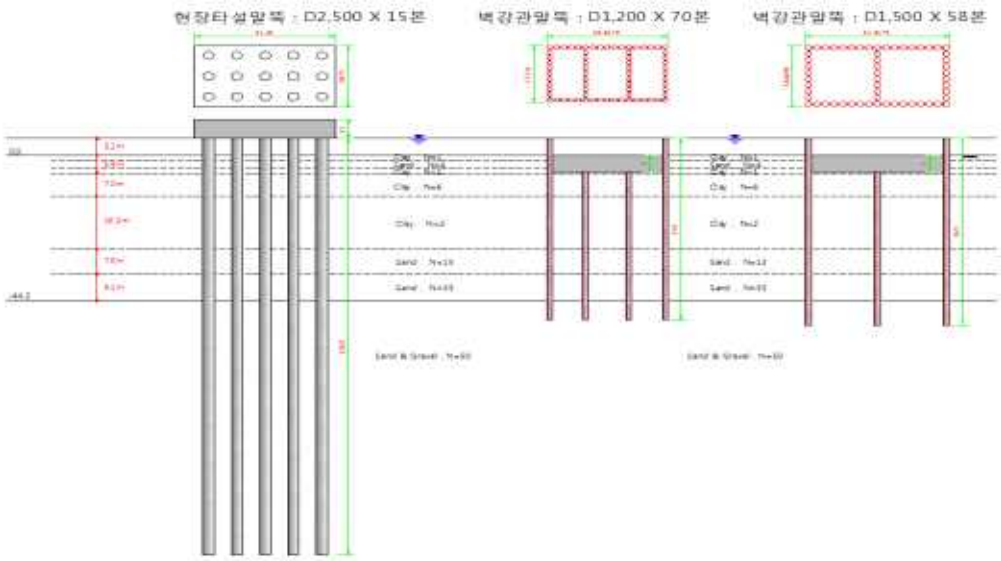


<그림 3.379> 벽강관말뚝 Φ1,500의 경우

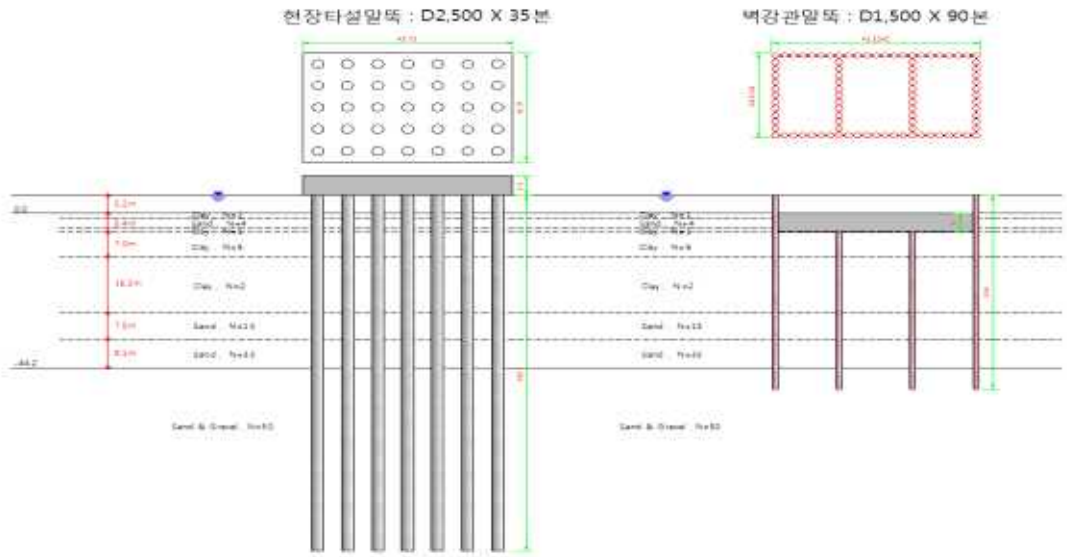
▪ 수평 하중 규모에 따른 경제성 분석

수평하중 규모가 증가함에 따라 고내력 전단열결재를 적용하는 벽강관말뚝 기초공법과 비교하여 현장타설말뚝 기초공법의 공사비 비교를 수행하였으며, 해석 단면은 퇴적층(모래자갈층)이 깊은 심도로 분포하는 기 시공된 을숙도 대교의 지층조건 및 한돌대교의 하중조건을 기본으로 적용하여, 수평하중을 증가(500 ~ 1,300 tf)시의 공사비를 비교 분석하였다.

① 검토 단면(일례)



<그림 3.380> 수평하중 규모 500 tf의 경우



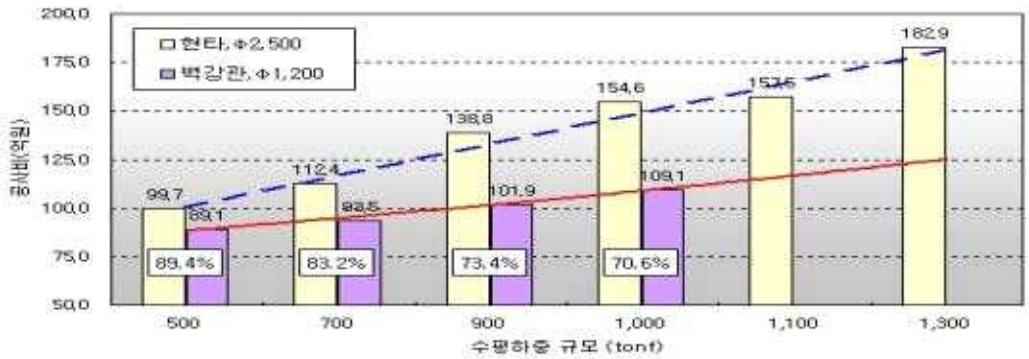
<그림 3.381> 수평하중 규모 1,300 tf의 경우

② 검토 결과

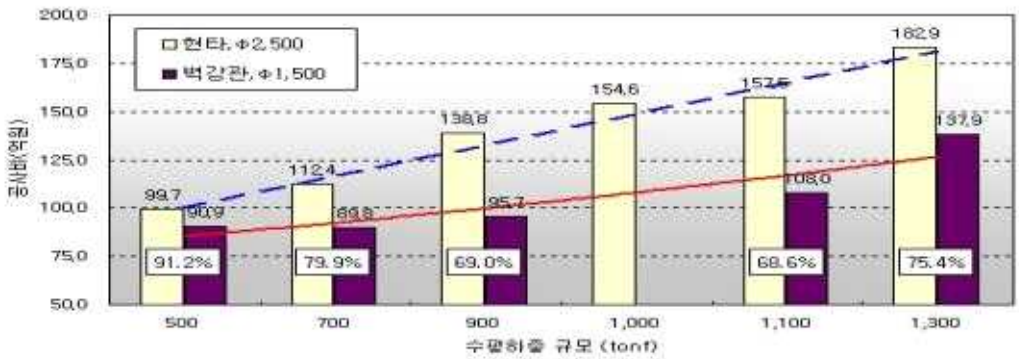
수평하중이 증가할수록 벽강관말뚝 기초와 현장타설말뚝 기초 모두 말뚝 본수가 증가함에 따라 공사비가 증가하나, 전반적으로 현장타설말뚝 대비 벽강관말뚝 공사비가 약 70~90% 정도로 벽강관말뚝이 보다 경제적으로 나타났으며, 이는 모래자갈층에 지지하는 대심도 연약지반에서 시공되는 가정 조건으로 나타난 결과로 판단되며, 수평하중 규모가 증가할수록 벽강관말뚝의 공사비 증가 속도를 상대적으로 작게 나타나 수평하중지지 성능이 우수한 것으로 나타났다.

<표 3.76> 수평하중 규모에 따른 경제성 분석결과

수평하중 규모 (tf)	공사비 (억원)			비 고
	현장타설말뚝 (Φ2,500)	벽강관말뚝		
		Φ1,200	Φ1,500	
500	99.7	89.1 (89.4%)	90.9 (91.2%)	
700	112.4	93.5 (83.2%)	89.8 (79.9%)	
900	138.8	101.9 (73.4%)	95.7 (69.0%)	
1,000	154.6	109.1 (70.6%)	-	
1,100	157.5	-	108.0 (68.6%)	
1,300	182.9	-	137.9 (75.4%)	



<그림 3.382> 벽강관말뚝 Φ1,200의 경우



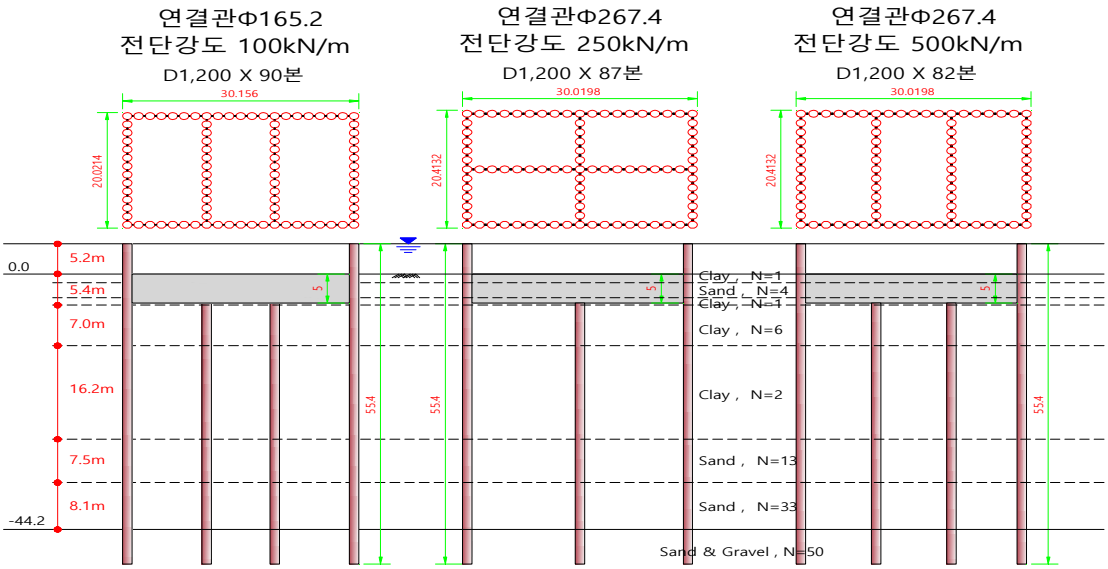
<그림 3.383> 벽강관말뚝 Φ1,500의 경우

▪ 연결부 전단강도에 따른 경제성 분석

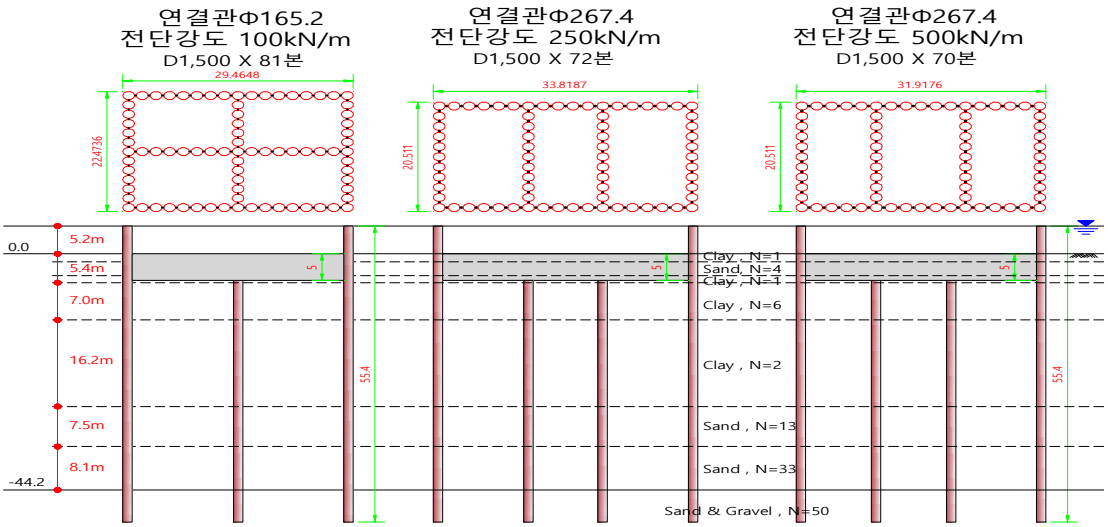
연결관 제원(Φ165.2mm, Φ267.4mm) 및 충진 모르타르 기준 강도에 따라 연결부의 전단강도는 각각 달라지며, 이는 벽강관말뚝의 수평지지력 확보와 관련하여 동일 수평하중 규모에 대하여 말뚝본수의 증감이 예상된다. 따라서, 현재 상용되고 있는 연결관인 Φ165.2mm(강도 20MPa의 모르타르를 충진 하였을 시의 전단강도 100kN/m), 본 연구 시 검토된 연결관 Φ267.4mm(강도 40MPa의 모르타르를 충진 하였을 시 전단강도 250kN/m), 여기에 연결관 제원을 Φ267.4mm로 하고 전단강도가 500kN/m인 조건을 추가 적용하여, 각각의 조건에 따라 말뚝본수의 증감에 따른 벽강관말뚝의 안전성 및 공사비를 검토하여 경제성 여부를 검토하였다.

해석시 가정한 지반조건은 퇴적층(모래자갈층)이 깊은 심도로 분포하는 기 시공 완료된 을숙도 대교의 지층구조를 적용하였도, 수평하중 규모는 1,000tf로 가정하여 검토를 수행하였다.

① 검토 단면



<그림 3.384> SKY590 - 벽강관말뚝 D1,200 의 경우



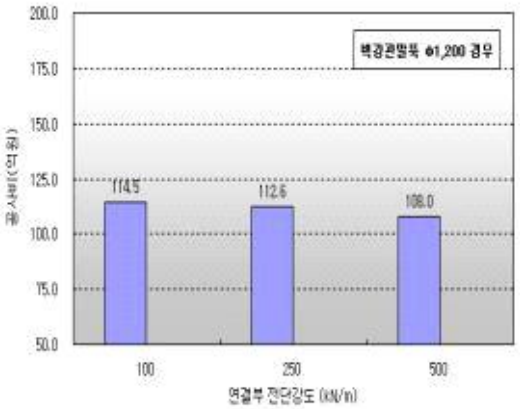
<그림 3.385> SKY590 - 벽강관말뚝 D1,500 의 경우

② 검토 결과

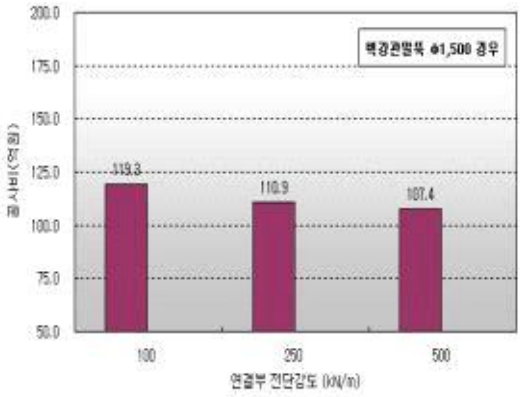
일정한 수평하중 조건에서 벽강관말뚝의 강관 연결부의 전단강도가 증가함에 따라 강관의 크기(D1,200 및 D1,500)에 상관없이 적용되는 말뚝의 본수가 감소하는 것을 확인하였다. 시공비 산정결과, 일반적으로 사용되는 D165.2 연결관을 적용하는 경우에 대비하여 고내력을 사용하는 경우에는 D1,200의 경우 최대 5.7%, D1,500의 경우 최대 11.9%의 공사비 절감효과를 확인하였다. 따라서, 하중조건 및 강관의 제원 등에 따라 다소 차이가 있으나 수평 하중이 큰 주탑기초에 적용시 고내력 전단 연결부를 적용하는 경우, 공사비 절감이 가능한 것으로 예상된다.

<표 3.77> 연결부 전단강도에 따른 경제성 분석결과

연결부 전단강도 (kN/m)	공사비 (억원)	
	벽강관말뚝(Φ1,200)	벽강관말뚝(Φ1,500)
100	114.5	119.3
250	112.6	110.9
500	108.0	107.4



<그림 3.386> 벽강관말뚝 Φ1,200의 경우

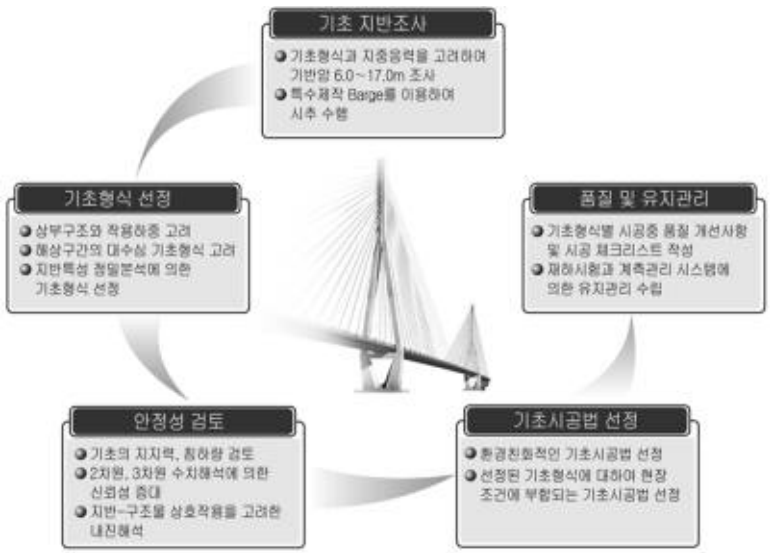


<그림 3.387> 벽강관말뚝 Φ1,500의 경우

4. 대수심 복합기초 설계기술 및 굴착공 거칠기 측정장치 개발

(1) 대수심 복합기초 설계 및 시공절차

대수심 복합기초 설계의 기본방향 설정 단계를 그림 3.388에 나타내었다.

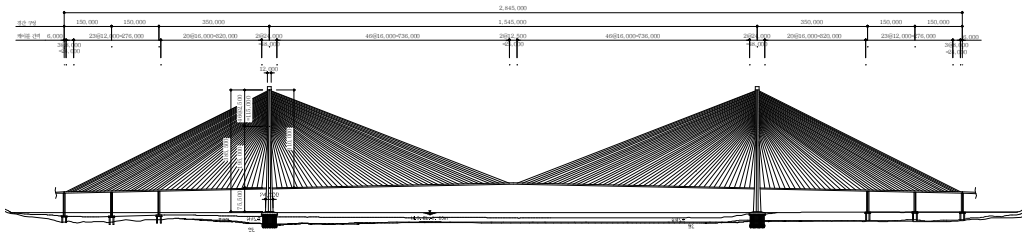


<그림 3.388> 설계 기본방향 설정 단계

① 시설계 대상사례

사장교 시설계를 위한 대상 구조물은 현재의 기술수준으로 설계 및 가설이 가능

한 규모를 상회하는 구조물이어야 하며, 정적 및 동적 안정성을 확보할 수 있는 구조계이어야 한다. 그러므로, 시설계 대상으로 적절한 조건을 갖출 수 있도록 구조물에 대한 기본계획을 먼저 수행하였다. 기본계획은 사장교의 구조적 특성을 고려할 때 일반적인 사항을 준수하여 구조물의 안정성과 경제성을 확보할 수 있도록 하였다. 또한 국내·외 사례를 조사하여 기본계획을 수행하였다.



<그림 3.389> 사장교 대상 사례

② 현장 조건

대수심 대형 복합기초의 경제적인 설계를 하기 위해서는 설치 대상지역의 현장조건을 검토하여야 한다. 본 연구에서는 아래와 같은 현장조건을 가정하여 설계에 적용 하도록 하였다.

- '초장대교량 사업단 상세기획연구'를 위한 초장대교량 시설계 자료에 기초하여 사장교의 주탑부에 작용하는 상부하중을 산정하였다.
- 지반조건, 말뚝기초의 제원 및 특성은 인천대교 현장의 주탑부와 동일하게 가정하였다.
- 복합기초의 설치 수심은 대수심인 50m로 가정하고, 파랑조건은 인천지역을 목표지역으로 가정하였다.

③ 설계파고 산정

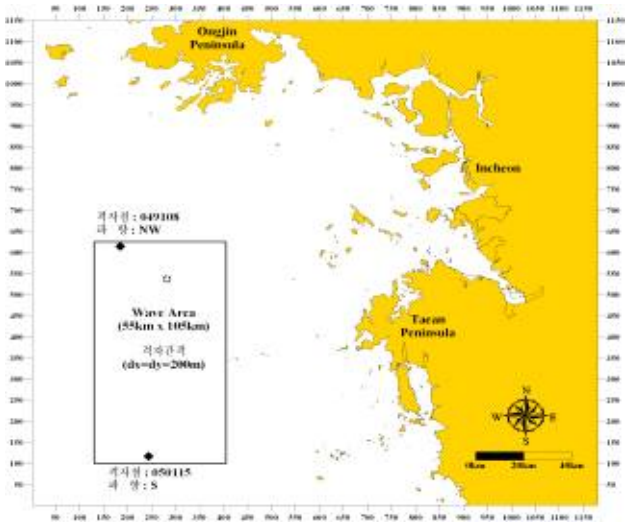
㉮ 모델영역

설계파 실험을 위한 모델의 계산영역은 동서방향(X)으로 55.0km, 남북방향(Y)으로는 105.0km로 설정하였다. 격자간격은 200m로 구성하였으며, 해저지형은 국립해양조사원에서 간행한 수치해도의 수심도를 이용하여 입력하였다. 모델의 계산격자

는 동서방향(X)으로 275개, 남북방향(Y)으로 525개로 총 격자수는 144,375개 였다. 그림 3.390에는 설계파 실험을 위한 도메인 및 격자점 위치를 나타내었다.

㉯ 수심 및 조위조건

수심은 국립해양조사원에서 수행된 No.302, N0.322, No.209, No.229, No.241, No.256 전자해도를 이용하여 입력하였다. 조위 조건은 전자해도를 이용해 작성된 수심에 약최고고조위를 보정하는데 이용되었으며, 과업대상지와 가장 인접한 지역의 조위관측결과를 이용하였다(한국해양연구소에서 1984년 6월 28일부터 7월 26일까지 약 한달 동안 관측한 자료임).



<그림 3.390> 설계파 실험 도메인 및 격자점

㉰ 입사파 조건

설계파 실험을 위한 심해입사파 제원은 한국해양연구원에서 2005년 12월에 발행한 '전해역 심해설계파 추정보고서Ⅱ'를 이용하여 산정하였다.

본 목표 설정지역은 경기만에서 외해측으로 100km 이상 떨어진 바다 한가운데 위치하고 있어 모든 방향에서 내습하는 파랑에 영향을 받는 곳이었다. 따라서, 수심 및 지형을 면밀히 분석하여 가장 큰 영향을 미칠 것으로 판단되는 파향을 선정하였다.

E 계열(NNE~SE) 파향의 경우 바람에 의해 발생된 풍파가 내습 할 것으로 예상되며 취송거리가 100km 이상으로 매우 길지만 발생될 파랑이 심해파에 비해 현저히 작을 것으로 예상되어 검토대상에서 제외하였다. NW 계열(N~W)의 경우 겨울

철 북서계절풍에 의한 고파랑이 예상되며 수심도 및 지형을 검토한 결과, 격자점 049108 NW 파향으로 선정하였다. SW 계열(WNW~S) 파랑의 경우 하계 태풍에 의한 고파랑이 예상되었으며 동일한 방법으로 검토결과 격자점 050115 S 파향으로 선정되었다.

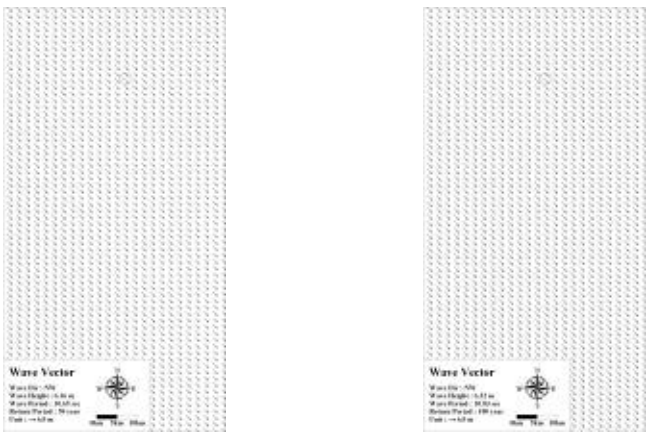
선정된 심해설계파 제원은 표 3.78에 제시한 바와 같고, 격자점 위치는 그림 3.390에 제시하였다.

<표 3.78> 설계파 실험을 위한 입사파 조건

빈도 \ 파향		NW	S
		격자점 : 049108	격자점 : 050115
50년	파고(m)	6.16	9.06
	주기(s)	10.65	13.65
100년	파고(m)	6.32	11.06
	주기(s)	10.83	15.08

㉮ 설계파 수치실험 결과 및 분석

설계파 수치실험결과를 그림 3.391에 나타내었다.



(a) NW 파향, 50년 빈도　　NW 파향, 100년 빈도

<그림 3.391> 설계파 실험결과 파랑 벡터도

설계파 수치실험결과를 분석하여 목표 설치수심 50m에 대한 장대교량 고주탑의 수중기초 위치 설계파고와 주기를 산정하였다. 산정결과는 표 3.79에 타내었으며,

50년, 100년빈도 모두 S 파향 내습시 가장 높은 파고를 나타내었다.

따라서, 설치수심 50m에 대한 장대교량 고주탑의 수중기초 위치 설계파고와 주기는 S 파향 50년 빈도의 경우 파고 8.24m, 주기 13.65sec, 100년 빈도의 경우 파고 9.81m, 주기 15.08sec로 각각 산정되었다.

<표 3.79> 설계파 실험을 위한 입사파 조건

빈도 \ 파향		NW	S
		격자점 : 049108	격자점 : 050115
50년	파고(m)	6.04	8.24
	주기(s)	10.65	13.65
100년	파고(m)	6.59	9.81
	주기(s)	10.83	15.08

④ 상부 하중규모 파악 및 하중조합 검토

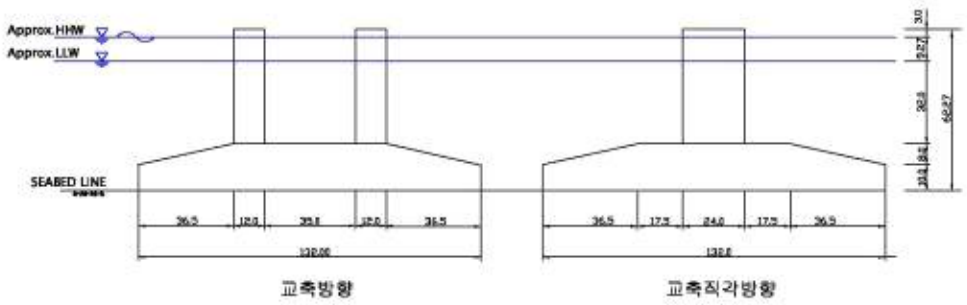
초장대교량 고주탑부의 상부 하중규모는 '초장대교량 사업단 상세기획연구'를 위한 초장대사장교 시설계의 하중규모를 분석하였으며 하중은 고정하중, 활화중, 풍하중, 온도하중, 지진하중을 고려 하였으며 단면력은 표 3.80에 보이는 바와 같다.

<표 3.80> 상부 하중규모

구분		Nx (tonf)	My (tonf·m)	Mz (tonf·m)
고정하중		-749266.370	0.000	288733.880
활하중	Nx_max	666.138	0.000	37532.989
	Nx_min	-61745.048	0.000	-236028.710
	My_max	0.000	0.000	0.000
	My_min	0.000	0.000	0.000
	Mz_max	-27110.127	0.000	356512.275
	Mz_min	-34829.650	0.000	-544716.166
풍하중	Nx_max	11082.456	0.000	-679098.853
	Nx_min	-10879.374	0.000	682872.796
	My_max	-8838.406	2891233.290	-25183.770
	My_min	-8838.406	-2891233.290	-25183.770
	Mz_max	-10879.374	0.000	682872.796
	Mz_min	11082.456	0.000	-679098.853
온도하중	Nx_max	914.565	0.000	30246.215
	Nx_min	-908.062	0.000	-29804.589
	My_max	0.000	0.000	0.000
	My_min	0.000	0.000	0.000
	Mz_max	914.565	0.000	30246.215
	Mz_min	-908.062	0.000	-29804.589
지진하중		24945.690	1414125.930	1319674.110

⑤ 파랑에 의한 수평하중 검토

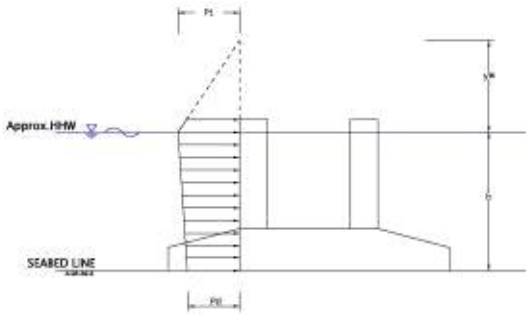
고파랑에 의한 복합기초의 수평하중 산정시 복합기초의 단면의 크기를 결정하였다. 복합기초의 단면은 그림 3.392에 보이는 바와 같으며 복합기초의 높이 결정에서는 초장대교량 고주탑 시공시 파랑으로부터 경제적인 시공이 가능하도록 유의파고를 고려하였다. 상기의 설계파고 산정에는 최대 9.81m로 과대하게 산정되었으나 초장대교량이 설치될 실제적인 지형적 조건을 감안하여 설계파고르 5m, 주기를 14.01sec로 가정하여 수평하중을 검토하였다.



<그림 3.392> 수중기초 단면

㉮ 파랑에 의한 수평하중검토 (Goda식에 의한 검토)

파랑에 의한 설계파압 산정은 Goda 식을 사용하였으며, 설계계산에 이용되는 파압분포를 그림 3.393에 나타내었다. 설계파압 산정시 설계파고는 최대파고를 사용하여 계산하였다.



<그림 3.393> 복합기초에 작용하는 파압(교축방향)

- 해상 조건
  - 파고 ($H_{1/3}$) : 5.0m
  - 최대파고(H_{max}) = 1.8 × H1/3 = 9.0m
  - 주기 ($T_{1/3}$) : 14.01sec
  - 파장 (L) = 1.56 × T^2 =306.197m
- 파압의 작용고

$$y^* = 0.75(1+\cos\beta)H_{\max}$$

- 전면파압강도

$$P_1 = \frac{1}{2}(1+\cos\beta)\,(\alpha_1 + \alpha_2\cos^2\beta)w_0 H_{\max}$$

$$\alpha_1 = 0.6 + \frac{1}{2}\left\{\frac{4\pi h/L}{\sin h(4\pi h/L)}\right\}^2$$

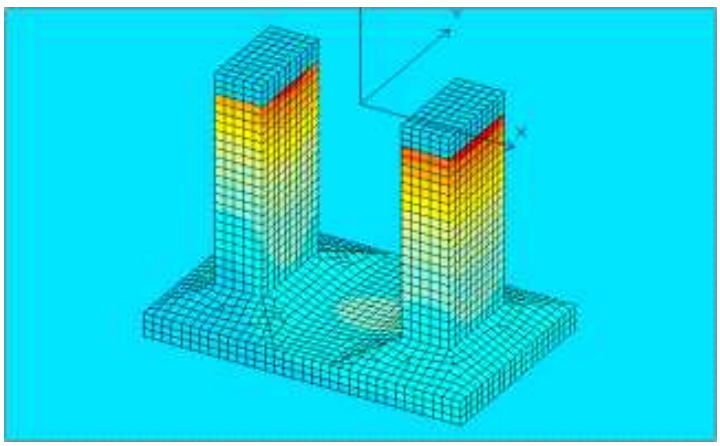
$$\alpha_2 = \min\left\{\frac{h-d}{3h}\times\frac{H_{\max}}{d}, \frac{2d}{H_{\max}}\right\}$$

$$P_2 = \frac{P_1}{\cosh(2\pi h/L)}$$

계산결과 136,482.371 kN의 수평하중이 작용하는 것으로 나타났다.

㈏ 파랑에 의한 수평하중검토 (수치해석에 의한 검토)

경계요소법을 사용하여 수중구조물의 파랑하중을 계산하였다. 수중구조물은 수심 59.27m 해저면 바닥에 위치하였다. 그림 3.394에는 생성된 격자를 나타내었다. 입사파는 x축의 양의 방향으로 진행하였다.



<그림 3.394>수중구조물 격자생성 및 좌표계

⑥ 하중조합

본 연구에서는 고정하중, 활화중, 풍하중, 온도하중은 '초장대교량 사업단 상세기획연구'를 위한 초장대교량 시설계(사장교)의 하중을 참조하였으며, 파랑에 의한 하중은 ⑤절에서 산정하여 하중조합을 하였다(표 3.81).

<표 3.81> 강도설계법에서의 하중조합

구 분	D	L	Q	W	G	E
Case 1	1.3	2.15	1.3	-	-	-
Case 2	1.3	-	1.3	1.3	-	-
Case 3	1.3	1.3	1.3	.65	-	-
Case 4	1.3	1.3	1.3	-	1.3	-
Case 5	1.25	-	1.25	1.25	1.25	-
Case 6	1.25	1.25	1.25	.65	1.25	-
Case 7	1.0	-	1.0	-	-	1.0
Case 8	1.3	1.3	1.3	-	-	-
Case 9	1.2	-	1.2	1.2	-	-

⑦ 대심도 대형 수중기초의 설계

본 연구에서는 지반공학 분야에서 널리 이용되고 있는 범용 3차원 유한차분 해석 프로그램인 MIDAS GTS를 이용하였다. 지반조건은 인천대교 고주탑부 위치의 지층자료를 사용하였으며, 상부로부터 모래, 점토, 퇴적토, 연암, 경암으로 구성되어 있었다. (표 3.82 참조)

<표 3.82> 지반 물성치

NO	구분	두께 (m)	심도 (m)	탄성계수 (kpa)	포아송비	단위중량 (kN/m^3)	점착력 (kN/m^3)	내부 마찰각(°)
1	모래	8.0	8.0	5,830	0.32	17.7	-	30
2	점토	10.0	18.0	7,680	0.40	17.5	135	0
3	퇴적토	4.0	22.0	48,230	0.30	18.1	-	34
4	연암	14.0	36.0	1,300,000	0.26	22.6	100	35
5	경암	64.0	100.0	5,800,000	0.22	25.5	150	38

<표 3.83> 말뚝 제원

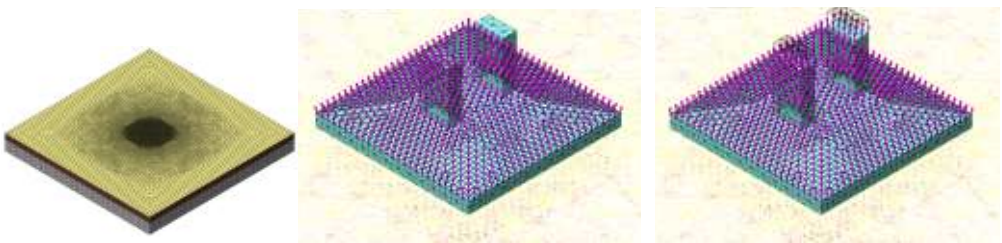
구분	탄성계수 (kpa)	포아송비	단위중량 (kN/m3)	직경 (m)	근입 길이 (m)
현장타설말뚝	27,200,000	0.18	24.52	3.0	30.0

지반의 구성모델은 탄성영역에서 선형탄성모델을 적용하였고, 소성 항복기준은 Mohr-Coulomb 모델을 적용하였으며, 말뚝은 인장 및 압축, 전단, 굽힘 비틀림 등의 거동에 대한 강성을 갖도록 하여 직경 3m의 단면을 가진 빔요소로서 선형탄성 모델을 적용하였다.

㉮ 해석단계

지반에 대한 해석은 보통 재료비선형해석이며, 재료비선형 특성은 지반 내부에 존재하는 초기조건으로부터 얻을 수 있었다. 초기조건은 현재 계획 중인 시공에 앞서 현장에 존재하는 조건을 의미하는데, 원지반 조건에서 순차적인 전 시공과정을 포함하여 해석을 수행하였다. 현장의 시공단계는 매우 복잡하고 가변적이기 때문에 해석에서는 이를 단순화 하여 비중이 큰 시공단계를 중심으로 해석을 수행하였다. 본 연구에서는 그림 3.395와 같은 해석단계를 실정 하였다.

- 단계 1 : 원지반 상태의 초기응력 상태를 재현하고
- 단계 2 : 복합기초 설치 및 정수압 재하,
- 단계 3 : 고주탑에 의한 연직하중 재하, 파랑에 의한 수평하중 재하



(a) 단계1 (b) 단계2 (c) 단계3

<그림 3.395> 해석결과(변위)

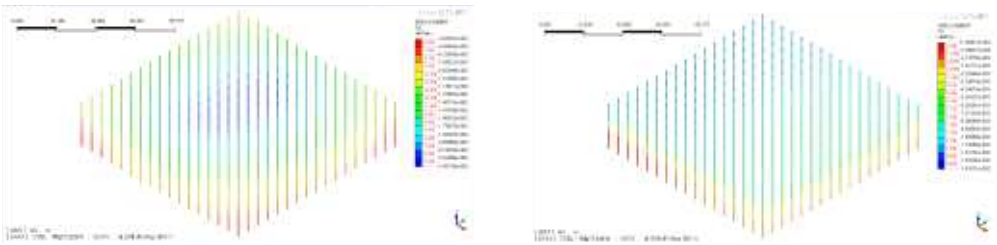
시공단계 해석은 3단계의 시공단계별로 앞 단계의 해석결과에 누적하여 해석을 수행하는 누적 모델 개념을 사용하고 있으며 단계 2에서 발생한 복합기초 시공에 의한 변화 및 하중이력이 단계 3의 초장대교량 설치 시 연직하중 및 파랑에 의한 수평하중 재하 단계의 해석 결과에 영향을 미치게 되었다.

㈏ 수중기초 안정성 검토

구조물의 기초를 설계하는 데에는 파괴에 대하여 안전할 것과 허용된 침하범위 이상의 침하가 발생하지 말아야 할 것 등 두가지 기준에 의한다. 파괴에 대하여 안전하도록 하는 지지력개념의 설계에서는 파괴를 유발하는 극한지지력을 구하고 비교적 높은 2.0~3.0의 안전율을 적용한다. 따라서 지지력 개념의 설계는 극한지지력의 확인에 의하는 것이 가장 바람직하며 이 개념은 우리나라 건설부 제정 “구조물 기초설계 기준”에도 명시되어 있다. 또한 각종 문헌에서도 극한지지력을 기준으로 할 것을 제안하고 있다.

극한상태의 정의는 하중의 증가 없이 침하량이 무한대로 증가는 상태 이지만 대분분의 말뚝재하시험에서는 이와 같은 이론적인 극한지지력은 확인이 되지 않는다. 따라서 임의 침하량에 도달하면 그때의 하중을 극한하중으로 인정하는 방법이 보다 폭 넓게 적용되고 있다.

상부 구조물에 대한 지중말뚝 기초의 안정성 검토는 MIDAS GTS를 사용하여 시공단계 해석으로 해석하였으며, 말뚝의 연직 최대 변위는 24.5mm 이며, 수평 최대 변위는 14.3mm이었다. 해석 결과는 그림 3.396에 나타내었다.



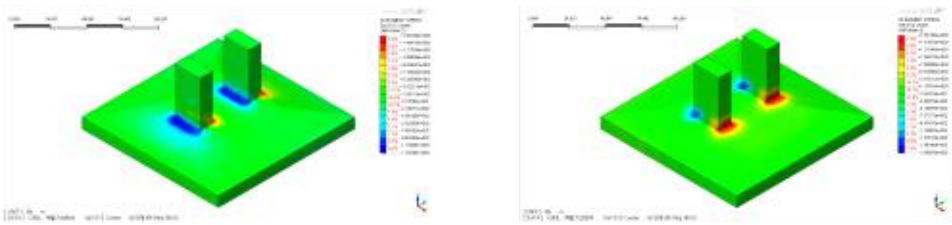
(a) 말뚝 수평변위 (b) 말뚝 수평변위

<그림 3.396> 해석결과(변위)

국내·외 시방서 및 전침하량 기준으로부터 지중말뚝 기초의 연직변위는 허용범위 내에서 변위량이 만족이 되었으며, 수평변위 또한 국내외 시방서 및 기준의 수평변위의 기준으로부터 허용범위 내에서 변위량이 만족이 되었다. 따라서 초장대교량의 고주탑부의 복합기초는 외력에 대하여 안전하다고 판단되었다.

㈐ 수중기초 설계

축하중이 작용되는 수중기초는 ① 휨, ② 휨-전단(1방향 전단 또는 보-전단), ③ 펀칭전단(2방향 전단)에 대해서 설계를 하였다. 그리고 기초판이 2방향으로 휘기 때문에 주철근이 양방향으로 배치되었으며, 수중기초의 단면이 정사각형이 아닌 경우에는 각각의 축에 대해서 휨과 휨-전단에 대해서 설계하여야 하였다.



(a)수중기초 전단응력(YZ축) (b) 수중기초 전단응력(XZ축)

<그림 3.397> 해석결과 (전단응력)

수중기초의 두께는 대개의 경우 전단에 의해 결정되며, 전단철근을 사용하지 않고 콘크리트만으로 전단에 견디도록 확대기초의 두께를 정하는 것이 보통이다. 따라서 콘크리트가 부담할 수 있는 전단강도는 다음 식에 의해 계산 되었다.

$$V_n = \frac{1}{3}\sqrt{f_{ck}}\, b_w d \qquad (3.20)$$

수중기초의 최소 두께를 16.04m로 가정하고 주철근 D41을 가로 세로 두 방향으로 배치하여 피복두께 8cm고려한 2방향 작용에 의한 펀칭전단에 의해 검토한 결과 아래의 표 3.84와 같이 산정되었다.

<표 3.84> 위험단면 둘레에 작용하는 전단력

전단력(kN)	허용전단력(kN)	비고
2,263,606 kN	2,791,981 kN	OK

철근이 항복함과 동시에 콘크리트의 파괴가 일어날 때 부재의 파괴를 갑작스럽게 발생하였고 이때의 단면을 균형단면 균형단면이라고 정의하였다. 이것은 철근이 항복변형률에 도달하고 동시에 콘크리트는 최대변형률 0.003에 도달하는 것을 의미하였다.

휨부재의 최대 인장철근량은 연성거동을 유지하는 것을 원칙으로 하고 있으며, 구조부재의 해석결과 설계를 위한 두 개의 기본 방정식은 다음의 두 평형방식이며, 이 두식은 어떠한 하중과 어떤 단면에서도 성립하였다.

- 압축력은 인장력과 항상 같아야 한다. 그렇지 않으면, 단면에 선형변위 또는 회전이 일어나는 내적 불평형상태가 된다.

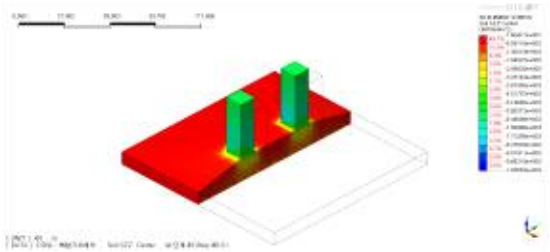
$$C = T \tag{3.21}$$

- 내적 공칭 휨모멘트, 즉 공칭 휨모멘트는 압축력 C나 인장력 T에 모멘트 팔을 곱한 것과 같으며, 내적공칭 휨모멘트는 외력에 의한 휨모멘트와 동일하다.

$$M_n = T(d-z) \tag{3.22}$$

공칭휨강도를 강도감소계수 0.85에 의해 감소시켜 휨부재가 설계강도에 저항 할 수 있도록 계산하였다. (도로교설계기준 해설. 2008)

$$M_u \leq \phi M_n \tag{3.23}$$



<그림 3.398> 수중기초의 휨 압축응력

수중기초의 휨에 대하여 검토하여 보면, 구조부재의 해석결과 설계를 위한 두 평형방식으로부터 콘크리트의 응력 사각형 깊이(a)를 계산한 후 설계강도 (ϕM_n)를 계산하였다.

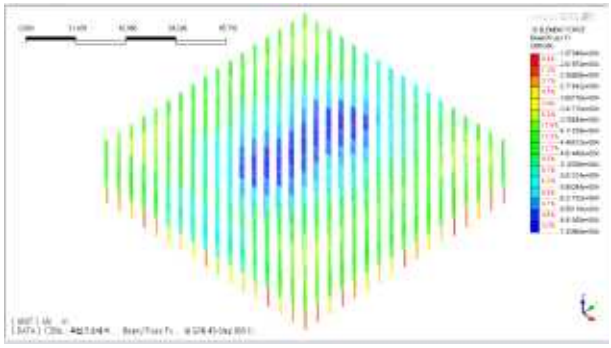
$$\phi M_n = \phi A_s f_y (d - \frac{a}{2}) \tag{3.24}$$

계산결과 설계강도는 48,242,882kN.m > 휨부재 강도 36,588,024 kN.m 이므로 휨에 대하여도 안전하였다.

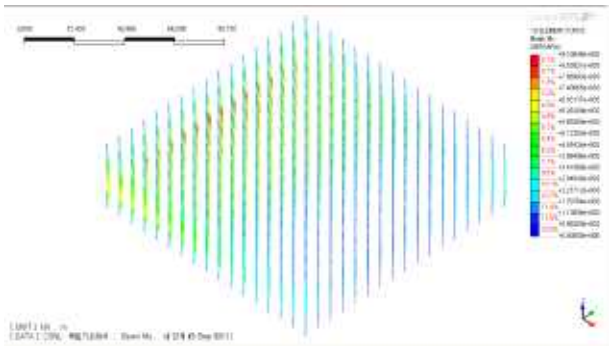
㉮ 현장타설말뚝기초 설계

기초의 말뚝에 파괴가 일어나게 되면 말뚝이 받치고 있던 수중기초 및 상부구조물이 붕괴되어 인명피해가 일어날 가능성이 높아서 수중기초보다 높은 안전계수를 갖도록 설계한다. 말뚝기초에는 영향을 미치지 않으면서 수중기초가 연성을 보이면서 파괴되면 비록 바닥시스템에는 상당한 처짐이 나타나겠지만 구조물의 전체적인 붕괴는 피할 수 있게 된다.

말뚝기초를 MIDAS GTS로 해석한 결과(그림 3.399, 그림 3.400) 말뚝기초에 대한 축방향 압축력은 72,598kN, 휨모멘트는 9,108kN.m 으로 나타났다.

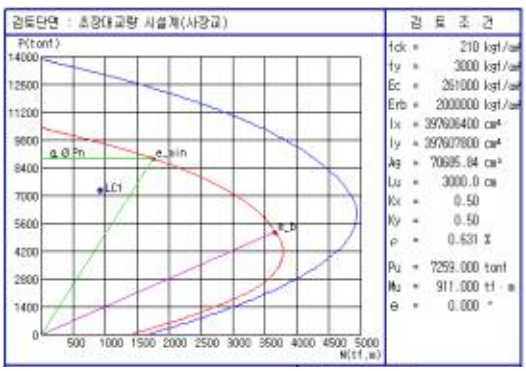


<그림 3.399> 말뚝기초의 축방향 압축력



<그림 3.400> 말뚝기초의 휨 모멘트

말뚝기초의 해석은 세장의 영향을 무시한 단주로 설계하여도 무관하며, 사용 철근량 (D51 × 22ea) 445.940 ㎠를 1단 배근 하였으며 휨과 압축을 동시에 받는 부재의 압축력, 휨모멘트의 관계(P-M 상관곡선)을 그림 3.401에 나타내었다.



<그림 3.401> P-M 상관곡선

설계축하중강도(αØPn)는 88,457kN으로 축방향 압축력 72,598kN에 안전하였으며, 설계휨강도(ØMn)는 17,495 kN·m으로 휨모멘트 9,108kN·m에 대하여 안전하였다.

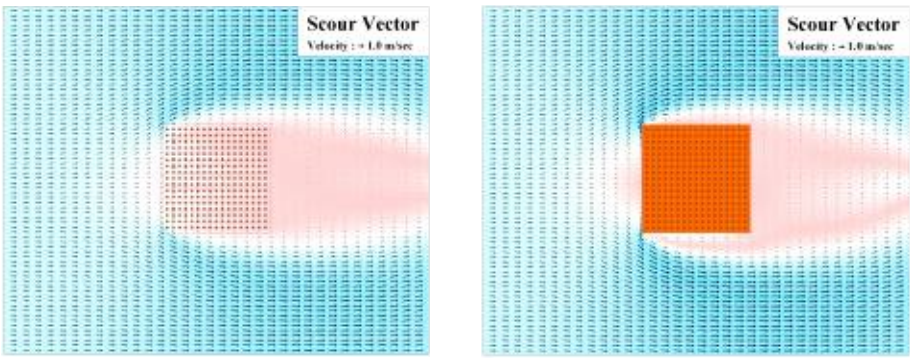
⑧ 세굴검토

본 검토에서는 초장대교량 고주탑의 수중기초 건설에 따른 해상교량 건설시 해저면의 현장특성(Site Specific)을 고려한 교각 주변의 국부세굴 양상을 파악하였다.

㉮ 사용모델

시험에 사용된 모형은 EFDC(Environmental Fluid Dynamics Code)의 퇴적물 모듈로서 퇴적물의 침강, 퇴적, 침식, 재부유, 이류 및 확산을 모의할 수 있었으며 파랑에 의한 저면 전단응력의 증가 효과를 고려할 수 있었다.

㉯ 세굴 실험 결과



(a) 군말뚝 (b) 수중기초

<그림 3.402> 세굴 실험결과 유속벡터도

초장대교량 고주탑의 수중기초의 경우 조수간만의 차가 매우 큰 서해안 조석 수로상에 위치 하고 있어 향후 국부세굴이 발생할 가능성이 매우 높았다. 이를 사전에 방지하기 위하여 군말뚝과 단일말뚝 주변에 보호공이 없다고 가정한 상황에서 세굴 수치모형 실험을 수행하였으며 그 결과를 표 3.85에 나타내었다.

<표 3.85> 세굴실험결과 세굴심 및 세굴반경

구분	세굴심	세굴반경
군말뚝	2.45	14.83
단일말뚝	2.66	15.49

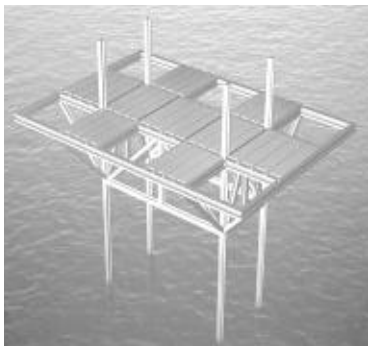
㈐ 세굴 대책

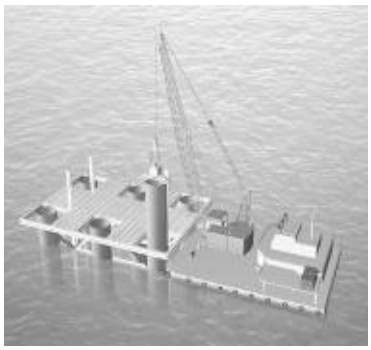
본 연구에서는 세굴이 발생하는 것으로 검토되었으나 수중기초 저면에 약 5m의 쇄석층을 포설하는 것으로 하였으므로 세굴은 발생하지 않는 것으로 가정하였다.

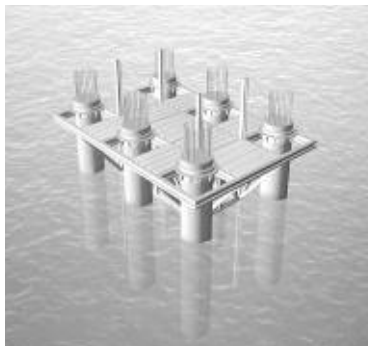
대수심에 건설되는 대심도 말뚝의 시공절차와 개요도는 각각 그림 3.403, 그림 3.404와 같다.



<그림 3.403> 대수심 대심도 지중말뚝 시공절차


(a) Guide Jacket 설치


(b) 강관 압입 및 Grab


(c) 콘크리트 타설

<그림 3.404> 대수심 대구경 현장타설말뚝 시공 개요

① 수중기초의 제작 및 시공

수중기초의 제작방식은 크게 현장에서 타설 및 제작하는 방법과 육상에서 구조체를 제작, 운반 후 수중에 거치하는 방법으로 구분할 수 있다. 본 연구에서는 가이드 링을 이용하여 수중기초 강재거푸집을 고정시킨후 해상에서 수중기초를 타설 및 제작하는 방식을 선정 하였다.

㉮ 육상작업장에서 제작

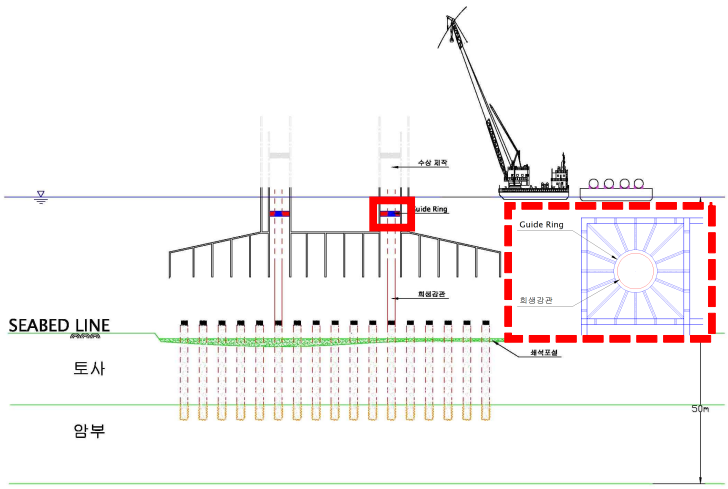
수중기초를 거푸집(강판)으로 제작 : 높이 20~30m정도로 2 및 3단으로 분할 제작하였다.



<그림 3.405> 육상 작업장에서 수중기초 제작

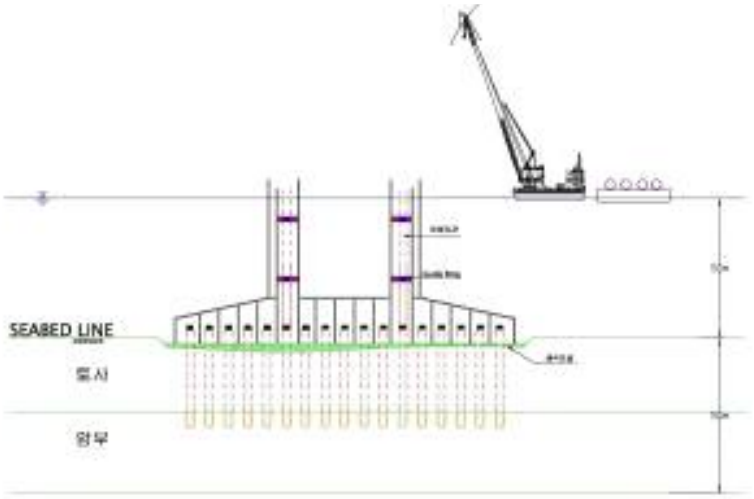
㈏ 해상에서 단계적 조립

절단하지 않은 희생강관들을 이용하여 가이드링(수중기초의 거푸집 내부에 설치되어 있음)으로 수중기초 강재거푸집을 고정시킨후 2단 및 3단 강재 거푸집을 단계적으로 해상에서 용접시켰다. 해상에서 수중기초 거푸집을 침설 시키면서 현장타설 말뚝 위에 거치 시켰다.



<그림 3.406> 해상에서 수중기초 조립

㉰ 포설된 쇄석면 위에 안치

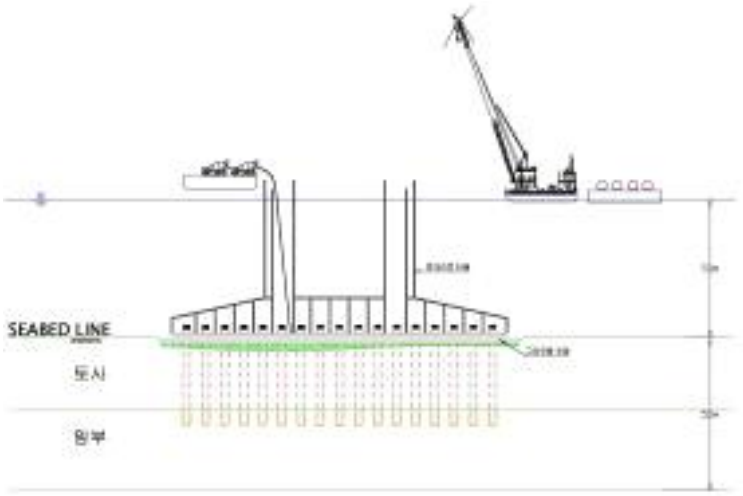


<그림 3.407> 수중기초 안치

② 대수심 수중기초와 지중기초 연결기술

㉮ 수중기초의 바닥 차수

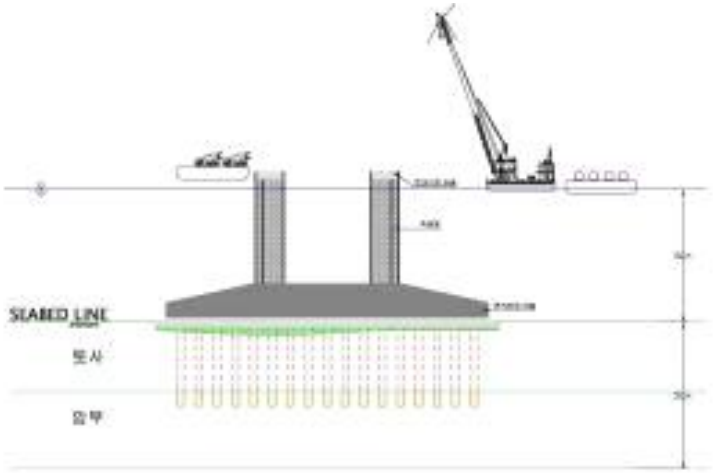
- 거푸집 내부의 외벽 콘크리트 타설
- 그라우팅을 위한 차단공 실시 : 케이슨 하부에 충전 그라우트 타설 시 케이슨 구조체의 끝단에 별도의 차단 시스템을 설치하지 않을 경우 해수 조류에 의해 와류가 형성되며, 이로 인해 그라우트재의 손실 발생 및 재료분리 현상이 발생될 것으로 판단되었다. 따라서 케이슨 하부 기초 수중불분리 모르타르의 누설 방지 및 해수의 흐름을 줄여 그라우트 세굴을 차단하기 위하여 본 현장에 적합한 차단막을 선정하였다.
- 수중기초의 바닥면에 그라우팅 실시



<그림 3.408> 수중기초 바닥 차수

㈏ 수중기초 속채움

- 수중기초 내부 속채움 : 바닥판에는 콘크리트타설, 기둥부에는 쇄석 슬래그 또는 모래 채움, 기둥부 상부에는 콘크리트 타설하였다.



<그림 3.409> 수중기초 속채움

(2) 재사용 하중전이 센서 및 기초 주면부 거칠기 측정장치 개발

대형구조물 기초의 설계 시 하중전이해석을 실시함으로 정확한 설계를 할 수 있어 경제적인 설계를 할 수 있다. 일반적으로 하중전이해석을 하기위해서는 말뚝에 스트레인게이지를 설치하여 하중전이해석을 실시한다. 본 연구에서 개발한 재사용 말뚝센서(RPS-Retrievable Pile Sensor)는 말뚝 시공 후 설치되어 시공에 따른 손

상이 적어짐에 따라 안정성 및 신뢰성을 가지고 있다. 재사용 말뚝 센서는 기존의 센서와 달리 설치가 간단하고 소요시간이 적어 공기 단축에 도움이 된다. 이러한 하중전이 측정센서는 토목 및 건축분야의 말뚝재하시험을 통해 하중전이를 측정하여 보다 경제적인 설계하중 평가가 가능하다.

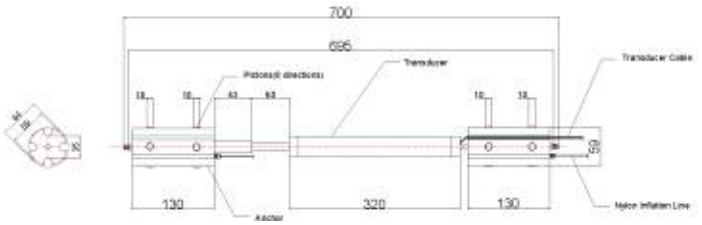
본 연구에서는 기초의 재하시험 시 하중전이 측정 센서로서 사용가능한 경제적인 재사용 말뚝센서 개발하였다.

① 재사용 말뚝센서 시작품

재사용 말뚝센서는 일반 육상조건뿐만 아니라 해상의 현장조건(수심 50m이상)에서 적용이 가능한 방수형 센서이며, 센서의 정밀도는 1/1000mm, 최대 25mm까지 변위를 측정할 수 있게 하였다. 또한 말뚝기초의 거동을 정밀하게 측정하기 위하여 말뚝에 근입되어 있는 강관 내부에서 재사용 말뚝센서가 잘 부착되어 있을 수 있도록 피스톤의 마찰면적을 증가 시켜 제작하였다. 재사용 말뚝센서의 개요도는 그림 3.410에 나타내었다.



(a) 재사용 말뚝센서 이미지



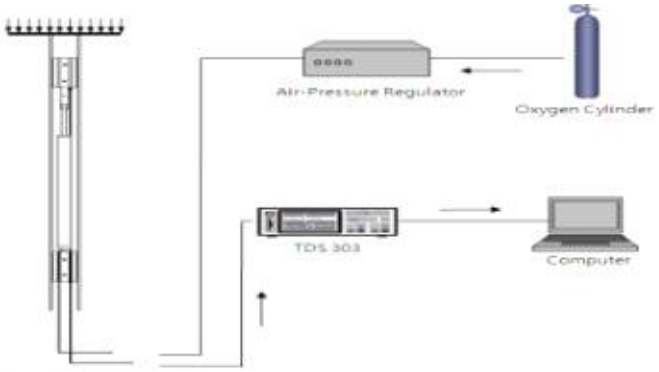
(b) 재사용 말뚝센서 제작 도면

<그림 3.410> 재사용말뚝센서 개요도

② 재사용 말뚝센서 실내검증 실험

재사용 말뚝센서의 개발에 대한 실내검증을 실험을 실시하였다. 검증방법은 강관 내부에 재사용 말뚝센서를 삽입 후 피스톤을 팽창시켜 재사용 말뚝센서를 강관에 부착시킨다. 그후 강관 두부에 하중을 가하여 강관을 압축시켜 강관 내부에 삽입되어 있는 재사용 말뚝센서의 성능을 확인하기 위함이다.

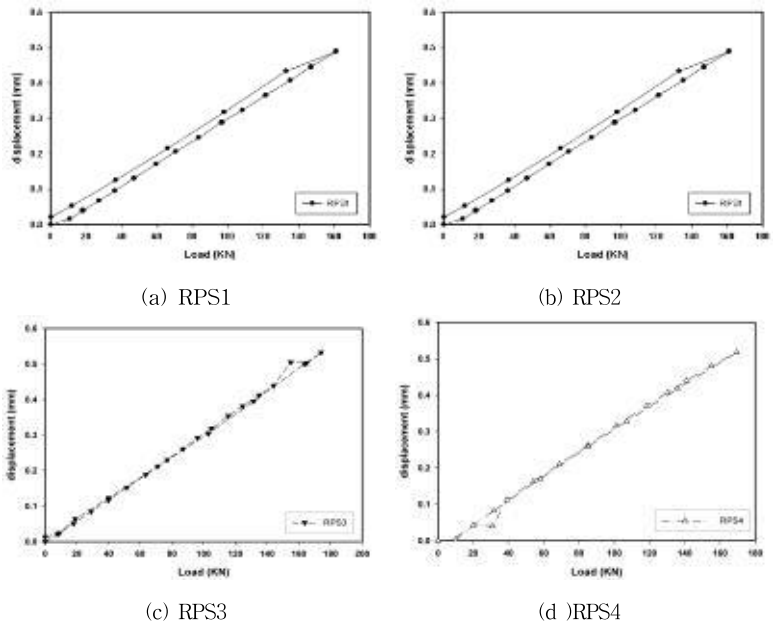
실험전 재사용 말뚝센서의 캘리브레이션을 한 후 그림 3.411의 실험방법으로 총 4개의 센서에 대해서 실험을 실시하였다.



<그림 3.411> 재사용말뚝센서 실험방법

재하단계는 1단계로 160kN까지 재하 하였으며, 재하단계마다 0.5mm/min의 변위제어를 실시하였다.

실험측정 범위는 강관의 응력-변형률의 탄성범위 내에서 측정한 결과 그림 3.412와 같이 선형거동을 보였으며, 재사용 말뚝센서가 강관내부에서 잘 부착되어 정밀하게 측정되는 것을 알 수 있다.



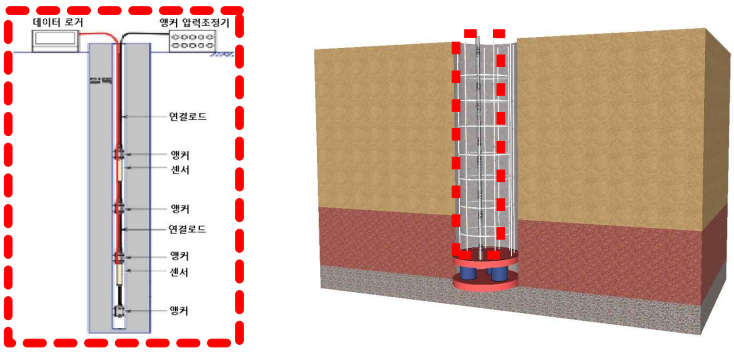
(a) RPS1 (b) RPS2

(c) RPS3 (d)RPS4

<그림 3.412> 재사용 말뚝센서의 실내검증 실험

③ 전기저항식 재사용 말뚝센서의 구성 및 동작원리

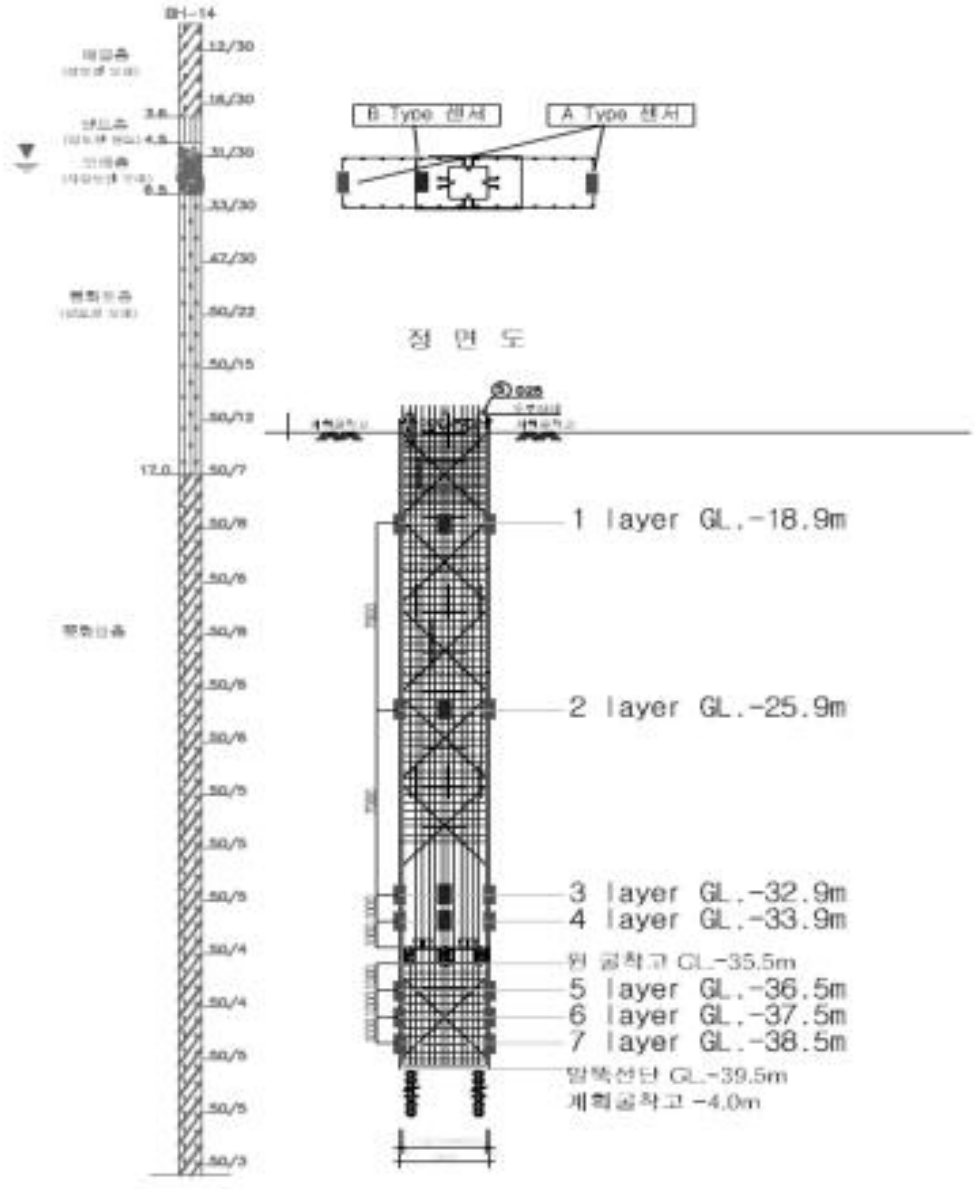
재사용 말뚝 센서는 재사용말뚝센서, 산소통, 압력조정기, 연결로드, 계측기기로 구성되어 있으며 계측기기의 경우 TDS를 사용을 하여야 한다. 센서 설치 방법은 측정하고자 하는 심도에 따라 재사용 말뚝센서를 연결로드로 연결시켜 강관에 피스톤을 팽창시켜 잘 부착시켜 설치를 하고, 말뚝에 하중을 재하 시켜 말뚝의 거동을 측정하여야 한다.



<그림 3.413> 재사용 말뚝센서의 현장 측정범위

④ RPS의 현장적용예

부산 범천동 00현장에서 시험말뚝에 대하여 양방향말뚝재하시험 시 RPS에 대한 현장적용실험을 실시하였으며, 지층분포 및 센서 설치 위치는 다음 그림과 같다.



<그림 3.414> 지층분포도 및 센서 설치 위치

그림 3.414에서 A센서는 하중전이 센서로 시스터바(sister bar)이며, B센서는 재사용 말뚝센서의 설치 위치이다. 철근망 조립 후, 재사용말뚝센서의 케이싱과 시스터바를 설치하고 현장타설 하였다.



<그림 3.415> 하중전이 센서 설치 및 시험 말뚝 시공

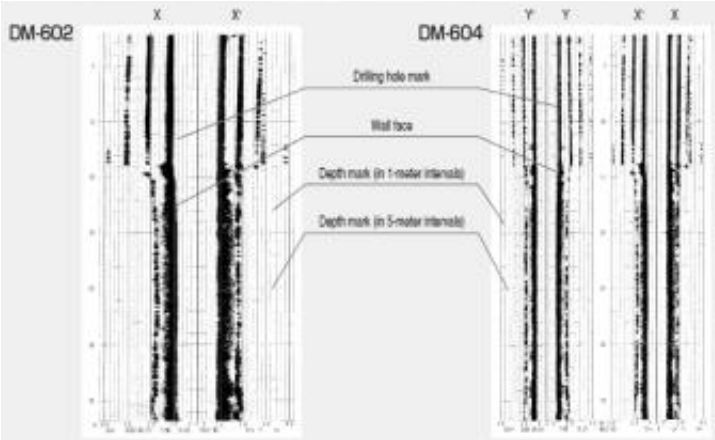
(3) 대형 기초 굴착공 거칠기 측정장치 개발

현재 현장타설말뚝기초는 구조물기초설계기준 해설(2009)이나 도로교설계기준 해설(2008) 등 국내 주요 설계기준 등에 의해 설계되고 있으나 이러한 설계기준들은 주면마찰력을 작게 예측하고 있어 국내 설계의 문제점으로 지적되고 있다. 본 연구에서는 기존의 굴착공 거칠기 측정방법의 위험성을 제거하고 현장에서 보다 간편하고 안전하게 굴착공 전체의 거칠기를 측정할 수 있는 SRPS(Sonar Roughness Profiling System)을 개발하는 것을 목표로 하고 있다.

① 국내외 기술개발 수준

㉮ 국외 기술수준

초음파를 이용한 거칠기 측정 장비는 일본 Koden 사에서 제작된 DM-602/604가 있다. DM-602/604는 굴착공의 직경 및 수직도 등을 조사하는데 주로 사용되고 있고 굴착공 벽면의 거칠기를 측정할 수 있으나 그림 3.416에서와 같이 대략적인 형상만을 도시화하는 수준이어서 신뢰도가 현저히 떨어진다.

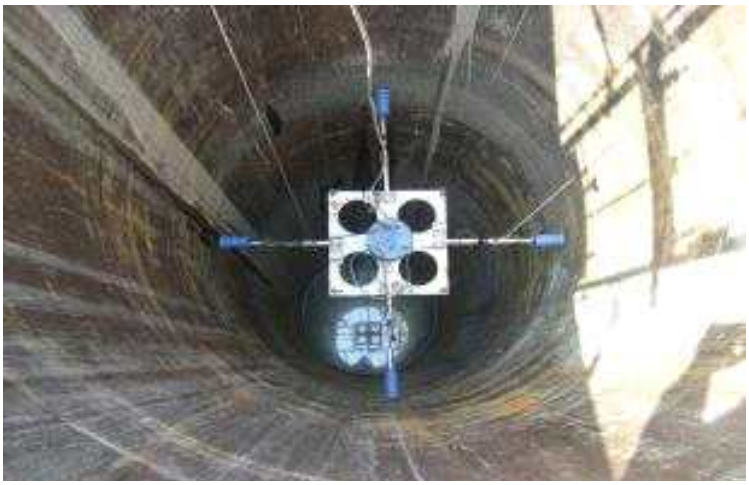


<그림 3.416> DM-602/604 측정 결과 데이터

㈏ 국내 기술수준

국내에는 레이저를 이용하여 굴착공 벽면의 거칠기를 측정할 수 있는 BK-LRPS (Backyoung-Kyungsung Laser Roughness Profiling System) (박봉근, 2007)이 있다. 그림3.417과 같이 4방향으로 레이저 센서를 설치하였으며 레이저 BKS-LRPS센서의 특징은 기존의 레이저 센서와 달리 공기 중에서만 사용하는 것이 아니라 공기 및 수중에서 모두 사용할 수 있으며 높은 수압에도 견딜 수 있는 방수 시스템을 갖추었다. 또한 인체에 안전한 빔(Class 2)을 사용하고 측정 중에도 눈으로 볼 수 있는 가시광선 영역(650 mm)을 선택하여 사용하였다. 레이저 센서부의 유효 측정 영역은 25~225mm, 최소 측정간격은 0.1mm이다.

현재 개발된 레이저를 이용한 거칠기 측정 장치 중 BK-LRPS가 가장 정밀도가 좋으며 실제 국내 현장에서 실험을 한 사례도 있다. 하지만 BK-LRPS는 염분 3%를 초과할 경우 정상작동이 힘들고 탁도(Nepthelometric Turbidity Unit)에 따라 유효 측정영역이 변화하고 측정이 불가능한 문제점이 있다.



<그림 3.417> BK-LRPS 레이저 센서부

② 굴착공벽 거칠기 측정장치 시제품

㉮ SRPS Sonar 센서 개발

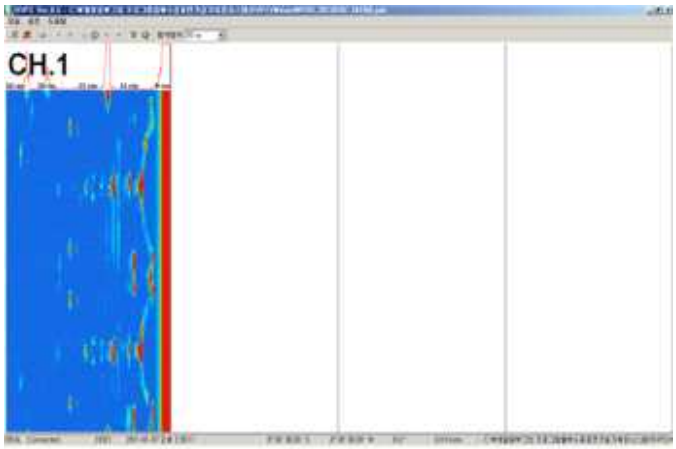
SRPS의 초음파 센서는 최소 10KHz에서 최대 2MHz의 초음파를 발송하고 이 음파가 물체에 부딪쳐 되돌아올 때까지의 시간을 측정함으로써 굴착공의 벽면 거리를 측정이 가능하고, 파형이 레이저와 달리 직선이 아니라 방사형으로 퍼져 나감으로써 센서와 벽면사이의 부유물 및 굴착공 내에 유입된 해수 및 혼탁도 영향을 거의 받지 않아 국내의 다양한 현장조건에 적용이 가능할 것으로 판되었다. 센서는 최대 정밀도 1mm, 굴착공 벽면과의 최소 측정가능거리 15mm, 측정된 거리기준 오차 ±0.2%, 혼탁도 500NTU이상을 목표로 개발하였다.



<그림 3.418> SRPS Sonar 센서

㈏ SRPS 전용 Software 개발

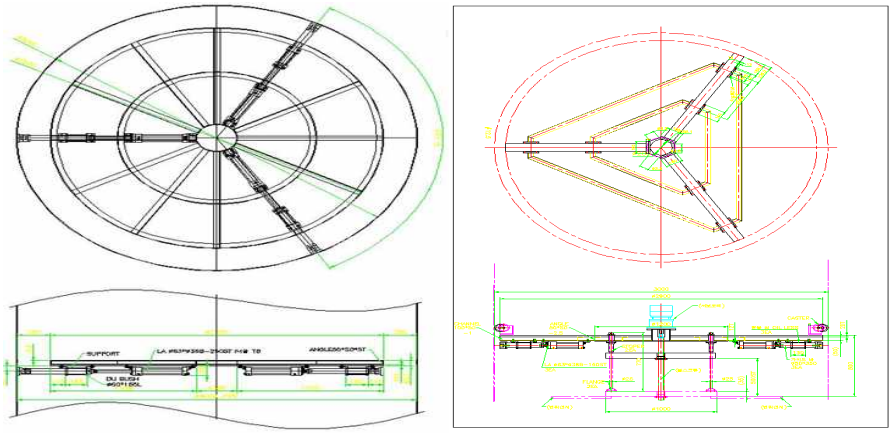
측정부에서 수신된 신호를 이미지 및 데이터를 처리하기 위해 전용프로그램의 개발을 필요하였다. ㈜OO테크와 공동 개발한 프로그램은 4채널의 데이터를 동시에 표출할 수 있으며 사용하는 채널만 표시도 가능하였다. 측정된 데이터 신호 레벨은 색상 및 두께로 표시되며 가장 강한 신호는 붉은색, 가장 약한 신호는 파란색으로 도시되었다.



<그림 3.419> SRPS 전용 프로그램 구동화면

㈐ SRPS 고정장치 개발

현재 국내외 현장에서의 대구경 현장타설말뚝은 1500 ~ 3000mm의 직경으로 시공되고 있으며 근래에 들어와서는 초고층 건물, 초장대 교량, 대형 구조물 등의 시공이 늘어남에 따라 3000mm 직경의 대구경 현장타설말뚝이 사용된 것으로 예상된다. 이러한 현장조건의 변화에 SRPS가 적용될 수 있도록 3000mm의 직경에 적용가능한 SRPS 측정장치를 개발하였다. SRPS는 고정부와 측정부로 총 2개로 구분되었으며 SRPS 고정부는 유압을 이용하여 SRPS 측정부의 흔들림을 방지하도록 하였고, SRPS 측정부는 정밀하게 초음파센서를 1mm단위로 상하로 이동하며 측정할 수 있도록 하였다.



<그림 3.420> SRPS 측정장치 제작 도면

SRPS 고정장치의 제작된 각 부품들은 다음 그림과 같다.



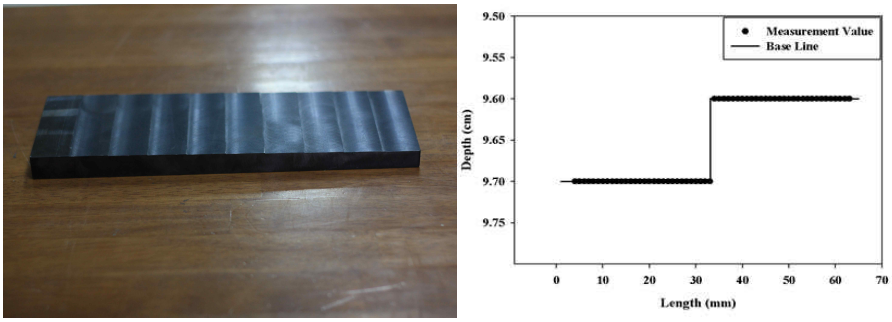
<그림 3.421> 완성된 SRPS 고정장치 부품들

③ 굴착공벽 거칠기 측정센서 검증실험

최대 정밀도 1mm, 굴착공 벽면과의 최소 측정가능거리 15mm, 측정된 거리기준 오차 ±0.2%, 혼탁도 100NTU이상을 목표로 개발된 SRPS 초음파센서의 성능을 검증하기 위하여 아래와 같이 실험을 실시하였다.

㉮ 정밀도 검증실험

SRPS 초음파센서의 정밀도는 1mm로 개발되었으며 이를 확인하기 위하여 그림 3.422와 같은 시편을 이용하여 실험을 실시하였다.

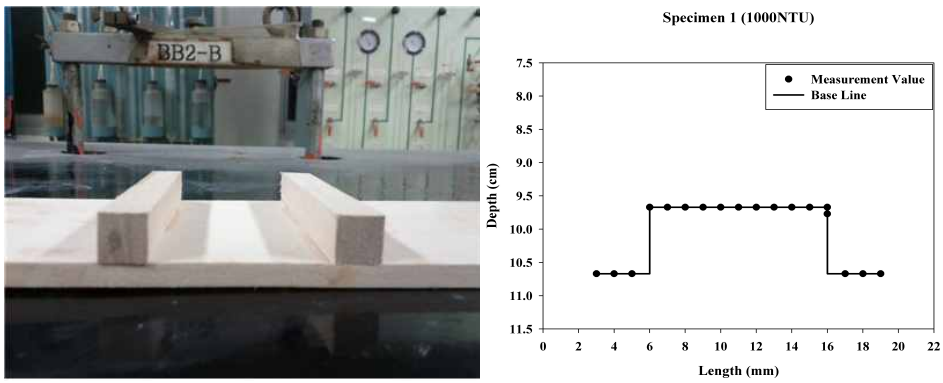


<그림 3.422> 정밀도 검증용 시편 및 시험결과

그림 3.422와 같이 SRPS 초음파 센서의 목표 정밀도 1mm를 증명할 수 있었다. 시편의 단계 폭은 3cm, 높이 1mm로 그림 3.422와 같이 정확히 측정됨을 알 수 있었다.

㈏ 혼탁도 검증 실험

실제 현장타설말뚝 시공현장의 나공부의 공내 유입수의 혼탁도는 보통 300 ~ 500NTU 사이이며 SRPS 초음파센서는 500NTU 이상에서 측정 가능하도록 개발하였다. 시험은 50NTU, 200NTU, 400NTU. 600NTU, 800NTU, 1000NTU, 현장타설말뚝 시공 현장의 실제 공내 혼탁수의 조건으로 실시하였으며, 개발목표였던 500NTU를 넘어 1000NTU에서 측정한 결과값을 아래 그림 3.423에서 확인할 수 있다.



<그림 3.423> 정밀도 검증용 시편 및 시험결과

실험에 사용한 샘플은 목재를 사용하여 높이 1cm, 폭 1cm로 제작하였으며 측정결과(그림 3.423)로부터 정확하게 샘플의 제원을 확인할 수 있었다.

■ 고정형 거칠기 측정 장치 고정장치부 제작 및 시작품 제작

고정형 거칠기 측정 장치 구동부 2단계 제작은 고정형 거칠기 측정장치의 고정장치부를 제작하는 것이였다. 고정장치부는 대수심 대심도 현장에서 적용할 수 있도록 수면 아래 100m까지를 목표로 개발하였다. 지상(G.L 0.0m)에서부터 지상 100m까지 측정장치부를 내려보낼 수 있도록 그림 3.424와 같은 100m 윈치(winch)를 사용하였다. 또한 측정장치부의 정확한 위치를 파악할 수 있도록 그림 3.425와 같은 엔코더(encorder)를 설치하여 하강거리를 고정장치부 컨트롤러 박스로 전달하게 하였다.

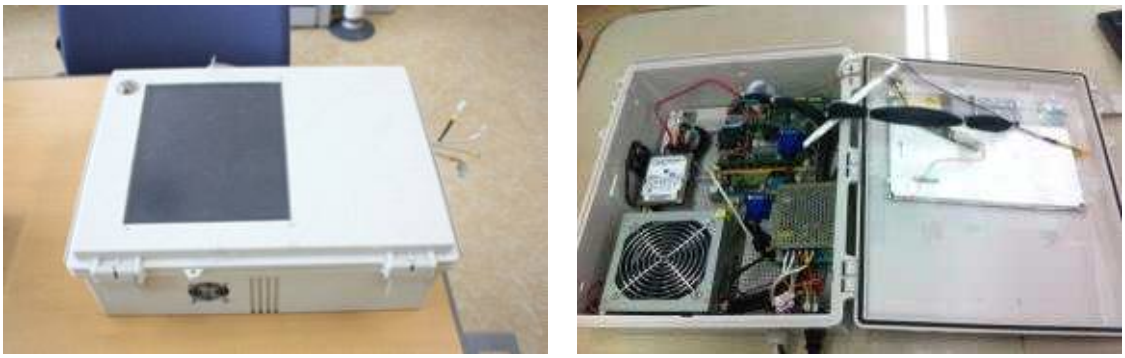


<그림 3.424> 윈치(winch)



<그림 3.425> 엔코더(Encorder)

그림 3.426은 거칠기 측정장치(SRPS) 컨트롤러이다. SRPS 컨트롤러는 상업용 컴퓨터의 일종으로 microsoft 사의 window를 OS(Operating System)로 사용하였다. SRPS 컨트롤러는 4차년도에 개발한 소나센서부의 컨트롤박스와 연결하여 구동되며 키보드와 마우스 없이 손쉽게 조작할 수 있도록 전면에 터치패널을 결합하여 이동성 및 편의성을 높였다. SRPS 컨트롤러의 주된 역할은 고정장치부에 결합되어 있는 장치들을 일괄적으로 제어하고 측정장치부를 측정하고자 하는 위치로 이동 및 고정시키는 것이다.



<그림 3.426> SRPS 컨트롤러

그림 3.427은 측정장치부 및 고정장치부에 전기를 공급하고 제어하는 제어용 배전반이며 고정장치부의 좌측에 윈치(winch)와 함께 설치하였다. 그림 3.428은 고정장치부에 의해 측정하고자 하는 위치까지 도달한 측정장치부가 굴착공 벽면의 거칠기를 측정하고자 할 때 미동이 발생하지 않도록 고정시켜 주는 유압장치이다.



<그림 3.427> 제어용 배전반



<그림 3.428> 유압장치

고정장치부의 모든 동작은 SRPS 컨트롤러에서 제어할 수 있으며 컨트롤러 프로그램에는 측정장치부의 하강거리, 거칠기 측정거리, 유압 조절 등의 설정할 수 있게 하였다. 설정값들을 입력하고 난 후 측정시작 버튼을 누르게 되면 측정장치부의 이동, 고정, 측정, 데이터 처리, 복귀까지 전자동으로 작동하게 함으로써 사용자가 보다 쉽게 대수심 대심도 조건에서의 굴착공 거칠기 측정을 할 수 있게 하였다.

4차년도 연구에서 제작한 거칠기 측정장치의 측정장치부와 본 연구기간에 제작한 고정장치부를 결합하여 고정형 거칠기 측정 장치 시작품 제작을 완료하였다. 그림

3.429와 같이 부분모형시험대에 고정형 거칠기 측정장치 고정장치부를 설치하고 측정장치부(그림 3.430 참고)와 결합하여 정상적인 작동을 확인하였다.



<그림 3.429> 고정형 거칠기 측정장치 고정장치부

SRPS 컨트롤러에 설정을 한 후 측정시작을 하게 하였고 측정장치부의 하강, 유압으로 측정장치부 고정, 1mm씩 하강하며 굴착공 거칠기 측정, 측정 완료 후 소나센서의 원위치 복귀, 유압해제, 다음 측정위치로의 이동의 순서대로 정상적으로 구동함을 확인할 수 있었다.



<그림 3.430> 고정형 거칠기 측정장치 측정장치부



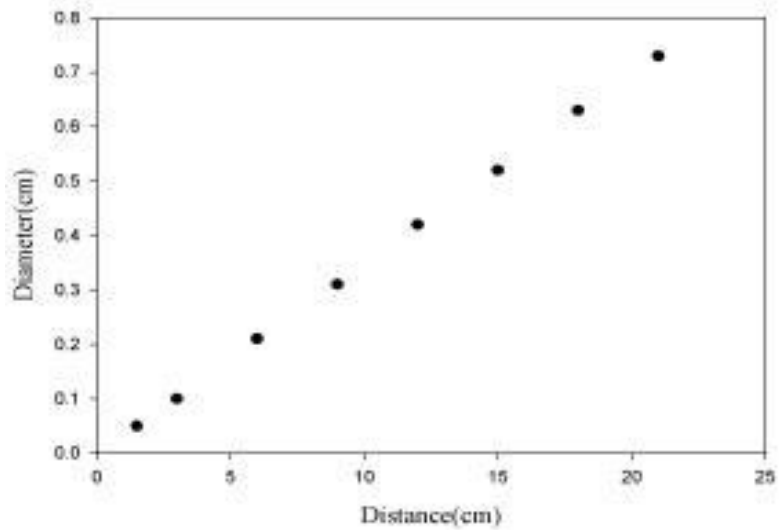
<그림 3.431> 고정형 거칠기 측정장치 시작품

■ 고정형 거칠기 측정 장치 실내 검증시험 및 부분모형 시험

실제 현장조건을 고려하여 표 3.86과 같이 실내 모형 검증시험을 실시하였다. 실내 모형검증시험을 통해 측정부의 정밀도가 1.0mm임을 확인할 수 있으며 모형시편을 이용한 시험에서는 경사면과 곡면 측정 시 일부 측정값이 분산되었으나 측정값들에 대한 산점도 및 히스토그램 분석을 통해 고정형 거칠기 측정장치의 기계오차 범위안에 있음을 알 수 있었다. 또한 염도, 온도 변화에도 측정값들은 영향을 받지 않음을 알 수 있었으며 현장에서 측정 시 가장 큰 변수로 작용하는 혼탁도 시험에서도 1000NTU까지 무리 없이 측정되었다. 실내 검증시험을 정리하여 한국지반공학회 논문집 제 28권 2012년도 12월호 pp87~98에 “대구경 현장타설말뚝의 소켓 벽면 거칠기 측정장치(SRPS)에 사용되는 소나센서부의 개발 및 검증에 관한 연구”의 제목으로 투고하여 게재되었다.

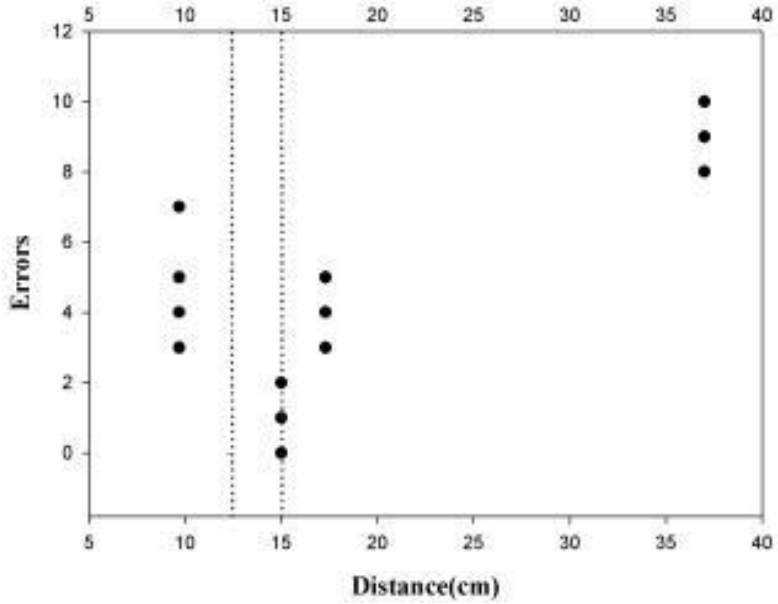
<표 3.86> 고정형 거칠기 측정장치 실내 검증시험 조건

Classification	Terms	Type of specimen
Accuracy	Arranged in tiers Clearance: 0.5mm	Specimen A
	Arranged in tiers Clearance: 1.0mm	Specimen B
Shape	Square	Specimen 1
	Triangle	Specimen 2
	Trapezium	Specimen 3
	Oval	Specimen 4
Salinity 3.5%	Arranged in tiers Clearance: 0.5mm	Specimen A
	Arranged in tiers Clearance: 1.0mm	Specimen B
Temperature	5°	Specimen 1, 2, 3, 4
	10°	
	20°	
Turbidity	200NTU	Specimen 1, 2, 3, 4
	600NTU	
	1000NTU	
	Site (480NTU)	



<그림 3.432> 거리에 따른 측정 직경

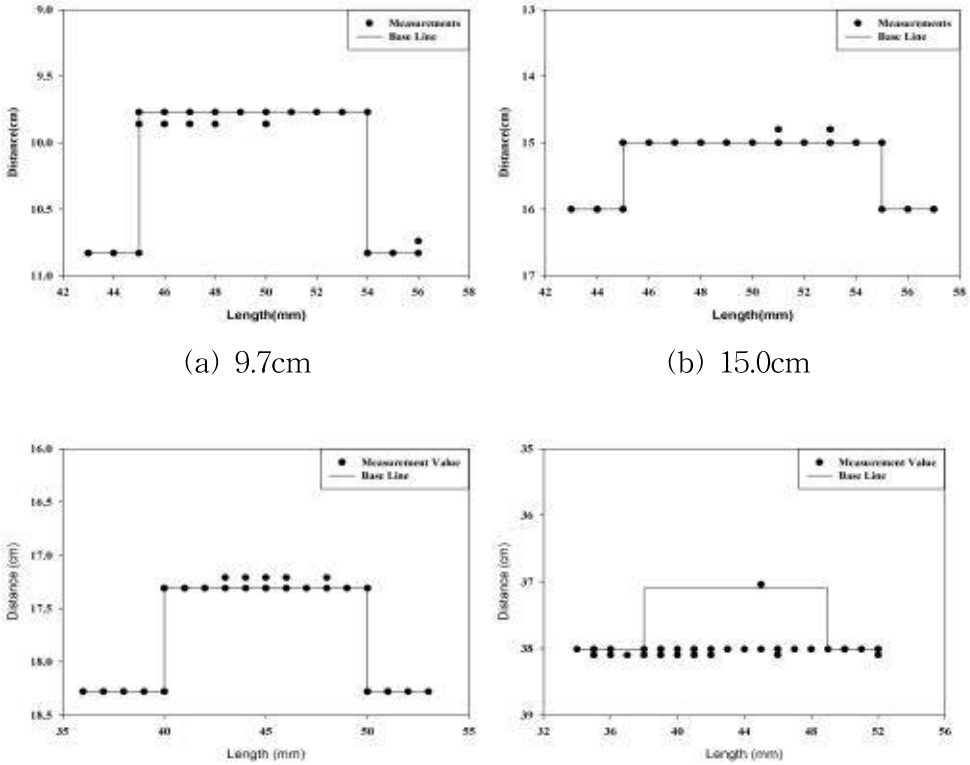
부분모형 시험은 고정형 거칠기 측정장치의 유효측정거리 시험과 실제 거칠기 시편의 측정 및 비교분석으로 두 가지로 진행하였다. 고정형 거칠기 측정장치에 사용된 센서는 소나센서로 선형의 레이저 센서와 달리 2°각도로 방사형으로 전파가 발사됨에 따라 센서와 측정물체간의 거리에 따라 측정직경이 넓어지는 특성(그림 3.432 참조)이 있으며 소나센서와 측정물체와의 간격이 중요한 변수였다. 간격이좁으면 측정 직경이 작아서 보다 정밀한 측정이 가능할 것으로 생각할 수 있으나 소나센서에서 음파 발생 시 발생하는 노이즈의 영향으로 오차가 많이 발생하는 경우가 있기 때문에 무작정 간격을 좁힐 수 없었다. 소나센서와 측정물체간의 유효 측정거리를 확인해 보기 위해 모형시편을 이용하여 시험을 실시하였고 간격을 달리하며 반복 측정을 실시하였다. 측정거리에 따른 오차 수를 그림 3.433에 나타내었다. 유효 측정거리 시험에서는 gain의 설정 범위는 76~200, Power의 설정 범위는 0~50%m, Threshold의 설정 범위는 2000으로 시험을 실시하였다.



<그림 3.433> 측정거리에 따른 오차 수

소나센서와 측정물체와의 간격이 가까울수록 측정 직경이 줄어들어 더욱 정밀한 측정이 가능하지만 10cm이하의 거리에서는 소나센서가 음파를 발생시킬 때 생기는 노이즈의 영향으로 오차가 많이 발생하여 측정값의 정밀도가 떨어지는 것을 그림 3.434 (a)를 통해 확인할 수 있었다.

그림 3.432와 3.433을 통해 고정형 거칠기 측정장치의 유효측정거리는 측정 시 발생할 수 있는 굴착공 벽면의 요철부와의 충돌을 방지하고 소나센서에서 발생하는 노이즈 영향을 감안하여 10~13cm가 가장 적당할 것으로 판단되었다. 현재 보다 정확한 유효측정거리를 확인하기 위해 5~13cm 구간을 보다 세밀하게 나눠 시험을 실시하고 있으며 2013년 2월초에는 보다 정확한 결론을 얻을 수 있을 것으로 판단된다.



(a) 9.7cm (b) 15.0cm

(c) 17.3cm (d) 37.0cm

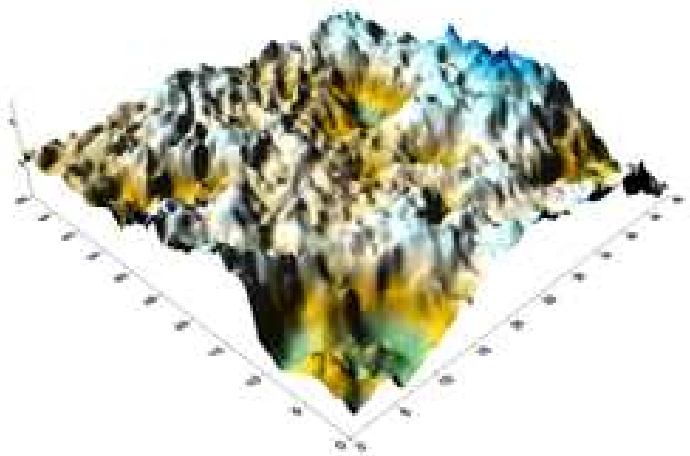
<그림 3.434> 거리에 따른 시편 측정값

실제 거칠기 시편의 측정 및 비교분석은 그림 3.435와 같이 실제 굴착공 벽면을 탁본한 유토를 입수하여 시험에 사용할 시편을 양생하였다. 측정 시험 시 용이하도록 시멘트로 다시 탁본을 하였고 실제 측정을 실시할 예정이다.



<그림 3.435> 실제 굴착공 벽면의 거칠기(좌) 및 시편 양생 과정(우)

측정 시험이 완료가 되면 3D 스캔하여 데이터화해 놓은 자료와 비교 분석을 실시할 계획이며 시험일정상 2월중으로 완료될 것으로 판단된다.



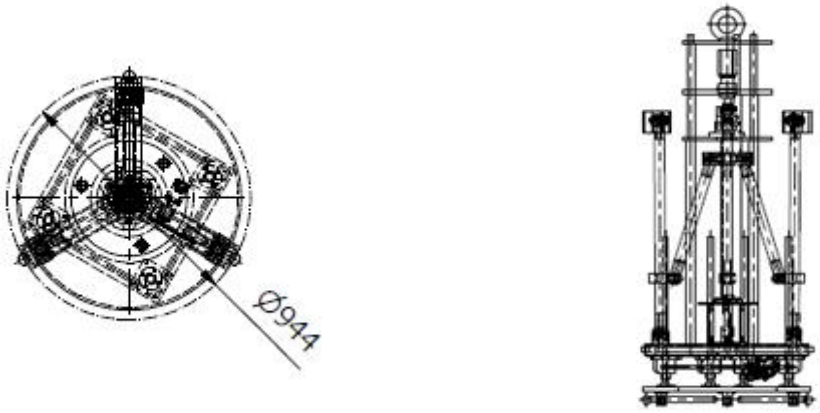
<그림 3.436> 실제 거칠기 시편의 일부를 3D 스캔한 모습

■ 가변형 거칠기 측정 장치 1단계 제작

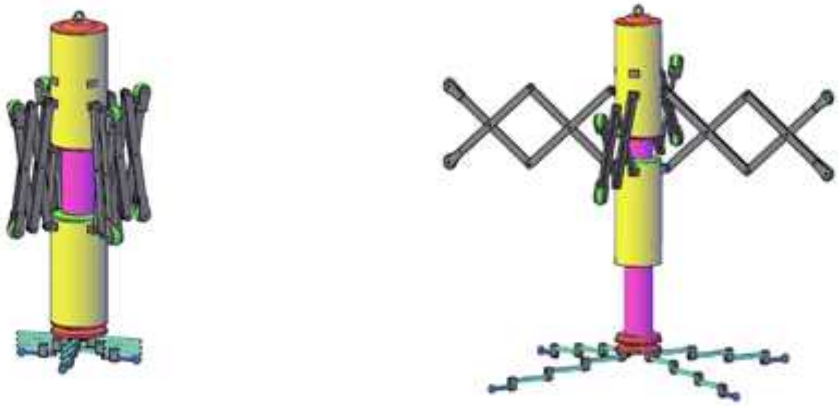
1.5~3.0m 직경의 굴착공에 적용 가능한 가변형 거칠기 측정 장치를 제작하기 위해 지반조사 실무자, 메카트로닉스 전문가, 제어 전문가, 통계 전문가들에게 자문을 구하고 그림 3.437과 같이 컨셉 및 도면 수정과정을 거쳤다.



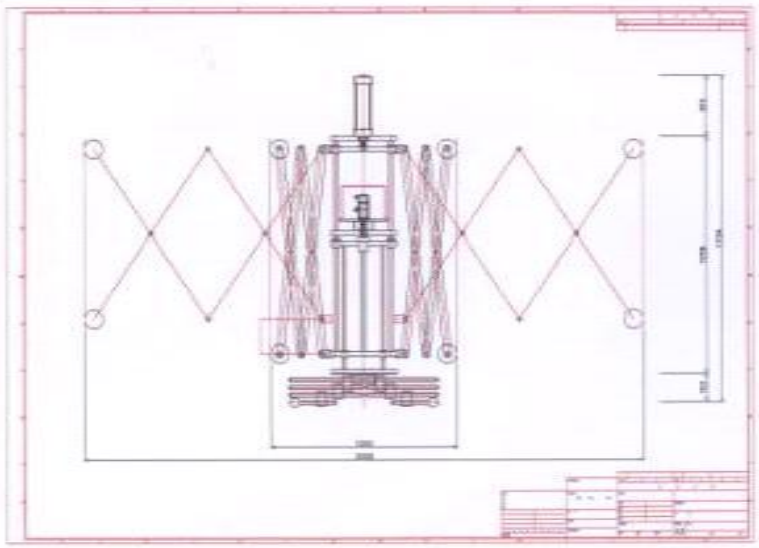
(a) 1차 컨셉



(b) 2차 컨셉



(c) 3차 컨셉



(d) 최종 도면

<그림 3.437> 가변형 거칠기 측정장치 최종 컨셉 및 도면 선정 과정

1차, 2차 컨셉은 측정장치부를 지지하는 지지대가 바 형태였으며 방수에 초점을 두어 설계를 하였으나 장치 자체의 무게가 많이 나가고 측정을 위한 매카니즘이 복잡하여 오류 발생의 위험성이 있었으며 제작비용이 현실적이지 못해 3차 설계를 하였다. 그림 3.437 (c)의 3차컨셉은 1,2차 컨셉의 문제점을 보완하고 장치 자체의 무게를 줄이기 위해 지지대 부분을 4축의 팬더그래프 구조로 설계를 하였다. 방수 및 이물질 유입을 방지하기 위해 몸통부분을 원통형으로 가공하여 밀봉하는 구조로 설계를 하였으나 장치 제작 시 고난이도의 가공작업으로 불량 확률이 높았고 고장이 발생할 경우 수리가 용이하지 못하여 4차 설계를 실시하였다. 그림 3.437 (d)는 가변형 거칠기 측정장치의 최종 도면으로 3차 컨셉에서 문제점을 보완하였고 장치 제작 시 경량 부품을 사용하여 장치 자체의 무게를 줄여 장치의 이동성 및 편의성을 확보할 수 있도록 설계하였고 고정형 거칠기 측정장치의 일부를 재활용하여 제작비를 최소화하였다.



<그림 3.438> 가변형 거칠기 측정장치 1단계 제작 부품

○ VSRPS 제원

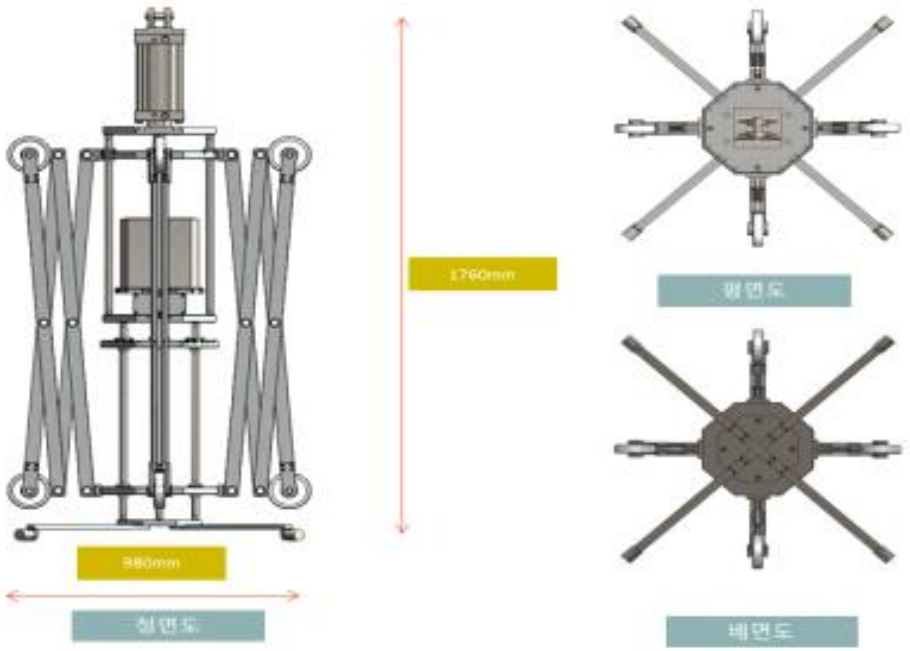
- 기구부

· 높이 1760mm, 폭 980mm로 제작되었으며 최대 1.2m ~ 3.0m의 현장타설말뚝 직경에 적용 가능하도록 제작

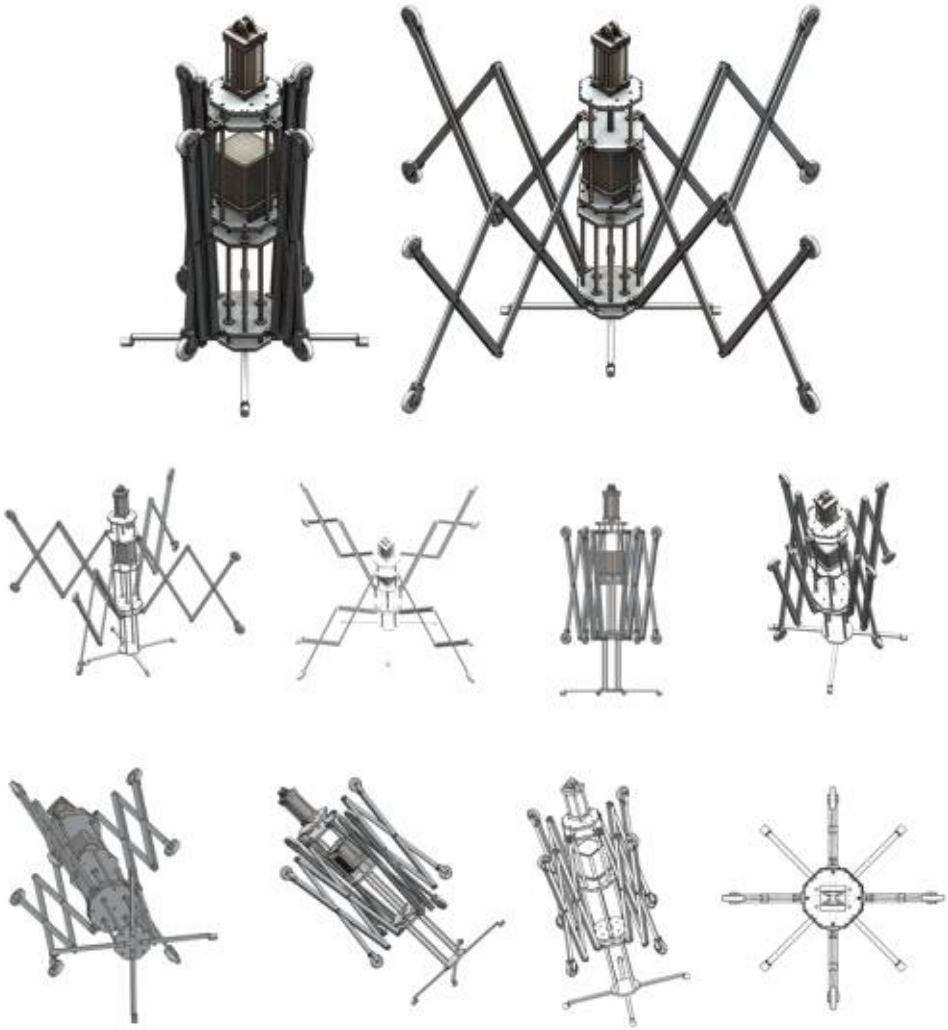
· 기존의 단동식 유압 고정시스템을 공압 시스템(CDS1FN125-KRD03)으로 변경하여 측정소요시간을 단축

· 전기계통 부분은 방수 케이싱을 이용하여 부분 방수를 실시하여 개발비 절약

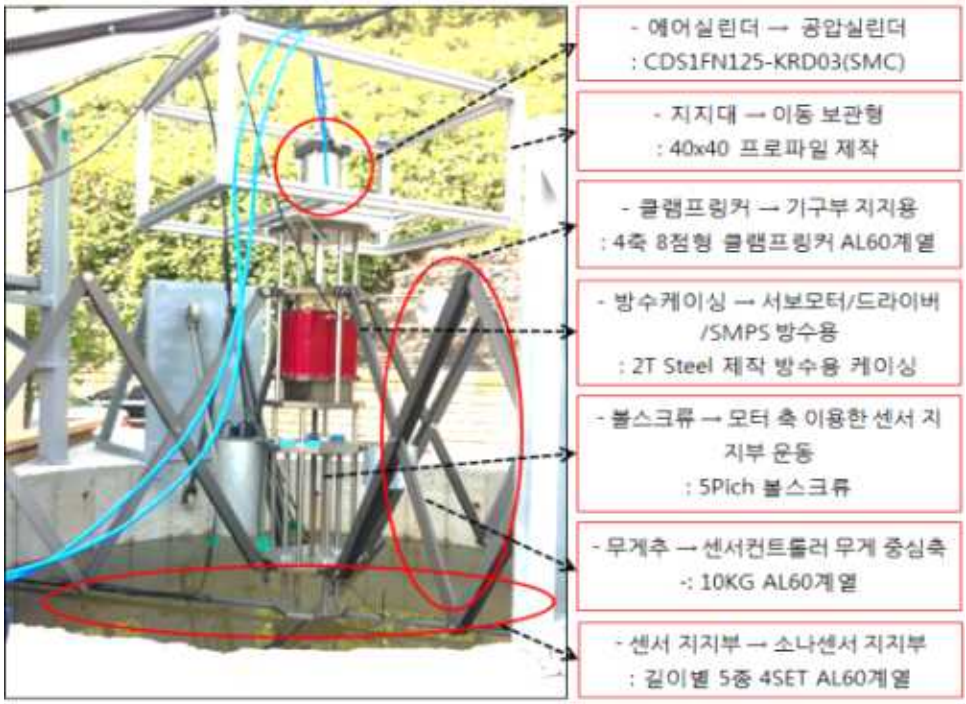
· 방수케이싱을 제외한 모든 부재는 AL60계열 열처리 알루미늄을 사용하여 장치를 경량화하였고 녹에 의한 부식 방지



<그림 3.439> VSRPS 기구부 도면



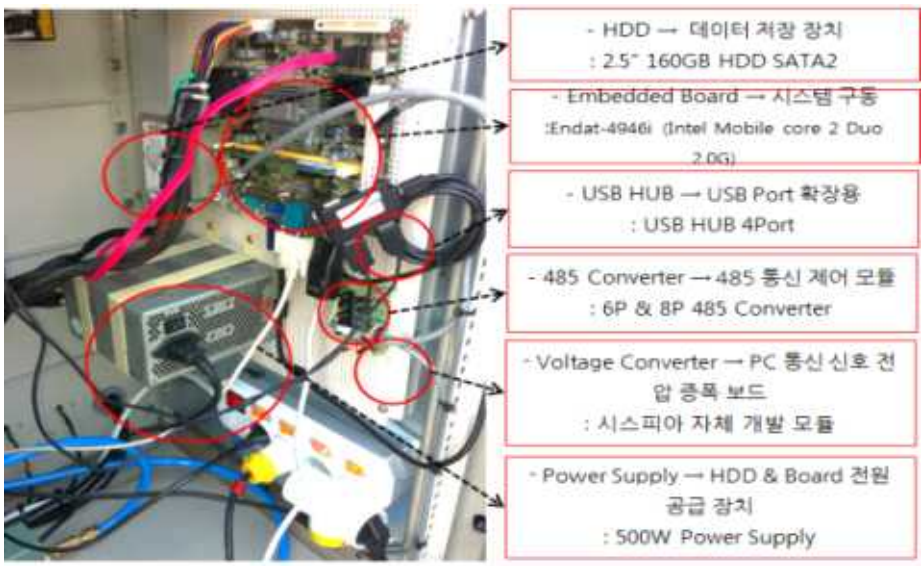
<그림 3.440> VSRPS 입체도



<그림 3.441> 기구부 상세 제원

- 제어부

· 산업용 컴퓨터를 이용하여 모니터 및 기타 조절부를 통합하여 일체형으로 제작



<그림 3.442> 제어부 상세 제원

- 공압부

· 콤프레샤 → F.R. Unit(레귤레이터) → 솔레노이드 벨브 → 압력스위치 → 에어실린더 의 구조로 작동

· 콤프레샤 : KAC-25(계양) - 220V 60Hz / 1500W / 용량: 25ℓ → 7Bar 설정

· F.R. Unit(레귤레이터) : AC40B-04DG-V-A(SMC) - 설정압력범위: 0.5Bar~7Bar → 5Bar 설정

· 솔레노이드밸브 : VQ7-8-FHG-D-6NRA04 (SMC) - 더블솔레노이드 / 220V 60Hz

· 압력스위치 : SNS-C110(Saginomiya) - 설정압력: 5Bar 차압설정: 1Bar 작동압력: 4Bar ~6Bar

· 6Bar 이상시 스위치 작동으로 공압차단 / 4Bar 이하시 스위치 작동으로 공압주입

· 에어실린더 : CDS1FN125-KRD03(SMC) - Ø125 / ST: 200mm / 무급유 / 로드측 플랜지형



<그림 3.443> 공압부 상세 제원

○ VSRPS 실물





<그림 3.444> VSRPS 실물사진

○ VSRPS 구동

- 현장타설말뚝의 근입부를 모사한 모형시험대(가로 5000mm, 세로 5000mm, 높이 1200mm, 굴착공 직경 2850mm의 콘크리트 구조물, 그림 3.445 참조)에 VSRPS를 설치
- 측정위치로 이동 → 장치 고정 → 1mm씩 500mm만큼 하강하며 공벽 거칠기 측정 → 측정 후 공압 해제 순으로 시험을 진행
- 계획된 순서에 따라 원활히 작동함을 확인함


(a) 모형시험대


(b) 구동 확인


(c) 시험 종료

<그림 3.445> VSRPS 구동 시험

■ 가변형 거칠기 측정장치(VSRPS) 검증

가변형 벽면 거칠기 측정 장치의 모형시험은 두 가지로 나누어 실시하였다. 첫째, 소나 센서의 유효측정거리를 확인하기 위해 센서와 측정 시편과의 거리를 각각 52, 114, 147, 176, 205, 234mm로 변화 시켜 A 시편을 이용해 유효측정거리 시험을 실시하였다. 두 번째, 실제 암반 소켓 벽면의 실제 거칠기 탁본을 입수하여 거칠기 실물 측정 시험 시편을 제작하고 모형 시편(B, C, D)을 이용해 4방향에서 동시에 측정 하여 가변 직경 및 혼탁도 영향 시험을 실시하였다. 자세한 시험 조건은 아래 표의 (a)와 (b)에 나타내었다.

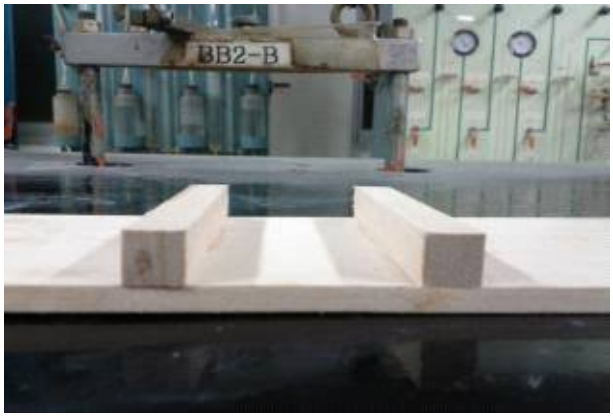
(a) 유효 측정 거리 시험

변수	시험 조건	사용 시편
이격거리(mm)	52, 114, 147, 176, 205, 234	A 시편

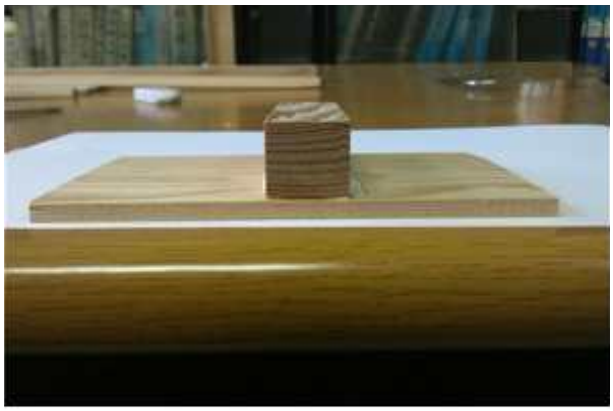
(b) 가변 직경 및 혼탁도 영향 시험

시험 조건		사용시편
혼탁도(NTU)	가변 직경(m)	B, C, D, 유토탁본
0	1.5, 2.0, 2.5, 3.0	
500	1.5, 2.0, 2.5, 3.0	
1000	1.5, 2.0, 2.5, 3.0	

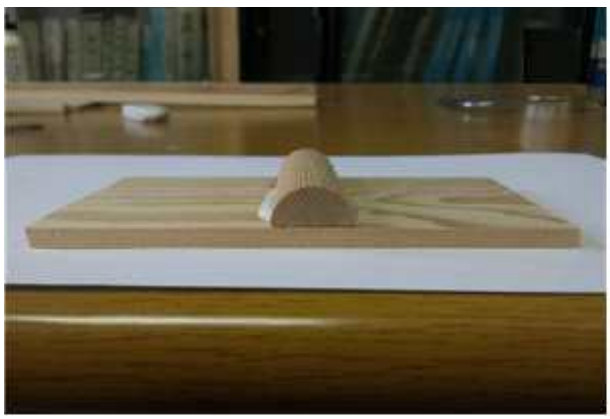
시험에 사용된 시편은 총 5가지이며 다음 그림과 같다. 유효측정거리 시험에 사용된 시편 A는 목재로 만든 폭 10mm, 높이 10mm의 정사각형 모형 시편이었으며 두 번째 시험에서는 유토탁본 시편과 정사각형 시편(폭 20mm, 높이 20mm), 타원형 시편(폭 20mm, 높이 10mm), 삼각형 시편(폭 21mm, 높이 11mm)이 있다.



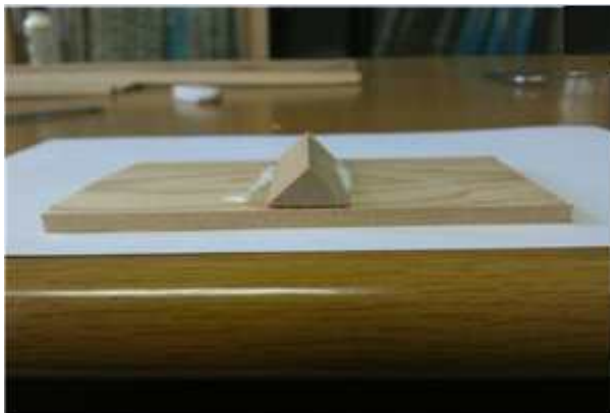
<그림 3.446> 시편 A (정사각형, 폭 : 10mm, 높이 : 10mm)



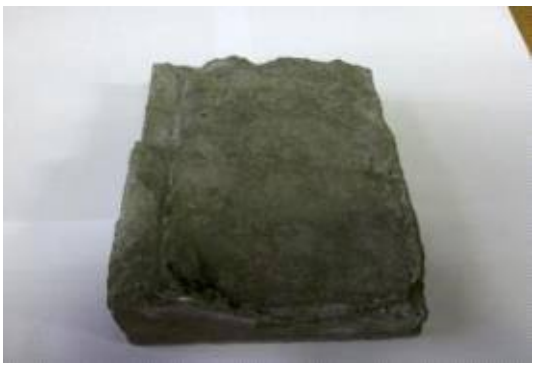
<그림 3.447> 시편 B (정사각형, 폭 : 20mm, 높이 : 20mm)



<그림 3.448> 시편 C (타원형, 폭 : 20mm, 높이 : 10mm)



<그림 3.449> 시편 D (삼각형, 폭 : 21mm, 높이 : 11mm)



(a) 정면



(b) 측면

<그림 3.450> 유토탁본 시편

실제 시공현장을 묘사하여 가변형 벽면 거칠기 측정 장치가 정상적으로 작동하는지 또는 측정 가능한지를 모형시험을 통하여 검증하였고 이때 모형시험대의 굴착공의 직경을 프로파일을 이용해 1.5m, 2.0m, 2.5m, 3.0m로 변화시켰다 (그림 3.451). 가변형 벽면 거칠기 측정 장치는 1초에 1mm씩 측정 장치부가 내려가며 측정을

실시 하고 데이터는 1초에 10개씩 측정이 된다. 이때, 측정된 시험 데이터는 최빈값을 이용하여 사용하게 된다.



(a) 직경 3m의 모형 시험대



(b) 프로파일을 이용한 가변형 지지대



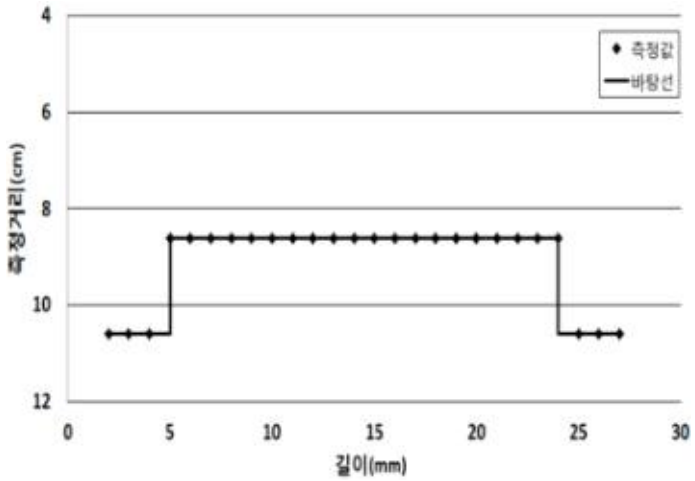
(c) 가변형 벽면 거칠기 측정 장치 설치 모습

<그림 3.451> 가변형 벽면 거칠기 측정 장치

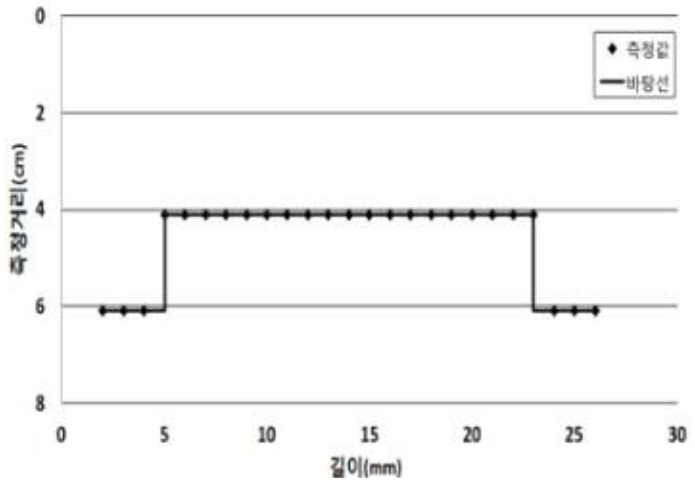
모형 시험대에 프로파일을 이용해 가변형 벽면 거칠기 측정 장치를 고정 할 수 있는 지지대를 설치하여 유토탁본 시편과 모형시편(B, C, D)을 이용해 시험을 실시하였고 측정된 데이터는 최빈값을 이용해 그림 3.452~3.454에 나타내었다. (e) 그림은 측정 거리가 다르기 때문에 (d)의 그래프에 맞게 단차를 주어 그래프를 비교하기 쉽게 그림에 나타내었다.

- 정사각형 시편(폭 : 20, 높이 : 20mm, B 시편)

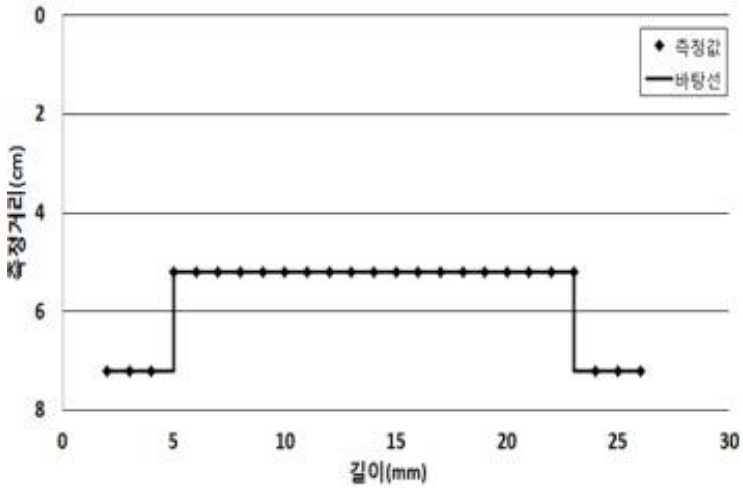
시편 B는 폭 20mm, 높이 20mm의 정사각형 시편으로 정사각형 모양의 형상을 정확하게 확인할 수 있다.



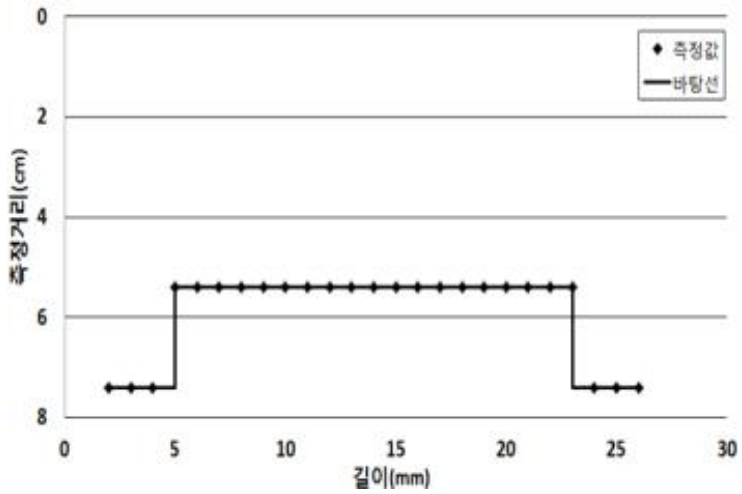
(a) 가변 직경 = 3.0m



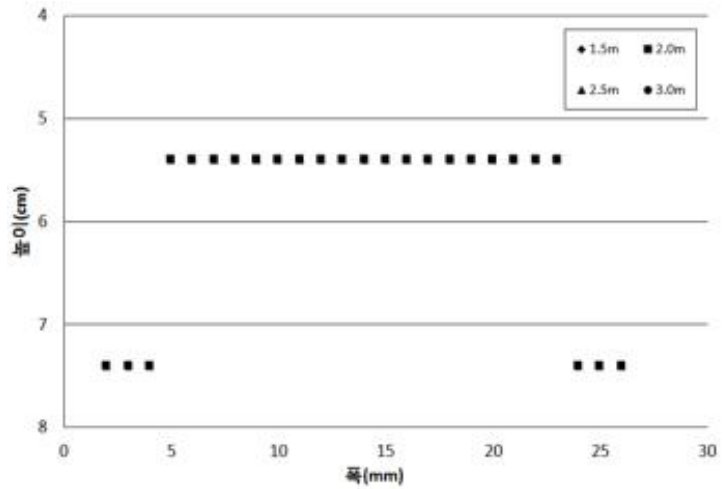
(b) 가변 직경 = 2.5m



(c) 가변 직경 = 2.0m



(d) 가변 직경 = 1.5m

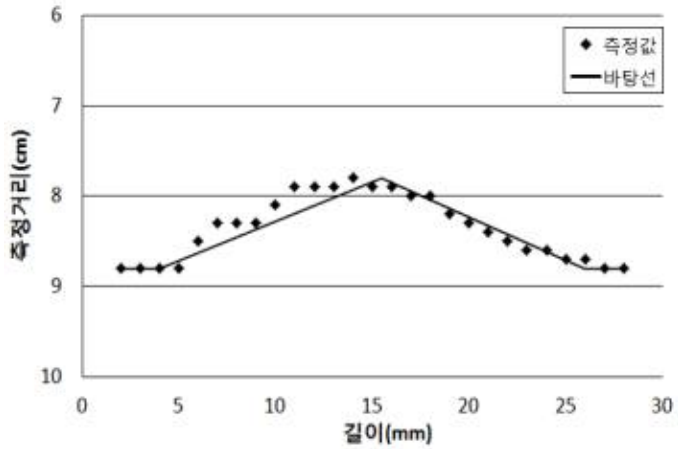


(e) 직경별 B 시편 측정값

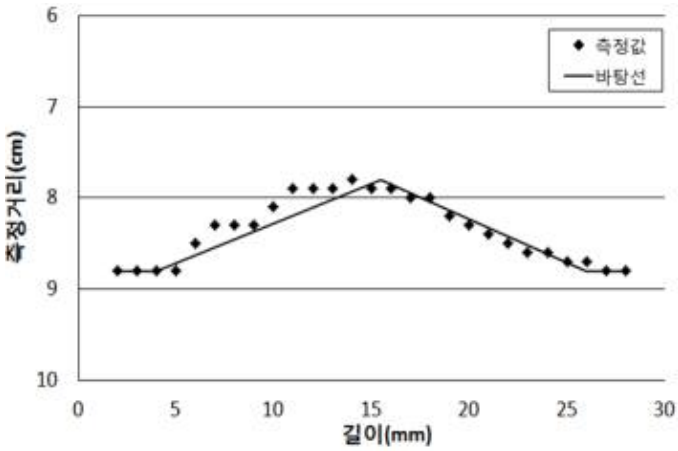
<그림 3.452> B 시편 측정값

- 삼각형 시편(폭 : 21, 높이 : 11mm, C 시편)

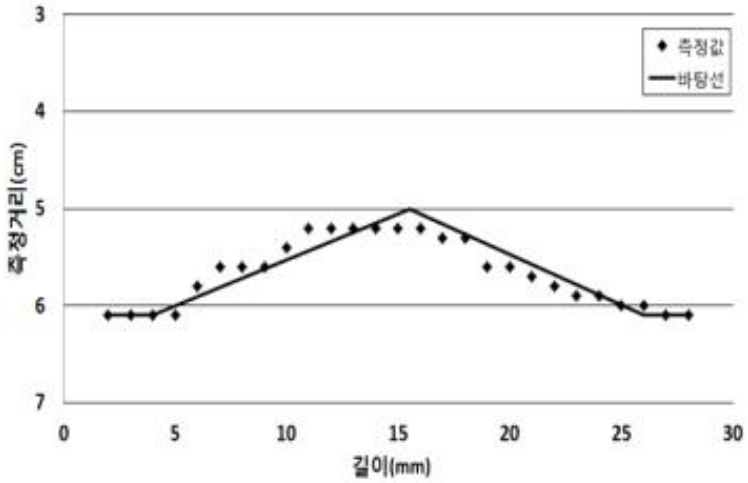
시편 C는 폭 21mm, 높이 11mm의 삼각형 시편으로 시편 B와는 달리 측정된 10의 값이 동일한 값으로 측정되지 않고 2~4개의 값으로 분산되었다. 이는 가변형 벽면 거칠기 측정 장치의 정밀도가 1mm여서 나타나는 현상으로 시편 C는 의 경사면은 센서가 1mm 움직일 때마다 높이가 1mm씩 증가되는 기울기이지만 측정 경사면과 이전 측정 경사면과의 높이 차가 1mm가 되지 않아 여러 개의 값으로 분산된 것으로 판단되었다. 그리고 가변형 벽면 거칠기 측정 장치의 초음파 센서의 파형은 파형이 직선인 레이저와는 달리 빔각이 2°의 방사형으로 퍼지기 때문에 센서가 1mm를 움직였을 때의 측정 경사면과 높이가 다른 그 주위의 면이 동시에 음파를 맞게 되고 반사된 신호 중 가장 빠르게 수신된 신호를 인식하기 때문에 한 지점에서의 10개의 측정값들이 동일하게 측정되지 못하고 1~3mm 범위내의 값으로 분산된 것으로 판단되었다.



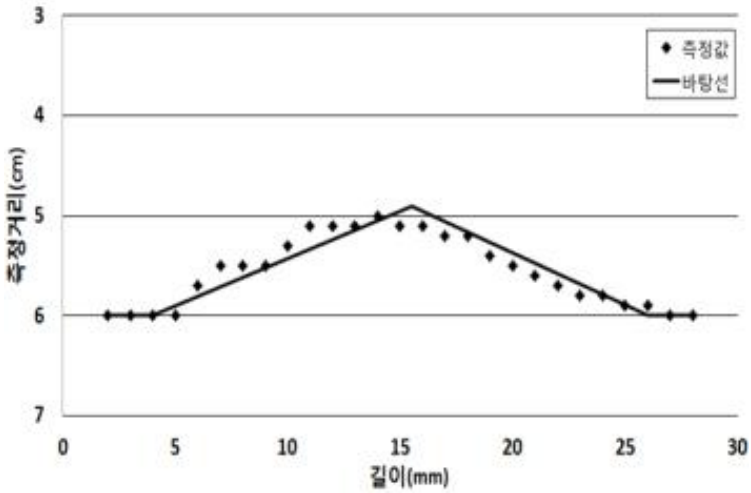
(a) 가변 직경 = 3.0 m



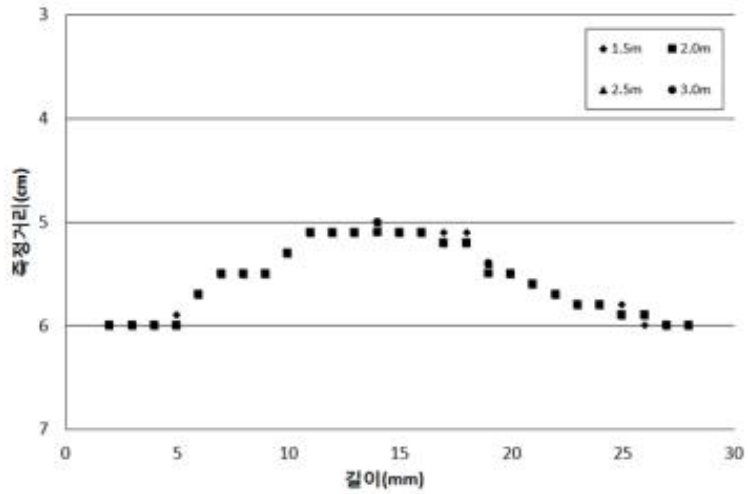
(b) 가변 직경 = 2.5m



(c) 가변 직경 = 2.0m



(d) 가변 직경 = 1.5m

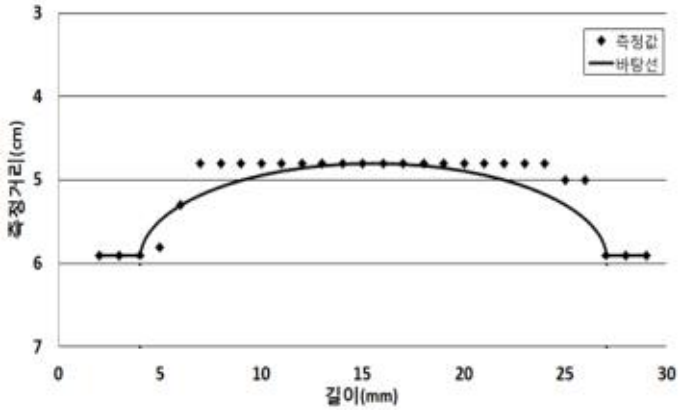


(e) 직경별 C 시편 측정값

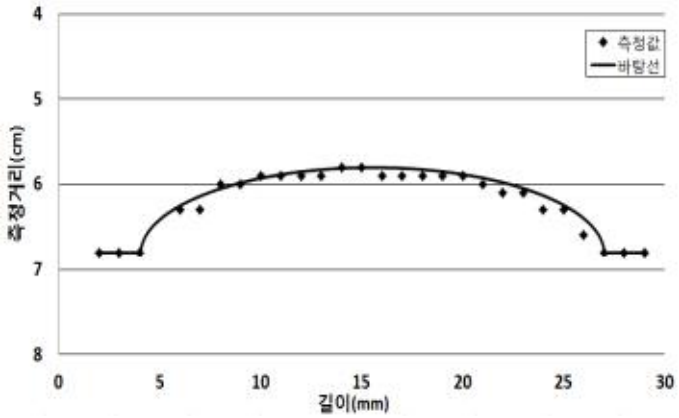
<그림 3.453> C 시편 측정값

- D 시편(폭 : 20, 높이 : 10mm, 반원형)

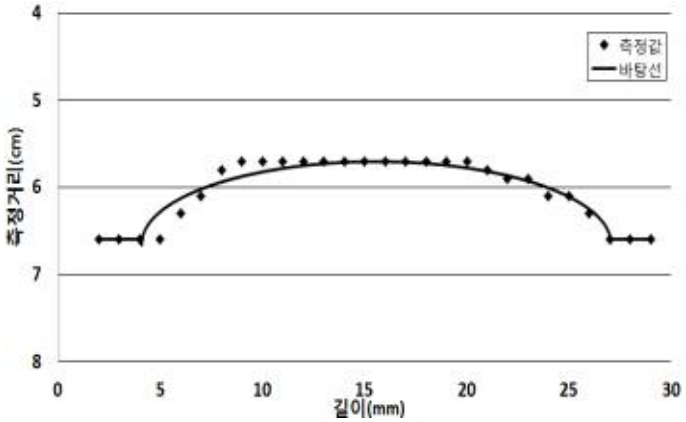
D시편은 시편 C에서 언급한 것과 동일한 이유와 초음파 센서의 파형 특성상 곡면을 맞은 신호는 약하게 수신되었거나 소실되는 취약점이 있는데 이점 또한 약간의 오차를 발생한 것으로 판단된다.



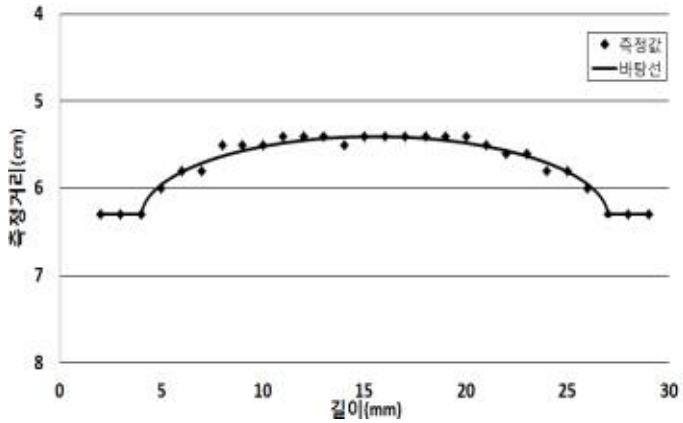
(a) 가변 직경 = 3.0m



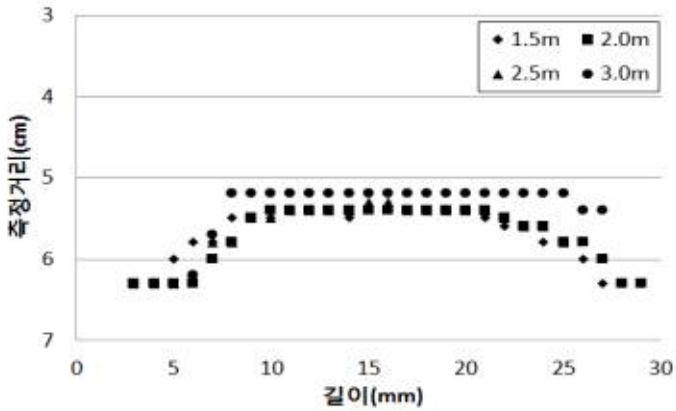
(b) 가변 직경 = 2.5m



(c) 가변 직경 = 2.0m



(d) 가변 직경 = 1.5m



(e) 직경별 D 시편 측정값

<그림 3.454> D 시편 측정값

천공이 완료된 굴착공내에는 혼탁한 물과 현장에서 발생하는 각종 오수들이 뒤섞어 있으며 슬러지와 같은 부유물이 떠 있어 혼탁도가 적게는 300NTU에서 많게는 800NTU 정도이었다. 이러한 조건에서 가변형 벽면 거칠기 측정 장치가 암반 소켓의 벽면을 측정하기 때문에 혼탁도 500NTU와 1000NTU의 흙탕물에서 시험을 실시하였고 마찬가지로 직경을 1.5m, 2.0m, 2.5m, 3.0m로 변경하여 시험을 실시하였다(그림 3.456). 그리고 0NTU, 500NTU, 1000NTU를 비교하여 그림 3.455에 나타내었다.

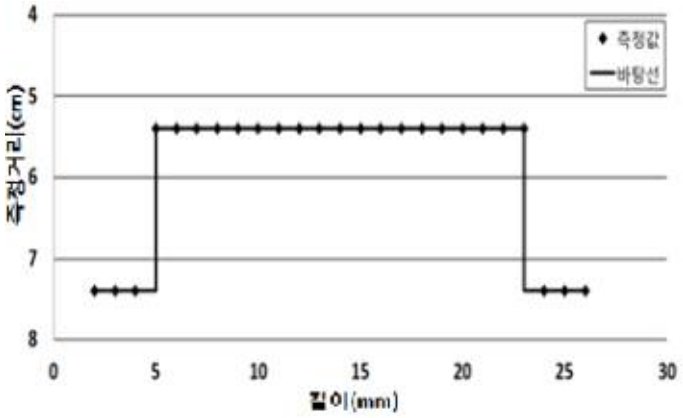


<그림 3.455> 혼탁도 비교

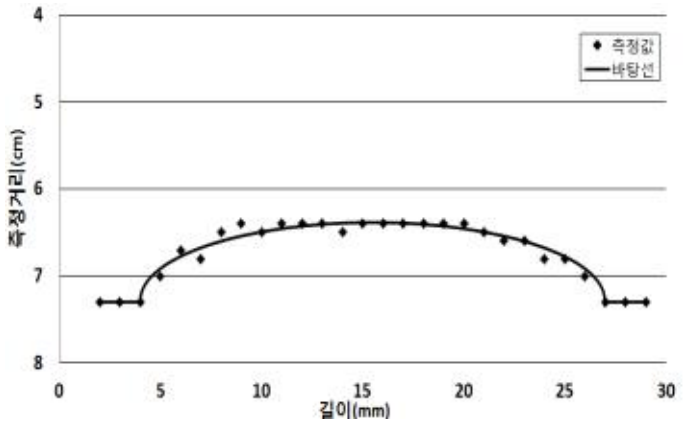


<그림 3.456> 혼탁도에 따른 가변형 벽면 거칠기 측정 장치의 시험 모습

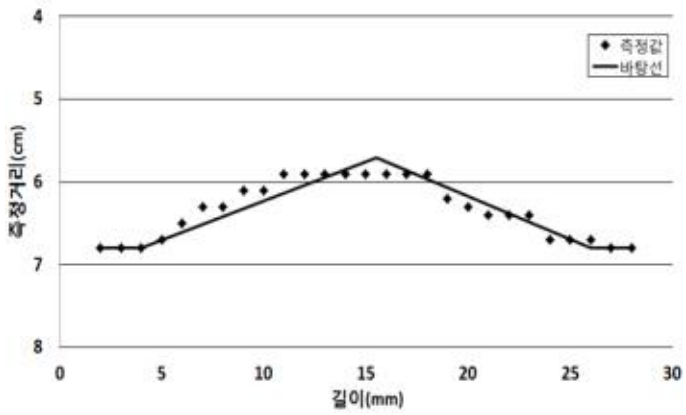
시험 결과 시편 B, C, D, 실제 거칠기 측정 시편 모두 앞선 시험과 마찬가지로 측정값이 유사하게 나타났으며 가변형 벽면 거칠기 측정 장치는 혼탁도에 영향을 받지 않는 것으로 판단되었으며 가변 영향 시험 결과와 마찬가지로 측정 데이터는 최빈값을 이용하여 500NTU 및 1000NTU일 때의 측정값을 각각 그림 3.457~3.458에 나타내었다.



(a) B 시편의 측정값

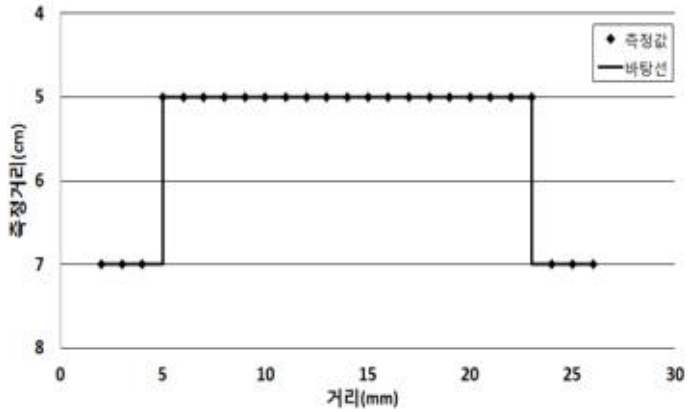


(b) C 시편의 측정값

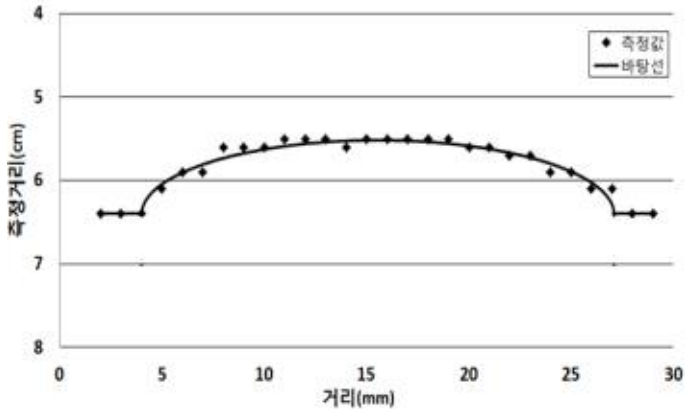


(c) D 시편의 측정값

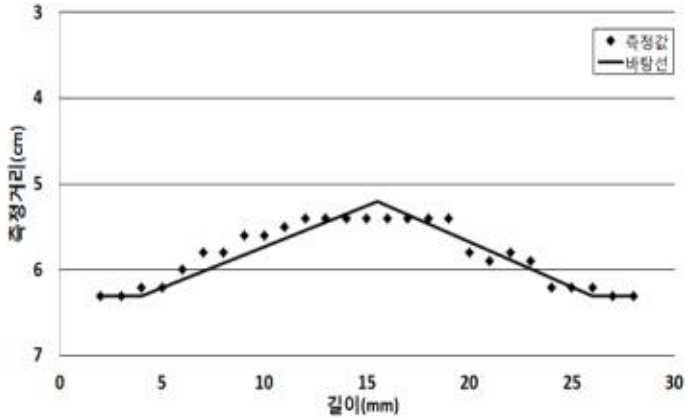
<그림 3.457> 혼탁도 500NTU일 때의 측정 값



(a) B 시편의 측정값



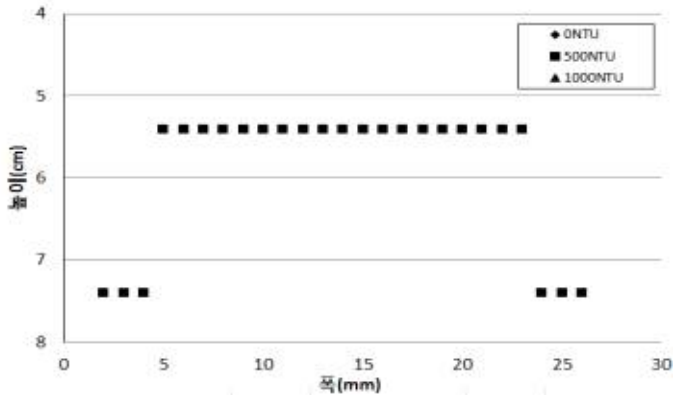
(b) C 시편의 측정값



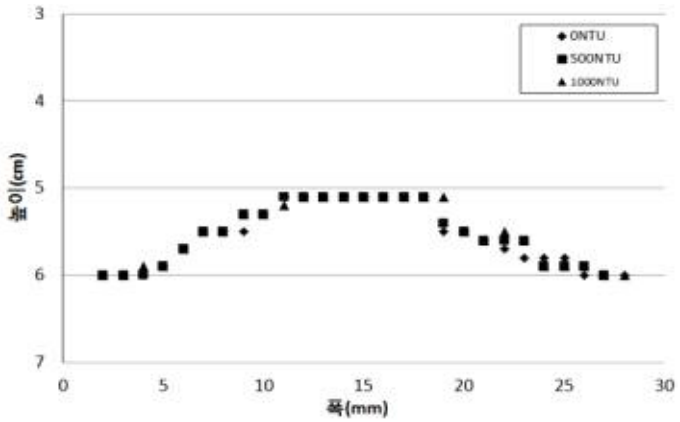
(c) D 시편의 측정값

<그림 3.458> 혼탁도 1000NTU일 때의 측정 값

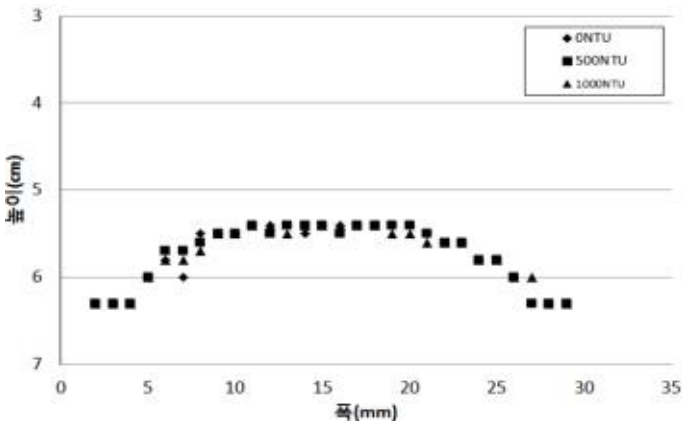
각각의 혼탁도 영향에 따른 시험 결과를 모형 시편 별로 그림 3.459~3.461에 나타내었다.



<그림 3.459> 혼탁도별 B 시편 측정값



<그림 3.460> 혼탁도별 C 시편 측정값



<그림 3.461> 혼탁도별 D 시편 측정값

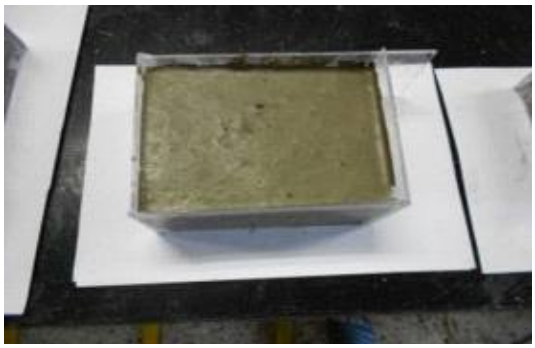
유효측정거리 시험 결과를 토대로 센서와 시편과의 거리를 50~80mm로 설정하여 실제 거칠기의 탁본 시편과 형상 시편을 이용하여 시험을 실시하였다. 실제 현장타설말뚝 시공현장에서 유토를 이용하여 소켓 벽면의 일부를 탁본하고 석고를 이용하여 유토의 본을 뜬 후 시멘트 밀크를 이용하여 다시 본을 떠 거칠기 실물 측정 시험용 시편을 제작하였다 (그림 3.462).



(a) 유토 탁본에 대한 거칠기 프로파일



(b) 석고 탁본 작업



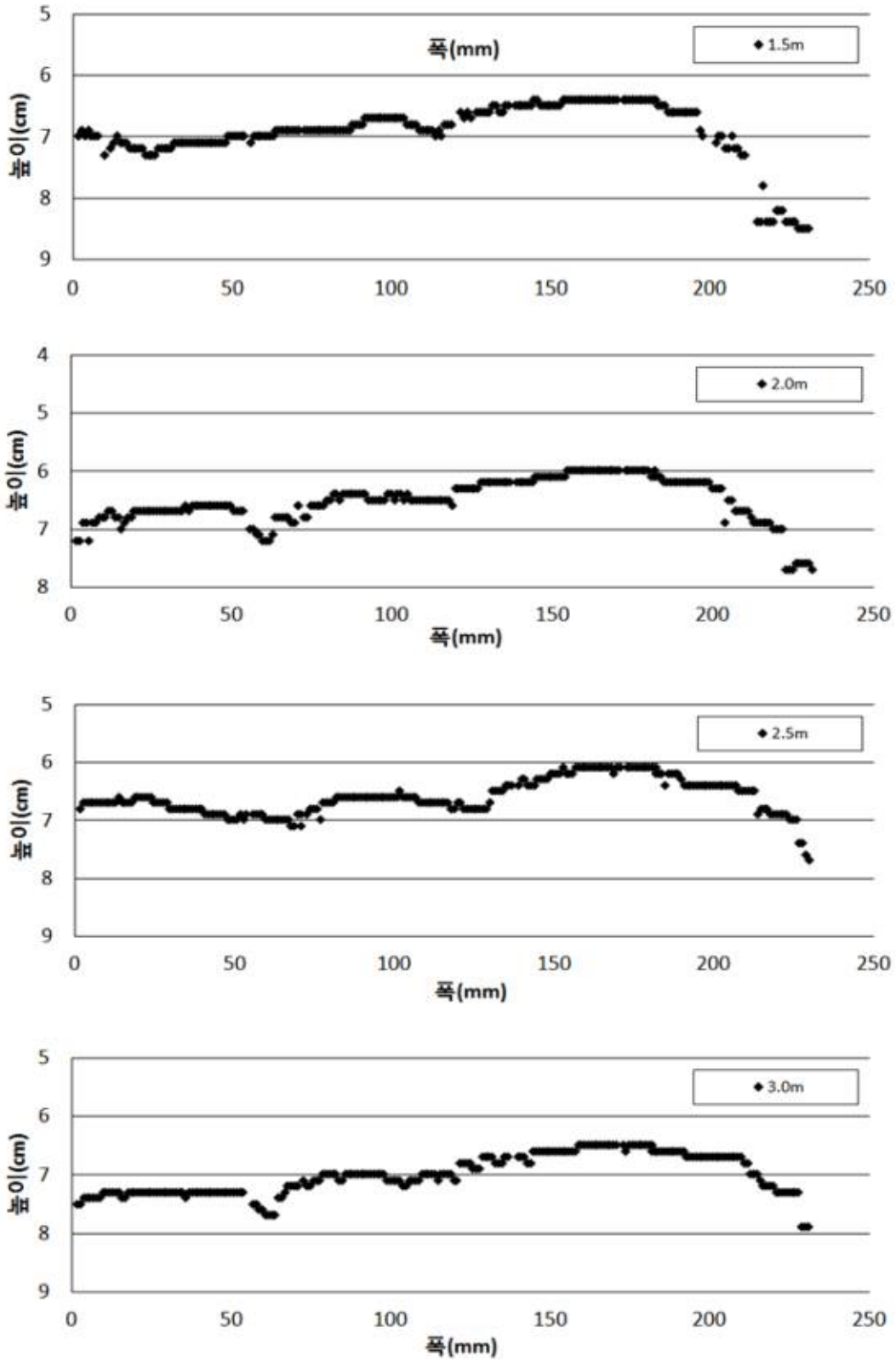
(c) 시멘트 탁본 작업



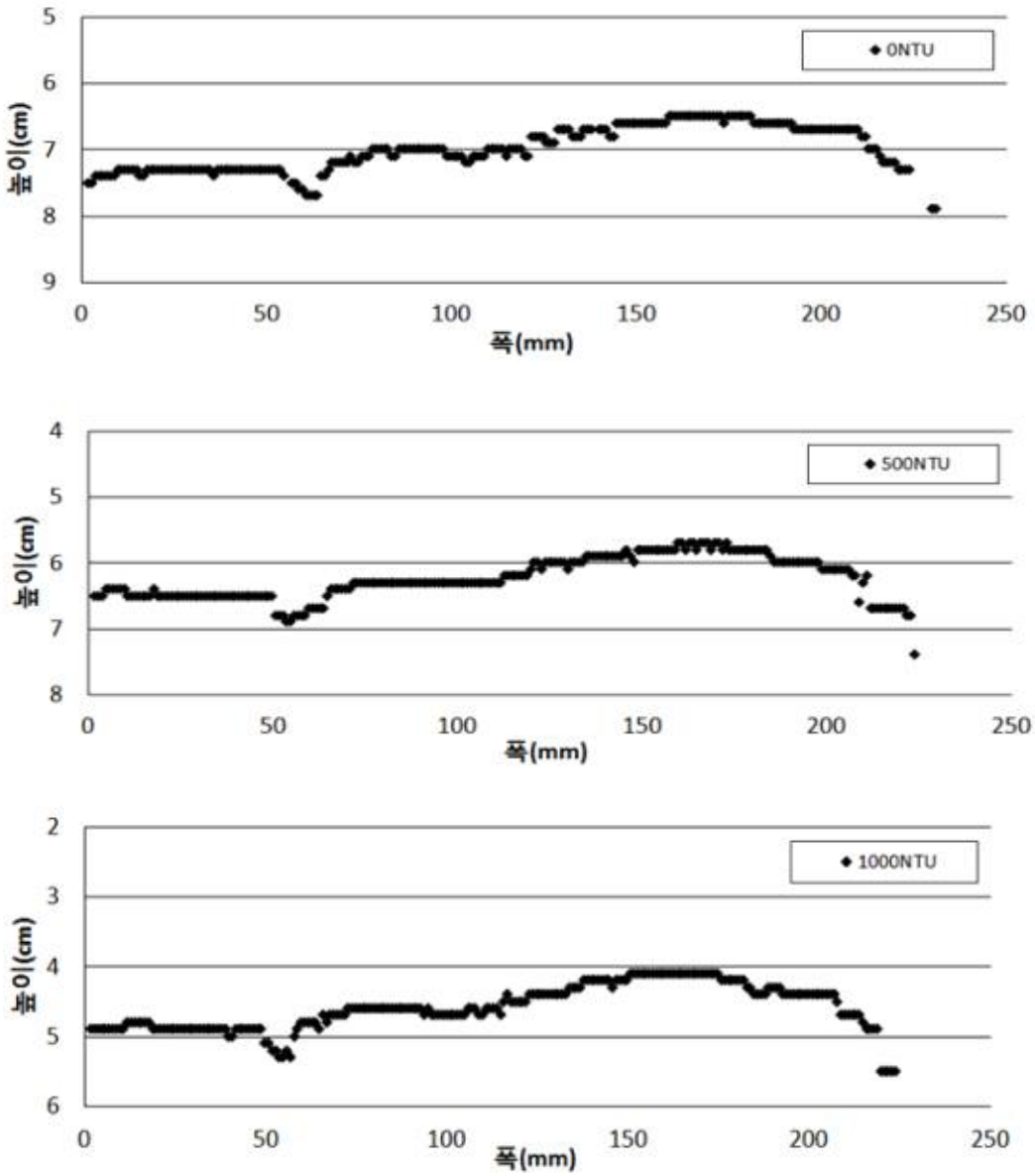
(d) 완성된 거칠기 실물 시편

<그림 3.462> 거칠기 실물 시험 시편의 제작 과정

가변형 벽면 거칠기 측정 장치를 이용하여 실제 거칠기 측정 시편을 가변 직경의 영향 시험과 혼탁도에 대한 영향 시험을 실시하여 측정한 값을 그림 3.463과 3.464에 도시하였다. 실제 유토를 석고를 이용하여 유토의 본을 뜬 후 시멘트 밀크를 이용하여 다시 본을 떠 거칠기 실물 측정 시험용 시편을 제작할 때 제작하는 과정에서 생기는 오차와 반복적인 실험을 할 때 측정 하는 위치에 있어서 약간의 변화가 있어 오차가 생긴 것으로 판단되었다. 그리고 앞의 시험 결과에서 언급한 오차에 대한 원인과 같은 이유로 일부 구간에서 미소한 차이를 보이기는 했으나 전체적인 거칠기 프로파일은 유사함을 알 수 있었다.



<그림 3.463> 가변에 따른 실제 거칠기 시편의 측정 결과값



<그림 3.464> 혼탁도에 따른 실제 거칠기 시편의 측정 결과값

이 연구에서는 다양한 직경의 현장타설말뚝 시공현장에서 암반 소켓 벽면의 거칠기를 측정할 수 있는 가변형 벽면 거칠기 측정 장치를 이용하여 검증 시험을 수행하였으며 다음과 같은 결론을 얻을 수 있었다.

- 가변형 벽면 거칠기 측정 장치의 최적 유효측정거리는 50~100mm로 설정하여야 할 것으로 판단되었다.
- 가변 직경의 영향 시험에서 평면의 경우에는 측정값과 참값이 일치하였으나 경사면이나 곡면의 경우에는 바탕선에서 1~3mm 범위 내에 오차들이 생겼다.

이는 시편의 문제와 초음파 센서의 파형이 원형이기 때문으로 판단되었다.

- 500NTU 및 1000NTU의 혼탁도의 영향 시험에서 시편 B, C, D, 실제 거칠기 시편 모두 측정값이 유사하게 나타났으므로 가변형 벽면 거칠기 측정 장치는 혼탁도에 영향을 받지 않는 것으로 판단되었다.
- 실제 거칠기 시편 시험에서 일부 구간에서 미소한 차이를 보이기는 했으나 전체적인 거칠기 프로파일은 유사함을 알 수 있었다.
- 이 연구에서 사용된 최빈값을 이용하는 기법은 통계학적으로 가장 단순한 기법으로 향후 측정값의 신뢰성을 높이는 방안에 대한 연구가 진행 되어야 할 것이다.

제 5 절 결 론

1. 해저 지반조사장비 및 분석 시스템 개발

초장대 교량을 건설하는데 있어 교량 하부 기초시스템이 상당히 중요하고, 이에 대한 경제적이면서 효율적인 설계 및 시공을 위해서는 무엇보다 해저지반에 대한 설계정수의 도출이 필수적이다. 따라서, 본 연구과제를 통해 초장대 교량의 해상기초에 적용하기 위한 해저 지반조사 장비에 대한 핵심 모듈 설계와 제작, 현장 시험, 해석을 수행하였다. 해저지반조사장비 중 4가지 종류의 로드보관모듈의 제작과 하부 플레이트를 제작하여 보관모듈의 정상적인 움직임과 위치제어를 확인하였으며, 로드 공급모듈의 조립과 압력용기의 제작과 조립, 그리고 핵심모듈인 수중용 SPT장치의 개발과 제작을 하여 현장실험을 수행하였다. 또한, 수치해석을 통하여 해머의 낙하 시 공기의 저항과 밀폐케이스의 공기저항 여부를 판단하였으며, 이를 통해 현재 제작된 케이스에 문제점이 없음을 확인하였다. 압력용기의 제작 시 수중 100m의 수압에서도 견딜 수 있는 용기의 제작을 위하여 수치해석을 통하여 용기의 두께를 산출하여 적용하였다.

본 사업의 1단계 평가결과 평가위원 의견수렴을 통해 2단계 기간 동안 토사용 샘플링 및 암반용 코어링 모듈을 포함한 해저지반조사 장비 세부핵심모듈의 제작, 각 모듈에 대한 성능평가, 착저식 해저지반조사장비 전체 플랫폼 제작 등을 수행하였다. 이러한 과정 중 해저지반조사 장비의 세부핵심모듈을 비롯한 장비 설계 및 제작 단계에서 지반/기계/전자/제어/유압/해양 등 다양한 분야의 전문가를 최대한 활용하였고, 개발된 장비의 세부모듈에 대한 성능평가를 비롯하여 육상장비와 비교를 통한 성능검증을 수행하였으며, 실제 해상 조건에 대해 착저식 해저지반조사장비의 수밀실험, 착저실험, 수중제어실험 등을 수행하였다. 이를 통해 대수심(수심 100m) 조건에서 지반의 종류와 관계없이 심도 50m까지 보링할 수 있는 착저식 장비를 국내에서는 유일하게 개발하였고, 순수 국내기술로 설계 및 제작이 이루어져 그 의미가 크다고 할수 있다. 개발된 착저식 해저지반조사 장비를 이용하여 실제 해상 구조물 시공현장에서 해저지반조사를 수행할 예정이며, 세부핵심모듈 및 장치는 향후 보다 깊은 수심에서의 시추장비 등의 개발에 활용될 수 있다.

해저지반조사 장비의 개발은 초장대 교량 사업을 비롯한 해상풍력이나 인공섬 조성 등 다양한 해양구조물의 수요증대로 인하여 대수심 조건에서의 해저 지반조사에 적극적으로 활용할 수 있으며, 해외 현장에 장비 또는 시험기법의 수출이 가능하다. 특히, 대수심 조건에서 단단한 지층에 대한 해저지반조사 장비의 경우 국내 연구개발 수준은 아직까지 미흡하여 대부분 해외기술에 의존하고 있는 실정이므로 국내 독자적인 장비 개발을 통한 대수심 해상기초의 신뢰성 및 경제성 확보에 큰 도움이 될 것으로 기대된다.

2. 대형 해상기초 지지력 예측 및 평가기술 개발

대형 기초의 지지력 및 침하량 예측기술은 기초의 신뢰성 있고 합리적인 설계법 개발에 적용됨으로써 해상 장대교량 기초의 적용뿐만 아니라 항만 및 해양 구조물, 대형 구조물기초에 적용 가능한 중요한 기술이다. 국외 기술수준에 비해 미흡한 신뢰도에 기반한 대형기초 설계기술을 통해 지반의 불확실성을 감소시킴으로써 합리적이고 경제적인 설계 및 시공, 유지관리가 가능하며, 대형 해상기초의 침하량 예측기술은 경제적인 최적의 말뚝 기초 설계를 가능하게 함으로서 국내 공공 공사 입찰 또는 해외 입찰 시에 효율적인 설계를 가능하여 국가 경쟁력을 증가에 기여할 수 있다. 고유압 복동식 양방향 재하시험법은 시험말뚝의 경우 대용량의 작은 직경의 실린더를 사용함으로써 그동안 비용이 높고 결과의 신뢰도가 낮았던 높은 시험계획 하중에 대한 평가를 가능하게 하며, 사용말뚝의 경우 복동식 방법을 채택함으로써 시험후 그라우팅으로써 건전도 확보가 가능한 유용한 기술이다.

합리적이고 경제적인 대형 해상기초의 설계를 위해서 국내의 풍화된 암반에 근입된 현장타설말뚝의 주면마찰력 지지력 예측공식에 대한 적합도 분석을 실시하였다. 국내에서 수행된 16개 현장 24개 현장타설말뚝 양방향재하시험 자료를 이용하여 측정 단위주면마찰력을 산정하였고, 국내 설계기준에서 제안하고 있는 대표적인 8가지 지지력 공식을 적용하여 예측 단위주면마찰력을 산정하였다. Rosenberg와 Journeaux(1976) 공식이 측정 지지력과 가장 유사한 지지력 값을 나타내었고, NAVFAC (1982) 공식이 측정 지지력과 비교하여 가장 편향되며 보수적인 값을 주는 것으로 나타났다. 여덟 가지 공식 중 6가지 공식은 측정 지지력에 비해서 예측

지지력을 작게 산정하는 보수적인 결과를 나타내었으며, Rowe와 Armitage(1987) 공식과 Rosenberg와 Journeaux(1976) 공식 등 두 가지 공식은 지지력을 다소 과대평가하는 것으로 나타났다. Horvath와 Kenney (1979) 공식은 측정 값과 근사하게 보수적인 예측 지지력 값을 주는 것으로 나타났다. 변동계수 분석 결과 Williams 등(1980)의 공식이 가장 낮은 변동성을 보였고, AASHTO(1996) 공식이 가장 높은 변동성을 나타내었다. Horvath와 Kenney (1979) 공식, Williams 등(1980) 공식을 제외한 나머지 6가지 공식의 변동계수는 0.6 이상의 다소 높은 변동성을 나타내었다.

지지력 예측 공식의 적합도 분석과 함께, 양방향 재하시험이 수행된 대형 해상기초의 지지력에 대한 신뢰성 평가를 수행하였다. 적합도 분석에 이용한 현장 양방향 재하시험 결과와 국내 설계기준에서 제안하고 있는 대표적인 다섯 가지의 지지력 예측공식을 적용하여 초장대 교량 하부기초에 적용할 수 있는 경간장 1km 조건을 적용하여 일차신뢰도법에 의한 신뢰성 분석을 실시하였다. 다섯 가지 공식 중 Williams 등(1980)의 공식은 안전율 2.0에서도 신뢰도지수 3.5 이상을 나타냄으로써 타 공식들에 비해서 신뢰도지수가 크고 공식의 여용성이 큰 것으로 나타났으며, AASHTO(1996), NAVFAC(1982), CFEM(1992) 등 세 공식은 약 10% 이내의 근소한 차이로 비교적 유사한 신뢰수준을 나타내었다. 여러 연구자들에 의해 제안된 깊은 기초에 대한 권장 신뢰수준인 2.0~3.0의 신뢰도지수와 비교해볼 때 본 연구에서 검토한 지지력 예측 공식 중 Williams 등(1980), Horvath와 Kenney(1979), NAVFAC(1982) 등의 공식이 비교적 합리적인 수준의 신뢰 수준을 나타냄을 알 수 있었다.

국외 설계기준에서 제안하고 있는 일반적인 말뚝기초의 목표 신뢰도지수는 2.0~3.0 수준이다. 그러나, 본 연구의 경우 초장대 교량의 대형 해상기초를 대상으로 하고 있으므로 기존 AASHTO LRFD 교량 설계기준에서 제안하고 있는 설계수명인 75년보다 긴 설계수명과 높은 목표 신뢰도지수를 결정하는 것이 합리적일 것이다. 따라서, 설계 수명 최대 200년에 대해서 일반교량과 초장대교량 기초의 파괴확률 및 신뢰도지수를 산정하고, 일반 교량기초보다 높은 안전수준을 확보할 수 있는 신뢰도지수를 검토하였다. 이를 통해 본 연구에서는 기존 일반교량에 비해서 60%이상 안정성이 확보되면서 과다설계를 방지하기 위해서 설계수명 200년의 초장대교량 대형기초에 대한 목표신뢰도지수를 3.0과 3.2로 제안하였고, 무리말뚝으로

시공되는 일반적인 경우에 대한 저항계수를 케이블교량 설계기준에 제시하였다.

목표신뢰도지수 3.0과 3.2에 대해서 각 지지력 공식들은 0.25~0.75의 저항계수를 나타내었다. AASHTO LRFD 설계기준에서 제안하고 있는 현장타설말뚝의 저항계수는 75년 설계수명의 목표신뢰도지수 3.0에 대해서 0.4~0.6이다(AASHTO, 2010). 또한, 목표신뢰도지수를 3.5로 상향해서 설계하고자 할 경우 제시된 저항계수의 값을 20% 작게 적용하도록 하고 있다. 본 연구에서 산정된 저항계수는 설계수명 200년 목표신뢰도지수 3.0과 3.2 이므로 앞서 밝힌 바와 같이 설계수명 75년과 비교하면 목표신뢰도지수 3.3과 3.5 수준이다. 따라서, 본 연구에서 검토된 현장타설말뚝 주면마찰력 지지력 공식은 전반적으로 기존 연구에서 제안된 저항계수 수준과 유사한 것으로 나타났다. 특히, Williams 등(1980)의 공식은 목표신뢰도지수 3.2에 대해서도 저항계수가 약 0.7에 근접하는 큰 값이 산정되어 기존 허용응력설계에 비해 크게 경제적인 설계가 가능할 것으로 예상된다. 앞서 수행된 설계 지지력 공식의 적합도 분석에서 Williams 등(1980)의 공식이 저항편향계수 평균값이 크고 변동성이 작게 산정되어 공식 자체의 보수성이 내재됨은 물론, 측정값과의 분산정도가 낮아서 신뢰성이 높고 저항계수가 크게 산정되는 결과로 나타났다.

대형 해상기초의 신뢰성 분석 및 설계 파괴확률 산정을 위해서 지반 변수, 선단지지력 및 주면마찰력 모델, 하중에 대한 불확실성을 반영하여 신뢰성 평가시스템을 개발하였다. 본 프로그램은 주어진 지반(암반) 조건, 말뚝 조건, 하중 조건에 대하여 신뢰도지수를 산정하고 파괴확률을 산정할 수 있다. 말뚝의 연직하중에 대한 극한 한계상태를 규명하기 위하여, 기초의 주면 지지력 및 선단 지지력에 대한 설계공식을 적용할 수 있도록 하였고, 하중 종류는 초장대교량 기초임을 고려하여 AASHTO LRFD 설계기준에서 저항계수 산정에 적용된 연직력이 지배적으로 작용하는 Strength I case와 함께, 풍화중에 대해서도 고려할 수 있도록 하였다. 신뢰성 분석 시스템은 몬테카를로 시뮬레이션(MCS: Monte Carlo Simulation) 기법을 바탕으로 개발되었다. 일반적으로 몬테카를로 시뮬레이션은 충분한 시뮬레이션 횟수를 수행했을 경우 신뢰성 분석 기법 중에 가장 정확한 결과를 주는 것으로 알려져 있다.

상기의 신뢰성 평가 프로그램을 바탕으로, 주어진 지반(암반) 조건, 말뚝 조건, 하중 조건에 대하여 파괴확률(또는 신뢰도 지수)을 산정할 수 있고, 계산된 파괴확률에 대하여 저항계수를 산정할 수 있는 대형기초의 LRFD 설계 프로그램을 개발하

였다. 저항계수의 산정에 있어, 선단지지력과 주면마찰력에 대하여 각각 다른 값의 저항계수를 계산할 수 있고, 선단지지력과 주면마찰력을 더한 총 저항력에 대한 단일 저항계수를 산정할 수 있다. 본 프로그램에서는 선단지지력, 주면마찰력, 총 지지력에 대한 저항계수를 모두 제공함으로서 사용자의 편의성을 극대화 하였다.

사업단에서 추진하고 있는 prototype 교량의 기초에 대해서 허용응력설계법인 기존의 도로교설계기준(2008)과 본 연구를 통해 개발된 장경간케이블교량지침의 하중·저항계수를 적용하여 설계 결과를 비교, 검토하고 지침에서 규정하고 있는 기초의 한계상태설계법에 대한 적용성을 평가하였다. 지반 저항력 산정시 암반의 주면마찰력은 본 연구에서 개발한 저항계수 산정 공식(Williams 등, 1980; NAVFAC, 1982; CFEM, 1992; Horvath, 1982)을 적용하였다. 풍화암에 대한 주면마찰력과 선단부 지지력은 일관성을 유지하기 위해서 O'Neill and Reese (1999)에서 제안된 공식과 각각의 저항계수인 0.55와 0.5를 각각 적용하였다(AASHTO, 2007). 본 연구를 통한 거마대교 주탑기초 및 접속교각기초 현장타설말뚝의 허용응력설계 및 LRFD 설계 비교 결과, 각각 설계하중을 만족하는 범위내에서 LRFD 설계법의 저항력이 ASD대비 약 1% 내외의 여유가 있음을 확인하였다. 또한, 지층 종류 중 시공비에 가장 큰 영향을 미치는 연암 근입심도의 경우 LRFD 설계법이 ASD 대비 평균적으로 1.2m ~ 2.5m 근입심도가 작게 산정되는 것으로 나타났다. 그러나, 본 검토결과는 지층 및 지반정수를 가정하였고, 상세 구조계 해석이 수행되지 않은 제한된 범위내의 검토 자료이므로 장경간케이블교량지침의 LRFD 설계시 정량적으로 ASD설계에 비하여 일률적으로 경제적 설계를 도출한다고 단정하기에는 무리가 있다. 따라서, 추후 상세 구조계 해석은 물론, 여러 가지 교량기초 사례를 조사하여 그 비교 결과를 충분히 검토하여야 할 것으로 판단된다.

상기 연구결과를 바탕으로 케이블교량 설계기준의 하부구조 편에 기초의 저항계수 및 한계상태설계 사항들을 반영하였으며, 작성 및 반영된 내용은 아래와 같다.

- 하부구조 설계기준의 개념 및 용어 LRFD개념으로 수정
- 지반정수의 불확실성 및 변동성 평가에 기반한 지반정수 결정 방법 제시
- 암반근입 현장타설말뚝 지지력 공식에 대한 저항계수 제시
- 국내 지반특성 및 시공특성을 반영한 타입말뚝 저항계수 4가지 반영
- 기초 재료저항계수 및 부재저항계수 반영
- 기초구조물의 여용성, 시공조건에 따른 저항계수 수정 방안 제시

▪ 구조물의 중요도를 고려한 기초 저항수정계수 규정 반영

대형 기초의 지지력 설계분야의 일환으로서 그 동안 상대적으로 기술 발전이 미흡했던 현수교 앵커리지의 설계법을 분석하고 개선방안을 도출하였다. 현수교 앵커리지의 설계·시공상 국내·외 설계사례와 전문가 자문을 통해 문제점을 파악한 결과 안전율의 적용, 지반조건의 고려, 적용하중에 대한 고려 등 몇 가지 중요한 영향인자를 파악할 수 있었다. 안전율에 대해서는 초장대 현수교는 국내·외 사례가 부족하고 매우 중요한 사회간접자본이므로 현재 안전율을 다소 과다하게 적용한다고 하더라도 하향조정하기에는 아직까지 무리가 있다. 앵커리지 안전율 산출은 지반을 연속체로 간주하여 검토되나 실제는 절리 암반에 앵커리지가 설치되므로 불연속면 특성을 고려한 안정성 검토가 반드시 추가되어야 하며 초장대 현수교는 고안전을 요구하는 매우 중요한 인프라이므로 시공 중 지반정수 산출을 위한 시험, 재해석 및 안정성, 경제성을 재검토하여 설계 확정하는 방안을 마련하는 것이 중요하다. 따라서 현실적으로 지반조건에 대한 합리적인 적용이 가장 안정성·경제성을 고려한 합리적인 앵커리지 설계 및 시공이 될 수 있을 것으로 판단된다. 앵커리지가 설치되는 지반조사 및 지질구조 조사를 통한 정확한 지반특성의 파악 중요하며 특히 암반은 경우에 따라 편마암과 같이 강도 이방성이 큰 경우도 존재하므로 강도 이방성을 고려한 안정성 해석과 앵커리지는 매우 국소적인 위치에 매우 큰 하중이 집중되는 구조이므로 하중작용 방향을 고려한 암반강도 산출이 중요하다. Hoek의 연구사례를 보면 정확한 지반특성의 반영을 위하여 지반의 강도 이방성을 고려한 설계를 수행한 바 있다. 앵커리지의 경제적인 설계에 있어서 첫째 전체 사업의 계획부분에서 위치 선정에 대한 고려가 필요하며, 둘째 위치 선정후 지반의 물성치를 정확히 산정하는 것이 뒤따라야 하고, 셋째 현장에서 시공 시에 필요에 따라 In-situ test, block 전단시험 등을 통해 보다 정확한 지반의 물성치를 고려해 주는 것이 필요하다.

국내에서는 터널식 앵커리지에 대한 설계기준이 전무하여 일본의 사례 및 기준(혼슈시코쿠연락교공단, 1977)을 참고로 울산대교에서 최초로 시공 중에 있다. 터널식 앵커리지의 극한 인발저항은 가상 파괴면이 지표면까지 미치는 전반적인 파괴를 가정 할 경우 파괴형상과 이에 따른 앵커구체 및 파괴면 내부 지반의 중량, 지반의 전단강도(또는 구조물과 지반의 마찰강도)의 적용에 따라 좌우되므로 이를 정확하

게 평가하는 것이 매우 중요하다. 이러한 관점에서 본 논문에서는 일본 Shimotsui-Seto대교 A1의 극한 인발저항 산정법 및 이와 관련된 설계체제의 연도별 추이(Kanemitsu et al., 1981), 혼슈시코쿠연락교공단 하부구조 설계기준(1977) 및 국내 설계사례를 고찰하였다.

본 과제에서는 터널폭 10m, 길이 60m 가량의 대규모 터널식 앵커리지의 극한상태 및 사용하중 상태에서의 인발거동을 예측하기 위해 대형 모형암반에서 인발시험을 계획하였다. 모형암반 터널식 앵커리지 인발시험을 통해 하중전이 및 응력분포특성을 확인하고 파괴형태를 관찰하여 설계개선점 분석에 활용하고자 한다. 인발시험 시 모형암반 및 터널식 앵커리지의 재료강도는 실제 터널식 앵커리지와 주변 암반의 상대적 강도 크기를 고려하여 제작하였으며, 대형 가압판을 제작하여 모형암반에 삼축으로 구속압이 작용되는 조건에서 단일 암반 및 다층 암반에서 구속압 상태에서의 인발 저항 특성, 반복 하중 하에서의 인발 저항 특성 등의 시험을 수행하였다. 또한 모형 터널식 앵커리지의 선단부를 확폭시켜 실제 구조물과 유사하게 모사하였다. 시험 결과, 모형암반 내에 부착된 인발하중-변형율 관계를 보면 파괴면과 파괴면 주변의 거동이 상이한 것을 확인할 수 있다. 파괴면을 따라 일정한 하중수준에서 재료의 항복이 관찰된 반면, 파괴면 주변으로는 비교적 큰 하중수준까지 두드러진 변형을 보이지 않았다. 인발파괴 이후 파괴면 관찰결과, 모형암반과 알루미늄 격자망(변형률계 설치)이 단단히 고정되어 있는 것을 확인하였다. 단, 고강도 레미탈과 얇은 알루미늄 격자체 사이의 slip을 완전히 배재할 수는 없을 것이다. 시험 조건 및 결과로부터 예상할 수 있는 거동은 1) 파괴시 일체거동 또는 2) 모형암반 파괴시 약간의 slip이 발생하고 뒤이어 알루미늄이 찢어짐 발생이다. 여기서, 확실한 것은 하중-변형율 관계에서 알루미늄이 찢어졌다고 판단되면 모형암반은 동시 또는 그 이전에 파괴된 것으로 간주할 수 있다. 예상되는 거동 1) 또는 2)의 구분은 판단하기 힘들지만, 하중-변형률 관계에서 비슷하게 추정이 가능하다. 모형암반 인발시험을 통해 최종적으로 분명하게 확인한 사실은 인발에 의한 파괴형상이 쐐기형태와 플러그형태가 복합적으로 나타났다는 점이다. 이는 플러그 형태로 가정하여 인발 저항력을 산정하는 터널식 앵커리지의 기존 설계 가정사항을 다시 한번 재고할 필요가 있음을 확인시켜준 결과이다. 시험을 통해 확인된 결과는 역해석을 통해 재현하고 역해석에서 적용된 여러 조건을 이용하여 수치해석적으로 실제 앵커리지 거동을 정밀하게 분석하였다.

상기 연구결과를 바탕으로 케이블교량 설계기준의 앵커리지 편에 여러 가지 사항들을 반영하였으며, 반영된 내용은 아래와 같다.

- 앵커리지 기초의 변위예측을 고려한 설계
- 중력식 앵커리지의 전도 안정성 검토
- 스프레이새들 변위 안정성 검토방법
- 터널식 앵커리지의 설계일반
- 터널식 앵커리지의 활동에 대한 안정성 검토

터널식 앵커리지의 실제 거동파악을 위하여 울산대교의 터널식 앵커리지에 장기 모니터링 계측시스템을 구축하였다. 앵커리지 인장시 구체 콘크리트와 앵커리지에 가해지는 인장력으로 인한 응력의 변화가 예상되어 인장재에 철근응력계를 구체 콘크리트 타설 전에 설치하여 앵커 인장 전,후의 응력 변화를 관찰하여 인발 이후에도 지속적인 관리를 통해 효율적인 유지관리가 이루어 질 수 있도록 하였다. 원지반과 앵커리지 구조물의 거동양상을 파악하기 위하여 전단변위계와 수직변위계를 설치하고, 또한 인장재에 가해지는 인장력으로 인해 앵커리지 구조물에 작용하는 응력변화 등을 확인하기 위해 철근응력계, 콘크리트응력계, 온도계를 설치하여 현재 계측치 안정화 단계이다.

말뚝의 직경이 주면부 지지거동 및 지지력 발현에 어떠한 영향을 미치는지를 확인하기 위하여 주면마찰력의 크기효과를 분석하였다. 대부분의 문헌에서는 선단지지력의 크기효과는 미미한 것으로 나타났으며, 주면마찰력의 크기효과에 대한 연구는 말뚝직경이 말뚝지지력에 영향을 미치고, 직경이 커질수록 지지력이 감소하는 크기효과가 존재한다는 주장과 그렇지 않다는 것으로 나뉜다. 본 연구에서 기초의 크기효과가 말뚝 지지력 및 침하량에 어떤 영향을 미치는지 확인하기위해 PLAXIS 2D와 3D로 수치해석을 실시하였다. 기존의 Seidel 등의 scale effect 이론은 주로 호주의 rock을 대상으로 이루어 진 것이 많고, 호주의 경우 탄성계수가 낮은 암이 많기 때문에, 기존에 이론도 일정 침하량 기준으로는 맞다고 할 수 있으나, 주로 암이 단단하고 탄성계수가 높은 우리나라의 연암 층에 기존의 이론을 적용하기에는 무리가 있다고 판단된다.

주면저항력은 직경의 크기가 커질수록 주면저항력이 감소하거나, 영향이 없다는 결론 및 수치해석 결과와 같이 dilatancy에 의해 주면저항력은 직경의 크기에 큰

영향이 없다는 결론을 얻었으며, Seidel이 제안한 공동 확장이론 식 $\triangle\sigma_n \propto \frac{\triangle r}{r}$ 에서 $\triangle r$을 거칠기로 가정하였을 경우, 거칠기가 직경에 거의 비례하여 증가하기 때문에 normal stress ($\triangle\sigma_n$)은 직경의 크기에 큰 영향이 없다는 결론을 얻었다. 이에 대한 실제 측정 사례를 추가로 확보하기 위해 목포 현장 및 울산-포항 복선전철 안강고가 현장에서 총 말뚝 4본에 대한 거칠기 측정 및 분석을 실시하였다. 목포의 현장타설말뚝 직경은 1,850mm 이고 , 울산-포항 안강고가 현장은 말뚝의 직경이 1,800mm 이다. 그리고, 동해남부선 복선전철 현장에서 직경 2,860mm의 현장타설말뚝에서 굴착면 거칠기 데이터를 확보하였다. 본 현장은 RCD 장비를 이용하여 굴착하였으며, 기반암은 안산암이었다. 말뚝직경이 증가하면서 말뚝의 평균거칠기 높이도 거의 선형으로 증가하는 경향을 나타냈다. 과거 여타 크기효과에 대한 연구 결과는 직경이 증가함에 따라 단위주면마찰력이 감소한다는 결과를 나타내었다. 그러나, 국내와는 상이한 암반조건과 대부분 소구경에 대한 연구였으며, 직경에 따른 거칠기 높이를 일정하다고 가정하였기 때문에 직경이 증가함에 따라 단위주면마찰력이 감소하는 결과를 보인 것으로 판단된다. 본 연구의 결과에서 말뚝 직경에 따라 거칠기가 커지는 뚜렷한 경향을 보이고 있으며, 이러한 이유로 1단계 연구에서 수행한 말뚝 재하시험 결과에서 말뚝 직경이 커지면서 단위주면마찰력이 커지는 타 연구와의 반대 결과가 도출된 것으로 보인다. 이러한 결론에 대한 일반화를 위하여 외부 데이터 추가와 함께, 굴착 장비 및 암종과 같은 변수에 대해서도 분석하였다.

암반 굴착 장비를 RCD와 PRD 장비로 구분하였고, 두 장비에서 모두 말뚝의 직경이 증가할수록 평균거칠기 높이는 증가하는 모습을 나타내었다. 굴착면 암종에 대해 화강암과 편마암으로 나눠 각각 말뚝직경에 따른 거칠기 높이를 분석한 결과도 위와 같은 결론을 나타내었다. 결국, 말뚝의 굴착면 거칠기는 암반 종류와 굴착방법에 대해서도 말뚝의 직경이 클수록 평균거칠기 높이가 증가한다고 판단할 수 있다. 주면마찰력의 경우 대부분 말뚝 직경의 5% 변위에 도달하지 못하고 시험이 종료되었고, 결과적으로 극한 단위주면마찰력은 최대 단위주면마찰력이라고 할 수 있다. 이와 같은 시험 결과를 통하여, 말뚝직경에 따른 침하기준으로 극한지지력 판단 시 말뚝직경은 극한 단위주면마찰력에 영향을 미치지 않는, 즉 말뚝 직경에 관계없는 것으로 나타났다. 그러나 IGM 지반에서는 정규화를 시키지 않는다면 특

정 변위량에서의 단위주면마찰력은 말뚝 직경에 영향을 받는 것으로 나타났다. 다시 말하면 극한지지력 값이 아닌 거동 측면에서는 직경에 따른 영향을 전혀 받지 않는 암반소켓말뚝의 거동과는 달리 IGM에 근입된 말뚝의 단위주면마찰력-침하 거동은 직경에 따른 영향을 받을 가능성이 있음을 의미한다.

이상과 같이 암반에 소켓된 현장타설말뚝의 경우 말뚝 직경에 따라 극한지지력이 감소된다는 크기효과는 없는 것으로 규명되었다. 따라서, 암반 소켓으로 계획된 설계목적의 시험말뚝재하시험을 실시할 경우, 재하시험 비용 감소를 위하여 축소 직경의 말뚝이 적용될 수 있다. 축소 직경의 말뚝재하시험에 대해 실제 프로젝트 적용을 보다 용이하게 하기 위해서는 관련 내용이 명시가 된 설계기준 또는 설계지침이 큰 역할을 할 수 있을 것이다. 따라서, 본 연구에서는 도로교설계기준 "케이블교량편"에 말뚝재하시험 항목 중 설계목적을 위한 현장타설말뚝의 재하시험 내용에 "*말뚝의 극한 단위주면마찰력과 극한 단위선단지지력을 결정하기 위한 시험에 사용하는 말뚝 직경은 실제 말뚝 직경의 1/2이상되어야 하되, 최소 750mm 이상의 말뚝으로 재하시험을 실시하여야 한다*"는 내용을 제안하였다. 이는 AASHTO LRFD 시방서의 내용을 고려하여 제안한 것이다.

지반에 놓이는 기초의 침하에 있어서 중요한 지반 물성값 중 하나는 탄성계수로써, 기초의 침하량을 산정하는데 있어서 탄성계수를 어떻게 결정하느냐의 문제는 침하량을 얼마나 정확히 예측할 수 있느냐의 문제로 직결된다. 침하량 해석에 중요한 탄성계수는 변형률에 따라 그 값이 비선형적으로 달라지는 것으로, 어떠한 변형률 부근에서의 탄성계수를 적용하느냐가 중요하다. 실제로 3차원 유한요소 해석을 통해 복잡한 말뚝기초의 침하량 예측이 가능하지만, 많은 시간이 소요되어 설계 시 여러 경우의 수에 대해 프로그램 해석을 수행할 수 없기 때문에, 최적화된 설계가 불가능하다. 본 연구에서 개발 중인 프로그램은 유한요소해석과 달리 빠른 시간에 침하량 해석이 가능하여 설계 시 최적화된 설계가 가능하다. 또한 기존의 말뚝침하량 해석 프로그램과는 달리 말뚝 간 상호작용, 기초판에 의한 말뚝의 겉보기 강성 저하, 말뚝-지반의 상호작용, 기초판에 의한 경화현상을 고려하여 적용했기 때문에, 유한요소 해석 결과와 비슷한 신뢰성 있는 결과를 얻을 수 있다. 말뚝-기초판-지반 상호작용을 고려하여 침하량을 보다 간편하게 산정하기 위한 프로그램으로서 HDPR이 개발되었다. 현장 모니터링 데이터와 3D FEM 해석 결과를 토대로 본 프

로그램의 말뚝-기초판-지반 상호작용 factor에 대한 검증을 하였으며, 현재 3D FEM (PLAXIS 3D) 및 현장 모니터링 데이터와 비교검증을 통한 프로그램 내의 입력 parameter 및 factor 등을 지속적으로 수정하였다. 본 프로그램은 유한요소해석과 달리 빠른 시간에 침하량 해석이 가능하여 설계 시 최적화된 설계가 가능하다. 말뚝기초 침하량 근사해석을 위해 스프링 모델을 사용하였다. 기초판은 각 요소당 8개의 절점을 가지는 판 요소로 구성되며, 지반과 말뚝은 스프링으로 대체된다. 지반스프링과 말뚝스프링의 강성을 알고 있다면 설계하중에 대한 기초판의 침하량을 구할 수 있으나, 말뚝스프링의 강성은 변위에 따라 비선형으로 거동할 뿐 아니라, 지반스프링 강성과 말뚝스프링 강성이 서로 간에 상호작용의 영향에 의해 변하게 된다. 기존의 fortran으로 구성된 code의 경우 해석 시 반드시 정해진 양의 메모리를 할당하는 정적 메모리 방식을 사용할 수밖에 없었기 때문에, 구조물의 복잡함/단순함과 관계없이 같은 메모리를 차지하게 되는 원인으로 인해, 단순한 구조물 해석 시 속도가 매우 느리다는 단점이 있었다. 하지만, 기존의 fortran code를 C++로 converting 하였고, 필요한 메모리 용량에 따라 메모리를 할당할 수 있는 동적 메모리를 사용하였기 때문에, 해석속도가 대폭 개선되었다. 울산-포항 복선전철 기초를 대상으로 PLAXIS 3D와 HDPR의 해석 시간을 비교한 결과, PLAXIS 3D의 경우 약 50분, HDPR은 약 1분으로 FEM과 비교하여 해석속도가 매우 빠르기 때문에, 다양한 case에 대해 해석을 수행하여, 말뚝 배치를 최적화 할 수 있게 되었다.

본 연구에서 개발된 침하량 해석 프로그램의 검증과 프로그램 메인 solver의 피드백을 위하여 자체 Test Bed를 선정하여, 말뚝기초시스템에 대한 장기모니터링 시스템을 구축해오고 있다. 자체 Test Bed 현장은 울산대교, 울산-포항 복선전철 안강고가교, 장항 토양정화사업 현장과 같은 3개 현장을 선정하여 모니터링 실시하였으며, HDPR과 PLAXIS 3D FEM해석의 하중-침하 경향이 실제 모니터링 결과와 유사한 양상을 나타내고 있다. 즉, 대체적으로 세 방법에 있어서의 하중-침하 관계는 유사한 경향을 나타내기 때문에 결과적으로 개발된 프로그램의 신뢰성이 높은 것으로 판단할 수 있다.

양방향 재하시험 장치는 말뚝의 시공이전에 제작하여 철근과 결속하여 매설되며 재하시험을 수행하면 상판과 하판의 변위가 발생하는데 상부의 주면마찰력과 하부 선단지지력을 평가하게 된다. 말뚝 콘크리트는 양생이 된 후 이므로 변위가 생기면 상판과 하판 사이에는 빈공간이 잔류하게 된다. 이 공간을 메우기 위해서 소닉관을

통하여 밀크 그라우팅을 주입한다. Osterberg-Cell의 경우는 수압식 잭으로 실린더 내부의 유압을 밀크 그라우팅으로 밀어내어 실린더 내부를 보완한다. 하지만 벌어진 부분만큼 편심을 받을 수도 있으며 연결부위가 너무 짧기 때문에 밀크 그라우트가 양생이 되기 전에 밀려 날수 있는 문제점이 있다. 단동식 실린더의 경우는 실린더의 내부에 유압의 작용 후 유압호스의 직경으로는 밀크 그라우트를 주입할 수 없다. 그리고 단동식은 한번 실린더에 작용한 하중은 되돌릴 수가 없는 단점이 있기 때문에 도달 하중까지 유압을 주입하고 밸브를 잠그고 유지한다. 하지만 지속적으로 시간이 지나가면 약간의 유압 유출이 발생하므로 정확한 대처 방법은 아닌 것으로 판단된다. 복동식 고유압 실린더를 사용하면 재하시험 후 실린더가 다시 원위치로 돌아가기 때문에 실린더 내부의 빈공간 잔류에 의한 강도 저하나 연결부위의 강도저하를 보완할 수 있다. 또한, 원하는 하중까지 재하를 시행하고 시험 중단 후 복귀가 가능하다. 현재 그라우트를 확인하는 방법은 소닉관을 통하여 그라우팅을 주입하고 반대쪽 소닉관에서 오버플로우 하는 그라우트를 보고 상태를 확인한다. 하지만 이 외의 확인 방법은 현재 불가능하다. 코어를 뚫을 수도 없으며 카메라를 통하여 확인하는 방법 또한 불가능하다. 이를 보완하기 위한 시험 후 시공상태 확인하는 방법이 강구되어야 한다. 기존 양방향 말뚝 재하시험은 저압력(700kgf/cm^2) 셀을 사용함으로 인해시험말뚝 단면 크기에 대한 시험용량의 한계가 있으며 대형 셀 제작은 기술적, 경제적 어려움이 상존한다. 따라서 본 연구에서는 상기 단점을 해결하기 위하여 고유압 복동식 양방향 재하시험 셀을 개발하였으며, 상하판 자동변위 측정시스템을 개발하였다. 고유압 셀은 총 정격재하능력, 실린더의 직경, 말뚝의 직경, 실린더 배치수량의 배합을 이용하여 가장 경제적인 재하시험을 실시할 수 있으므로, 총 정격재하 능력은 말뚝 직경 내에서 실린더가 작은 직경과 높은 정격재하 증력을 확보하고 배치 수가 증대되면 최고의 효율을 발위할 수 있다. 그러므로 본 과업에서는 동일한 말뚝 직경 내 작은 직경에 높은 정격재하 능력을 가진 가장 Compact한 실리더를 개발하였다.

상하판 자동변위 측정시스템은 양방향 재하시험 시 유압 실린더 가압 작용으로 상판의 저면과 하판의 상면에서의 변위를 측정하기 위한 시스템으로 마그네틱을 사용하여 자동으로 변위를 측정하는 장치로 변위를 읽고자 하는 위치에 마그네틱을 거치하여 마그네틱 콘트롤러에서 자동으로 변위를 측정하는 장치이다. 중간 연결부는 미리 매설된 측정관을 통하여 전선이 사용되며 양단에 마그네틱과 마그네

틱 콘트롤러를 설치하고 전선이 고정이 되도록 전선 지지대를 설치하여 하판의 침하량과 상판의 변위량을 자동으로 측정하는 마그네틱 콘트롤러는 1/500mm 변위까지 측정이 가능하며, 전선이 항상 팽팽하게 유지할 수 있도록 자동 조절이 가능하도록 한다. 전선 지지대는 전선이 연직으로 좌우 이동 없이 정확한 측정을 할 수 있도록 도르레를 사용하여 원할한 움직임을 가지도록 하였다.

개발된 고유압 복동식 재하셀의 현장적용성 평가와 검증을 위하여 도로, 철도, 아파트 현장 등 다양한 건설 현장에서 시험을 수행하였으며, 이를 바탕으로 고유압 복동식 양방향 말뚝재하시험 기준을 정립하여 한국양방향재하시험 협회 가이드라인에 제시하였다. 또한, 이를 바탕으로 사업단의 T/B 적용에 대비하여 시험계획서 예를 작성하였다.

이상과 같이 대형 해상기초의 지지력 및 침하량 평가기술과 관련, 국내외 해당분야 연구가 매우 취약한 대형 기초의 신뢰성 평가를 통해 한계상태설계의 국내 적용을 앞당길 수 있는 연구를 수행하였으며, 지반/구조의 학제간 통합연구를 통해 케이블교량 설계기준 상당부분에 기여하였다. 대형 해상기초의 신뢰성 분석 및 LRFD 설계기술 개발은 국내 기초구조물의 한계상태설계 표준화에 중요한 밑거름이 될 것이며, 설계기준 반영뿐만 아니라 장대교량 기초 신뢰성 분석 및 LRFD 설계 프로그램을 실용화 개발함으로써 실무자로 하여금 손쉽게 한계상태설계에 접근할 수 있도록 크게 기여하였다. 따라서, 연구성과를 직접 국내외 현장에 적용할 수 있어 연구의 창의성뿐만 아니라 적용성이 매우 높다고 할 수 있다.

침하량 예측기술의 경우 신속하고 정밀한 침하량 예측이 가능한 해석프로그램을 통해 한정된 시간에 많은 경우의 해석을 수행하여 말뚝기초의 최적 설계가 가능하다. 고유압 복동식 양방향재하시험 방법은 대용량 기초의 지지력 확인 비용을 절감시킴으로써 연구의 중요성이 크다고 할 수 있다.

신뢰성기반의 대형기초 지지력 LRFD 설계기술은 한계상태설계법의 국내 적용뿐만 아니라 LRFD 설계를 의무화하고 있는 해외건설 시장에서도 적용이 가능하므로 실용화, 사업화 가능성이 매우 높으며, 신뢰성 평가 시스템을 실용화함으로써 신뢰성 기반 설계의 실무적용을 가속화 시킬 수 있다. 침하량 예측기술의 경우 한정된 시간에 최적 설계가 가능하기 때문에 다양한 기초구조물 설계에 적용이 가능하며, 축소말뚝재하시험의 경우 시험비용 및 기간 단축이 가능하고, 또한 극한 지지력 확인이 가능하기 때문에 대구경 말뚝에 적용성이 높다고 할 수 있다. 고유압 복동식

양방향 재하시험 방법은 대용량의 대형 기초에 대한 적정 지지력을 확인하는 방법으로써 다양한 기초구조물에 적용이 가능하다.

3. 고효율 복합기초 공법 개발

해상에 건설되는 초장대 교량의 경우 주경간이 증가함에 따라 하중이 커지게 되고 이에 따라 주탑의 기초는 대형화 되고 있다. 또한, 국내 장대교량이 계획된 서·남해 일부지역에서는 수심 50m이상, 해저 연약지반 심도 70m이상인 구간이 발생하고 있어 대수심에 적용가능한 경제적인 대형 해상기초 기술 개발의 필요성이 대두되고 있다. 또한, 연약지반 지역이나 빠른 유속에 대응할 수 있는 고효율 복합 기초 형식의 제안이 필요하게 되었고, 해외이 경우 강진지역이나 취약지반에 주탑기초가 건설되는 사례가 증가하여 이에 대한 기술적 대안마련이 시급한 상황이다. 따라서, 본 연구에서는 해상 대수심 경제적 복합기초 공법 개발을 위해 장대교량의 복합기초 설계 및 시공 절차 개발이 필요하며, '초장대교량 사업단 상세기획연구'를 통해 필요성이 제기된 강진지역에서의 내진보강형 고효율기초와 연약지반 및 취약지반에서의 새로운 복합기초 공법 개발을 수행하였다.

최근 10여년간 일본, 미국 등 선진국에서의 지진에 의한 교량구조물의 피해사례를 살펴보면 강진 발생시에는 내진설계가 이루어진 교량구조물이라 할지라도 지반진동에 의한 하중에 저항하지 못하고 파괴로 이어지는 사례를 보였다. 그러므로 강진발생시, 지진으로 인한 지반진동에 선제적으로 대응하여 지진에너지를 감소시킬 수 있는 새로운 개념의 방법이 요구되고 있으며 기초에 지진격리시스템을 적용하는 경우가 그 사례라 할 수 있다. 기존의 내진교량은 지진에 대응하기 위해 기초하부를 고정함으로써 지반진동에 의한 하중을 교량구조물의 내력으로 저항하는 방법이며 이에 반해 신 개념의 기초 지진격리시스템은 기초하부에 슬라이딩을 허용함으로써 교량 상부구조물에 전달되는 지진하중을 감소시킬 수 있다.

내진보강형 복합기초 공법 개발과제의 핵심내용인 복합기초 지진격리시스템 개발을 위해 그리스 리온-안티리온 교량의 기초공법의 적용사례를 조사하였다. 본 교량은 해저 단층 활동이 예상되는 지역을 대상으로 수행된 건설 프로젝트로서, 교량하부 케이슨기초와 원지반 사이에 기초사석을 조성하여 강진시, 케이슨기초의 슬라이

딩 거동을 유도함으로써 지진에너지의 저감을 유도하고 상부교량에 전달되는 지진하중을 감소시키는 기초공법이 적용되었다. 복합기초 지진격리시스템의 정의는 초장대교량 케이슨기초와 하부지반 사이에 지진격리층을 조성하여 지진시, 케이슨기초의 슬라이딩 거동을 유도하여 하부지반으로부터 상부로 전달되는 지반진동을 저감시키는 기술을 말한다.

본 연구에서는 기초사석 재료로서, 강자갈과 쇄석자갈의 공학적 성능을 대체할 수 있으며 재료비가 저렴한 지진격리 재료를 조사하였으며, 제강슬래그를 사용할 경우, 쇄석자갈에 비해 최대 30%까지 재료비가 절감되는 것으로 조사되었다. 제강슬래그의 지진격리시스템 구성재료로서 적용하기 위한 타당성 연구의 일환으로 쇄석자갈과 제강슬래그의 공학적 성능을 비교 검토하였다. 일축압축강도, 단위중량, 마모율, 재료의 내부마찰각, 콘크리트와 재료의 접촉면 마찰계수, 전단탄성계수 곡선 및 감쇠비 곡선을 비교한 결과, 쇄석자갈과 제강슬래그가 유사한 공학적 성능을 나타내는 것으로 파악되었다. 또한, 제강슬래그 재료를 대상으로 기초 물성시험, 전단강도 정수 파악을 위한 직접전단시험, 동적성능 파악을 위한 공진주시험 및 비틂전단시험이 수행되었다. 또한 콘크리트 블록과 제강슬래그 재료 간의 접촉면 거동 규명을 위한 직접전단시험이 수행하였다. 지진격리시스템의 수치해석 연구에서는 리온-안티리온 교량기초의 수치해석 연구 내용을 참조하여 동일 대상에 대한 수치모델의 구현 및 검증이 수행되었다. 또한 검증된 수치모델을 활용하여 지진격리 재료의 변화, 지진격리층 두께에 따른 지반진동 저감 정도를 파악해 보았다. 본 수치해석 연구를 통해 지진격리시스템의 설계에 대한 합리적이며 경제적인 접근을 수행하였으며, 지진격리시스템의 동적성능을 검증하여, 최종적으로 지진격리시스템의 설계매개변수의 결정하고, 설계매뉴얼을 개발하기 위하여 진동대시험을 함께 수행하였다.

실물의 1/50 및 1/30 스케일로 진행된 진동대시험에서는 모형 원지반을 강성지반으로 조성하고 지진격리층에 의한 sliding 모드를 유도하여 지진격리 효과를 검증하고자 하였다. 또한 입력 가속도는 0.5g에서 1.0g로 상향시켜 지진격리층에서 0.5g 이상의 응답가속도를 나타낼 수 있도록 유도하였다. 2D 시험과 3D 시험으로 수행된 본 시험 결과, 입력 진동 가속도와 상부 중량부 가속도를 비교해 보면, 제강슬래그를 사용한 지진격리시스템은 하부기초에서 상부구조물로 전달되는 지진력을 저감시키는 면진효과를 보였으며 가속도 기준으로 2D 시험의 경우 최소 약 50%

이상, 3D 시험의 경우 최소 약 40% 이상 저감되는 결과를 보였다. 이러한 결과는 기초-격리층-상부 구조물 상호작용의 결과이며 격리시스템의 가속도 저감효과를 나타내었다. 실험결과에 따르면 제강슬래그를 활용한 기초 지진격리시스템을 설치하는 경우 구조물 상부 중량부(Upper Mass)기준으로 평균 50% 정도 진동 저감효과가 있는 것으로 나타났다. 0.5g 이하의 중약진 수준의 진동이 예상되는 경우에서 rocking 모드가 아닌 sliding 모드를 유도하는 지진격리시스템을 사용하려면 마찰저항이 큰 고로슬래그에 추가하여 마찰저항(항복가속도)이 진동 가속도 수준보다 작은 재료를 사용하는 것이 필요하다.

모든 결과를 종합하였을 때, 진동대 시험을 통하여 지반가속도 0.5g 수준에 대응하여 개발된 기초 지진격리시스템이 지반 진동저감에 효과가 있다고 결론 내릴 수 있다. 또한 지진격리층의 구성 재료로서 사용된 제강슬러그가 쇄석자갈을 대체할 수 있는 성능과 동적특성을 가진다고 공학적 측면에서 판단할 수 있다, 제강슬래그는 쇄석자갈과 비교하였을 경우 가격이 저렴하며, 자연훼손을 막을 수 있다는 점에서 환경파괴의 문제점도 해결할 것으로 판단된다.

벽강관말뚝 기초 공법을 초장대교량 주탑 기초로 적용하기 위하여 기초의 대형화 및 내진 설계 등에 의해 요구되는 대규모 수평 저항력을 확보하고 대심도 연약지반 적용에 경제적으로 대응하기 위한 고내력 연결부를 개발하였다. 벽강관말뚝 연결부의 고내력화를 위해서는 연결부 강관과 연결부 내부에 충진되는 모르타르 사이의 부착강도 향상이 중요하다. 또한, 강관보다 강성이 작은 모르타르 자체의 강도 또한 일정 수준 이상 향상되어야 한다. 이에 따라 모르타르 자체의 강도를 기존의 일반적인 벽강관말뚝 기초에 사용하는 강도보다 일정 수준 이상 향상시켰고, 모르타르와 연결부 강관 사이의 부착강도 향상을 위해 새로운 형상의 연결부를 개발하였다. 개발된 고내력 연결부에 대하여, 전단강도 시험으로 전단 성능을 평가하였으며 산출 결과를 토대로 고내력 연결부를 적용한 벽강관말뚝 설계시 필요한 연결부의 전단강성과 전단강도 설계 정수를 도출하였다. 시험 결과, 본 연구과제에서 개발한 고내력 연결부는 기존의 P-P형 연결부에 비해 전단성능이 크게 향상된 것으로 나타났으며 Perfobond-Hole을 천공하고 이형철근까지 보강한 연결부가 Perfobond-Hole 천공으로만 보강한 연결부보다 더 전단강도와 전단강성이 향상되는 것으로 나타났다.

벽강관말뚝의 경제성 분석은 벽강관말뚝으로 기시공된 현장(Tokyo Bay Bridge)

과 현장타설말뚝으로 기시공된 현장(을숙도 대교)을 대상으로 현장타설말뚝 공법과 벽강관말뚝 공법을 적용하여 공사비 비교를 수행하였다. 경제성 비교 분석 결과 대심도 연약지반 조건에서는 벽강관말뚝 공법이 현장타설말뚝 공법에 대해 15% 내외의 경제성 확보가 가능한 것으로 나타났다. 그러나 벽강관말뚝의 국내 실용화를 위한 경제적 타당성 확보를 위해서는 지지층 심도, 수심, 하중, 연결부 강성 등의 요소를 고려한 상세 경제성 분석 연구가 필요하다.

초장대 케이블 교량중 경량의 1km 급 사장교의 주탑기초에의 적용성 검토를 위하여 세장비가 큰 2차로 500m 급의 국내 사장교(한돌대교)의 하중조건(수직하중 25,000tf)에 대하여 대심도 연약지반(퇴적층 지지조건)에서 시공하는 경우에 대한 벽강관말뚝 공법의 경제성 분석 결과, 현장타설말뚝 대비 10~20% 정도의 공사비 절감효과가 있는 것으로 확인하였다.

벽강관말뚝 공법의 경제성 영향인자에 대한 상세 검토시, 지지층은 대심도 연약지반상에서 기반암이 매우 깊어 퇴적층에 지지하는 조건으로 가정하였다.

지지층(모래자갈층) 발현심도에 따른 경제성 분석 결과, 대심도 연약지반에서 퇴적층을 지지층으로 하는 조건에서는 전반적으로 벽강관말뚝 공법이 현장타설말뚝 대비 경제적인 것으로 나타났으나, 지지층 발현 심도가 90m 내외로 매우 깊어지는 경우에는 강관 사용량의 증가로 인하여 오히려 비 경제적일수도 있는 것으로 검토되었다.

영향인자 중 수평하중 규모에 따른 분석 결과, 수평하중이 증가할수록 벽강관말뚝 기초와 현장타설말뚝 기초 모두 말뚝 본수가 증가함에 따라 공사비가 증가하나, 전반적으로 현장타설말뚝 대비 벽강관말뚝 공사비가 약 70~90% 정도로 벽강관말뚝이 보다 경제적으로 나타났으며, 수평하중 규모가 증가할수록 벽강관말뚝의 공사비 증가 속도를 상대적으로 작게 나타나 수평하중지지 성능이 우수한 것으로 나타났다.

일정한 수평하중 조건에서 벽강관말뚝의 강관 연결부의 전단강도가 증가함에 따라 강관의 크기(D1,200 및 D1,500)에 상관없이 적용되는 말뚝의 본수가 감소하는 것을 확인하였다. 시공비 산정결과, 일반적으로 사용되는 D165.2 연결관을 적용하는 경우에 대비하여 고내력을 사용하는 경우에는 D1,200의 경우 최대 5.7%, D1,500의 경우 최대 11.9%의 공사비 절감효과를 확인하였다. 따라서, 하중조건 및 강관의 제원 등에 따라 다소 차이가 있으나 수평 하중이 큰 주탑기초에 적용시 고내력 전

단 연결부를 적용하는 경우, 공사비 절감이 가능할 것으로 예상된다.

해상 대수심 경제적 복합기초 공법 개발을 위해 초장대교량 시설계의 하중조합 및 상부구조물의 하중을 참조하여 장대교량의 복합기초 설계 및 시공절차를 제안하였다. 이는 사업단 T/B 또는 추후 타 대수심 기초 설계 및 시공절차 수립에 적용할 수 있을 것으로 기대된다.

대형 해상기초의 재하시험 시 하중전이 측정 센서로서 사용가능한 경제적인 재사용 말뚝센서를 개발하였다. 일반적으로 하중전이해석을 하기 위해서는 말뚝에 스트레인게이지를 설치하여 하중전이해석을 실시한다. 본 연구에서 개발한 재사용 말뚝센서(RPS-Retrievable Pile Sensor)는 말뚝 시공 후 설치되어 시공에 따른 손상이 적어짐에 따라 안정성 및 신뢰성을 가지고 있다. 재사용 말뚝 센서는 기존의 센서와 달리 설치가 간단하고 소요시간이 적어 공기 단축에 도움이 된다. 이러한 하중전이 측정센서는 토목 및 건축분야의 말뚝재하시험을 통해 하중전이를 측정하여 보다 경제적인 설계하중 평가가 가능하다. 이와 함께 암반에 근입된 현장타설말뚝의 주면마찰력을 합리적으로 설계하기 위하여 기존의 굴착공 거칠기 측정방법의 위험성을 제거하고 현장에서 보다 간편하고 안전하게 굴착공 전체의 거칠기를 연속적으로 측정할 수 있는 SRPS(Sonar Roughness Profiling System)을 개발하였다.

SRPS의 초음파 센서는 최소 10KHz에서 최대 2MHz의 초음파를 발송하고 이 음파가 물체에 부딪쳐 되돌아올 때까지의 시간을 측정함으로써 굴착공의 벽면 거리를 측정이 가능하고, 파형이 레이저와 달리 직선이 아니라 방사형으로 퍼져 나감으로써 센서와 벽면사이의 부유물 및 굴착공 내에 유입된 해수 및 혼탁도 영향을 거의 받지 않아 국내의 다양한 현장조건에 적용이 가능하다. 센서는 최대 정밀도 1mm, 굴착공 벽면과의 최소 측정가능거리 15mm, 측정된 거리기준 오차 ±0.2%, 혼탁도 500NTU이상을 목표로 개발하였다. 이를 이용하여 수심 100mm 까지 적용할 수 있는 고정형 및 가변형 거칠기 측정 장치를 함께 개발하였다.

장비의 적용성 분석을 위하여 실내 모형 검증시험을 실시한 결과, 측정부의 정밀도가 1.0mm임을 확인하였고, 경사면과 곡면 측정 시 측정값들에 대한 산점도 및 히스토그램 분석을 통해 고정형 거칠기 측정장치의 기계오차 범위안에 있음을 알 수 있었다. 또한 염도, 온도 변화에도 측정값들은 영향을 받지 않음을 알 수 있었으며 현장에서 측정 시 가장 큰 변수로 작용하는 혼탁도 시험에서도 1000NTU까지

무리 없이 측정되었다.

가변형 거칠기 측정장치의 경우 기계, 제어, 메카트로닉스 등 다학제적 전문가 협의를 통하여 정확도를 높이고, 효율적이며, 경량의 장치를 개발하였다. 가변형 벽면 거칠기 측정 장치의 모형시험은 두 가지로 나누어 실시하였다. 첫째, 소나 센서의 유효측정거리를 확인하기 위해 센서와 측정 시편과의 거리를 각각 52, 114, 147, 176, 205, 234mm로 변화 시켜 A 시편을 이용해 유효측정거리 시험을 실시하였다. 두 번째, 실제 암반 소켓 벽면의 실제 거칠기 탁본을 입수하여 거칠기 실물 측정 시험 시편을 제작하고 모형 시편(B, C, D)을 이용해 4방향에서 동시에 측정 하여 가변 직경 및 혼탁도 영향 시험을 실시하였다.

천공이 완료된 굴착공 내에는 혼탁한 물과 현장에서 발생하는 각종 오수들이 뒤섞어 있으며 슬러지와 같은 부유물이 떠 있어 혼탁도가 적게는 300NTU에서 많게는 800NTU 정도이었다. 이러한 조건에서 가변형 벽면 거칠기 측정 장치가 암반 소켓의 벽면을 측정하기 때문에 혼탁도 500NTU와 1000NTU의 흙탕물에서 시험을 실시하였다.

시험 결과 시편 B, C, D, 실제 거칠기 측정 시편 모두 측정값이 유사하게 나타났으며 가변형 벽면 거칠기 측정 장치는 혼탁도에 영향을 받지 않는 것으로 판단되었다. 가변형 벽면 거칠기 측정 장치를 이용하여 실제 거칠기 측정 시편을 가변 직경의 영향 시험과 혼탁도에 대한 영향 시험을 실시하여 측정한 결과 전체적인 거칠기 프로파일은 유사함을 알 수 있었다. 또한, 가변형 벽면 거칠기 측정 장치의 최적 유효측정거리는 50~100mm로 설정하여야 할 것으로 판단되었으며, 가변 직경의 영향 시험에서 평면의 경우에는 측정값과 참값이 일치하였으나 경사면이나 곡면의 경우에는 바탕선에서 1~3mm 범위 내에 오차들이 생겼다. 이는 시편의 문제와 초음파 센서의 파형이 원형이기 때문으로 판단되었다.

이상과 같이 본 연구에서는 복합기초 기술과 관련하여 대수심 대심도 연약지반 조건과 세계 최고 수준의 강진으로 인한 지반가속도 0.5g 진동 및 지반 대변위에 대응이 가능한 지진격리 시스템과 고강도 벽강관말뚝에 대한 연구를 통하여 경제성이 우수한 고효율 복합기초 공법을 제시하였다. 또한, 대심도 대수심 조건에서의 대형기초 거칠기 측정장비를 개발함으로써 암반소켓 현장타설말뚝의 경제적 설계의 토대를 마련하였다. 이러한 대수심 대심도 연약지반 및 강진 발생 가능 조건에서의 고효율 복합기초 기술을 통해 교량 상부구조의 부재규모 및 보강물량을 절감

할 수 있으며, 중국, 인도네시아 등 강진지역에 지진격리 시스템을 수출함으로써 국내 교량기초분야 내진설계의 신규 사업영역을 개척할 수 있을 것으로 기대된다. 또한 일본을 중심으로 적용되었던 벽강관말뚝 기초공법의 설계 및 시공기술을 국산화하고 시공 및 제작이 용이한 고내력 전단 연결방식을 개발함으로써 연약지반 심도가 깊어 기초 말뚝을 암반에 지지하지 못하는 동남아시아 등과 같은 해외 시장 진출 시 경제적 기초공법의 한 대안으로써 적용이 가능할 것으로 예상된다. 정밀한 암반면 연속 거칠기 측정장비는 말뚝 지지력 설계의 정확도를 향상시키고 경제적 기초 설계 효과를 배가시킬 수 있을 것으로 기대된다.

제 4 장 목표달성도 및 관련분야에의 기대성과

제 1 절 연구목표 달성도

1. 연구목표에 따른 연차별 성과지표 달성도

(1) 1단계 성과지표 달성도('09.11.06~'12.03.25)

3핵심 총괄					
연구목표	성과지표	목표치	달성치	달성도 (%) (달성치/목표치)	비고
비용절감형 대형 해상기초 기술 개발	특허출원	9	13	144	
	Prototype 설계 성과물	4	4	100	
	국내외 언론매체 게재	2	3	150	초과달성
	해저지반조사 장비 세부 핵심모듈 제작	3	3	100	
	특허 등록	1	0	0	2012년 계획
	현장검증실험 건수	1	1	100	
	설계 관련 DB 구축	11	11	100	
	국내외 학술회의 발표	23	34	148	
	설계기술 개발	3	3	100	
	국내외 학술지 게재(SCI급)	1	2	200	
	프로그램 등록	1	0	0	2012년 계획
	재료 규격 표준화	1	1	100	위탁
	설계 가이드 개발	1	1	100	위탁
	시작품 제작	3	2	66	제작완료
	해당분야 석박사배출	7	3	43	2월졸업
	해당분야 취업	3	1	33	2월졸업
	설계지침(안) 작성	2	2	100	
	시공기술개발	1	1	100	
	국내외 전시회 참가	2	5	250	
	시공기술 DB 구축	2	2	100	
	자문회의 개최 건수	1	1	100	

(2) 2차년도 성과지표 달성도('09.11.06~'10.04.25)

3핵심 총괄					
연구목표	성과지표	목표치	달성치	달성도 (%) (달성치/목표치)	비고
비용절감형 대형 해상기초 기술 개발	특허출원	2	3	150	
	Prototype 설계 성과물	2	2	100	
	설계관련 DB 구축	5	5	100	
	국내외 학술회의 발표	1	1	100	
	시공기술 DB 구축	2	2	100	
	시제품 제작	1	1	100	

(3) 3차년도 성과지표 달성도('10.04.26~'11.03.25)

3핵심 총괄					
연구목표	성과지표	목표치	달성치	달성도 (%) (달성치/목표치)	비고
비용절감형 대형 해상기초 기술 개발	특허출원	5	6	120	초과달성
	국내외 언론매체 게재	0	1	100	초과달성
	Prototype 설계 성과물	1	1	100	
	해저지반조사 장비 세부 핵심모듈 제작	1	1	100	
	설계관련 DB 구축	2	2	100	
	국내외 학술회의 발표	9	14	167	초과달성
	설계지침(안) 작성	1	1	100	
	국내외 전시회 참가	0	1	100	추가달성
	KS 규격 개정안 제출	1	1	100	
	해당분야석/박사배출	2	1	50	

(4) 4차년도 성과지표 달성도('11.03.26~'12.03.25)

3핵심 총괄					
연구목표	성과지표	목표치	달성치	달성도 (%) (달성치/목표치)	비고
비용절감형 대형 해상기초 기술 개발	특허 출원	3	4	133	
	특허 등록	2	1	50	

	해저지반조사 장비 관련 모듈 및 장치제작	2	2	100	
	국내외 학술활동 건수	13	19	146	
	현장검증실험 건수	1	1	100	
	국내외 학술지 SCI급	1	2	200	초과달성
	설계기술 개발	3	3	100	
	신뢰성 분석 프로그램 등록	1	1	100	
	국내외 언론매체 게재	2	2	100	
	벽강관 우물통기초 설계 지침	1	1	100	
	벽강관 우물통기초 설계예제집	1	1	100	
	설계관련 DB 구축	4	4	100	
	시작품 제작	2	2	100	
	해당분야 석박사 배출	5	2	40	
	해당분야 취업	3	1	33	
	설계지침(안) 작성	1	1	100	
	시공기술개발	1	1	100	
	국내외 전시회 참가	2	4	200	
	자문회의 개최 건수	3	3	100	
	해상기초기술 관련 Prototype 성과품	1	1	100	

나. 2단계

1) 총괄

3핵심 총괄					
연구목표	성과지표	목표치	달성치	달성도 (%) (달성치/목표치)	비고
비용절감형 대형 해상기초 기술 개발	기술실시계약건수	0	1	100	추가달성
	현장적용에 따른 비용절감 건수	2	2	100	
	국내외 학술지 게재 논문건수(SCI급)	1	2	200	초과달성
	국내외 학술지 게재 논문건수(비SCI급)	6	8	133	초과달성
	특허 출원, 등록 건수	6	13	217	초과달성
	국내외 언론매체 게재	5	6	120	초과달성
	국내외 전시회 참가	2	2	100	
	국내외 학술회의 발표	20	29	145	초과달성
	프로그램 등록	3	3	100	
	현장검증 실험	4	5	125	초과달성
	설계지침(안)	2	2	100	
	자문회의 개최	4	5	125	초과달성
	설계관련 DB구축	6	6	100	
	시공기술 DB구축	1	1	100	
	시공기술개발	1	1	100	
	해상기초기술 관련 시작품	4	6	150	초과달성
	기술교육 활동	3	3	100	
	실계기술개발	2	5	250	초과달성
	해상기초기술 관련장치 및 운용매뉴얼 개발	1	3	300	초과달성
	해상기초기술 관련 모듈 및 장치개발	1	6	600	초과달성
	prototype 설계 성과물	0	1	100	추가달성
	핵심과제 T/B 적용건수	1	1	100	

2) 5차년도 (‘12.03.26～‘13.03.25)

3핵심 총괄					
연구목표	성과지표	목표치	달성치	달성도 (%) (달성치/목표치)	비고
비용절감형 대형 해상기초 기술 개발	국내외 학술지 게재 논문건수(SCI급)	0	1	100	추가달성
	국내외 학술지 게재 논문건수(비SCI급)	4	3	75	
	특허 출원, 등록 건수	5	8	160	초과달성
	국내외 언론매체 게재	2	4	200	초과달성
	국내외 전시회 참가	1	1	100	
	국내외 학술회의 발표	13	14	108	초과달성
	프로그램 등록	3	2	67	
	현장검증 실험	2	3	150	초과달성
	설계지침(안)	1	1	100	
	자문회의 개최	3	3	100	
	설계관련 DB구축	5	5	100	
	시공기술 DB구축	1	1	100	
	시공기술개발	1	1	100	
	해상기초기술 관련 시작품	3	4	100	
	기술교육 활동	2	2	100	
	해상기초기술 관련 모듈 및 장치개발	0	5	500	추가달성
	prototype 설계 성과물	0	1	100	추가달성

3) 6차년도 (‘13.03.26～‘14.03.25)

3핵심 총괄					
연구목표	성과지표	목표치	달성치	달성도 (%) (달성치/목표치)	비고
비용절감형 대형 해상기초 기술 개발	기술실시계약건수	0	1	100	추가달성
	현장적용에 따른 비용절감 건수	2	2	100	
	국내외 학술지 게재 논문건수(SCI급)	1	1	100	
	국내외 학술지 게재 논문건수(비SCI급)	2	5	250	초과달성
	특허 출원, 등록 건수	1	5	500	초과달성
	국내외 언론매체 게재	3	2	67	2012년 초과달성
	국내외 전시회 참가	1	1	100	
	국내외 학술회의 발표	7	15	214	초과달성
	프로그램 등록	0	1	100	추가달성
	현장검증 실험	2	2	100	
	설계지침(안)	1	1	100	
	자문회의 개최	1	2	200	초과달성
	설계관련 DB구축	1	1	100	
	해상기초기술 관련 시작품	1	2	200	초과달성
	기술교육 활동	1	1	100	
	실계기술개발	2	5	250	초과달성
	해상기초기술 관련장치 및 운용매뉴얼 개발	1	3	300	초과달성
	해상기초기술 관련 모듈 및 장치개발	1	1	100	
	핵심과제 T/B 적용건수	1	1	100	

다. 3단계

1) 총괄

3핵심 총괄					
연구목표	성과지표	목표치	달성치	달성도 (%) (달성치/목표치)	비고
비용절감형 대형 해상기초 기술 개발	기술실시계약건수	2	3(2)	150	초과달성
	현장적용에 따른 비용절감 건수	1	2	200	초과달성
	국내외 언론매체 게재	3	3	100	
	국내외 학술회의 발표	5	8	160	초과달성
	기술교육 활동	1	5	500	초과달성
	실계기술개발	4	5	125	초과달성
	핵심과제 T/B 적용건수	1	2	200	초과달성
	사업단 T/B 적용건수	3	4	133	초과달성

2) 7차년도 (‘14.03.26～‘15.03.25)

3핵심 총괄					
연구목표	성과지표	목표치	달성치	달성도 (%) (달성치/목표치)	비고
비용절감형 대형 해상기초 기술 개발	기술실시계약건수	2	3	150	초과달성
	국내외 언론매체 게재	2	2	100	
	국내외 학술회의 발표	2	5	250	초과달성
	기술교육 활동	1	2	200	초과달성
	실계기술개발	2	3	150	초과달성
	핵심과제 T/B 적용건수	1	2	200	초과달성
	사업단 T/B 적용건수	2	2	100	

3) 8차년도 ('15.03.26~'15.12.25)

3핵심 총괄					
연구목표	성과지표	목표치	달성치	달성도 (%) (달성치/목표치)	비고
비용절감형 대형 해상기초 기술 개발	기술실시계약건수	0	(2)	100	추가달성 2016년
	현장적용에 따른 비용절감 건수	1	2	200	초과달성
	국내외 언론매체 게재	1	1	100	
	국내외 학술회의 발표	3	3	100	
	기술교육 활동	0	3	100	추가달성
	실계기술개발	2	2	100	
	사업단 T/B 적용건수	1	2	200	초과달성

2. 연구목표에 따른 연차별 주요 산출물

(1) 1단계 주요 산출물('09.11.06～'12.03.25)

목 표	달 성 도 (%)	내 용
해저지반조사 장비 및 분석시스템 개발	100%	◦ 해저지반조사장비에 대한 개념설계 ◦ 해저지반조사 장비에 대한 기본설계 ◦ 해저지반조사 장비 핵심모듈 세부설계 ◦ 해저지반조사 장비 세부핵심모듈 제작 ◦ 대수심 해저지반조사 세부핵심모듈 제작 ◦ 암반코어링 및 토사 샘플링 모듈 제작 ◦ 무인자동화 장비 통합시스템 제작 ◦ 개발장비에 대한 현장검증실험
비용절감형 대형 해상기초 기술개발	100%	◦ 대형 기초 지지력 설계기술 개발 ◦ 대형 현장타설말뚝 신뢰수준 평가 ◦ 국내·외 기초침하량 및 크기효과 DB구축 ◦ 수치해석을 통한 크기효과 분석 ◦ 거칠기 측정장비 개발 ◦ 말뚝기초 침하량 해석법 개발 ◦ 고유압 복동식 비용절감형 현장 지지력 평가
고효율 복합기초 기술 개발	100%	◦ 국내·외 기초내진기술 DB구축 ◦ 복합기초지진격리시스템기반기술 개발 ◦ 복합기초지진격리시스템성능검증 ◦ 벽강관말뚝 기초공법 고내력 연결부 개발 ◦ 벽강관말뚝 기초공법 경제성 분석 ◦ 대수심 대형 복합기초 설계/시공절차 확립 ◦ 굴착공 거칠기 측정장치 개발

(2) 2차년도 주요 산출물('09.11.06～'10.04.25)

목 표	달성도 (%)	내 용
기존 해저지반조사 장비 분석	100%	◦ 대수심 해저 지반조사에 적합한 Boring 시스템 조사 ◦ 해저 착저형 무인 자동화 지반조사 장비 현황 조사
해저지반조사장비에 대한 개념설계	100%	◦ 무인 자동화 장비 제작 방안에 대한 개념설계 ◦ 세부핵심모듈 분석 및 팩키지 활용방안 세부전략 수립 ◦ 설계정수 분석시스템 개발방안 마련
해저지반조사 장비에 대한	100%	◦ Boring 장비 및 원위치 지반조사 장비를 포함한 해저지반조사 장비에 대한 기본설계 도안 작성

기본설계		◦ 해저지반조사용 자동 표준관입시험 장비 기본설계
해상기초 지지력 설계기준 분석 및 신뢰도기반 기준분석 및 데이터베이스 구축	100%	◦ 해상기초 지지력 설계기준 분석 ◦ 해상기초 지지력 설계자료 수집 및 DB 구축 ◦ 대형 해상기초 국내외 신뢰성 설계기준 분석 ◦ 대형 해상기초 양방향 재하실험자료 수집, DB 구축
국내·외 기초 침하량 및 크기효과 DB구축	100%	◦ 말뚝기초의 크기효과 기존문헌 및 계측사례 연구 ◦ 국내외 직접기초 침하량 측정 자료 수집 ◦ 말뚝기초의 침하계측 사례분석 ◦ 소규모 현장재하시험 준비
비용절감형 현장 지지력 평가 및 시공상태 확인기법	100%	◦ 지지력 평가 조사 보고서 ◦ 시공상태 확인방법 조사 보고서
해상기초 지지력 설계기준 분석 및 신뢰도기반 기준분석 및 데이터베이스 구축	100%	◦ 해상기초 지지력 설계기준 분석 ◦ 해상기초 지지력 설계자료 수집 및 DB 구축 ◦ 대형 해상기초 국내외 신뢰성 설계기준 분석 ◦ 대형 해상기초 양방향 재하실험자료 수집, DB 구축
국내·외 기초 침하량 및 크기효과 DB구축	100%	◦ 말뚝기초의 크기효과 기존문헌 및 계측사례 연구 ◦ 국내외 직접기초 침하량 측정 자료 수집 ◦ 말뚝기초의 침하계측 사례분석 ◦ 소규모 현장재하시험 준비
비용절감형 현장 지지력 평가 및 시공상태 확인기법	100%	◦ 지지력 평가 조사 보고서 ◦ 시공상태 확인방법 조사 보고서

(3) 3차년도 주요 산출물('10.04.26~'11.03.25)

목 표	달성도 (%)	내 용
해저지반조사 장비 핵심모듈 세부설계	100%	◦ Boring 공벽 보호용 케이싱 설치 모듈 세부설계 ◦ 무인 원격조정이 가능한 장비제어시스템 모듈 세부설계 ◦ 대수심용 유압시스템 모듈 세부설계 ◦ 심도 50m까지 연결 가능한 rod 자동공급 모듈 세부설계

		◦ 다양한 표층지반 착저식 frame 모듈 세부 설계 ◦ 무인 자동화 Drilling 장치 세부설계 ◦ 자동 표준관입시험장치 모듈 세부설계 ◦ 교란시료 채취 및 보관 시스템 모듈 세부설계
해저지반조사 장비 세부핵심모듈 제작	100%	◦ 수중 표준관입시험을 위한 자유낙하식 재하장치
대형 해상기초 지지력 예측기술 개발	100%	◦ 지지력 설계 및 앵커리지 설계 DB 구축 ◦ 현장시험을 통한 대형기초 지지거동 분석 ◦ 대형 해상기초 설계 불확실성 정량화 및 통계특성 분석 ◦ 신뢰성 분석 프로그램 개발을 위한 알고리즘 고안
국내·외 기초 침하량 및 크기효과 DB구축	100%	◦ 말뚝기초의 침하계측 사례분석 ◦ 현장재하시험을 통한 주면마찰거동의 크기효과 연구
	100%	◦ 수치해석을 이용한 주면, 선단 지지거동의 크기효과 분석
	100%	◦ 소규모 말뚝에 적용하기 위한 거칠기 측정 장비 개발 ◦ 거칠기 측정장비를 통한 실제 현장측정 실시
	100%	◦ 말뚝기초 침하량 해석 프로그램 알고리즘 개발 ◦ 중력식 기초 침하량 해석법 개발
지지력 평가 및 시공 상태확인기법	100%	◦ 대형해상 기초 지지력 평가 관련 국내외 학술활동 ◦ 시공 상태 확인방법 관련 국내외 학술활동
복합기초 지진격리시스템 기반기술 개발	100%	◦ 지진격리시스템 메커니즘 제시 ◦ 지진격리시스템 디자인 연구 ◦ 지진격리시스템 수치해석 연구(Ⅰ)
벽강관말뚝 기초공법 고내력 연결부 개발	100%	◦ 벽강관말뚝의 연결구조체 특허 출원 ◦ 벽강관말뚝 기초공법 해석 보고서(I) ◦ 벽강관말뚝 연결부 실내 전단강도 시험보고서
대수심 대형 복합기초 설계절차 확립	100%	◦ 대수심 복합기초 설계절차 ◦ 재사용 말뚝센서 시제품 제작 ◦ 굴착공벽 거칠기 측정장기 개발
대수심 대형 복합기초 시공기술 개발	100%	◦ 해상말뚝 시공장비 구성 ◦ 대수심 지중말뚝기초 시공기술 ◦ 대수심 지중말뚝과 수중기초의 연결기술

(4) 4차년도 주요 산출물('11.03.26~'12.03.25)

목 표	달성도 (%)	내 용
대수심 해저지반조사 세부핵심모듈 제작	100%	◦ 무인 원격조정이 가능한 장비제어시스템 모듈 제작 ◦ 대수심용 유압시스템(유압실린더, 유압모터 등) 제작 ◦ 수심 100m 조건에 대한 무인 자동화 Drilling 장치 제작 ◦ 자동 표준관입시험장치 모듈 제작 ◦ 표준관입시험시 교란시료 채취 및 보관 시스템 제작
무인자동화 장비 통합시스템 제작	100%	◦ 다양한 표층지반 착저식 frame 제작 ◦ 해저지반조사 무인 자동화 장비시스템 시작품 제작 ◦ 수중에서의 자동화 표준관입시험장치를 활용한 설계정수 분석시스템 개발(II)
개발장비에 대한 현장검증실험	100%	◦ 각 세부 모듈에 대한 현장검증실험 ◦ 해저지반조사 무인 자동화 장비 시스템 현장검증실험
대형 해상기초 지지력 예측기술 개발	100%	◦ 대형 해상기초 설계법의 적합도 분석 ◦ 앵커리지 설계 영향인자 분석 및 개선점 도출 ◦ 현장실험을 통한 대형기초 지지거동 예측기술 정립 ◦ 지지력 예측기법 프로그램 알고리즘 고안 ◦ 대형 해상기초 신뢰성 분석 프로그램 개발 ◦ 대형 해상기초 신뢰수준 분석
해상기초 침하량 예측기법 개발	100%	◦ 실규모 현장재하시험을 통한 크기효과 검증 및 정립 ◦ 말뚝 침하량 장기모니터링 시스템 구축
	100%	◦ 실규모 말뚝에 적용하기 위한 거칠기 측정 장비 개발 ◦ 거칠기 측정장비를 통한 실제 현장측정 실시 ◦ 현장 측정결과를 통한 직경에 따른 거칠기 높이 분석
	100%	◦ 말뚝기초의 침하량 해석 프로그램 main engine 개발 ◦ 중력식 기초 침하량 해석법 개발
지지력 평가 및 시공 상태 확인기법	100%	◦ 복동식 고유압 실린더 제작 ◦ 자동변위 측정장치 특허 출원 ◦ 경제적 Cross Hole Sonic Logging Test를 위한 Pipe 선정 연구
복합기초 지진격리시스템 성능검증	100%	◦ 지진격리시스템 수치해석 연구(Ⅱ) ◦ 지진격리재료에 대한 동적 실내시험 수행
벽강관말뚝	100%	◦ 벽강관말뚝 기초 공법 설계도 초안

기초공법 경제성 분석		◦ 벽강관말뚝 기초공법 단가 산출 보고서 초안
대수심 대형 복합기초 설계절차 확립	100%	◦ 대수심 대형복합기초 시설계 검토 ◦ 수중기초판 하중분담율에 관한 모형실험 ◦ 굴착공벽 거칠기 측정장치 시제품 제작
대수심 대형 복합기초 시공기술 개발	100%	◦ 대수심 지중말뚝기초 시공기술 ◦ 대수심 지중말뚝과 수중기초의 연결기술

(5) 2단계 주요 산출물('13.03.26~'14.03.25)

목 표	달 성 도 (%)	내 용
암반용 코어링 및 토사용 샘플링 시스템을 고려한 해저지반조사 장비 수정, 보완설계	100%	◦ 자동관입모듈은 암반을 코어링 할 수 있는 구조와 암반굴착시 요구되는 모터의 용량 등을 고려하여 구조적으로 안정된 구조로 재설계함 ◦ 로드공급모듈은 로드나 케이싱을 보관시 높이 조절 기능의 추가와 효율적인 움직임을 할 수 있는 구조로 변경.
암반용, 토사용 샘플러 보관모듈 설계 및 제작	100%	◦ 로드보관모듈은 SPT용 AW롯드와 스플릿스푼샘플러가 장착된 AW롯드 NX케이싱, BX케이싱과 암반 코어링용 샘플러, 토사용 샘플러 등 6종류의 로드 및 샘플러를 고려 ◦ 최대 장착 개수의 경우는 기존 72개에서 96개까지 장착할 수 있는 구조로의 재설계함
시료채취장치를 고려한 세부핵심모듈 수정 제작	100%	◦ 로드공급모듈, 관입모듈 등 세부핵심모듈을 시료채취장치의 요구조건을 고려하여 수정 제작 ◦ 수중 SPT 장치 수정 보완
다양한 표층지반 착저식 frame 제작	100%	◦ 3개의 레그를 이용하여 경사15도 까지 착저하여 수평을 유지하며 굴착 및 SPT항타 및 샘플링이 가능함 ◦ 연약지반의 경우 접시형 레그에서 석션파일로 교체를 하여 착저 가능함
무인 자동화 장비시스템에 대한 시작품 제작	100%	◦ 착저모듈, 외부 프레임을 제작 ◦ 전체 모듈에 대한 조립
각 세부 모듈에 대한 현장검증실험	90%	◦ 각모듈의 개별 성능시험과 동작테스트 방수테스트를 수행함 ◦ 장비의 전체적인 성능 테스트 수행 ◦ 해저지반조사 무인 자동화 장비 시스템 전체에 대

		한 해상현장 검증실험(2월 말~3월 중 계획)
세부 핵심 모듈 제작 및 해저지반조사 장비 시제품 제작	100%	◦ 암반용 코어링 및 토사용 샘플링 시스템을 고려한 세부핵심모듈 보완 제작(유압 및 전기, 제어 모듈 포함) ◦ 장비 수평유지시스템 개발 ◦ 운영실을 포함한 운영시스템 완성
개발 장비의 현장검증실험 및 실용화 전략 수립	100%	◦ 각 세부 모듈에 대한 현장검증실험 ◦ 현장검증실험을 통해 개발 장비에 대한 문제점 파악 및 해결방안 분석 ◦ 해저지반조사 장비 시스템에 대한 육상/해상 현장검증실험 ◦ 유지보수 방안 및 장비 운용 매뉴얼 작성 ◦ 개발된 해저지반조사 장비의 기술실시계약 준비
현장시험을 통한 대형 해상기초 지지력 설계변수 개선점 도출		◦ 울산대교 터널식 앵커리지 장기모니터링 계측시스템 구축, 계측 데이터수집 및 분석 중 ◦ 앵커리지 설계법 보완을 위한 설계변수(점착력, 내부마찰각, 인장 하중 등) 도출
신뢰성 평가 시스템 개발		◦ 다층지반, 다양한 지반변수 고려 가능한 정밀도를 향상시킨 기초의 신뢰성 평가 시스템 개발
앵커리지 설계지침 보완을 위한 설계변수 도출, 해석적 연구		◦ 터널식 앵커리지 설계 안전수준 분석 및 거동분석을 위한 3차원 수치해석 수행
초장대교량 대형 현장타설말뚝 저항계수 산정		◦ 초장대교량 기초에 적합한 목표신뢰도지수 결정(설계수명 200년, 목표신뢰도지수 3.0, 3.2) ◦ 대형 해상기초 설계 지지력 6가지에 대한 저항계수 산정
대형 현장타설말뚝 LRFD 설계도표 작성		◦ 다양한 목표신뢰도지수별 LRFD 저항계수 및 설계도표 개발
대형 해상기초 LRFD 설계 프로그램 개발		◦ 사용자 편의성이 증대되고 실무 적용성이 개선된 대형 기초의 LRFD 프로그램 개발 ◦ 지지력 예측을 위한 LRFD 설계 프로그램 보완 완료 - 다층지반 고려, 무리말뚝 해석, - 타입말뚝 및 현장타설말뚝에 대한 설계 공식 코드화 및 LRFD 개념에 근거한 저항계수 적용 및 설계 가능
대형 현장타설말뚝 LRFD	100%	◦ 대형 해상기초 지지력LRFD 설계 가이드 개발 ◦ 케이블교량설계지침에 대형 해상기초 LRFD 설계법 반영

설계가이드 초안 개발		◦ 케이블교량설계지침에 터널식 앵커리지 설계기술 개선 내용 반영
해상기초 침하량 예측 기법 개발	100%	◦ 실규모 말뚝에 적용하기 위한 거칠기 측정 장비 개발 ◦ 거칠기 측정장비를 통한 실제 현장측정 실시 ◦ 현장 측정결과를 통한 직경에 따른 거칠기 높이 분석 ◦ 원격 모니터링 데이터 분석 프로그램 개발 ◦ 50개 이상 말뚝의 해석이 가능한 침하량 해석 프로그램 개발 ◦ 침하량 장기 모니터링 실시 ◦ 모니터링 결과 분석을 통한 침하량 해석 프로그램 검증 ◦ 크기효과 검증을 위한 해상교량 현장 1/2 축소 말뚝 재하시험 ◦ 실시직경에 따른 말뚝 굴착면 거칠기 높이 분석
양방향 재하시험 장치의 상·하판 자동변위 측정장치 개발	100%	◦ 상판 자동변위 측정장치 개발 ◦ 하판 자동변위 측정장치 개발 ◦ 정밀도 보완 ◦ 양방향 재하시험용 자동변위 측정장치 특허 등록
고유압 복동식 실린더 현장 적용	95%	◦ 2,000tonf(1000tonfX2EA) 실린더 현장 적용 검증 ◦ 1,800tonf(1,500X1EA) 현장 시험 검증
고유압 복동식 실린더를 사용한 양방향 재하시험 장치 매뉴얼	100%	◦ 고유압 복동식 양방향 재하시험 장치 기준 정립
양방향 재하시험 장치의 상·하판 자동변위 측정장치 검증	100%	◦ 자체 성능 시험 1,2차 시행 ◦ 보완 후 3차 성능 시험 계획 ◦ 적용 현장 섭외 중
- 지진격리시스템 진동대시험(Ⅰ) - 지진격리시스템 동적성능 분석	100%	◦ 지진격리시스템 응답가속도 분석 ◦ 지진격리시스템 수평변위 분석 ◦ 지진격리시스템 진동저감 효과 확인 ◦ 진동대 수치모델 제시 ◦ 진동대 수치해석 및 동적거동 분석
- 지진격리시스템 진동대시험(Ⅱ) - 지진격리 설계매개변수 분석	100%	◦ 지반가속도 최대 1g 입력에 따른 강성지반의 진동저감 효과 확인 ◦ 모형 구조물 응답가속도 약 40% 이상 저감 ◦ 수치모델 검증 및 매개변수 분석 ◦ 지진격리시스템 설계 매뉴얼 제시

- 설계 매뉴얼 개발		
- 벽강관말뚝 기초공법 경제성 분석 - 벽강관말뚝 기초공법 시공기술 정립	100%	◦ 영향 인자별 벽강관말뚝 기초공법 경제성 분석(구조설계 및 공사비산정) ◦ 벽강관말뚝 기초공법의 시공순서, 시공방법, 시공관리 방법 정립 alc 시공가이드 작성
고정형 거칠기 측정장치 개발 및 검증	100%	◦ 고정형 거칠기 측정장치 시작품 제작 및 검증시험 ◦ 국내외 학술 활동 ◦ 특허 출원
고정형 거칠기 측정장치 개발 및 검증	100%	◦ 고정형 거칠기 측정장치 시작품 제작 및 검증시험 ◦ 국내외 학술 활동 ◦ 국내외 학술지 게재 ◦ 특허 등록

(6) 3단계 주요 산출물('14.03.26~'15.12.25)

목 표	달성도 (%)	내 용
대형 해상기초 지지력 예측 기술 가이드 개발	100%	◦ 대형 해상기초 LRFD 설계 가이드 및 터널식 앵커리지 설계 가이드 보완 ◦ 실사례 분석 및 설계 실무 편의성을 고려한 설계가이드 보완 ◦ 지지력 예측기술 관련 기술 교육
대형 해상기초 지지력 예측기술 사업단 TB 지원	100%	◦ 대형 해상기초 지지력 설계 사업단 T/B 지원 ◦ 케이블교량설계기준에 대형 해상기초 LRFD 및 터널식 앵커리지 내용 추가 및 보완 - 지반정수의 결정방법 제시 - 기초구조물의 여용성, 시공조건에 따른 저항계수 수정방안 제시 - 기초 재료저항계수, 부재저항계수, 기초저항수정계수 반영 - 터널식 앵커리지 활동저항력 산정과 관련한 마찰 및 점착저항 발현 범위, 터널 굴착에 따른 손상암반 강도정수 재평가 등에 관한 내용 반영
해상기초 침하량 예측 기법 개발	100%	◦ 침하량 해석법의 핵심 T/B 적용 ◦ 자체 T/B 결과를 반영한 침하량 해석 프로그램 업그레이드 및 최적화 ◦ 크기효과 검증을 위한 해상교량 현장 실규모 말뚝 재하시험 실시 ◦ 크기효과 연구 결과를 이용한 축소말뚝재하시험법의 설계 기준 반영

		◦ 모니터링을 통한 중력식기초 침하산정법 검증 ◦ 크기효과를 고려한 침하량 및 지지력 관련 설계 매뉴얼 작성 ◦ 침하량 해석법 관련 설계 매뉴얼 작성 ◦ 침하량 해석 프로그램 업그레이드 완료
통합형 T/B기술지원	100%	◦ 통합형 T/B기술지원

3. 연차별 연구비 집행 내역

(1) 1단계 비목별 총괄('09.11.06~'12.03.25)

(단위 : 천원)

3핵심 총괄							
구분 / 비목	당초계획		사용금액		잔액		증감사유
	현금	현물	현금	현물	현금	현물	
인건비 소계	1,159,291	2,344,611	1,064,818	2,230,900	94,473	113,711	
- 내부인건비	543,840	2,344,611	490,248	2,230,900	53,592	113,711	
- 외부인건비	615,451	0	574,570	0	40,881	0	
직접비 소계	5,889,000	2,499,101	5,184,888	2,398,701	704,109	100,400	
- 연구장비·재료비	3,949,625	2,499,101	3,591,174	2,398,701	358,451	100,400	
- 연구활동비	1,673,911	0	1,365,367	0	308,539	0	
- 연구수당	265,464	0	228,344	0	37,120	0	
위탁연구개발비	351,000	0	351,000	0	0	0	
간접비 소계	514,849	0	458,272	0	56,577	0	
- 간접비	514,849	0	458,272	0	56,577	0	
합 계	7,914,140	4,843,712	7,058,978	4,754,701	852,621	214,111	

(2) 2차년도 비목별 총괄('09.11.06~'10.04.25)

(단위 : 천원)

3핵심 총괄							
구분 / 비목	당초계획		사용금액		잔액		증감사유
	현금	현물	현금	현물	현금	현물	
인건비 소계	242,344	346,458	248,795	346,458	-6,451	0	
- 내부인건비	133,429	346,458	133,429	346,458	0	0	
- 외부인건비	108,915	0	115,366	0	-6,451	0	
직접비 소계	838,173	412,322	819,943	412,322	18,229	0	
- 연구장비·재료비	325,109	412,322	398,924	412,322	-73,815	0	
- 연구활동비	461,594	0	369,548	0	92,044	0	
- 연구수당	51,470	0	51,470	0	0	0	
위탁연구개발비	58,300	0	58,300	0	0	0	
간접비 소계	96,103	0	96,039	0	64	0	
- 간접비	96,103	0	96,039	0	64	0	
합 계	1,234,920	758,780	1,223,077	758,780	9,304	0	

(3) 3차년도 비목별 총괄('10.04.26~'11.03.25)

(단위 : 천원)

3핵심 총괄							
구분 / 비목	당초계획		사용금액		잔액		증감사유
	현금	현물	현금	현물	현금	현물	
인건비 소계	455,053	955,246	449,614	955,246	5,439	0	
- 내부인건비	201,143	955,246	201,143	955,246	0	0	
- 외부인건비	253,910	0	248,471	0	5,439	0	
직접비 소계	2,207,170	1,025,024	2,225,189	1,025,024	-18,020	0	
- 연구장비·재료비	1,502,047	1,025,024	1,597,920	1,025,024	-95,873	0	
- 연구활동비	616,693	0	538,837	0	77,853	0	
- 연구수당	88,430	0	88,430	0	0	0	
위탁연구개발비	144,700	0	144,700	0	0	0	
간접비 소계	156,407	0	132,839	0	23,568	0	
- 간접비	156,407	0	132,839	0	23,568	0	
합 계	2,963,330	1,980,270	2,952,342	1,980,270	10,987	0	

(4) 4차년도 비목별 총괄('11.03.26~'12.03.25)

(단위 : 천원)

3핵심 총괄							
구분 / 비목	당초계획		사용금액		잔액		증감사유
	현금	현물	현금	현물	현금	현물	
인건비 소계	461,894	1,042,907	366,409	929,196	95,485	113,711	
- 내부인건비	209,268	1,042,907	155,676	929,196	53,592	113,711	
- 외부인건비	252,626	0	210,733	0	41,893	0	
직접비 소계	2,843,657	1,061,755	2,139,756	961,355	703,901	100,400	
- 연구장비·재료비	2,122,469	1,061,755	1,594,330	961,355	528,139	100,400	
- 연구활동비	595,624	0	456,982	0	138,642	0	
- 연구수당	125,564	0	88,444	0	37,120	0	
위탁연구개발비	148,000	0	148,000	0	0	0	
간접비 소계	262,339	0	229,394	0	32,945	0	
- 간접비	262,339	0	229,394	0	32,945	0	
합 계	3,715,890	2,104,662	2,883,559	2,015,651	832,331	214,111	

(5) 5차년도 비목별 총괄('12.03.26~'13.03.25)

(단위 : 천원)

3핵심 총괄							
구분 / 비목	당초계획		사용금액		잔액		증감사유
	현금	현물	현금	현물	현금	현물	
인건비 소계	577,608	0	597,098	0	-19,490	0	
- 미지급용	119,054	0	119,054	0	0	0	
- 지급용	519,788	0	539,278	0	-19,490	0	
- 학생인건비	67,480	0	67,480	0	0	0	
직접비 소계	1,209,742	377,260	1,206,144	377,260	6,598	0	
- 연구장비·재료비	660,300	377,260	687,398	377,260	-27,098	0	
- 연구활동비	280,464	0	247,831	0	32,632	0	
- 연구과제추진비	18,318	0	18,314	0	4	0	
- 연구수당	70,280	0	64,980	0	5,300	0	
위탁연구개발비	0	0	0	0	0	0	
간접비 소계	112,390	0	103,005	0	9,385	0	
- 간접비	112,390	0	103,005	0	9,385	0	
합 계	2,153,320	377,260	2,152,587	3,77,260	733	0	

(6) 6차년도 비목별 총괄('13.03.26~'14.03.25)

(단위 : 천원)

3핵심 총괄							
구분 / 비목	당초계획		사용금액		잔액		증감사유
	현금	현물	현금	현물	현금	현물	
인건비 소계	617,338	0	467,426	0	149,915	0	
- 미지급용	82,313	0	63,834	0	18,479	0	
- 지급용	600,468	0	454,769	0	145,699	0	
- 학생인건비	65,470	0	49,104	0	13,366	0	
직접비 소계	1,254,494	0	1,046,840	0	207,654	0	
- 연구장비·재료비	550,390	331,700	521,329	295,000	29,061	39,700	
- 연구활동비	235,250	0	165,369	0	69,881	0	
- 연구과제추진비	70,670	0	42,442	0	28,228	0	
- 연구수당	66,484	0	22,700	0	43,784	0	
위탁연구개발비	0	0	0	0	0	0	
간접비 소계	128,538	0	93,811	0	34,727	0	
- 간접비	128,538	0	93,811	0	34,727	0	
합 계	2,048,970	331,700	1,644,525	295,000	404,445	39,700	

(7) 7차년도 비목별 총괄('14.03.26~'15.03.25)

(단위 : 천원)

3핵심 총괄							
구분 / 비목	당초계획		사용금액		잔액		증감사유
	현금	현물	현금	현물	현금	현물	
인건비 소계	265,176	0	191,674	0	73,502	0	
- 미지급용	4,320	0	4,320	0	0	0	
- 지급용	245,256	0	176,734	0	68,522	0	
- 학생인건비	19,920	0	14,940	0	4,980	0	
직접비 소계	283,164	98,700	207,592	98,700	75,572	0	
- 연구장비·재료비	83,760	98,700	73,091	98,700	10,669	0	
- 연구활동비	53,537	0	22,507	0	31,030	0	
- 연구과제추진비	30,186	0	13,294	0	16,892	0	
- 연구수당	16,981	0	0	0	16,981	0	
위탁연구개발비	0	0	0	0	0	0	
간접비 소계	42,900	0	33,899	0	9,001	0	
- 간접비	42,900	0	33,899	0	9,001	0	
합 계	591,240	98,700	433,165	98,700	158,075	0	

(8) 8차년도 비목별 총괄('15.03.26~'15.12.25)

(단위 : 천원)

3핵심 총괄							
구분 / 비목	당초계획		사용금액		잔액		증감사유
	현금	현물	현금	현물	현금	현물	
인건비 소계	159,920	0	159,123	0	797	0	
- 미지급용	0	0	0	0	0	0	
- 지급용	159,920	0	159,123	0	797	0	
- 학생인건비	0	0	0	0	0	0	
직접비 소계	151,540	55,420	140,013	55,420	11,527	0	
- 연구장비·재료비	42,000	55,420	56,785	55,420	-14,785	0	
- 연구활동비	30,102	0	20,779	0	9,323	0	
- 연구과제추진비	13,820	0	7,029	0	6,791	0	
- 연구수당	10,198	0	0	0	10,198	0	
위탁연구개발비	0	0	0	0		0	
간접비 소계	20,940	0	20,940	0	0	0	
- 간접비	20,940	0	20,940	0	0	0	
합 계	332,400	55,420	320,076	55,420	12,324	0	

제 2 절 기대성과 및 파급효과

1. 기술적 측면

◦ 해저지반조사 장비는 활용 목적에 따라 탈·부착이 가능하도록 세부핵심모듈을 패키지 형태로 개발함으로써 운용의 효율화를 기대할 수 있을 것으로 판단됨.

◦ 자동로드관입시스템을 포함한 다양한 제어시스템은 지반조사 장비 이외에도 수중 기계화 장비에도 적용 가능하며, 착저 방식의 지반조사 장비의 활용으로 인해 높은 조류나 고파랑 등 외부의 열악한 환경에 대해서도 활용 가능할 것으로 기대됨.

◦ 대수심 대심도 조건에 대한 자동화 표준관입시험장치 적용으로 인해 초장대 교량을 포함한 다양한 항만 및 해양구조물 설계에 직·간접적으로 활용 할 수 있을 것으로 기대할 수 있으며, 다국적 기업에 국한되어 있는 대수심 조건에 대한 지반조사장비의 의존성을 탈피하고 국내 독자적인 기술을 확보할 수 있음.

◦ 해상기초 지지력 예측을 위한 해석 및 실험적 연구를 통해 기존의 경험적 기법을 이용한 설계방법을 합리적으로 개선하여 국내 해상기초 설계분야의 기술수준을 선진국 대비 90% 이상으로 제고하고, 해상기초 뿐만 아니라 암반에 소켓된 다양한 기초구조물 설계에 대한 합리적인 기술기준을 제공하여 국내 기초기술 분야의 발전에 기여할 수 있으며, 전통적인 경험적 기법을 이용한 기존의 설계방법을 개선하고 최신의 선진기술을 도입, 응용함으로써 대형 해상기초 기술분야의 발전에 기여할 수 있을 것으로 판단됨.

◦ 해상 기초의 침하량 예측 기술 개발을 통하여 선진국과 동등 또는 그 이상의 기술수준을 확보하고 대형 기초 구조물의 효율적인 설계기술을 소유할 수 있으며, 이 기술은 대형 해상 교량뿐만 아니라 각종 기초 구조물의 설계 등에도 활용될 수 있을 것으로 판단됨.

◦ 말뚝 직경에 따른 크기효과 연구를 통하여 국내의 설계지침 또는 기준에 시험말뚝의 직경을 감소시켜 적용할 수 있는 규정을 반영함으로써 축소말뚝 재하시험을 수행할 수 있을 것으로 판단됨

◦ 복동식 고유압(2000ton) 실린더의 개발은 기존의 단동식 실린더 재하 시스템의

결점인 단계 재하의 불가능함을 보완하여 개발하였기 때문에 단계적이고 반복적인 시험이 가능하고, 동일직경의 말뚝에서는 저유압의 실린더로서 지지능력 평가가 곤란한 대용량의 말뚝지지력 평가가 가능함.

◦ 종래의 텔테일을 사용한 수동적 방법이 아닌 양방향 재하장치의 상·하판 자동변위 측정 장치를 사용하였기 때문에 제한된 공간이나 말뚝길이, 예상 변위량보다 더 큰 변위에 대해 자동 변위측정이 가능하므로 대수심 해상의 경우나 대심도의 말뚝인 경우에도 정밀한 변위 측정이 가능한 획기적인 방법이라 판단됨.

◦ 경제적 Cross Hole Sonic Logging Test를 위한 ABS관을 사용한 건전도 시험은 가벼운 무게와 돌기부로 인하여 말뚝 내에서 결속력을 높일 수 있고 말뚝 내에 작용하는 구속응력을 충분히 견디는 인장강도를 발휘해 충분히 사용성이 있다고 판단됨.

◦ 현장시험을 통하여 ABS관의 적용성 검증이 된다면 대심도 대수심에 시공되는 현장타설말뚝의 건전도 시험을 정확하고 경제적으로 수행할 수 있을 것으로 판단됨.

◦ 고효율 복합기초 기술 개발을 통하여 연약지반 및 대수심 지역에서 경제적인 대형 해상기초 공법에 대한 기술을 확보할 수 있을 것으로 판단됨.

◦ 국내에서는 최초로 케이슨기초와 하부지반 사이에 지진격리시스템을 적용함으로써 해상 교량 하부기초에서부터 지진에 대응가능한 혁신적인 복합기초 시스템의 원천기술을 확보할 수 있을 것으로 판단되며, 개발된 지진격리시스템은 중·소규모 교량 하부기초에도 적용할 수 있는 이점이 있음.

◦ 이로부터 국내의 내진설계 수준을 한 단계 상승시킬 수 있으며, 해외 주요 사업에 혁신적으로 적용할 수 있을 것으로 판단됨.

◦ 벽강관말뚝 기초공법 시공기술 개발을 통하여 대심도 연약지반 지역에서의 고효율, 경제적 복합기초공법에 대한 기술을 확보할 수 있음.

◦ 벽강관말뚝 기초공법의 경우 RIST와의 협동연구를 통해 적용 강재를 인장강도 490MPa급 일반강재에서 인장강도 590MPa급 내해수강으로 대체함에 따라 자재비 절감이 가능하고 내구연한 증가가 가능할 것으로 판단됨.

2. 사회·경제적 측면

◦ 국내 초장대 교량 건설에 대한 기술적인 우위를 바탕으로 지리적 한계로 사회적 문화적으로 단절되어있던 도서지역과 육지의 연결, 도서지역과 도서지역의 연결을 통한 지역 균형발전의 견인차 역할을 기대할 수 있음.

◦ 대수심 조건에 대한 해양구조물 설계 및 시공 시 해외 장비 및 기술에 대해 전적인 의존을 탈피함으로써 막대한 외화 낭비를 방지할 수 있으며, 동남아 시장을 비롯한 해외 현장을 대상으로 개발 장비를 이용한 기술 수출을 통해 외화 획득에 기여할 수 있을 것으로 판단됨.

◦ 이와 같은 근거로, 현재 전 세계 해양조사 분야 선두기업인 Fugro의 해양조사 관련 매출액의 1%만 차지하더라도 매년 200억원 이상의 경제적 파급효과가 있을 것으로 추정됨.

◦ 본 연구를 통하여, 해저지반에 대한 정밀한 조사를 통해 효율적이면서 경제적인 해양 구조물 시공 기반을 마련할 수 있으며, 초장대 교량의 경제적 시공에 기여할 수 있을 것으로 판단됨.

◦ 해저지반조사 장비 및 분석시스템 개발에 따른 사회·경제적 측면의 기대효과를 그림 4.1에 나타내었음.



<그림 4.1> 해저지반조사장비의 개발에 따른 기대효과

◦ 대형 해상기초의 지지력 예측 및 평가기술 개발을 통하여, 국내 건설업체가 상대적으로 취약한 대형 해상기초 설계의 선진화를 통해 외국 기술 도입에 따른 경제적 손실을 방지하고 해외로의 기술이전과 지적재산권 수출을 통한 이윤창출이 가능할 것으로 판단됨.

◦ 해상기초와 관련된 시장을 보수적으로 장대교량 시장의 20%로 보았을 때 그 규모는 약 1조 4천억이며, 본 연구결과를 통해 발생되는 비용절감 효과를 20%로 추정할 때 연간 약 3천억원의 국가 예산을 절감할 수 있을 것으로 판단됨.

◦ 국제표준화 규격에 부합하는 해상기초의 LRFD 설계법 구축은 신뢰도에 기반한 설계를 통해 다양하고 가변적인 해상기초 설계환경에 대응하는 최적 설계를 가능케 함으로써 획일적인 과다설계를 방지하여 건설비용의 절감 및 교량의 장수명화를 통한 경제성을 확보할 수 있음.

◦ 새로운 설계기법이 적용될 경우 풍화암층의 전단저항력 이용, 암반의 경도별 최적깊이 설계 등 깊은 기초의 경제성에 기여할 수 있을 것으로 판단되고 이와 같은 연구결과는 현재까지 해외기술에 의존해왔던 해상교량 기초분야에서의 국

산화 및 고효율·고성능화로 이어져, 수입대체효과 및 건설비용 절감효과를 기대할 수 있음.

◦ 해상기초의 경우 기초의 침하량이 기초 구조물 설계의 중요한 요소임에도 불구하고 현재 이를 정확하게 예측할 수 있는 기술이 미비하여 과대 설계가 될 수 밖에 없다. 본 과제의 최종성과물인 기초 침하량 해석프로그램을 통하여 침하량을 정확하게 예측할 수 있다면, 최적설계를 통해 과대설계에 따른 추가 비용을 절감할 수 있을 것으로 판단됨.

◦ 기초 침하량 해석 프로그램을 통한 기초의 최적설계를 통해 기초 시공비용을 약 17% 줄일 수 있을 것으로 기대 됨(OOO대교 건설공사 현장의 재하시험을 이용한 최적설계 반영결과 말뚝 공사비의 17%를 절감한 사례가 있음).

◦ 크기효과의 축소모형 시험을 통하여 실규모 말뚝재하시험을 축소모형 말뚝 재하시험으로 대체할 경우 시험비의 절감이 가능할 것으로 기대됨(울산대교 PY1의 D 3.0m 말뚝을 설계기준에 반영된 직경 1/2인 D1.5m 축소 말뚝 재하시험을 적용하였을 경우 시험비의 약 46%가 절감 가능한 것으로 계산되었음)

◦ 따라서, 해상교량공사의 경우 하부 기초 공사비가 전체 공사비의 약 40%를 차지하기 때문에, 본 과제를 통해 전체 해상교량 시공비의 약 5% 절감을 기대할 수 있음.

◦ 양방향 재하시험 장치의 경우 단동식 실린더 및 저유압의 Osterberg-Cell에 비하여 작은 직경에 높은 정격용량이 발휘되는 복동식 고유압(2000ton) 실린더를 사용하게 되면 동일한 설계하중에서 실린더의 사용 수량이 절감되므로 경제적인 시험이 가능하고 또한 양방향 재하장치의 상▪하판 자동변위 측정 장치는 회수 형이므로 기존의 장비 구축에 비하여 전체 금액이 절감되고 시험 준비가 간편하기 때문에 공기 단축이 가능함.

◦ Cross Hole Sonic Logging Test를 위한 ABS관은 기존 건전도 시험 시 사용되는 관에 비하여 낮은 자재비에 용접이 필요 없어 비용이 절감 될 뿐만 아니라 설치가 간편하여 공기 단축도 가능함.

◦ 지진격리시스템 기술의 적용은 교량 상부구조의 부재 규모 및 보강물량을 절감할 수 있을 것으로 판단되며, 국내에서의 원천적인 기술확보를 통해서 지진격리시스템의 수입대체 효과를 기대할 수 있고, 중국이나 베트남 등의 개발도상 국가에 기술을 수출함으로서 국내 교량기초분야 내진설계의 신규 사업영역을 개

척할 수 있을 것으로 기대하고 있음.

◦ 대수심·연약지반 등 취약한 지반조건에서 경제성이 우수한 벽강관말뚝 공법을 국내 교량기초 공법으로 적용하여 비용절감 효과를 얻을 수 있을 것으로 예상되며, 이를 토대로 해외 교량사업 수주역량 강화를 기대할 수 있음.

3. 전략적 측면

가. 전문 인력 양성을 위한 인프라 구축

◦ 기술강습회, 기술자 교류/해외연수 프로그램 및 Career Map에 따른 체계적인 전문가 교육을 통하여 국내최고 수준의 전문가 양성

◦ 인적 인프라뿐만 아니라 전방위 시스템인프라 구축을 위한 지속적 기술교육 지원센터 구축

◦ 고효율 가설장비의 국산화 및 가설기술 자립을 달성함으로써 건설분야의 전문인력뿐만 아니라 건설기계 및 장치산업 분야의 전문 인력을 양성함

◦ 케이블 형상관리 기술 개발을 통해서 케이블 가설에 대한 실무적인 경험뿐만 아니라 케이블의 형상관리에 대한 전문 지식 등을 갖춘 전문 인력 양성

◦ 해상 장대교량 기초 기술 개발을 통하여, 해저지반조사, 말뚝기초 설계 및 시공에 관한 기술강습회, 기술자교류 및 해외연수 프로그램 등에 따른 체계적인 전문가 교육을 통하여 국내최고 수준의 전문가 양성



<그림 4.2> 제3핵심과제 인프라 구축 방안

나. 산업구조 개선

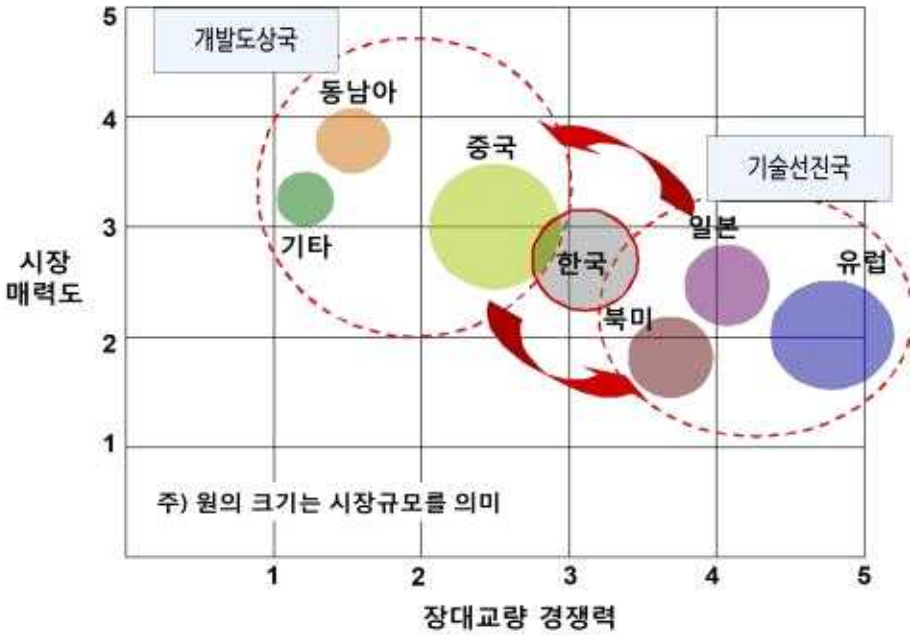
◦ 국제 인적 네트워크를 활용한 발주 정보 획득, 진입장벽 해소, 아웃소싱 등 보유역량을 극대화한 전략적 국제 컨소시엄 구성 및 참여로 세계시장 진출
◦ 국제시장 진입을 통하여 기존의 내수시장 위주의 산업구조를 개선함.
◦ 본 연구는 전통적인 건설산업 뿐만 아니라 건설기계 및 장치 산업과도 밀접한 관계를 가지므로 산업간 인적 및 기술 교류가 핵심과제 내에서 활발히 이루어 질 수 있는 환경을 제공할 수 있을 것으로 기대되며, 이를 통한 산업간 동반 성장을 이룰 수 있는 기회가 됨.
◦ 개발된 고효율 케이블 가설장비 및 공법은 돔 구조물과 같이 케이블을 이용한 건축물, 초고층 빌딩, 해상 구조물에도 활용 가능하여 미래산업에 대한 원천기술로서의 역할이 기대됨.

다. 국가 이미지 제고

◦ 단계적 전방위 홍보전략을 통하여 개발기술의 국제적 인지도 및 신뢰도 향상

◦ 국제적 수준의 연구성과물을 도출하여 국제 컨퍼런스, 세미나 또는 연구기관간 기술교류 등 다양한 연구성과 발표활동을 통해 국가 위상 향상에 기여할 수 있을 것으로 기대됨.

◦ 국제건설시장에서 단순 시공 국가의 이미지로부터 초장대 교량 건설에 관한 건설 관리 능력 및 기술을 보유한 기술주도국 국가로서의 국가이미지 향상이 기대됨.



<그림 4.3> 해외시장 저변 확대를 위한 기술 가교 역할 모델

제 5 장 연구개발결과의 활용계획

제 1 절 연구결과의 활용방안

1. 활용방안 종합

3-3 세부과제의 연구내용은 해저지반조사 장비 및 분석시스템 개발, 대형 해상기초 지지력 예측 및 평가기술 개발, 고효율 복합기초 기술 개발로 구성되어 있다.

세부 연구과제의 모든 성과물은 Test Bed 등을 통해서 현장에 적용하는 것을 원칙으로 하며, 독립된 단일제품으로 생산이 가능한 성과물은 제품화하여 사업화를 추진할 수 있도록 활용하는 것을 원칙으로 하였다. 또한 실용화·제품화 기술활용을 위한 절차는 특허 출원 및 등록, 시제품 개발, 시험적용, 기술이전, 상용제품 생산 등을 고려하였으며, 세계적인 선도기술 위치에 있는 성과기술은 신산업 및 신시장 창출 등을 고려한 시장 친화적 기술로 개발 유도하고자 한다.

가. 해저지반조사 장비 및 분석시스템 개발

초장대 교량사업을 위한 목적으로 Test Bed를 구축할 때, 입지 조사 및 구조물 세부 설계 단계에서 대수심 조건에 대한 지반조사 비용이 크게 소요될 것으로 예상된다(해외 기술 의존시). 그러나, 본 사업을 통해 해저지반조사 장비가 개발될 경우, 세부핵심모듈을 비롯한 해저지반조사 장비 시작품을 활용하여 본 연구과제를 비롯한 타 핵심과제의 Test Bed 구축에 직·간접적으로 활용 가능할 것으로 판단된다(활용 예산 및 시기 등 세부 항목에 대한 협의 필요).

나. 대형 해상기초 지지력 예측 및 평가기술 개발

대형 해상 주탑기초의 정확하고 합리적인 지지력 예측기법 개발과 신뢰도 기반

LRFD 설계기술 개발, LRFD 설계자동화 프로그램 개발, 터널식 앵커리지 설계기술 개선, 대형 해상기초의 크기효과 규명, 대형 기초의 침하량 예측기법 개발 및 비용절감형 고유압 복동식 말뚝재하시험 기술 개발로 이루어진 본 세세부 과제는 향후 글로벌 경제시대의 국제건설 환경에서 국제 표준화 규격에 부합하는 합리적이고 선진화된 기초구조물의 신뢰성 해석 및 한계상태설계 기술을 확보할 수 있을 뿐만 아니라, 해외 시장에서 단순 시공위주 국가의 이미지로부터 초장대 교량 건설에 관한 핵심 엔지니어링 및 건설 관리 능력을 보유한 기술주도국 국가로서의 국가이미지 향상을 기대할 수 있다. 표 5.1에 대형 해상기초 지지력 예측 및 평가기술 개발에 따른 연구내용별 목표성과물 및 활용방안을 나타내었다.

<표 5.1> 기초 시공기술의 목표성과물 및 활용방안

세부과제	세부 연구내용	목표 성과물	활용 방안			
			공법특화	기술특화	장비실용화	시스템실용화
대형 해상기초 지지력 예측기술 개발	대형 해상기초 신뢰성 평가 및 LRFD 설계기술	대형 기초 신뢰성평가 및 LRFD 설계자동화 프로그램	O			O
		대형 해상기초 LRFD 설계기술		O		
	터널식 앵커리지 설계기술	터널식 앵커리지 파괴거동 규명		O		
		터널식 앵커리지 설계기술 개선		O		
해상 기초 침하량 예측기법 개발	크기효과에 따른 침하량 예측기술개발	크기효과에 따른 주변마찰과 선단거동 설계기술	O			O
		크기효과를 고려한 기초 설계 매뉴얼	O			O
	대형 해상기초의 침하량 예측기술개발	기초 침하량 설계 매뉴얼	O			O
		기초 침하량 해석 프로그램	O		O	
비용	비용절감형	고유압 복동식 양방향 재하시험	O	O		

세부과제	세부 연구내용	목표 성과물	활용 방안			
			공법특화	기술특화	장비실용화	시스템실용화
절감형 대용량 현장지지력 평가 및 시공상태 확인기법 개발	대용량 현장 지지력 평가 기법 개발	장치 개발				
		지지력 형식에 따른 말뚝의 지지력 평가 방법	O			O
	시공상태 확인기법 개발	현장타설말뚝 건전도 시험 방법 매뉴얼 작성				O
내진보강형 복합기초 공법 개발	내진보강형 고효율 복합기초 공법 개발	지진하중에 대응가능한 내진보강형 복합기초 지진격리시스템 제작기술 개발	O		O	
		내진보강형 복합기초 시공기술 개발	O		O	
벽강관말뚝 주탑기초 시공기술 개발	해상 연약지반 벽강관말뚝 주탑기초 시공기술	고내력 연결부 개발 보고서	O			
		벽강관말뚝 기초공법 거동특성 분석 보고서	O			
		벽강관말뚝 기초공법 시공 가이드	O			O
		벽강관말뚝 기초공법 경제성분석 보고서	O			
굴착공 거칠기 측정장치 개발	굴착공 거칠기 측정장치 개발	지중기초의 굴착공 거칠기 측정장치	O		O	

다. 고효율 복합기초 기술 개발

대수심 및 대심도 연약지반 등의 취약 지반조건에서의 경제적, 합리적인 기초 시공법기술 개발을 통하여 국외의 기술과 동일한 수준 또는 더욱 높은 기술수준에 도달함으로써, 해외의 초장대 교량 건설 수주가 가능할 것이며 이를 통해 수익창출에 기여할 것으로 기대된다. 표 5.1에 고효율 복합기초 기술 개발에 따른 연구내용별 목표성과물 및 활용방안을 나타내었다.

2. 성과물 특성에 따른 활용방안

착저식 해저지반조사 장비 및 분석시스템은 초장대 교량 건설시 대형 기초의 설계에 활용될 수 있을 뿐만 아니라 다양한 대수심 해양구조물 설계/시공에 직·간접적으로 활용 가능하다. 또한, 점차적으로 증대되고 있는 해외 현장에 대해 장비 또는 시험기법의 수출이 가능할 것이며, 향후 이동식 지반조사 장비를 포함한 대수심용 조사/시공 장비의 세부기술로 활용 가능할 것으로 판단된다.

대형 해상기초 지지력 예측 및 평가기술은 해상 대형 주탑 기초의 신뢰성 있고 합리적인 지지력 예측기법을 개발함으로써 해상 장대 교량기초의 적용은 물론 항만 및 해양 구조물에서의 적용이 가능하다. 신뢰도에 기반한 대형기초 LRFD 설계기술은 지반의 불확실성을 감소시킴으로써 합리적이고 경제적인 설계 및 시공과 유지관리가 가능하며 기초구조물의 생애주기비용(LCC)해석과 최적설계에도 활용가능하다. 또한, 국제표준규격에 부합하는 설계기준의 합리화·선진화는 국내건설사 및 설계사의 해외건설 수주에 기여하여 국가 수익창출에 기여할 수 있을 것으로 판단된다. 터널식 앵커리지 설계기술은 파괴거동 규명 및 설계주안점 분석 및 검증을 통해 그동안 과다설계의 대표적인 예로 꼽히던 터널식 앵커리지 설계기술을 개선하여 합리적인고 경제적인 하부구조 설계기술 확보에 크게 기여할 것으로 기대된다.

한편, 현 기술 상태에서는 말뚝기초의 경우 지지력과 침하량 설계시 크기효과에 대한 고려 없이 설계하고 있는 상황이나, 본 연구과제를 통해 크기효과를 명확히 규명함으로써 소규모 시험을 통한 지지력 거동특성의 규명이 가능해졌으므로 시험비용의 절약과 함께 시험물량의 증가에 따라 더욱 신뢰성 있는 기초의 시공이 가능할 것으로 기대된다. 본 연구를 통한, 지반-기초판-말뚝의 상호작용을 고려한 침하량 해석법은 대형 해상기초의 효율적인 말뚝 구성과 배치를 가능하게 하므로 국내외 해상 교량 공사 입찰시 국내 자립기술력을 바탕으로 국제경쟁력 확보에 기여할 것이다.

또한, 본 연구를 통하여 개발될 예정인 복동식 고유압(2000ton) 실린더가 설치된 양방향 재하시험장치 및 재하시스템을 이용한 대용량 현장타설말뚝의 지지력 평가방법을 '한국 양방향 재하협회'의 양방향 재하시험방법 지침서에 등록하여 이 협회

에 가입된 모든 회사가 현장타설말뚝의 지지력평가 및 시공상태 확인시 본 기술을 적용하여 활용할 수 있도록 체계를 갖추었다.

또한, 복합기초 내진기술 확보를 통하여 교량기초 시공분야에서 해외기술 의존도를 낮추고 지진피해 예상지역인 중국, 동남아시아 시장에 진출하여 해상교량 수주에 기여할 수 있다.

고강도 모르타르 및 고내력 연결부 개발을 통하여 수평 저항 성능을 증가시키고 고강도 내해수강관을 적용함으로써 고효율 복합기초로서 벽강관말뚝 기초공법을 검토하였다. 이를 통하여 국내 서남해안에 계획중인 대형 해상교량 주탑부 기초로 활용 또는 동남아시아의 대심도 연약지반에 시공되는 해상 교량의 주탑기초에 적용 가능할 것으로 기대된다. 고강도 내해수강 적용 벽강관말뚝은 장대교량의 주탑기초 뿐만 아니라 앵커리지나 직접기초의 가물막이, 항만 안벽이나 방파제 등에도 활용 할 수 있다.

본 연구를 통하여, 수심 50m 내외의 대수심, 대용량 지중 말뚝 및 대수심 적용공법에 대한 설계 및 시공방안을 구축하였고 대형기초의 굴착공 거칠기 측정장비를 개발함으로써 암반 지지력의 합리적 평가가 가능할 것으로 기대된다.

<표 5.2> 기초 시공기술 활용방안

세부연구내용	성과물(예)	주요 활용 형태	활용방안 및 절차
대형 해상기초 지지력 예측기술 개발	◦ 국내특성에 적합한 지지력 예측기술 개발	◦ 핵심기술 T/B적용 ◦ 통합기술 T/B적용 ◦ 국내외 현장 적용	◦ 프로그램등록 ◦ 현장 적용을 통한 기술 보완 ◦ 설계지침 보급 ◦ T/B수행 및 기술교육
대형 해상 현장타설말뚝 저항계수 결정	◦ 대형 해상기초 LRFD설계기술	◦ 핵심기술 T/B적용 ◦ 통합기술 T/B적용 ◦ 국내외 현장 적용	◦ 프로그램등록 ◦ 현장 적용을 통한 검증, T/B 수행 ◦ 매뉴얼화 및 기술교육 ◦ 1핵심 연구성과와 상호보완 평가 ◦ 법제화
크기효과에 따른 침하량	◦ 크기효과를 고려한 축소시험	◦ 핵심기술 T/B적용	◦ 현장 적용을 통한 기술 보완

예측기술개발	말뚝재하시험 가이드	◦ 국내외 현장 적용	◦ 설계 지침 반영 ◦ T/B 수행
대형 해상기초의 침하량 예측기술개발	◦ 기초 침하량 해석 프로그램	◦ 핵심기술 T/B적용 ◦ 국내외 현장 적용	◦ 프로그램등록 ◦ 현장 적용을 통한 검증, 핵심 T/B 수행 ◦ 프로그램 매뉴얼화
비용절감형 대용량 현장 지지력 평가 기법 개발	◦ 고유압 복동식 가압창치	◦ 핵심기술 T/B 적용 ◦ 통합기술 T/B 적용 ◦ 국내외 현장 적용	◦ 특허출원/등록 ◦ 장치 개발 ◦ 지침서 작성 ◦ 기술이전 및 T/B 수행
시공상태 확인기법 개발	◦ CSL 시스템	◦ 핵심기술 T/B 적용 ◦ 통합기술 T/B 적용 ◦ 국내외 현장 적용	◦ 매뉴얼 작성 ◦ 기술이전 및 T/B 수행
내진보강형 고효율 복합기초 공법 개발	◦ 복합기초 지진격리시스템 개발	◦ 핵심기술 T/B 적용 ◦ 통합기술 T/B 적용 ◦ 국내외 현장 적용	◦ 특허출원/등록 ◦ 현장시험을 통한 기술보완 ◦ 설계/시공 가이드화 ◦ 기술이전 및 T/B수행
해상 연약지반 벽강관말뚝 주탑기초 시공기술 개발	◦ 고내력 연결부 개발	◦ 요소기술 T/B적용 ◦ 국내외 현장 적용	◦ T/B를 통한 기술수립 ◦ 현장확인 시험을 통한 기술개선 ◦ 특허 출원/등록 ◦ 기술이전
	◦ 벽강관말뚝 기초공법 시공기술 정립	◦ 요소기술 T/B적용 ◦ 국내외 현장 적용	◦ 시공 가이드 작성 ◦ 현장 확인 시험을 통한 기술개선 ◦ 시공가이드 ◦ 특허 출원/등록 ◦ 기술이전
대수심 대형 복합기초 설계절차 확립	◦ 대수심 대형 복합기초 설계 가이드	◦ 국내외 (초장대) 교량건설사업	◦ 설계기법 지침서 및 시방서화 ◦ 기술교육 및 T/B 수행
대수심 대형	◦ 대수심 대형 복	◦ 국내외 (초장대)	◦ 시공기법 지침서 및

복합기초 시공기술 개발	합기초 시공기 가이드 ◦ 지중기초 시공 특성치 측정장치 제작	교량건설사업	시방서화 ◦ 기술교육 및 T/B 수행 ◦ 특허출원/등록

제 2 절 연구결과의 기업 활용방안

1. 참여기업의 현황분석

공동 연구 기관	대기업 3개 업체 중소기업 1개 업체 학계 2개 기관	3세부	(주)두배시스템, 현대건설(주), (주)한화건설, 인제대학교, 롯데건설(주), 경성대학교
위탁 연구 기관	학계 1개 기관	3세부	RIST
단순 참여 기업	대기업 5개 업체	3세부	삼보E&C, (주)서영엔지니어링, (주)포스에이씨, 삼부토건(주), 태영
	중소기업 13개 업체	3세부	(주)동아지질, (주)에드벡트, ㈜한가람, 지테크, 유광계측, EXT, 네스지오, 어스엔지니어링, 세유철관, 무성토건, (주)유니콘기연, 크리샤(주), (주)백경지앤씨

◦ **현대건설(주)**은 직원 수 약 4,000명, 연 매출 약 10조 46억원의 메이저급 건설회사로 국내외 대규모 토목, 플랜트 공사 및 건축, 주택 부문 리더 역할을 하고 있음. 특히 다수의 국내외 대규모 교량 시공 실적을 가지고 있으며, 회사 내의 기술연구소를 통해 초장대교량 및 대형기초와 관련된 연구를 수행하고 있으며, 이번 과제를 통해 초장대교량 및 대형기초분야에서의 대외 기술경쟁력 향상이 기대됨. 또한 정부의 건설업 부양정책으로 향후 활발한 수주 및 연구투자가 기대 됨에 따라 이번 과제를 통해 향후 초장대교량 분야에 대한 고부가가치 창출이 기대됨.

◦ **(주)한화건설**은 토목, 건축, 주택, 플랜트 사업을 수행하는 종합 건설회사로서 토목분야에서는 도로, 교량, 터널, 지하철, 항만, 부지조성, 환경시설 등 국가 기반시설 건설을 수행하고 있다. (주)한화건설은 2009년 매출 2.34조원을 달성하였으며 상시종업원수는 1,452명임. (주)한화건설은 매출액 대비 연구개발비 비율이 약 1.56%로서 이를 바탕으로 정부주도 연구사업에 참여하고 있고, 자체연구 개발사업도 적극적으로 수행 중에 있음. 또한 풍부한 시공실적과 연구개발 경험을 바탕으로 본 연구에서 고효율 복합기초 공법 개발 중 복합기초 내진기술 개발을 수행하고자 함. 국내 및 해외 초장대교량사업 수주를 위한 기술확보 차원에서 본 연구를 수행하고자 하며 특히 중국, 동남아 강진지역에서의 사업진출을 위한 토대로 활용.

◦ **롯데건설(주)**은 최고의 절대가치를 창조하는 종합건설서비스로 나아가기 위하여 고객 니즈를 실현하는 최고의 기술력 확보와 신기술 선도를 통한 새로운 가치창출을 위하여 매진하는 종합건설업체로서 방화대교, 명지대교, 수영1호교 등의 장대 교량 시공 실적과 주경간 400m의 타정식 사장교(적성-전곡)가 시공 중에 있음. 이러한 시공경험을 토대로 본 연구를 수행하여 대심도 연약지반상의 해상 초장대 교량 기초공법에 필요한 요소기술을 확보하고 그 결과물에 대한 현장 적용 및 활성화를 통하여 국내외 최고수준의 해상기초 기술경쟁력을 확보.

◦ **(주)두배시스템**은 전자 및 제어시스템, 영상확보시스템 등에 고유 기술을 토대로 수중 로봇 분야에 진출을 모색하고 있으며, 개발 장비 제작기술을 이전하여 향후 다양한 수중 로봇 분야 시장 개척을 추진할 계획임.

◦ **(주)동아지질**은 전문건설업분야의 기업으로 해상 지반조사와 관련한 다양한 경험과 실적으로 바탕으로 국내뿐만 아니라 해외 시장 진출을 계획하고 있어 개

발된 장비의 활용에 대한 기술 이전을 통해 국내 현장에서 활용할 계획과 함께 해외 시장에서 적극적으로 활용할 계획을 수립.

◦ **(주)에드벡트**는 해양구조물 설계 및 시공업체이며, 해양 토목현장에서 개발 장비의 활용을 계획하고 있으며, 이를 통한 사업 영역 확장을 계획하고 있음.

◦ **세유철관(주)**은 국내 벽강관말뚝 제작 실적이 우수한 업체로 벽강관말뚝 제작 기술 노하우와 시공 기술지원 경험을 바탕으로 벽강관말뚝 시공 기술 개선 연구 공동 수행하고 그 결과를 타 유사 현장에 실적용하고자 함.

◦ **삼보 E&C(주)**는 대용량 해상현장타설말뚝 시공경험과 시공장비를 보유한 업체로 대수심 현장타설말뚝의 시공방법 및 시공장비개발에 공동 참여하고 시공기술을 습득하여 향후 해상 대형기초 현장적용을 통한 실용화 및 기술자립을 이루고자 함.

◦ **(주)서영엔지니어링**은 장대교량, 지반, 터널, 도로, 항만, 단지 등 다양한 토목분야의 설계 및 감리부분에 있어서 유수의 경험과 실적을 가지고 있으며, 수년간 축적된 기술력을 바탕으로 국내에서 인정받는 우수 종합 설계감리 회사임.

◦ **무성토건(주)**은 국내의 대형토목 건축 구조물의 기초 시공과 말뚝공법 기술개발의 경험이 풍부한 업체로 대수심현장타설말뚝의 현장모형시험의 기술지원 및 공동참여로 기술 및 연구개발경험을 축척하고자 함.

◦ **(주)포스에이씨**는 토목 및 건축 분야의 설계 및 시공, CM 등 종합건설관리회사로서 대수심 기초분야의 기술개발에 참여하여 회사의 기초기술연구분야 경험을 축척하고자 함.

◦ **삼부토건(주)**는 토목 및 건축 시공 분야 종합건설회사로서 대수심 기초분야의 기술개발에 참여하여 해상 대형기초시공분야의 경험을 축척하고자 함.

◦ **(주)유니콘기술연구소**는 토목 및 건축 분야의 시험회사로서 대수심 현장타설말뚝의 지지거동 및 설계하중을 확인하는 시험에 참여하여 회사의 해상 대형기초 시험 경험을 축적하고자 함.

◦ **크리샤(주)**는 모니터링 및 데이터 분석 소프트웨어 개발사로서 대수심 기초분야의 기술개발에 참여하여 회사의 대형 기술분야의 경험을 축적하고자 함.

◦ **(주)백경지앤씨**는 토목 및 건축 분야의 모니터링 및 재하시험 회사로서 대수심 기초분야의 기술개발에 참여하여 회사의 모니터링 및 계측 경험을 축적하고자 함.

2. 참여기업별 연계방안 및 추진전략

◦ 과제수행을 통해 개발된 기술에 대한 기술이전 및 사업화

◦ 고효율 시공기술의 현장적용을 통한 실용화.

◦ 기 보유 및 향후 수주할 케이블교량 현장의 설계변경을 통한 Test Bed 현장적용.

<표 5.3> 참여기업별 연계방안 및 추진전략

구분	번호	기업명	과제에 대한 기업 관심영역	연계방안								
				기업 활용	장비 활용	교육 연계	기술 상담	정보 제공	기술 지도	기술 이전	공동 연구	창업 지원
3세부	11	(주)동아지질	장비에 대한 실시권		V				V			
	12	(주)에드벡트	장비에 대한 실시권		V				V			
	13	(주)두배 시스템	장비 제작권							V		
	14	현대건설(주)	대형 해상기초 침하량 예측기술	V	V	V	V	V	V		V	
	15	(주)한화건설	내진보강형 복합기초 공법	V	V	V	V	V	V		V	
	16	롯데건설(주)	해상 연약지반 벽강관말뚝 주탑기초 시공기술 개발	V	V		V	V			V	
	17	(주)한가람	대형 해상기초 해석 및 설계기술	V		V	V	V	V			
	18	세유철관(주)	벽강관말뚝기초 시공	V	V		V	V				
	19	삼보 E&C (주)	해상 대수심용 경제적 복합기초	V	V		V	V	V			
	20	(주)서영 엔지니어링	해상 대수심용 경제적 복합기초	V			V	V	V			
	21	무성토건(주)	해상 대수심용 경제적 복합기초	V	V		V		V			

구분	번호	기업명	과제에 대한 기업 관심영역	연계방안								
				기업 활용	장비 활용	교육 연계	기술 상담	정보 제공	기술 지도	기술 이전	공동 연구	창업 지원
	22	포스코 A&C	해상 대수심용 경제적 복합기초			V	V	V				
	23	삼부토건(주)	해상 대수심용 경제적 복합기초				V	V				
	24	㈜유니콘기술연구소	대수심 현장타설말뚝 재하시험				V	V				
	25	크리샤(주)	대형 목적물 모니터링 기술 분야				V	V				
	26	㈜백경지앤씨	대형 목적물 모니터링 기술 분야				V	V				
합계				18	18	8	20	19	18	6	7	

제 3 절 타 산업에 미치는 효과

◦ 해저지반조사 장비는 토사를 비롯하여 암반에 대한 시추공 형성이 가능하므로 해저 광물 탐사나 해저지형분석 등에 활용되며, 해저 지중매설관 작업의 기초자료로도 활용가능.

◦ 대수심 조건에 대한 지반조사장비 기술은 기계, 전기, 전자, 토목 등 여러 산업분야가 융합적으로 필요한 기술임.

◦ 해상기초 지지력 예측을 위한 해석 및 실험적 연구를 통해 기존의 경험적 기법을 이용한 설계방법을 합리적으로 개선하여 해상기초 뿐만 아니라 암반에 소켓된 다양한 기초구조물 설계에 대한 합리적인 기술기준을 제공하여 국내 기초기술 분야의 발전에 기여가능.

◦ 신뢰도에 기반한 대형 해상기초의 LRFD 설계법 개발을 위해서는 전통적인 토질역학 및 기초공학을 토대로 하여 구조/확률/통계학과 신뢰성공학 및 실무설계기술 등의 학제간 통합연구를 수행해야하므로 각기 관련된 학문분야의 요소기술 향상과 요소기술들을 통합한 신뢰성분야의 기술발전을 담보할 수 있음.

◦ 국내 기초구조물의 설계법과 안전성평가 분야에 대한 기술·학문수준의 선진화를 달성함으로써 대형 국가 기반시설물의 안전성 확보 및 공사비 절감을 통한 국가예산 절감을 기대.

◦ 대형 교량기초의 내진 및 지진격리시스템 개발은 장치 개발을 위한 기계, 금속 및 재료산업의 활성화, 대형기초의 시공분야에서 지진격리장치 설치를 위한 신공법 개발 등에 파급효과가 있을 것으로 예상됨.

◦ 고강도 내해수강을 적용한 벽강관말뚝은 주탑기초 뿐만 아니라 항만 안벽, 가물막이 등으로 활용 가능



<그림 5.1> 고효율 시공기술 개발의 타 산업 활용

제 4 절 정부 정책과의 연계 방안

1. 정부 정책과의 연계 방안

<표 5.4> 정부 정책 방향 및 연계 방안

정책	정책 방향	연계 방안
건설교통부 제3차 건설기술진흥 기본계획 (2003~2007)	◦ 건설생산 시스템, 인력, 엔지니어링 국제경쟁력 강화 ◦ 정보화, 친환경, 안전강화 ◦ 건설교통 R&D 확대, 효율성 제고 ◦ 특화기술 전문기업, 고수익 창출 ◦ 엔지니어링, 고급인력, 기술개발 및 신기술 확보	◦ 세계시장전출전략 수립을 통해 도출된 방안을 관련법규 및 지침의 제·개정을 중앙정부 및 국회에 건의 ◦ 우수 건설기술 인력의 육성, 연구개발을 통한 기술수준 제고 ◦ 선진 건설사업 프로세스 구축, 건설엔지니어링의 글로벌화 실현 ◦ 고품질 친환경 건설공사 문화 정착, 예방적 시설물 유지관리 체계 도입 ◦ 타분야와의 협력을 통한 독창적인 건설융합기술을 강조하여 건설분야에 다양한 전공분야의 전문가 참여 유도 ◦ 관계, 학계, 산업계가 함께 참여하는 포럼, 심포지엄, 세미나 등을 개최하여 제도개선의 발굴과 사회적 합의를 도출 ◦ 언론을 통하여 도출된 개선사항의 적극 홍보
건설교통부 건설기술진흥 시행계획 (2006)	◦ 수요자 위주 건설우수인력 양성방안 교육개혁 프로그램 ◦ 턴키대안 입찰 투명성 및 공정성 제고, 실적공사비 전환 확대 ◦ 시설물, 공종 등 사업정보 분류기준 제시 ◦ 지하도로, 터널에 LCC 적용	
건설교통부 건설기술 혁신사업 첨단융합 건설기술개발 (2005~2007)	◦ 교량 유지관리 자동화를 위한 로봇 개발 ◦ 지능형 굴삭 시스템 개발 ◦ 가상 건설 시스템 개발	
건설교통부 4차 국토종합개발계획 (2000~2020)	◦ 환남해축과 환황해축 개발계획과 관련한 연륙-연도교 건설 추진 ◦ 해양 내륙 포괄 광역개발벨트 ◦ 부산영남권 동북아 물류항만 유통축 형성	◦ 환황해축과 환남해축의 개발 교량에 연구결과 적용 ◦ 해상교량 건설사업은 도로망의 확충 뿐만 아니라 서남해안 관광거점 개발과 맞물려 관광자원으로 활용되어야 하므로 조형미를 향상시키기 위한 미학적 교량 설계 프로세스 적용
전라남도 서남해안 관광레저 도시개발계획 (2005~2016)	◦ 압해-암태 연도교 신안 다이아몬드 제도 연도교 건설 ◦ (국도 2호선) 대형 해상교량 추진	

2. 정부 및 관련 공공기관과의 협조 방안

◦ 개발된 핵심기술을 국가가 시공 중인 교량에 적용하기 위해서는 국가 관련부서(초장대교량사업단↔국토부 도로국)간 또는 시행청인 국토관리청(도로시설국)의 협조가 필요

◦ 연구결과를 실제 교량프로젝트에 적용하기 위해서는 연구결과에 대한 신뢰성 보증을 통하여 최초 적용에 따른 불이익 해소, 공사비 감소에 대한 불이익 해소, 설계변경 및 적용 공법 변경에 관한 규제완화 등 제도 변경 필요

◦ 국가(국토해양부)가 시공 중인 교량에 대해 기술개발 단계별로 시범 적용 될 수 있는 대상 교량 선정 후 지속적인 협의

◦ 절감된 공사비는 관련법령에 따라 국가와 시공사가 50%씩 이익을 취할 수 있는 제도 마련으로 신기술 적용 활성화 도모

◦ 개발된 기술은 우선 건설기술관리법에 따라 “신기술” 등록 절차 추진

◦ 신기술로 등록되면 설계(변경 포함)에 반영될 수 있도록 추진

◦ 지자체에 핵심기술 개발을 지원할 수 있는 Task Force Team을 구성하고 협의일정 정례화

◦ Test Bed 추진과 총괄기관의 제도개선 및 관련법 개정 추진 협조

◦ 국가 R&D 연구결과에 대하여는 국내외 전문가의 충분한 검토를 통한 체계적인 검증절차를 마련하여 검증된 기술은 교량 시공자가 안심하고 적용할 수 있도록 하는 방안 마련



<그림 5.2> Test Bed 추진 기관별 역할

제 5 절 관련 후속연구개발의 전망

◦ 초장대교량 시공기술 및 핵심 엔지니어링 기술 등을 일반 교량구조물로 적용 범위를 확대하여 타당성 검증 연구에 활용할 수 있음.

◦ 사업단 성과의 질을 높이고 본 핵심과제의 성공을 보장하기 위해서도 타 핵심 과제와 연계를 통한 실용화 아이템 개발은 필수적이며, 사업단 종료 이후에도 사업 지속화 아이템을 발굴하여 연구사업 및 실용화 사업의 연속성이 유지될 수 있도록 추진.

◦ 향후 개발될 초고강도 강선에 적합하도록 장비 개선 및 형상관리 기법의 개선이 필요함.

◦ 기존 케이블 가설 공법에 비해 보다 효율적인 케이블 가설 공법의 개발이 진행되어야 하며 초고강도 강선을 채용한 초장대교 현수교 DS-PPWS 케이블 가설 공법/장비 및 형상관리 연구로 확장 되어야 함.

◦ 센서를 이용한 고정밀 계측 기술 및 데이터 처리 기법을 특수구조물에 적용하여 시공 중 형상관리 및 사용 중 모니터링을 체계적으로 수행할 수 있는 연구개발로 확장

◦ 고주탑 설계/시공/형상관리 기술을 바탕으로 초고층 빌딩 및 타워 구조물 설계/시공에 확장시키는 연구 수행 전망.

◦ 가설장비의 제어기술은 건설기계와 IT기술의 융복합 연구와 기계산업과 연계한 다양한 융복합 연구가 가능함.

◦ 토사지반에 대한 샘플링 장치 및 암반 코어링 장치 모듈의 연구 추진 활성화.

◦ 해저지반조사장비의 현장검증실험을 통한 개발 시스템의 업그레이드 및 개발 장비의 실용화 연구 가능.

◦ 해상 기초구조물 뿐만 아니라 지반 거동 및 기타 하부구조에 대한 지지-침하 메커니즘에 대한 추가 연구가 수행되어야 할 것이며, 특히 다양한 기초구조물 및 교량 하부구조에 대한 신뢰성 기반 설계기술은 국제적 기술 조류에 대응하기 위해서 필수적으로 수행되어야 할 것으로 판단됨.

◦ 기초의 침하 거동에 대한 모니터링 데이터를 축적함으로써 침하량 예측 기술의 고도화를 이룩할 수 있을 것이며, 기초의 침하량이 상대적으로 미소한 점을 고

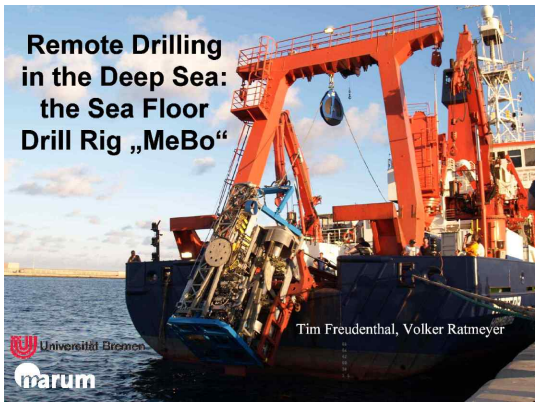
려한 기초구조물 침하 모니터링 기술 개발이 필요.

◦ 해상 벽강관말뚝으로 시공 완료된 교량기초의 장기 모니터링, 벽강관말뚝 사용 노후교량의 보강방안 연구 등 후속연구 필요.

◦

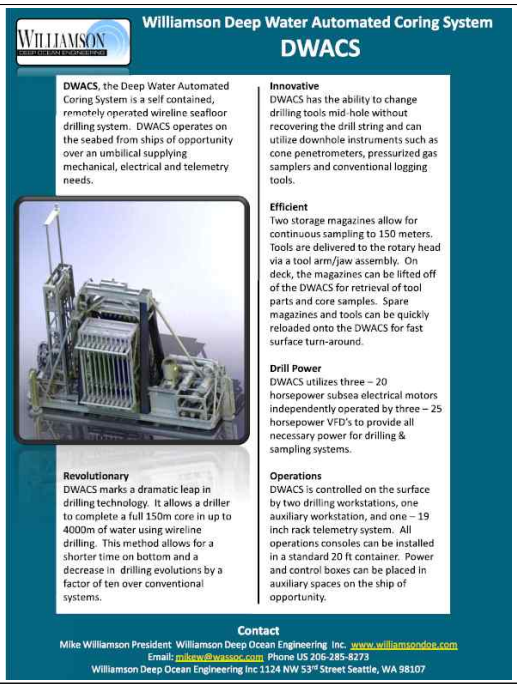
제 6 장 연구개발과정에서 수집한 해외과학기술정보

■ 착저식 해저지반조사 장비(MEBO)



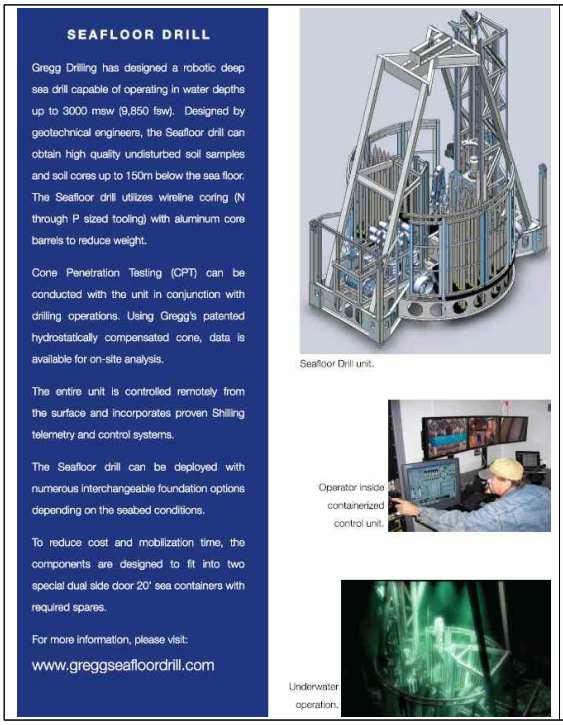
- 독일 제작
- 시료채취를 주목적
- 수심 : 2,000m, 심도 : 50m
- 홍보용 ppt 자료

■ 착저식 해저지반조사 장비(DWACS)



- 미국 Williamson & Associates, Inc.
- 수심 : 4,000m, 심도 : 150m
- 브로셔

■ 착저식 해저지반조사 장비(GREGG-Drilling)



SEAFLOOR DRILL

Gregg Drilling has designed a robotic deep sea drill capable of operating in water depths up to 3000 msw (9,850 fsw). Designed by geotechnical engineers, the Seafloor drill can obtain high quality undisturbed soil samples and soil cores up to 150m below the sea floor. The Seafloor drill utilizes wireline coring (N through P sized tooling) with aluminum core barrels to reduce weight.

Cone Penetration Testing (CPT) can be conducted with the unit in conjunction with drilling operations. Using Gregg's patented hydrostatically compensated cone, data is available for on-site analysis.

The entire unit is controlled remotely from the surface and incorporates proven Shilling telemetry and control systems.

The Seafloor drill can be deployed with numerous interchangeable foundation options depending on the seabed conditions.

To reduce cost and mobilization time, the components are designed to fit into two special dual side door 20' sea containers with required spares.

For more information, please visit:

www.greggseafloordrill.com

Seafloor Drill unit.

Operator inside containerized control unit.

Underwater operation.

- 미국 GREGG 사
- 제원 : 3.8m(W)*5.4m(L)*6.6m(H)
- 수심 : 3,000m, 심도 : 150m
- 브로셔

■ 착저식 해저지반조사 장비(PROD)



BENTHIC GEOTECH

The PROD Technology

PROD, the **P**ortable **R**emotely **O**perated **D**rill is a fully self contained, remotely operated sea floor drilling system. PROD operates on the seabed and is powered and controlled from a ship via an umbilical.

In the same hole, PROD can switch between diamond bit rotary drilling, piston sediment sampling and in situ CPT testing at the dictate of the seabed geology or the clients' data requirements.

Once PROD has landed on the seabed, the drill is isolated from the influence of ship movement. PROD provides sample and data quality that are superior to ship-mounted heave compensated drilling equipment or seabed CPT frames. PROD's data acquisition capability exceeds existing in situ testing equipment that lack capacity to penetrate past 20m or drill through obstructions.

Two rotary magazines hold PROD's core barrels, CPT barrels and casing. The magazines can carry 260m of tools, allowing a practical penetration capability of plus 100m depending on sampling type. Tools, core barrels or casing are delivered between the drill head and the magazines by a pair of robot arms. All drill related operations are hydraulically driven. Drill tools handling the core are placed into the magazines following each run and are removed from PROD when PROD is retrieved to the ship.

Drill attitude is monitored and corrected as required during operations to ensure that PROD remains vertical. The depth of the drill bit with respect to the drill platform is monitored accurately to within 2mm throughout the operation. The position of the PROD frame can be measured to an accuracy of 25mm relative to the mudline. Ancillary features include pan and tilt cameras for visual inspection of all drill operations; an altimeter, compass; tilt sensors and thrusters for position and heading control during landing, recovery or repositioning. All drill operations and performance criteria are monitored and stored in real time, and drilling data is readily available to clients in digital format.

Portable

PROD fits into a standard open-top 20' shipping container. Modified containers provide control, power management and workshop facilities. The full system, including winch, is transported in four 20' containers.

Unloading of the containers and installation on the vessel is handled by the PROD operating crew and takes an average of 3 days from arrival dockside.

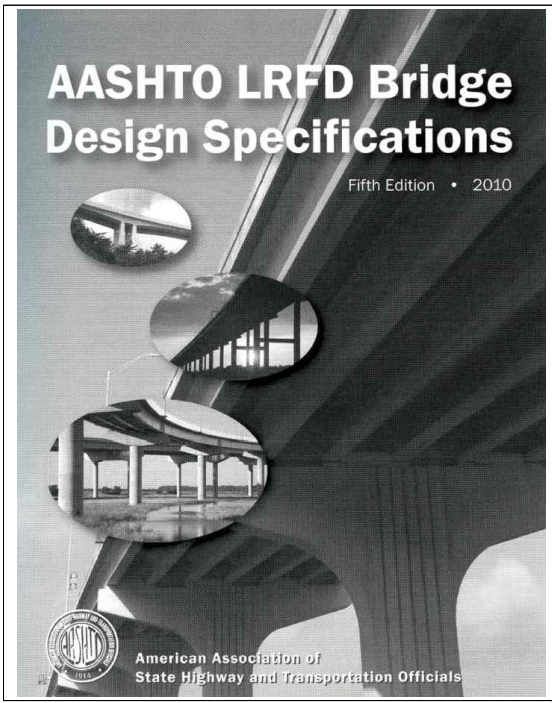
PROD's portability allows for cost-effective mobilisation and offers the opportunity to use ships already in the mission location vicinity or under charter by clients.

Remotely Operated

PROD's functions are controlled by an operator on the ship via computers. Drilling actions such as advancing casing, make up of drill string, wash boring, rotary drilling.

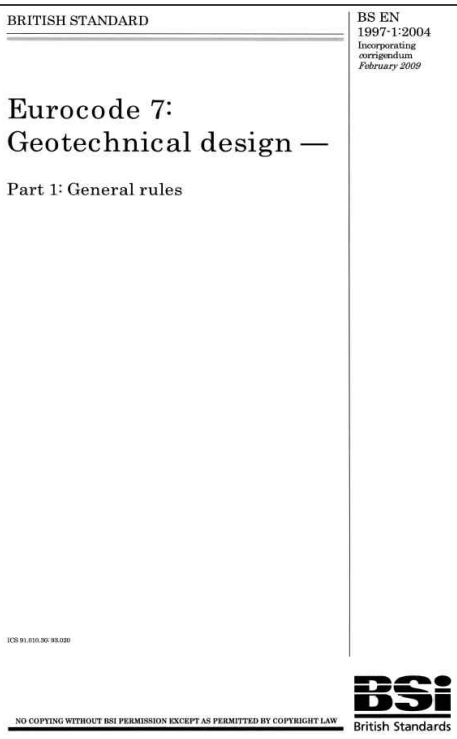
- 호주 Benthics 사
- 제원 : 2.3m(W)*2.3m(L)*5.8m(H)
- 수심 : 2,000m, 심도 : 125m
- 현장방문 및 브로셔

■ AASHTO LRFD Bridge Design Specifications



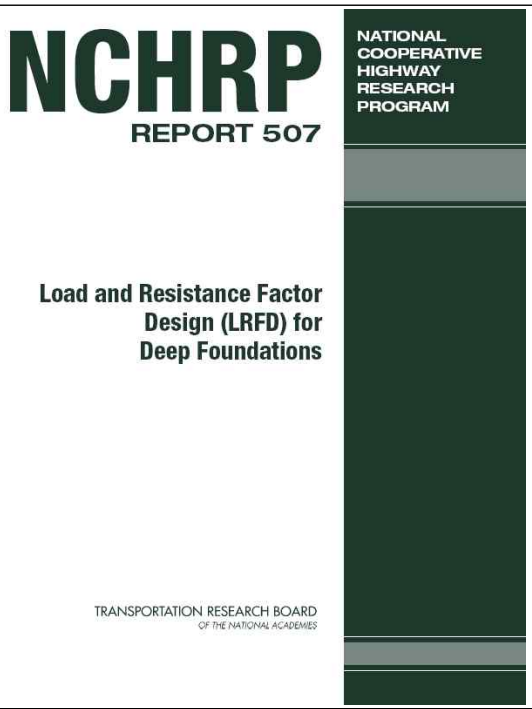
- AASHTO LRFD 설계 시방서
- 타입말뚝 저항계수
- 현장타설말뚝 저항계수
- 신뢰수준
- 저항계수 적용기준

■ Eurocode7 : Geotechnical design - part1 : General rules



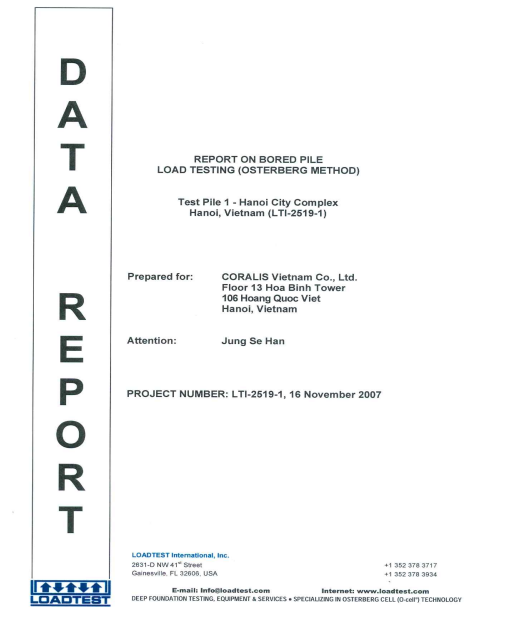
- Eurocode7
- 부분안전계수 : 지역 지층특성, 시공, 설계특성에 따라 지반종류 구분
- 저항 불확실성 반영

■ NCHRP Reprot 507



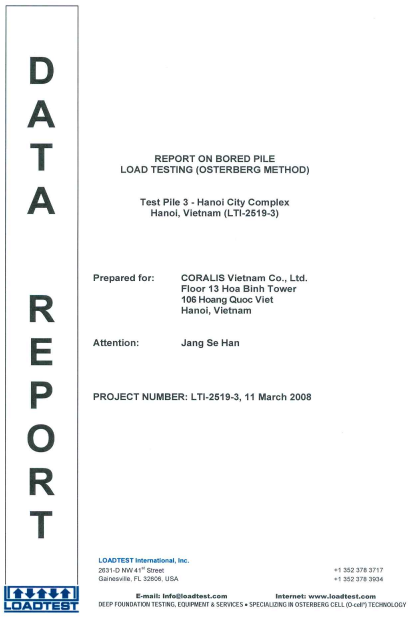
- Load and Resistance Factor Design for Deep Foundations
  - TRB의 깊은기초 저항계수 결정
- 항타, 현장타설말뚝 대상
- 지지력 설계법 선정
  - 정재하, 동재하시험 데이터 베이스 구축
  - 다양한 신뢰도지수 및 파괴확률에 대한 지지력 설계방법별 저항계수 도출

■ REPORT ON BORED PILE LOAD TESTING (OSTERBERG METHOD)



- Hanoi City Complex Hanoi, Vietnam (LTI-2519-1)
- 실린더 종류 및 제원
- 가압 용량 확인
- 실 재하하중
- 설계조건
- 하중전이
- 하중-변위 곡선

■ REPORT ON BORED PILE LOAD TESTING (OSTERBERG METHOD)


DATA REPORT

REPORT ON BORED PILE
LOAD TESTING (OSTERBERG METHOD)

Test Pile 3 - Hanoi City Complex
Hanoi, Vietnam (LTI-2519-3)

Prepared for: CORALIS Vietnam Co., Ltd.
Floor 13 Hoa Binh Tower
106 Hoang Quoc Viet
Hanoi, Vietnam

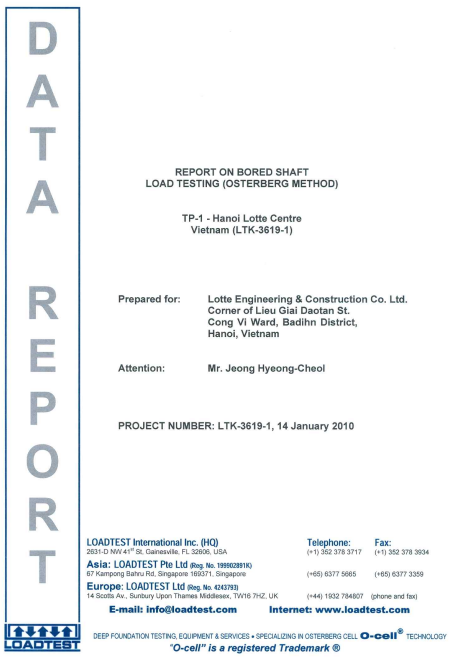
Attention: Jang Se Han

PROJECT NUMBER: LTI-2519-3, 11 March 2008

LOADTEST International, Inc.
2631-D NW 41st Street
Gainesville, FL 32606, USA
+1 352 378 3717
+1 352 378 3934
E-mail: info@loadtest.com Internet: www.loadtest.com
DEEP FOUNDATION TESTING, EQUIPMENT & SERVICES • SPECIALIZING IN OSTERBERG CELL (O-cell®) TECHNOLOGY

- Hanoi City Complex Hanoi, Vietnam (LTI-2519-3)
- 실린더 종류 및 제원
- 가압 용량 확인
- 실 재하하중
- 설계조건
- 하중전이
- 하중-변위 곡선

■ REPORT ON BORED PILE LOAD TESTING (OSTERBERG METHOD)


DATA REPORT

REPORT ON BORED SHAFT
LOAD TESTING (OSTERBERG METHOD)

TP-1 - Hanoi Lotte Centre
Vietnam (LTK-3619-1)

Prepared for: Lotte Engineering & Construction Co. Ltd.
Corner of Lieu Giai Daotan St.
Cong Vi Ward, Badihn District,
Hanoi, Vietnam

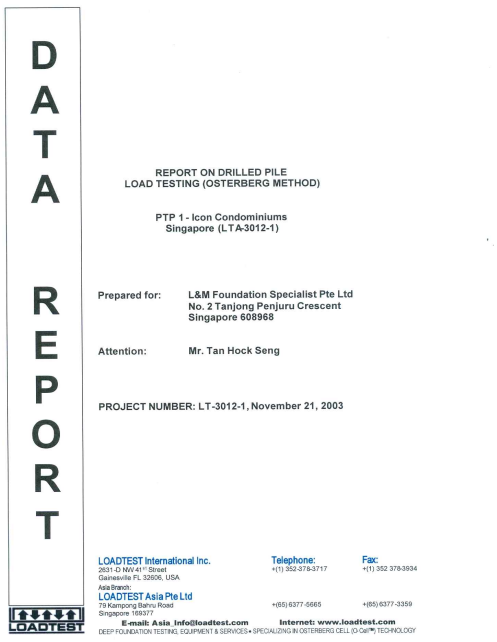
Attention: Mr. Jeong Hyeong-Cheol

PROJECT NUMBER: LTK-3619-1, 14 January 2010

LOADTEST International Inc. (HQ) Telephone: Fax:
2631-D NW 41st St, Gainesville, FL 32606, USA (+1) 352 378 3717 (+1) 352 378 3934
Asia: LOADTEST Pte Ltd (Reg. No. 199902891K)
67 Kampong Bahru Rd, Singapore 169371, Singapore (+65) 6377 5665 (+65) 6377 3359
Europe: LOADTEST Ltd (Reg. No. 4243793)
14 Scotts Av., Sunbury Upon Thames Middlesex, TW16 7HZ, UK (+44) 1932 784807 (phone and fax)
E-mail: info@loadtest.com Internet: www.loadtest.com
DEEP FOUNDATION TESTING, EQUIPMENT & SERVICES • SPECIALIZING IN OSTERBERG CELL O-cell® TECHNOLOGY
"O-cell" is a registered Trademark ®

- Hanoi Lotte Center Vietnam(LTK-3619-1)
- 실린더 종류 및 제원
- 가압 용량 확인
- 실 재하하중
- 설계조건
- 하중전이
- 하중-변위 곡선

■ REPORT ON BORED PILE LOAD TESTING (OSTERBERG METHOD)


DATA REPORT

REPORT ON DRILLED PILE
LOAD TESTING (OSTERBERG METHOD)

PTP 1 - Icon Condominiums
Singapore (LTA-3012-1)

Prepared for: L&M Foundation Specialist Pte Ltd
No. 2 Tanjong Penjuru Crescent
Singapore 608968

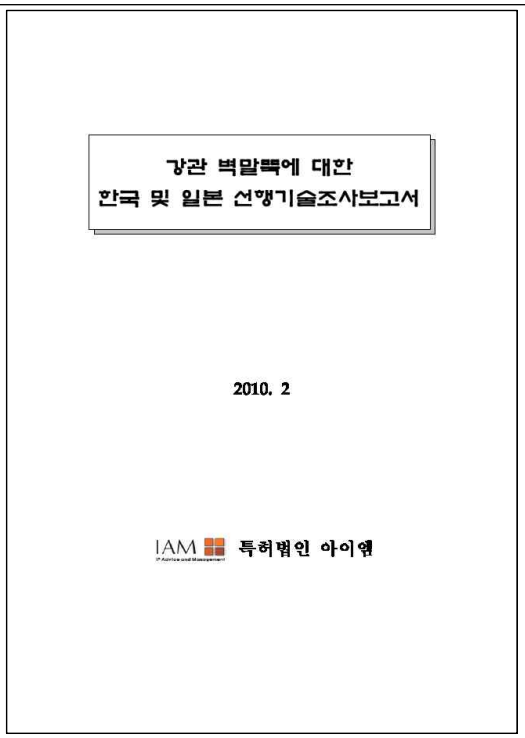
Attention: Mr. Tan Hock Seng

PROJECT NUMBER: LT-3012-1, November 21, 2003

LOADTEST International Inc.
2631-D NW 41st Street
Gainesville FL 32606, USA
Telephone: +(1) 352-376-3717
Fax: +(1) 352 378-3934
Asia Branch:
LOADTEST Asia Pte Ltd
79 Kampong Bahru Road
Singapore 169371
+(65) 6377-5665
+(65) 6377-3359
E-mail: Asia_Info@loadtest.com
Internet: www.loadtest.com
DEEP FOUNDATION TESTING, EQUIPMENT & SERVICES • SPECIALIZING IN OSTERBERG CELL (O-cell™) TECHNOLOGY

- Icon Condominiums Singapore (LTA-3012-1)
- 실린더 종류 및 제원
- 가압 용량 확인
- 실 재하하중
- 설계조건
- 하중전이
- 하중-변위 곡선

■ 강관 벽말뚝에 대한 한국 및 일본 선행기술 조사 보고서


강관 벽말뚝에 대한
한국 및 일본 선행기술조사보고서

2010. 2

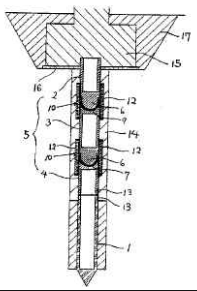
IAM 특허법인 아이엠

- 벽강관말뚝 관련 국내 특허출원 현황
- 벽강관말뚝 관련 국내 특허등록 현황
- 벽강관말뚝 관련 일본 특허출원 현황
- 벽강관말뚝 관련 일본 특허등록 현황

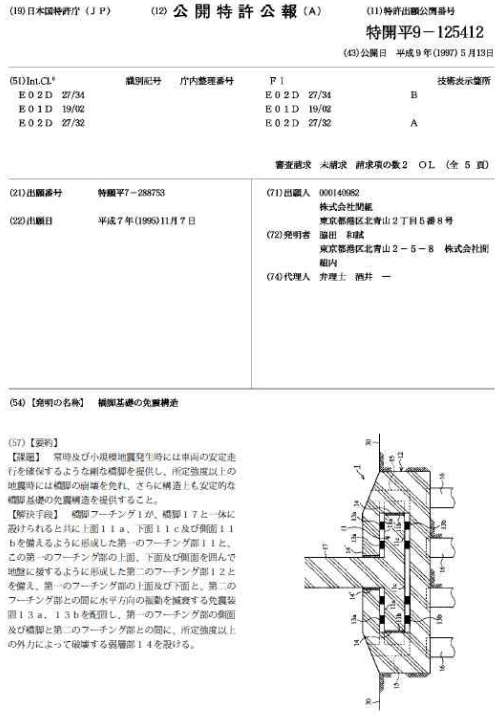
■ 강관 시트파일 기초 및 연결 강관 시트파일 기초

鋼管矢板基礎ならびに連結鋼管矢板基礎 平成 22 年 3 月 京都大学産官学連携センター　教授 木　村　　亮 京都大学大学院工学研究科　助教 稲　積　真　哉	- 강관 시트파일 기초 개요 - 강관 시트파일 기초의 설계/시공의 변천과 실적 - 강관 시트파일 기초의 형식 - 강관 시트파일 기초의 설계와 3차원 골조 구조해석 기법의 개발 - 강관 시트파일 기초의 과제 - 연결강관 시트파일 및 H-H 이음새의 특징 - 연결강관 시트파일 및 H-H 이음새의 현장타설 성능 - 연결강관 시트파일 및 H-H 이음새의 차수성능

■ 면진구조를 갖는 파일과 푸팅의 결합 기술 특허

(19)日本国特許庁（JP）　(12) 公開特許公報（A）　(11)特許出願公開番号 特開平9－59997 (43)公開日　平成9年(1997)3月4日 (51)Int.Cl.⁶　識別記号　庁内整理番号　FI　技術表示箇所 E02D 27/00　E02D 27/00　D 27/34　27/34　A 31/08　31/08 審査請求　未請求　請求項の数6　FD　(全 6 頁) (21)出願番号　特願平7－233451 (22)出願日　平成7年(1995)8月17日 (71)出願人　592141422 能勢　次郎 大阪市中央区瓦屋町2丁目12番2号 (71)出願人　595130562 角田　智彦 東京都東久留米市本町4丁目7番36号 (72)発明者　能勢　次郎 大阪市中央区瓦屋町2丁目12番2号 (72)発明者　角田　智彦 東京都東久留米市本町4丁目7番36号 (74)代理人　弁理士　西沢　茂松 (54)【発明の名称】　免震性基礎杭および継ぎ足し杭 (57)【要約】 【目的】　地震等で基礎杭に水平荷重または垂直荷重がかかっても、基礎杭への荷重を建築物等の基礎へ伝達させない基礎杭および継ぎ足し杭を提供する。 【構成】　円柱体よりなる上杭2、中杭3および下杭4の三部分、または上杭2および中杭3の二部分をヒンジ構成で連結して継ぎ足し杭5を構成し、下杭4または中杭3の下端部を基礎杭1に固定し、上杭2の上端を建築物等の基礎15に固定する。 	- 기초말뚝의 상단부에 면진구조를 갖는 파일을 설치하여 푸팅과 결합하는 구조의 기술 - 일본공개특허 평09-059997 출원인/특허권자 : NOSE JIRO, TSUNODA TOMOHIKO

■ 교각 푸팅 면진장치



(19)日本国特許庁（ＪＰ）　(12) 公 開 特 許 公 報（Ａ）　(11)特許出願公開番号
特開平9－125412
(43)公開日　平成９年(1997)５月13日

(51)Int.Cl.*	識別記号	庁内整理番号	Ｆ Ｉ		技術表示箇所
Ｅ０２Ｄ　27/34			Ｅ０２Ｄ　27/34	Ｂ	
Ｅ０１Ｄ　19/02			Ｅ０１Ｄ　19/02		
Ｅ０２Ｄ　27/32			Ｅ０２Ｄ　27/32	Ａ	

審査請求　未請求　請求項の数２　ＯＬ　（全　５　頁）

(21)出願番号　特願平7－288753
(22)出願日　平成７年(1995)11月７日
(71)出願人　000140082
株式会社間組
東京都港区北青山２丁目５番８号
(72)発明者　藤田　和誠
東京都港区北青山２－５－８　株式会社間組内
(74)代理人　弁理士　酒井　一

(54)【発明の名称】　橋脚基礎の免震構造

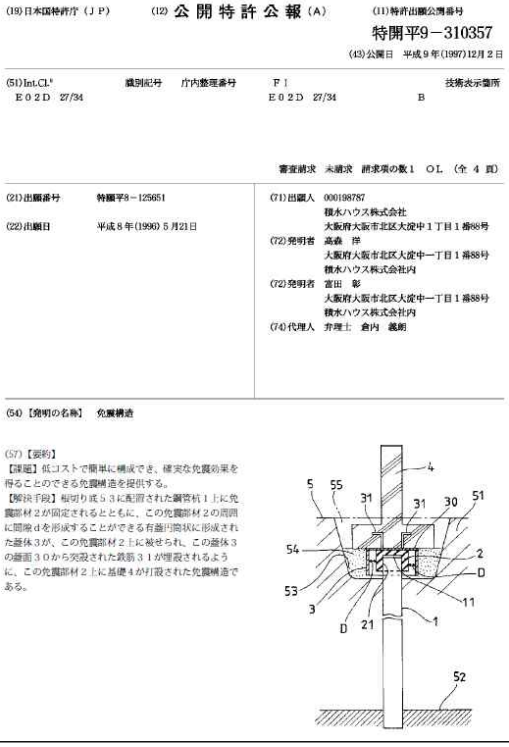
(57)【要約】
【課題】　常時及び小規模地震発生時には車両の安定走行を確保するような剛な橋脚を提供し、所定強度以上の地震時には橋脚の崩壊を免れ、さらに構造上も安定的な橋脚基礎の免震構造を提供すること。
【解決手段】　橋脚フーチング１が、橋脚１７と一体に設けられると共に上面１１ａ、下面１１ｃ及び側面１１ｂを備えるように形成した第一のフーチング部１１と、この第一のフーチング部の上面、下面及び側面を囲んで地盤に接するように形成した第二のフーチング部１２とを備え、第一のフーチング部の上面及び下面と、第二のフーチング部との間に水平方向の振動を減衰する免震装置１３ａ、１３ｂを各囲し、第一のフーチング部の側面及び橋脚と第二のフーチング部との間に、所定強度以上の外力によって破壊する弱層部１４を設ける。

- 교각의 푸팅에 면진장치를 하는 기술
- 일본공개특허 평09-125412

  출원인/특허권자 :

  HAZAMA GUMI LTD

■ 면진부재에 의한 면진기술



(19)日本国特許庁（ＪＰ）　(12) 公 開 特 許 公 報（Ａ）　(11)特許出願公開番号
特開平9－310357
(43)公開日　平成９年(1997)12月２日

(51)Int.Cl.*	識別記号	庁内整理番号	Ｆ Ｉ		技術表示箇所
Ｅ０２Ｄ　27/34			Ｅ０２Ｄ　27/34	Ｂ	

審査請求　未請求　請求項の数１　ＯＬ　（全　４　頁）

(21)出願番号　特願平8－125651
(22)出願日　平成８年(1996)５月21日
(71)出願人　000198787
積水ハウス株式会社
大阪府大阪市北区大淀中１丁目１番88号
(72)発明者　高森　洋
大阪府大阪市北区大淀中一丁目１番88号　積水ハウス株式会社内
(72)発明者　富田　彰
大阪府大阪市北区大淀中一丁目１番88号　積水ハウス株式会社内
(74)代理人　弁理士　倉内　義朗

(54)【発明の名称】　免震構造

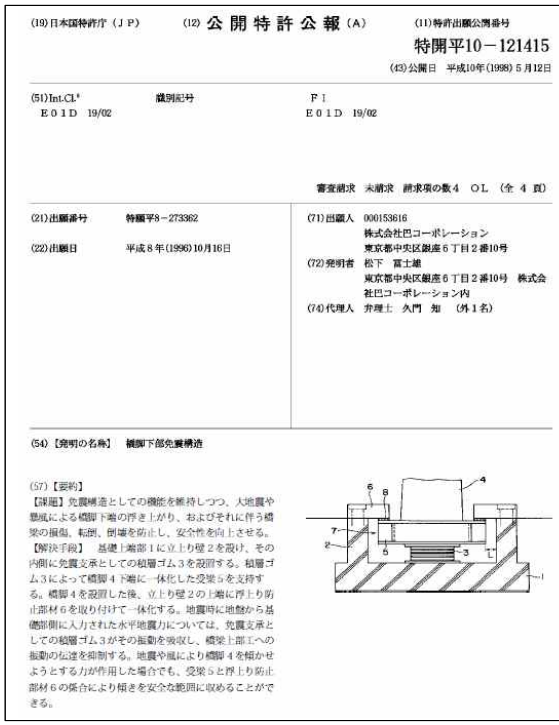
(57)【要約】
【課題】低コストで簡単に構成でき、確実な免震効果を得ることのできる免震構造を提供する。
【解決手段】場所り成５３に配置された鋼管杭１上に免震部材２が固定されるとともに、この免震部材２の周囲に間隙ｄを形成することができる有蓋円筒状に形成された蓋体３が、この免震部材２上に被せられ、この蓋体３の蓋面３０から突設された鉄筋３１が埋設されるように、この免震部材２上に基礎４が打設された免震構造である。

- 말뚝과 푸팅 사이에 면진부재를 설치하는 면진구조 기술
- 일본공개특허 평09-310357

  출원인/특허권자

  SEKISUI HOUSE LTD

■ 기초 상단부 면진장치



(19)日本国特許庁（JP）　(12) 公開特許公報（A）　(11)特許出願公開番号
特開平10－121415
(43)公開日　平成10年(1998)5月12日

(51)Int.Cl.⁶　識別記号　FI
E01D 19/02　E01D 19/02

審査請求　未請求　請求項の数4　OL　（全 4 頁）

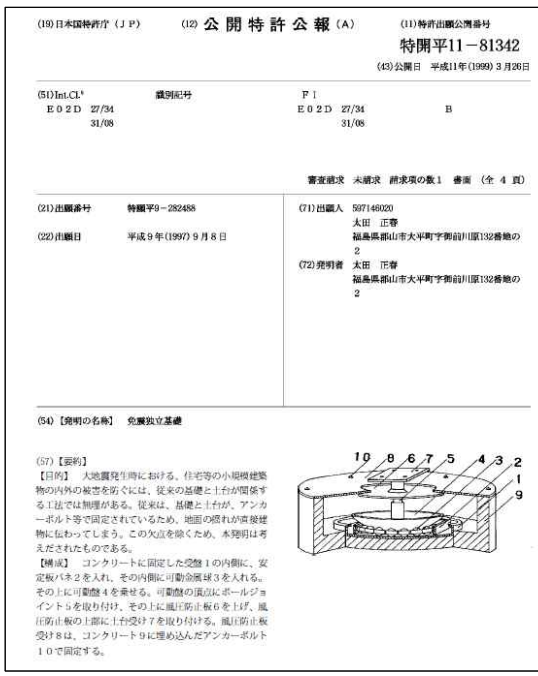
(21)出願番号　特願平8－273362
(22)出願日　平成8年(1996)10月16日
(71)出願人　000153616
株式会社巴コーポレーション
東京都中央区銀座6丁目2番10号
(72)発明者　松下　富士雄
東京都中央区銀座6丁目2番10号　株式会社巴コーポレーション内
(74)代理人　弁理士　久門　知　（外1名）

(54)【発明の名称】　橋脚下部免震構造

(57)【要約】
【課題】免震構造としての機能を維持しつつ、大地震や暴風による橋脚下端の浮き上がり、およびそれに伴う橋梁の振動、転倒、倒壊を防止し、安全性を向上させる。
【解決手段】基礎上端部1に立上り壁2を設け、その内側に免震支承としての積層ゴム3を設置する。積層ゴム3によって橋脚4下端に一体化した受梁5を支持する。橋脚4を設置した後、立上り壁2の上端に浮上り防止部材6を取り付けて一体化する。地震時に地盤から基礎部側に入力された水平地震力については、免震支承としての積層ゴム3がその振動を吸収し、橋梁上部工への振動の伝達を抑制する。地震や風により橋脚4を傾かせようとする力が作用した場合でも、受梁5と浮上り防止部材6の係合により傾きを安全な範囲に収めることができる。

- 기초의 상단부에 적층고무나 완충재를 설치하여 그 위에 교각을 설치하는 기술
- 일본공개특허 평10-121415
  출원인/특허권자
  TOMOE CORP

■ 면진장치



(19)日本国特許庁（JP）　(12) 公開特許公報（A）　(11)特許出願公開番号
特開平11－81342
(43)公開日　平成11年(1999)3月26日

(51)Int.Cl.⁶　識別記号　FI
E02D 27/34　E02D 27/34　B
31/08　31/08

審査請求　未請求　請求項の数1　書面　（全 4 頁）

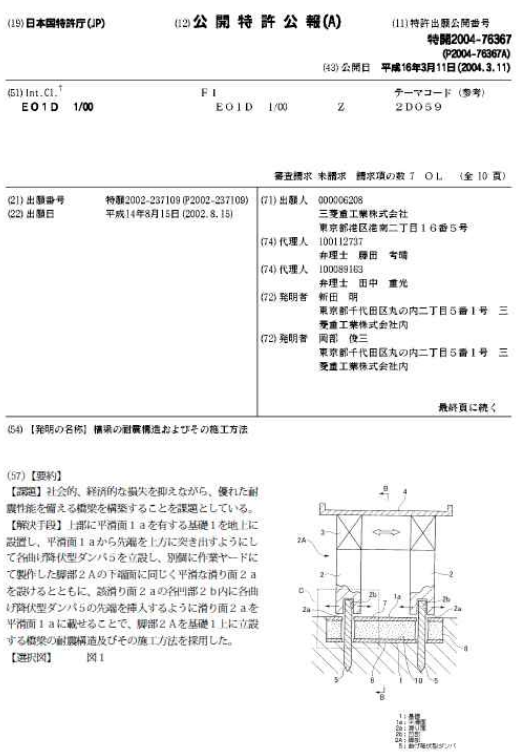
(21)出願番号　特願平9－282488
(22)出願日　平成9年(1997)9月8日
(71)出願人　597146020
太田　正春
福島県郡山市大平町字御前川原132番地の2
(72)発明者　太田　正春
福島県郡山市大平町字御前川原132番地の2

(54)【発明の名称】　免震独立基礎

(57)【要約】
【目的】大地震発生時における、住宅等の小規模建築物の内外の被害を防ぐには、従来の基礎と土台が関係する工法では無理がある。従来は、基礎と土台が、アンカーボルト等で固定されているため、地面の揺れが直接建物に伝わってしまう。この欠点を除くため、本発明は考えだされたものである。
【構成】コンクリートに固定した受盤1の内側に、安定板バネ2を入れ、その内側に可動金属球3を入れる。その上に可動盤4を乗せる。可動盤の頂点にボールジョイント5を取り付け、その上に風圧防止板6を上げ、風圧防止板の上部に土台受け7を取り付ける。風圧防止板受け8は、コンクリート9に埋め込んだアンカーボルト10で固定する。

- 건축물의 기초와 토대 사이에 면진독립 기초 부재에 대한 기술
- 일본공개특허 평11-081342
  출원인/특허권자
  OTA MASAHARU

■ 내진성능 확보기술



(19)日本国特許庁(JP)　(12)公開特許公報(A)　(11)特許出願公開番号
特開2004-76367
(P2004-76367A)
(43)公開日 平成16年3月11日(2004.3.11)

(51)Int.Cl.[†] E01D 1/00　F I E01D 1/00 Z　テーマコード(参考) 2D059

審査請求 未請求 請求項の数 7 OL (全 10 頁)

(21)出願番号 特願2002-237109(P2002-237109)
(22)出願日 平成14年8月15日(2002.8.15)

(71)出願人 000006208
三菱重工業株式会社
東京都港区港南二丁目16番5号
(74)代理人 100112737
弁理士 藤田 考晴
(74)代理人 100089183
弁理士 田中 重光
(72)発明者 新田 明
東京都千代田区丸の内二丁目5番1号 三菱重工業株式会社内
(72)発明者 岡部 俊三
東京都千代田区丸の内二丁目5番1号 三菱重工業株式会社内

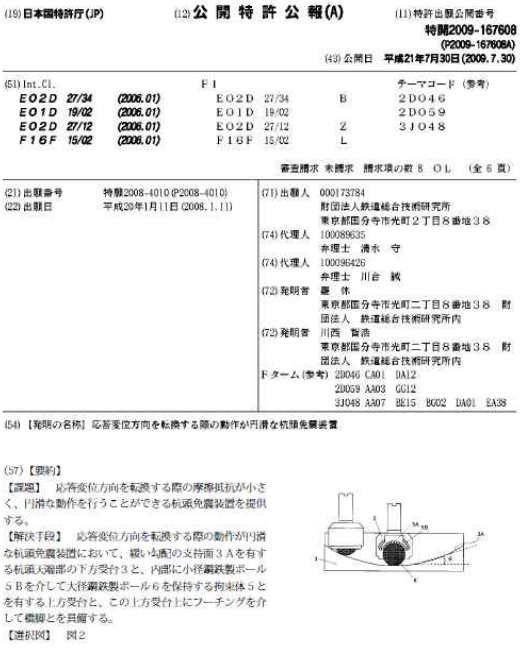
最終頁に続く

(54)【発明の名称】構築の耐震構造およびその施工方法

(57)【要約】
【課題】社会的、経済的な損失を抑えながら、優れた耐震性能を備える橋梁を構築することを課題としている。
【解決手段】上部に平滑面1aを有する基礎1を地上に設置し、平滑面1aから先端を上方に突き出すようにして各曲げ降伏型ダンパ5を立設し、別個に作業ヤードにて製作した脚部2Aの下端面に同じく平滑な滑り面2aを設けるとともに、該滑り面2aの各凹部2b内に各曲げ降伏型ダンパ5の先端を挿入するように滑り面2aを平滑面1aに載せることで、脚部2Aを基礎1上に立設する橋梁の耐震構造及びその施工方法を採用した。
【選択図】 図1

- 횡항복형 댐퍼를 통해 지진에너지를 흡수하여 내진 성능을 확보하는 기술
- 일본공개특허 2004-076367
  출원인/특허권자
  MITSUBISHI HEAVY IND LTD

■ 면진장치 설치 기술



(19)日本国特許庁(JP)　(12)公開特許公報(A)　(11)特許出願公開番号
特開2009-167608
(P2009-167608A)
(43)公開日 平成21年7月30日(2009.7.30)

(51)Int.Cl.
E02D 27/34 (2006.01)　E02D 27/34 B　2D046
E01D 19/02 (2006.01)　E01D 19/02　2D059
E02D 27/12 (2006.01)　E02D 27/12 Z　3J048
F16F 15/02 (2006.01)　F16F 15/02 L
F I　テーマコード(参考)

審査請求 未請求 請求項の数 8 OL (全 6 頁)

(21)出願番号 特願2008-4010(P2008-4010)
(22)出願日 平成20年1月11日(2008.1.11)

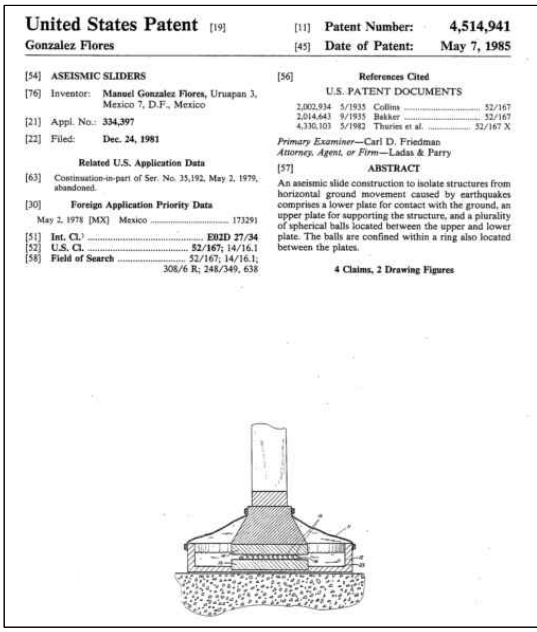
(71)出願人 000173784
財団法人鉄道総合技術研究所
東京都国分寺市光町2丁目8番地38
(74)代理人 100089635
弁理士 清水 守
(74)代理人 100096426
弁理士 川合 誠
(72)発明者 藤 修
東京都国分寺市光町二丁目8番地38 財団法人 鉄道総合技術研究所内
(72)発明者 川西 智浩
東京都国分寺市光町二丁目8番地38 財団法人 鉄道総合技術研究所内
Fターム(参考) 2D046 CA01 DA12
2D059 AA03 GG12
3J048 AA07 BE15 BG02 DA01 EA38

(54)【発明の名称】応答変位方向を転換する際の動作が円滑な杭頭免震装置

(57)【要約】
【課題】 応答変位方向を転換する際の摩擦抵抗が小さく、円滑な動作を行うことができる杭頭免震装置を提供する。
【解決手段】 応答変位方向を転換する際の動作が円滑な杭頭免震装置において、縦い込杭の支持面3Aを有する杭頭天端部の下方受台3と、内部に小径鋼鉄製ボール5Bを介して大径鋼鉄製ボール6を保持する拘束体5とを有する上方受台と、この上方受台上にフーチングを介して橋脚とを具備する。
【選択図】 図2

- 파일의 두부와 푸팅사이에 면진장치를 설치하는 기술
- 일본공개특허 2009-167608
  출원인/특허권자
  RAILWAY TECHNICAL RES INST

■ 기초 상단부의 면진장치 설치 기술



United States Patent [19]
Gonzalez Flores

[11] Patent Number: 4,514,941
[45] Date of Patent: May 7, 1985

[54] ASEISMIC SLIDERS

[76] Inventor: Manuel Gonzalez Flores, Uruapan 3, Mexico 7, D.F., Mexico

[21] Appl. No.: 334,397

[22] Filed: Dec. 24, 1981

Related U.S. Application Data

[63] Continuation-in-part of Ser. No. 35,192, May 2, 1979, abandoned.

[30] Foreign Application Priority Data

May 2, 1978 [MX] Mexico 173291

[51] Int. Cl.³ E02D 27/34
[52] U.S. Cl. 52/167; 14/16.1
[58] Field of Search ..... 52/167; 14/16.1; 308/6 R; 248/349, 638

[56] References Cited
U.S. PATENT DOCUMENTS

2,002,934 5/1935 Collins 52/167
2,014,643 9/1935 Bakker 52/167
4,330,103 5/1982 Thuries et al. ..... 52/167 X

Primary Examiner—Carl D. Friedman
Attorney, Agent, or Firm—Ladas & Parry

[57] ABSTRACT

An aseismic slide construction to isolate structures from horizontal ground movement caused by earthquakes comprises a lower plate for contact with the ground, an upper plate for supporting the structure, and a plurality of spherical balls located between the upper and lower plate. The balls are confined within a ring also located between the plates.

4 Claims, 2 Drawing Figures

- 기초의 상단에 면진장치를 설치하는 기술
- 미국특허 4,514,941

  출원인/특허권자

  Gonzalez Flores Manual

제 7 장 참고문헌

◦ 건설교통부 한국건설교통기술평가원 (2001). "암반층에 근입된 현장타설말뚝의 새로운 설계기법 개발 연구보고서".

◦ 국토교통부 (2015), "도로교설계기준(한계상태설계법)-케이블교량편".

◦ 국토해양부 (2008), 건설공사의 경제성과 안전성 향상을 위한 첨단지반조사장비 개발 및 실용화 연구, p. 357

◦ 국토해양부 (2008), 해양 콘관입시험기 개발(VI), 163p.

◦ 국토해양부 (2008), 대수심방파제 및 연약지반 관련기술, 759p.

◦ 경상남도(2008.06), 00대교 민간투자사업 공사기록

◦ 경성대학교 (2004.07) 거금도 연도교 건설공사 Ⅱ단계 선단유압재하시험 및 하중전이측정 연구용역 보고서

◦ 권오성, 최용규, 권오균, 김명모 (2006) "양방향 재하시험을 이용한 말뚝의 하중-변위곡선 추정방법", 한국지반공학회 논문집, 제22권, 제4호, pp. 11-19.

◦ 김경택(2010), 이순신대교 앵커리지 설계 및 시공 사례, 한국IABSE 2010년도 2차 워크샵.

◦ 김기훈, 이계홍, 이판묵 (2008), 심해 무인잠수정 해미래의 센서 시스템 운용, 한국해양공학회 춘계학술대회, pp. 2290-2294

◦ 김동수, 박연홍(1999), 충격반향기법을 이용한 깊은 기초의 건전도 평가, 한국지반공학회 논문집

◦ 김병홍(2010), 새로운 Land Mark의 중심 - 『목포대교 건설현장』을 가다!, 지반(한국지반공학회지), 제26권 제5호, pp 50～55.

◦ 김선일, 이상열, 양기재, 구정회, 차현호, 이석원(2009), 제2남해대교의 계획과 설계, 2009 대한토목학회 정기학술대회, pp 151～154.

◦ 대림산업주식회사 (2001.05), 00해안 고속도로 00대교 공사지

◦ 대한토목학회(1996), 도로교표준시방서, 제Ⅳ편 하부구조편, 제 9장, 207～314.

◦ 대한토목학회(2001), 도로교설계기준해설(하부구조 편), 건설정보사, 680～734.

◦ 대학토목학회 부산·울산·경남 지회(2005.05), 00지하철 2호선 연장 00선 현장타설말뚝 건전도 확인검토 결과 보고서
◦ 대한토목학회 (2005.05), 현장타설말뚝 건전도 확인검토 보고서
◦ 대한토목학회, 교량설계핵심기술연구단 (2008) 도로교설계기준 해설, 국토해양부
◦ 동양메이저(주) 기술연구소 (2011) 초고강도 수중불분리 모르타르 개발 및 성능평가, 전문가활용 연구보고서
◦ 롯데건설 (2010) 강관 벽말뚝에 대한 한국 및 일본 선행기술조사보고서
◦ 롯데건설 (2010a) 벽강관말뚝 시공사례 DB 보고서, 초장대교량사업단
◦ 롯데건설 (2010b) 벽강관말뚝 요소기술 DB 보고서, 초장대교량사업단
◦ 목영진, 이중재, 조성호(2001.05), 검측공 탄성파 시험법을 이용한 현장타설말뚝의 건전도 평가, 대학토목학회 논문집, pp.331~338
◦ 박기웅, 정승태, 조주환(2009), 울산대교 터널식 앵커리지의 설계 고찰, 유신기술회보, 제16호, pp 328~336.
◦ 박봉근(2007), BKS-LRPS(Backyoung-KyungSung Laser Roughness Profiling System)의 개발 및 검증에 관한 연구
◦ 박재현, 허정원, 김명모, 곽기석 (2008) “LRFD 설계를 위한 국내 항타강관말뚝의 저항계수 산정”, 대한토목학회 논문집, 제28권, 제6C호, pp. 367-377.
◦ 박종화, 신성균, 신상훈, 유필조, 최대헌, 서용교(2008), 울산대교 장대 단경간 현수교의 계획과 기본설계, 2008 대한토목학회 정기학술대회, 구조, pp 182~185.
◦ 박종화, 이상민, 박구용, 이정한, 김성옥, 구상철, 정원영, 천종우, 이광수, 염기대, 강석구, 박진순, 오명학 (2008) “울돌목 시험조류발전소 자켓 설치”, 현대건설 기술세미나 2008 논문집, pp.311-331, 현대건설
◦ 박종화, 이정한, 이명재, 신상훈, 백도준, 이의택(2008), 경제성 제고를 위한 1150m급 울산대교 현수교 설계, 2008 대한토목학회 정기학술대회, 구조, pp 186~189.
◦ 박종화, 조충영(2005), 일본 장대교의 설계기준 고찰, 한국강구조학회지, 제17권 제3호, pp 17~29.
◦ 박찬민, 장대교량 기술동향, 한국도로공사 도로교통연구원, EX-기술동향 Brief-016.
◦ (주)백경지앤씨 (2010.07), 00고속도로 00-00간 확장공사 4공구 현장타설말뚝 건

전도 시험 최종 보고서

◦ (주)백경지엔씨, (2010.08), 00시 관내 국도 대체 우회도로 건설공사 현장타설말뚝 건전도시험 보고서

◦ (주)백경지엔씨 (2005.04) 마창대교 건설공사 현장타설말뚝(ϕ3,000)재하시험 보고서(PYLON-1)

◦ (주)백경지엔씨 (2007.08) 명지대교 건설공사 현장타설말뚝 재하시험 보고서

◦ (주)백경지엔씨 (2008.02) 북항대교 민간투자사업 현장타설말뚝 (Φ2,500) 양방향

◦ 설훈일, 정상섬, 우상윤(2006), “굴착면 거칠기를 고려한 암반 근입 현장타설말뚝의 주면하중전이 특성”, 한국지반공학회, 한국지반공학회 정기학술대회

◦ 송명준 외 (2011). "현장타설말뚝의 재하시험 방법에 따른 거동특성연구", 한국지반공학회 가을학술대회 2011.

◦ 신성균, 신상훈, 유필조, 서용교(2008), 울산대교 장대 단경간 현수교의 계획과 기본설계, 유신기술회보, 제15호, pp 256～267.

◦ (주)씨스캔 (2004), 조사용 다방향 비디오카메라를 구비한 수중 영상 취득 시스템, 특허등록번호 20-0341066

◦ 양우용, 서영화, 정길수, 위재옥(2010), Roller Compacted Concrete를 이용한 중력식 앵커리지 시공사례, 2010 대한토목학회 정기학술대회, 시공, pp 302～305.

◦ 유신 구조본부(2010), 이순신대교의 계획 및 설계, 한국IABSE 2010년도 2차 워크샵.

◦ 이명재, 신상훈, 백도준, 이의택(2008), 울산대교의 구조설계, 유신기술회보, 제15호, pp 268～289.

◦ 이석주(2000), 광안대교의 설계, 토목(대한토목학회지), 제48권 제9호, pp 72～76.

◦ 이승훈, 박영호, 송명준 (2007), “말뚝지지 전면기초의 설계를 위한 실용적 해석방법에 관한 연구”, *한국지반공학회 논문집*, Vol. 23, No. 12, pp. 83-94.

◦ 이영대(1996), 광안대교 건설공사, 토목(대한토목학회지), 제44권 제10호, pp 46～54.

◦ 장인성, 권오순, 정충기, 2007, 무인착저식 해양 콘관입시험기 개발, 한국지반공학회 가을국제컨퍼런스 611-622

◦ 장학성, 장석부, 장영일, 권승(2008), 광양대교의 지중정착식 앵커리지터널 설계사례, 자연, 사람 그리고 터널(터널학회지), 제10권 제1호, pp 31～39.

◦ 전남수, 박오현, 정상화, 채성태,(2008), 현장 타설 콘크리트 말뚝의 품질검사를 위한 건전도검사기법 표준화 연구(공대공 음파검층 시험법), 대한토목학회 정기학술대회
◦ 전남수, 박오현, 정상화, 채성태(2008), 현장 타설 콘크리트 말뚝의 품질검사를 위한 건전도검사기법 표준화 연구(충격반향기법과 충격응답기법), 대한토목학회 정기학술대회
◦ 정경자, 조성민, 김홍종, 정종홍(2003), 공대공 초음파 검층에 의한 현장타설말뚝의 건전도 평가기준 개선방향, , 대학토목학회 정기학술대회
◦ 정경자, 조성민, 김홍종, 정종홍(2005), 현장시험에 의한 충격반향기법의 말뚝 건전도 검사 적용성 평가, 학국지반공학회 논문집
◦ 정상섬, 설훈일, 우상윤, 안상용(2006), “현장타설말뚝의 주면마찰력 영향인자 분석”.한국지반공학회, 한국지반공학회 설립 22주년 기념 기술위원회 공동 학술세미나, pp351 ~362
◦ 정창규, 정성민, 황근배, 최용규 (2004) “양방향 선단재하시험을 이용한 단층파쇄대에 시공된 대구경 현장타설말뚝의 선단지지력 측정 연구”, 한국지반공학회 논문집, 제20권, 제5호, pp. 135-143.
◦ 조성민, 2007, 해상 지반조사 분야의 기술동향, 한국지반공학회 가을국제 컨퍼런스 639-653
◦ 조일형, 1991, 항만내 파도응답과 계류선박의 운동해석., 서울대학교 박사학위논문.
◦ 조천환, 이명환, 김성회(2003), “국내 현장타설말뚝의 주면 접촉부에 대한 일정강성도 전단시험”, 한국지반공학회, 한국지반공학회 정기학술대회, pp.147~152.
◦ 조천환, 이명환, 유한규, 권형구, 박언상 (2003), “암반에 근입된 현장타설말뚝의 벽면거칠기 특성”, *한국지반환경공학회 논문집*, Vol. 4, No. 2, pp. 5-13.
◦ 조천환 외 (2004). "축소모형말뚝을 이용한 현장타설말뚝의 지지력 평가", 한국지반공학희논문잡 제20권 5호 2004년 7월. 117-126 특별논문집 제 1호.
◦ (재)한국건설시험연구소 (2007.05) 『부산-거제간 연결도로 사장교 현장』내에 시공된 기초말뚝 중 현장타설말뚝(Φ2,000mm)에 대한 양방향 고유압 말뚝재하시험 보고서
◦ 사단법인 한국지반공학회(2002), 지반공학 시리즈 4(깊은기초 편), 구미서관,

268-361.

◦ 서덕동(2004), “IGM에 근입된 현장타설말뚝의 변위를 고려한 지지력”,한양대학교 박사학위논문

◦ 일본강관항협회 (2002) 강관 시트파일 기초 - 그 설계와 시공 (일본어).

◦ ㈜파일테크(2004), “암반층에 근입된 현장타설말뚝의 새로운 설계기법 개발 연구보고서”, 한국건설 교통기술평가원, Report No. 2001-목적A-11

◦ 최영석, 정승태, 임철오, 장학성(2008), 중력식 앵커리지의 계획, 유신기술회보, 제14호, pp 54~63.

◦ 채종훈, 유재명, 김대규, 이우진(2001.12), 비파괴시험을 이용한 현장타설말뚝의 건전도 평가에 관한 연구 ,한국지반환경공학회 논문집 제2권 제4호, pp.5~14

◦ 최용규, 김병회, 정창규, 정성기, 이승련(2000), 광안대로 건설공사의 대구경 말뚝정재하시험과 하중전이측정, 토목(대한토목학회지), 제48권 제5호, pp 88~95.

◦ 최용규, 임종석, 권오윤(2003), 말뚝기초의 경제적인 설계절차에 의한 건설비용 절감 사례 연구, 한국지반환경공학회 논문집 제 4호, 73-84.

◦ 최윤락, 1997, 고차경계요소법을 이용한 2차항 파랑하중 해석., 서울대학교 박사학위논문.

◦ 채종훈, 유재명, 김대규, 이우진(2001.12), 비파괴시험을 이용한 현장타설말뚝의 건전도 평가에 관한 연구 ,한국지반환경공학회 논문집 제2권 제4호, pp.5~14

◦ 최현택, 이판묵, 이종무, 전봉환, 이계홍, 김기훈, 류승철 (2007), 심해 무인잠수정 해미래와 실해역 탐사, 대한전자공학회 논문지, pp. 70-76.

◦ 파일테크 (2004), “암반층에 근입된 현장타설말뚝의 새로운 설계기법 개발”, *건설교통부 산학연공동연구 최종보고서*.

◦ 한국건설기술연구원 (2008) 기초구조물 설계를 위한 저항계수 결정 연구, 건설교통부 건설교통 R&D 정책・인프라 사업 최종보고서, 국토해양부.

◦ 한국도로공사, 2002, 표준관입시험 활용법 개선연구

◦ 한국지반공학회 기초기술위원회, 2004년 기초기술위원회 워크샵, pp135~126

◦ 한국지반공학회, 2003, 구조물 기초 설계기준 해설집, 국토해양부.

◦ 한유식, 이수진, 남문석, 최용규(2011),“재사용말뚝센서에 관한 기술수준 고찰”, 한국지반공학회, 한국지반공학회 봄 학술발표회

◦ 현대건설기술연구소(2006.05), 00대교 연결도로 건설공사 말뚝 재하시험 보고서

◦ 홍사영 외, 1997, 해양공간이용 대형 복합플랜트 개발(II)., 한국기계연구원 보고서,
◦ 홍사영, 홍섭, 김병현, 1996, 부유구조물 파랑응답 해석., 대한조선학회지 33권 4호.
◦ 황학주(2002), 박정희 대통령과 남해대교, 토목(대한토목학회지), 제50권 제2호, pp 63~64.
◦ American Association of State Highway and Transportation Official (AASHTO)(1996) Standard Specifications for Highway Bridges, AASHTO, Washington D.C.
◦ American Association of State Highway and Transportation Official (AASHTO)(2007) AASHTO LRFD Bridge Design Specifications. Fourth Edition. AASHTO, Washington D.C.
◦ American Concrete Institute (ACI)(1999) Building Code Requirements for Structural Concrete (318-99) and Commentary (318R-99), ACI, Detroit.
◦ American Institute of Steel Construction (AISC)(1994) Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Steel Buildings. Second Edition. AISC, Chicago
◦ American Petroleum Institute (API)(1993) Recommended Practice for Planning, Designing, and Constructing Fixed Offshore Platforms-Load and Resistance Factor Design. API, Washington, D.C.
◦ Abdul Aziz, H.M. & Lee, S.K. (2005), “Innovation in Instrumented Test Piles n Malaysia: Application of Global Strain Extensometer (GLOSTREXT) Method forInstrumented Bored Piles in Malaysia, “Bulletin of the Institution of Engineers,Malaysia, October 2005 issue. pp 10-19
◦ Amir, J.M.(2002). "Single-tube ultrasonic testing of pile integrity", Geotechnical Special Publication n116, ASCE, pp. 837-850.
◦ ASTM (1996). "Standard test method for low strain integrity testing of piles", designation D5882-96.
◦ AUSTROADS. (1992), AUSTROADS Bridge Design Code. National Office, AUSTROADS, Surry Hills, NSW, Australia.

◦ Ayyub, B.M., Assakkaf, I. (1999), LRFD Rules for Naval Surface Ship Structures: Reliabiltiy-Based Load and Resistance Factor Design Rules, Naval Surface Warfare Center, Carderock Division, U.S. Navy.

◦ Baecher, G.B. and Christian J.T. (2003). Reliability and Statistics in Geotechnical Engineering, John Wiley & Sons, Ltd.

◦ Barton, N. (1973). "Review of a new shear strength criterion for rock joints", *Engineering Geology*, Vol. 7, pp. 287-332.

◦ Baycan, S. (1996). Field Performance of Expansive Anchors and Piles in Rock. Ph.D. Dissertation, *Department of Civil Engineering, Monash University,* Melbourne, Australia.

◦ Briaud, J.-L., Ballouz, M., and Nasr, G. (2000) "Static Capacity Prediction by Dynamic Methods, for Three Bored Piles", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol.126, No. 7, pp. 640-649.

◦ Britich Standards (2004), "Eurocode 7 : Geotechnical Design", BS EN 1997-1.

◦ Cater, J. P. and Kulhawy, F. H.(1987), Analysis and Design of Drilled Shaft Foundations Socketed into Rock, Research Report 1493-4, Geotechnical Engineering Group, Cornell University, Ithaca, New York, January.

◦ Collingwood, B. (2000). The effect of construction practice on the performance of rock socketed piles, Ph.D. dissertation, *Department of Civil Engineering, Monash University,* Melbourne, Australia.

◦ Davisson (1972) "High Capacity Piles", Proceedings, Soil Mechanics Lecture Series on Innovations in Foundation Construction, ASCE, Illinois Section, Chicago, IL, pp. 82-112.

◦ Danish Geotechnical Institute (DGI)(1985) Code of Practice for Foundation Engineering. DGI, Copenhagen, Denmark

◦ Dobrya, R,. A. Peckerb, G. Mavroeidisc, M. Zeghala, B. Gohld, and D. Yange (2003). "Damping/global energy balance in FE model of bridge foundation lateral response" Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol.23, pp.483-495.

◦ European Committee for Standardization (CEN)(1994) Eurocode 7:

Geotechnical Design. I: General Rules. CEN, Central Secretariat, Brussels

◦ FHWA (1999) Drilled Shafts: Construction Procedures and Design Methods, Publication No. FHWA-IF-99-025, Federal Highway Administration, Washington, D.C.

◦ FHWA (2010), *Drilled Shafts : Construction Procedures and LRFD Design Methods*, FHWA-NHI-10-016.

◦ G-I Deep Foundations Committee(2000). " Nondestructive Eval!!uation of Drilled Shafts", Report of a Task Force Sponsored by the G-I Deep Foundations Committee, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 126(1): 92-95.

◦ Goble, G. (1999) Geotechnical Related Development and Implementation of Load and Resistance Factor Design(LRFD) Methods. NCHRP Synthesis of Highway Practice 276, Transportation Research Board, Washington, D.C.

◦ Haberfield, C.M., Baycan, S. and Seidel, J.P. (1996). "Field Testing of Bored Piles in Weak Rock", Geomechanics in a Changing World, 7th ANZ Conf. in Geomechanics, July.

◦ Hansell, W.C. and Viest, I.M. (1971) "Load Design for Steel Highway Bridges, American Institute of Steel Construction", Engineering Journal, Vol.8, No.4, pp. 113-123.

◦ Hajime, H.(2011), 현수교 시공엔지니어링에 대하여, 토목(대한토목학회지), 제59권 제1호, pp 68～73.

◦ Hayes, J.A. (2008). "The Quest for Quality in Deep Foundations", From Research to Practice in Geotechnical Engineering. pp. 636-652.

◦ Hayes, J.A. (2008). "The Quest for Quality in Deep Foundations", From Research to Practice in Geotechnical Engineering. 636-652.

◦ Hess, J. L. and Smith, A. M. O., 1964, Calculation of Nonlifting Potential Flow about Arbitrary Three Dimensional Bodies., J. Ship Res., Vol. 8, No. 3.

◦ Hong, S. and Hong, S. Y. 1997, Effects of Mooring Line Dynamics on Position Keeping of Floating Production System. Proc. 7th Int. Offshore and Polar Eng., Vol. 1.

◦ Horvath, R. G. and Kenny, T. C. (1979), Shaft Resistance of Rock-Socketed Drilled Piers, in Proceedings, Symposium on Deep Foundations (Fuller, ed.), ASCE, Atlanta, October, 182～214.

◦ Janbu, N. (1963), "Soil compressibility as determined by oedometer and triaxial tests", *Proc. ECSMFE,* Wiesbaden, 1, pp.19-25.

◦ Junari Virola(2003), 세계 최장교량 건설소식-중국 런양교, 한국강구조학회지, 제15권 제2호, pp 93～94.

◦ Jung, G., Cho, S.M., and Kim, M.M.(2007). "Defects of Drilled Shaft and Effects of Surrounding Geo-materials Predicted by Sonic-echo Tests", The Proceedings of the 17th Interanational Offshore and Polar Engineering Conference, Lisbon, Portugal, July 1-6, CD-ROM, Vol.2: 1382-1387.

◦ Kaplan, H. and Seireg, A (2002). "A Base Isolation System for Bridges Subjected to Seismic Disturbances" Earthquake Eng. Struct. Dyn., Vol.31, pp.1093-1112.

◦ Katzenbach, R., and Moormann, C. (2001), "Recommendations for the design and construction of piled rafts", *Proceeding. 15th International Conference. Soil Mech. Foundation Engineering.*, Istanbul, 2, pp. 927-930.

◦ Kawaguchi, K.(2010), Construction of Tunnel-Typed Anchorage.

◦ Kimura, M., Inazumi, S., Too, J. K. A., Isobe, K., Mitsuda, Y. and Nishiyama, Y. (2007) Development and Application of H-Joint Steel Pipe Sheet Piles in Construction of Foundations for Structures, Soils and Foundations, Vol. 47, No. 2, pp.237-251.

◦ Kondner, R.L. (1963). "Hyperbolic stress-strain response:cohesive soil", Jnl. Soil Mech. Found. Div., 89(SM11), 115-143.

◦ Kunihiko, O., Kiyosi, Y. and Hiroya, O. (2006) Development of New Foundation Method Using Steel Pipe Sheet Pile with High Strength Pipe-Junction "Hyper-Well SP", JFE TECHNICAL REPORT, No. 8, pp.44~50.

◦ Maruo, H., 1960, The Drift of Body Floating on Waves., J. Ship Res., Vol. 4, No. 3.

◦ Masaaki Ueno. (2007) Tokyo Bay Bridge-Long span Bridge Employing

Advanced Bridge Materials and Technologies, STEEL CONSTRUCTION TODAY & TOMORROW, No. 18, pp. 1-9.

◦ Méhauté, B., 1976, An Introduction to Hydrodynamics & Water Waves., Springer-Verlag.

◦ Mindlin, R. D. (1936), "Force at a point in the interior of semi-infinite solid", *Physics*, Vol. 7, Issue 5, pp. 195-202.

◦ Ministry of Transportation (MOT) (1992), Ontario Highway Bridge Design Code, MOT, Downsview, Ontrario, Canada.

◦ Nam, M. S. (2004), Improved Design for Drilled Shafts in Rock, PhD Dissertation, University of Houston, Houston, Tx..

◦ National Research Council of Canada (NRC)(1995) National Building Code of Canada, NRC, Ottawa, Canada.

◦ NAVFAC (1982) Foundations and Earth Structures, Design Manual 7.2, Department of the Navy Naval Facilities eng. Command.

◦ Newman, J. N., 1967, The Drift Force and Moment on Ships in Waves., J. Ship Res., Vol. 11.

◦ Newman, J., N., 1977, Marine Hydrodynamics., The MIT Press.

◦ Ohde, J. (1939), " Zur Theorie der Druckverteilung im Baugrund", *Der Bauingenieur*, 20, pp. 451-459.

◦ O'Neill, M.W., and Reese, L.C.(1999). Drilled Shafts: Construction Procedures and Design Methods, Report No. FHWA-IF-00-025, Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation.

◦ O'Neill, M. W. and Reese, L. C. (1999),Drilled Shafts: Construction Procedures and Design Methods, Publication No. FHWA-IF-99-025.

◦ O'Neill, M. W. (2001), "Side Resistance in Piles and Drilled Shafts", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, American Society of Civil Engineers*, Vol. 127, No.1, pp. 3-16.

◦ Osterberg, J. O. and Gill, S. A.(1973), Load transfer mechanisms for piers socketed in hard soils or rock, Proc. 9th Canadian Sym. on Rock Mech., Montreal, 235~262.Highway Administration, Washington, D. C.

◦ Paikowsky, S.G.(2004) Load and Resistance Factor Design for Deep Foundations. NCHRP report 507, Transportation Research Board, Washington, D.C.

◦ Pells, P.J.N., Rowe, R.K. and Turner, R.M. (1980), “An experimental investigation into side shear for socketed piles in sandstone”, *Proc. Int. Conference on Structural Foundation on Rock*, Sydney, Vol.1, pp. 291-302.

◦ Pinkster, J. A., 1976, Low Fequency Second Order Wave Forces on Vessels Moored at Sea., Proc. 11 th Symp. Naval Hydrodyn.

◦ PLAXIS (2012), “PLAXIS 3D Reference manual”, *PLAXIS*.

◦ PLAXIS (2012), “PLAXIS 3D Technical manual”, *PLAXIS*.

◦ Poulos, H.G. and Davis, E.H. (1980). "Pile foundation analysis and design", New York, John Wiley and Sons.

◦ Poulos, H.G. (1991). "Analysis of piled raft foundations", Comp. Methods and Advances in Geomechs., Ed. G. Beer, J.R. Booker and J.P. Carter, A.A. Balkema, Rotterdam, 1, 193-191.

◦ Poulous, H.G. (1994), “An approximate numerical analysis of pile-raft interaction”, *International Journal Num. Anal. Meths. Geomechanics*, 18, pp 73-92.

◦ Poulous, H.G., Small, J.C., Ta, L.D., Sinha, J. and Chen, L. (1997), “Comparison of some methods for analysis of piled rafts”, *Proc. 14th ICSMFE*, Hamburg, Vol. 2, pp. 1119-1124.

◦ Randolph, M. F. and Wroth, C. P. (1978), “An analysis of the deformation of vertically loaded piles”, *Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE*, Vol. 104, No. 12, pp. 1465-1488.

◦ Randolph, M.F. (1983). "Design of piled raft foundations", CUED/D, Soils TR 143, Cambridge University.

◦ Randolph, M.F. (1994). "Design methods for pile groups and piled rafts", Proc. 12th Int. Conf. Soil Mechs. and Foundn. Eng., New Delhi, 5, 61-82.

◦ Rosenberg, P., and Journeaux, N. L. (1976) “Friction and Bearing Tests on Bedrock for High Capacity Socket Design”, Canadian Geotechnical Journal,

Vol.13, No.3, pp.324-333.

◦ Rowe, R. K. and Armitage, H. H.(1987) “A Design Method for Drilled Piers in Soft Rock”, Canadian Geotechnical Journal, Vol.24, No.1, pp.126-142.

◦ Schmertmann, J. H. and Hartman, J. P. (1978), “Improved strain influence factor diagrams”, *Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE*, Vol. 104, No. 8, pp. 1131-1135.

◦ Seidel, J.P. and Collingwood, B. (2001). “A new socket roughness factor for prediction of rock socket shaft resistance”. Canadian Geotechnical Journal, 38(1), 138-153.

◦ Seidel J.P. and Haberfield. C.M. (1994). "A New approach to the prediction of drilled pier performance in rock", ProceedIngs of The U.S. Federal Highways Administration International Conference on Design and Construction of Deep Foundations, Dec 1994, Orlando. 556-570

◦ Song, M.J., Park, Y.H., and Kim, D.J. (2005), “Preliminary load tests for the design of large diameter drilled shafts by bi-directional loading method at toe”, *Proceedings of KGS Spring Conference, Korean Geotechnical Society*, Jeju, Korea, pp. 89-98 (in Korean).

◦ Ta, L.D. and Small, J.C. (1996), “Analysis of piled raft systems in layered soils”, *International Journal Num. Anal. Meths. in Geomechanics*, 20, pp 57-72.

◦ Takeuchi, T. et al. (1997). "Akashi Kaikyo Bridge-a case history", Tsuchi-to-kiso, Monthly Jour. of JGS, Vol.45, No.9, 43-48 (in Japanese).

◦ Terzaghi, K. and Peck, R.B. (1967). "Soil Mechanics in Engineering Practice", 2d ed. Wiley, New York.

◦ Tatsuoka, F. et al.(1999). "Characterising the Pre-faiIure Deformation Properties of Geomaterials", Theme Lecture for the Plenary Session No.1, Proc. of XIV IC on SMFE, Hamburg, September 1997, Volume 4, 2129-2164.

◦ Tatsuoka, F. et al. (2001). "Time-dependent deformation characteristics of stiff geomaterials in engineering practice", the Theme Lecture, Proc. of the Second International Conference on Pre-failure Deformation Characteristics of

Geomaterials, Torino, 1999, Balkema (Jamiolkowski et al.,eds.), Vol. 2, pp.1161- 1262.

◦ T. An (2006). “Study on Oscillation Behavior and Aseismicity of Bridges with Seismic Isolation Foundation System” Ph.D. Thesis, Waseda Univ., Japan.

◦ Vesic, A.S. (1961). "Bending of beams resting on isotropic solid", Jnl. Eng. Mech. Div., ASCE, 87(EM2), 35-53.

◦ Vesic, A.S. (1977). "Design of Pile Foundations", National Cooperative Highway Research Program Synthesis of Practice No.42, Transportation Research Board, Washington, DC.

◦ Visual Numerics (2007) IMSL C# Programmer User's Guide; www.vni.com

◦ Williams, A.F., Johnson, I.W., and Donald, I.B. (1980) “The Design of Sockets in Weak Rock”, Proceedings of International Conference on Structural Foundations on Rock, Vol. 1, pp. 327-347.

◦ http://www.codil.or.kr:8080/doc/CIGCSP240018, 아카시 해협대교 1A anchorage 기초 시공사례.

◦ 木村 亮, 稻積眞哉 (2010) 강관 시트파일 기초 및 연결 강관 시트파일 기초, 교토대 전문가활용 연구보고서

주 의 사 항

1. 이 보고서는 국토교통부에서 시행한 건설기술연구사업의 연구보고서입니다.
2. 이 보고서 내용을 발표하는 때에는 반드시 국토교통부에서 시행한 사업의 연구결과임을 밝혀야 합니다.
3. 국가과학기술 기밀유지에 필요한 내용은 대외적으로 발표 또는 공개하여서는 아니됩니다.